Universidad Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de
Ingeniería Civil

Análisis y diseño para estructuras de concreto armado en tanques rectangulares y sus aplicaciones en las obras civiles

Jim Orihuela Canchari

Huancayo, 2017

Tesis para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú

ASESOR

Mg. Ing. Natividad Sánchez Arévalo

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios por brindarme vida y salud y acompañarme en todo momento.

A mi asesora Mg. Ing. Natividad Sánchez Arévalo, por su incondicional apoyo en la realización de esta tesis.

A mis padres y hermanos por la motivación y apoyo constante en la realización del presente trabajo.

Al Ing. Pesquero César Sánchez y a las diferentes instituciones públicas que me apoyaron en la recolección de información.

A Kevin Lavado Sánchez por el apoyo en la traducción de información y resumen de la tesis.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres, Régulo y Vilma, por sus enseñanzas, consejos, motivación y apoyo incondicional.

ÍNDICE

PORTADA i
ASESOR ii
AGRADECIMIENTO iii
DEDICATORIA iv
ÍNDICE v
LISTA DE TABLAS xii
LISTA DE FIGURAS xxi
RESUMEN xxxiv
ABSTRACT xxxv
INTRODUCCIÓN xxxvi
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO 1
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 1
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 7
1.2. OBJETIVOS 7
1.2.1. OBJETIVO GENERAL 7
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 7
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA 7
1.4. METODOLOGÍA Y DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN 8
1.4.1. MÉTODO, TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN 8
1.4.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN 9
1.4.3. POBLACIÓN Y MUESTRA 9
1.4.4. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS 14
1.4.5. TÉCNICAS DE TRATAMIENTO DE DATOS 14
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO 15
2.1. DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS TANQUES RECTANGULARES 15
2.2. APLICACIONES DE LOS TANQUES RECTANGULARES EN LAS OBRAS CIVILES 17
2.2.1. RESERVORIOS SUPERFICIALES Y RESERVORIOS ENTERRADOS PARA ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE 18
2.2.2. PISCINA CON FINES RECREATIVOS/DEPORTIVOS 27
2.2.3. ESTANQUES PARA CULTIVO DE PECES CON FINES PRODUCTIVOS 39
2.2.4. TANQUE IMHOFF Y LECHO DE SECADO PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 44

2.3. NORMATIVAS A UTILIZARSE 57
2.3.1. PARTES APLICABLES DE LA NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 CONCRETO ARMADO 58
2.3.2. PARTES APLICABLES DEL CÓDIGO DEL MEDIO AMBIENTE ACI 350 58
2.3.3. COMPARATIVO ENTRE LA NORMA E.060 Y LA NORMA ACI 350 ...59
2.4. ANÁLISIS DE CARGAS 62
2.4.1. CARGAS MUERTAS 62
2.4.2. PRESIÓN HIDROSTÁTICA 63
2.4.3. PRESIÓN DEL SUELO 64
2.4.4. CARGAS VIVAS 64
2.5. ESTRUCTURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE RECTANGULAR 64
2.5.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES 65
2.5.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE TAPA 66
2.5.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE FONDO 66
2.6. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA TANQUES DE CONCRETO 67
2.6.1. TABLAS DE LA PCA (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION) 68
2.6.2. TABLAS DE BARES 74
2.6.3. MÉTODO DE COEFICIENTES DE LA NTE E.060 77
2.6.4. MÉTODO BASADO EN EL EMPLEO DEL PROGRAMA SAP2000 79
2.7. MÉTODOS DE DISEÑO PARA TANQUES CONCRETO ARMADO 81
2.7.1. MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA 81
2.7.2. VERIFICACIÓN DEL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL TANQUE BAJO CARGAS DE SERVICIO 83
2.8. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN TANQUE RECTANGULAR 85
2.8.1. CONDICIONES DE CARGA 85
2.8.2. CONSIDERACIONES PARA FUERZAS CORTANTES 87
2.8.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO POR FLEXIÓN 88
2.8.4. JUNTAS EN LOS TANQUES 92
CAPÍTULO III CONFIGURACIÓN Y FUNCIONAMIENTO DE LOS PROYECTOS SELECCIONADOS 97
3.1. PROYECTO DE ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE 97
3.1.1. NOMBRE DEL PROYECTO 97
3.1.2. COMPONENTES: 97

3.1.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO 100
3.1.4. DISEÑO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO APOYADO 101
3.2. PROYECTO CON FINES RECREATIVOS/DEPORTIVOS 101
3.2.1. NOMBRE DEL PROYECTO 101
3.2.2. CARACTERÍSTICAS: 101
3.3. PROYECTO CON FINES PRODUCTIVOS 109
3.3.1. NOMBRE DEL PROYECTO 109
3.3.2. COMPONENTES 109
3.4. PROYECTO DESTINADO AL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 112
3.4.1. NOMBRE DEL PROYECTO 112
3.4.2. COMPONENTES 112
CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS TANQUES RECTANGULARES SELECCIONADOS 117
4.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVORIO SUPERFICIAL APOYADO EN EL TERRENO 118
4.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO 119
4.1.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO 120
4.1.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO 121
4.1.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE LA PCA 122
4.1.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE BARES 138
4.1.6. DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060 148
4.1.7. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060 156
4.1.8. DISEÑO DEL RESERVORIO APOYADO CON EL PROGRAMA SAP2000 171
4.1.9. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL RESERVORIO 179
4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN TANQUE CISTERNA 182
4.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA 183
4.2.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA 184

4.2.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA....185
4.2.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA CON LAS TABLAS DE LA PCA....187
4.2.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA CON LAS TABLAS DE BARES....215
4.2.6. DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA....238
4.2.7. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE CISTERNA....244
4.2.8. DISEÑO DEL TANQUE CISTERNA CON EL PROGRAMA SAP2000 255
4.2.9. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TANQUE CISTERNA....270
4.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PISCINA....274
4.3.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE DE LAS PAREDES DE LA PISCINA....276
4.3.2. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LA PISCINA...276
4.3.3. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN PARA LA PISCINA....277
4.3.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DE LA PISCINA....283
4.3.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE LA PISCINA....293
4.3.6. DISEÑO DE LA PISCINA CON EL PROGRAMA SAP2000....307
4.3.7. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA PISCINA....322
4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN ESTANQUE PARA CRIADERO DE TRUCHAS....326
4.4.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE DE LAS PAREDES DEL ESTANQUE....328
4.4.2. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DEL ESTANQUE.328
4.4.3. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO PARA EL ESTANQUE....329
4.4.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL ESTANQUE....334
4.4.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTANQUE....343
4.4.6. DISEÑO DEL ESTANQUE PARA CRIADERO DE TRUCHAS CON EL PROGRAMA SAP2000....354
4.4.7. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITVO DEL ESTANQUE....369
4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN TANQUE IMHOFF CON TAPA....373
4.5.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF....375
4.5.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF....376

4.5.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF 377
4.5.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE LA PCA 379
4.5.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE BARES....409
4.5.6. DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060 432
4.5.7. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060 441
4.5.8. DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF CON EL PROGRAMA SAP2000 ...455
4.5.9. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TANQUE IMHOFF 471
4.6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN TANQUE IMHOFF SIN TAPA 475
4.6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF....476
4.6.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF 477
4.6.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF 477
4.6.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE LA PCA 479
4.6.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE BARES....508
4.6.6. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060 531
4.6.7. DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF CON EL PROGRAMA SAP2000 ...544
4.6.8. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TANQUE IMHOFF 557
4.7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN LECHO DE SECADO....560
4.7.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE DE LAS PAREDES DEL LECHO DE SECADO....563
4.7.2. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DEL LECHO DE SECADO 563
4.7.3. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN PARA EL LECHO DE SECADO 564
4.7.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL LECHO DE SECADO 570
4.7.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL LECHO DE SECADO 579
4.7.6. DISEÑO DEL LECHO DE SECADO CON EL PROGRAMA SAP2000 592

4.7.7. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL LECHO DE SECADO....607
CAPÍTULO V CONSTRUCCIÓN DE TANQUES RECTANGULARES....611
5.1. DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO....611
5.1.1. RECUBRIMIENTOS DE CONCRETO PARA EL REFUERZO....611
5.1.2. DETALLES DEL REFUERZO....613
5.2. CONCRETO....620
5.2.1. DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO (DISEÑO DE MEZCLA)....620
5.2.2. MEZCLADO DEL CONCRETO....623
5.2.3. TRANSPORTE DEL CONCRETO....626
5.2.4. COLOCACIÓN DEL CONCRETO....626
5.2.5. COMPACTACIÓN DEL CONCRETO COLOCADO....629
5.2.6. CURADO DEL CONCRETO....630
5.3. PRUEBA DE FUGAS....631
5.4. DETALLE DE JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN....632
CAPÍTULO VI CONCRETOS ESPECIALES UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCION DE TANQUES RECTANGULARES....635
6.1. CONCRETO PREMEZCLADO....635
6.2. CONCRETO BOMBEADO....636
6.3. CONCRETO LANZADO....636
6.4. CONCRETO INYECTADO....637
6.5. CONCRETO CON FIBRAS....638
6.6. CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA....639
6.7. CONCRETO DE BAJA PERMEABILIDAD....639
CAPÍTULO VII OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS TANQUES RECTANGULARES....641
7.1. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UN RESERVORIO Y UN TANQUE CISTERNA....641
7.2. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UNA PISCINA....643
7.3. OPERACIÓN Y MANTENIMEINTO DE UN TANQUE IMHOFF....644
7.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UN LECHO DE SECADO....645
7.5. CAUSAS, EVALUACIÓN Y REPARACIÓN DE FISURAS....646
7.5.1. CAUSAS DE LA FISURACIÓN....647
7.5.2. EVALUACIÓN DE LA FISURACIÓN....649
7.5.3. MÉTODOS DE REPARACIÓN DE FISURAS....650
CAPÍTULO VIII IMPACTO AMBIENTAL PRODUCIDO POR LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUES RECTANGULARES....655

8.1. OBJETIVO....655
8.2. IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES....655
8.3. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL....657
8.4. PROGRAMA DE MONITOREO....660
8.5. PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL....661
8.6. PLAN DE CONTINGENCIAS....662
CONCLUSIONES....667
RECOMENDACIONES....669
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS....670
ANEXOS....673

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Selección de las aplicaciones desarrolladas en la tesis 13
Tabla 2: Dimensiones de los estanques según Romero 43
Tabla 3: Dimensiones de los estanques según Foncodes 44
Tabla 4: Factores de capacidad relativa 51
Tabla 5: Tiempo de digestión de lodos 52
Tabla 6: Cuadro comparativo entre la Norma Peruana E.060 y la Norma extranjera ACI 350 60
Tabla 7: Recubrimientos mínimos y peralte efectivo 84
Tabla 8: Refuerzo mínimo de retracción y temperatura 90
Tabla 9: Distribución de juntas en los tanques 93
Tabla 10: Separación entre juntas de contracción para paredes laterales 94
Tabla 11: Cálculo de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del reservorio 121
Tabla 12: Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del reservorio (PCA) 124
Tabla 13: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del reservorio (PCA) 129
Tabla 14: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA) 131
Tabla 15: Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA) 132
Tabla 16: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA) 133
Tabla 17: Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA) 134
Tabla 18: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del reservorio (BARES) 140
Tabla 19: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES) 142
Tabla 20: Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES) 143
Tabla 21: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES) 143
Tabla 22: Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES) 144
Tabla 23: Diseño del acero negativo de la losa de tapa del reservorio 153
Tabla 24: Diseño del acero positivo de la losa de tapa del reservorio 155
Tabla 25: Diseño del acero negativo de la losa de fondo del reservorio 166
Tabla 26: Diseño del refuerzo positivo de la losa de fondo del reservorio 167
Tabla 27: Diseño del acero vertical en las paredes del reservorio (SAP) 175
Tabla 28: Diseño del acero horizontal en los muros del reservorio (SAP) 176
Tabla 29: Diseño del acero negativo de la losa de fondo del reservorio (SAP) 177
Tabla 30: Diseño del acero positivo de la losa de tapa del reservorio (SAP) 177
Tabla 31: Diseño del acero negativo de la losa de fondo del reservorio (SAP) 178
Tabla 32: Diseño del refuerzo positivo de la losa de fondo del reservorio (SAP) 179
Tabla 33: Resumen de resultados del diseño de las paredes del reservorio 179
Tabla 34: Comparación del acero requerido en las paredes del reservorio 180
Tabla 35: Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del reservorio 180
Tabla 36: Comparación del acero requerido en la losa de tapa del reservorio 181
Tabla 37: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del reservorio 181
Tabla 38: Comparación de acero requerido en la losa de fondo del reservorio 182

Tabla 39: Cálculo de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque cisterna..... 185
Tabla 40: Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque cisterna (PCA)..... 188
Tabla 41: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque cisterna (PCA)..... 193
Tabla 42: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 196
Tabla 43: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 197
Tabla 44: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 197
Tabla 45: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 198
Tabla 46: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 199
Tabla 47: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 200
Tabla 48: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 200
Tabla 49: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 202
Tabla 50: Momentos Mx para para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 207
Tabla 51: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 208
Tabla 52: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 208
Tabla 53: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 209
Tabla 54: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 210
Tabla 55: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)..... 211
Tabla 56: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 211
Tabla 57: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)..... 213
Tabla 58: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque cisterna (BARES)..... 217
Tabla 59: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)..... 219
Tabla 60: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)..... 220
Tabla 61: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)..... 220
Tabla 62: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)..... 221
Tabla 63: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)..... 222

Tabla 64: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 223
Tabla 65: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 224
Tabla 66: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 225
Tabla 67: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 230
Tabla 68: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 231
Tabla 69: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 231
Tabla 70: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 232
Tabla 71: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 233
Tabla 72: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 234
Tabla 73: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 235
Tabla 74: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 236
Tabla 75: Diseño del acero negativo en la losa de tapa del tanque cisterna 242
Tabla 76: Diseño del acero positivo en la losa de tapa del tanque cisterna 243
Tabla 77: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del tanque cisterna 250
Tabla 78: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del tanque cisterna 251
Tabla 79: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP) 259
Tabla 80: Diseño del acero horizontal en el muro largo del taque cisterna (SAP) 260
Tabla 81: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP) 261
Tabla 82: Diseño del acero horizontal en el muro largo del taque cisterna (SAP) 262
Tabla 83: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 263
Tabla 84: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 264
Tabla 85: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 265
Tabla 86: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 266
Tabla 87: Diseño del acero negativo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP) 267
Tabla 88: Diseño del acero positivo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP) 268
Tabla 89: Diseño del acero negativo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP) 269
Tabla 90: Diseño del acero positivo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP) 270
Tabla 91: Resumen de resultados del diseño de las paredes del tanque cisterna 271
Tabla 92: Comparación de acero requerido en las paredes del tanque cisterna 271
Tabla 93: Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del tanque cisterna 272
Tabla 94: Comparación de acero requerido en la losa de tapa del tanque cisterna 272
Tabla 95: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del tanque cisterna 273
Tabla 96: Comparación de acero requerido en la losa de fondo del tanque cisterna 273
Tabla 97: Diseño del refuerzo vertical exterior para el muro de la piscina 284
Tabla 98: Diseño del refuerzo vertical interior para el muro de la piscina 289

Tabla 99: Diseño del refuerzo para el talón de la zapata de la piscina 295
Tabla 100: Diseño del refuerzo para la punta de la zapata de la piscina 296
Tabla 101: Diseño del refuerzo negativo en la losa de fondo de la piscina..... 305
Tabla 102: Diseño del refuerzo positivo en la losa de fondo de la piscina 306
Tabla 103: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo de la piscina (SAP) 311
Tabla 104: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo de la piscina (SAP) 312
Tabla 105: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo de la piscina (SAP) 313
Tabla 106: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo de la piscina (SAP) 314
Tabla 107: Diseño del refuerzo vertical para el muro corto de la piscina (SAP) 315
Tabla 108: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto de la piscina (SAP) 316
Tabla 109: Diseño del acero vertical para el muro corto de la piscina (SAP)..... 317
Tabla 110: Diseño del acero horizontal para el muro corto de la piscina (SAP) 318
Tabla 111: Diseño del acero para el lado corto de la zapata de la piscina (SAP2000)..... 319
Tabla 112: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo de la piscina (SAP)..... 320
Tabla 113: Diseño del acero para el lado largo de la zapata de la piscina (SAP)..... 321
Tabla 114: Diseño del acero en el lado largo de la losa de fondo de la piscina (SAP) 322
Tabla 115: Resumen de resultados del diseño de las paredes de la piscina..... 323
Tabla 116: Comparación de acero requerido en las paredes de la piscina..... 323
Tabla 117: Resumen de resultados del diseño de la zapata de la piscina..... 324
Tabla 118: Comparación de resultados en la zapata de la piscina 324
Tabla 119: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo de la piscina..... 325
Tabla 120: Comparación de resultados en la losa de fondo de la piscina 325
Tabla 121: Diseño del refuerzo vertical exterior para el muro del estanque 335
Tabla 122: Diseño del refuerzo vertical interior para el muro del estanque 340
Tabla 123: Diseño del refuerzo para el talón de la zapata del estanque para criadero de truchas 345
Tabla 124: Diseño del refuerzo para la punta de la zapata del estanque para criadero de truchas 346
Tabla 125: Diseño del refuerzo negativo en la losa de fondo del estanque 353
Tabla 126: Diseño del refuerzo positivo en la losa de fondo del estanque 353
Tabla 127: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo del estanque (SAP)..... 358
Tabla 128: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo del estanque (SAP)..... 359
Tabla 129: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo del estanque (SAP)..... 360
Tabla 130: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo del estanque (SAP)..... 361
Tabla 131: Diseño del refuerzo vertical para el muro corto del estanque (SAP)..... 362
Tabla 132: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto del estanque (SAP)..... 363
Tabla 133: Diseño del acero vertical para el muro corto del estanque (SAP) 364
Tabla 134: Diseño del acero horizontal para el muro corto del estanque (SAP)..... 365
Tabla 135: Diseño del acero para el lado corto de la zapata del estanque (SAP) 366
Tabla 136: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del estanque (SAP) 367
Tabla 137: Diseño del acero para el talón de la zapata del estanque (SAP) 369
Tabla 138: Resumen de resultados del diseño de las paredes del estanque para truchas 370
Tabla 139: Comparación de acero requerido en las paredes del estanque para truchas..... 370
Tabla 140: Resumen de resultados del diseño de la zapata del estanque para truchas 371
Tabla 141: Comparación de resultados en la zapata del estanque para truchas..... 371
Tabla 142: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del estanque para truchas ... 372
Tabla 143: Comparación de resultados en la losa de fondo de la piscina 372
Tabla 144: Ventajas y desventajas de un tanque imhoff con tapa y otro sin tapa..... 373
Tabla 145: Cálculo de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque imhoff..... 377

Tabla 146 Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque imhoff (PCA) 381
Tabla 147: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (PCA) 386
Tabla 148: Momentos Mx para el diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 389
Tabla 149: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 390
Tabla 150: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 390
Tabla 151: Diseño del acero horizontal para el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 392
Tabla 152: Momentos Mz para el diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 392
Tabla 153: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 394
Tabla 154: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 394
Tabla 155: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 395
Tabla 156: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 400
Tabla 157: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 401
Tabla 158: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 402
Tabla 159: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 403
Tabla 160: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 403
Tabla 161: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 405
Tabla 162: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 405
Tabla 163: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 406
Tabla 164: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (BARES) 411
Tabla 165: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 413
Tabla 166: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 414
Tabla 167: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 414
Tabla 168: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 415
Tabla 169: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 416
Tabla 170: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 417

Tabla 171: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 418
Tabla 172: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 419
Tabla 173: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 423
Tabla 174: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 424
Tabla 175: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 425
Tabla 176: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 426
Tabla 177:Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 427
Tabla 178: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 428
Tabla 179: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 428
Tabla 180: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 429
Tabla 181: Verificación de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque imhoff 432
Tabla 182 Verificación de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque imhoff con los espesores aumentados 433
Tabla 183 Diseño del acero negativo de la losa de tapa del tanque imhoff 439
Tabla 184: Diseño del acero positivo de la losa de tapa del tanque imhoff 440
Tabla 185: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del tanque imhoff 449
Tabla 186: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del tanque imhoff 451
Tabla 187: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 459
Tabla 188: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 460
Tabla 189: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 461
Tabla 190: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 462
Tabla 191: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 463
Tabla 192: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 464
Tabla 193: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 465
Tabla 194: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 466
Tabla 195: Diseño del acero para el lado corto de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP) 467
Tabla 196: Diseño del acero para el lado largo de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP) 468
Tabla 197: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 470
Tabla 198: Diseño del acero para el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 471
Tabla 199: Resumen de resultados del diseño de las paredes del tanque imhoff 472
Tabla 200: Comparación de acero requerido en las paredes del tanque imhoff 472
Tabla 201: Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del tanque imhoff 473
Tabla 202: Comparación de resultados en la losa de tapa del tanque imhoff 473
Tabla 203: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del tanque imhoff 474
Tabla 204: Comparación de resultados en la losa de fondo del tanque imhoff 474
Tabla 205: Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque imhoff (PCA) 481
Tabla 206: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (PCA) 486

Tabla 207: Momentos Mx para el diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 488
Tabla 208: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 490
Tabla 209: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 490
Tabla 210: Diseño del acero horizontal para el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 491
Tabla 211: Momentos Mz para el diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 492
Tabla 212: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 493
Tabla 213: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 493
Tabla 214: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 495
Tabla 215: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 500
Tabla 216: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 501
Tabla 217: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 501
TABLA 218: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 502
Tabla 219: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 503
Tabla 220: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 504
Tabla 221: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 504
Tabla 222: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 506
Tabla 223: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (BARES) 510
Tabla 224: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 512
Tabla 225: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 513
Tabla 226: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 513
Tabla 227: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 514
Tabla 228: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 515
Tabla 229: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 516
Tabla 230: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 517
Tabla 231: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 518

Tabla 232: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 522
Tabla 233: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 523
Tabla 234: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 524
Tabla 235: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 525
Tabla 236: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 526
Tabla 237: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 527
Tabla 238: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 527
Tabla 239: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 528
Tabla 240: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del tanque imhoff 539
Tabla 241: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del tanque imhoff 540
Tabla 242: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 548
Tabla 243: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 549
Tabla 244: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 550
Tabla 245: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 551
Tabla 246: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 552
Tabla 247: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 553
Tabla 248: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 554
Tabla 249: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 555
Tabla 250: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 556
Tabla 251: Diseño del acero para el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 557
Tabla 252: Resumen de resultados del diseño de las paredes del tanque imhoff 558
Tabla 253: Comparación de acero requerido en las paredes del tanque imhoff 559
Tabla 254: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del tanque imhoff 559
Tabla 255: Comparación de resultados en la losa de fondo del tanque imhoff 560
Tabla 256: Diseño del acero vertical exterior para el muro del lecho de secado 571
Tabla 257: Diseño del refuerzo vertical interior para el muro del lecho de secado 575
Tabla 258: Diseño del acero para el talón de la zapata del lecho de secado 580
Tabla 259: Diseño del acero para la punta de la zapata del lecho de secado 582
Tabla 260: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del lecho de secado 590
Tabla 261: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del lecho de secado 591
Tabla 262: Diseño del acero vertical para el muro largo del lecho de secado (SAP) 596
Tabla 263: Diseño del acero horizontal para el muro largo del lecho de secado (SAP) 597
Tabla 264: Diseño del acero vertical para el muro largo del lecho de secado (SAP) 598
Tabla 265: Diseño del acero horizontal para el muro largo del lecho de secado (SAP) 599
Tabla 266: Diseño del acero vertical para el muro corto del lecho de secado (SAP) 600
Tabla 267: Diseño del acero horizontal para el muro corto del lecho de secado (SAP) 601
Tabla 268: Diseño del acero vertical para el muro corto del lecho de secado (SAP) 602
Tabla 269: Diseño del acero horizontal para el muro corto del lecho de secado (SAP) 603
Tabla 270: Diseño del acero para el lado corto de la zapata del lecho de secado (SAP) 604
Tabla 271: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del lecho de secado (SAP) 605
Tabla 272: Diseño del acero para el lado largo de la zapata del lecho de secado (SAP) 606
Tabla 273: Diseño del acero para el lado largo de la losa de fondo del lecho de secado (SAP) 607

Tabla 274: Resumen de resultados del diseño de las paredes del lecho de secado 608
Tabla 275: Comparación de acero requerido en las paredes del lecho de secado 608
Tabla 276: Resumen de resultados del diseño de la zapata del lecho de secado 609
Tabla 277: Comparación de resultados en la zapata del lecho de secado 609
Tabla 278: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del lecho de secado 610
Tabla 279: Comparación de resultados en la losa de fondo del lecho de secado 610
Tabla 280: Recubrimientos mínimos para el concreto 612
Tabla 281: Diámetros mínimos de doblado para diferentes diámetros de acero 613
Tabla 282: Longitudes de empalme por traslape 615
Tabla 283: Asentamientos recomendados para diversos tipos de construcción 625

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Almacenamiento y abastecimiento de agua potable 2
Figura 2: a) Sedimentadores y b) Filtros del sistema de tratamiento de agua potable del distrito de Pucará - Huancayo en mal estado y sin funcionamiento. 3
Figura 3: Tratamiento de agua residuales 3
Figura 4: Reservorios de almacenamiento 4
Figura 5: Reservorio de agua para riego carente de mantenimiento, en el centro poblado Accoyanca, distrito de Quichuas – Huancavelica. 4
Figura 6: a) Piscina semi olímpica del colegio Túpac Amaru distrito de Chilca – Huancayo en buen funcionamiento b) Piscina del Cerrito de La Libertad - Huancayo con deficiencias en su funcionamiento debido a la presencia de fisuras. 5
Figura 7: Estanques rectangulares para la crianza de truchas del centro piscícola El Ingenio – Huancayo con más de 80 años de funcionamiento 5
Figura 8: Estructura de un puente canal 6
Figura 9: Registro de proyectos de saneamiento aprobados desde el 2010 hasta el 2017. 11
Figura 10: Tipos de tanques contenedores de líquidos 16
Figura 11: Sistema de abasteciendo de agua potable 18
Figura 12: Tubería de ventilación para reservorios de almacenamiento 20
Figura 13: Esquema de reservorio de almacenamiento y caseta de válvulas 21
Figura 14: Reservorio apoyado para abastecimiento de agua 25
Figura 15: Tanque cisterna para abastecimiento de agua 26
Figura 16: Piscina con varias formas 29
Figura 17: Piscina de forma rectangular 30
Figura 18: Tipos de rejillas para drenaje de fondo 33
Figura 19: Tipos y ubicación de las canaletas de rebose 33
Figura 20: Tipos de desnatadores utilizados en piscinas 34
Figura 21: a) Tipos de boquilla de retorno, b) Tipos de boquillas de temperado, y c) Tipos de boquillas de hidromasajes 35
Figura 22: Tipos de reflectores para piscinas 36
Figura 23: Sistema de recirculación de agua de una piscina 39
Figura 24: Infraestructura de una piscigranja 40
Figura 25: Partes de un estanque 42
Figura 26: Distribución de estanques de acuerdo a las etapas de crianza 44
Figura 27: Sistema de tratamiento de aguas residuales 45
Figura 28: Compartimentos del tanque imhoff 46
Figura 29: Esquema para eliminación de espumas del tanque imhoff 47
Figura 30: Esquema del fondo de la cámara de la sedimentación 50
Figura 31: Detalles de la entrada y salida del tanque imhoff 51
Figura 32: Criterios de diseño de la cámara de digestion del tanque imhoff 52
Figura 33: Criterios de diseño para la extracción de lodos 53
Figura 34: Criterios de diseño para la cámara de natas o área de ventilación 54
Figura 35: Sistema de drenaje del lecho de secado 56
Figura 36: Detalle de losa salpicadora en el lecho de secado 57
Figura 37: Drenaje de los depósitos útil para aliviar la subpresión 64
Figura 38: Muros con contrafuertes 65
Figura 39: Tipo de cimentación según capacidad portante del suelo 67
Figura 40: Ubicación de los momentos según la PCA 70
Figura 41: Ubicación de las deflexiones según la PCA 71
Figura 42: Ubicación de las fuerzas cortantes en las paredes del tanque según la PCA 71
Figura 43: Casos de análisis según la PCA 72

Figura 44: Esquema del CASO 3 de las tablas de la PCA 73
Figura 45: Esquema del CASO 4 de las tablas de la PCA 74
Figura 46: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares 76
Figura 47: Esquema de la Tabla 1.96 de Bares 77
Figura 48: Esquema para el cálculo del espaciamiento máximo para control de fisuras 84
Figura 49: Condición de carga nº 1 para el diseño de tanques 85
Figura 50: Condición de carga nº 2 para el diseño de tanques 86
Figura 51: Condición de carga nº 3 para el diseño del tanque 86
Figura 52: Condición de carga nº 4 para el diseño de tanques 87
Figura 53: Tracción axial en la intersección del muro corto y muro largo 88
Figura 54: Ubicación de fuerzas cortantes para el cálculo de tracciones 91
Figura 55: Detalle de refuerzo por tracción en las esquinas 92
Figura 56: Tipos de juntas utilizadas en tanques 92
Figura 57: Tipos de unión pared-base 93
Figura 58: Juntas de expansión en tanques 94
Figura 59: Juntas de contracción en tanques 95
Figura 60: Junta de construcción en las paredes laterales del tanque 95
Figura 61: Geometría de los waterstops 96
Figura 62: Captación La Huaycha – vista en planta 98
Figura 63: Captación La Huaycha – vista en elevación 98
Figura 64: Reservorio y caseta de válvulas – vista en planta 99
Figura 65: Reservorio y caseta de válvulas – vista en elevación 100
Figura 66: Zona de descanso de la piscina 102
Figura 67: Paseo perimetral de la piscina 102
Figura 68: Piscina semi olímpica 103
Figura 69: Piscina para chapoteo 103
Figura 70: Piscina destinado a la enseñanza 103
Figura 71: Piscina destinada al recreo 104
Figura 72: Piscina para natación 104
Figura 73: Detalle de drenaje de fondo de la piscina 104
Figura 74: Detalle de canaleta de rebose de la piscina 105
Figura 75: Canaleta exterior para drenaje de la piscina 105
Figura 76: Tanque cisterna utilizado para la compensación del agua de la piscina 106
Figura 77: Detalle de boquillas de retorno de agua hacia la piscina 106
Figura 78: Boquilla de aspiración para drenaje de agua de la piscina 106
Figura 79: Escalera metálica para ingreso y salida a la piscina 107
Figura 80: Instalaciones sanitarias (servicios higienicos) en la piscina 107
Figura 81: Ubicación y detalle de las bombas de agua para recirculación de agua 108
Figura 82: Detalle de tuberías y válvulas para recirculación del agua 108
Figura 83: Ubicación y detalle de filtros y válvulas selectoras para recirculación del agua 108
Figura 84: Bocatoma de demasías 109
Figura 85: Bocatoma de ingreso 110
Figura 86: Desarenador tipo sutro 110
Figura 87: Canal principal y secundario 111
Figura 88: Distribución de estanques rectangulares 112
Figura 89: Canal de desagüe de los estanques 112
Figura 90: Cámara de rejas para tratamiento preliminar de aguas residuales 113
Figura 91: Vista en planta del tanque imhoff 114
Figura 92: Vista en elevación del tanque imhoff (corte transversal) 114
Figura 93: Vista en planta del lecho de secado 115

Figura 94: Corte longitudinal A-A del lecho de secado 116
Figura 95: Corte transversal B-B del lecho de se 116
Figura 96: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del reservorio a diseñar 118
Figura 97: Dimensiones corregidas en planta (izquierda) y dimensiones en elevación (derecha) del reservorio a diseñar 120
Figura 98: Condiciones de borde de las paredes y tapa del reservorio 121
Figura 99: Condición de carga única para el diseño del reservorio 122
Figura 100: Caso 4 de la PCA para el diseño de las paredes del reservorio 123
Figura 101: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del reservorio 125
Figura 102: Fuerzas de tracción en la unión muro - muro del reservorio 126
Figura 103: Sistema de coordenadas y distribución de momentos en las paredes del reservorio 130
Figura 104: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA) 132
Figura 105: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA) 133
Figura 106: Diseño definitivo del acero en las paredes del reservorio según la PCA. 136
Figura 107: Diseño definitivo de las paredes del reservorio con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro PCA 137
Figura 108: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares para el diseño de las paredes del reservorio ... 138
Figura 109: Dimensiones de la pared del reservorio según nomenclatura de la tabla de Bares .. 138
Figura 110: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES) 142
Figura 111: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES) 144
Figura 112: Diseño definitivo de acero en las paredes del reservorio según Bares 146
Figura 113: Diseño definitivo de las paredes del reservorio con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según Bares. 148
Figura 114: Vista en planta de la losa de tapa del reservorio 148
Figura 115: Variables en la losa de tapa del reservorio según nomenclatura del método de coeficientes 150
Figura 116: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060 152
Figura 117: Coeficientes para el cálculo de cargas en los apoyos según Nilson (2001) 153
Figura 118: Ubicación de momentos de diseño en la losa de tapa del reservorio 155
Figura 119: Diseño definitivo del acero en la losa de tapa del reservorio 155
Figura 120: Vista en planta de la losa de fondo del reservorio 156
Figura 121: Elementos que transmiten carga a la losa de fondo, los cuales se concentran en las 4 esquinas con valores Q1, Q2, Q3, Q4. 157
Figura 122 Cargas concentradas en las esquinas del tanque para la aplicación del método rígido convencional 158
Figura 123: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del reservorio 160
Figura 124: Presión del suelo sobre la losa de fondo del reservorio 161
Figura 125: Variables en la losa de fondo del reservorio según nomenclatura del método de coeficientes 163
Figura 126: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060 165
Figura 127: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del reservorio 168
Figura 128: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del reservorio 169
Figura 129: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del reservorio 169

Figura 130: Diseño definitivo de la losa de fondo del reservorio con la adición del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo. 171
Figura 131: Dimensiones del reservorio para modelado en el programa SAP2000 172
Figura 132: Momentos (M22) para diseño del acero vertical de las paredes del reservorio (SAP) 174
Figura 133: Momentos (M11) para diseño del acero horizontal de las paredes del reservorio (SAP) 175
Figura 134: Momentos (M22) en la dirección corta de la losa de tapa del reservorio (SAP) 176
Figura 135: Momentos (M22) en la dirección corta de la losa de fondo del reservorio (SAP) 178
Figura 136: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del tanque cisterna a diseñar 183
Figura 137: Condiciones de borde de las paredes y tapa del tanque cisterna 185
Figura 138: Condición de carga 01 para el diseño del tanque cisterna 186
Figura 139: Condición de carga 02 para el diseño del tanque cisterna 186
Figura 140: Caso 4 de la PCA para el diseño de las paredes del tanque cisterna 187
Figura 141: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del tanque cisterna 189
Figura 142: Fuerzas de tracción en la unión muro – muro del tanque cisterna 190
Figura 143: Sistema de coordenadas y distribución de momentos en las paredes del tanque cisterna 194
Figura 144: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA) 196
Figura 145: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA) 198
Figura 146: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA) 199
Figura 147: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA) 201
Figura 148: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01 (tanque lleno) según la PCA 204
Figura 149: Diseño definitivo de las paredes del tanque cisterna con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según la PCA. 205
Figura 150: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA) 207
Figura 151: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA) 209
Figura 152: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA) 210
Figura 153: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA) 212
Figura 154: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02 (tanque cisterna vacío con empuje del relleno) según la PCA 215
Figura 155: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares para diseño de las paredes del tanque cisterna 215
Figura 156: Dimensiones de las paredes del tanque cisterna según nomenclatura de la tabla de Bares 216
Figura 157: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 219
Figura 158: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 221

Figura 159: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 223
Figura 160: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 224
Figura 161: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01 (tanque cisterna lleno) según Bares 227
Figura 162: Diseño definitivo del tanque cisterna con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según Bares 228
Figura 163: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 230
Figura 164: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 232
Figura 165: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 234
Figura 166: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES) 235
Figura 167: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02 (tanque cisterna vacío con empuje del relleno) según Bares 238
Figura 168: Vista en planta de losa de tapa del tanque cisterna 239
Figura 169: Franja de 1 m para diseño de losa de tapa del tanque cisterna 239
Figura 170: Idealización de la losa de tapa del tanque cisterna 240
Figura 171: Deformada de la losa de tapa del tanque cisterna 240
Figura 172: Diagrama de momentos flectores en la losa de tapa del tanque cisterna 240
Figura 173: Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de tapa del tanque cisterna 240
Figura 174: Diseño definitivo del acero en la losa de tapa del tanque cisterna 243
Figura 175: Vista en planta losa de fondo de tanque cisterna 244
Figura 176: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del tanque cisterna 246
Figura 177: Presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque cisterna 247
Figura 178: Idealización de la losa de fondo del tanque cisterna 248
Figura 179: Deformada de la losa de fondo del tanque cisterna 248
Figura 180: Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo del tanque cisterna 249
Figura 181: Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de fondo del tanque cisterna 249
Figura 182: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del tanque cisterna 253
Figura 183: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del tanque cisterna 253
Figura 184: Detalle del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo del tanque cisterna 254
Figura 185: Dimensiones del tanque cisterna para modelado en el programa SAP2000 255
Figura 186: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP) 258
Figura 187: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna (SAP) 259
Figura 188: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP) 260
Figura 189: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna (SAP) 261
Figura 190: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 262
Figura 191: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 263
Figura 192: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 264

Figura 193: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP) 265
Figura 194: Momentos (M22) en el lado corto de la losa de tapa del tanque cisterna (SAP) 267
Figura 195: Momentos (M22) en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP) 269
Figura 196: Vista en planta de la piscina a analizar 274
Figura 197: Elevacion longitudinal de la piscina a analizar 274
Figura 198: Elevación transversal de la piscina a analizar 275
Figura 199: Condiciones de borde de las paredes y fondo de la piscina 276
Figura 200: Condición de carga 01 para el diseño de la piscina 277
Figura 201: Condición de carga 02 para el diseño de la piscina 277
Figura 202: Cargas actuantes en la parte exterior del muro de la piscina 279
Figura 203: Cargas actuantes para verificación de la estabilidad del muro (piscina vacía) 280
Figura 204: Cargas actuantes en la pantalla del muro (piscina vacía) 283
Figura 205: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención de la piscina para la condición de carga 02 (piscina vacía con empuje del relleno) 288
Figura 206: Cargas actuantes en la pantalla del muro (piscina llena) 288
Figura 207: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención de la piscina para la condición de carga 01 (piscina llena) 293
Figura 208: Cargas actuantes para el diseño del talón de la zapata de la piscina 293
Figura 209: Cargas actuantes para el diseño de la punta de la zapata de la piscina 295
Figura 210: Diseño definitivo del acero en la zapata del muro de contención de la piscina 297
Figura 211: Dimensiones en planta para el diseño de la losa de fondo de la piscina 298
Figura 212: Fuerzas actuantes en la losa de fondo de la piscina 299
Figura 213: Presión del suelo sobre la losa de fondo de la piscina 300
Figura 214: Variables en la losa de fondo de la piscina según nomenclatura del método de coeficientes 302
Figura 215: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060 304
Figura 216: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo de la piscina 306
Figura 217: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo de la piscina 307
Figura 218: Dimensiones para modelado de la piscina en el programa SAP2000 308
Figura 219: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo de la piscina (SAP) 311
Figura 220: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo de la piscina (SAP) 312
Figura 221: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo de la piscina (SAP) 313
Figura 222: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo de la piscina (SAP) 314
Figura 223: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto de la piscina (SAP) 315
Figura 224: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto de la piscina (SAP) 316
Figura 225: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto de la piscina (SAP) 317
Figura 226: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto de la piscina (SAP) 318
Figura 227: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la piscina (SAP) 319
Figura 228: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la piscina (SAP) 321
Figura 229: Vista en planta del estanque para criadero de truchas 326

Figura 230: Elevación longitudinal del estanque para criadero de truchas 326
Figura 231: Elevación transversal del estanque para criadero de trucha..... 327
Figura 232: Condiciones de borde de las paredes y fondo del estanque..... 328
Figura 233: Condición de carga 01 para el diseño del estanque para criadero de truchas 329
Figura 234: Condición de carga 02 para el diseño del estanque para criadero de truchas 329
Figura 235: Cargas actuantes en la parte exterior del muro del estanque..... 331
Figura 236: Cargas actuantes para verificación de la estabilidad del muro (estanque vacío) 332
Figura 237: Cargas actuantes en la pantalla del muro (estanque vacío) 334
Figura 238: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del estanque para la condición de carga 02 (estanque vacío con empuje del relleno)..... 338
Figura 239: Cargas actuantes en la pantalla del muro (estanque lleno..... 339
Figura 240: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del estanque para la condición de carga 01 (estanque lleno) 343
Figura 241 Cargas actuantes para el diseño del talón de la zapata del estanque 344
Figura 242: Carga actuante para el diseño de la punta de la zapata del estanque 345
Figura 243: Diseño definitivo del acero en la zapata del muro de contención del estanque..... 347
Figura 244: Dimensiones en planta para el diseño de la losa de fondo del estanque 348
Figura 245: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del estanque 349
Figura 246: Presión sobre el suelo en la losa de fondo del estanque para criadero de truchas... 350
Figura 247: Franja de 1.0 m para diseño de losa de fondo del estanque 350
Figura 248: Idealización de la losa de fondo del estanque para criadero de truchas..... 351
Figura 249: Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo del estanque para criadero de truchas..... 351
Figura 250: Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de fondo del estanque para criadero de truchas..... 351
Figura 251: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del estanque para truchas 354
Figura 252: Dimensiones del estanque para modelado en el programa SAP2000..... 355
Figura 253: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro largo del estanque (SAP) 358
Figura 254: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro largo del estanque (SAP) 359
Figura 255: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro largo del estanque (SAP) 360
Figura 256: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro largo del estanque (SAP) 361
Figura 257: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro corto del estanque (SAP) 362
Figura 258: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro corto del estanque (SAP) 363
Figura 259: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro corto del estanque (SAP) 364
Figura 260: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro corto del estanque (SAP) 365
Figura 261: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto del estanque (SAP) 366
Figura 262: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo del estanque (SAP) 368
Figura 263: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del tanque imhoff con tapa 374
Figura 264: Dimensiones en planta (izquierda) y dimensiones en elevación (derecha) del tanque imhoff con tapa según predimensionamiento 376
Figura 265: Condiciones de borde de las paredes y la tapa del tanque imhoff..... 377

Figura 266: Condición de carga 01 para el diseño del tanque imhoff..... 378
Figura 267: Condición de carga 02 para el diseño del tanque imhoff..... 378
Figura 268: Caso 4 de la PCA para el diseño de las paredes del tanque imhoff 379
Figura 269: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del tanque imhoff..... 381
Figura 270: Dimensiones del tanque imhoff para resistir fuerzas cortantes 383
Figura 271: Fuerzas de tracción en la unión muro – muro del tanque imhoff 383
Figura 272: Sistema de coordenadas y distribución de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff..... 387
Figura 273: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 389
Figura 274: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)..... 391
Figura 275: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 393
Figura 276: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)..... 395
Figura 277: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según la PCA 397
Figura 278: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según la PCA 399
Figura 279: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 401
Figura 280: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)..... 402
Figura 281: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 404
Figura 282: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)..... 406
Figura 283: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según la PCA 408
Figura 284: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares para el diseño de las paredes del tanque imhoff 409
Figura 285: Dimensiones de las paredes del tanque imhoff según nomenclatura de la tabla de Bares 410
Figura 286: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)..... 413
Figura 287: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 415
Figura 288: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)..... 417
Figura 289: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)..... 418
Figura 290: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según Bares 421
Figura 291: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero a tracción en la unión muro-muro según Bares..... 422
Figura 292: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)..... 424
Figura 293: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)..... 425

Figura 294: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)..... 427
Figura 295: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)..... 429
Figura 296: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según Bares..... 431
Figura 297: Vista en planta losa de techo del tanque imhoff..... 433
Figura 298: Variables en la losa de tapa del tanque imhoff según nomenclatura del método de coeficientes..... 435
Figura 299: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060..... 437
Figura 300: Coeficientes para el cálculo de cargas en los apoyos según Nilson (2001)..... 438
Figura 301 Ubicación de momentos de diseño en la losa de tapa del tanque imhoff..... 441
Figura 302: Diseño definitivo del acero en la losa de tapa del tanque imhoff..... 441
Figura 303: Vista en planta de la losa de fondo del tanque imhoff..... 442
Figura 304: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del tanque imhoff..... 443
Figura 305: Presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque imhoff..... 445
Figura 306: Variables en la losa de fondo del tanque imhoff según nomenclatura del método de coeficientes..... 446
Figura 307: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060..... 448
Figura 308: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del tanque imhoff..... 451
Figura 309: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del tanque imhoff..... 453
Figura 310: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del tanque imhoff..... 453
Figura 311: Diseño definitivo del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo del tanque imhoff..... 454
Figura 312: Dimensiones del tanque imhoff para modelado en el programa SAP2000..... 455
Figura 313: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)..... 459
Figura 314: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)..... 460
Figura 315: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)..... 461
Figura 316: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)..... 462
Figura 317: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)..... 463
Figura 318: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)..... 464
Figura 319: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)..... 465
Figura 320: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)..... 466
Figura 321: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP)..... 467
Figura 322: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP)..... 468
Figura 323: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)..... 469

Figura 324: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 470
Figura 325: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del tanque imhoff sin tapa475
Figura 326: Dimensiones en planta (izquierda) y dimensiones en elevación (derecha) del tanque imhoff sin tapa según predimensionamiento 476
Figura 327: Condiciones de borde de las paredes del tanque imhoff 477
Figura 328: Condición de carga 01 para el diseño del tanque imhoff 478
Figura 329: Condición de carga 02 para el diseño del tanque imhoff 478
Figura 330: Caso 3 de la PCA para el diseño de las paredes del tanque imhoff 479
Figura 331: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del tanque imhoff 481
Figura 332: Dimensiones del tanque imhoff para resistir fuerzas cortantes 483
Figura 333: Fuerzas de tracción en la unión muro – muro del tanque imhoff 483
Figura 334: Sistema de coordenadas y distribución de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff 487
Figura 335: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 489
Figura 336: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 491
Figura 337: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 492
Figura 338: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA) 494
Figura 339: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según la PCA 497
Figura 340: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según la PCA 498
Figura 341: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 500
Figura 342: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 502
Figura 343: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 503
Figura 344: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA) 505
Figura 345: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según la PCA 508
Figura 346: Esquema de la Tabla 1.96 de Bares para el diseño de las paredes del tanque imhoff 508
Figura 347: Dimensiones de las paredes del tanque imhoff según nomenclatura de la tabla de Bares 509
Figura 348: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 512
Figura 349: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES) 514
Figura 350: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES 516
Figura 351: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES) 517
Figura 352: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según Bares 520

Figura 353: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero a tracción en la unión muro-muro según Bares 521
Figura 354: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 523
Figura 355: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 524
Figura 356: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 526
Figura 357: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES) 528
Figura 358: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según Bares 530
Figura 359: Vista en planta de la losa de fondo del tanque imhoff 531
Figura 360: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del tanque imhoff 533
Figura 361: Presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque imhoff 534
Figura 362: Variables en la losa de fondo del tanque imhoff según nomenclatura del método de coeficientes 536
Figura 363: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060 538
Figura 364: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del tanque imhoff 540
Figura 365: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del tanque imhoff 542
Figura 366: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del tanque imhoff 542
Figura 367: Diseño definitivo del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo del tanque imhoff 543
Figura 368: Dimensiones del tanque imhoff para modelado en el programa SAP2000 544
Figura 369: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 547
Figura 370: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 548
Figura 371: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 549
Figura 372: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP) 550
Figura 373: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 551
Figura 374: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 552
Figura 375: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 553
Figura 376 Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP) 554
Figura 377: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 556
Figura 378: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP) 557
Figura 379: Vista en planta del lecho de secado a analizar 561
Figura 380: Vista corte longitudinal del lecho de secado a analizar 561
Figura 381: Vista corte transversal del lecho de secado a analizar 561
Figura 382: Condiciones de borde de las paredes del lecho de secado 563
Figura 383: Condición de carga 01 para el diseño del lecho de secado 564

Figura 384: Condición de carga 02 para el diseño del lecho de secado 564
Figura 385: Cargas actuantes en la parte exterior del muro del lecho de secado 566
Figura 386: Cargas actuantes para verificación de la estabilidad del muro (lecho de secado vacío) 567
Figura 387: Cargas actuantes en la pantalla del muro (lecho de secado vacío) 570
Figura 388: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del lecho de secado para la condición de carga 02 (lecho de secado vacío, con empuje del relleno) 574
Figura 389: Cargas actuantes en la pantalla del muro (lecho de secado lleno) 574
Figura 390: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del lecho de secado para la condición de carga 01 (lecho de secado lleno) 579
Figura 391: Cargas actuantes para el diseño del talón de la zapata del lecho de secado 579
Figura 392: Carga actuante para el diseño de la punta de la zapata del lecho de secado 581
Figura 393: Diseño definitivo del acero en la zapata del muro de contención del lecho de secado 583
Figura 394: Dimensiones en planta para el diseño de la losa de fondo del lecho de secado 583
Figura 395: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del lecho de secado 584
Figura 396: Presión del suelo sobre la losa de fondo del lecho de secado 585
Figura 397: Variables en la losa de fondo del lecho de secado según nomenclatura del método de coeficientes 587
Figura 398: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060 589
Figura 399: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del lecho de secado 592
Figura 400: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del lecho de secado 592
Figura 401: Dimensiones del lecho de secado para modelado en el programa SAP2000 593
Figura 402: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo del lecho de secado (SAP) 596
Figura 403: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo del lecho de secado (SAP) 597
Figura 404: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo del lecho de secado (SAP) 598
Figura 405: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo del lecho de secado (SAP) 599
Figura 406: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto del lecho de secado (SAP) 600
Figura 407: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del lecho de secado (SAP) 601
Figura 408: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto del lecho de secado (SAP) 602
Figura 409: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del lecho de secado (SAP) 603
Figura 410: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto del lecho de secado (SAP) 604
Figura 411: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo del lecho de secado (SAP) 606
Figura 412: Empleo de galletas (dados de concreto) para garantizar el recubrimiento del acero 612
Figura 413: Detalle de pie de pato para asegurar la posición del acero superior 612
Figura 414: Ubicación de empalmes por tracción y compresión en losas macizas 616
Figura 415: Longitudes de empalme escalonado por traslape para a) armaduras verticales; y b) armaduras horizontales 616
Figura 416: Detalle del acero en tuberías embebidas 617
Figura 417: Empleo de brida rompe aguas para embebido de tuberías en el concreto 618
Figura 418: Aberturas en losas sugeridas por el ACI y la NTE E.060 619

Figura 419: Detalle de ubicación y refuerzo en tapas de inspección de los tanques rectangulares cerrados 620
Figura 420: Mezcladora tipo trompo (izquierda) y mezcladora tipo tolva (derecha) 624
Figura 421: Camión mezclador de concreto 625
Figura 422: Bugguie para el transporte del concreto 626
Figura 423: Altura máxima de colocación del concreto para evitar segregación 627
Figura 424: Utilización de una tolva para la colocación del concreto sin alterar el acero de refuerzo 627
Figura 425: Vibrador interno de aguja para compactación del concreto fresco 629
Figura 426: Forma correcta y forma incorrecta del vibrado del concreto 629
Figura 427: a) Curado por aspersión, b) curado con mantas o yute, y c) curado por anegamiento 630
Figura 428: Sistema de curado con aditivos para concreto 631
Figura 429: Junta de dilatación en unión zapata corrida - losa de fondo 633
Figura 430: Junta de contracción parcial (izquierda) y junta de contracción total (derecha) 633
Figura 431: Junta de construcción en encuentro losa corrida – pared 634
Figura 432: Dispositivos retenedores de agua de PVC (Fuente SIKA) 634
Figura 433: Concreto premezclado 635
Figura 434: Concreto bombeado 636
Figura 435: Concreto lanzado 637
Figura 436: Concreto inyectado 638
Figura 437: Concreto con fibras 639

RESUMEN

Las múltiples aplicaciones de los tanques rectangulares en las diversas obras de Ingeniería Civil, Ingeniería Pesquera, Ingeniería Agrícola, etc., motiva la realización de la presente tesis, por tratarse de un tema especializado donde la importancia radica no solamente en la resistencia de la estructura sino también en garantizar la durabilidad e impermeabilidad de estos.

En la presente tesis se desarrollaron los análisis y diseños de diferentes aplicaciones de tanques rectangulares en las obras civiles, entre ellas: 1) reservorio apoyado; 2) tanque cisterna; 3) piscina; 4) estanques para crianza de peces, 5) tanque imhoff; y 6) lecho de secado.

Para el análisis de cada uno de los elementos que conforman los tanques mencionados, se emplearon metodologías basadas en el comportamiento estructural de las losas que conforman las paredes, tapa y fondo de los tanques (unidireccional o bidireccional), de acuerdo a las condiciones de borde en sus apoyos (empotrado, semi empotrado o simplemente apoyado) y las características geométricas del paño, ante la acción de los tipos de carga que ejercen el agua y/o el suelo (triangular o uniformemente distribuida) en cada elemento componente del tanque rectangular. Para el caso de las losas con comportamiento unidireccional, no se presentan complicaciones ya que es factible el uso de los métodos existentes para el análisis estructural; pero para el caso de losas con comportamiento bidireccional, debe recurrirse a análisis basados en matemáticas avanzadas, por lo que es necesario el empleo de tablas que ofrecen resultados aproximados a la realidad, las cuales son: tablas de la Asociación de Cementos Portland (PCA), tablas de Bares, tablas de coeficientes consideradas en el la Norma Técnica de Edificaciones (NTE E.060 - Concreto Armado). Adicionalmente, con la intención de verificar resultados obtenidos manualmente, se hizo uso del programa SAP2000, el cual está basado en un método más exacto como es el de los elementos finitos.

Para el diseño de los tanques rectangulares se ha verificado el correcto funcionamiento de cada uno de los tanques seleccionados, garantizando fundamentalmente la impermeabilidad, motivo por el cual se utilizó la metodología de diseño especificada en el Reglamento para Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente (ACI 350), la cual toma en cuenta tres aspectos fundamentales: diseño por resistencia en etapa última, durabilidad y control de fisuras en etapa de servicio.

Palabras clave: durabilidad, impermeabilidad, tablas de la PCA, tablas de Bares, control de fisuras.

ABSTRACT

The multiple applications of rectangular tanks in various proyects of civil engineering, Fishing, Agricultural, etc.; motivates the realization of this thesis, as it is a specialized subject in which the importance lies, not only in the structure's resistance, but on guaranteeing the durability and impermeability of the elements as well.

In the present thesis, the analysis and design of different applications of rectangular tanks in civil projects were developed. For instance: 1) Supported reservoirs; 2) Cistern tanks; 3) Pools; 4) Fish breeding pools; 5) Imhoff tanks; y 6) Drying beds.

For the analysis of each of the elements that are used on the aforementioned tanks, they have been used methodologies based on the structural behavior of the slabs that are used in the construction of walls, cover, and bottom of the tanks (unidirectional or bidirectional), following the limit conditions of the supports (embedded, semi embedded or simply supported) and the geometric characteristics of the layer before the action the charge types that causes water and/or soil (triangular or uniformly distributed) in each of the elements of the rectangular tank.

In the case of unidirectional slabs, they have not been presented complications because the use of existent methods is feasible for the structural analysis; however, in the case of bidirectional slabs, it is necessary to use advanced mathematics based analysis, for which tables that offer approximate results should be used, mainly: Portland Cement Association tables (PCA), Bares tables, coefficient tables considered in the Technical Edification Norm (NTE E.060 – Reinforced concrete). Additionally, with the purpose of verify manually obtained results, the program SAP 2000, which is based on a more accurate method like the finite numbers method, was used.

For the design of the rectangular tanks it has been verified the correct functionality of each of the selected tanks, guaranteeing the impermeability, motive for which the design methodology specified in the Concrete Sanitary Structures for the Improvement of the Environment Regulation (ACI 350), which accounts for three fundamental aspects: Design for resistance in the later stages, durability and fissure control in the service stage.

Key words: Durability, impermeability, PCA tables, Bares tables, fissure control.

INTRODUCCIÓN

Los tanques rectangulares, por lo general son estructuras de concreto armado cuya función es el almacenamiento de líquidos. Estos tienen diferentes aplicaciones en las obras civiles tales como: el almacenamiento y abastecimiento de agua potable, para uso recreativo/deportivo, con fines productivos, para tratamiento de agua potable y/o aguas residuales, para la conducción de aguas, etc. Dichas estructuras están conformadas por paredes, tapa y fondo de forma rectangulares, las cuales deben garantizar la impermeabilidad.

Los elementos estructurales que conforman el tanque, pueden ser losas macizas con comportamiento unidireccional, los cuales son sencillos de analizar con los métodos existentes para el análisis estructural; o pueden ser losas con comportamiento bidireccional, cuyo análisis es complicado y requiere de matemáticas avanzadas para su desarrollo. Sea cualquiera el comportamiento de los componentes del tanque, éstos se diseñarán teniendo en cuenta las condiciones de borde en sus apoyos (empotrado, semi empotrado o simplemente apoyado) y la acción de los tipos de carga ejercidas por el empuje de tierra y/o agua (triangulares o uniformemente distribuidas).

La presente tesis desarrolla el análisis y diseño de cada elemento estructural que conforma la estructura de un tanque. Para el análisis de estructuras con comportamiento bidireccional se utilizarán tablas que ofrecen resultados aproximados a la realidad, las cuales son: tablas de la PCA, tablas de Bares y tablas de coeficientes de la NTE E.060 – Concreto Armado. Adicionalmente, con la intención de verificar resultados manuales se hará uso del programa SAP2000.

El diseño de los tanques rectangulares debe garantizar impermeabilidad, para que cumpla los fines para los cuáles ha sido concebido. Para ello utilizaremos las especificaciones del código del Medio Ambiente ACI 350, donde además de recomendar el diseño por el método de la resistencia para asegurar que la estructura no vaya a fallar, recomienda utilizar factores de durabilidad y para lograr impermeabilidad especifica utilizar método de esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio, para conseguir espaciamientos máximos de la armadura para controlar las fisuras en condiciones normales de carga.

En tal sentido la presente tesis se divide en ocho capítulos, los cuales son: 1) planteamiento del estudio; 2) marco teórico; 3) configuración y funcionamiento de los proyectos seleccionados; 4) análisis y diseño de los tanques rectangulares seleccionados; 5) construcción de los tanques rectangulares; 6) concretos especiales

para la construcción de tanques rectangulares; 7) operación y mantenimiento de los tanques rectangulares; y 8) impacto ambiental producido por la construcción de los tanques rectangulares.

El capítulo I desarrolla la problemática, objetivos, justificación e importancia, metodología y delimitación de la investigación.

El capítulo II trata el marco teórico referente a la definición y características de los tanques rectangulares, aplicaciones de los tanques rectangulares en las obras civiles, la normativa a utilizarse, el análisis de cargas, estructuración y dimensionamiento del tanque rectangular, los métodos de análisis estructural para tanques de concreto, los métodos de diseño para tanques de concreto y las consideraciones para el diseño estructural de un tanque rectangular.

En el capítulo III se detalla la configuración y funcionamiento de los proyectos seleccionados, como son para almacenamiento y abastecimiento de agua potable, con fines recreativos/deportivos, con fines productivos y para tratamiento de aguas residuales.

En el capítulo IV se realiza el análisis y diseño de los tanques seleccionados, entre ellos tenemos un reservorio apoyado, tanque cisterna, piscina, estanque para crianza de truchas, tanque imhoff y lecho de secado.

En el capítulo V se presentan consideraciones a tener en cuenta para la construcción de los tanques rectangulares, referente a detalles de acero de refuerzo, concreto, prueba de fugas y el detalle de juntas de construcción.

En el capítulo VI se presenta la variedad de concretos especiales aplicables en la construcción de los tanques rectangulares.

En el capítulo VII se desarrolla los procedimientos de operación y mantenimiento de los tanques rectangulares seleccionados.

En el capítulo VIII se presenta el impacto ambiental que produce la construcción de los tanques rectangulares.

Por último, se exponen las conclusiones, referencias bibliográficas y apéndices que complementan esta investigación.

CAPÍTULO I
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En los últimos años la escasez del agua viene siendo un tema de suma importancia para la población mundial, y muchas partes de nuestro país no son ajenos a dicho problema. Es así que como respuesta a ello surgen diferentes necesidades como almacenamiento, abastecimiento, tratamiento y conducción del agua. Dichas necesidades cada vez se incrementan proporcionalmente al crecimiento de la población, es por ello que, gracias a los conocimientos de la ingeniería civil, ingeniería sanitaria, ingeniería pesquera, ingeniería hidráulica, ingeniería agrícola, ingeniería ambiental, etc. se plantean y ejecutan proyectos con la finalidad de satisfacer dichas necesidades.

Las obras civiles que sirven para satisfacer las necesidades mencionadas, por lo general consisten en la construcción de **tanques,** que por lo general son de concreto armado con geometría rectangular. Estos tanques rectangulares, además, de tener un buen diseño basado en la resistencia y estabilidad, deben permitir un buen funcionamiento en etapa de servicio garantizando durabilidad e impermeabilidad, lo cual se conseguirá aplicando métodos de diseño recomendados por normativas especializadas y practicando métodos

constructivos que permitan obtener estructuras funcionales, y no como muchas en el medio que no funcionan por causas referentes a fisuras.

En la actualidad se vienen construyendo diversidad de tanques rectangulares, muchas veces sin el control técnico adecuado, por lo que se puede observar tanques sin funcionar. Además, en muchas partes del país se requieren de éstos, en plantas de tratamiento, para poder solucionar problemas como contaminación del suelo, ríos, mares, etc. a causa de aguas contaminadas sin tratamiento. De esta manera se tienen tanques que se utilizan para satisfacer diferentes necesidades, tales como: almacenamiento y abastecimiento de agua, tratamiento de agua potable, tratamiento de aguas residuales, almacenamiento de agua para riego, con fines recreativos/deportivos (piscinas), con fines productivos (estanques para peces) y para la conducción de agua.

Entonces, la necesidad de **almacenamiento y abastecimiento de agua potable** hace que se prioricen obras civiles como tanques elevados, tanques superficiales o reservorios apoyados y tanques enterrados o cisterna, que son estructuras indispensables para dotar de agua a una población determinada con el fin de satisfacer sus necesidades domésticas, comerciales, industriales, etc. Estas estructuras deben tener un buen diseño y un adecuado proceso constructivo (ver Fig. 1.a y Fig. 1.c), para evitar tener problemas de fugas producidas por fisuras que imposibilitan el funcionamiento adecuado del tanque (ver Fig. 1.b).

Figura 1: Almacenamiento y abastecimiento de agua potable

a) Tanque elevado ubicado en el distrito de Huancán – Huancayo, operativo durante 5 años, b) Tanque elevado del distrito de Huancán – Huancayo inoperante desde su construcción que fue hace 20 años debido a la presencia de fugas del agua que se almacena y c) Tanque apoyado del distrito de Pucará – Huancayo operativo durante 8 años.


a


b


c

La mayor parte del agua en nuestro país no es apta para el consumo humano, por ello se requiere la construcción de tanques para el tratamiento de ellas. Es así que se tienen las **plantas de tratamiento de agua potable** (PTAP), constituidos por diferentes tanques rectangulares como son los floculadores, sedimentadores, filtros, etc.

En nuestro medio, muchos de estos tanques son construidos sin un fin, y además muchas veces presentan fugas en poco tiempo de funcionamiento, lo cual hace que poblaciones estén bebiendo agua no apta para la salud.

Figura 2: a) Sedimentadores y b) Filtros del sistema de tratamiento de agua potable del distrito de Pucará - Huancayo en mal estado y sin funcionamiento.



a



b

Toda el agua utilizada por la población generalmente se convierte en aguas residuales, las cuales muchas veces son vertidas directamente a los ríos, mares, lagos u otros ambientes, sin un tratamiento previo. De esta forma se viene contaminando la fauna acuática y la flora de muchos lugares. Lo peor es la inconciencia de la población que utiliza estas aguas para el riego de pastos y hortalizas que lo comercializan al público con un alto grado de contaminación.

Figura 3: Tratamiento de agua residuales

a) Efluente de aguas residuales del Jirón Parra del Riego El Tambo - Huancayo con el cual se realiza el b) riego de hortalizas y pastos, que se comercializan en el mercado.



a

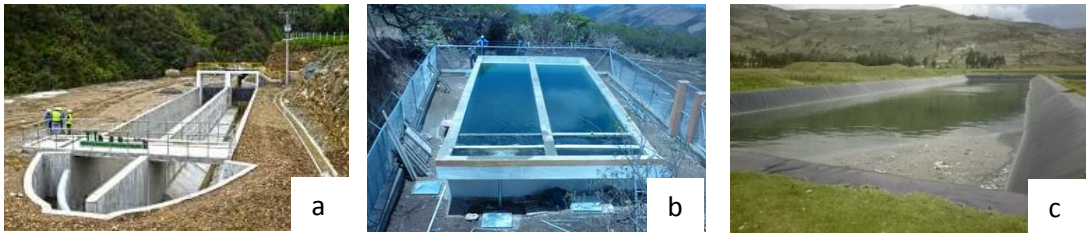


b

Para contrarrestar esta problemática se requiere de la construcción de **plantas de tratamiento de agua residuales** (PTAR), los cuales comprenden un conjunto de tanques rectangulares que trabajan secuencialmente para cumplir con su función, que es la purificación de las aguas. Entre ellos tenemos: desarenadores (ver Fig. 4.a), sedimentadores (ver Fig. 4.b), tanques imhoff, lecho de secado, lagunas de estabilización (ver Fig. 4.c), tanques sépticos, etc.

Figura 4: Reservorios de almacenamiento

a) Desarenador, b) Sedimentador y c) Laguna de estabilización



La parte agrícola también necesita de tanques rectangulares destinados para su sostenimiento, es así que se construyen **reservorios de almacenamiento** de agua con fines principalmente de riego para la gran diversidad de flora que abarca nuestro medio.

Figura 5: Reservorio de agua para riego carente de mantenimiento, en el centro poblado Accoyanca, distrito de Quichuas – Huancavelica.



Con fines recreativos/deportivos, se tienen las **piscinas**, las cuales son tanques rectangulares de gran tamaño que se han venido construyendo desde épocas pasadas con fines de baño, uso recreativo o entrenamiento deportivo – terapéutico. Además, en algunas zonas rurales cumplen también la función de tanques de almacenamiento de agua para riego. Muchos de estos tanques dejan

de funcionar a causa de la presencia de fisuras y fugas de agua (ver Fig. 6.b), y por deficiencias y falta de mantenimiento en las instalaciones de tuberías y accesorios diversos.

Figura 6: a) Piscina semi olímpica del colegio Túpac Amaru distrito de Chilca – Huancayo en buen funcionamiento b) Piscina del Cerrito de La Libertad - Huancayo con deficiencias en su funcionamiento debido a la presencia de fisuras.



a



b

La parte pesquera, una forma de actividad productiva, viene tomando importancia en diferentes lugares de nuestro país, y gracias a los avances tecnológicos y culturales la mayoría de productores están optando por la crianza de peces, es así que surge la necesidad de los **estanques de concreto para el cultivo de peces**. Las piscigranjas son los lugares adecuados donde se encuentran este tipo de estructuras. En Huancayo (Ingenio, Miraflores, Acopalca, etc.), Satipo, Acostambo – Huancavelica y en otros lugares, se viene difundiendo la actividad piscícola basada en la crianza y exportación de truchas, es así que se tienen que construir estructuras adecuadas para dicho fin.

Figura 7: Estanques rectangulares para la crianza de truchas del centro piscícola El Ingenio – Huancayo con más de 80 años de funcionamiento



Nuestra naturaleza es impresionante, ya que tiene afluentes de agua que necesitan ser conducidas de tal forma de evitar su infiltración y lograr un mejor uso. Para tal fin se construye **canales** que no siempre están sobre suelo firme, es así que se construyen **puentes canal o acueductos**, los cuales conducen el agua cuando se tienen depresiones como otro canal, un camino, una vía de ferrocarril o un dren. Otra obra civil para conducir agua son los **conductos cubiertos**, los cuales son estructuras parecidas a los túneles que conducen grandes cantidades de agua. Para citar algunos ejemplos, en Huancayo se tiene el Canal CIMIR.

Figura 8: Estructura de un puente canal



Todas las obras civiles descritas anteriormente deben ser diseñadas y construidas teniendo en cuenta requisitos como resistencia, durabilidad e impermeabilidad para garantizar su funcionalidad. Para lo cual será necesario emplear normas y reglamentos que traten sobre el tema. En nuestro país, la normativa actual no contempla requisitos necesarios para el diseño y construcción de tanques rectangulares, por otro lado, el análisis estructural de los elementos que conforman los tanques rectangulares de concreto armado requiere de análisis matemáticos avanzados; sin embargo, existe el Reglamento para Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente ACI 350-2006 y también tablas basadas en análisis matemáticos avanzados como son las tablas de la Asociación de Cementos Portland (PCA), Bares y Kalmanok. La existencia de estas herramientas, la necesidad de contar en el Perú con obras de infraestructura relacionadas a los tanques rectangulares de concreto armado y la existencia de carencias y deficiencias en estas obras motiva el presente trabajo de tesis.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

A. PROBLEMA GENERAL

¿En qué medida el desempeño influye en el diseño de tanques rectangulares?

B. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿En qué medida la resistencia influye en el diseño de tanques rectangulares?

¿En qué medida la impermeabilidad influye en el diseño de tanques rectangulares?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Determinar los parámetros de desempeño que influyen el diseño de tanques rectangulares.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los parámetros de resistencia que influyen en el diseño de tanques rectangulares.
- Determinar los parámetros de impermeabilidad que influyen en el diseño de tanques rectangulares.

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

El tema de tanques rectangulares y sus diversas aplicaciones en las obras civiles tiene mucha importancia debido a que hacen posible la satisfacción de muchas necesidades entre ellas el abastecimiento de agua potable, el tratamiento de agua potable, el tratamiento de aguas residuales, la recreación y deporte, la producción mediante crianza de truchas, la conducción de agua, entre otras.

Muchas veces, debido a la carencia de una buena dirección técnica tanto en el diseño como en la construcción de los tanques rectangulares, se tienen estructuras inoperantes por la presencia de fugas de agua causadas por la formación de fisuras. Además, para

contrarrestar la contaminación del suelo, de los ríos, lagos y mares provocados por efluentes de aguas residuales contaminadas, se requieren del diseño y construcción de estos tanques para el tratamiento de estas aguas.

Por ello, es de mucha importancia recomendar métodos de diseño y construcción que permitan obtener tanques rectangulares resistentes, durables, impermeables y sobre todo funcionales.

1.4. METODOLOGÍA Y DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. MÉTODO, TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

- **MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:** Se empleó el método cualitativo para la selección de la muestra, teniendo en cuenta la funcionalidad de los tanques rectangulares, tales como: almacenamiento y abastecimiento de agua potable, fines recreativos/deportivos, fines productivos, y tratamiento de aguas residuales.

  Por otro lado, también se utilizó el método cuantitativo para el análisis y diseño estructural basado en el comportamiento natural que tienen las losas de concreto armado y la función especial que deben cumplir los diversos tipos de tanques rectangulares en su interacción con el agua.

  En el análisis estructural, se presentaron dos tipos de losas: las losas de comportamiento unidireccional, las que comúnmente son fáciles de analizar; y las losas de comportamiento bidireccional cuyos análisis resultan complejos, pero existen tablas basadas en análisis matemáticos avanzados, que permiten encontrar en forma simplificada y aproximada a la realidad los momentos flectores, fuerzas cortantes y deflexiones, tales como las siguientes: PCA, Bares y además el programa SAP2000.

  Para el diseño de la estructura se ha utilizado la Norma Técnica de Edificación E.060/2009 Concreto Armado, conjuntamente con el Reglamento para Concreto Estructural ACI-318/2014 y el Reglamento para Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente ACI-350/2006 el cual permitirá un diseño que garantice la impermeabilidad de los tanques para su correcto funcionamiento.

- **TIPO DE INVESTIGACIÓN:** El tipo de investigación, es la investigación aplicada, porque se usa la ciencia aplicada en casos reales de tanques rectangulares.
- **NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN:** Según el alcance de la investigación se empleó el nivel exploratorio, ya que luego de la recopilación de información se pasó a la aplicación de los casos más representativos que se presentan en los tanques rectangulares (ver ítem 1.4.3.2).

1.4.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de la investigación que se utilizó es no experimental, de tipo exploratorio. En este caso se recopila información: en campo, bibliográfica, Normas y Reglamentos nacionales e internacionales, para identificar criterios y procedimientos de análisis y diseño de tanques rectangulares.

1.4.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

1.4.3.1. Población

La población de estudio son todos los tipos de tanques rectangulares, de acuerdo a su aplicación en las obras civiles. Los cuales se mencionan a continuación:

A. Almacenamiento y abastecimiento de agua potable.

- Tanques superficiales o Reservorios apoyados
- Tanques elevados
- Tanques cisterna

B. Almacenamiento y abastecimiento para riego

- Reservorios de almacenamiento de agua para riego

C. Con fines recreativos/deportivos

- Piscinas

D. Con fines productivos

- Estanques para cultivo de peces

E. Tratamiento de agua potable

- Floculadores
- Sedimentadores
- Filtros

F. Tratamiento de aguas residuales

- Desarenadores
- Sedimentadores
- Tanque imhoff y lecho de secado
- Laguna de estabilización
- Tanque séptico

G. Conducción de aguas

- Puente canal
- Conducto cubierto

1.4.3.2. Muestra

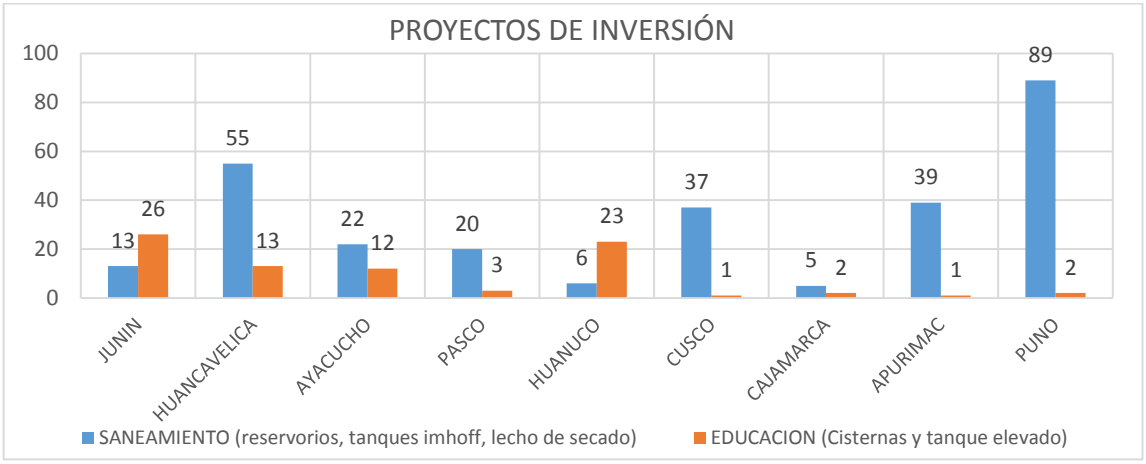
A. Características de la muestra a seleccionar

Para determinar el tamaño de la muestra para esta investigación, se empleó el método dirigido, donde el tamaño no será desde una perspectiva probabilística, ya que lo que se busca son estructuras de tanques rectangulares que marquen diferencias estructurales y de funcionamiento.

Por otro lado, también se ha tomado en cuenta, para la selección de la muestra los casos de proyectos disponibles y representativos a los cuales se tiene acceso y se cuenta con las herramientas suficientes para analizarlas y diseñarlas. De esta manera, según el Apéndice D, se tiene en la Figura 9 la cantidad de proyectos aprobados desde el año 2010 hasta el 2017, donde se demuestra la gran demanda que tienen

los tanques componentes de los sistemas de abastecimiento y tratamiento de agua.

Figura 9: Registro de proyectos de saneamiento aprobados desde el 2010 hasta el 2017.



Las piscinas como forma recreativa y deportiva también se encuentran en gran cantidad en diferentes lugares de la costa y selva y con menor difusión en la sierra de nuestro país, por lo general en restaurantes, recreos turísticos, hoteles, clubes y centros educativos, por ejemplo en Huancayo tenemos al centro recreacional La Colombina, centro recreacional Mayopampa, piscina temperada del colegio Salesiano Santa Rosa, la piscina semi olímpica del colegio Túpac Amaru, la piscina olímpica del colegio Santa Isabel, entre otros; en Chanchamayo tenemos al recreo campestre El Pionero, restaurante hospedaje La Tranquera, entre otros; en Lima tenemos el club campestre Ceande de Chosica, hostal restaurante campestre El Pionero de Huachipa entre otras.

Los estanques para crianza de truchas, por lo general se viene construyendo de concreto, por lo que es un elemento importante para la actividad productiva. Estas estructuras se pueden observar en diferentes partes de la sierra y selva de nuestro país, por ejemplo, en Huancayo se tiene al centro piscícola El Ingenio, piscigranja La Cabaña, entre otros.

En resumen, la selección de la muestra se basó en los siguientes criterios: diferencias estructurales; funciones que cumplen los diferentes tipos de tanques; facilidad de recolección de datos; y autorización de uso de datos.

B. Selección de la muestra

De acuerdo a los criterios tomados en las características requeridas para seleccionar la muestra, los tanques rectangulares seleccionados son los mostrados en la Tabla 1:

Tabla 1: Selección de las aplicaciones desarrolladas en la tesis

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	CONDICIÓN DE ANÁLISIS	MÉTODO DE ANÁLISIS
01	**Reservorio apoyado** destinado al almacenamiento y abastecimiento de agua potable. • Cubierta con tapa de concreto armado. • Muros de concreto armado empotrados en su cimentación superficial y soportando solo presión de agua. • Estructura superficial	• Cuando está lleno (presión de agua).	• Tablas PCA • Tablas de BARES • Tablas de coeficientes de la NTE E0.60 • Programa SAP2000 (*)
02	**Tanque cisterna** destinado al almacenamiento y abastecimiento de agua potable. • Cubierta con tapa de concreto armado. • Muros de concreto armado empotrados en su cimentación superficial y soportando presión de agua y suelo de relleno. • Estructura enterrada	• Cuando está lleno sin el relleno del suelo (solo presión de agua en proceso de prueba de impermeabilidad) • Cuando está vacío (presión del suelo, casos de mantenimiento).	• Tablas PCA • Tablas de BARES • Tablas de coeficientes de la NTE E0.60 • Programa SAP2000 (*)
03	**Piscina** semi olímpica destinada a fines recreativos/deportivos. • No tiene tapa • Muros están empotrados en su cimentación y soportan presión de agua y suelo de relleno. • Estructura enterrada	• Cuando está lleno sin el relleno del suelo (solo presión de agua en proceso de prueba de impermeabilidad) • Cuando está vacío (presión del suelo, casos de mantenimiento).	• Muro en voladizo • Programa SAP2000 (*)
04	Con fines productivos; **estanques para cultivo de peces.** • No tiene tapa • Muros están empotrados en su cimentación y soportan presión de agua y suelo de relleno. • Estructura enterrada	• Cuando está lleno sin el relleno del suelo (solo presión de agua en proceso de prueba de impermeabilidad) • Cuando está vacío (presión del suelo, casos de mantenimiento).	• Muro en voladizo • Programa SAP2000 (*)
05	**Tanque imhoff**, destinado al tratamiento de aguas residuales. • Cubierta con tapa de concreto armado. • Muros de concreto armado empotrados en su cimentación superficial y soportando presión de aguas negras y suelo de relleno. • Estructura enterrada	• Cuando está lleno, sin el relleno del suelo (solo presión de agua en proceso de prueba de impermeabilidad). • Cuando está vacío (presión del suelo, casos de mantenimiento).	• Tablas PCA • Tablas de BARES • Tablas de coeficientes de la NTE E0.60 • Programa SAP2000 (*)
06	**Lecho de secado**, destinado al tratamiento de aguas residuales (lodos). • No tiene tapa • Muros de concreto armado empotrados en su cimentación superficial y soportando presión de aguas negras y lodos. • Estructura superficial	• Cuando está lleno, sin el relleno del suelo (solo presión de agua en proceso de prueba de impermeabilidad). • Cuando está vacío (presión del suelo, casos de mantenimiento).	• Tablas PCA • Tablas de BARES • Programa SAP2000 (*)

(*) Con fines de verificación

1.4.4. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

- Diálogo con los responsables de las instituciones públicas y privadas encargados de los expedientes técnicos y perfiles técnicos desarrollados en dichas instituciones. Además, profesionales que sean autores de proyectos.
- Entrevista con expertos de cada uno de los 06 tanques seleccionados (ingeniero sanitario, ingeniero pesquero, arquitecto e ingeniero civil)
- Toma fotográfica de proyectos ya construidos para verificar algunos aspectos importantes.

1.4.5. TÉCNICAS DE TRATAMIENTO DE DATOS

- Se realizó la revisión técnica de cada proyecto seleccionado, basado en la teoría propuesta por autores y reglamentos.
- Para los procedimientos de cálculo estructural se utilizaron las tablas del PCA, Bares
- Para verificar los cálculos se utilizó el programa SAP2000.
- Para plasmar los resultados y detallado de los planos se utilizó el programa AutoCAD.

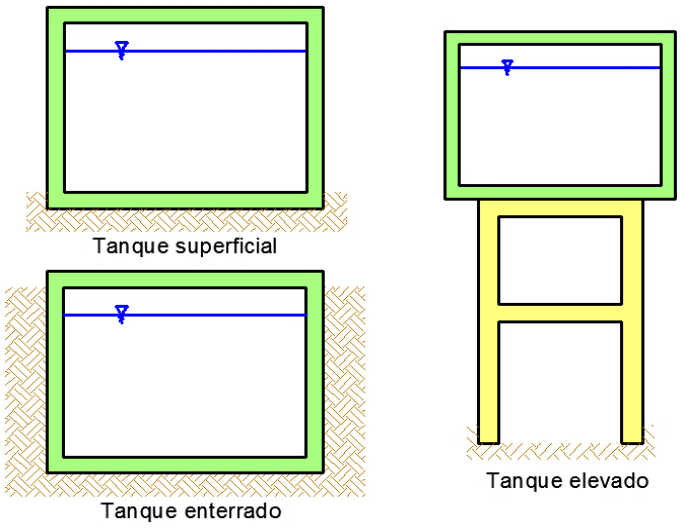
CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

Los tanques rectangulares son estructuras que contienen líquidos en su interior, es así que se debe garantizar la impermeabilidad de la estructura para evitar fugas. Esto se consigue aplicando métodos de diseño adecuados que son recomendados por la norma técnica E.060 y complementados con el Código del Medio Ambiente ACI 350. De esa manera, en este capítulo trataremos temas como: 1) definición y características de los tanques rectangulares; 2) aplicaciones de los tanques rectangulares en las obras civiles; 3) normativas a utilizarse; 4) análisis de cargas; 5) estructuración y dimensionamiento del tanque rectangular; 6) métodos de análisis estructural para tanques de concreto; 7) métodos de diseño para tanques de concreto armado; y 8) consideraciones para el diseño estructural de un tanque rectangular.

2.1. DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS TANQUES RECTANGULARES

Los tanques son estructuras cuya función es almacenar líquidos, y dependiendo de su ubicación sobre el terreno pueden ser enterrados, superficiales o elevados y pueden optar una configuración en planta de forma cuadrada, rectangular o circular, de acuerdo a su capacidad de almacenamiento. Estos deben proyectarse y construirse buscando garantizar impermeabilidad, el cual se consigue controlando el agrietamiento mediante la adecuada distribución del acero, uso de materiales de calidad y aplicando adecuados métodos y procesos constructivos. (Harmsen, 2002)

Figura 10: Tipos de tanques contenedores de líquidos



En esta tesis solo se tratan los tanques superficiales y enterrados, conformados por paredes, fondo y tapa de forma rectangular, y construidos de concreto armado. Cada una de estas componentes trabaja estructuralmente a flexión y corte ante la acción de cargas de empuje de los líquidos que contienen y/o de los suelos cuando estos tanques están enterrados. Lo cual la diferencia de los tanques circulares, que fundamentalmente trabajan estructuralmente a compresión y tracción axial, influye enormemente en la disminución de los espesores de las paredes de estos tanques principalmente cuando se trata de volúmenes grandes.

Los tanques superficiales se construyen directamente apoyados sobre la superficie del suelo, por lo general cuando se tiene un suelo de buena capacidad portante. Tienen la ventaja de que su costo de excavación es mínimo; y la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías y accesorios es más sencillo de efectuar. Por otro lado, los tanques enterrados, se construyen debajo de la superficie del terreno y se emplean de acuerdo a la necesidad del proyecto o cuando sea necesario excavar hasta conseguir un estrato de soporte resistente. Tienen la ventaja de conservar el líquido a resguardo de las variaciones de temperatura, no alteran el paisaje y sus cubiertas se pueden utilizar para diferentes funciones (jardines, canchas de juego, etc.). Sus desventajas son el tener un costo de excavación elevado y dificultad en descubrir fallas en las conexiones y posibles fisuras. (Pavón, 2001)

Gran parte de la variedad de tanques rectangulares se construyen de concreto armado, debido a sus ventajas frente a otros materiales; entre ellos: no se necesita de mano de obra especializada, la impermeabilidad, se le puede dar la forma deseada con solo armar el encofrado, se puede trabajar para diferentes resistencias mediante una dosificación adecuada de los materiales (cemento, arena, piedra, agua y aditivos). Además, los elementos de concreto armado de los tanques rectangulares tienen la ventaja de soportar esfuerzos de compresión, flexión, corte y tracción; predominando en su funcionamiento estructural los esfuerzos de flexión - tracción. (Pavón, 2001)

Debido a las ventajas del concreto armado es posible el diseño y construcción de las diferentes aplicaciones de los tanques rectangulares. En esta tesis se desarrollan los seleccionados anteriormente en el Capítulo I, los que se usan para almacenamiento y abastecimiento de agua potable (reservorio apoyado y tanque cisterna), con fines recreativos/deportivos (piscina), con fines productivos (estanques para criadero de peces) y para tratamiento de aguas residuales (tanque imhoff y lecho de secado).

2.2. APLICACIONES DE LOS TANQUES RECTANGULARES EN LAS OBRAS CIVILES

Las obras civiles relacionadas con tanques rectangulares se presentan en diferentes aplicaciones, entre ellas tenemos para almacenamiento y abastecimiento de agua potable (tanques superficiales o reservorios apoyados, tanques elevados y tanques cisterna); para almacenamiento y abastecimiento para riego (reservorios de almacenamiento de agua para riego); con fines recreativos/deportivos (piscinas); con fines productivos (estanques para cultivo de peces); para tratamiento de agua potable (plantas potabilizadoras); para tratamiento de aguas residuales (desarenadores, sedimentadores, tanque imhoff, lecho de secado, laguna de estabilización y tanque séptico); y para conducción de aguas (puente canal y conducto cubierto).

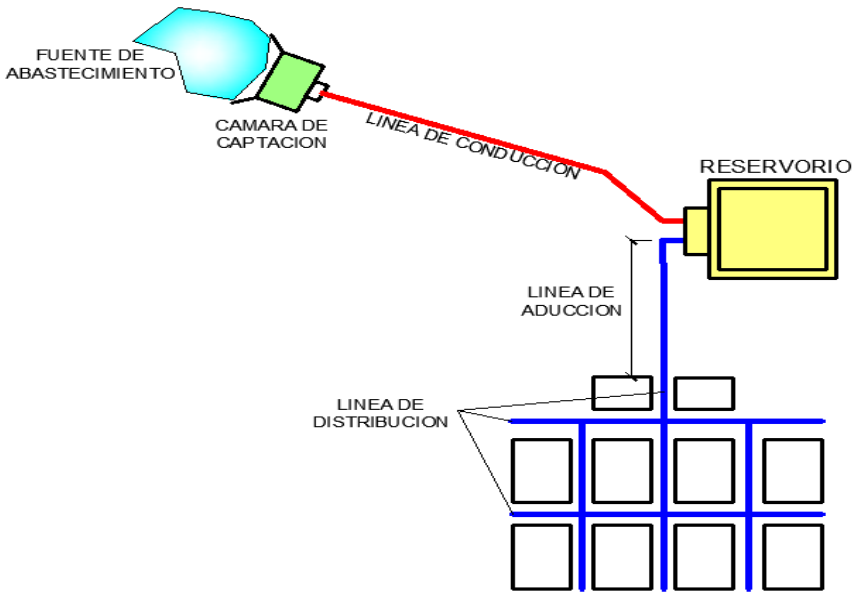
De las tantas aplicaciones de los tanques rectangulares citadas anteriormente, en esta tesis se desarrollará los seleccionados en el Capítulo I, y son los siguientes: 1) reservorios superficiales y reservorios enterrados para almacenamiento y abastecimiento de agua potable; 2) piscina con fines recreativos/deportivos; 3) estanques para cultivo de peces con fines productivos; 4) tanque imhoff y lecho de secado para tratamiento de aguas residuales.

En esta parte se hará una breve descripción del funcionamiento de cada uno de los elementos que corresponden a los cuatro grupos mencionados con el objetivo de poder orientar los respectivos análisis y diseños concordantes con la función que desempeñan cada uno de ellos.

2.2.1. RESERVORIOS SUPERFICIALES Y RESERVORIOS ENTERRADOS PARA ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

El abastecimiento de agua comprende un conjunto de estructuras e instalaciones que en conjunto trasladan agua hacia una población para satisfacer sus necesidades domésticas, comerciales, industriales, públicas, etc. El sistema de abastecimiento de agua potable comprende: fuentes de abastecimiento, cámara de captación, línea de conducción, reservorio de almacenamiento y línea de aducción y red de distribución (ver Fig. 11).

Figura 11: Sistema de abasteciendo de agua potable



En concordancia con la selección de la muestra, de los elementos que componen los sistemas de abastecimiento se ha elegido desarrollar el proyecto de un reservorio de almacenamiento de agua potable con paredes, tapa y fondo rectangulares.

A. Reservorio de almacenamiento

Un reservorio debe garantizar el abastecimiento continuo de agua potable con una presión adecuada, en función a las necesidades proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente. Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento de la fuente sea menor que el caudal máximo horario (Q_{mh}). En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el Q_{mh} no se considera el reservorio, y debe asegurar que el diámetro de la tubería de conducción sea suficiente para conducir el caudal máximo horario (Q_{mh}), que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población. (Agüero, 1997)

El Reglamento Nacional de Edificaciones - OS.030; indica, que los reservorios de almacenamiento tienen como función suministrar agua para consumo humano a las redes de distribución, con las presiones de servicio adecuadas y en cantidad necesaria que permita compensar las variaciones de la demanda. Asimismo, deberán contar con un volumen adicional para suministro en casos de emergencia como incendio, suspensión temporal de la fuente de abastecimiento y/o paralización parcial de la planta de tratamiento.

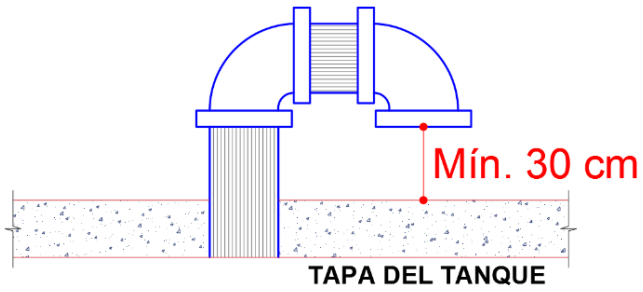
Todo reservorio de almacenamiento, al igual que la cámara de captación, cuenta con una cámara de almacenamiento o cámara húmeda, y una cámara seca o caseta de válvulas.

La cámara de almacenamiento, es el lugar donde se deposita el agua y donde se encuentra los siguientes accesorios descritos por Agüero (1997):

- **Tubería de llegada:** El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada al reservorio de almacenamiento; debe proveerse de un by - pass para atender situaciones de emergencia.
- **Tubería de salida y su canastilla:** Su diámetro será el correspondiente al diámetro de la línea de aducción, y deberá estar provista de una válvula compuerta que permita regular el abastecimiento de agua a la población.
- **Tubería de limpia:** Deberá tener un diámetro tal que facilite la limpieza del reservorio de almacenamiento en un periodo no mayor de 2 horas. Esta tubería será provista de una válvula compuerta.

- **Tubería y cono de rebose:** Se conectará con descarga libre a la tubería de limpia y no se proveerá de válvula compuerta, permitiéndose la descarga de agua en cualquier momento.
- **By pass:** Se instalará una tubería con una conexión directa entre la entrada y la salida, de manera que cuando se cierre la tubería de entrada al reservorio de almacenamiento, el caudal ingrese directamente a la línea de aducción. Esta constará de una válvula compuerta que permita el control del flujo de agua con fines de mantenimiento y limpieza del reservorio.
- **Tubería de ventilación:** Según Arrocha (1979), la tubería de ventilación de preferencia será tubería en forma de "U" invertida, protegida en su boca de salida con una malla de material anticorrosivo, y estará separada del techo del reservorio a no menos de 30 cm (ver Fig. 12). Según la norma OS 030, el sistema de ventilación deberá permitir deberá permitir la circulación del aire en el reservorio con una capacidad mayor que el caudal máximo de entrada o salida del agua, es decir, el diámetro de la tubería de ventilación será mayor o igual a la tubería de entrada o salida de agua.

Figura 12: Tubería de ventilación para reservorios de almacenamiento



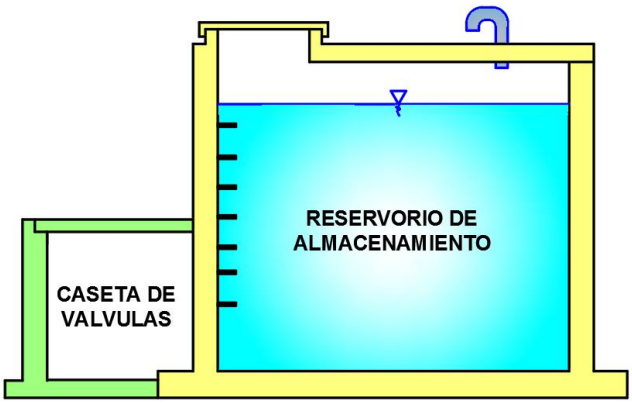
- **Escalera interior:** Según la Organización Panamericana de la Salud OPS (2004), la escalera interior deberá estar constituido por escalones de fierro galvanizado empotrados en el muro. Servirá para el ingreso y salida al reservorio con el fin de realizar la inspección o limpieza. En la etapa de vaciado de los muros se anclarán los peldaños de 3/4" de diámetro por cada 0.30 m.

La caseta de válvulas, es el lugar indispensable para alojar las válvulas, accesorios y dispositivos de medición y control. Su dimensionamiento depende del

tamaño de accesorios que vaya usarse en el reservorio, y contiene los siguientes elementos con un color significativo para su identificación:

- Válvula de entrada de agua al reservorio = **color azul**.
- Válvula de salida de agua a la población = **color verde**.
- Válvula de desagüe y rebose = **color negro.**
- Válvula de paso directo (baypass) = **color rojo.**

Figura 13: Esquema de reservorio de almacenamiento y caseta de válvulas



B. Capacidad del reservorio de almacenamiento

Agüero (1997); considera que, para determinar la capacidad del reservorio, es necesario tener en cuenta las variaciones horarias de consumo, emergencia contra incendios y las reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción con la intención de que el reservorio funcione como parte del sistema. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea eficiente y satisfecha, y para cuando haya variaciones eventuales, es aconsejable manejar un volumen adicional que cubra el tiempo para restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

Para el cálculo del volumen de almacenamiento se utilizan métodos gráficos que se basan en la determinación de la “curva de masa” y métodos analíticos, los cuales necesitan de datos de consumo por horas y del caudal disponible de la fuente, que por lo general es equivalente al consumo promedio diario.

Por otra parte, el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la sección de Obras de Saneamiento OS.030; indica que el volumen de almacenamiento del reservorio está conformado por un volumen de regulación, un volumen contra incendios y un volumen de reserva. El volumen de regulación, se calcula con el diagrama de masa correspondiente a las variaciones horarias. Cuando no se tenga información alguna, la norma recomienda usar el 25% del consumo medio diario anual para el cálculo del volumen de regulación. El volumen contra incendios se determina de acuerdo a la zona, considerando un mínimo de 50 m3 para áreas destinadas a vivienda. Además, se considera un volumen adicional de reserva, el cual debe ser justificado.

C. Consideraciones de diseño

Para el diseño del reservorio de almacenamiento se debe tener en cuenta los siguientes criterios propuestos por Agüero (1997) y la Organización Panamericana de la Salud (2004)

- **PERIODO DE DISEÑO**

  Es el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del caudal deseado o por la existencia física de las instalaciones. Para su determinación, se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento. Tomando en cuenta los factores señalados, el autor recomienda usar un período de diseño de 20 años.

- **POBLACIÓN DE DISEÑO (POBLACIÓN FUTURA - Pf)**

  Para determinar la población futura, se deberá tomar en cuenta datos censales y proyecciones oficiales u otra fuente que refleje el crecimiento poblacional, los que serán debidamente sustentados.

Para estimar la población futura se pueden utilizar los siguientes métodos:

  - **Métodos analíticos.** - Basan su estudio en el ajuste de una curva matemática. Entre ellos tenemos el método aritmético, geométrico, de la curva normal, logística, de la ecuación de segundo grado, el exponencial, de los incrementos y de los mínimos cuadrados.

- **Métodos comparativos. -** Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando.
- **Método racional. -** Se basa en un estudio socioeconómico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético.

A. Dotaciones

Teniendo en cuenta los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades; se asignan las dotaciones en base al número de habitantes y a las diferentes regiones del país.

Dotación por número de habitantes

POBLACIÓN (habitantes)	DOTACIÓN (l/hab/día)
Hasta 500	60
500 - 1000	60 – 80
1000 - 2000	80 - 100

Fuente: Ministerio de Salud (1962)

Dotación por región

REGIÓN	DOTACIÓN (l/hab/día)	
Selva		70
Costa	Norte	70
	Sur	60
Sierra	Más de 1500 msnm	50
	Menos de 1500 msnm	60

Fuente: Ministerio de Salud (1994)

B. Variaciones de consumo

La variación de consumo está influenciada por diversos factores, tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litros/habitante/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario.

- Consumo promedio diario anual (Qm): Se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s). Se calcula con la siguiente expresión:

$$\mathrm{Qm} = \frac{\mathrm{Pf\ x\ Dotación}}{86400}$$

- Consumo máximo diario (Qmd): Es el máximo volumen de agua consumido en un día a lo largo de los 365 días del año. Se utiliza para calcular el gasto máximo diario de la fuente de abastecimiento, el diámetro económico de la línea de conducción, la capacidad del tanque, la capacidad de la planta potabilizadora y la capacidad del equipo de bombeo si existen
- Consumo máximo horario (Qmh): Es el máximo caudal que se presenta durante una hora en el día de máximo consumo. Se utiliza para calcular el diámetro de la línea de aducción y red de distribución.

Los coeficientes recomendados y más utilizados son del 130% para el consumo máximo diario (Qmd) y del 200%, para el consumo máximo horario (Qmh)

- Consumo máximo diario (Qmd) = 1.3 Qm (l/s)
- Consumo máximo horario (Qmh) = 2.0 Qm (l/s)

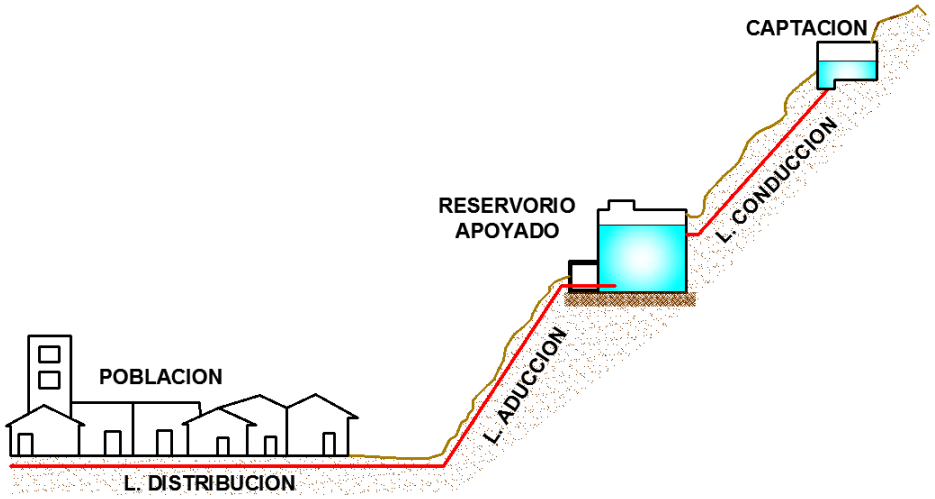
Los tipos de tanques rectangulares que se desarrollan es esta parte son los seleccionados en el Capítulo I, y comprende: 1) Reservorios apoyados; y 2) Tanques cisterna, ambos utilizados para almacenamiento y abastecimiento de agua potable.

2.2.1.1. TANQUES SUPERFICIALES O RESERVORIOS APOYADOS

Los tanques superficiales o reservorios apoyados, son construidos generalmente sobre la superficie del suelo y pueden tener forma rectangular o circular. (Agüero, 1997)

Su ubicación depende de la topografía y del tipo de suelo de la zona. De acuerdo a ello deberá construirse en puntos específicos donde la presión sea la adecuada para brindar un buen suministro, por lo general encima de la población (ver Fig. 13). Los tanques superficiales pueden construirse para las siguientes capacidades: 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 4000, y 5000 m3 con alturas de 2.50, 3.0 y 4.0 m. (Rodríguez, 2001)

Figura 14: Reservorio apoyado para abastecimiento de agua



Los reservorios apoyados de forma rectangular son los que se construyen en la mayoría de casos, debido a las ventajas que presenta, como: costo mínimo de excavación, facilidad en el encofrado y por tanto bajo costo, dependiendo de la capacidad del reservorio se pueden tener espesores de paredes delgadas lo cual reduce el costo de construcción y facilidad para realizar la instalación, operación y mantenimiento de accesorios. La única desventaja que se tiene es en ámbito de su limpieza interior, más que nada en las esquinas. Pero esto se puede controlar agregando un chaflán sanitario.

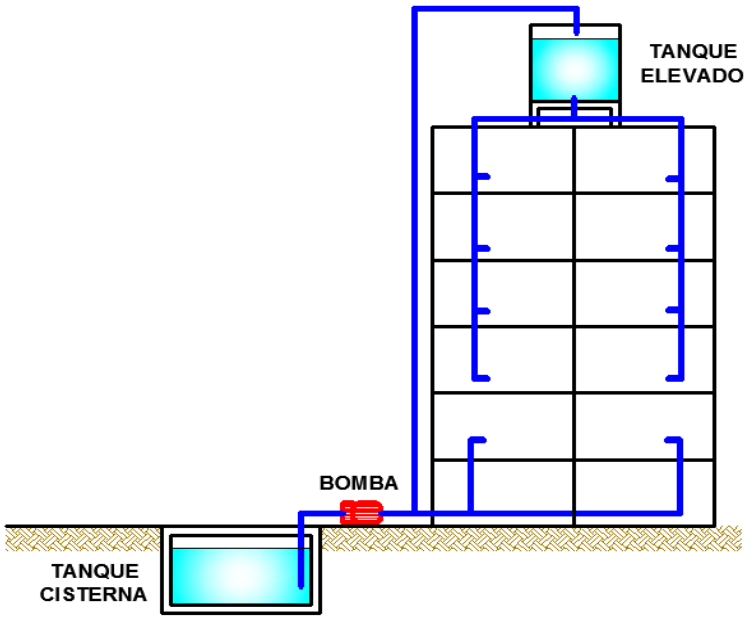
2.2.1.2. Tanque cisterna

Los reservorios enterrados o cisternas, por lo general son de forma rectangular y se construyen por debajo de la superficie del suelo. (Agüero, 1997).

Este tipo de tanques se utilizan generalmente en las edificaciones, para almacenar agua y con ayuda de una bomba elevarla hasta un tanque elevado para abastecer a los diferentes pisos de un edificio (ver Fig. 14), o abastecer directamente a ciertos ambientes de una edificación como, por ejemplo, los laboratorios de hospitales, centros educativos, etc. También se usan en los sistemas de recirculación de las piscinas, para mantener un nivel de agua constante y para abastecer de agua a los servicios higiénicos, piletas y posibles áreas verdes.

Entre sus ventajas, se tiene que su losa de cubierta, dependiendo de sus dimensiones se puede aprovechar para colocar jardines, canchas de juego, etc. Su principal desventaja es el alto costo de excavación y la dificultad para identificar y dar mantenimiento a posibles fallas en las instalaciones.

Figura 15: Tanque cisterna para abastecimiento de agua



2.2.2. PISCINA CON FINES RECREATIVOS/DEPORTIVOS

De acuerdo al Reglamento Sanitario de Piscinas (DS-007-2003-SA), la piscina es el conjunto de uno o más estanques destinados al baño, recreativo o deportivo, que se complementan con equipamientos e instalaciones que garanticen su funcionamiento adecuado.

La piscina es un recinto formado por un vaso lleno con agua, destinado al baño, al uso recreativo, entrenamiento deportivo o terapéutico, además de las construcciones complementarias y servicios necesarios para garantizar su buen funcionamiento. (Sanz et al. 2014). El agua contenida en la piscina, puede ser auto regenerada natural o mecánicamente. La palabra **piscina** viene del latín piscis (pez), y originalmente se utilizaba para designar estanques para peces de agua dulce o salada, y con el paso del tiempo, con el cristianismo se utilizaba para mencionar a la pila bautismal. También se utilizó para designar los depósitos de agua conectados a los acueductos. A la piscina se le conoce también con los nombres de alberca o pileta. (Giraldo, 2012)

A. TIPOS DE PISCINAS

De acuerdo al Reglamento Sanitario de Piscinas (DS-007-2003-SA), las piscinas pueden ser:

- **Pateras**: Destinadas a usuarios menores de 5 años, cuya profundidad estará comprendida entre 0.20 y 0.40 metros como máximo y con pendientes que no excedan de 2%.
- **Recreacionales**: Destinadas a la recreación, cuya profundidad mínima será de 1.20 metros y puede llegar hasta 2.00 metros y su fondo no tendrá más de 10% de pendiente.
- **Deportivas**: Destinadas a las prácticas deportivas incluyendo la de saltos, la cual deberá estar de acuerdo a los estándares internacionales d la Federación Peruana de Natación.

Giraldo (2012), presenta una clasificación de las piscinas **por su uso**, de la siguiente manera:

- **Piscina de chapoteo**: Son piscinas que contienen vasos dedicados a juegos libres o juegos vigilados de niños hasta 5 años que no tienen mayor profundidad para este uso.
- **Piscina de enseñanza**: Piscinas que son dedicados a la educación física y a la enseñanza de la natación, así como a los juegos libres o vigilados en el agua de niños de 6 a 11 años ya con una profundidad respectiva para este tipo de uso.
- **Piscinas polivalentes**: Piscinas que contiene vasos para la práctica y el entretenimiento de la natación y donde se celebran competiciones de natación en niveles básicos con las medidas y profundidades reglamentarias.
- **Piscinas de recreo**: Piscinas que contiene vasos dedicados al recreo, esparcimiento y baño de jóvenes y adultos, sobre todo no nadadores
- **Piscinas de natación:** Piscinas que contienen vasos para la práctica de la natación y donde se celebran competencias en sus modalidades de carreras y con sus medidas y profundidades reglamentarias.
- **Piscinas de saltos**: Piscinas que fosos para para la práctica de saltos y donde se hacen competencias, en sus modalidades de saltos de trampolín y de plataforma.
- **Piscinas de Waterpolo**: Piscinas que contienen vasos para la práctica de waterpolo, y donde se celebran competencias.

Sáenz et al. (2014), clasifica a las piscinas de dos maneras:

Con respecto al acceso del público, en:

- **Piscina de uso público**: Aquellas piscinas abiertas al público o a un grupo definido de usuarios, muchas veces con independencia del pago de un precio de entrada.
- **Piscinas de uso privado**: Aquellas piscinas destinadas únicamente a la familia e invitados del propietario, u ocupante, incluyendo el uso relacionado con el alquiler de casas para uso familiar.

De acuerdo a la temperatura del aire y del agua de baño, en:

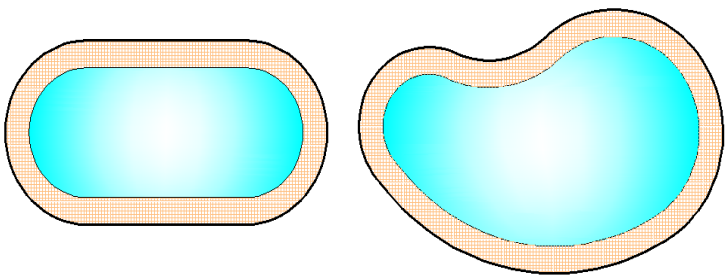
- **Climatizadas o cubiertas**: Aquellas en que las que el recinto donde se encuentran los vasos está cerrado, y el agua se mantiene a una temperatura más o menos caliente, y en la que pueden existir vasos con agua a una temperatura ambiental o más fría que esa.
- **No climatizadas o descubiertas:** No existe ninguna estructura que proteja los vasos del exterior, y la temperatura de los mismos suele ser la ambiental, aunque puede haber algún vaso con agua caliente.
- **Mixtas**: Son piscinas que tienen una estructura móvil que las cubre, y que puede ponerse durante el invierno y quitarse durante el verano.

B. FORMAS DE UNA PISCINA

La elección de la forma esta muchas veces condicionada al espacio con el que se cuenta y especialmente al gusto del cliente, pero debe tenerse en consideración las alternativas geométricas para poder tomar la mejor decisión. Existen formas en las cuales la colocación de las instalaciones y el mantenimiento es menos complicada, ya que no se forman ángulos cerrados en las paredes. Los ángulos cerrados deben evitarse, pues estos no permiten acceso de los equipos de limpieza, como las aspiradoras de fondo y los cepillos. Las piscinas pueden optar diferentes formas como: triangulares, cuadradas, rectangulares, con varias formas geométricas y tipo riñón. (Gonzales, 2012)

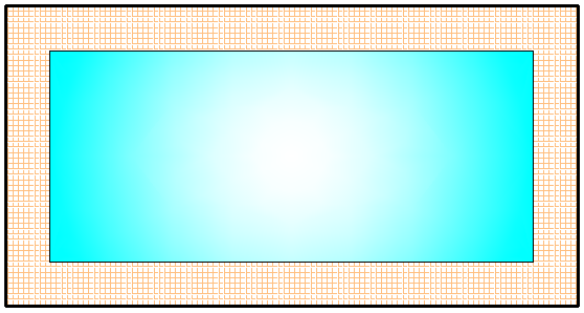
- **Piscinas con varias formas geométricas. -** Generalmente están compuestas por dos o más rectángulos que pueden usarse en varias combinaciones, a diferencia de las rectangulares, estas no tienen la ventaja de aprovechar al máximo el espacio para la natación. Presenta facilidad para realizar las instalaciones, así como la limpieza.

Figura 16: Piscina con varias formas



- **Piscinas rectangulares. -** Es la forma más común en piscinas y presenta varias ventajas a diferencia de otras formas irregulares, estas son:
    - Mejor aprovechamiento del espacio para natación.
    - Excavación más sencilla.
    - Facilidad en la colocación de las instalaciones.

Figura 17: Piscina de forma rectangular



C. PROFUNDIDAD DE LAS PISCINAS

La profundidad de las piscinas puede ser muy variada, pero lo ideal es tener un estanque con una profundidad que permita practicar la natación cómodamente, siendo 1.20 metros la altura ideal que debe tener el agua. En las piscinas que cuentan con trampolines es necesario contemplar una altura mayor. En piscinas donde los usuarios suelen practicar con mayor frecuencia la natación la profundidad puede ser variable, para lograr esto es necesario que el piso se construya inclinado, partiendo de 1.00 metro en la parte con menos profundidad, a 2.00 metros mínimo en el extremo opuesto. Si la piscina cuenta con trampolín, la profundidad mínima en el área donde este sea ubicado será de 2.50 m. (Gonzáles, 2012)

Por otra parte, el Reglamento Sanitario de Piscinas (DS-007-2003-SA), indica una profundidad mínima de 0.20 a 0.40 metros para piscinas tipo patera y de 1.20 hasta 2.00 metros para piscinas recreacionales. Las piscinas deportivas deben cumplir con los estándares internacionales de la Federación Peruana de natación.

D. DIMENSIONES DE LAS PISCINAS

Las dimensiones de la piscina, es decir su perímetro visible, estará condicionado por la disponibilidad y topografía del terreno, el abastecimiento de agua a la zona, y muchas veces, por el presupuesto. En las **piscinas privadas** el diseño de la piscina se determina en función al espacio disponible, a su integración en el entorno y sobre todo al gusto del propietario. En las **piscinas públicas** no existen normas sobre el tamaño de las piscinas salvo las establecidas por la Federación de Natación. Por lo general, las dimensiones dependerán del aforo, del número máximo de usuarios potenciales de la misma, aunque nunca puedan coincidir todos ellos simultáneamente en el baño. (Giraldo, 2012)

C. ESTRUCTURA DE UNA PISCINA

Como todo tanque, una piscina se compone de los siguientes elementos estructurales: losa de fondo y paredes perimetrales, también incluye elementos secundarios, pero no menos importantes que cumplen funciones específicas como: aceras, escaleras, bancas, rebosadero, revestido y lava piés. (Mora, 2008)

- **LOSA DE FONDO:** Es una estructura que va apoyada sobre el suelo, y es la que soporta a los muros y la mayor parte de la presión del agua. Por lo general se construye de concreto armado, ya que tiene características que permiten garantizar impermeabilidad y rigidez, y para asegurar eso se debe usar materiales de buena calidad y adecuados procesos constructivos,
- **MUROS PERIMETRALES:** Estos se construyen de forma vertical, alrededor del espejo de agua sobre la losa de fondo. Los muros soportan las presiones del agua, sismo y terreno (relleno), además de dar la respectiva forma al volumen del líquido. Las paredes deben poseer la rigidez e impermeabilidad necesaria para garantizar el buen funcionamiento de la piscina.

Los componentes secundarios son esenciales para el correcto funcionamiento de la piscina:

- **CARRILES**: Son las divisiones en el fondo de la piscina que sirven de guía al deportista.
- **REBALSE**: Llamado también aliviadero, es una hendidura (canal) que se ubica en la parte superior de la piscina, y el cual indica el máximo nivel de

llenado de agua. La hendidura de rebalse podrá ser continua o localizada esto dependerá de las dimensiones de la piscina. En piscinas residenciales usualmente se hace uso de un solo punto de rebalse mediante una boquilla de rebalse. El rebosadero tiene varias funciones, sirve como punto de succión para el sistema de recirculación, también participa en la limpieza de agua, ya que recoge aquellos cuerpos extraños que flotan (grasas, mucosidades y cabellos). En caso de piscinas residenciales el canal de rebose se puede sustituir por un desnatador (*Skimmer*), el cual es una pieza mecánica que permite la captura del agua junto con las impurezas en el nivel superior y ofrece un filtro que permite una mejor limpieza del agua.

- **GRADAS:** Son los escalones construidos para la salida o entrada de los usuarios. Estas se deben ubicar en las zonas de menor profundidad de la piscina.
- **ESCALERAS:** Al contrario de las gradas**,** tienen una orientación vertical, y no son otra cosa más que travesaños o barras armadas horizontalmente, sujetas en ambos lados por dos tubos de acero inoxidable. Esta nace en el borde superior de la piscina hacia el fondo y se utiliza para el ingreso y salida de los usuarios.

D. CRITERIOS DE DISEÑO

El Reglamento Sanitario de Piscinas (DS-007-2003-SA), establece los siguientes criterios de diseño:

- El dimensionamiento de la piscina será según el número máximo de usuarios:
  - Piscinas al aire libre: 3 personas por cada 2 m2 de lámina de agua.
  - Piscinas cubiertas: 1 persona por m2 de lámina de agua.
- El **drenaje de fondo** debe estar cubierto con rejillas apropiadas, instalados en la parte más profunda del estanque y su diámetro será calculado considerando el volumen y el tiempo de vaciado del agua (ver Fig. 18).

Figura 18: Tipos de rejillas para drenaje de fondo



- El área de la boca de los drenes será cuatro veces mayor que el área de la tubería a la que está conectada, para reducir las corrientes de succión.
- Está prohibido que el desagüe del estanque de la piscina sea conectado directamente al sistema de desagüe del local donde funciona o en el colector público, a fin de proveer que las aguas residuales contaminen el sistema hidráulico de la piscina.
- En las piscinas que tengan un ancho mayor de 5 metros, los drenes serán instalados de modo que la distancia del centro de estos no sea mayor de cinco metros, ni menor de dos y medio metros desde el centro de estos hasta las paredes más cercanas del estanque.
- Las piscinas cuya lámina de agua del estanque sea superior a los 200 m2 deben prever sistemas de limpieza del agua superficial del estanque. En caso de utilizar **canaletas de rebose**, éstas se instalarán en el perímetro del estanque con pendiente hacia los sumideros, de tal forma que permita evacuar las aguas hacia los drenes (ver Fig. 19).

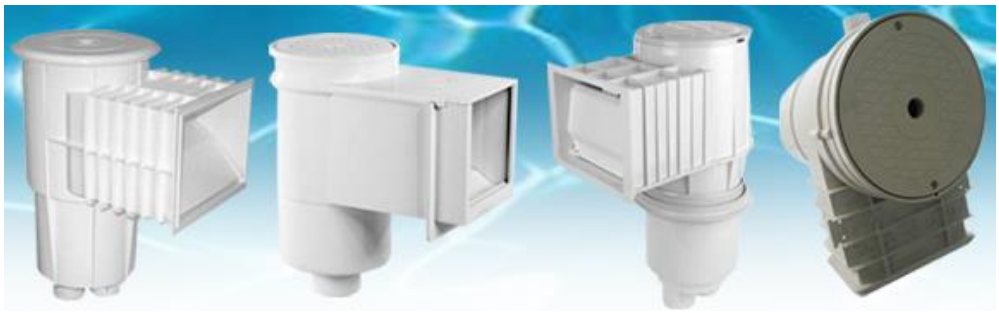
Figura 19: Tipos y ubicación de las canaletas de rebose





Para superficies menores o iguales a 200 m2 de lámina de agua del estanque, se podrán utilizar **desnatadores (skimmer)** en un número no inferior a 1 por cada 25 m2, distribuidos adecuadamente en función al diseño del estanque y ubicados en sentido de la orientación de las corrientes del viento (ver Fig. 20).

Figura 20: Tipos de desnatadores utilizados en piscinas



Toda piscina debe contar con una **canaleta exterior** en todo su perímetro, que permita la evacuación de las aguas superficiales producto de la salida de los usuarios del estanque. Para su instalación se seguirán los siguientes criterios:

- Cada cuatro metros se colocarán sumideros de drenaje de 2 pulgadas, para el desagüe de las canaletas;
- Las canaletas estarán cubiertas con rejillas construidas de material anticorrosivo y antideslizante.
- Estas aguas pueden ser conducidas directamente al dren que va al desagüe o a la succión de la bomba del sistema de recirculación.
- Toda piscina debe estar provista de un sistema de abastecimiento de agua limpia. Este será un **tanque de compensación**, el cual permitirá regular el nivel necesario de agua. En la mayoría de casos se utilizan **tanques cisternas**.
- Las **boquillas de retorno** deberán tener una separación no mayor de 5 m para evitar la formación de agua estancada. Se colocarán a 0.30 m del nivel normal del agua en el estanque de agua fría y en el fondo cuando el estanque funcione con agua temperada.

Figura 21: a) Tipos de boquilla de retorno, b) Tipos de boquillas de temperado, y c) Tipos de boquillas de hidromasajes



- En estanques con lámina de agua superior a los 200 m2, se deberán instalar **boquillas de aspiración** con la finalidad de facilitar la evacuación del agua al sistema de recirculación.
- Se instalarán **escaleras** en el perímetro del estanque a una distancia no mayor de 37.5 m entre una y otra. Serán de material antideslizante y anticorrosivo y con barandales. Los pasos serán los adecuados y su ancho no será menor que 0.50 m.

E. INSTALACIONES Y OTROS SERVICIOS

- Las duchas en piscinas públicas, se considerará como mínimo 1 por cada 60 m2 de lámina de agua; y en piscinas privadas 1 por cada 70 m2 de lámina de agua.
- Una lava pies con solución desinfectante es obligatorio en la entrada del estanque de las piscinas públicas; es opcional para piscinas privadas. Su longitud mínima será de 3 m y deberá contener 0.01% de cloro libre.
- El número mínimo de sanitarios en los servicios higiénicos será:
    - 1 inodoro cada 150 m2 de lámina de agua, para mujeres; 1 inodoro cada 200 m2 de lámina de agua, para varones.
    - Para el caso de varones se agregará un urinario por cada inodoro.
    - Los lavatorios serán 1 por cada inodoro, para cada sexo.

- Los vestuarios, para el caso de sexo femenino comprenderán cabinas individuales y como mínimo se instalarán un número igual al de las duchas más el 30% en piscinas cubiertas y, 50% en el caso de piscinas descubiertas.

F. PISCINAS CLIMATIZADAS

- La temperatura del agua del estanque oscilará entre los 24 y 28ºC según su uso y, la temperatura ambiente será superior a la del agua en 2 o 4ºC, como máximo.
- La renovación del aire del recinto será como mínimo de 9 m3/h/m2.
- La humedad relativa del aire no excederá del 70 %.
- Se colocará termómetro y un hidrómetro a la vista de los usuarios.

G. INSTALACIÓN ELÉCTRICA Y ALUMBRADO

- Los equipos y alumbrado no deberán tener más de 12 voltios.
- Los equipos serán especiales y fabricados para este fin bajo las condiciones estrictas de cumplimiento de normas, tanto de instalación como de resistencia de materiales y anticorrosión.

Figura 22: Tipos de reflectores para piscinas



SISTEMA DE RECIRCULACIÓN DEL AGUA

- Para los efectos del diseño del sistema de recirculación, las piscinas se clasifican en:

  A. Piscinas públicas: estatales o municipales, con sistemas que permitan como mínimo cuatro recirculaciones por día.

  B. Piscinas privadas de uso colectivo: clubes, colegios, hoteles, universidades, condominios, entre otras instituciones, con sistemas que permitan como mínimo tres recirculaciones por día.

  C. Pateras: con sistemas que permitan como mínimo cuatro recirculaciones por día.

- Todo proyecto de piscina es diseñado para que su abastecimiento de agua sea por el método de recirculación para garantizar su calidad y el uso racional. El sistema de recirculación debe permitir recircular el agua de la piscina las veces que se han previsto en el proyecto. Dicho sistema consta de: bombas de agua, trampas de pelo, sistema de tuberías, válvulas y manómetro, filtros, equipo de desinfección, desnatadores, boquillas de retorno, succión de fondo y boquillas de aspiración y calentador, que serán opcionales.

- Bombas de agua. - De preferencia, deben ser del tipo centrífuga, accionadas por motor eléctrico. La potencia del sistema de bombeo debe permitir recircular el agua del estanque el número de veces que ha sido considerado en el proyecto a través de los filtros a presión. Deberá colocarse una “válvula check” en la succión de la bomba del sistema de recirculación.

- Trampas de pelo. - Para prever la retención de pelos, hilos u otros elementos que puedan obstruir los filtros.

- Sistema de tuberías, válvulas y manómetro

  - El sistema de tuberías se diseñará de forma que las pérdidas de energía por accesorios hidráulicos queden reducidas a un mínimo.

  - Habrá uniones de brida u otros tipos adecuados a intervalos suficientes que permitan el desmontaje rápido de tramos de tuberías para su limpieza y reparación.

- En la parte más baja del sistema se colocará un pozo de drenaje y una válvula de purga, para permitir la eliminación de las acumulaciones de material sedimentable y para limpieza.
- Deberá colocarse un manómetro a lo largo del sistema de tuberías que permita apreciar la succión de la bomba o la presión de descarga respectivamente.
- Deberá colocarse un medidor de caudal que registre el volumen de agua que ingresa al local de la piscina y, otro a la salida del sistema de filtros.
- Se colocarán grifos para la toma de muestras de agua tanto a la entrada como en la salida del estanque y, otro que permita el muestreo del agua después de ser tratada antes del ingreso al estanque.

- Filtración. - La profundidad de la capa filtrante será por lo menos de 0.90 m y comprende capas de arena de diferentes graduaciones, grava u otro elemento filtrante; si la capa filtrante es arena, el diámetro efectivo deberá ser por los menos entre 0.4 a 0.5 mm con un coeficiente de uniformidad que no exceda de 1.75.

  La arena debe ser lavada y estar libre de arcilla, materia orgánica y todo material soluble. Sobre la superficie del material filtrante habrá una pared libre de por lo menos 0.45 m hasta la tubería de rebose o tubería de limpieza, para permitir el lavado del filtro sin pérdidas de la arena.

  La velocidad de filtración no debe superar los siguientes valores:

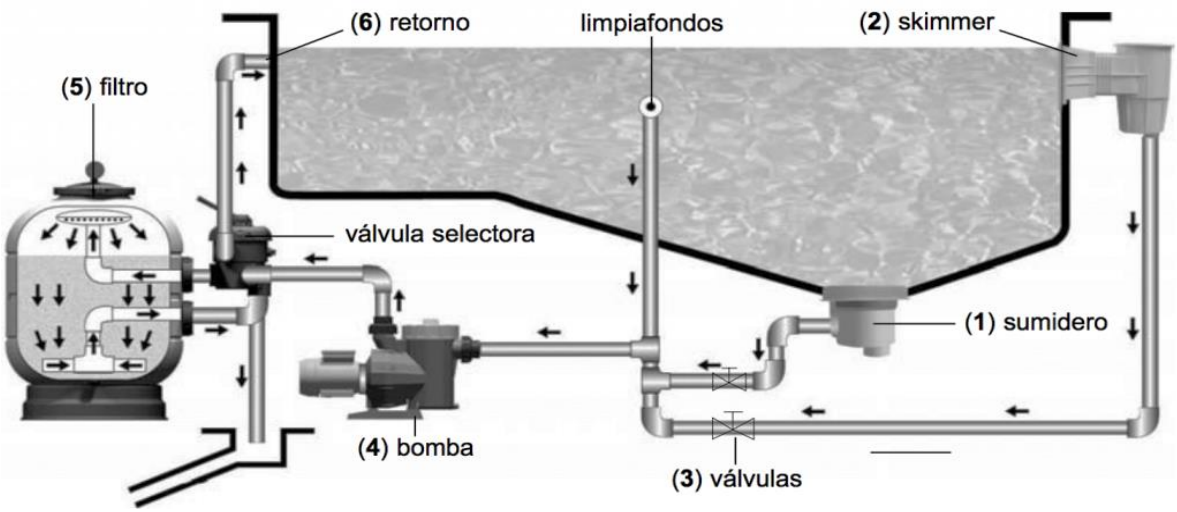
  - Arena de Alto rendimiento: 37.8 m3 /m2 /h
  - Cuarzo Chancado: 25.2 m3 /m2 /h.
  - Tierra de Diatomeas: 5.04 m3 /m2 /h
  - Cartuchos: 0.945 m3 /m2 /h

El sistema de recirculación de una piscina funciona de la siguiente manera:

Las bombas (4) succionan agua del fondo (1), de los desnatadores o skimmers (2) y de las canaletas de rebose, el cual circula hasta llegar a la trampa de pelos y

luego a los filtros a presión (5), de donde por medio de filtrado sale agua apta para retornar a la piscina por las boquillas de retorno (6) mediante impulsión. Los trabajos de filtración (succión e impulsión), enjuague, lavado, desagüe, recirculación y cerrado; son controlados por las válvulas selectoras ubicadas en cada filtro.

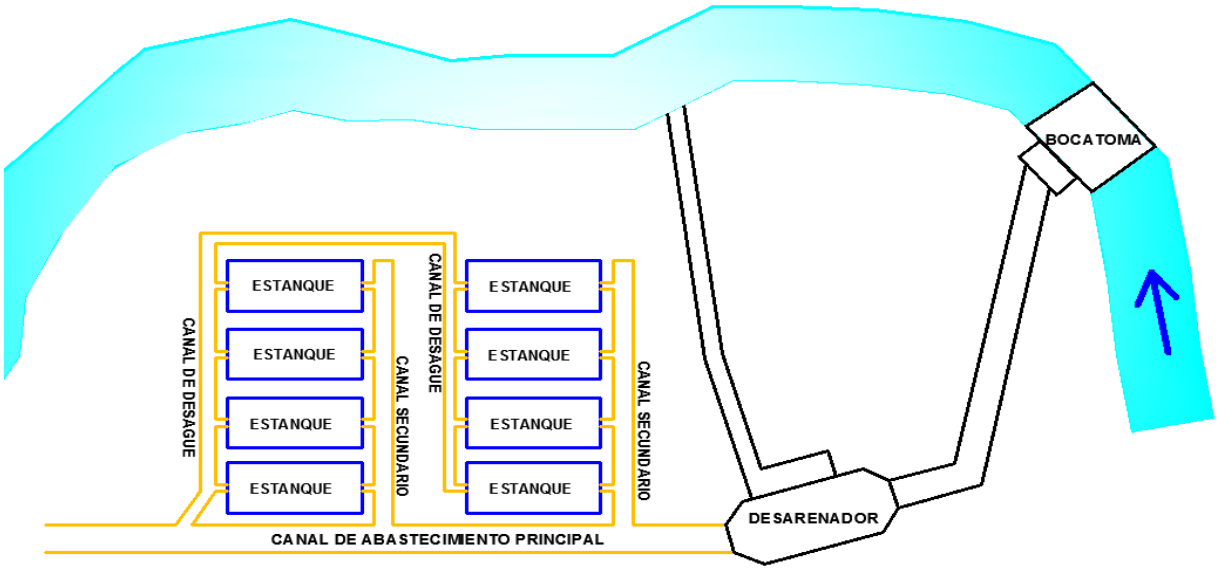
Figura 23: Sistema de recirculación de agua de una piscina



2.2.3. ESTANQUES PARA CULTIVO DE PECES CON FINES PRODUCTIVOS

Según FONCODES (s.f); la infraestructura de una Piscigranja consta de dos partes, las cuales trabajan en conjunto para cumplir su función de la crianza de peces. Dichas partes son: 1) estanques, como estructuras principales; y 2) sistema hidráulico, el cual comprende un conjunto de estructuras como: bocatoma o diques de captación, desarenador, canales de abastecimiento (principal y secundario) y canal de desagüe (ver Fig. 24).

Figura 24: Infraestructura de una piscigranja



En concordancia con la selección de la muestra, de los elementos que componen la infraestructura de una piscigranja se ha elegido desarrollar el proyecto de un estanque para criadero de peces con paredes y fondo rectangulares.

A. ESTANQUES PARA CULTIVO DE PECES

Según FONCODES (s.f); un estanque es un recinto cerrado donde se almacena y circula una determinada cantidad de agua, con el fin de permitir la crianza y desarrollo de los peces. Se construyen como unidades de producción de especies piscícolas, tanto en la sierra (trucha y/o pejerrey) como en la selva (paiche, paco, boquichico, tilapia, etc.), con la intención de que con su producción y venta se genere empleo, a la vez que se trata de especies muy apreciadas por su sabor, alto valor nutritivo en proteínas, por presentar una buena perspectiva en el mercado y porque su precio justifica este producto.

El diseño de un estanque es fundamental para la salud de los peces. Por ello, se tiene que hacer recambios periódicos de agua en todo el bloque de agua que se acumula en el estanque, ya que las zonas de poco recambio se convierten en zonas muertas con mala calidad de agua, que comprometen el crecimiento, desarrollo y engorde de las truchas, muchas veces provocándoles estrés. (Choquehuayta, 2008)

B. GEOMETRÍA DE LOS ESTANQUES

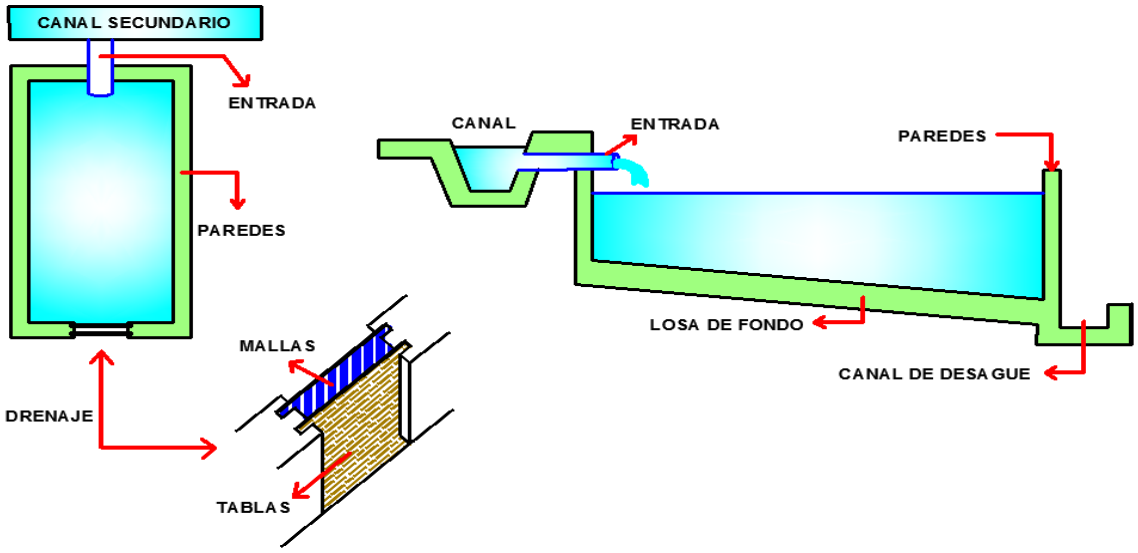
Según FONCODES (s.f), la geometría de los estanques depende de la topografía del terreno y de las etapas de crianza, pueden ser rectangulares o circulares, prefiriéndose los primeros. Los estanques de menor dimensión se utilizan para la fase de alevinaje, medianos para los juveniles y mayores para adultos y reproductores.

Los estanques rectangulares tienen la ventaja que el manejo y manipuleo de la especie se realiza en forma sencilla, tienen la desventaja de existir puntos muertos en los ángulos formados por las paredes donde la renovación del agua es casi nula y el oxígeno es bajo. Los estanques circulares son los menos usados, tienen la desventaja que el manipuleo a la especie, al momento de pescar es complicado; como ventaja de esta forma circular podemos citar que la entrada de agua es tangencial y circular, no existe puntos muertos y generan mayor oxigenación. (Romero, 2011). Estos estanques se pueden construir de diferente tamaños, profundidades y acabados, de unos cuantos metros cuadrados hasta varias hectáreas de superficie, con tirante de hasta 1.50 m de profundidad como máximo. Pueden ser simples fosas excavadas en tierra sin ningún acabado (rústico) o bien, con fondo de tierra y taludes revestidos (semi-rústicos), con revestimiento total de concreto o pueden estar con fibra de vidrio. (Choquehuayta, 2008)

C. PARTES DEL ESTANQUE

Según Romero (2011); los estanques sean estos de concreto o de tierra están compuestos de una entrada de agua, abastecido por el canal secundario de acuerdo al caudal determinado por la fase del cultivo y por la capacidad de explotación, también por diques o paredes que permiten la acumulación de agua, el asiento o fondo del estanque y la arqueta de desagüe, el cual sirve para mantener los niveles y caudales necesarios para el proceso de producción (ver Fig. 25).

Figura 25: Partes de un estanque



D. TIPOS DE ESTANQUES

FONCODES (s.f), clasifica a los estanques de la siguiente manera:

- Estanque semi-natural, recinto natural de tierra acondicionado por el hombre que almacena agua y que se encuentra en terreno arcilloso, a fin de evitar filtraciones.
- Estanque artificial, diseñado y construido con fines piscícolas, pueden ser a tajo abierto o con material de concreto armado.
- Estanque de presa.
- Estanques de derivación, se construyen aprovechando la topografía del terreno, de tal forma que el agua que los abastece es derivada del río, riachuelo o manantial hacía los estanques mediante un canal. Estos pueden ser:
    - Estanques en paralelo. - se construyen uno al costado del otro en forma paralela, cada uno de ellos con su propio abastecimiento y desagüe.
    - Estanques en rosario o estanques continuos. - se encuentra uno a continuación del otro unidos por un solo canal. El abastecimiento de agua se produce mediante la llegada del canal al primer estanque,

siendo el canal de desagüe de este estanque el canal de alimentación del segundo estanque y así sucesivamente.

- Estanques mixtos. - son la combinación de estanques en paralelo y continuos.

E. DIMENSIONES DE LOS ESTANQUES

El dimensionamiento de los estanques para truchas depende de la fase de cultivo en que se encuentran, del nivel de explotación de la producción y de la experiencia del diseñador. La superficie de los estanques no deberá tener más de 250 m2 ya que con mayores dimensiones el manejo y control de las actividades dentro del estanque se complican. Para el diseño de los estanques se debe tener en cuenta factores como: especie, área, modalidad de cultivo, naturaleza del terreno, material de construcción (tierra - concreto), densidad de carga, fase del cultivo; este último es primordial y obedece al planeamiento y al proceso de la producción de la planta. (Romero, 2011)

Tabla 2: Dimensiones de los estanques según Romero

Estanque según fase de cultivo	Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Altura de agua (m)
Incubación	1.8 - 4.0	0.6 – 0.8		0.25 – 0.35	
Alevinaje	10	10	1.0	0.8	
Juveniles	37.5 - 100	15 - 20	2.5 – 5.0	1.0 - 1.2	0.8 – 1.0
Engorde	75 - 210	25 - 35	3.0 – 6.0	1.0 - 1.2	0.8 – 1.0

Fuente: Romero (2011)

FONCODES (s.f), propone dimensiones basadas en las etapas de crianza o biológicas de la especie. Pueden emplearse cualquier forma o tamaño de estanques para cualquier etapa de crianza, pero con ciertas limitaciones de manejo. Sin embargo, una adecuada distribución de estanques para cada etapa biológica podrá permitir una crianza periódica y rotativa de alevines, juveniles, pre comerciales, comerciales y reproductores, y a la vez posibilitará el uso racional del agua.

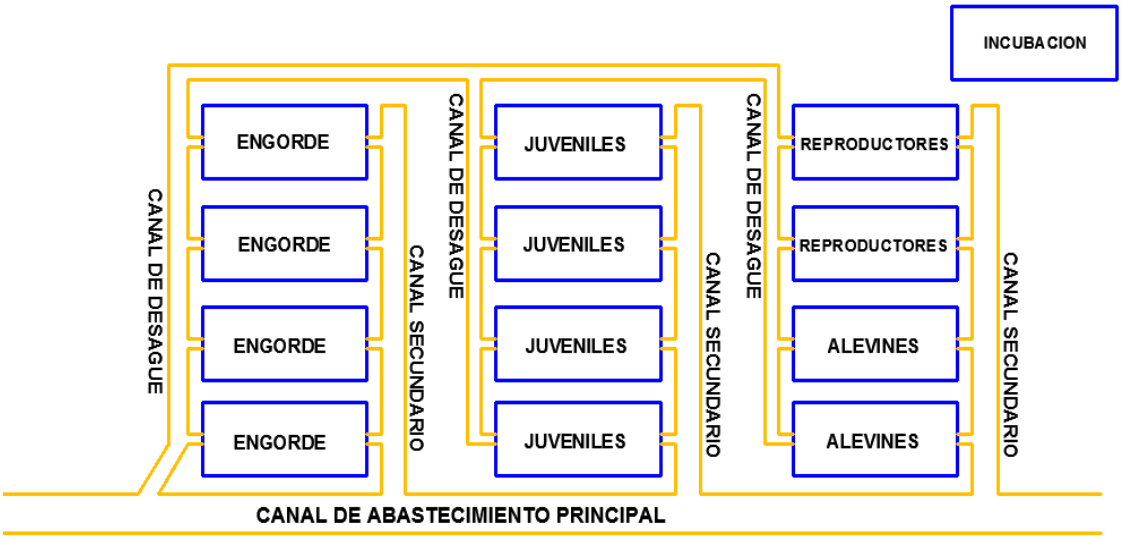
Tabla 3: Dimensiones de los estanques según Foncodes

Etapa biológica de la trucha	Largo (m)	Ancho (m)	Profundidad (m)	Nivel del agua (m)
Alevines iniciales	4 - 5	0.4 – 0.5	0.5 – 1.0	0.4 – 0.8
Alevines	5 - 10	1.0 – 2.0	0.8 – 1.0	0.6 – 0.8
Juveniles	15 – 20	2.0 – 3.0	1.0 – 1.2	0.8 – 1.0
Engorde	25 – 35	3.0 – 5.0	1.0 – 1.2	0.8 – 1.0
Reproductores	30 - 40	4.0 – 5.0	1.5 – 2.0	1.2 – 1.5

Fuente: FONCODES

El Ing. Pesquero César Sánchez, recomienda utilizar estanques con las mismas dimensiones en todas las fases, teniendo en cuenta la cantidad de producción. Además, explica que la distribución correcta de los estanques, es como se muestra en la Figura 26.

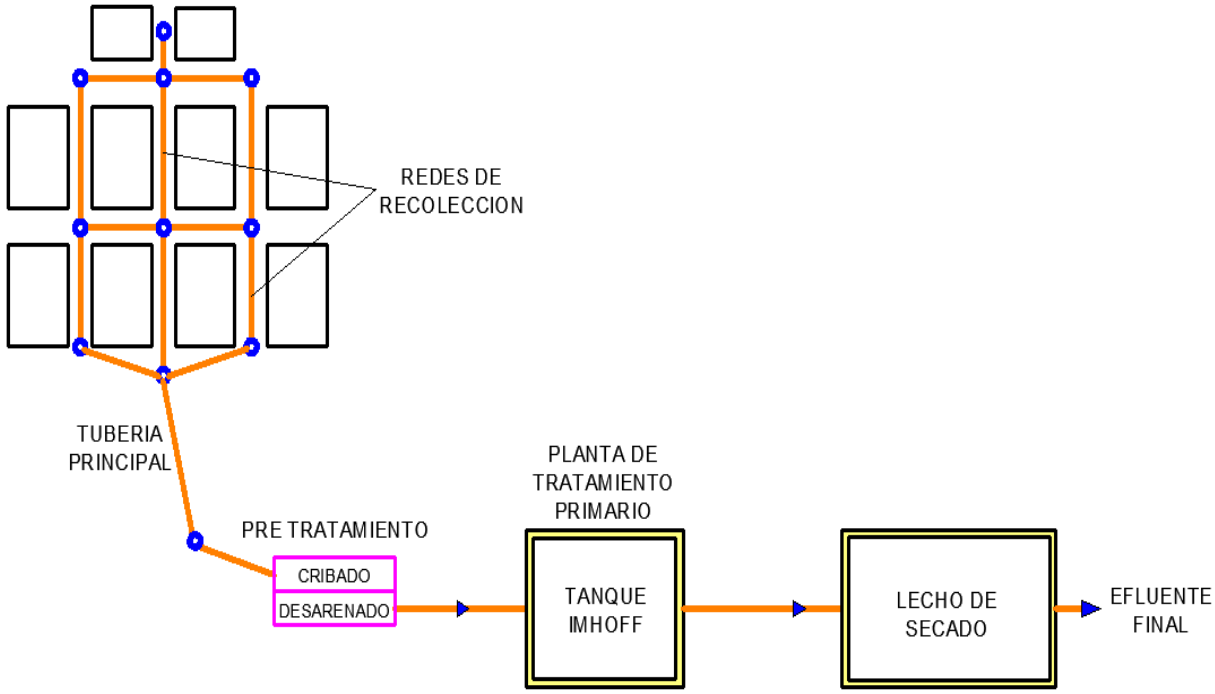
Figura 26: Distribución de estanques de acuerdo a las etapas de crianza



2.2.4. TANQUE IMHOFF Y LECHO DE SECADO PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El tanque imhoff y el lecho de secado son estructuras que trabajan en conjunto en el tratamiento de aguas residuales y remoción de lodos con el objetivo de mejorar la calidad del agua (ver Fig. 27).

Figura 27: Sistema de tratamiento de aguas residuales

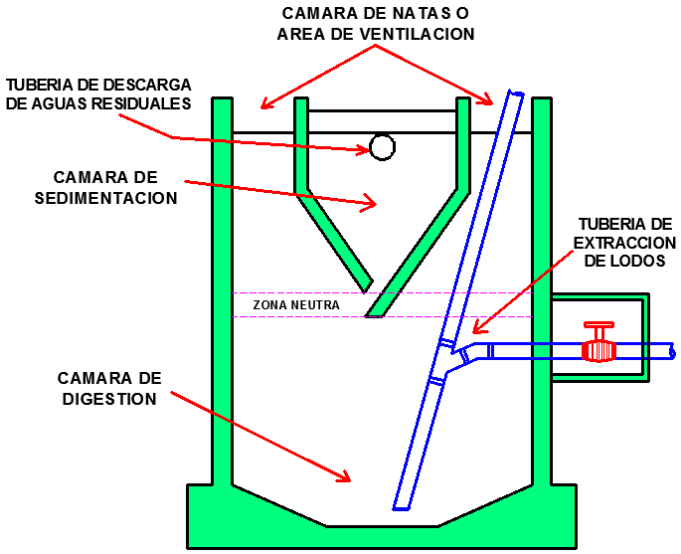


2.2.4.1. Tanques imhoff

La Organización Panamericana de la Salud (OPS, 2005), define al tanque imhoff como una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Para comunidades de hasta 5000 habitantes, los tanques imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara. Los taques imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas, sin embargo, para su buen funcionamiento es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arenas.

El tanque imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos: 1) cámara de sedimentación, 2) cámara de digestión de lodos y 3) área de ventilación y acumulación de natas (ver Fig. 28).

Figura 28: Compartimentos del tanque imhoff



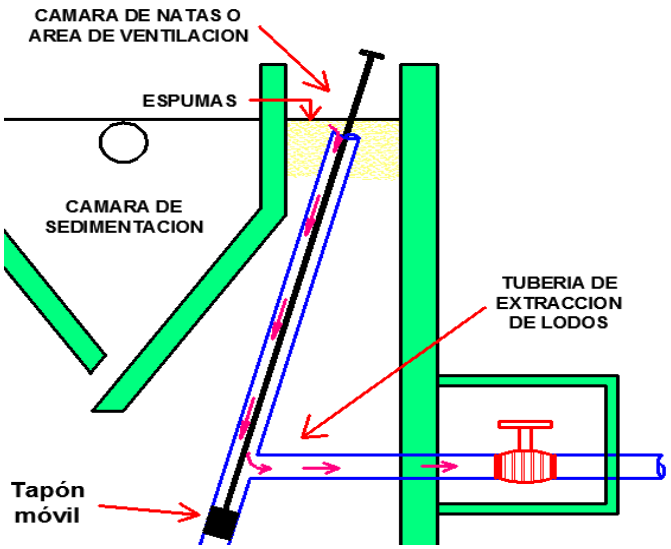
Durante la operación del tanque imhoff, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación, pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados a la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos que se acumulan el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde se reduce el contenido de humedad por infiltración, después de lo cual se retiran y se dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos.

Torres (1961), refiere que para el buen funcionamiento del tanque imhoff se requiere una vigilancia diaria si es que se quiere conseguir un buen rendimiento, reducir los malos olores y evitar efectos desagradables. La espuma de la cámara de natas debe eliminarse diariamente utilizando algún tipo de despumador. Normalmente se

elimina acumulándose en las áreas de ventilación, en donde llega a secarse por encima, formando un tapón que produce intensas acumulaciones. Esta espuma debe agitarse frecuentemente todos los días, lo que hace que se desprenda el gas que retiene los sólidos. Para eliminar las espumas se deben instalar, a veces, tubos especiales para despumar, o bien introducir la parte de la tubería de salida de lodos en la cámara de natas, seccionando y disponiendo como se observa en la Figura 29:

Figura 29: Esquema para eliminación de espumas del tanque imhoff



Este dispositivo permite arrastrar la espuma, al momento de abrir la válvula. Si el tapón se desplaza por encima de la derivación en T, solo se eliminarán los lodos digeridos.

Los sólidos que se adhieren en las paredes del tanque, deben ser limpiados con un rodillo de mango largo, para evitar ciertas obstrucciones en la ranura de la cámara de sedimentación.

El nivel del lodo acumulado no debe superar el nivel inferior de la “zona neutra”. Por ello debe sacarse con bastante frecuencia para mantener su nivel bajo, pero debe cuidarse de no eliminar todo el que este bien digerido, porque la espuma perturbaría la operación.

A. Consideraciones a tener en cuenta

Para la construcción de los tanques imhoff se debe tener en cuenta las ventajas y desventajas de su uso:

Entre las **ventajas** que presenta, se tiene:

- Contribuye a la digestión del lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- No descarga lodo en el líquido efluente, salvo excepciones.
- El lodo se seca y se evacua con más facilidad que el procedente del tanque séptico.
- Las aguas residuales que se introducen en el tanque imhoff no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba y la separación de las arenas.
- El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Para su construcción se necesita poco terreno en comparación con las lagunas de estabilización.
- Son adecuadas para comunidades pequeñas (hasta 5000 habitantes) y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa.

Pocas son las **desventajas**, entre ellas se tiene:

- Son estructuras profundas (> 6.0 m)
- Es difícil su construcción en arena o roca, y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto para evitar que el tanque flote o sea desplazado cuando este vacío.
- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
- En ocasiones puede causar malos olores, aunque su funcionamiento sea correcto.

Cuando se tengan poblaciones mayores a los 5000 habitantes, cuando se requieran de extensiones grandes de terreno o cuando se requiera una mejor remoción de microrganismos en el efluente, se tienen otras alternativas para el tratamiento de aguas residuales, tales como: tanques de sedimentación, lagunas de estabilización (lagunas anaerobias, lagunas aeradas, lagunas facultativas), tratamiento con lodos activados, entre otros.

B. Diseño del tanque imhoff

Para el diseño del tanque imhoff se tomarán en consideración los criterios del Reglamento Nacional de Edificaciones – OS.090 “Plantas de Tratamiento de aguas residuales”.

C. Diseño de la cámara de sedimentación

- Caudal de diseño en m3/h

$$\text{Qp} = \frac{\text{Población x Dotación}}{1000} \text{x \%contribución}$$

Dotación en litro/hab/día

- Área del sedimentador (As, en m2)

As = Qp / Cs

Donde Cs: carga superficial, igual a 1 m3/m2/h

- Volumen del sedimentador (Vs, en m3)

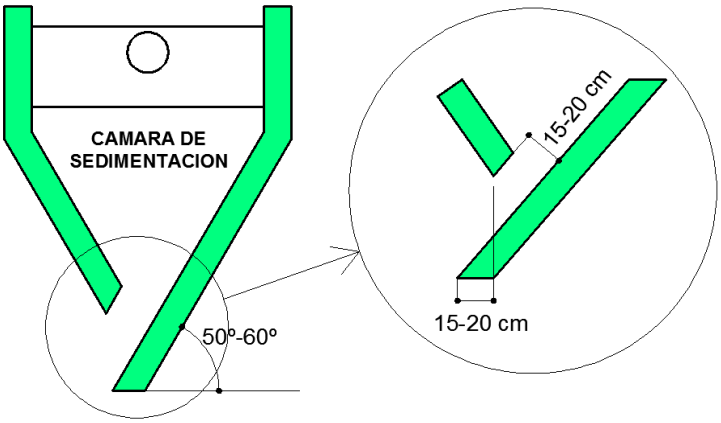
Vs = Qp x R

Donde R: periodo de retención hidráulica entre 1.5 a 2.5 horas (recomendable 2 horas)

- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, con respecto al eje horizontal, tendrá entre 50º y 60º (ver Fig. 30).
- En la arista central se dejará una abertura para el paso de sólidos de 0.15 m a 0.20 m. Uno de los lados deberá prolongarse de

modo que impida el paso de gases hacia el sedimentador; esta prolongación deberá tener una proyección horizontal de 0.15 a 0.20 m. (ver Fig. 30).

Figura 30: Esquema del fondo de la cámara de la sedimentación



- El borde libre entre la parte superior de la pared del tanque y la superficie del agua, deberá ser como mínimo 0.30 m.
- Longitud mínima del vertedero de salida (Lv, en m)

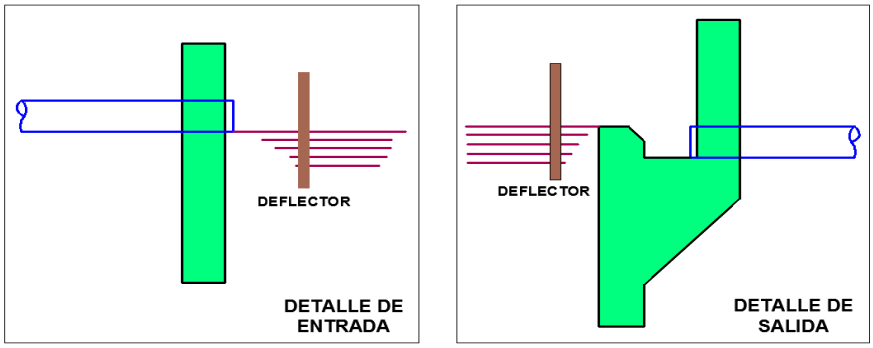
  Lv = Qmax / Chv

Dónde: Qmax: caudal máximo diario de diseño en m3/día

Chv: carga hidráulica sobre el vertedero, entre 125 a 500 m3/m/día

- Colocar frente a la entrada y la salida deflectores colgantes y sumergidos de 30 a 50 cm y proyectándose unos 30 cm sobre la superficie de las aguas en el tanque (ver Fig. 31), asimismo deflectores intermedios para evitar el movimiento de las espumas o su paso al líquido saliente.
- Los dispositivos de entrada y de salida deberán establecerse de tal modo que pueda invertirse la dirección del escurrimiento en el tanque, a fin de que el lodo acumulado se pueda distribuir más uniformemente en las tolvas de la cámara de digestión (ver Fig. 31).

Figura 31: Detalles de la entrada y salida del tanque imhoff



D. Diseño de la cámara de digestión

- Volumen de almacenamiento y digestión (Vd, en m3).

Para el diseño de la tolva de almacenamiento y digestión de lodos se tendrá en cuenta la Tabla 4 que se muestra a continuación:

Tabla 4: Factores de capacidad relativa

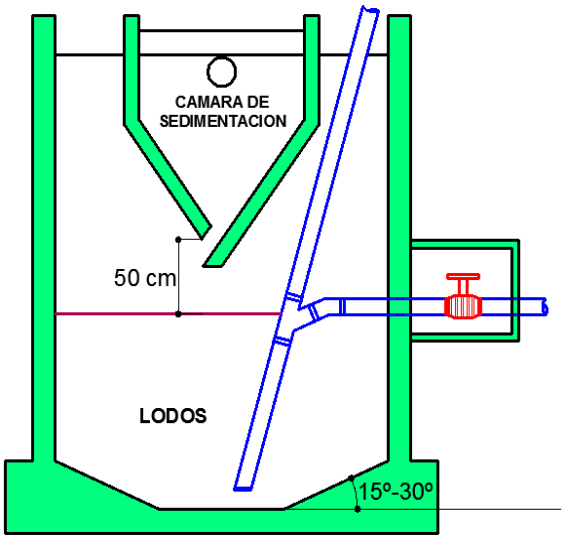
TEMPERATURA ºC	FACTOR DE CAPACIDAD RELATIVA (fcr)
5	2.0
10	1.4
15	1.0
20	0.7
>25	0.5

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones – OS.090

$$\mathrm{Vd} = \frac{70 \text{ x } \mathrm{P} \text{ x } \mathrm{fcr}}{1000}$$

- Donde P: población
- El fondo de la cámara de digestión tendrá de un troco de pirámide invertida (tolva de lodos) para facilitar el retiro de los lodos digeridos (ver Fig. 32).
- Las paredes laterales de la tolva tendrán una inclinación de 15º a 30º con respecto a la horizontal (ver Fig. 32).
- La altura máxima de lodos deberá estar 0.50 m por debajo del fondo de la cámara de sedimentación (ver Fig.32).

Figura 32: Criterios de diseño de la cámara de digestion del tanque imhoff



E. Remoción de lodos digeridos

El tiempo requerido para la digestión de lodos, varia con la temperatura, para esto se empleará la Tabla 5, la cual se detalla a continuación:

Tabla 5: Tiempo de digestión de lodos

TEMPERATURA ºC	TIEMPO DE DIGESTION EN DIAS
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones – OS.090

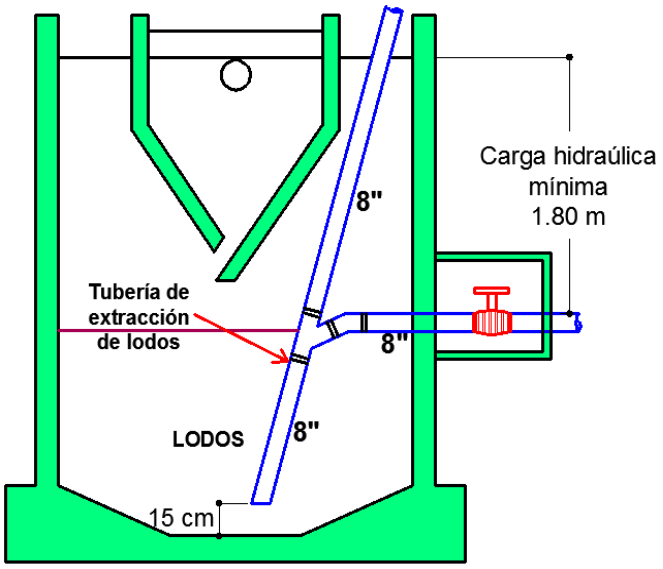
Los lodos deberán retirase periódicamente, de acuerdo a las frecuencias mostrada en la Tabla 5. Para la remoción de lodos, se deberá considerar la existencia de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo de digestión entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que deberá esperar el doble del tiempo de digestión.

La tubería de extracción de lodos será de hierro fundido con un diámetro mínimo de 200 mm (8”) y deberá ubicarse a 15 cm por encima

del fondo del tanque (ver Fig. 33). Para extracción por bombeo puede ser 150 mm (6”).

Para la remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga hidráulica de 1,80 m. sobre la tubería de extracción (ver Fig. 33).

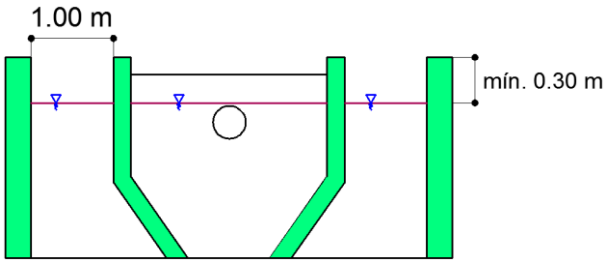
Figura 33: Criterios de diseño para la extracción de lodos



F. Diseño de la cámara de natas o área de ventilación

- El volumen de esta zona deberá ser aproximadamente igual a la mitad del volumen de la cámara de digestión.
- La superficie de la cámara de espumas expuesta a la atmosfera deberá ser del 25% al 30% de la proyección horizontal de la parte superior de la cámara de digestión
- El espaciamiento libre, desde la parte exterior de la cámara de sedimentación hasta la parte interior de la cámara de digestión, será como mínimo 1.00 m. (ver Fig. 34)
- Se puede colocar un techo al tanque imhoff, para facilitar el combate de la formación de malos olores, para proteger las aguas servidas contra heladas y para estimular la actividad bacteriana, pero debe establecerse la ventilación adecuada y un fácil acceso al tanque para inspección, limpieza y mantenimiento.

Figura 34: Criterios de diseño para la cámara de natas o área de ventilación



2.2.4.2. Lecho de secado

Torres (1961), considera que, el objetivo de los lechos de secado es el reducir el contenido de agua de los lodos para su fácil manejo. Los lodos líquidos contienen normalmente de 85% a 95% de agua, además el volumen del lodo es solamente 1/4 o 1/5 del volumen original del lodo húmedo. El lodo disecado puede incinerarse.

Los lechos de secado son los medios más comúnmente empleados para deshidratar los lodos. Sim embargo, las limitaciones de población y disponibilidad de terreno para su construcción son factores que suele determinar la conveniencia de uso. Estos son preferibles para poblaciones de hasta 25000 habitantes, cuando el número sea mayor a esta cifra, se debe considerar otros tipos de tratamiento.

Por lo general el secado de los lodos va acompañado de olores, por ello, los lechos de secado abiertos se ubicarán preferiblemente a una distancia mayor de 61 m de la vivienda más cercana.

A. CRITERIOS DE DISEÑO

La Organización Panamericana de la Salud (OPS, 2005), desarrolla expresiones que permiten el diseño del lecho de secado, de acuerdo a los criterios del Reglamento Nacional de Edificaciones – OS.090 “Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales”.

- **Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (C, en Kg de SS/día)**

C = Q x SS x 0.0864

Donde:

SS: Sólidos en suspensión en el agua residual cruda, en mg/l

Q: Caudal promedio de aguas residuales

A nivel de proyecto se puede estimar la carga en función a la contribución percápita de sólidos en suspensión, de la siguiente manera:

$$\mathbf{C} = \frac{\mathbf{Población\ x\ Contribución\ percápita\ (gr.SS/hab\ x\ día)}}{\mathbf{1000}}$$

En las localidades que cuentes con el servicio de alcantarillado, la contribución percápita se determina en base a una caracterización de las aguas residuales.

Cuando la localidad no cuenta con alcantarillado se utiliza una contribución percápita promedio de 90 gr.SS/(habxdía).

- **Masa de solidos que conforman los sólidos (Msd, en Kg SS/día)**

Msd = (0.5 x 0.7 x 0.5 x C) + (0.5 x 0.3 x C)

- **Volumen diario de lodos digeridos (Vld, en litros/día)**

$$\mathbf{Vld} = \frac{\mathbf{Msd}}{(\boldsymbol{\rho}_{\mathbf{lodo}})\ \mathbf{x}\ (\%\ \mathbf{de\ sólidos/100})}$$

Dónde: ρ_{lodo}: densidad de los lodos, igual a 1.04 Kg/l

% de solidos: % de solidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%

- **Volumen de lodos a extraerse del tanque (Vel, en m3)**

$$\mathbf{Vel} = \frac{\mathbf{Vld\ x\ Td}}{\mathbf{1000}}$$

Dónde: Td: Tiempo de digestión, en días (ver Tabla)

- **Área del lecho de secado (Als, en m2)**

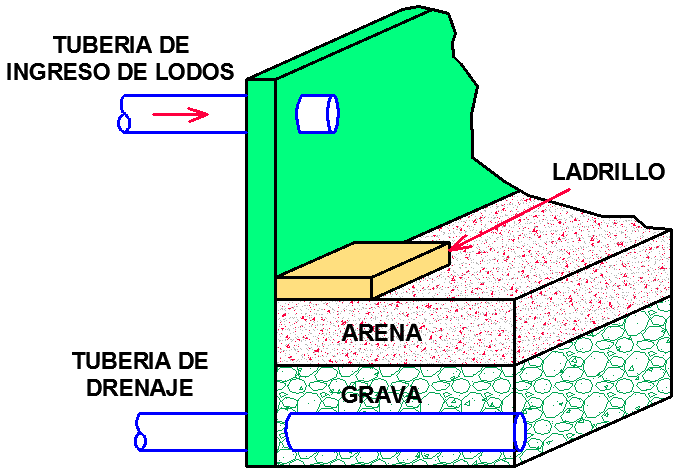
$$\mathbf{Als} = \frac{\mathbf{Vel}}{\mathbf{Ha}}$$

Donde: Ha: Profundidad de aplicación, entre 0.20 a 0.40 m.

De acuerdo al RNE-OS.090, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los lechos de secado pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm.
- El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m., pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.
- El medio de drenaje es generalmente de 0.30 m de espesor y debe tener los siguientes componentes:
    - El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm. formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm. llena de arena. La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm. y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5. Debajo de la arena se debe colocar un estrato de grava graduada entre 1.6 y 51 mm. (1/6" y 2"), de 0.20 m. de espesor (ver Figura 35).
    - Los drenes deben estar constituidos por tubos de 100 mm. (4") de diámetro, y serán instalados debajo de la grava (ver Fig. 35).

Figura 35: Sistema de drenaje del lecho de secado



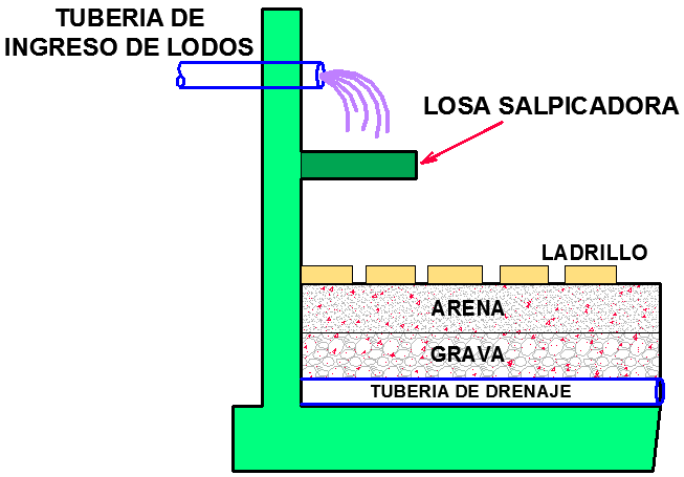
Alternativamente, se puede diseñar lechos pavimentados con losas de concreto o losas prefabricadas, con una pendiente de 1.5% hacia el canal central de drenaje. Las dimensiones de estos lechos son: de 5 a 15 m. de ancho, por 20 a 45 m. de largo.

Para cada lecho se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y losa en el fondo, para impedir la destrucción del lecho.

Torres (1961), complementa los requisitos de diseño, tratando los siguientes puntos:

La superficie del lecho debe tener una pendiente de 1% a partir del punto de descarga de los lodos, en este punto de descarga debe protegerse la arena contra la erosión producida por la caída, construyendo una losa salpicadora de concreto (ver Fig. 36).

Figura 36: Detalle de losa salpicadora en el lecho de secado



2.3. NORMATIVAS A UTILIZARSE

Las normativas que se utilizan en el desarrollo de esta tesis, corresponden a la Norma Técnica de Edificaciones E.060 – Concreto Armado y el código ACI 350 - Environmental Engineering Concrete Estructures - Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente.

2.3.1. PARTES APLICABLES DE LA NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 CONCRETO ARMADO

La Norma Técnica de Edificaciones E.060, se enfoca en el análisis y diseño de estructuras de concreto armado. Por ello, utilizamos la versión actualizada, que es la NTE E.060 del año 2009.

En esta norma se indican los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de concreto armado, se definen los métodos de diseño utilizados, los requisitos de resistencia y de servicio, los espesores máximos y mínimos para el control de deflexiones, cantidad de refuerzo mínimo, combinaciones de carga y coeficientes de reducción de resistencia, requerimientos para resistencia a cortante, detalles para el armado y colocación del refuerzo, entre otros.

Todos los criterios necesarios para el desarrollo de esta tesis se verán en detalle en los párrafos y capítulos siguientes.

2.3.2. PARTES APLICABLES DEL CÓDIGO DEL MEDIO AMBIENTE ACI 350

La norma ACI 350 corresponde al Comité ACI 350 del Instituto Americano del Concreto, el cual se enfoca en el análisis y diseño de Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente (Environmental Engineering Concrete Structures). La versión utilizada que se utiliza es el ACI 350 del año 2006.

Esta norma se indican los criterios de durabilidad como los coeficientes de durabilidad sanitaria, los espesores mínimos de cada elemento estructural (paredes, tapa y fondo), los métodos de diseño para estructuras contenedoras de líquidos, la cantidad de acero mínimo para flexión, el acero de retracción y temperatura, área mínima de acero, resistencia mínima del concreto, otros requisitos necesarios para la seguridad en el diseño de tanques rectangulares contenedores de líquidos.

Complementando a la norma anterior, se desarrollará en los párrafos y capítulos siguientes.

2.3.3. COMPARATIVO ENTRE LA NORMA E.060 Y LA NORMA ACI 350

La Norma Técnica de Edificaciones E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, basa sus requerimientos en el Reglamento internacional publicado por el Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute – ACI), el cual contempla requisitos para el análisis y diseño de estructuras de concreto simple y concreto armado.

Es preciso recordar que nuestra norma E.060 no presenta requisitos para el análisis y diseño de estructuras contenedoras de líquidos, como lo son los tanques rectangulares desarrollados en esta tesis. Es así que tenemos que recurrir a reglamentos o normas internacionales desarrolladas por entidades especializadas en el tema, como es el caso del ACI, quien mediante el código ACI 350 presenta los requisitos necesarios para el análisis y diseño de estructuras contenedoras de líquidos. El código ACI 350, además de considerar los requisitos de concreto armado del código ACI 318, incrementa requisitos aplicables en el diseño de estructuras contenedoras de líquidos.

Entonces, al tener como antecedente que la norma E.060, se basa en la norma ACI 318-2005 adecuada a nuestra realidad y no existiendo en el país un código del medio ambiente, es posible basarnos en los requisitos del código ACI 350-2006 para el desarrollo de esta tesis. El criterio asumido en la metodología de elaboración de esta tesis para trabajar con el ACI 350 cuyos contenidos están relacionados con el ACI 318-2005 y al estar la norma peruana de concreto, E.060, basada en la norma ACI 318-2005 se tomará los aspectos más desfavorables que resulten de ambas normas.

A continuación, se presenta un cuadro comparativo contemplando los requisitos necesarios para el análisis y diseño de estructuras contenedoras de líquidos, teniendo en cuenta la norma E.060 y el código ACI 350.

Tabla 6: Cuadro comparativo entre la Norma Peruana E.060 y la Norma extranjera ACI 350

NORMA PERUANA NTE E.060 / 2009	NORMA EXTRANJERA ACI 350 / 2006
Esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado. Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, reservorios, depósitos, silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta norma regirán en lo que sean aplicables.	Esta norma presenta recomendaciones pertinentes para el diseño estructural, materiales y la construcción de tanques, depósitos y otras estructuras de concreto que, comúnmente se usan para contener el agua industrial o doméstica o para tratamiento de aguas de desecho, en cuyo caso se requiere de un concreto denso e impermeable, con una alta resistencia al ataque de productos químicos.
Año de actualización: 2009	Año de actualización: 2006
9.4.1 Para concreto estructural la resistencia mínima de compresión del concreto debe ser f´c=175 kg/cm2. 4.2.2 Para concreto en contacto con el agua la Resistencia mínima debe ser de f´c=280 kg/cm2.	1.1.1 Para concreto estructural la resistencia mínima de compresión del concreto debe ser f´c=280 kg/cm2.
Basado en esta norma el concreto estructural que más se usa es de calidad f´c=210 kg/cm2.	Esta norma recomienda utilizar como mínimo un concreto estructural de calidad f´c=280 kg/cm2. Por lo tanto, para los diseños de tanques es **33%** más segura que la norma E.060
7.7 Recubrimientos de concreto para el refuerzo: a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7 cm b) Concreto en contacto con el suelo o la intemperie: 4 cm c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: losas (2 cm), vigas y columnas (4 cm).	7.7 Recubrimientos de concreto para el refuerzo: a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7.5 cm b) Concreto en contacto con tierra, liquido, clima o losas de tapa que soportan el peso del suelo: losas y viguetas (5 cm), vigas y columnas (5 cm), paredes (5 cm), parte superior de zapatas y losas base (5 cm).
7.12 Acero de retracción y temperatura, para Fy≥4200 kg/cm2 (ρ_{min}=0.0018).	7.12 Acero de retracción y temperatura: 7.12.2.1 Está en función de la separación de juntas de movimiento: • menos de 6 m (ρ_{min}=0.0030) • de 6 m a 9 m (ρ_{min}=0.0030) • de 9 a 12 m (ρ_{min}=0.0040).
9.7.3 El acero de retracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 40 cm.	7.12.2.2 El acero de retracción y temperatura no será separado más de 30 cm, y el diámetro de barra mínima debe ser de 1/2".

NORMA PERUANA NTE E.060 / 2009	NORMA EXTRANJERA ACI 350 / 2006
No contempla requisitos para el dimensionamiento de estructuras contenedoras de líquidos.	Contempla requisitos básicos para un buen dimensionamiento de estructuras contenedoras de líquidos. Espesor mínimo de **paredes**: a) para alturas mayores de 3.00 m; $e_{mín}$=0.30 m; b) 1/30 distancia entre apoyos laterales; c) para recubrimientos de 5 cm, $e_{mín}$=0.20 m. **Losa de fondo**: para elementos en contacto directo con el suelo y con doble malla de refuerzo; $e_{mín}$=0.15 m.
<u>Requisitos Generales de Resistencia</u> Las resistencias requeridas, se determinan para las cargas y fuerzas amplificadas con las siguientes combinaciones de carga: a) 1.4CM + 1.7CV b) 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE c) 1.4CM + 1.7CV + 1.7CL Dónde: CM (carga muerta), CV (carga viva), CE (empuje de suelos) y CL (presión de líquidos).	<u>Requisitos Generales de Resistencia</u> Las resistencias requeridas, se determinan para las cargas y fuerzas amplificadas, con un incremento adicional de un coeficiente de durabilidad sanitaria "S": a) para flexión S=1.3; b) para tracción S=1.65 a) 1.3 (1.4CM + 1.7CV) b) 1.3 (1.4CM + 1.7CV + 1.7CE) c) 1.3 (1.4CM + 1.7CV + 1.7CL)
Las cargas amplificadas empleadas por esta norma permiten el control de la resistencia y estabilidad de las estructuras.	Además de resistencia y estabilidad, esta norma considera aspectos concernientes tanto a la capacidad de servicio, en términos de agrietamientos y deflexiones limitadas, como a la durabilidad y a la baja permeabilidad. Por ello incrementa las cargas amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria de S=1.3 (para flexión). Por lo tanto, esta norma es más conservadora y es **30%** más seguro que la norma E.060
No presenta consideraciones para el control de fisuras de estructuras contenedoras de líquidos.	Recomienda realizar el control de fisuras, con el fin de que el ancho de fisuras sea la mínima posible para prevenir fugas y garantizar la impermeabilidad que requieren los tanques. Esto se basa principalmente en la determinación del espaciamiento máximo "S" del acero, el cual se evalúa en etapa elástica y bajo cargas de servicio, con la siguiente expresión: $$\mathbf{S_{max} = \frac{Z^3}{2\,dc^2\,fs^3}}$$ Donde: • $Z = fs\sqrt[3]{dc\,A}$ • S = separación de las varillas, en cm • A = 2dcS

NORMA PERUANA NTE E.060 / 2009	NORMA EXTRANJERA ACI 350 / 2006
	• dc = recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema de tensión, al centro de la varilla, en cm • fs = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm2 $$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}}$$ • Ms = momento flector en condiciones de servicio • En lugar de estos cálculos se permite tomar fs como 0.45 fy. • As = acero colocado • d = Peralte efectivo (en función del recubrimiento) El factor Z, está en función a la exposición al ambiente: a) Condiciones normales Z=20580 kg/cm, corresponde a fisuras de 0.025 cm b) Condiciones severas Z=17000 kg/cm, corresponde a fisuras de 0.020 cm.
No considera requisitos para el diseño de juntas.	Presenta consideraciones para el diseño y separación de juntas.

2.4. ANÁLISIS DE CARGAS

Para el diseño estructural de los tanques se tendrá en cuenta la acción de las diferentes cargas a las que el tanque puede estar sometido de acuerdo a la situación en que se encuentre. Entre ellas tenemos: 1) cargas muertas; 2) presión hidrostática de líquidos; 3) presión del suelo; y 4) cargas vivas. A continuación, se explica los componentes de cada una de las cargas mencionadas:

2.4.1. CARGAS MUERTAS

Son los pesos de los elementos que componen el tanque como paredes, losa de tapa y losa de fondo, los cuales deben calcularse con las dimensiones establecidas en los planos estructurales y con la densidad del material correspondiente. (Pavón, 2001). Para el caso del concreto su peso específico es de 2400 kg/m3.

2.4.2. PRESIÓN HIDROSTÁTICA

La presión hidrostática es una carga triangular que actúa de forma perpendicular en las caras interiores de las paredes del tanque y aumenta proporcionalmente con la profundidad del tanque. Se determina con la siguiente expresión: $\mathbf{P = \gamma_w H}$

Dónde: γ_w = Peso específico del líquido (kg/m3). Para el caso de agua es 1000 kg/m3.

H = Altura de agua en el tanque (m)

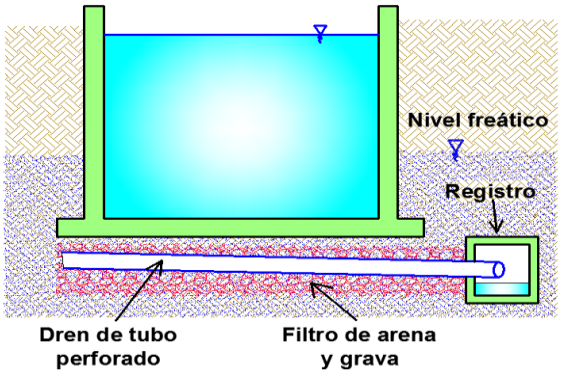
El Código del Medio Ambiente ACI 350, recomienda utilizar los siguientes pesos específicos:

Aguas claras	1000 kg/m3
Aguas negras sin tratar	1010 kg/m3
Gravilla excavada del desarenador	1760 kg/m3
Cieno digerido, aeróbico	1040 kg/m3
Cieno digerido, anaeróbico	1120 kg/m3

Cieno engrosado o deshidratado, dependiendo del contenido de humedad 960 a 1360 kg/m3

Para el análisis de tanques enterrados o semienterrados se debe tener en cuenta la presencia del nivel freático, cuando esté por encima de la losa de fondo se deberá tener en cuenta la acción hidrostática del agua sobre las paredes y el efecto de la flotación del conjunto. (Fernández et al.). Para evitar que la estructura flote cuando esté vacía, será necesario prever de medidas para resistir la subpresión ejercida por el agua freática exterior, para ello se pueden considerar drenes laterales (ver Fig. 37) que sirvan para disminuir los niveles freáticos. (Pavón, 2001).

Figura 37: Drenaje de los depósitos útil para aliviar la subpresión



2.4.3. PRESIÓN DEL SUELO

La presión del suelo, al igual que la presión hidrostática se presenta de forma triangular y actúa en las caras exteriores de las paredes del tanque. Esta se debe calcular teniendo en cuenta la presión activa de Rankine, con la siguiente ecuación: **P = Ca ω H**

Dónde: Ca = coeficiente de presión de suelos

ω = Peso específico del suelo (kg/m3)

H = Altura de suelo (m)

El coeficiente $c_a = (1-\text{sen}\phi)/(1+\text{sen}\phi)$, donde ϕ= ángulo de fricción interna del suelo

2.4.4. CARGAS VIVAS

Las cargas vivas actúan en las losas de tapa de los tanques, pasillos de operación, plataformas y escaleras. En la losa de tapa de los tanques rectangulares, se debe considerar una carga viva mínima de 500 kg/m2 (ACI 350.4R y Articulo 8.1.b NTE E.020).

2.5. ESTRUCTURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE RECTANGULAR

Todo tanque rectangular está compuesto por elementos estructurales de concreto armado como son: 1) paredes; 2) losa de tapa, cuando se requieran tanques cubiertos; y 3) losa de fondo. Estos elementos, dependiendo de sus dimensiones se analizarán como

losas unidireccionales cuando la relación lado largo / lado corto > 2; o como losas bidireccionales cuando la relación lado largo / lado corto ≤ 2. (Artículo 10.6.2 del ACI 350-06)

2.5.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES

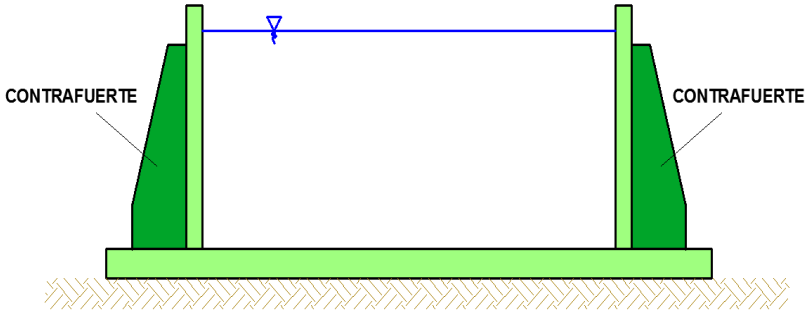
De conformidad con el Código ambiental ACI 350 (Articulo 14.6):

- El espesor de paredes no será menos de 6 in (15 cm), ni menos de 1/30 la distancia mínima entre miembros que suministran apoyo lateral. (Artículo 14.6.1)
- Las paredes de concreto armado con una altura del líquido igual o mayor a 3.00 m, tendrán un espesor mínimo de 30 cm. (Artículo 14.6.2)

Jiménez, García y Moran (2001); refieren que las paredes de los tanques se dimensionan normalmente con espesor constante con objeto de facilitar la ejecución, y de modo que no necesiten armadura transversal. En los casos frecuentes de altura de agua **h ≤ 6.00 m**, como espesor de pared puede adoptarse, en principio, **e = 0.10h**, no inferior a 0.20 metros. No convienen espesores muy gruesos para evitar excesos de calor de hidratación. El espesor de la solera, **e´,** no debe ser inferior al de la pared, es decir, **e´ ≥ e**.

Cuando la altura sea considerable, se colocarán contrafuertes por el lado exterior del tanque (ver Fig. 38). En cuyo caso los muros se consideran libre en el extremo superior y empotrado en la base. Si los contrafuertes se colocan equidistantes, el muro se podrá considerar, empotrada en la unión con los contrafuertes (Pavón, 2001)

Figura 38: Muros con contrafuertes



2.5.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE TAPA

Los espesores mínimos para losas de tapa estarán de acuerdo al comportamiento estructural de la losa (unidireccional o bidireccional):

- Para losas unidireccionales: **e = l/30**
- Para losas bidireccionales: **e = ln/40 o e=perímetro/180**

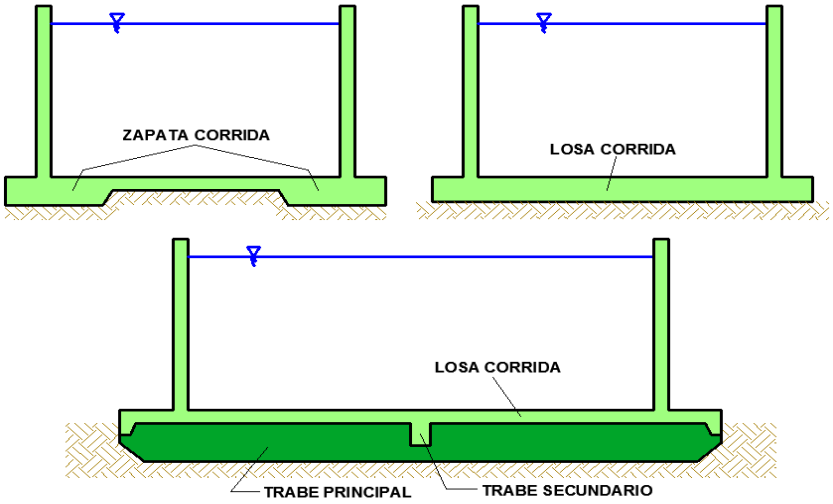
2.5.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE FONDO

Para poder realizar el análisis y diseño de las estructuras y sus cimentaciones, es conveniente contar con un estudio de Mecánica de Suelos, que contenga información como capacidad portante del suelo, nivel freático, velocidad de los asentamientos, peso específico y las características de los empujes activo y pasivo del terreno (Pavón, 2001).

Teniendo en cuenta lo anterior, el diseño de la losa de fondo de los tanques enterrados y superficiales debe verificar que la carga que se transmite al terreno no sobrepase su capacidad portante. Del mismo modo si hay presencia de nivel freático, se debe verificar su estabilidad bajo la situación crítica de tanque vacío. En caso el peso de la estructura sea insuficiente se puede aumentar el espesor de las paredes, fondo y techo, o de lo contrario ensanchar la cimentación con aletas. (Harmsen, 2002).

Cuando se tenga terrenos de buena capacidad portante, se puede construir una losa de fondo impermeable sin función estructural y el tanque se apoyará en una zapata corrida en todo su perímetro. En caso contrario será necesario ampliar el área de desplante y proyectar una losa corrida de espesor constante, que trabaje estructuralmente con los muros y evite las juntas de construcción. En caso de suelos de muy baja capacidad de carga o si el deposito es de grandes dimensiones en planta, será necesario utilizar trabes de cimentación, que permiten reducir el claro de la losa y el espesor de la misma (Pavón, 2001).

Figura 39: Tipo de cimentación según capacidad portante del suelo



De acuerdo con el tipo de cimentación que se requiera, el peralte de las zapatas o losas de cimentación se determinará en función del cortante o de la longitud de desarrollo a compresión ($\mathbf{l_{dc}}$) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la zapata. La longitud de desarrollo a la compresión será el mayor de a y b, pero no menos de 20 cm.

$$\mathbf{a)}\ \mathbf{0.02}\frac{\mathbf{f_y}}{\sqrt{\mathbf{f'c}}}\mathbf{d_b}\ \ (in) \qquad \mathbf{b)}\ \mathbf{(0.0003f_y)d_b}\ \ (in)$$

El ACI 350 en su Apéndice H, recomienda espesores mínimos para losas sobre el suelo, como sigue:

Los espesores mínimos de las losas de cimentación son:

- Para losas con refuerzo superior e inferior no preesforzado: 6 in (15 cm)

2.6. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA TANQUES DE CONCRETO

Existen diferentes metodologías para para el análisis estructural de los elementos componentes de los tanques rectangulares, que por lo general son losas unidireccionales o bidireccionales. El análisis de losas unidireccionales es sencillo, ya que existen muchos métodos accesibles de fácil manejo. Pero las losas bidireccionales necesitan de matemáticas avanzadas para su análisis. Para ello se tienen tablas desarrolladas por diferentes autores, que muestran coeficientes que facilitan el análisis y diseño de este tipo de losas. Estas tablas muestran coeficientes para calcular momentos flectores,

momentos de torsión, esfuerzos cortantes y deflexiones que se generan en las losas para diferentes tipos de distribución de carga (uniformemente distribuida, triangular o concentra) y diferentes condiciones de borde.

Dichas metodologías fueron desarrolladas de acuerdo a los tipos de cargas que actúan en la estructura. Para el caso de tanques se tiene la acción de fuerzas laterales o de empuje y cargas de gravedad. De acuerdo a ello, en la presente tesis se aplicarán las metodologías necesarias de acuerdo a lo mencionado.

Para el caso de empujes laterales existen diferentes tablas de diseño elaboradas por varios autores, y las que se utilizan en esta tesis son: 1) tablas de la PCA; y 2) tablas de Richard Bares. Por otro lado, para cargas de gravedad se utilizará: 3) método de coeficientes de la NTE E.060. Además, con la intención de realizar verificaciones se utilizarán: 4) métodos basados en el programa SAP2000.

2.6.1. TABLAS DE LA PCA (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION)

Estas tablas fueron desarrolladas por la Portland Cement Association (PCA), y se encuentran en la publicación “Rectangular Concrete Tanks” de Javeed A. Munshi. En el capítulo 3 de la mencionada publicación se muestran los coeficientes de diseño para calcular deflexiones (Cd) y momentos (Mx, My, Mz, Mxy, Myz) para tanques con distintas condiciones de borde (empotrados, simplemente apoyados o libre) y sometidas a diferentes tipos de carga (uniformemente distribuida, triangular o concentrada). El coeficiente de corte (Cs) para la determinación de los esfuerzos cortantes se muestran en el capítulo 2.

Para la obtención de estas tablas se realizaron diferentes análisis de elementos finitos en placas bidimensionales sujetas a cargas fuera del plano utilizando el programa SAP90 (antecesor del SAP2000).

2.6.1.1. Notaciones y definiciones de las tablas de la PCA

a = altura del muro o placa

ω = peso unitario del suelo o agua

q = kωa, presión en el fondo de la placa/muro para una distribución de carga triangular

= kω, presión uniforme a lo largo de la altura de la placa/muro

k = coeficiente de presión activa o pasiva, el cual es aplicable. Para el agua, el coeficiente de presión activa es, ka = 1; y para el suelo es ka = (1-senϕ)/(1+senϕ), donde ϕ= ángulo de fricción interna del suelo.
Cs = coeficiente de corte.

Cd = coeficiente de deflexión.

Ec = módulo de elasticidad del concreto

t = espesor de la placa

μ = módulo de Poisson (0.20 para concreto)

(Mx, My, Mz, Mxy, Myz) Coef = coeficientes de momentos para el computo de momentos Mx, My, Mz, Mxy y Myz respectivamente. Los coeficientes Mxy y Myz están dados en valores absolutos.

Mx = momento por unidad de ancho a través del eje X estirando las fibras en la dirección Y cuando la placa o muro están en el plano X-Y (ver Fig. 40). El momento es usado para determinar el acero en la dirección Y (vertical) del plano del muro (Fig. 40) y está dado por

$$\mathbf{Mx} = \mathbf{Mx\ Coef.}\frac{\mathbf{qa^2}}{\mathbf{1000}}$$

My = momento por unidad de ancho alrededor del eje Y estirando las fibras en la dirección X cuando la placa o muro están en el plano X-Y o en la dirección Z cuando la placa está en el plano Y-Z (ver Fig. 40). El momento es usado para determinar el refuerzo en las direcciones horizontales X o Z de la placa o muro (Fig. 40) y está dado por

$$\mathbf{My} = \mathbf{My\ Coef.}\frac{\mathbf{qa^2}}{\mathbf{1000}}$$

Mz = momento por unidad de ancho alrededor del eje Z estirando las fibras en la dirección Y cuando la placa o muro están en el plano Y-Z (ver Fig. 40). El momento es usado para determinar el refuerzo en la dirección Y (vertical) de la placa o muro (Fig. 40) y está dado por

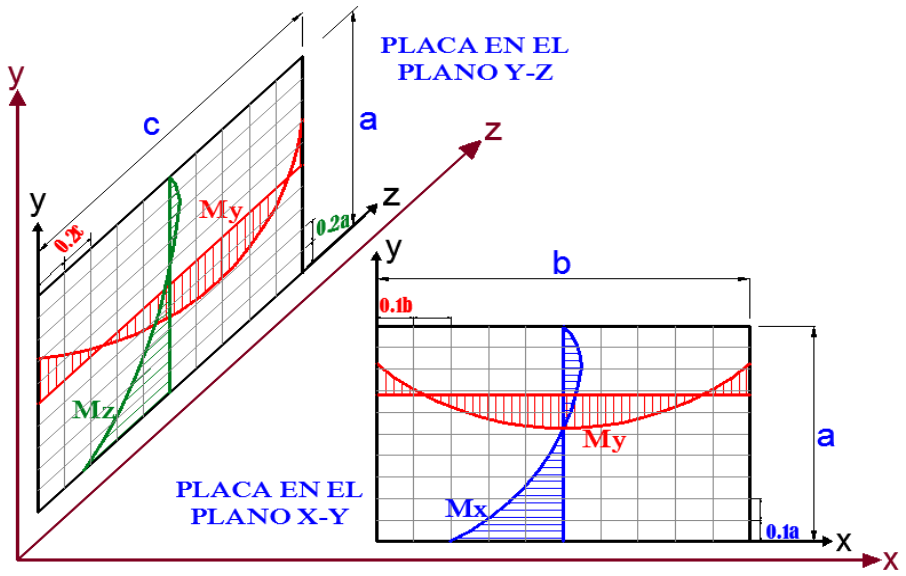
$$\mathbf{Mz} = \mathbf{Mz\ Coef.}\frac{\mathbf{qa^2}}{\mathbf{1000}}$$

Mxy, Myz = torsión o mementos de giro para la placa o muro en los planos X-Y & Y-Z, respectivamente, están dados por

$$\mathbf{Mxy} = \mathbf{Mxy\ Coef.}\frac{\mathbf{qa^2}}{\mathbf{1000}} \qquad \mathbf{Myz} = \mathbf{Myz\ Coef.}\frac{\mathbf{qa^2}}{\mathbf{1000}}$$

Los momentos son presentados en 03 tablas que corresponden a los momentos horizontales (My), verticales (Mx) y torsores (Mxy - Myz), los cuales se detallan en franjas divididas cada décima parte de la placa en ambas direcciones (ver Fig. 40), por lo cual se puede graficar los momentos en cualquier posición que nos brinda las tablas.

Figura 40: Ubicación de los momentos según la PCA

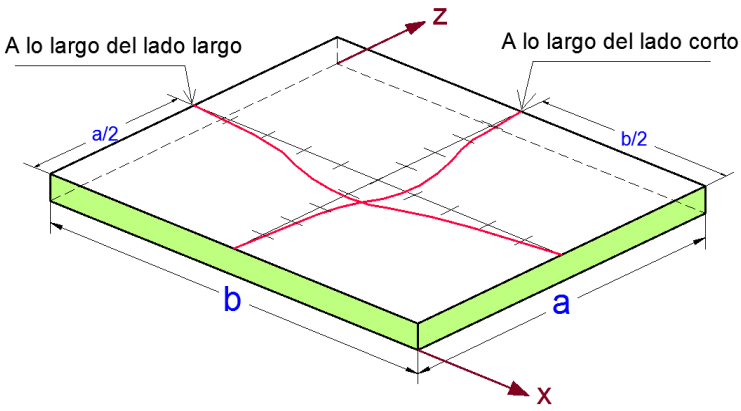


La deflexión en la placa, se calcula utilizando los coeficientes de deflexión (Cd), mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Deflexión} = \frac{\mathbf{C_d\ q\ a^4}}{\mathbf{1000\ D}} \qquad \text{donde:} \quad \mathbf{D} = \frac{\mathbf{E\ t^3}}{\mathbf{12(1-\mu^2)}}$$

Los coeficientes de deflexión se presentan en dos tablas correspondientes a cada línea central (ver Fig. 41) que es donde se producen las máximas deflexiones.

Figura 41: Ubicación de las deflexiones según la PCA

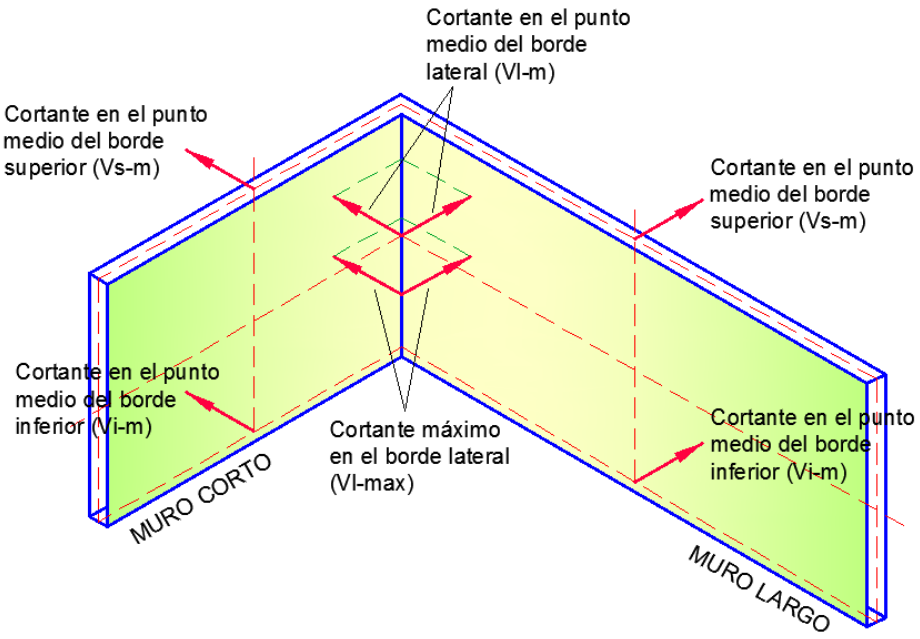


El esfuerzo cortante por unidad de ancho, se calcula utilizando los coeficientes de corte (Cs), mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{V = Cs\ x\ q\ x\ a}$$

Las fuerzas cortantes de ubican en la parte central del borde superior, en la parte central del borde inferior y en la parte central de los bordes laterales del tanque, además, los máximos cortantes en los bordes de los lados (ver Fig. 42).

Figura 42: Ubicación de las fuerzas cortantes en las paredes del tanque según la PCA

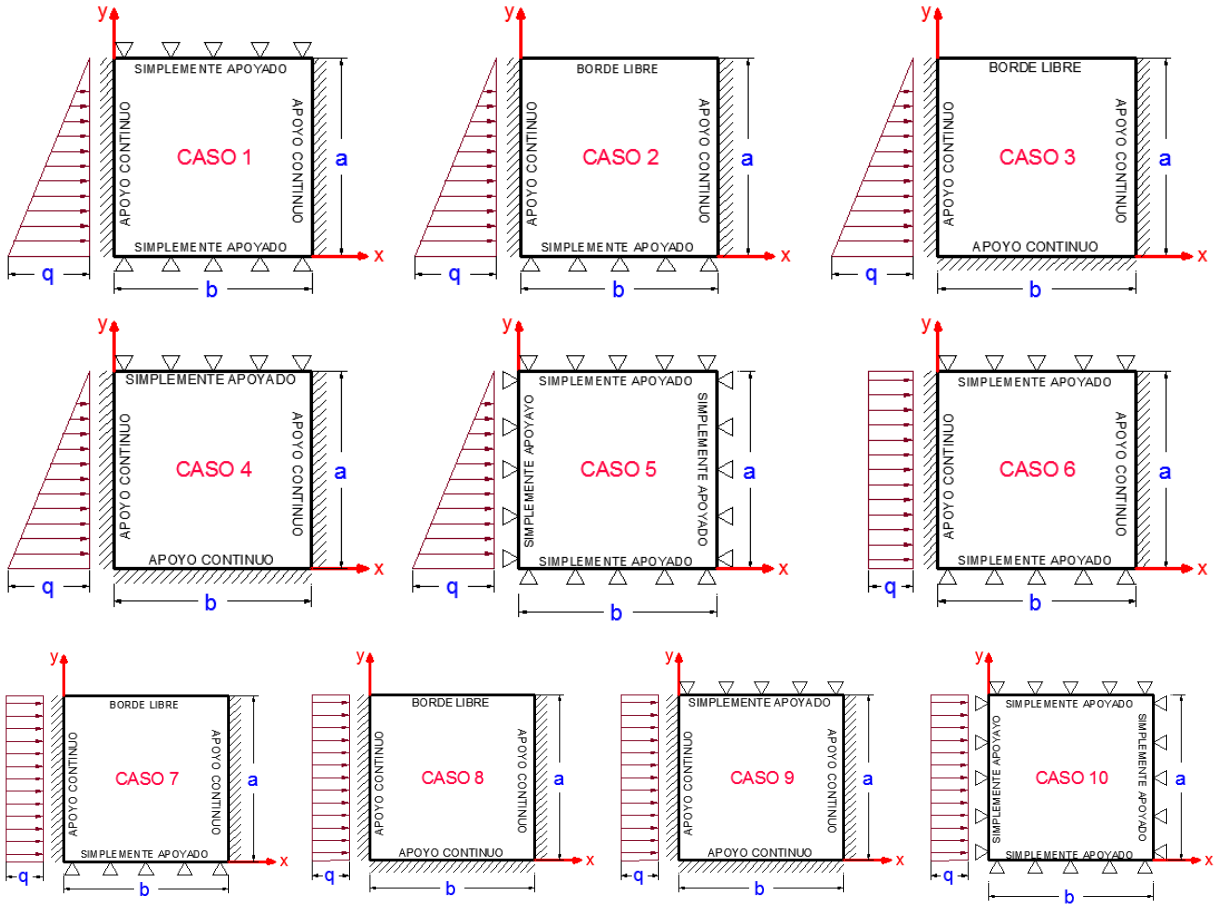


2.6.1.2. Tablas más comunes empleadas en la tesis

La PCA proporciona tablas para 10 Casos de análisis (ver Fig.43), cuya diferencia radica en las condiciones de borde y el tipo de carga al cual se encuentra sometidos. Cada caso posee tablas según la relación de dimensiones lado/altura (b/a), que varían de 0.50 a 4.00. La PCA, también muestra tablas con coeficientes para elementos tridimensionales, en este caso los tanques, cuyo análisis de muros es en conjunto, es decir para muro largo y muro corto. Estas tablas se presentan para combinaciones de relación de dimensiones lado largo/altura (b/a) o lado corto/altura (c/a).

De acuerdo a las condiciones de borde (simplemente apoyados, libre, empotrados, etc.) y al tipo de carga (uniformemente distribuidas, concentradas, triangulares, etc.)., la PCA desarrolla los siguientes casos de análisis:

Figura 43: Casos de análisis según la PCA



Determinación de las condiciones de borde o tipos de apoyo:

Para la determinación de las condiciones de borde o el tipo de apoyo entre los elementos estructurales debemos de verificar la relación de rigideces. Para el caso de tanques que tengan losa de tapa, se deberá tener en cuenta la relación de rigideces (K) entre las paredes y el techo, de la siguiente manera:

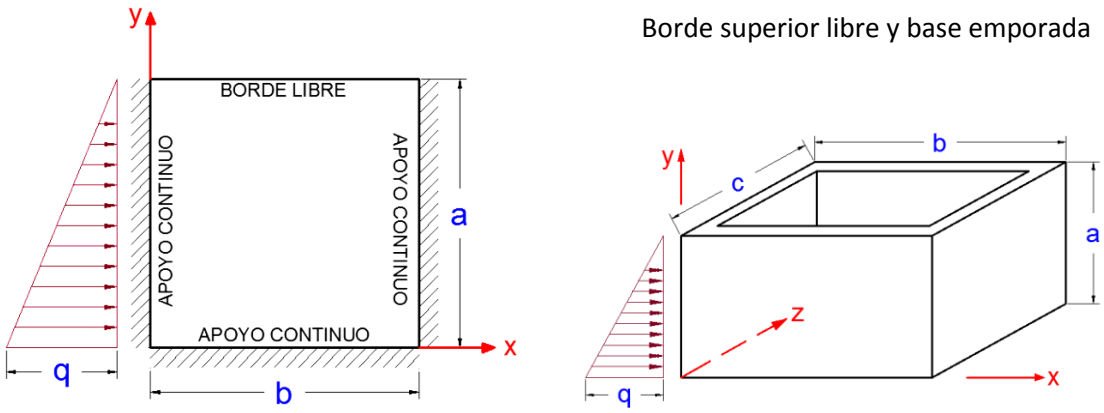
Si: Kpared / Ktapa > 8, entonces, la losa de tapa se considera empotrada en las paredes

Si: Kpared / Ktapa < 8, entonces, la losa de tapa se considera simplemente apoyada en las paredes.

De acuerdo a las condiciones de borde y cargas aplicadas, en esta tesis se utilizarán los siguientes casos:

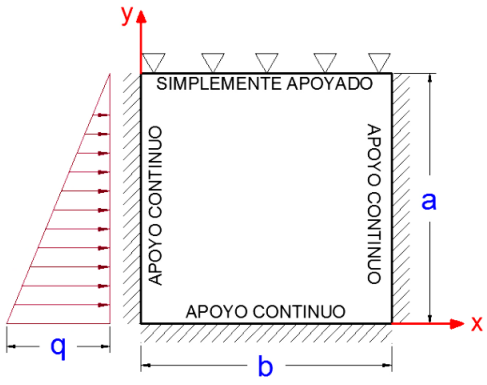
- **CASO 3:** tiene bordes laterales y base empotrados, parte superior libre y acción de cargas triangulares. Estas tablas se utilizan para el diseño de tanques sin tapa.

Figura 44: Esquema del CASO 3 de las tablas de la PCA

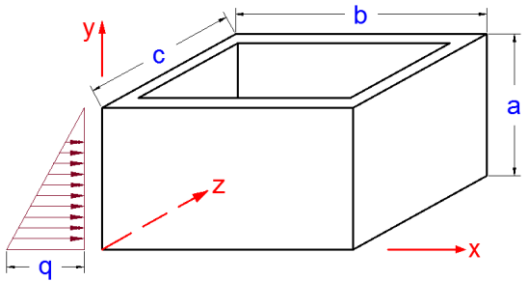


- **CASO 4**: tiene bordes laterales y base empotrados, parte superior simplemente apoyada y acción de cargas triangulares.

Figura 45: Esquema del CASO 4 de las tablas de la PCA



Borde superior simplemente apoyado y base empotrada



Los coeficientes de las tablas en mención se detallan en el Capítulo 4, para el análisis de los diferentes tipos de tanques seleccionados en el Capítulo I. Estas se utilizarán de acuerdo a la relación de dimensiones que presenta cada tipo de tanque.

2.6.2. TABLAS DE BARES

Las tablas desarrolladas por Bares (1970), presentan coeficientes para el cálculo de deflexiones, momentos flectores, momentos torsores, esfuerzos cortantes y reacciones en las placas apoyadas en los bordes. Estos coeficientes han sido calculados para diferentes módulos de Poisson (μ), utilizando criterios de matemática avanzada, como el método por desarrollo en series y el método de cálculo por diferencias finitas.

2.6.2.1. Símbolos y nomenclatura de las tablas de bares

REPRESENTACIÓN DE LOS APOYOS

Borde libre

Apoyo articulado (no permite el desplazamiento del borde apoyado en el plano medio ni en la dirección perpendicular a él, permitiendo una rotación de la placa alrededor de la línea de apoyo)

Empotramiento rígido (impide tanto la rotación como el desplazamiento del borde)

REPRESENTACIÓN DE LA CARGA

 Carga uniformemente repartida

FUERZAS INTERIORES

Mx, My	Momentos flectores, referidos a la unidad de longitud de la sección de la placa perpendicular al eje X e Y, respectivamente
Mxy	Momento de torsión, referidos a la unidad de longitud de la sección de la placa perpendicular al eje X e Y, respectivamente
Rx, Ry	Reacciones de apoyo por unidad de longitud

FUERZAS EXTERIORES

q	Valor de la carga continua total

DIMENSIONES

a, b, c	Dimensiones de la placa
γ=a/b	Relación entre los lados de una placa
λ=a/b	Relación entre los lados de una placa

2.6.2.2. Tablas más comunes empleadas en la tesis

Las tablas de Bares fueron desarrolladas para placas con diferentes condiciones de borde (simplemente apoyados, libre, empotrados, etc.) que están sujetos a diferentes tipos de carga (uniformemente distribuidas, concentradas, triangulares, etc.). Además, presentan valores para relación de dimensiones b/a que varían entre 0.25 y 3.00.

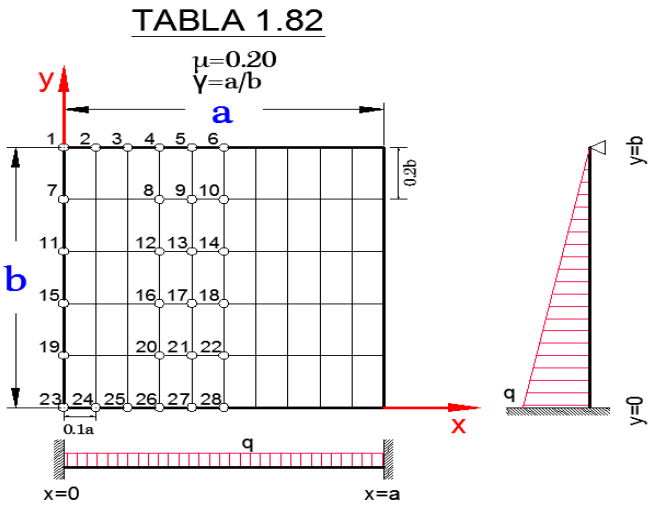
En esta tesis se desarrollan diferentes aplicaciones de tanques rectangulares, de los cuales se analizarán y diseñarán cada uno de sus elementos estructurales:

- Paredes; cuyos bordes laterales e inferior serán empotrados y estarán sometidos a cargas triangulares provocadas por las presiones de agua o tierra.

- Losa de tapa; que de acuerdo a la relación de rigideces puede estar empotrada o simplemente apoyada en todo su perímetro, sometida a cargas uniformemente distribuidas.
- Losa de fondo; cuyos bordes serán empotrados y estará sometido a cargas uniformemente distribuidas.
- Para tal efecto, de las aproximadamente 200 tablas desarrolladas por Bares, a continuación, se detalla las que cumplen las características mencionadas líneas arriba correspondientes al diseño de tanques. Dichas tablas son las siguientes:

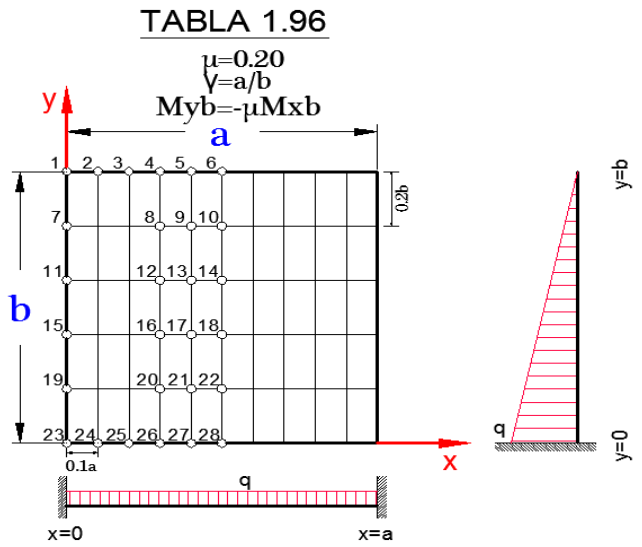
  A. **Tabla 1.82**, el cual tiene coeficientes para carga triangular con borde inferior empotrado y borde superior simplemente apoyado. Esta tabla se utilizará cuando la relación de rigideces pared/tapa sea menor a 8.

Figura 46: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares



B. **Tabla 1.96**, el cual tiene coeficientes para carga triangular con borde inferior empotrado y borde superior libre.

Figura 47: Esquema de la Tabla 1.96 de Bares



Estas tablas se detallan en el Capítulo 4, para el análisis de cada uno de los diferentes tipos de tanques seleccionados en el Capítulo I.

2.6.3. MÉTODO DE COEFICIENTES DE LA NTE E.060

El método de coeficientes fue desarrollado originalmente por Henry Marcus en 1929, y utilizado ampliamente en Europa, fue introducido en los estados unidos por Paul Rogers en 1944. Y aunque no formó parte del código ACI 1977 o en versiones posteriores, se permite su uso bajo la disposición del artículo 13.5.1 de ACI 318-2011, con relación a que un sistema de losa puede diseñarse utilizando cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica. (Nilson, 2001).

La norma peruana NTE E.060 - Concreto Armado del 2009, recomienda su uso y lo desarrolla en el Artículo 13.7 de la Norma E.060 Concreto Armado). El método utiliza tablas de coeficientes de momentos que cubren varias condiciones de borde, como se puede observar en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 y en el Anexo A de esta tesis.

Este método tiene limitaciones que la mayoría de tanques rectangulares las cumple, como:

- La losa está apoyada en todo su perímetro sobre las paredes del tanque

- Tienen comportamiento bidireccional (luz mayor / luz menos < 2)
- Las cargas actuantes son de gravedad y están uniformemente distribuidas.

Además, el método establece que cada panel debe dividirse, en ambas direcciones, en una franja de central cuyo ancho es la mitad del ancho del panel, y en dos franjas de borde o de columna con un ancho igual a 1/4 del ancho del panel.

A. Momentos negativos en los bordes continuos

Los momentos negativos se calculan con la carga total amplificada según el diseño por resistencia y aplicando también el coeficiente de durabilidad sanitaria. Además, se utiliza la Tabla 13.1 del Anexo A, y se calculan con las siguientes expresiones:

$$Ma = Ca\ w_u\ A^2 \qquad Mb = Cb\ w_u\ B^2$$

Donde:

A = Luz libre del tramo en la dirección corta

B = Luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = Momento de flexión en la dirección A

Mb = Momento de flexión en la dirección B

Ca = Coeficiente de momento indicado en las tablas 13.1 para la dirección corta (Ver Anexo A)

Cb = Coeficiente de momento indicado en las tablas 13.1 para la dirección larga (Ver Anexo A)

w_u = Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa (kg/m2)

B. Momentos negativos en los bordes discontinuos

El momento negativo en los bordes discontinuos se considera un momento igual a 1/3 del momento positivo.

C. Momentos positivos para carga muerta y carga viva

Los momentos se calculan por separado. Para el cálculo de momentos por carga muerta utilizamos la tabla 13.2, y para momentos por carga viva utilizamos la tabla 13.3, ambos del Anexo A.

$Ma = Ca\ w_{uCM}\ A^2 + Ca\ w_{uCV}\ A^2$

$Mb = Cb\ w_{uCM}\ B^2 + Cb\ w_{uCV}\ B^2$

Donde:

A = Luz libre del tramo en la dirección corta

B = Luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = Momento de flexión en la dirección A

Mb = Momento de flexión en la dirección B

Ca = Coeficiente de momento indicado en las tablas 13.2 y 13.3 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = Coeficiente de momento indicado en las tablas 13.2 y 13.3 para la dirección larga (ver Anexo A)

w_u = Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa (kg/m2)

D. Fuerza cortante

La fuerza cortante se calculará suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia d (peralte efectivo) de la cara del apoyo. La fuerza cortante se determinará para un ancho unitario (1.0 m), con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Vu = q\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1 - 0.5\frac{A}{B}\right)}$$

2.6.4. MÉTODO BASADO EN EL EMPLEO DEL PROGRAMA SAP2000

SAP 2000 es un programa desarrollado por la empresa CSI, Computer and Structures, Inc. en Berkeley, California, EEUU. Es una poderosa herramienta que permite analizar cualquier tipo de estructura y elemento de manera precisa. Con el SAP 2000 es posible realizar el cálculo estructural (cálculo de fuerzas, esfuerzos y

deformadas) de losas macizas bidireccionales con el uso de elementos de área - tipo Shell. A través del método de elementos finitos.

El procedimiento de diseño en el programa consiste en dibujar el tanque con dimensiones eje a eje, definir y asignar materiales (concreto y acero), cargas (CV, CM, CS, Presiones), restricciones y combinaciones de carga para la estructura del tanque, para luego evaluar los resultados.

El programa SAP 2000, nos otorga fuerzas y esfuerzos que se generan en cada elemento del tanque (paredes, losa de fondo y losa de tapa), la nomenclatura que emplean y su definición de cada una de ellas se encuentra detallada en el Manual de aplicación del Programa SAP2000 v14 (Hernández, 2014) y se describe a continuación:

F11: Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.

F22: Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje2.

F12: Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje2 y en las caras 2 (positiva y negativa) alrededor del eje 1.

FMAX: Fuerza Máxima principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde la fuerza F12 se hace cero.

FMIN: Fuerza Mínima principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde la fuerza F12 se hace cero.

M11: Momento por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.

M22: Momento por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 1.

M12: Momento Torsor por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras (Positiva y negativa) alrededor del eje 1 y en las caras 2 (Positiva y negativa) alrededor del eje 2.

Mmax: Momento Máximo principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta dónde el momento M12 se hace cero.

Mmin: Momento Mínimo principal por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta dónde el momento M12 se hace cero.

V13: Corte por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 1 (Positiva y negativa) en la dirección 3.

V23: Corte por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie de las caras 2 (Positiva y negativa) en la dirección 3.

Vmáx: Corte Máximo por unidad de longitud fuera del plano del Shell actuando en la mitad de la superficie en la dirección 3.

2.7. MÉTODOS DE DISEÑO PARA TANQUES CONCRETO ARMADO

En esta parte se establecen los requerimientos para el análisis y diseño de los tanques. Los tanques deberán diseñarse de tal manera que se evite la presencia de grietas. Para ello es necesario emplear procedimientos de diseño que permitan eliminar la posibilidad de presencia de grietas anchas u otras fuentes de fugas del líquido contenido en los tanques. Para el diseño de estructuras de concreto armado, la NTE E.060 y el Código ambiental ACI 350, recomiendan emplear el Método de diseño por resistencia, el cual deberá ser complementado con la consideración de un factor de durabilidad, el Control de fisuras bajo cargas de servicio (Método de esfuerzos admisibles) para garantizar un buen diseño y lograr la impermeabilidad de los tanques.

2.7.1. MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA

El diseño por resistencia se basa en el criterio de resistencia última, utiliza cargas factorizadas, las resistencias especificadas del acero (fy) y del concreto (f'c), y factores de reducción de la resistencia, ϕ.

Se entiende por resistencia, a la magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provoquen la aparición de un estado límite de falla en la estructura (Pavón, 2001).

Según la NTE.060, el Método de Diseño por Resistencia (Artículo 9.1.1), es el recomendado para diseñar estructuras de concreto armado.

> *Artículo 9.1.1. Las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño*

(ϕRn) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (Ru), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

ϕRn ≥ Ru

Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia, menor que la unidad, que corresponda.

En el diseño por el método de resistencia, el margen de seguridad se proporcionará multiplicando las cargas de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia (Pavón, 2001).

Aunque en la Norma E.060 no existe un capítulo con especificaciones para el diseño de Tanques, se considera las disposiciones del artículo 9.2 (Resistencia requerida) y se complementa con las disposiciones del Código Ambiental ACI 350 para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos, el cual recomienda procedimientos para el uso combinado del método de esfuerzos admisibles, con el método de la resistencia.

El ACI 350 incrementa las cargas últimas (factorizadas) obtenidas con el método de resistencia (E.060), multiplicándolas por un coeficiente de durabilidad sanitaria "S", que, dependiendo de los esfuerzos, tiene los siguientes valores:

S = 1.3, para elementos sometidos a flexión

S = 1.65, para elementos sometidos a tracción directa

S = 1.3, para elementos sometidos a cortante

De esta manera, los factores de carga para el diseño estructural de los tanques, serán:

A. Para los elementos estructurales que están sometidas solo a carga muerta (CM) y carga viva (CV), la resistencia requerida será:
   U = 1.3 x (1.4CM + 1.7CV) = 1.82CM + 2.21CV
B. Cuando las estructuras estén sometidas a empujes de suelo (CE), la resistencia requerida será:
   U = 1.3 x (1.4CM + 1.7CV + 1.7 CE) = 1.82CM + 2.21CV + 2.21CE
C. Cuando las estructuras estén sometidas a presión de líquidos (CL), la resistencia requerida según (E.060) es, U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4 CL, sin

embargo, para CL, el ACI 350 recomienda emplear el factor 1.7 en vez de 1.4. Entonces la combinación de carga para presión de líquidos será:

U = 1.3 x (1.4CM + 1.7CV + 1.7 CL) = 1.82CM + 2.21CV + 2.21CL

Los factores de reducción de resistencia ϕ, se describen en la norma E.060 (Artículo 9.3), y dado que las paredes, losa de tapa y losa de fondo se diseñan generalmente para flexión y corte se consideran los siguientes factores:

Flexión, sin carga axial…… 0.90

Cortante y torsión……..... 0.85

2.7.2. VERIFICACIÓN DEL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL TANQUE BAJO CARGAS DE SERVICIO

2.7.2.1. Control de fisuras

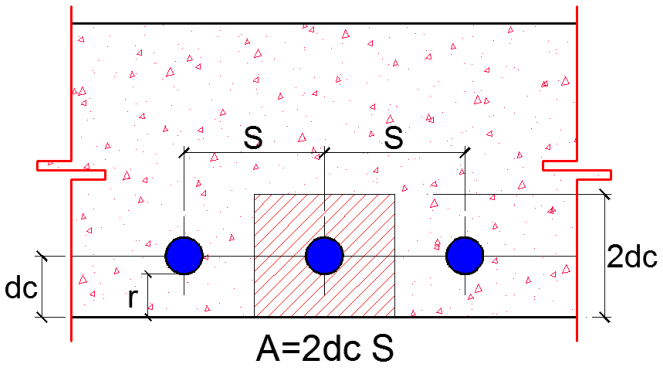
Los resultados obtenidos con el método de diseño por resistencia, deberá ser verificado bajo cargas de servicio según la NTE E.060 en su artículo 9.1.2.

Artículo 9.1.2 Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

Para ello, el Código Ambiental ACI 350, recomienda realizar el control de fisuras en términos de que el ancho de las fisuras sea la mínima posible, para prevenir fugas y garantizar la impermeabilidad que requieren los tanques. Este control se consigue proporcionando una adecuada distribución y verificando el espaciamiento máximo **"S"** de los aceros de refuerzo. Este espaciamiento máximo se evalúa en etapa elástica, bajo cargas de servicio, y se calculará con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{S_{max}} = \frac{\mathbf{Z^3}}{\mathbf{2\ dc^2\ fs^3}}$$

Figura 48: Esquema para el cálculo del espaciamiento máximo para control de fisuras



Donde:

- $Z = fs\sqrt[3]{dc\ A}$
- S = separación de las varillas, en cm
- A = 2dcS
- dc = recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema de tensión, al centro de la varilla, en cm
- fs = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm2
- $\mathbf{fs = \frac{Ms}{0.9\ d\ As}}$
- Ms = momento flector en condiciones de servicio
- As = acero colocado
    - d = Peralte efectivo (en función del recubrimiento “r”)

Tabla 7: Recubrimientos mínimos y peralte efectivo

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO según ACI 350 (cm)	PERALTE EFECTIVO según Ottazzi (cm)
Paredes	5.0	d = e - 6
Zapatas y losas de fondo en contacto con el suelo	7.5	d = h - 10
Parte superior de zapatas y losas de fondo	5.0	d = h - 6
Losa de tapa	5.0	d = e - 6

Los valores de Z de acuerdo al ACI 350, están en función a la exposición al ambiente, de la siguiente manera:

- Para condiciones ambientales normales Z ≤ 20580 kg/cm, que corresponde a rajaduras de 0.025 cm
- Para condiciones ambientales severas Z ≤ 17000 kg/cm, que corresponde a rajaduras de 0.020 cm

2.8. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN TANQUE RECTANGULAR

Los tanques rectangulares pueden estar sobre la superficie del terreno o enterrados, pero tienen los mismos elementos estructurales (paredes, losa de fondo y dependiendo de ciertas condiciones, losa de tapa. Para su diseño será necesario tener en cuenta ciertas condiciones de carga y cumplir las consideraciones mínimas de las normas, para garantizar un buen diseño y lograr la impermeabilidad del tanque.

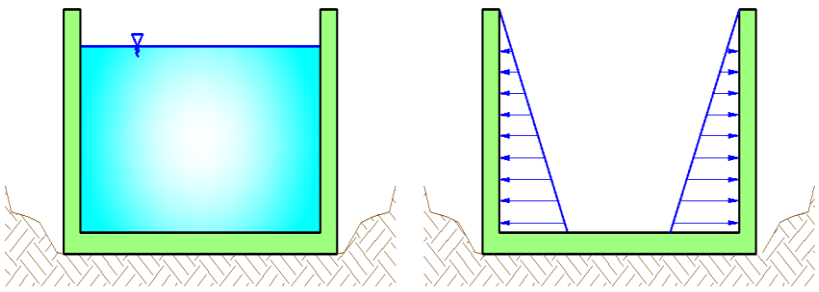
2.8.1. CONDICIONES DE CARGA

El diseño estructural de los tanques rectangulares se realiza para diferentes condiciones de carga, lo cual depende de la situación en que se encuentre el tanque. Las condiciones varían para cada tipo de tanque, y se detallan a continuación:

2.8.1.1. Condición de carga nº 1: prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación cuando el tanque está lleno y no hay presencia de los empujes provocados por el suelo (relleno). Esta condición se emplea para realizar la prueba de estanqueidad, antes de colocar el relleno.

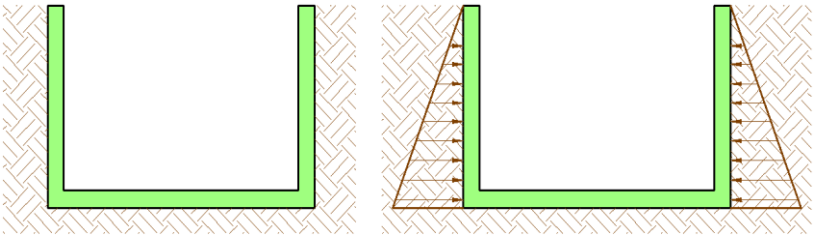
Figura 49: Condición de carga nº 1 para el diseño de tanques



2.8.1.2. Condición de carga nº 2: tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación cuando el tanque está vacío y bajo la acción de la presión del suelo (relleno). Esta condición se da cuando haya la necesidad de hacer limpieza o mantenimiento del tanque.

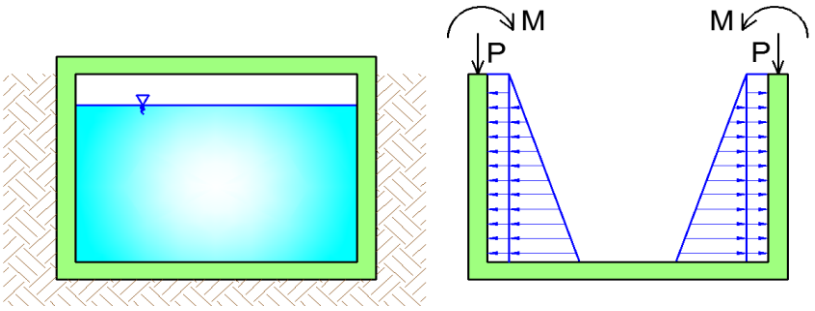
Figura 50: Condición de carga nº 2 para el diseño de tanques



2.8.1.3. Condición de carga nº 3: tanque lleno y tapado

Esta condición representa la situación cuando el tanque enterrado está lleno y tapado, entonces, los esfuerzos en las paredes disminuyen debido a la acción opuesta de las presiones del suelo y del agua. Siendo esta la situación menos crítica para el análisis de los tanques.

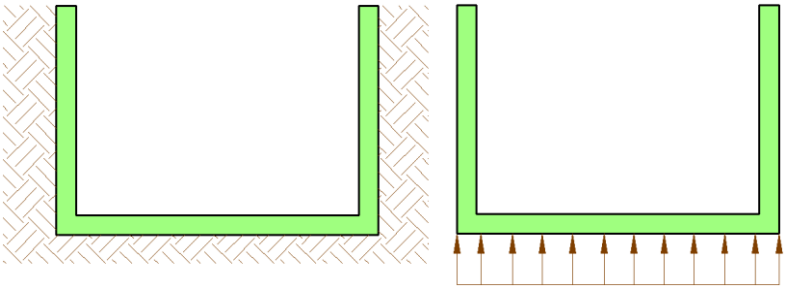
Figura 51: Condición de carga nº 3 para el diseño del tanque



2.8.1.4. Condición de carga nº 4: fuerzas de subpresión

Esta condición de carga se utiliza para verificar si el peso propio del tanque es capaz de resistir la fuerza de subpresión (flotación).

Figura 52: Condición de carga nº 4 para el diseño de tanques



2.8.2. CONSIDERACIONES PARA FUERZAS CORTANTES

Para el caso de tanques, el concreto debe tener baja permeabilidad en exposición al agua, para lo cual es necesario emplear un concreto de buena calidad y de resistencia mínima a la compresión de f´c = 280 kg/cm2. (Norma E.060 Ítem 4.2.2 y ACI 350 Ítem 1.1.1)

En el diseño por corte de los elementos estructurales de un tanque (paredes, fondo y tapa), se requiere que no exista la necesidad de colocar estribos y que el espesor del concreto resista las fuerzas cortantes provocadas por acción de las cargas. La resistencia de concreto al corte se calcula con la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{\phi Vc = 0.53\sqrt{f'c}\, b_w d} \qquad \phi=0.85$$

En el diseño por flexión de los elementos del tanque, los cuales trabajan como losas unidireccionales y/o bidireccionales, el análisis se realiza para una sección rectangular de ancho un metro (bw = 1.0 m) y espesor constante.

“Todas las caras de un tanque, además de los esfuerzos de flexión y corte, soportan fuerzas de tracción o compresión provenientes de las reacciones de las caras perpendiculares” (Harmsen, 2002). Todo tanque rectangular está formado por cuatro muros continuos, de los cuales las intersecciones de dos de ellos forman vértices (esquinas), en donde se producen fuerzas de tracción axial provocadas por las presiones del líquido (ver Fig. 53), entonces la resistencia del concreto al corte en zonas de tracción axial, será:

$$\boldsymbol{\phi Vc = 0.53\sqrt{f'c}\left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right) b_w d} \qquad \phi=0.85$$

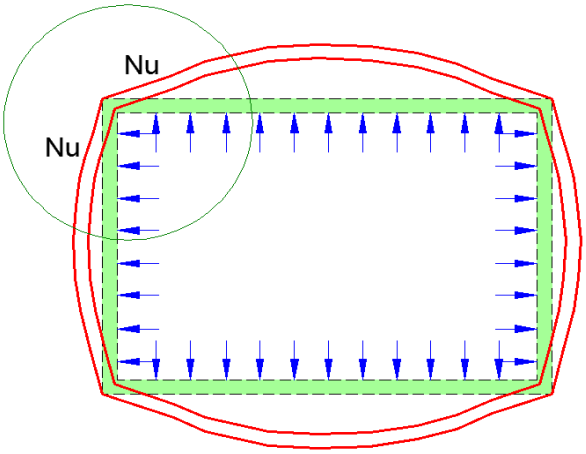
Donde:

Nu = fuerza de tracción directa

Ag = (bw x e) = Área bruta de la sección (cm2)

e = espesor del elemento

Figura 53: Tracción axial en la intersección del muro corto y muro largo



2.8.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión se realizará con ayuda de las Tablas (Ku - ρ), para lo cual calculamos el valor de Ku mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Ku} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{b\ d^2}}$$

Con este valor se ingresa a las tablas (ver Apéndice B) y se obtiene el valor de la cuantía de acero (ρ), con el cual se calcula el área de acero requerido para una sección de ancho unitario (b = 1.0 m) y espesor constante, con la siguiente ecuación:

As = ρ b d

Todo diseño debe cumplir con un acero mínimo (**As min**) el cual permite una mejor transición entre el estado agrietado y no agrietado de una sección, provee cierta ductilidad y ayuda a controlar parcialmente el ancho de las grietas térmicas y de retracción que se producen bajo condiciones normales (Ottazzi, 2011).

De conformidad con el Código Ambiental ACI 350 (ítem 10.5) y el ACI 318 (ítem 9.6.1.2), el refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, no debe ser menor que:

$$\mathbf{As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_\omega d} \quad (cm^2)$$

Pero no menor a: $\frac{14}{f_y} b_\omega d$

La segunda ecuación, representa según el ACI, el mínimo absoluto que para fy=4200 kg/cm2 y equivale a:

$$\mathbf{As\ mín = \frac{14}{4200} b_\omega d = 0.0033\ b_\omega d}$$

Alternativamente, tanto el ACI como la Norma Peruana, aceptan que los requerimientos de acero mínimo se consideren satisfechos, si en cada sección del elemento, el acero negativo y positivo que se coloque cumpla con:

As mín (+) y As mín (-) ≥ 1.33 que As necesario por cálculo (Ottazzi, 2011)

En otras palabras, si $\rho_{requerido} < \rho_{mínimo}$, entonces tenemos que comparar 4/3 de As requerido con As mínimo. De esa manera, si 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min}, entonces solo es necesario utilizar 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

Además, el Código Ambiental ACI 350, destinado al diseño de estructuras sanitarias, recomienda cuantías de acero mínimas para cada elemento estructural del tanque, de la siguiente manera:

- La cuantía de acero mínimo para las paredes del tanque, de conformidad con el ACI 350 (ítem 14.3.2 y 14.3.3), es el siguiente:

  Acero vertical mínimo = **0.0030**

- Acero horizontal mínimo = el mismo requerido para retracción y temperatura.
- En las losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el área mínima de refuerzo a tensión en la dirección de la luz analizada, será la misma a la requerida para el refuerzo de retracción y temperatura.
- El refuerzo para retracción y temperatura será calculado con respecto al área bruta de concreto y no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 7, la cual está de acuerdo a la Tabla 7.12.2.1 del ACI 350 (ítem 7.12)

Tabla 8: Refuerzo mínimo de retracción y temperatura

TABLA 7.12.2.1 REFUERZO MÍNIMO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA		
LONGITUD ENTRE JUNTAS DE MOVIMIENTO (m)	CUANTIA MÍNIMA DE REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA	
	Grado 40	Grado 60
Menos de 6	0.0030	0.0030
6 - 9	0.0040	0.0030
9 - 12	0.0050	0.0040
Más de 12	0.0060 *	0.0050 *

*** Máximo refuerzo de retracción y temperatura donde no se proporcionan juntas de movimiento.**

Fuente: ACI 350 (2006)

Secciones de concreto con al menos 24 in (60 cm), pueden tener refuerzo mínimo de retracción y temperatura basada en 12 in (30 cm) de concreto en cada cara. El refuerzo en la parte inferior de las losas que están en contacto con el suelo puede reducirse en un 50% del requerido en la Tabla 7.12.2.1.

Según ACI 350 (ítem 7.12.2.2), el refuerzo de retracción y temperatura no deben tener una separación más que 12 in (30 cm) y el tamaño mínimo de barra será Nº 4 (1/2"). No menos de 1/3 del área de acero requerida para retracción y temperatura deberá ser distribuido en cualquier cara.

A. ACERO REQUERIDO PARA LA TRACCIÓN DIRECTA:

La presión del agua provoca tracciones en la cara interior de las esquinas del tanque, debido a la continuidad de los muros. Como se puede observar en la Figura 53, las tracciones son más pronunciadas en los muros largos, por ello se debe calcular una cantidad de acero en ese tramo.

Según Pavón (2001), la tracción en el muro largo o muro corto se determina en función al valor de la fuerza cortante en cada posición, como sigue:

Una fuerza cortante en el muro largo, es una tracción directa en el muro corto.

Una fuerza cortante en el muro corto, es una tracción directa en el muro largo

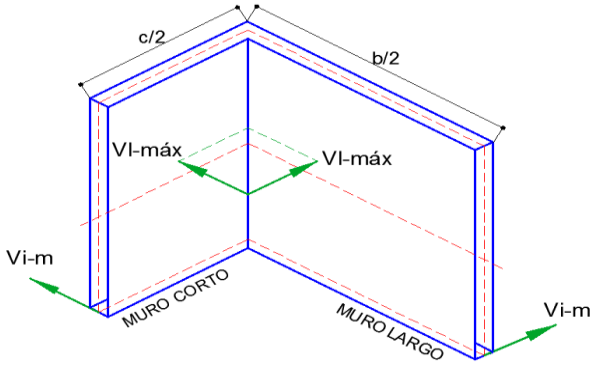
Entonces, para determinar la tracción directa (Nu) en el muro largo, se debe calcular primero la fuerza cortante máxima en el borde lateral del muro corto (Vl-máx) (ver Fig. 54). Luego se debe multiplicar por el factor de durabilidad sanitaria S = 1.65. De esa manera, se tiene:

Nu = 1.65 (Vl-máx)

Para el caso de la continuidad de la cimentación y los muros, la fuerza cortante máxima a calcular, es la que se produce en la base de los muros (Vi-m) (ver Fig. 54). Entonces:

Nu = 1.65 (Vi-m)

Figura 54: Ubicación de fuerzas cortantes para el cálculo de tracciones



El acero requerido por tracción pura se determina con la siguiente expresión:

$$\mathbf{As} = \frac{\mathbf{Nu}}{\boldsymbol{\phi}\,\mathbf{fy}} \qquad \phi = 0.90$$

El refuerzo por tracción debe ser distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores del muro, por lo que se divide entre 2.

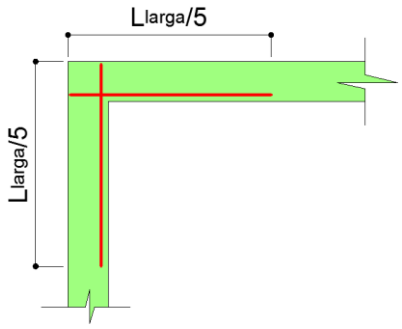
Según Harmsen (2002), el acero necesario para soportar las tracciones debe sumarse el acero necesario para la flexión, entonces, el acero total será:

As total = As flexión + (As tracción / 2)

Según Pavón (2001), este acero calculado, debe colocarse como refuerzo horizontal, en las intersecciones de los muros largos y cortos, a partir del borde superior hacia abajo, en las caras internas de dichos muros. En el caso de la unión muro - cimentación, el acero calculado se ubicará en el lecho superior de la losa de cimentación, alrededor de su perímetro.

La longitud del refuerzo calculado que se colocará en ambas direcciones será igual a la quinta parte de la luz larga (ACI 350 - Artículo 13.3.6.3).

Figura 55: Detalle de refuerzo por tracción en las esquinas



2.8.4. JUNTAS EN LOS TANQUES

El concreto, por su naturaleza, está sometido a continuos cambios de volumen debido a los cambios de humedad y temperatura. Para evitar el agrietamiento que esto produce, es necesario proveer de juntas al tanque. Estas juntas pueden ser de construcción, de contracción o de expansión (ver Fig. 56). El ancho de las juntas depende de la magnitud de desplazamiento que se espera en la estructura. Para garantizar el almacenamiento del líquido, se debe realizar un buen detallado de la unión pared-base. En la Figura 57, se muestra algunos tipos de unión pared-base; el primero permite deslizamiento entre ambos, el segundo actúa como un apoyo rotulado y el tercero, como uno empotrado. Este último es el más utilizado (Harmsen, 2002).

Figura 56: Tipos de juntas utilizadas en tanques

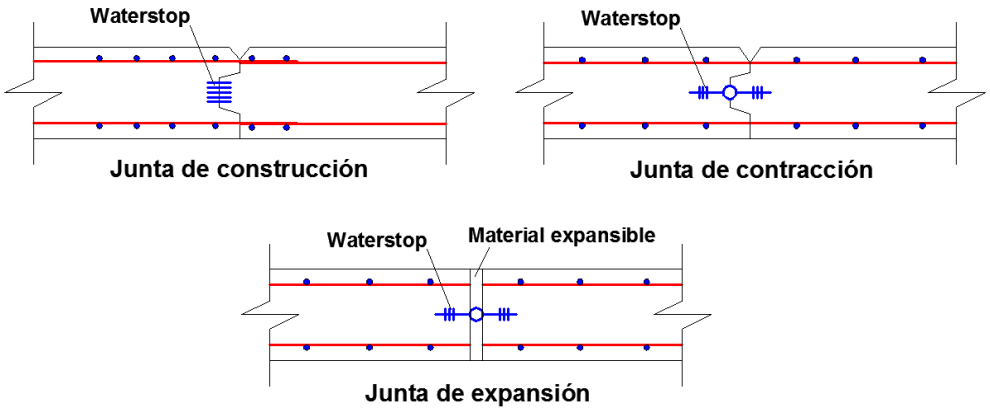
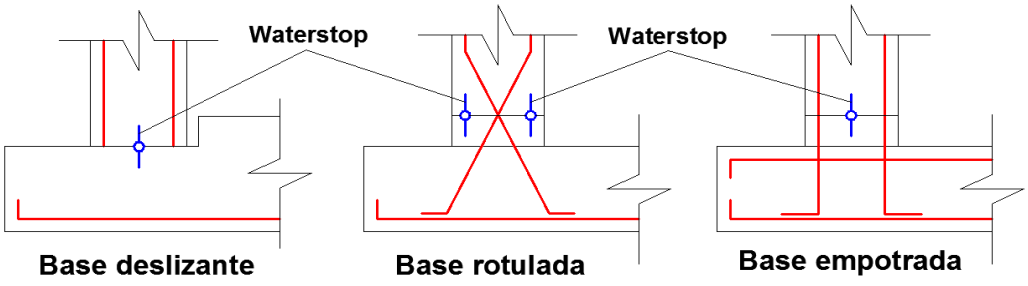


Figura 57: Tipos de unión pared-base



Jiménez et al. (2001), considera que la estructuración del tanque, se hace de dos formas:

- Para tanques pequeños el vaso se organiza mediante una estructura monolítica formada por placas empotradas entre sí.
- Para grandes superficies de fondo, la losa se independiza de las paredes mediante una junta perimetral, debiendo disponerse además otras juntas que limiten las longitudes de los demás elementos que conforman el tanque.
- La separación entre juntas de dilatación, de contracción y de construcción, depende fundamentalmente, del tipo de tanque, de las condiciones de exposición de la obra y de la forma de ejecución. En la Tabla 9 se indican las separaciones máximas entre juntas, según el tipo de tanque y las condiciones de exposición.

Tabla 9: Distribución de juntas en los tanques

TIPO DE TANQUE	SEPARACION ENTRE JUNTAS	
	DILATACION	CONTRACCION
Enterrados, piscinas	25-30 m	7.5 m
Apoyados, poco expuestos	15-25 m	7.5 m
Apoyados, muy expuestos	10-15 m	5-7 m

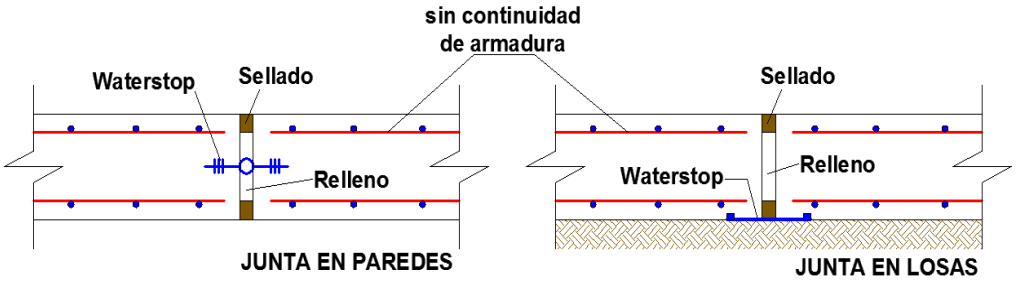
Fuente: Jiménez, García y Moran (2001)

2.8.4.1. Juntas de expansión o dilatación

Son juntas de que se usan para permitir que el concreto se dilate y contraiga durante el periodo de curado y durante el servicio. Estas juntas pueden utilizarse como juntas de contracción o juntas

constructivas en estructuras con cambios bruscos en su configuración o de largo desarrollo longitudinal (largos mayores a 45 m), preferentemente a distancias no mayores a 35 m., o bien, a no más de 20 m para las paredes laterales y entre 20 y 30 m para la base de fondo. Dentro de la junta suele colocarse poliestireno expandido, con un espesor total de la misma, con un waterstop horizontal, colocado a la mitad de la junta. En los extremos del poliestireno expandido, se coloca un material sellador. (Older y Donini, 2011).

Figura 58: Juntas de expansión en tanques



2.8.4.2. Juntas de contracción

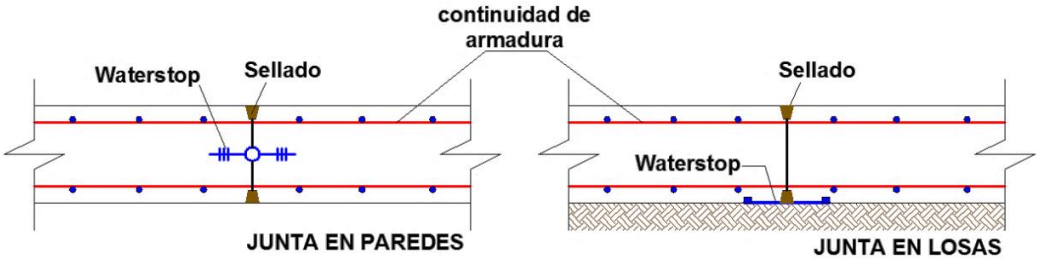
Son utilizadas para disipar los esfuerzos generados por la retracción del concreto y contrarrestar los fenómenos de agrietamiento. Su separación no debe superar los 9.10 m y se debe colocar en forma vertical. La separación máxima de juntas debe de estar entre los 5.0 m y 7.5 m para el caso de losas de fondo. (Older y Donini, 2011)

Tabla 10: Separación entre juntas de contracción para paredes laterales

ALTURA DE LA PARED (L)	DISTANCIA RECOMENDAD ENTRE JUNTAS VERTICALES
L ≤ 2.40 m	3L
2.40 < L ≤ 3.60 m	2L
L > 3.60 m	L

Fuente: Older y Donini (2011)

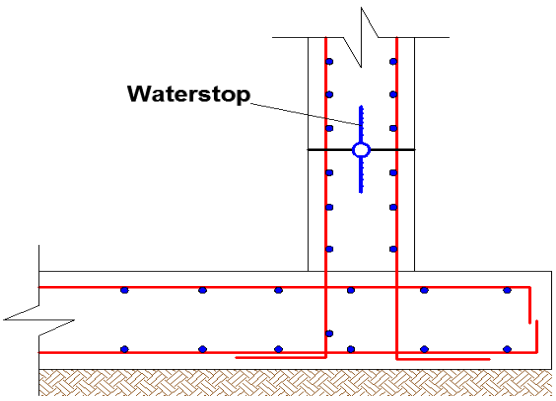
Figura 59: Juntas de contracción en tanques



2.8.4.3. Juntas de construcción

Son aquellas que surgen a partir de las interrupciones o finalización de los trabajos de colocación del concreto. A menos que no se construyan como juntas de contracción, no se pueden considerarse como juntas de contracción. En las paredes de los tanques se disponen de forma horizontal y el acero debe continuar a través de la junta de construcción en su totalidad. Las juntas de construcción horizontales entre la losa de fondo y las paredes, deben utilizar armadura de sujeción para los waterstops y alambres que sujeten el encofrado para mantenerlos en su posición durante las tareas de colocación de concreto. (Older y Donini, 2011)

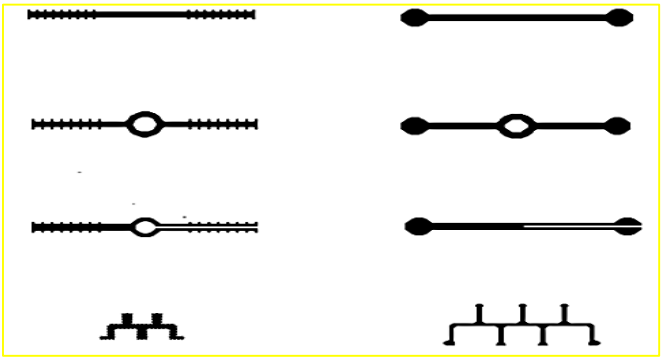
Figura 60: Junta de construcción en las paredes laterales del tanque



2.8.4.4. Waterstops

Son perfiles elásticos de material PVC plastificado (ver Fig. 61), con gran resistencia a la tracción, adecuado coeficiente de alargamiento, impermeable resistente al envejecimiento y a los agentes químicos. El espesor mínimo debe ser de 9.5 mm y deben tener al menos 23 cm de ancho para juntas de expansión y 15 cm para otro tipo de juntas para tener un buen empotramiento en el concreto. (Older y Donini, 2011)

Figura 61: Geometría de los waterstops



CAPÍTULO III
CONFIGURACIÓN Y FUNCIONAMIENTO DE LOS PROYECTOS SELECCIONADOS

Teniendo en cuenta que todo diseño estructural debe garantizar el correcto funcionamiento de la estructura, es necesario conocer cómo funciona cada uno de los elementos seleccionados para su diseño estructural. Por tal motivo en este capítulo se describirán de forma resumida y de acuerdo a la teoría, la configuración y funcionamiento de las estructuras que comprenden los proyectos seleccionados como son 1) proyecto de almacenamiento y abastecimiento de agua potable; 2) proyecto con fines recreativos deportivos; 3) proyecto con fines productivos; 4) proyecto destinado al tratamiento de aguas residuales.

3.1. PROYECTO DE ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

3.1.1. NOMBRE DEL PROYECTO

EXPEDIENTE TÉCNICO: MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE ORCOTUNA

3.1.2. COMPONENTES:

El proyecto comprende el sistema completo de abastecimiento de agua potable para la población de Orcotuna, sus componentes son los siguientes:

A. **Fuente de abastecimiento:** el tipo de fuente para el proyecto es de agua subterránea (Manantial de fondo) cuyo afloramiento es en forma ascendente hacia la superficie, por tanto, no es necesario el uso de bombas.

B. **Captación:** es una estructura con paredes y tapa de concreto armado, que está conformado por dos zonas. 1) Cámara Húmeda, que sirve para almacenar el agua y regular el caudal a utilizarse. 2) Cámara Seca, que sirve para proteger las válvulas de control de salida del agua.

Figura 62: Captación La Huaycha – vista en planta

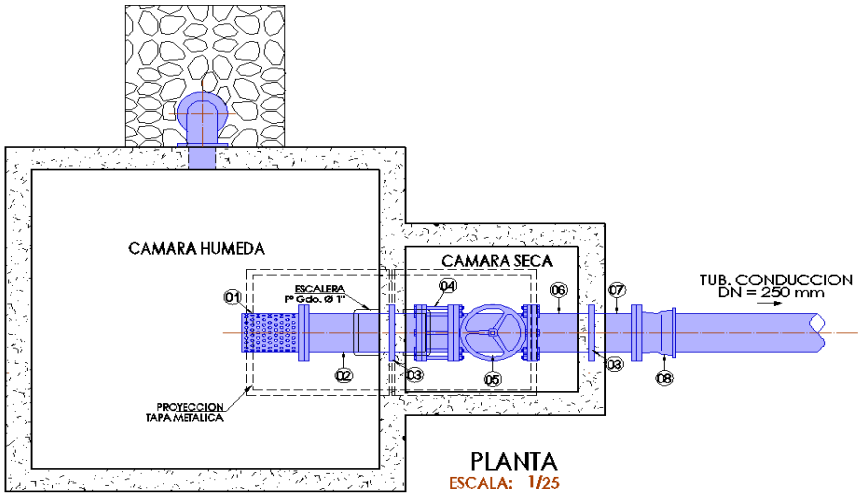
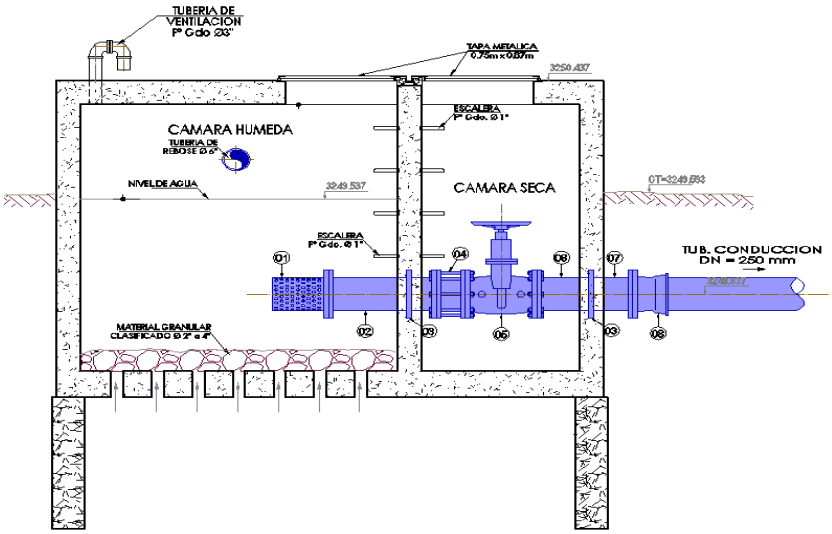


Figura 63: Captación La Huaycha – vista en elevación



C. **Línea de conducción:** es la encargada de conducir el agua desde la captación hasta el reservorio, en este caso por medio de impulsión por bombas desde una estación de bombeo.

D. **Reservorio apoyado:** Para asegurar el abastecimiento de agua en las horas de máxima demanda se tiene un reservorio apoyado de forma cuadrada de 50 m3, de medidas interiores 4.50 x 4.50 y una altura de 3.00 m. Las paredes son de concreto armado de 0.25 m de espesor, la cobertura tiene 0.20 m y la base 0.30 m de espesor, los cuales se extienden toda la superficie del tanque.

Tiene una caseta de válvulas con muros de ladrillo tarrajeados e impermeabilizados y techo de concreto armado (losa maciza) de 0.15 m de espesor.

Figura 64: Reservorio y caseta de válvulas – vista en planta

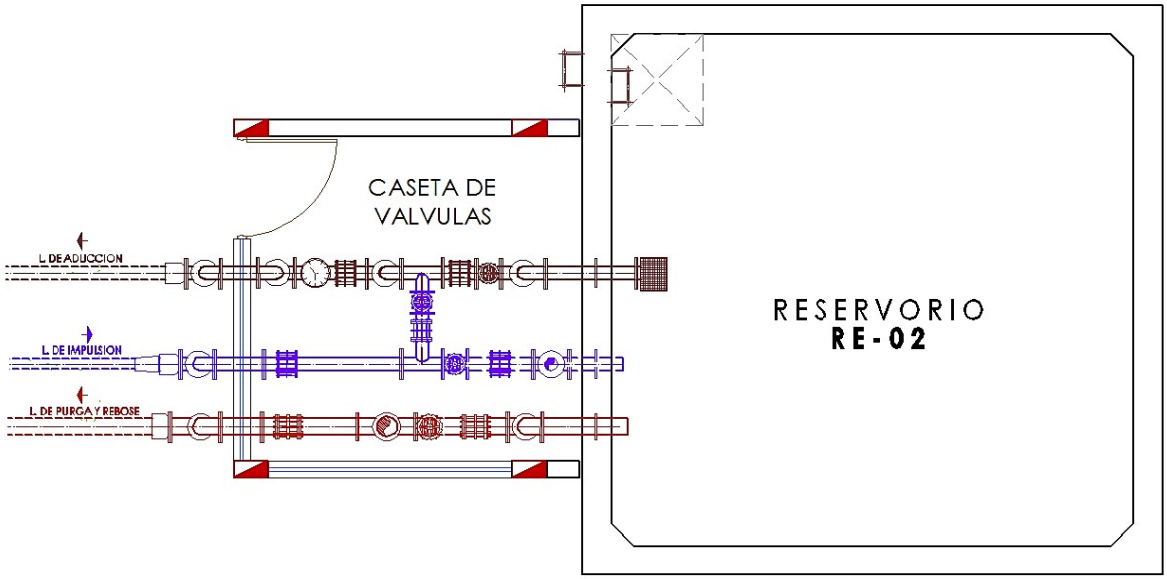
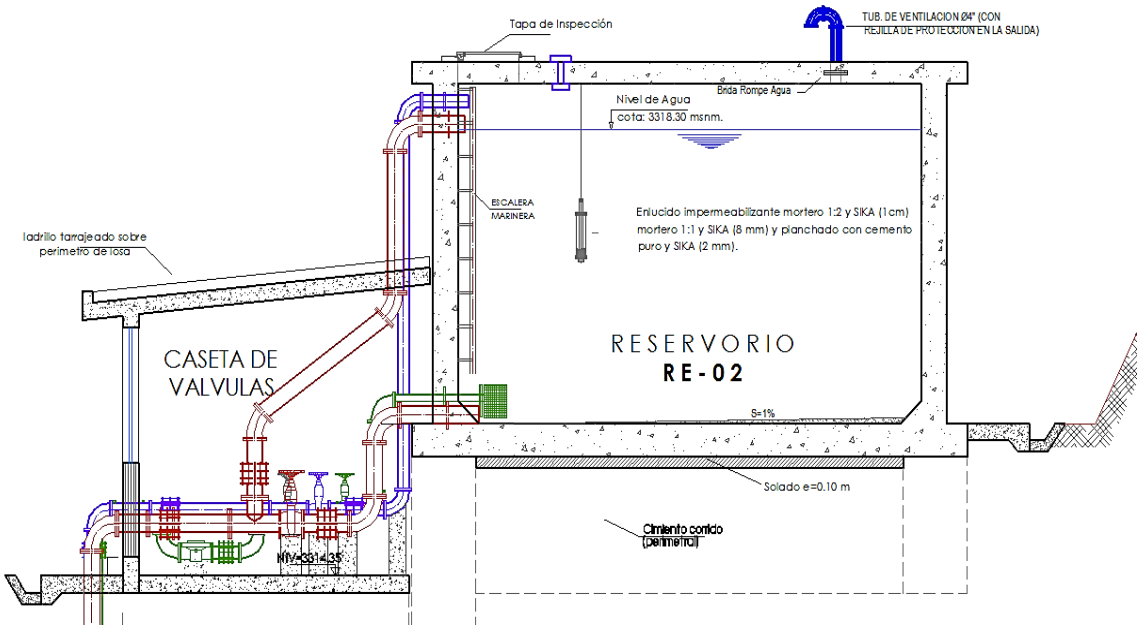


Figura 65: Reservorio y caseta de válvulas – vista en elevación



3.1.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

A. Periodo de diseño: 20 años

B. Población de diseño

Población actual (Pa): tomaron datos de Censos de Población y Vivienda (INEI), de donde se obtuvo una población actual de 3648 habitantes.

Población futura (Pf): fue calculada por diferentes métodos (aritmético, geométrico, parabólico y exponencial), de los cuales se obtuvo un valor de 4862 habitantes, de los cuales 699 pertenecen al sector 02, para el cual se diseña el reservorio.

C. Dotación: teniendo en cuenta las costumbres y clima el proyecto considera una dotación de 160 lt/hab/día.

D. Variaciones de consumo

El proyecto considera el coeficiente de variación diaria es 1.3, y de variación horaria 1.8.

La población futura para el Sector 02 (reservorio proyectado) con un porcentaje de cobertura de 95 % es 664 habitantes.

Gasto promedio (Qm) = 664 hab x 160lt/hab/d / 86400 s/d = 1.23 lt/s

Gasto máximo diario (Qmd) = 1.3 x 1.23 lt/s = 1.60 lt/s

Gasto máximo horario (Qmh) = 1.8 x 1.23 lt/s = 2.21 lt/s

3.1.4. DISEÑO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO APOYADO

Se ha calculado el volumen de agua del reservorio considerando el 20% de la demanda Diaria de la población.

- Vregulación = 0.20 x Qmd
- Vregulación = 0.20 x 1.60 lt/s x 86400/1000 = 27.65 m3
- Vcontra incendio = 10 m3
- Vreserva = 11 m3

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO = 48 m3

3.2. PROYECTO CON FINES RECREATIVOS/DEPORTIVOS

3.2.1. NOMBRE DEL PROYECTO

CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA RECREATIVA-DEPORTIVA (PISCINA SEMIOLÍMPICA) EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA TÚPAC AMARU DEL DISTRITO DE CHILCA – HUANCAYO – JUNÍN

3.2.2. CARACTERÍSTICAS:

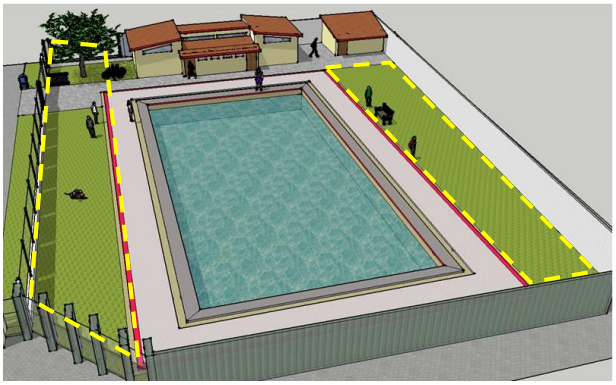
A. UBICACIÓN Y DISPOSICIÓN

El proyecto cumple con las consideraciones de las normas aplicables a la construcción de piscinas, de la siguiente manera:

- Está ubicado en la Institución Educativa Túpac Amaru, que cuenta con terreno disponible y con autorización de la Municipalidad correspondiente.
- Tiene un cuarto de máquinas con espacio suficiente para albergar los equipos de bombeo y filtros.

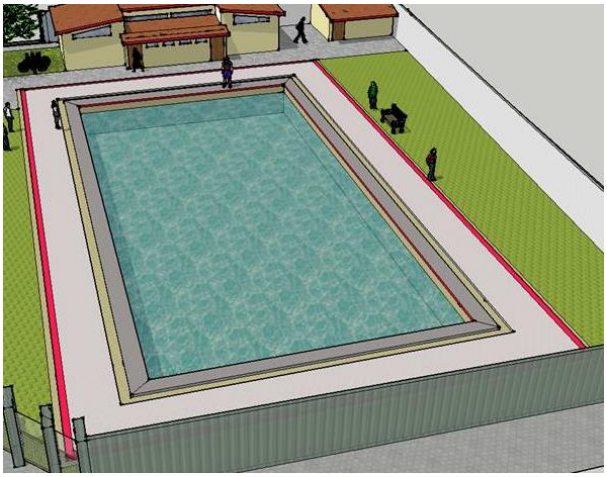
- Tiene una zona de descanso, que comprende área verde con una superficie libre de 120 m2.

Figura 66: Zona de descanso de la piscina



- Presenta un área que rodea el estanque de la piscina **l**lamado **Paseo perimetral o zona de pies descalzos**, cuyo ancho es 2.00 m y con superficie antideslizante y drenaje hacia el desagüe.

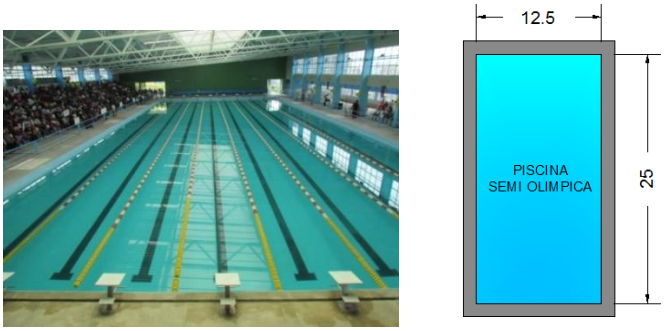
Figura 67: Paseo perimetral de la piscina



B. CLASIFICACIÓN Y USOS

De acuerdo a la clasificación, la estructura diseñada es una piscina deportiva semi olímpica de 12.50 m de ancho y 25.00 m de largo, con una profundidad promedio de 1.70 m, el cual está destinada a diferentes usos.

Figura 68: Piscina semi olímpica



- La piscina es utilizada para **chapoteo**, en horarios indefinidos, ya que las personas visitan el lugar acompañados de sus hijos, cuando disponen de tiempo libre.

Figura 69: Piscina para chapoteo



- La piscina es utilizada también para educación física y **enseñanza** de la natación. Cuando se trata de educación física es utilizada principalmente los alumnos del colegio. Para el caso de enseñanza, lo utilizan los aspirantes a las escuelas policiales, y también personas con la intención de aprender la natación.

Figura 70: Piscina destinado a la enseñanza



- También es utilizado como piscina de **recreo,** esparcimiento y baño de jóvenes y adultos, sobre todo no nadadores.

Figura 71: Piscina destinada al recreo



- Además, se utiliza como piscina de **natación,** generalmente en pequeñas competencias organizadas por las academias pre policiales.

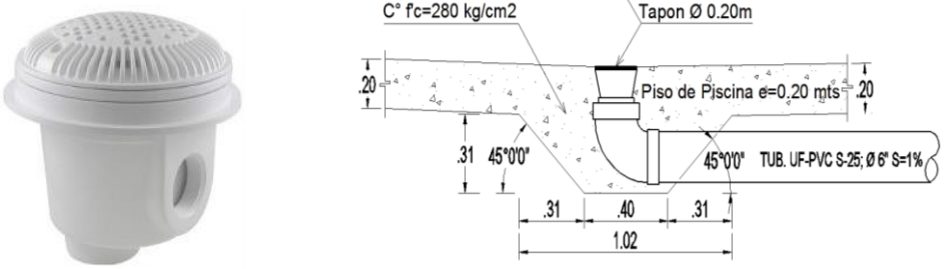
Figura 72: Piscina para natación



C. INSTALACIONES Y OTROS SERVICIOS

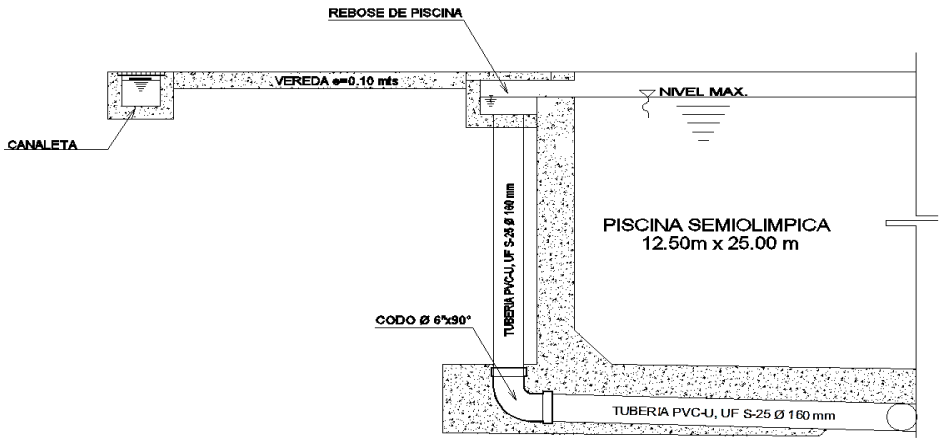
- El drenaje de fondo cubierto con rejillas apropiadas, instalados en la parte más profunda del estanque y su diámetro fue calculado considerando el volumen y el tiempo de vaciado del agua.

Figura 73: Detalle de drenaje de fondo de la piscina



- La piscina tiene lámina de agua superior a los 200 m2, por lo tanto, se utiliza **canaletas de rebose** como sistema de limpieza del agua superficial, los cuales están instalados en el perímetro del estanque con pendientes hacia los drenes.

Figura 74: Detalle de canaleta de rebose de la piscina



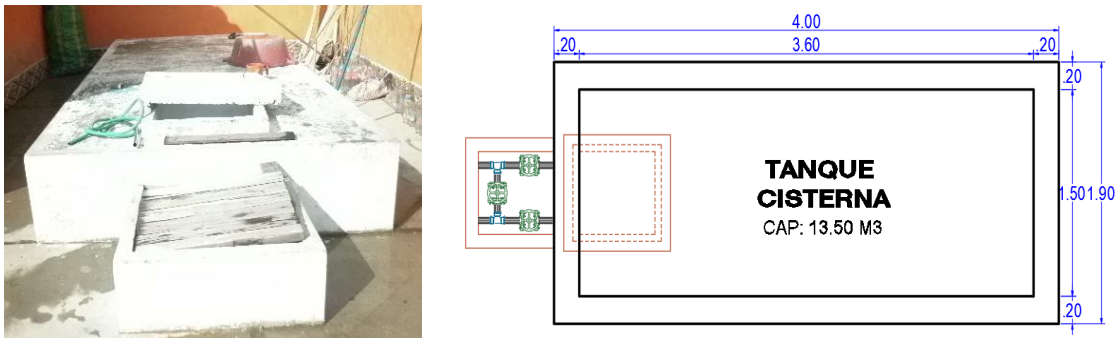
- La piscina cuenta con una **canaleta exterior** en todo su perímetro, que permite la evacuación de las aguas superficiales producto de la salida de los usuarios del estanque. Estas aguas son evacuadas al desagüe por medio de sumideros de 2 pulgadas.

Figura 75: Canaleta exterior para drenaje de la piscina



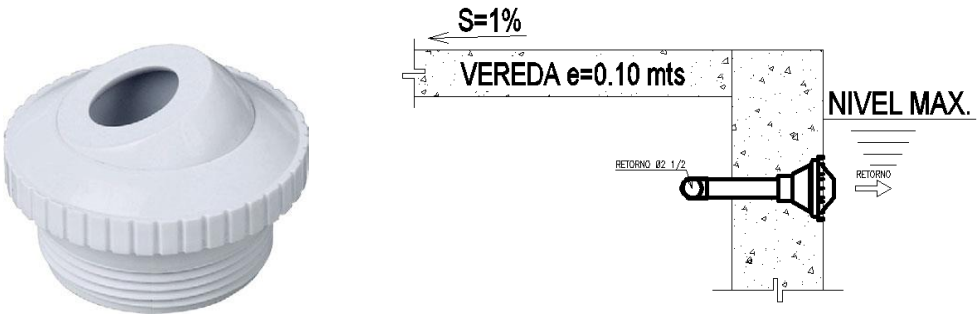
- La piscina esta provista de un sistema de abastecimiento de agua limpia. Este es un **tanque cisterna de** 13.5 m3, el cual permite regular el nivel necesario de agua.

Figura 76: Tanque cisterna utilizado para la compensación del agua de la piscina



- Las **boquillas de retorno** están separadas cada 5 m para evitar la formación de agua estancada. Se colocaron a 0.30 m del nivel normal del agua en el estanque.

Figura 77: Detalle de boquillas de retorno de agua hacia la piscina



- Como la piscina tiene lámina de agua superior a los 200 m2, se instalaron **boquillas de aspiración** con la finalidad de facilitar la evacuación del agua al sistema de recirculación.

Figura 78: Boquilla de aspiración para drenaje de agua de la piscina



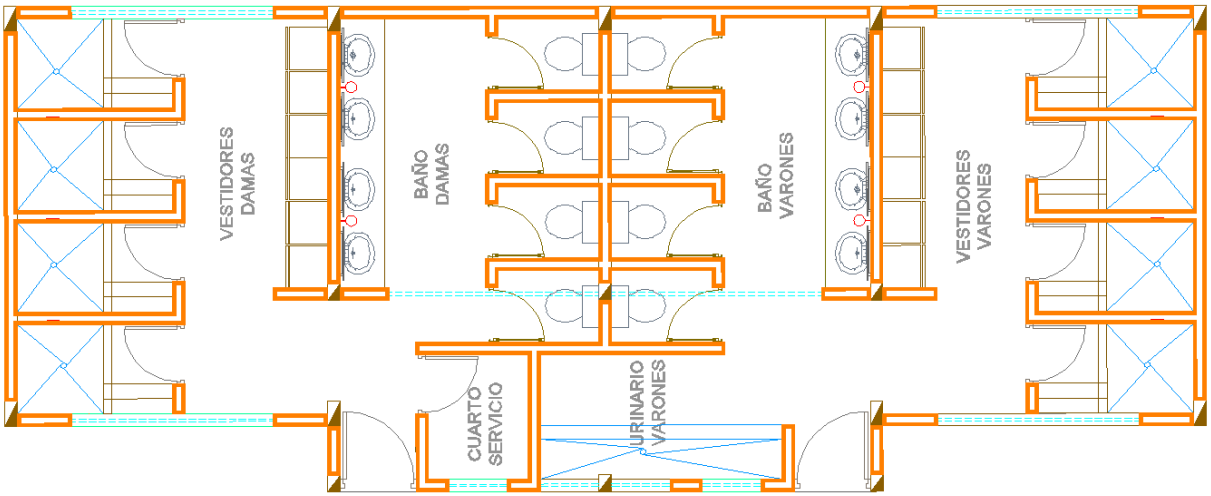
- La piscina tiene instalado una **escalera** de material antideslizante y anticorrosivo con barandales.

Figura 79: Escalera metálica para ingreso y salida a la piscina



- La piscina tiene 08 **duchas**, 04 para varones y 04 para mujeres.
- La piscina no cuenta con **lava pies**, por lo que se recomienda un baño previo al ingreso del estanque.
- Los **servicios higiénicos** cuentan con 04 inodoros y 04 lavatorios para cada sexo. Además, un urinario común para los varones.
- La piscina cuenta con 04 **vestuarios**, para cada sexo, los cuales son cabinas individuales.
- Por lo general la piscina es de uso diurno, por tanto, no hay necesidad de instalación de luminarias.

Figura 80: Instalaciones sanitarias (servicios higienicos) en la piscina

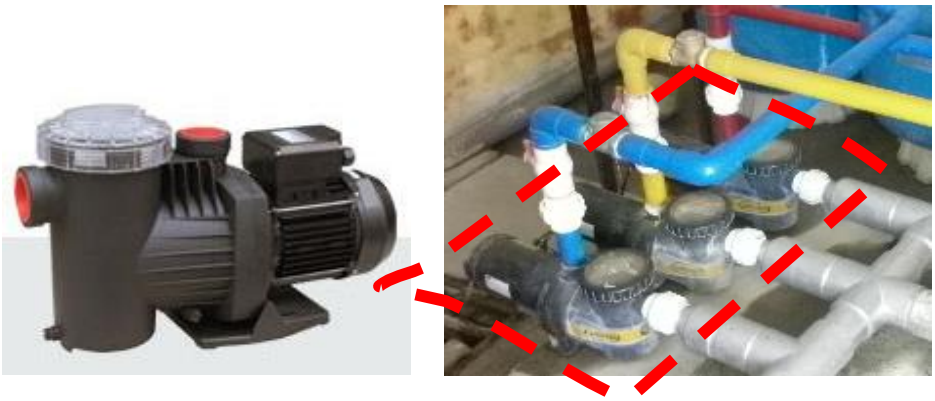


D. SISTEMA DE RECIRCULACIÓN DEL AGUA

El sistema de recirculación de la piscina está constituido por:

- 03 Bombas de agua con sus respectivas trampas de pelo.

Figura 81: Ubicación y detalle de las bombas de agua para recirculación de agua



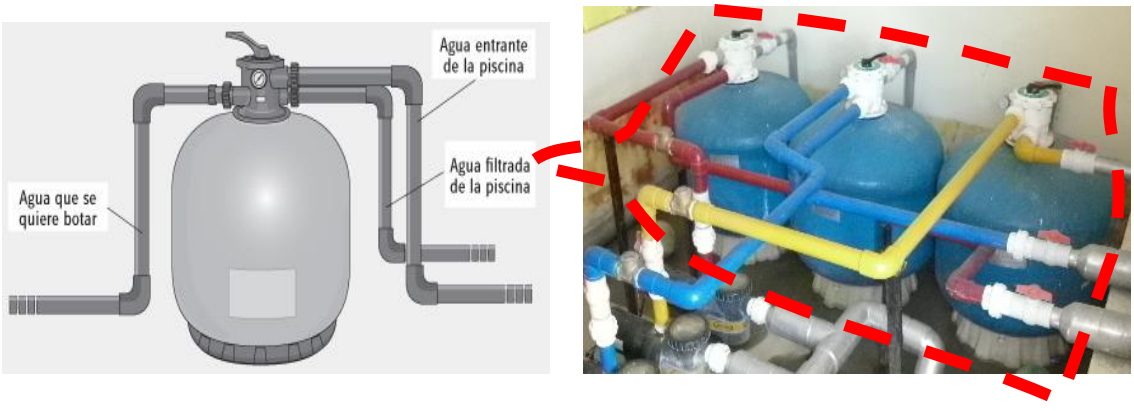
- Sistema de tuberías, válvulas y manómetro

Figura 82: Detalle de tuberías y válvulas para recirculación del agua



- 03 Filtros con su respectiva válvula selectora

Figura 83: Ubicación y detalle de filtros y válvulas selectoras para recirculación del agua



3.3. PROYECTO CON FINES PRODUCTIVOS

3.3.1. NOMBRE DEL PROYECTO

APROVECHAMIENTO PRODUCTIVO DE TRUCHAS DEL RIO VISCAS EN LA ZONA DE ZUTULI PAMPA EN EL DISTRITO DE QUILCAS”

3.3.2. COMPONENTES

La infraestructura piscícola está conformada por:

- **Bocatoma de demasías compuerta tornillo:** infraestructura hidráulica que permite el ingreso necesario de agua para la piscigranja. Tiene una longitud de 7.50 m, con paredes de 0.50 m de espesor y 2.00 m de altura. Para el control del ingreso de agua tiene una compuerta metálica 1.5 m x 11/2” con un tornillo metálico de 1.30 m x 1”.

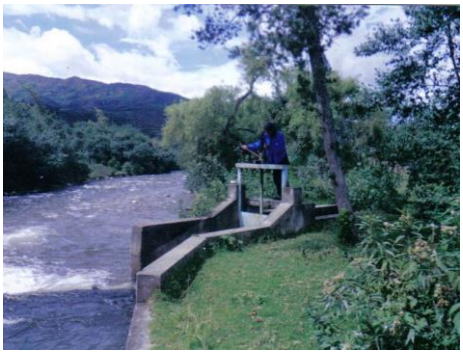
Figura 84: Bocatoma de demasías



- **Bocatoma de ingreso compuerta tornillo:** regula la entrada de agua a la piscigranja. Para el proyecto se necesita 570 l/s, distribuidos en 15 estanques, que se propone 30 l/s para tres estanques de alevinos, 40 l/s para 12 estanques (juveniles, pre comercial comercial).

  Tiene un ancho de bocatoma de 1.00 m, con paredes de 0.50 de espesor y 2.00 m de altura. Para el control del ingreso de agua tiene una compuerta metálica 1.5 m x 1/2” con un tornillo metálico de 1.20 m x 1/2”.

Figura 85: Bocatoma de ingreso



- **Desarenador tipo sutro:** sirve para la sedimentación de partículas gruesas y finas que arrastra el rio, disminuyendo la turbidez del agua que ingresa a la piscigranja. La estructura comprende paredes de 7.00 m de longitud, con espesor de 0.30 m. el ancho de la estructura es de 3.00 m, con longitud de entrada y salida de 1.00 m. la altura de pared inicial es de 0.90 m, llegando hasta una altura final de 2.50 m.

Figura 86: Desarenador tipo sutro



- **Canal principal:** es la estructura por donde ingresa el caudal de agua mínimo y máximo que requiere la piscigranja. Se tiene un canal de sección trapezoidal de 377.50 m de longitud, con base menor de 1.00 m, base mayor de 1.20 m y espesor de paredes e 0.30 m.
- **Canal secundario:** sirven para el abastecimiento de agua a los estanques. Se tiene 01 canal rectangular de abastecimiento para alevinos con una longitud de 12.40 m, espesor de paredes de 0.20 m, ancho de canal de 1.00 m y profundidad de 0.30 m. también hay 03 canales rectangulares de abastecimiento para juveniles, pre comerciales y comerciales, cuya longitud es de 23.00 m, espesor de paredes de 0.20 m, ancho de canal de 1.00 m y profundidad de 0.30 m.

Figura 87: Canal principal y secundario



- **Estanques rectangulares:** están distribuidos de acuerdo a la etapa de cultivo.
- **03 Estanques para alevines**, largo 15.00 m y ancho 3.00 m, profundidad inicial de 0.90 m y profundidad final de 1.20 m, pendiente 2% y con un vertedero cola de pato de 0.40 x 0.40 m. El caudal que se requiere para cada estanque es de 30 l/s.
- **04 Estanques para juveniles**, largo 15.00 m y ancho 5.00 m, profundidad inicial de 0.90 m y profundidad final de 1.30 m, pendiente 2.6% y con un vertedero cola de pato de 0.40 x 0.40 m. El caudal que se requiere para cada estanque es de 40 l/s.
- **04 Estanques para pre comerciales**, largo 15.00 m y ancho 5.00 m, profundidad inicial de 0.90 m y profundidad final de 1.30 m, pendiente 2.6% y con un vertedero cola de pato de 0.50 x 0.50 m. El caudal que se requiere para cada estanque es de 40 l/s.
- **04 Estanques para comerciales**, largo 15.00 m y ancho 5.00 m, profundidad inicial de 0.90 m y profundidad final de 1.30 m, pendiente 2.6% y con un vertedero cola de pato de 0.50 x 0.50 m. El caudal que se requiere para cada estanque es de 40 l/s.

Los estanques son independientes y están propuestos de forma paralela para un mejor control y buena producción.

Figura 88: Distribución de estanques rectangulares



- **Canal de desagüe:** es un canal de forma rectangular independiente para cada estanque, el cual conduce el agua sobrante hacia el río o hacia un sedimentador, para luego ser utilizado para riego u otros fines.

Figura 89: Canal de desagüe de los estanques



3.4. PROYECTO DESTINADO AL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

3.4.1. NOMBRE DEL PROYECTO

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LOS POBLADOS DE PACHACHA, RAQUINA Y SUCLLA EN EL DISTRITO DE PUCARÁ - PROVINCIA DE HUANCAYO – JUNÍN.

3.4.2. COMPONENTES

El proyecto comprende el sistema de abastecimiento de agua potable y su respectivo sistema de alcantarillado para las localidades de Pachachaca, Raquina y Jatun Suclla, del distrito de Pucará.

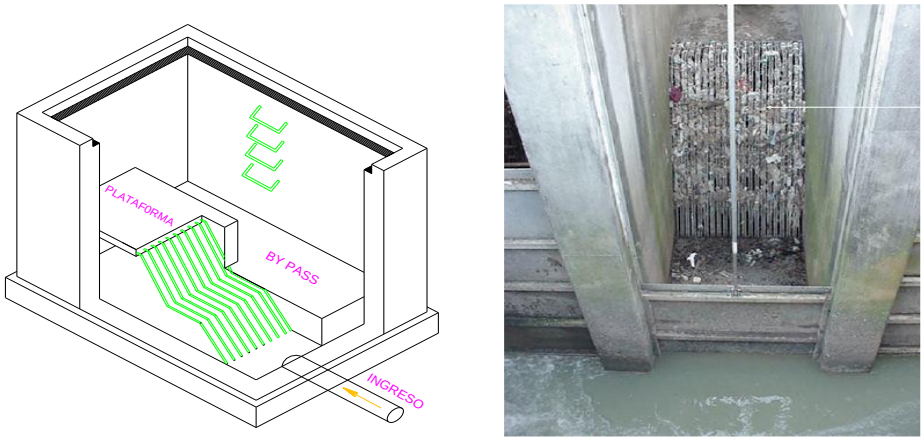
El sistema de alcantarillado está conformado por un sistema de red de colectores (tuberías de PVC Ø 8” y 6”) y buzones de inspección.

Para el tratamiento de las aguas se plantea un sistema de tanque imhoff y lecho de secado.

- **TANQUE IMHOFF**

El tanque imhoff es una unidad de tratamiento primario, que para su buen funcionamiento requiere que las aguas residuales pasen por tratamiento preliminar mediante desarenadores y cámaras de rejas, para remover las partículas y cualquier material de gran tamaño que pudiera alterar los procesos de estas unidades o dañar las estructuras.

Figura 90: Cámara de rejas para tratamiento preliminar de aguas residuales



Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara.

El tanque imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos: Cámara de sedimentación, cámara de digestión de lodos y area de ventilación y acumulación de natas.

Figura 91: Vista en planta del tanque imhoff

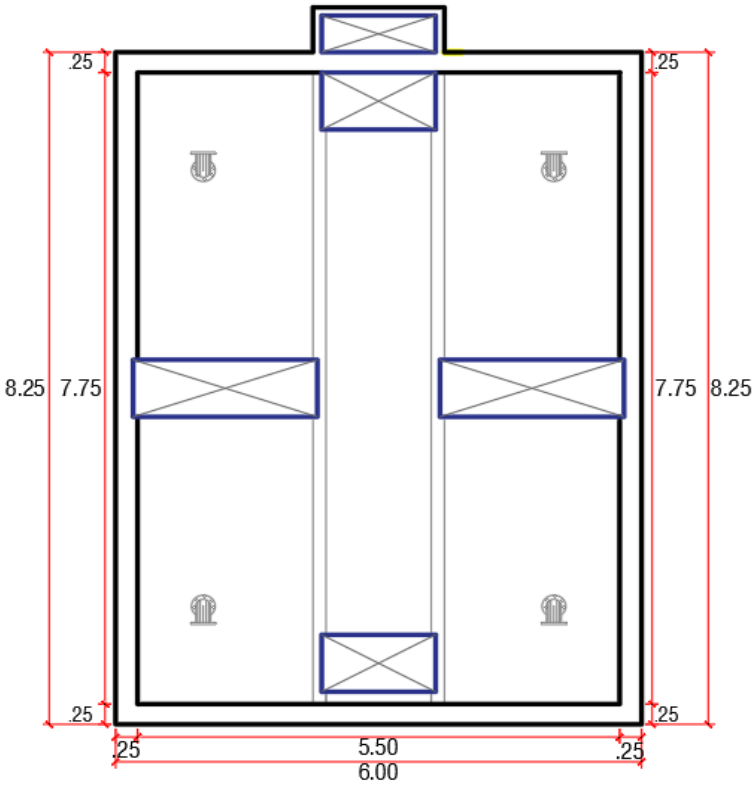
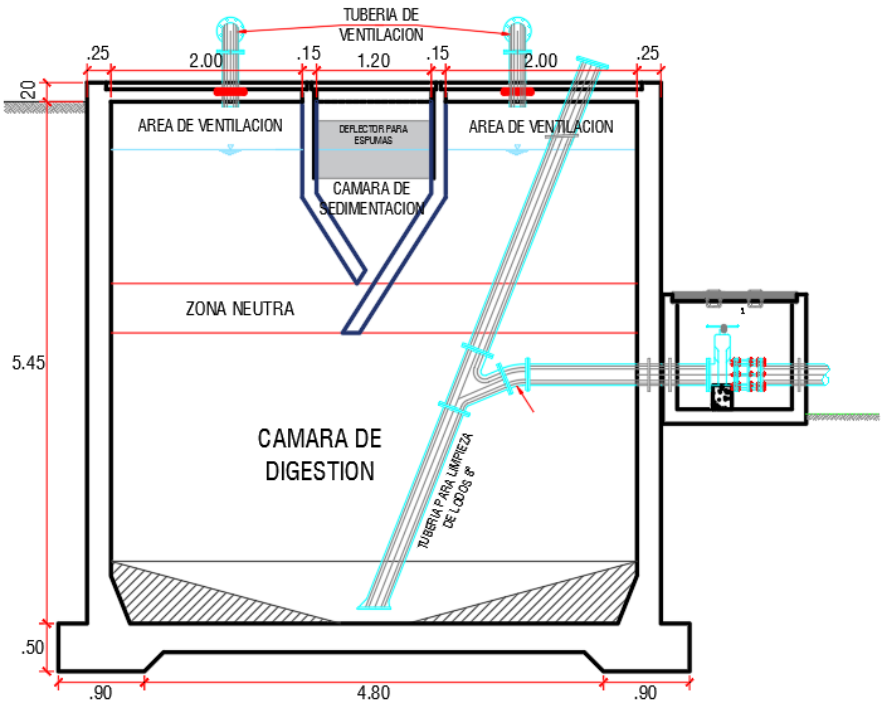


Figura 92: Vista en elevación del tanque imhoff (corte transversal)



Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran.

Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta lo ideal para pequeñas comunidades.

Figura 93: Vista en planta del lecho de secado

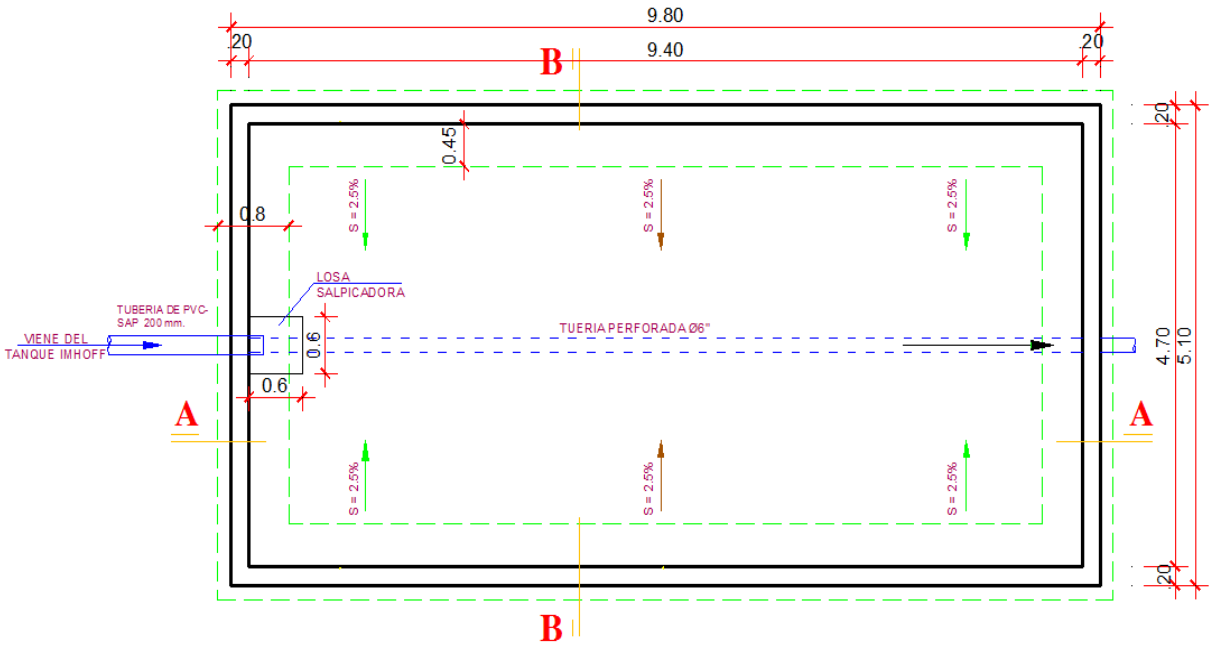


Figura 94: Corte longitudinal A-A del lecho de secado

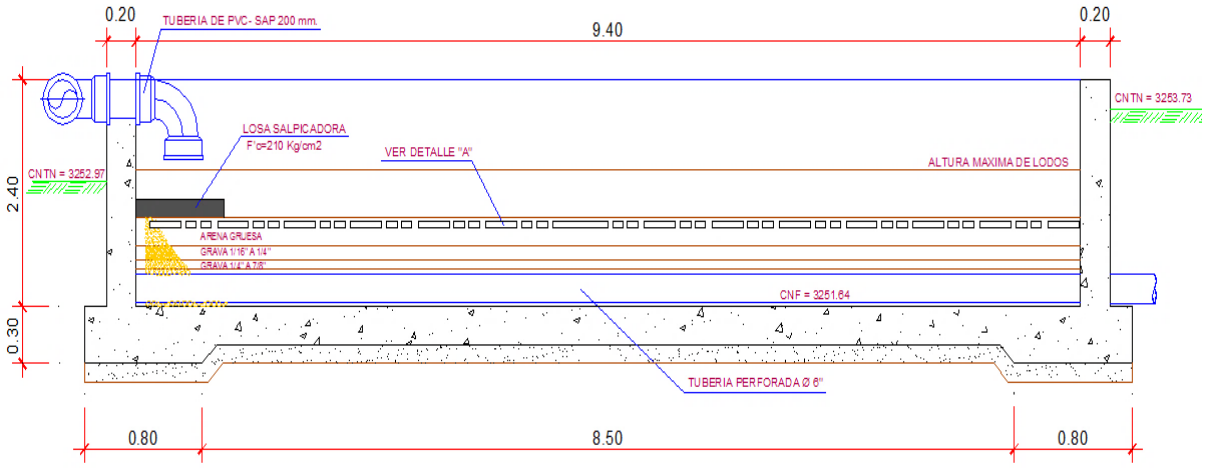
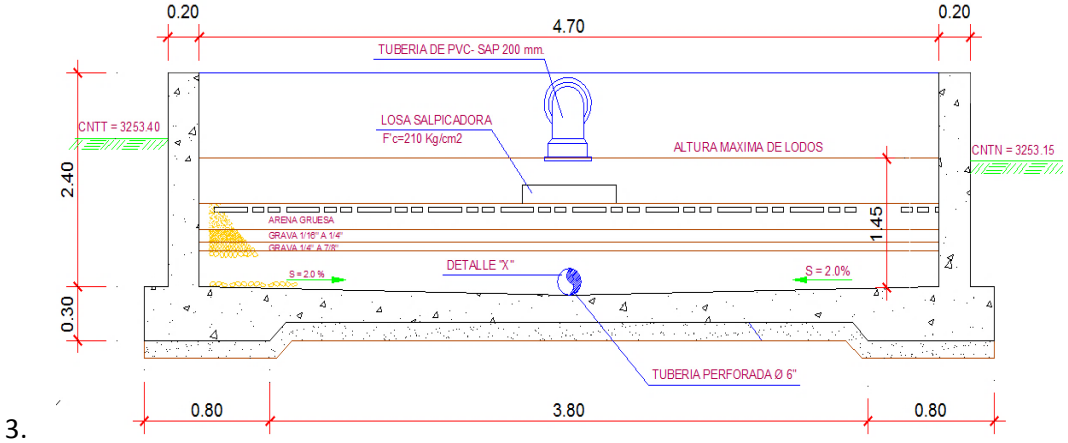


Figura 95: Corte transversal B-B del lecho de se



3.

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS TANQUES RECTANGULARES SELECCIONADOS

Los tanques rectangulares que se diseñarán son los seleccionados en el Capítulo I, nuevamente citados a continuación: reservorio apoyado, tanque cisterna, piscina, estanques para crianza de truchas, tanque imhoff y lecho de secado.

Las estructuras mencionadas serán diseñadas según la norma técnica E.060-2009 Concreto Armado, complementada con el Código del Medio Ambiente, ACI 350-2006, el cuál recomienda el método de diseño por resistencia última, amplificada además por un coeficiente de durabilidad sanitaria. Posteriormente al diseño mencionado, se debe verificar los espaciamientos máximos de las armaduras bajo cargas de servicio para garantizar la impermeabilidad de los tanques.

El análisis estructural de las paredes, fondos y techos (tanques cerrados) con comportamiento bidireccional, se ejecutará mediante el uso de las siguientes tablas: PCA (Portland Cement Asociation), Bares, coeficientes de la norma E.060, cuyos resultados serán verificados con el programa SAP2000. Para el caso de paredes, fondos y techos con comportamiento unidireccional, se utilizarán cualquiera de los métodos clásicos existentes, según sea el caso.

Para todos los tanques se asume que están ubicados en un suelo que corresponde a un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) de un proyecto en ejecución, de una institución educativa donde se han construido: piscina y tanques cisterna, cuyo autor es el Ing. José

Pereyra Araujo. Los datos obtenidos de este EMS (ver Anexo C), para los fines del diseño de todos los tanques, son:

- Clasificación SUCS del suelo: GW-GM
- Peso específico del suelo ω = 1680 kg/m3
- Capacidad portante del terreno q_{adm} = 4.33 kg/cm2 = 43.30 ton/m2
- Ángulo de fricción interna ϕ = 32.9º
- Cohesión c = 0.00 kg/m

4.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN RESERVORIO SUPERFICIAL APOYADO EN EL TERRENO

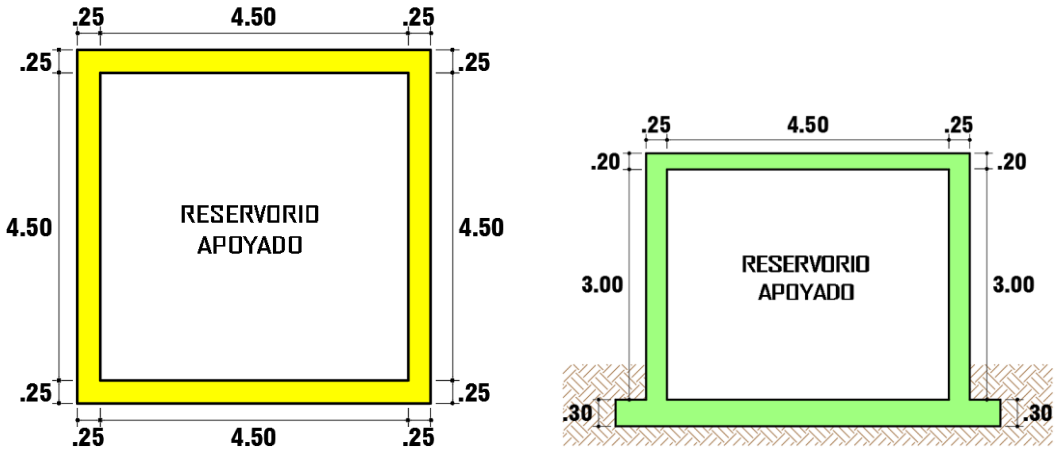
Se diseña un reservorio, con tapa, apoyado sobre la superficie del terreno cuya función es el almacenamiento de agua potable para abastecer una población de 664 habitantes.

Según lo mencionado en el Capítulo III, se ha tomado como referencia el proyecto sanitario titulado “Mejoramiento y ampliación de los sistemas de agua potable y alcantarillado de la localidad de Orcotuna”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 4.50 x 4.50 metros
- Altura: 3.00 metros
- Capacidad: 50 m3.

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación del reservorio, de acuerdo a los planos mostrados en el proyecto mencionado:

Figura 96: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del reservorio a diseñar



El proceso seguido para el diseño del reservorio es el siguiente: 1) dimensionamiento de las paredes y losa de tapa del reservorio; 2) determinación de las condiciones de borde en las paredes y losa de tapa del reservorio; 3) condiciones de carga para el análisis de las paredes del reservorio; 4) diseño de las paredes del reservorio con las tablas de la PCA; 5) diseño de las paredes del reservorio con las tablas de Bares; 6) diseño de la losa de tapa del reservorio con las tablas de coeficientes de norma E.060; 7) diseño de la losa de fondo del reservorio con las tablas de coeficientes de la norma E.060; 8) diseño del reservorio con el programa SAP2000; 9) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo del reservorio.

4.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO

Las paredes del reservorio serán losas macizas apoyadas en sus cuatro lados, por lo tanto, su dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 4.5/3.0 = 1.5 < 2 => las paredes tienen comportamiento bidireccional

El espesor mínimo (e) de las paredes del reservorio es:

- Según ACI 350: e = l/30 = 3/30 = 0.10 m

  h ≥ 3.0 m => e_{min} = 0.30 m

- Según Jiménez, García y Morán:

  Si h ≤ 6.0 m => e = 0.10h = 0.1 x 3 = 0.30 m

Como las paredes del reservorio tienen una altura de 3 m, entonces, utilizamos el espesor mínimo de **e = 0.30 m** de acuerdo a la consideración del ACI 350 (Artículo 14.6.2).

La estructura de la tapa, será también una losa maciza apoyada en sus cuatro lados, por lo tanto, el dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 4.5/4.5 = 1 < 2 => la losa de tapa tiene comportamiento bidireccional

Entonces el espesor mínimo de la losa de tapa se calcula, como sigue:

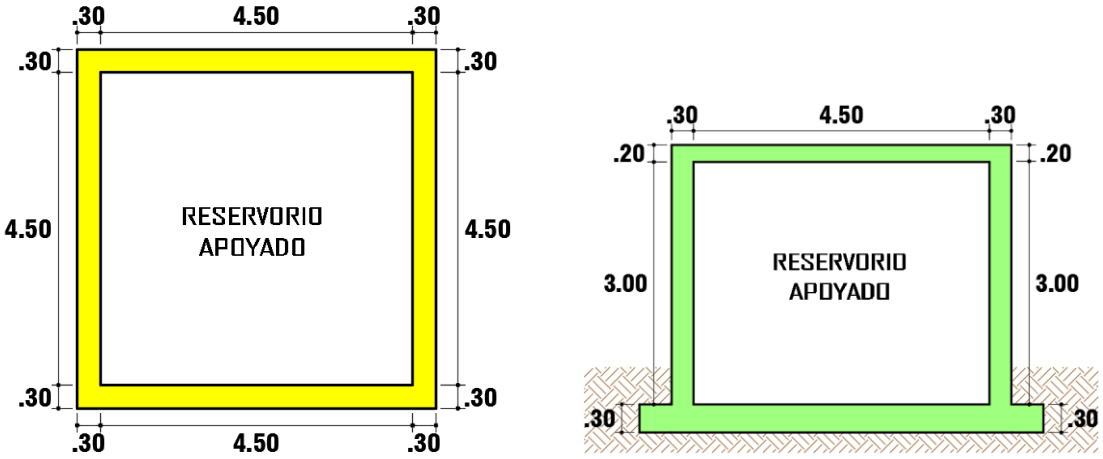
e = ln/40 = 4.5/40 = 0.113 m

e = Perímetro / 180 = 4.5 x 4 / 180 = 0.10 m

Entonces, el espesor mínimo sería 0.15 m, pero como la losa tendrá recubrimiento de 5 cm es necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de la losa de tapa de reservorio tendrá un espesor constante **e = 0.20 m**

De acuerdo al dimensionamiento, las dimensiones de las paredes y tapa del reservorio varían con respecto al proyecto, entonces las nuevas dimensiones del reservorio son los siguientes:

Figura 97: Dimensiones corregidas en planta (izquierda) y dimensiones en elevación (derecha) del reservorio a diseñar



4.1.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO

El tanque está conformado por cuatro muros con las mismas dimensiones eje a aje de 4.75 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales y en su borde inferior con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados.

Para el caso del borde superior, verificamos la relación de rigideces entre las paredes y la tapa, teniendo en cuenta las expresiones recomendadas por el ACI, para la verificación de las condiciones de apoyo, para el caso de pórticos conformados por vigas y columna (NTE-060).

La expresión recomendada por el ACI para evaluar las condiciones de apoyo, pared-losa tapa, mediante la relación de rigideces a flexión (K_{pared} / K_{tapa}), se determina como sigue:

- Kpared / Ktapa > 8 => Empotramiento perfecto
- Kpared / Ktapa < 8 => Semi empotrado o simplemente apoyado

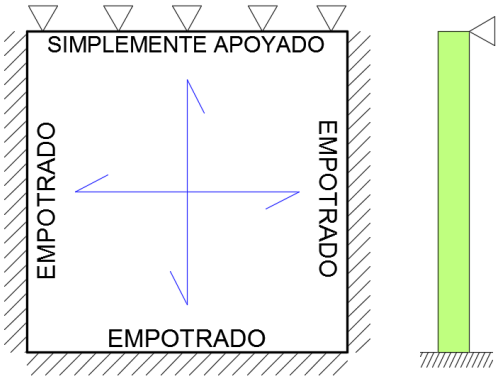
Donde: K = 4EI/L; E = módulo de elasticidad del concreto; I = $bh^3/12$**,** h = espesor de pared o losa tapa. El momento de inercia se calcula para una sección de elemento de ancho 1.00 m.

Tabla 11: Cálculo de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del reservorio

ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	LONGITUD (cm)	INERCIA (I)	RIGIDEZ (K)	Kpared / Ktapa
PARED	100	30	307.5	225000	731.71	5.27
TAPA	100	20	480	66666.67	138.89	

La relación de rigideces Kpared / Ktapa = 5.27 < 8. Entonces, la losa de tapa se considera simplemente apoyado en las paredes del reservorio; sin embargo, le adicionaremos en el apoyo un momento de monolitismo de $w_u l^2/16$ (Artículo 8.3.4 de la E.060).

Figura 98: Condiciones de borde de las paredes y tapa del reservorio



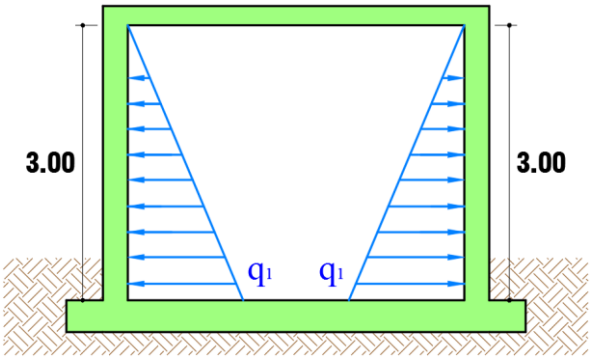
4.1.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO

El tanque analizado es una estructura superficial, por tanto, la condición de carga más desfavorable se presenta cuando el tanque está completamente lleno. Entonces, tendremos en cuenta la siguiente condición de carga:

Condición de carga única: Prueba para fugas

Como se trata de un reservorio superficial apoyado en el suelo, solo se considera la condición de carga más crítica, cuando el tanque está lleno. Esta consideración puede presentarse en cualquiera de los dos casos: 1) para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo; y 2) ante la probabilidad de ocurrencia de que se malogre el flotador del tanque.

Figura 99: Condición de carga única para el diseño del reservorio



Presión del agua (distribución triangular):

$$q_1 = \gamma\, H = 1000\ \text{kg/m3 x } 3.00\ \text{m} = 3000\ \text{kg/m2}$$

4.1.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE LA PCA

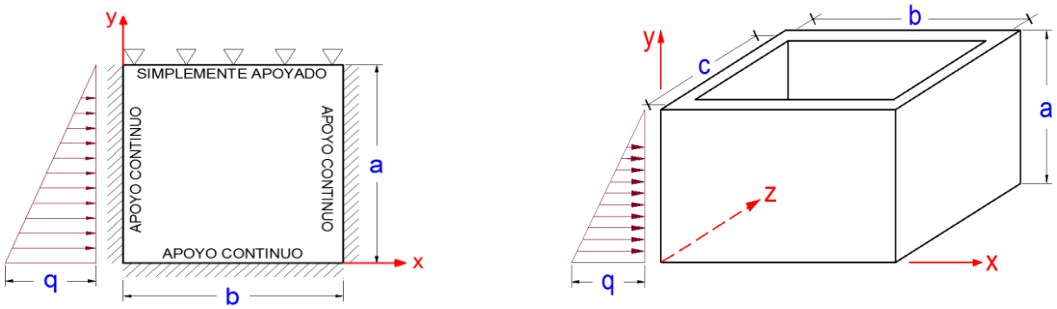
Para el diseño de las paredes, las condiciones de borde de acuerdo a la Figura 98 del Ítem 4.1.2, se consideran simplemente apoyado en el borde superior y empotrado en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual trabajaremos con el **CASO 4** de las tablas de la PCA.

Figura 100: Caso 4 de la PCA para el diseño de las paredes del reservorio

CASO 4

BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS



Con fines de emplear la nomenclatura de las tablas de la PCA, identificaremos a la altura del tanque a=3.00 m, la longitud del muro largo es igual a la longitud del muro corto b=c=4.80m, obteniendo las siguientes relaciones de longitudes:

Relación: largo/alto = b/a = 4.80/3.0 = 1.60 para el muro largo

Relación: ancho/alto = c/a = 4.80/3.0 = 1.60 para el muro corto

El diseño de las paredes del reservorio comprende los siguientes procesos:

- Diseño por corte de las paredes del reservorio para la condición de carga única.
- Diseño por flexión de las paredes del reservorio para la condición de carga única.
- Control de fisuras para la condición de carga única.

4.1.4.1. Diseño por corte de las paredes del reservorio para la condición de carga única

El cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del reservorio se realiza de forma sencilla utilizando los coeficientes de corte (Cs) del Caso 4 de la PCA, el cual se muestra a continuación en la Tabla 12.

Debido a que la tabla mencionada no tiene valores para relaciones b/a = c/a = 1.60, se trabaja con los valores de relación b/a = c/a = 1.75 (*), ya

que tiene valores más altos y proporciona mayor seguridad en el diseño. La posibilidad de interpolación de valores es mínima ya que se tiene valores muy cercanos que no alteran los resultados obtenidos.

(*) Tablas mostradas en el capítulo 2 de la PCA, página 2-23.

A continuación, se desarrolla el diseño por corte con la tabla del Caso 4, cuya presentación en la PCA es la que se muestra a continuación:

CASO 4

$$\text{Corte} = \text{Cs x q x a}$$

$$\text{Deflexión} = \frac{C_d \, q \, a^4}{1000 \, D}$$

$$D = \frac{E \, t^3}{12(1-\mu^2)}$$

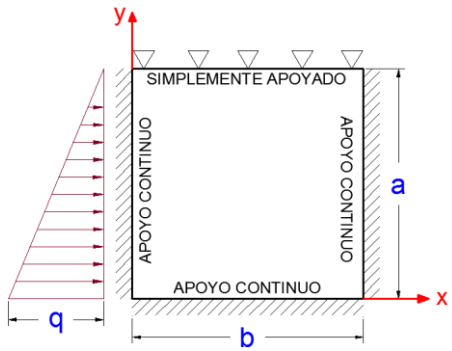
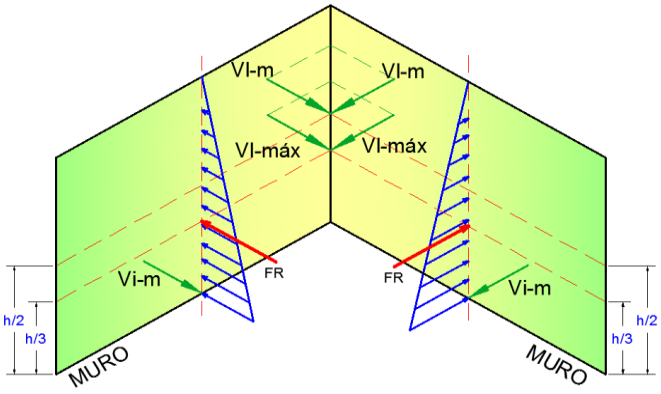


Tabla 12: Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del reservorio (PCA)

Coeficientes de corte, Cs												
Localización		b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Borde inferior	Punto medio	Vi-m	0.40	0.40	0.40	0.40	**0.39**	0.38	0.36	0.32	0.26	0.20
Borde lateral	Máximo	Vl-máx	0.26	0.26	0.26	0.27	**0.26**	0.26	0.25	0.24	0.22	0.17
Borde lateral	Punto medio	Vl-m	0.26	0.26	0.26	0.26	**0.26**	0.26	0.25	0.23	0.19	0.13
Borde superior	Punto medio	Vs-m	0.10	0.11	0.11	0.11	**0.11**	0.11	0.09	0.07	0.05	0.03
							Lado largo Lado corto					

Tal como se puede observar se utiliza sólo la tabla mostrada que sirve para determinar fuerzas cortantes. No se utilizará la tabla que permite encontrar deflexiones porque de acuerdo a lo especificado en los artículos 14.6.1 y 14.6.2 del ACI 350, no es necesario determinar las deflexiones debido a que el espesor calculado para la pared según el ítem 4.1.1 es de 0.30 m, el cual, es mayor que la relación l/30 y que las 6", especificadas en el ACI 350.

Figura 101: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del reservorio



Las variables para determinar las fuerzas cortantes máximas, las cuales se ubican en el borde inferior central y en los bordes laterales de las paredes (ver Figura 101), se extraen de la Tabla 12, y son los siguientes:

Para b/a=1.75, Cs=0.39 en el borde inferior del muro corto y muro largo

Cs= 0.26 en los bordes laterales del muro corto y muro largo.

Con estos valores se verifica las cortantes críticas de la siguiente manera:

Cortante resistente del concreto para un ancho b = 1.00 m y espesor constante:

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

d = peralte efectivo = 30 - 6 = 24 cm

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 24 = 21284.63 kg

ϕVc = 0.85 x 21284.63 kg = 18091.94 kg

Cortante en la zona inferior del muro largo, cortante actuante más crítico (Vi-m).

q_1 = γ.a = 1000 kg/m3 x 3.00 m = 3000 kg/m2

Según el método de resistencia, se amplifica la carga por el factor 1.7 correspondiente a la presión del agua:

q_{u1} = 1.7 x 3000 = 5100 kg/m2

Además, según el ACI 350, la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia debe ser amplificado por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Vi-m = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.39 x 5100 x 3.00) = 7757.10 kg

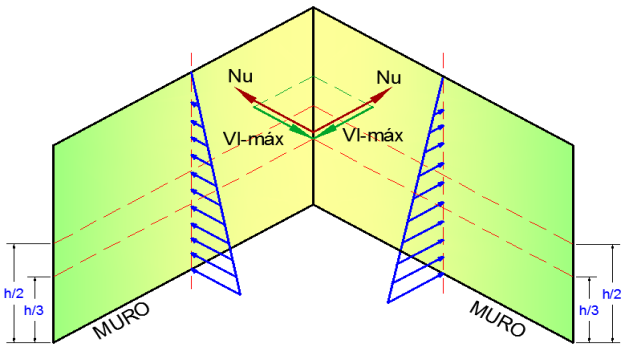
Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 18091.94 kg >> Vi-m = 7757.10 kg => **es correcto**

Cortante en el borde lateral del muro largo (Vl-máx)

En la unión del muro largo y muro corto (esquina), el cortante Vl-máx se convierte en fuerza de tracción directa por efecto de la presión de líquido (ver Fig.102).

Figura 102: Fuerzas de tracción en la unión muro - muro del reservorio



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica.

Según el ACI 350 la fuerza cortante última encontrada con el método de la resistencia, deberá ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S = 1.3.

Entonces el cortante máximo en el borde lateral de la pared larga (Vl-máx), es:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.26 x 5100 x 3.00) = 5171.40 kg

En elementos sometidos a tracción axial significativa el cortante máximo permitido según la NTE E.060 es: $\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{\mathrm{Nu}}{35\ \mathrm{Ag}}\right)\sqrt{\mathrm{f'c}}\ \mathrm{bd}$

Donde: Nu es la tracción en la pared larga causada por la cortante de la pared corta.

Como el análisis es en la pared larga, calculamos la cortante en la pared lateral corta, la cual es una tracción directa en la pared larga, entonces:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.26 x 5100 x 3.00) = 5171.40 kg

Nu = Vl-máx = 5171.40 kg

Ag = 30 x 100 = 3000 cm2

$\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{5171.40}{35\ \mathrm{x}\ 3000}\right)\sqrt{280}\ \mathrm{x}\ 100\ \mathrm{x}\ 24 = 20236.33\ \mathrm{kg}$

ϕVc = 0.85 x 20236.33 kg = 17200.88 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 17200.88 kg >> Vl-máx = 5171.40 kg => **es correcto**

4.1.4.2. Diseño por flexión de las paredes del reservorio para la condición de carga única

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 13, los cuales corresponden al Caso 4 de la PCA. Para ingresar a estas tablas, se requiere definir las relaciones de dimensiones largo/alto (b/a) y ancho/alto (c/a) correspondiente a cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el reservorio que se diseña, las paredes tienen dimensiones iguales para el lado largo y lado corto (planos X-Y e Y-Z respectivamente), es decir b=c, obteniendo de esta manera relaciones b/a = c/a = 1.6. Como las tablas de la PCA no presentan valores para estas relaciones, haciendo un análisis de la variación de estas tablas para las relaciones especificadas en ellas, se ha optado por

elegir las que corresponden a relaciones de lados b/a=2.0* y c/a=1.5*, porque proporcionan coeficientes más conservadores. No es posible la interpolación de valores ya que los coeficientes están dados para diferentes pares de relaciones de longitudes (b/a, c/a).

(*) Tablas mostradas en el capítulo 3 de la PCA, página 3-41.

A continuación, se presenta la tabla de la PCA, Caso 4 con la indicación de las dimensiones del reservorio, y como se tienen dimensiones iguales en las direcciones X y Z, solo se hará uso de la tabla que corresponde al muro largo porque es el lado más crítico y tiene coeficientes más conservadores.

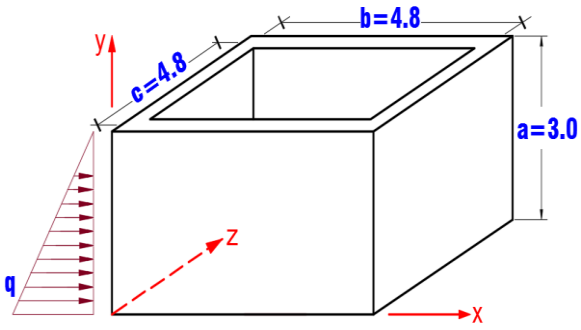
CASO 4

BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS

$$\mathrm{Mx,y,z} = \mathrm{Coef\,x}\frac{\mathrm{q\,a^2}}{1000}$$

$$\frac{b}{a} = 2 \qquad \frac{c}{\mathrm{a}} = 1.5$$



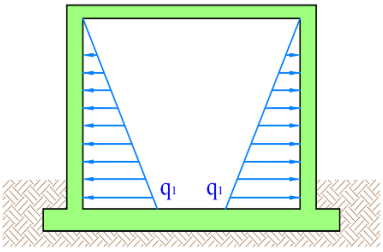


Tabla 13: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del reservorio (PCA)

		COEFICIENTES PARA Mx						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Mxy					
		Esq	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b *	Esq	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b	Esq	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
			0.9b	0.8b	0.7b	0.6b			0.9b	0.8b	0.7b	0.6b			0.9b	0.8b	0.7b	0.6b	
MURO LARGO	Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9	9	6	3	0
	0.9a	-2	1	4	6	8	8	-11	-1	2	3	3	3	1	9	8	5	3	0
	0.8a	-4	2	8	12	15	16	-20	-2	4	6	6	6	1	7	7	4	2	0
	0.7a	-6	3	11	17	21	22	-28	-3	6	8	8	8	0	5	5	3	1	0
	0.6a	-7	4	14	21	24	25	-34	-3	7	10	10	9	0	2	2	1	0	0
	0.5a **	-7	5	15	22	25	26	-36	-3	8	10	10	9	0	1	1	1	1	0
	0.4a	-7	5	15	22	25	26	-34	-2	7	9	8	8	0	4	4	3	1	0
	0.3a	-6	4	10	12	13	13	-28	-1	6	6	5	5	0	7	7	4	2	0
	0.2a	-4	1	1	-1	-2	-3	-18	0	3	2	1	1	1	8	7	4	2	0
	0.1a	-1	-6	-15	-22	-26	-27	-6	-1	-2	-4	-5	-5	1	7	5	3	1	0
	Borde Inf	0	-19	-41	-54	-60	-62	0	-4	-8	-11	-12	-12	0	0	0	0	0	0

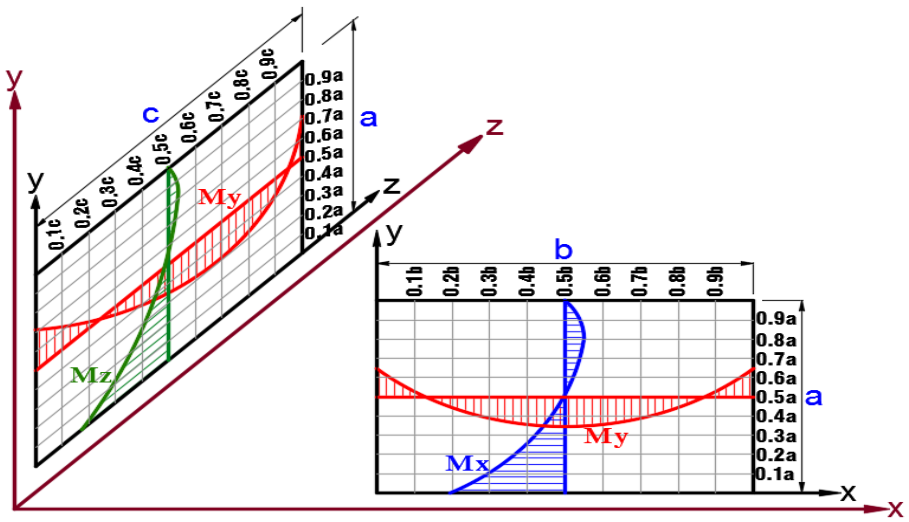
(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro largo para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 103)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro largo para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 103)

		COEFICIENTES PARA Mz						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Myz					
		Esq	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c	Esq	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c	Esq	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c
			0.9c	0.8c	0.7c	0.6c			0.9c	0.8c	0.7c	0.6c			0.9c	0.8c	0.7c	0.6c	
MURO CORTO	Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7	9	7	4	0
	0.9a	-2	0	2	4	5	6	-11	-3	1	3	4	4	1	7	8	6	3	0
	0.8a	-4	0	5	8	10	11	-20	-5	2	6	7	7	1	6	7	5	3	0
	0.7a	-6	1	7	12	15	16	-28	-7	3	8	10	10	0	5	5	4	2	0
	0.6a	-7	1	9	14	18	19	-34	-8	4	10	11	12	0	2	2	1	1	0
	0.5a	-7	1	10	16	19	21	-36	-8	5	10	12	12	0	0	1	1	1	0
	0.4a	-7	2	10	15	18	19	-34	-6	5	9	10	11	0	3	4	3	2	0
	0.3a	-6	2	7	11	12	13	-28	-4	4	7	8	8	0	6	7	5	3	0
	0.2a	-4	0	2	1	1	0	-18	-2	2	3	3	3	1	7	8	6	3	0
	0.1a	-1	-4	-10	-16	-20	-21	-6	-1	-1	-2	-3	-3	1	6	6	4	2	0
	Borde Inf	0	-12	-31	-44	-51	-53	0	-2	-6	-9	-10	-11	0	0	0	0	0	0

En las tablas se observan coeficientes de momentos en franjas divididas cada décima parte de los muros largos y cortos, en el caso de muros largos en el plano X-Y, y para el caso de muros cortos en el plano Y-Z (ver Fig. 103).

Figura 103: Sistema de coordenadas y distribución de momentos en las paredes del reservorio



Los coeficientes Mx y Mz, se utilizan para el cálculo de momentos verticales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx y Mz que permiten el diseño del acero vertical se grafican alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. Por otro lado, los coeficientes My se utilizan para el cálculo de momentos horizontales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes valores de Y. Los coeficientes Mxy y Myz, permiten el cálculo de momentos torsores, los cuales no se presentan en las paredes del reservorio ya que presentan continuidad y simetría.

Como las paredes del tanque tienen dimensiones iguales en las direcciones X y Z, es decir, el muro largo es igual al muro corto, se realizará un solo diseño y será en el lado más crítico, el lado largo, ya que es ahí donde se tienen coeficientes más conservadores. A continuación, se desarrolla el diseño por flexión del muro largo del reservorio para la condición de carga única, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales.

Para dicho fin, se empleará la expresión dada por la PCA, donde a = 3.00 m, b = c = 4.80 m y la carga debido a la presión del agua q_1 = 3000 kg/m2.

$$Mx, y, z = Coef\ x \frac{q\ a^2}{1000} = Coef\ x \frac{3000\ x\ 3^2}{1000} = Coef\ x\ 27\ kg - m$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7, por efectos de empuje del agua y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3; de la siguiente manera:

$Mu_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

$Mu_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 27 x coef = 59.67 x coef

Con esta expresión se determina los momentos máximos verticales (Mx) y horizontales (My), multiplicando por sus respectivos coeficientes presentados en la Tabla 13; y con dichos valores se diseña el acero correspondiente, como se muestra a continuación:

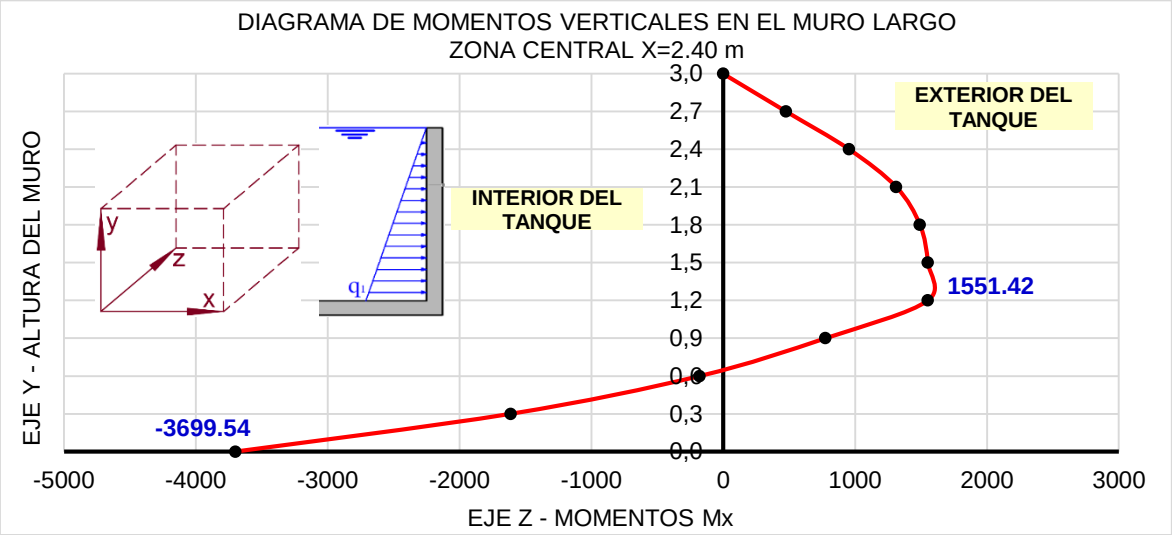
Tabla 14: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 4.80	0.48 / 4.32	0.96 / 3.84	1.44 / 3.36	1.92 / 2.88	2.40
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.70	-119.34	59.67	238.68	358.02	477.36	477.36
2.40	-238.68	119.34	477.36	716.04	895.05	954.72
2.10	-358.02	179.01	656.37	1014.39	1253.07	1312.74
1.80	-417.69	238.68	835.38	1253.07	1432.08	1491.75
1.50	-417.69	298.35	895.05	1312.74	1491.75	**1551.42 ***
1.20	-417.69	298.35	895.05	1312.74	1491.75	**1551.42 ***
0.90	-358.02	238.68	596.70	716.04	775.71	775.71
0.60	-238.68	59.67	59.67	-59.67	-119.34	-179.01
0.30	-59.67	-358.02	-895.05	-1312.74	-1551.42	-1611.09
0.00	0.00	-1133.73	-2446.47	-3222.18	-3580.20	**-3699.54 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio

En la Tabla 14 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en el borde inferior central para X=2.40 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 104, y donde se observa que el momento flector en la base del muro tracciona la cara interior en contacto con el agua, y hacia la parte central la tracción por flexión sucede hacia la cara exterior del muro del tanque con un menor valor del que sucede en la base.

Figura 104: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 104, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 15:

Tabla 15: Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	**Mu**	**-3699.54**	**1551.42**	**Kg-m**
	ku	6.42	2.69	
Cuantía requerida	ρ	0.0017	0.0011	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0023	0.0015	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.20**	**7.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.176	0.176	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.175**	**Ø 1/2"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	**7.62**	**7.62**	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara exterior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

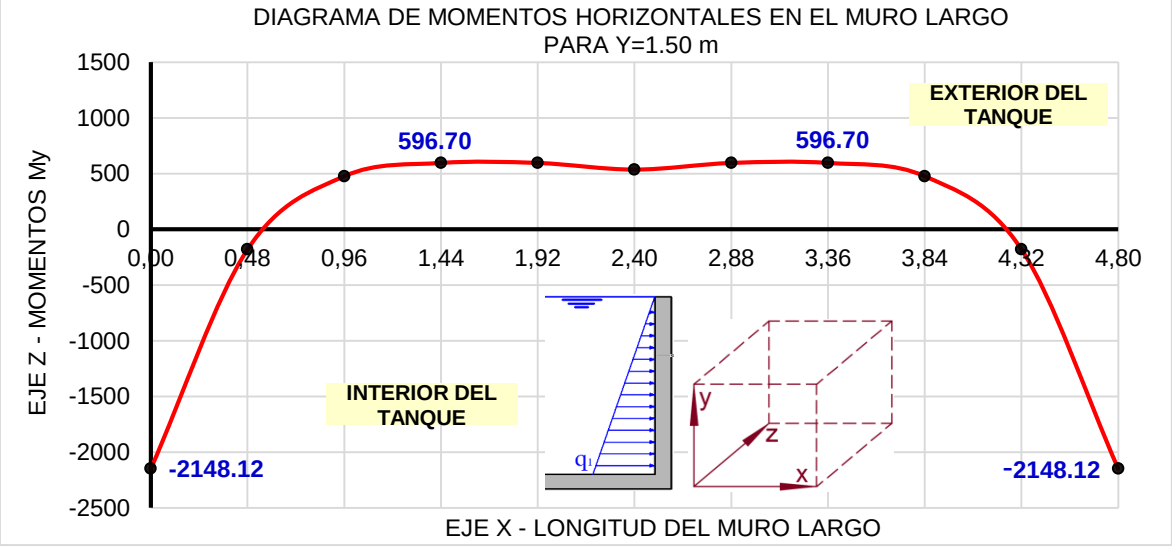
Tabla 16: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA)

MOMENTOS My - Muro largo						
x / y	0.00 / 4.80	0.48 / 4.32	0.96 / 3.84	1.44 / 3.36	1.92 / 2.88	2.40
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.70	-656.37	-59.67	119.34	179.01	179.01	179.01
2.40	-1193.40	-119.34	238.68	358.02	358.02	358.02
2.10	-1670.76	-179.01	358.02	477.36	477.36	477.36
1.80	-2028.78	-179.01	417.69	596.70	596.70	537.03
1.50	**-2148.12 ***	-179.01	477.36	**596.70 ***	**596.70 ***	537.03
1.20	-2028.78	-119.34	417.69	537.03	477.36	477.36
0.90	-1670.76	-59.67	358.02	358.02	298.35	298.35
0.60	-1074.06	0.00	179.01	119.34	59.67	59.67
0.30	-358.02	-59.67	-119.34	-238.68	-298.35	-298.35
0.00	0.00	-238.68	-477.36	-656.37	-716.04	-716.04

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio

En la Tabla 16 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 1.50 m, como se ilustra a continuación en la Figura 105.

Figura 105: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 105, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 17:

Tabla 17: Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	**Mu**	**-2148.12**	**596.70**	**Kg-m**
	ku	3.73	1.04	
Cuantía requerida	ρ	0.0010	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0013	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.20**	**7.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.176	0.176	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.175**	**Ø 1/2"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	**7.62**	**7.62**	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara exterior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.1.4.3. Control de fisuras para la condición de carga única

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del reservorio, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 3699.54 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.175 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{3699.54}{1.3 \text{ x } 1.7} = 1674.00 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 7.62 cm2
- d = 30 - 6 = 24 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{167400}{0.9 \text{ x } 24 \text{ x } 7.62} = 1017.06 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1017.06 + 1890) / 2 = 1453.53 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z=17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1453.53^3} = 25 \text{ cm} > 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 2148.12 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.175 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{2148.12}{1.3 \text{ x } 1.7} = 972.00 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 7.62 cm2
- d = 30 - 6 = 24 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{97200}{0.9 \text{ x } 24 \text{ x } 7.62} = 590.55 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(590.55 + 1890) / 2 = 1240.28 kg/cm2

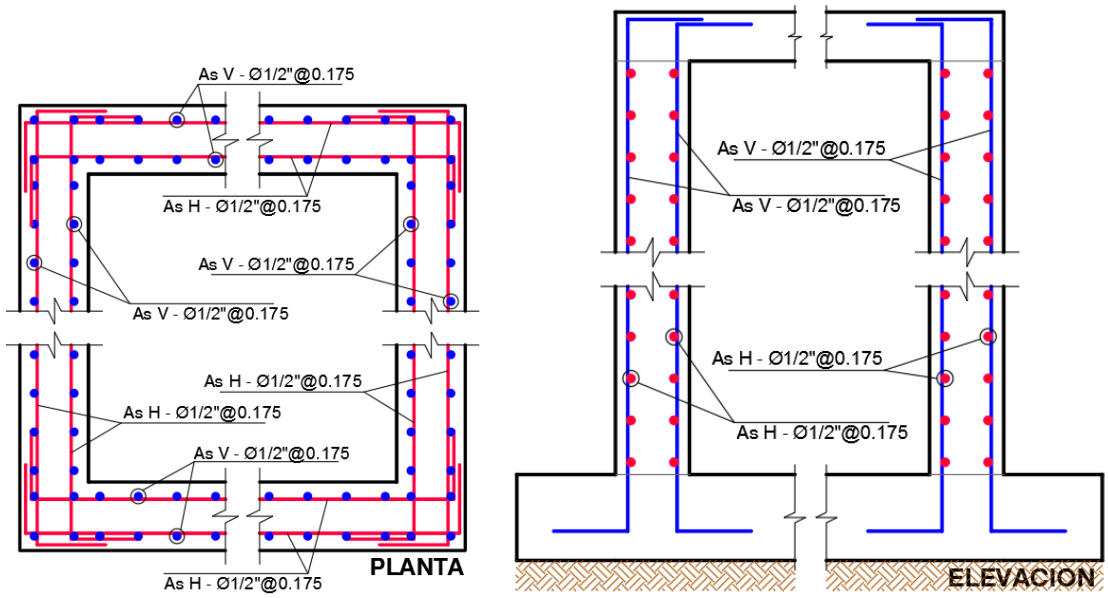
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1240.28^3} = 41 \text{ cm} > 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 106: Diseño definitivo del acero en las paredes del reservorio según la PCA.



4.1.4.4. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo:

Debido a la presión del agua en las paredes del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 107), y como las presiones son mayores en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Vl-máx), se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vl-máx = Nu = Cs x q_{u1} x a = 0.26 x 5100 x 3.00 = 3978.00 kg

Nu = 1.65 x 3978.00 = 6563.70 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{6563.70}{0.9\ x\ 4200} = 1.74\ cm2$$

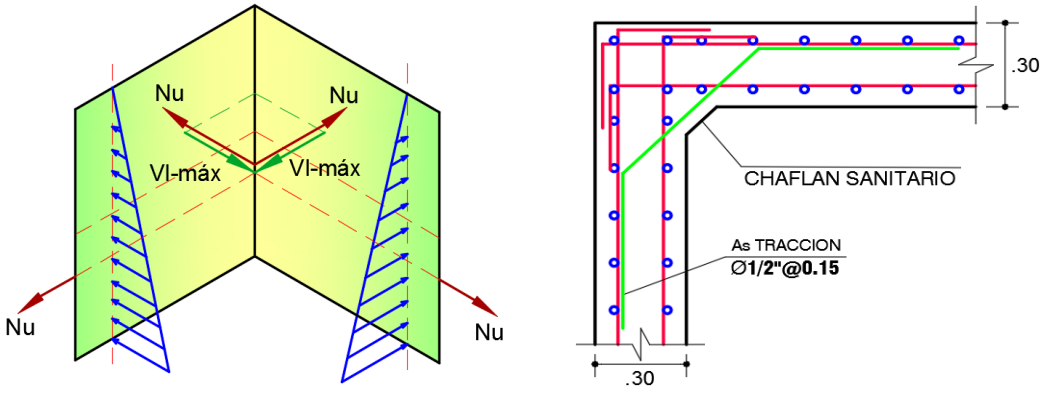
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior, es:

As = As flexión + As tracción = 7.20 + 1.74/2 = 8.07 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 24 = 7.92 cm2

El As requerido es mayor al acero mínimo, entonces el área de acero que utilizamos es el acero requerido de 8.07 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 1/2" @ 0.15 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 107: Diseño definitivo de las paredes del reservorio con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro PCA

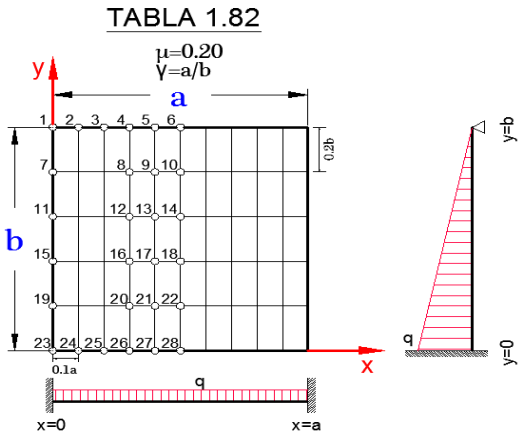


No es necesario proceder a graficar el diagrama de momentos flectores máximos en el muro corto (Mz, My), ya que las paredes del reservorio tienen las mismas dimensiones. Además, el muro largo tiene los momentos más críticos los cuales ya fueron diseñados anteriormente.

4.1.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE BARES

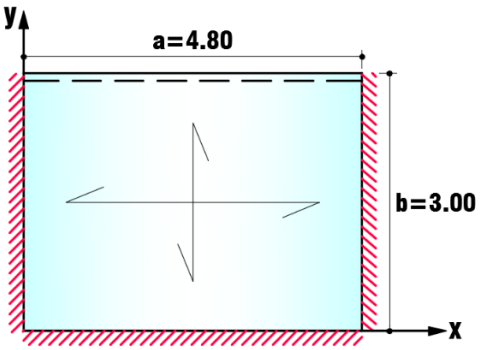
Al igual que el caso anterior y de acuerdo a la Figura 98, las condiciones de apoyo para el reservorio que se diseña se consideran simplemente apoyado en el borde superior y empotrados en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual elegimos la Tabla 1.82 de la publicación de Richard Bares.

Figura 108: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares para el diseño de las paredes del reservorio



De acuerdo al eje de coordenadas y nomenclatura de la Tabla 1.82 de Bares, y como las paredes del reservorio tienen las mismas dimensiones, se tendrá una sola relación de lados tanto para la pared larga y pared corta.

Figura 109: Dimensiones de la pared del reservorio según nomenclatura de la tabla de Bares



Dirección X: Ancho de la pared a = 4.80 m.

Dirección Y: Altura de la pared b = 3.00 m

Relación de longitudes del elemento: **a/b = 1.60**

4.1.5.1. Diseño por flexión de las paredes del reservorio para la condición de carga única

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 18, los cuales corresponden a la Tabla 1.82 de Bares. Para ingresar a esta tabla es necesario definir la relación de dimensiones ancho/alto (a/b) para cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el reservorio que se diseña, las paredes tienen dimensiones iguales en el lado largo y lado corto, es por ello que se obtiene una sola relación de lados a/b=1.6. Como la tabla de Bares no presenta valores para dicha relación, es posible a interpolación de valores intermedios para obtener el deseado.

A continuación, se presenta la Tabla 1.82 para el cálculo de momentos, cuya presentación en la publicación de Bares es la que se muestra a continuación. Además, se incluyen los valores interpolados para la relación a/b=1.6, con los cuales se realizará el diseño de las paredes del reservorio.

Tabla 18: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del reservorio (BARES)

a/b	0.25	0.5	0.75	1	1.5	1.6	2	3	F.m.
Mx7	-0.0160	-0.0168	-0.0205	-0.0139	-0.00803	-0.00686	-0.00218	-0.00161	
Mx8	0.0048	0.0044	0.0058	0.0041	0.00257	0.00236	0.00150	0.00058	
Mx9	0.0080	0.0072	0.0092	0.0060	0.00315	0.00283	0.00155	0.00051	
Mx10	0.0080	0.0084	0.0104	0.0067	0.00328	0.00293	0.00152	0.00049	
Mx11	-0.0336	-0.0328	-0.0382	-0.0245	-0.01335	-0.01213	-0.00724	-0.00258	
Mx12	0.0096	0.0092	0.0108	0.0073	0.00430	0.00392	0.00242	0.00090	
Mx13	0.0144	0.0148	0.0169	0.0104	0.00510	0.00457	0.00245	0.00080	
Mx14	0.0176	0.0162	0.0189	0.0114	0.00527	0.00470	0.00240	0.00077	qa2
Mx15	-0.0496	-0.0456	-0.0466	-0.0269	-0.01340	-0.01212	-0.00700	-0.00244	
Mx16	0.0128	0.0128	0.0137	0.0081	0.00421	0.00381	0.00222	0.00079	
Mx17	0.0224	0.0204	0.0200	0.0110	0.00475	0.00423	0.00215	0.00068	
Mx18	0.0256	0.0228	0.0220	0.0119	0.00483	0.00428	0.00210	0.00065	
Mx19	-0.0608	-0.0408	-0.0326	-0.0159	-0.00688	-0.00619	-0.00343	-0.00112	
Mx20	0.0160	0.0120	0.0095	0.0044	0.00155	0.00135	0.00055	0.00006	
Mx21	0.0272	0.0172	0.0128	0.0054	0.00146	0.00124	0.00038	-0.00002	
Mx22	0.0304	0.0188	0.0137	0.0057	0.00142	0.00120	0.00030	-0.00004	
My8	0.0001	0.0002	0.0010	0.0030	0.0085	0.0093	0.0127	0.0169	
My9	0.0001	0.0004	0.0015	0.0040	0.0106	0.0115	0.0150	0.0183	
My10	0.0001	0.0005	0.0016	0.0044	0.0113	0.0122	0.0158	0.0187	
My12	0.0001	0.0006	0.0025	0.0062	0.0150	0.0163	0.0213	0.0273	
My13	0.0002	0.0010	0.0035	0.0082	0.0185	0.0198	0.0248	0.0292	
My14	0.0002	0.0011	0.0038	0.0089	0.0196	0.0209	0.0259	0.0297	
My16	0.0002	0.0013	0.0044	0.0085	0.0158	0.0167	0.0203	0.0240	
My17	0.0003	0.0019	0.0058	0.0108	0.0188	0.0196	0.0228	0.0251	qb2
My18	0.0003	0.0021	0.0063	0.0116	0.0198	0.0205	0.0235	0.0253	
My20	0.0003	0.0022	0.0039	0.0043	0.0027	0.0020	-0.0008	-0.0017	
My21	0.0005	0.0029	0.0049	0.0050	0.0023	0.0018	-0.0003	-0.0026	
My22	0.0006	0.0031	0.0052	0.0052	0.0021	0.0015	-0.0007	-0.0029	
My26	-0.0023	-0.0081	-0.0153	-0.0250	-0.0417	-0.0437	-0.0519	-0.0606	
My27	-0.0028	-0.0100	-0.0188	-0.0302	-0.0484	-0.0502	-0.0576	-0.0631	
My28	-0.0030	-0.0107	-0.0200	-0.0320	-0.0505	-0.0523	-0.0593	-0.0637	
Rx1	-0.0012	-0.0122	-0.0306	-0.0396	-0.0448	-0.0435	-0.0382	-0.0248	
Rx7	0.1000	0.1010	0.1182	0.1042	0.0850	0.0810	0.0650	0.0418	
Rx11	0.2000	0.2040	0.2332	0.1956	0.1513	0.1439	0.1144	0.0736	qa
Rx15	0.3008	0.3034	0.3190	0.2450	0.1740	0.1650	0.1291	0.0835	
Rx19	0.3772	0.2990	0.2546	0.1632	0.0985	0.0930	0.0708	0.0486	
Rx23	0.1832	0.0608	0.0153	-0.0040	-0.0103	-0.0097	-0.0074	-0.0006	
Ry1	-0.0003	-0.0061	-0.0205	-0.0396	-0.0671	-0.0690	-0.0764	-0.0743	
Ry2	0.0024	-0.0102	-0.0283	-0.0396	-0.0273	-0.0214	0.0024	0.0499	
Ry3	0.0064	0.0056	0.0070	0.0153	0.0454	0.0506	0.0716	0.0971	
Ry4	0.0092	0.0169	0.0313	0.0508	0.0834	0.0865	0.0989	0.1058	qb
Ry5	0.0109	0.0237	0.0455	0.0704	0.1010	0.1024	0.1081	0.1058	
Ry6	0.0114	0.0260	0.0502	0.0767	0.1061	0.1069	0.1102	0.1053	
Ry23	0.0459	0.0304	0.0102	-0.0045	-0.0155	-0.0154	-0.0149	-0.0018	
Ry24	0.0139	0.0309	0.0475	0.0762	0.1405	0.1524	0.2001	0.2862	
Ry25	0.0546	0.1052	0.1490	0.0196	0.2734	0.2838	0.3255	0.3754	
Ry26	0.0835	0.0156	0.2157	0.2705	0.3424	0.3491	0.3761	0.3960	qb
Ry27	0.1003	0.0186	0.2528	0.3102	0.3739	0.3780	0.3944	0.3994	
Ry28	0.1058	0.1950	0.0265	0.3225	0.3828	0.3860	0.3988	0.3997	
						Muro corto Muro largo			

Los coeficientes Mx, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes

valores de Y. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos verticales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero vertical se grafican alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. La tabla también nos muestra coeficientes Rx y Ry, los cuales nos permiten el cálculo de cortantes, pero como podemos observar son menores al de la PCA, por consiguiente, las cortantes últimas serían menores al cortante resistente, por tanto, no es necesario verificar por corte con esta metodología.

Como las paredes del tanque tienen dimensiones iguales en las direcciones X y Z, es decir, el muro largo es igual al muro corto, se realizará un solo diseño y será en el lado más crítico, el lado largo, ya que es ahí donde se tienen coeficientes más conservadores. A continuación, se desarrolla el diseño por flexión del muro largo del reservorio para la condición de carga única, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde a = 4.75 m, b = 3.00 m y la carga debido a la presión del agua q_1 = 3000 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad\qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7, por efectos de empuje del agua y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3; de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 3000 x 4.80^2 = 152755.20 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 3000 x 3^2= 59670 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes presentados en la Tabla 18; y con dichos valores se diseña el acero correspondiente, como se muestra a continuación:

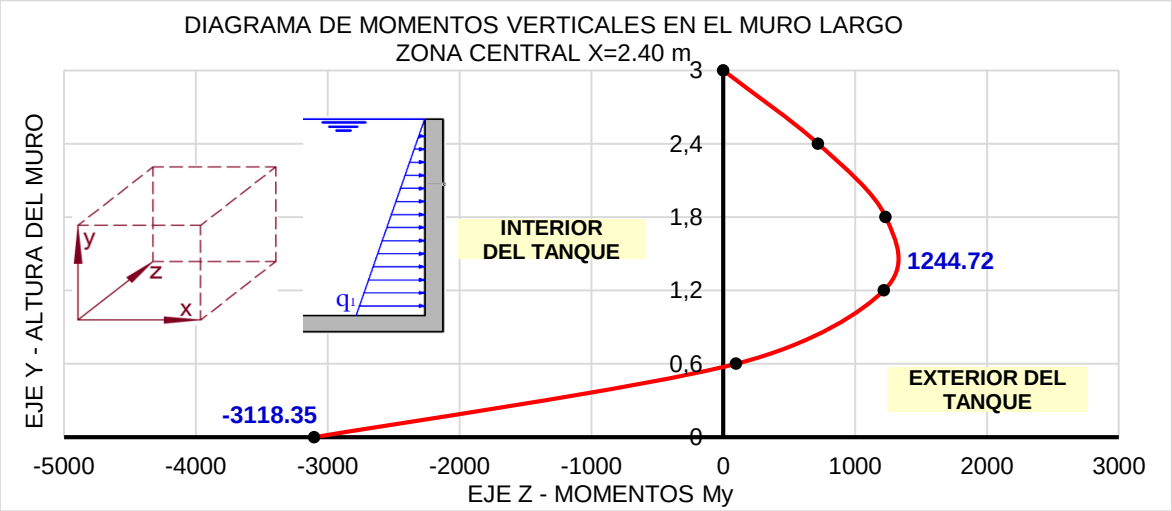
Tabla 19: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES)

MOMENTOS My – MURO LARGO						
x / y	0.00 / 4.80	0.48 / 4.32	0.96 / 3.84	1.44 / 3.36	1.92 / 2.88	2.40
3.00	0	0	0	0	0	0
2.40	0	0	0	557.32	685.01	727.97
1.80	0	0	0	970.23	1179.08	**1244.72 ***
1.20	0	0	0	996.49	1169.53	1225.62
0.60	0	0	0	119.34	106.21	91.89
0.00	0	0	0	-2609.97	-2997.82	**-3118.35 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio

En la Tabla 19 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en el borde inferior central para X=2.40 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 110.

Figura 110: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 110, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 20:

Tabla 20: Diseño del acero vertical en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	**Mu**	**-3118.35**	**1244.72**	**Kg-m**
	ku	5.41	2.16	
Cuantía requerida	ρ	0.0015	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0020	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.20**	**7.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.176	0.176	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.175**	**Ø 1/2"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	7.62	7.62	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara exterior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

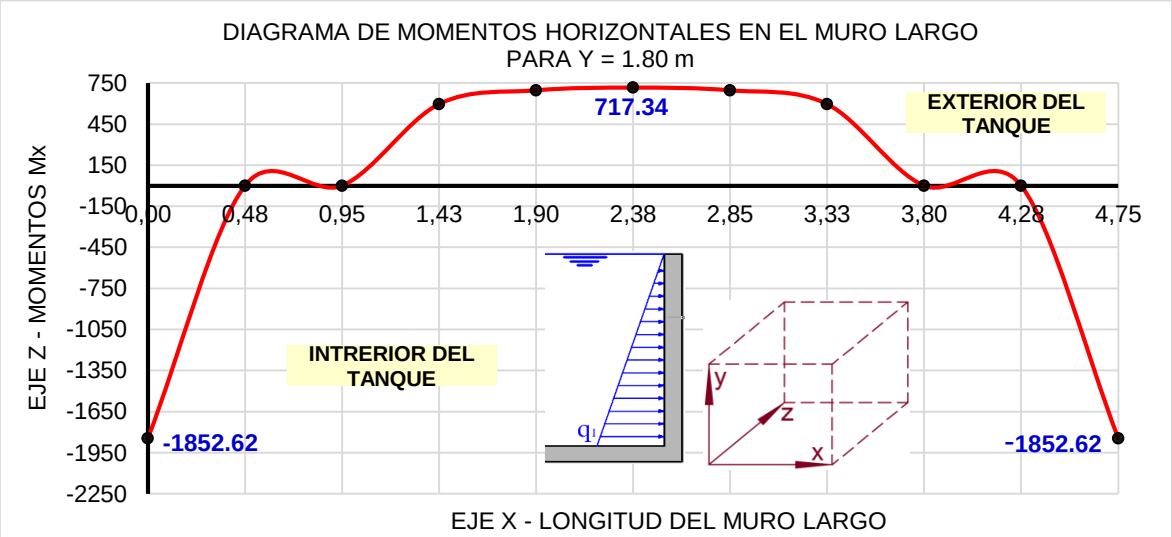
Tabla 21: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES)

MOMENTOS Mx – MURO LARGO						
x / y	0.00 / 4.80	0.48 / 4.32	0.96 / 3.84	1.44 / 3.36	1.92 / 2.88	2.40
3.00	0	0	0	0	0	0
2.40	-1047.90	0	0	359.89	432.30	447.27
1.80	**-1852.62 ***	0	0	599.41	698.09	**717.34 ***
1.20	-1851.39	0	0	582.30	646.15	654.40
0.60	-945.55	0	0	206.22	190.03	182.70
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio

En la Tabla 21 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 1.80 m, como se ilustra a continuación en la Figura 111.

Figura 111: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES)



Con los valores de momentos máximos, del diagrama de momentos flectores de la Figura 111, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 22:

Tabla 22: Diseño del acero horizontal en el muro largo del reservorio para la condición de carga única (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento	**Mu**	**-1852.62**	**717.34**	**Kg-m**
	ku	3.22	1.25	
Cuantía requerida	ρ	0.0008	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0011	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.20**	**7.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.176	0.176	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.175**	**Ø 1/2"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	7.62	7.62	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara exterior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.1.5.2. Control de fisuras para la condicion de carga única

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del reservorio, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 3118.35 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.175 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{3118.35}{1.3 \text{ x } 1.7} = 1411.02 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 7.62 cm2
- d = 30 - 6 = 24 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{141102}{0.9 \text{ x } 24 \text{ x } 7.62} = 857.28 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(857.28 + 1890) / 2 = 1373.64 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1373.64^3} = 30 \text{ cm} > 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{ es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 1852.62 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.175 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{1852.62}{1.3 \text{ x } 1.7} = 838.29 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 7.62 cm2
- d = 30 - 6 = 24 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{83829}{0.9 \text{ x } 24 \text{ x } 7.62} = 509.31 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(509.31 + 1890) / 2 = 1199.66 kg/cm2

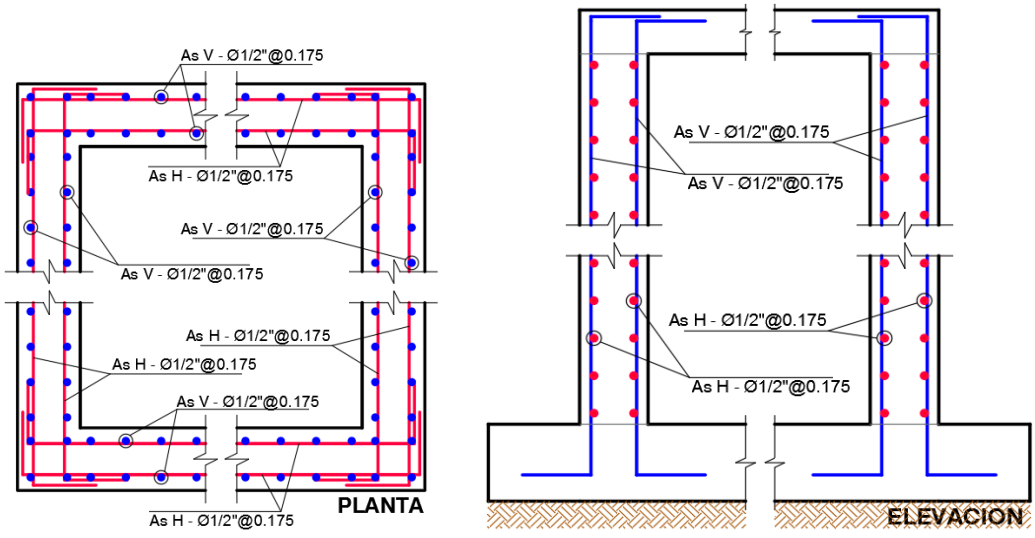
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1199.66^3} = 45 \text{ cm} > 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas

Figura 112: Diseño definitivo de acero en las paredes del reservorio según Bares



4.1.5.3. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 113), y como las pensiones son mayores en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Rx-15), se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Rx = Nu = Coef x q_{u1} x a = 0.1665 x 5100 x 4.75 = 4033.46 kg

Nu = 1.65 x 4033.46 = 6655.21 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{6655.21}{0.9\ x\ 4200} = 1.76\ cm2$$

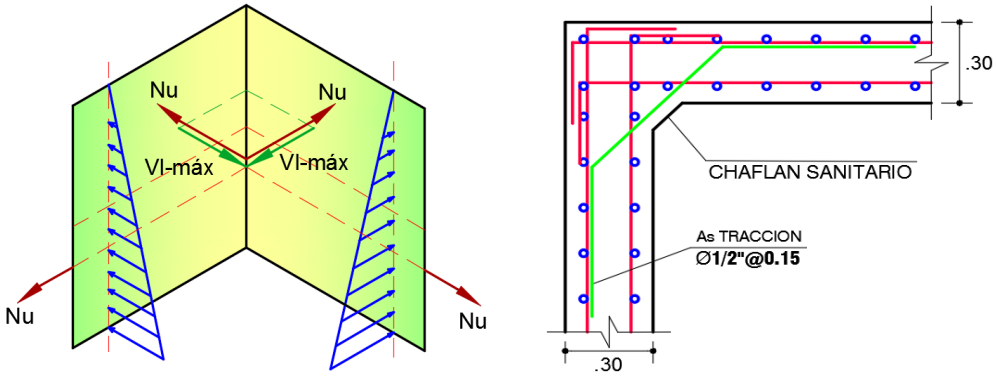
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces el acero requerido total en la cara interior, es:

As = As flexión + As tracción = 7.20 + 1.76/2 = 8.08 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 24 = 7.92 cm2

El As requerido es mayor al acero mínimo, entonces el área de acero que utilizamos es el acero requerido de 8.08 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 1/2" @ 0.15 m**, en la cara interior de los muros largos.

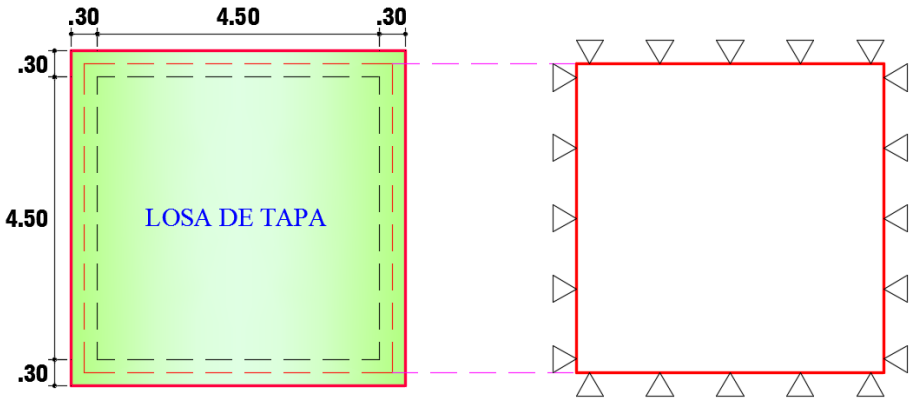
Figura 113: Diseño definitivo de las paredes del reservorio con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según Bares.



4.1.6. DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060

De acuerdo al dimensionamiento realizado en el ítem 4.1.1, la losa de tapa del reservorio tendrá un espesor constante e=0.20 m y estará simplemente apoyada en los bordes de las paredes (ver Fig. 114), de acuerdo a lo explicado en el ítem 4.1.2 donde se demuestra que la relación de rigideces k_{pared} / k_{tapa} < 8; por lo cual, se tendrá que adicionar en los apoyos un momento de monolitismo equivalente a **$wl^2/16$**. Esta losa será diseñada para soportar cargas de gravedad como su peso propio y una sobrecarga ambiental correspondiente a granizo - nieve de 40 kg/m2 (NTE E.020 Articulo 11.3) y otro referente a azotea de 100 kg/m2.

Figura 114: Vista en planta de la losa de tapa del reservorio



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 114, la losa de tapa del reservorio tiene relación de lados luz larga/luz corta = 4.8/4.8 = 1 < 2; lo cual, significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos flectores para ese tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del Método de Coeficientes de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculará con la expresión siguiente:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$Ma = Ca\ wu\ A^2$ $Mb = Cb\ wu\ B^2$

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

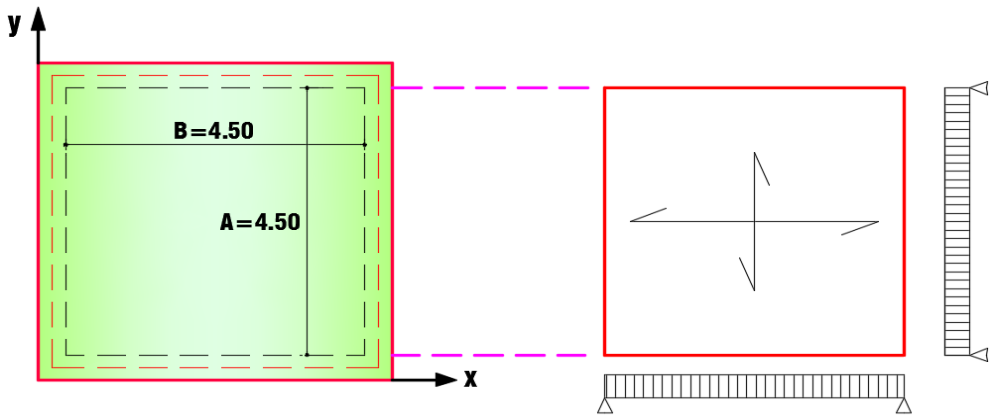
Wu = carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa

4.1.6.1. Diseño por cortante de la losa de tapa del reservorio

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

- Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 4.50 m
- Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 4.50 m

Figura 115: Variables en la losa de tapa del reservorio según nomenclatura del método de coeficientes.



De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = 2400 kg/m3 x 0.20 m = 480 kg/m2

CV = 140 kg/m2

wu = 1.4 CM + 1.7 CV = 1.4 x 480 + 1.7 x 140 = 910 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más crítico

La fuerza cortante según el método de coeficientes se determina para un ancho unitario, de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Donde: d = peralte efectivo = 20 - 6 = 14 cm; wu = 910 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 910\left(\frac{4.5}{2} - 0.14\right)\left(1 - 0.5\frac{4.5}{4.5}\right) = 960.05\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 960.05 kg = 1248.07 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 14 = 12416.03 kg

ϕVc = 0.85 x 12416.03 kg = 10553.63 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 10553.63 kg >> Vu = 1248.07 kg => **es correcto**

4.1.6.2. Diseño por flexión de la losa de tapa del reservorio

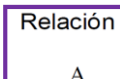
De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes, el reservorio analizado es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de tapa se considera como un solo panel simplemente apoyado en sus cuatro lados (ver Fig. 115). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de tapa, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual corresponde al Caso 1 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060), cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 1 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{4.5}{4.5} = 1$

Figura 116: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 
1,00 Ca	
Cb	

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 
1,00 Ca	0,036
Cb	0,036

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 
1,00 Ca	0,036
Cb	0,036

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de tapa del reservorio se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación del ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA

CMu = w_{uCM} = 1.3 (1.4 x 2400 kg/m3 x 0.20 m) = 873.60 kg/m2

CARGA VIVA

CVu = w_{uCV} = 1.3 (1.7 x 140 kg/m2) = 309.40 kg/m2

CARGA ÚLTIMA wu = 873.60 + 309.40 = 1183.00 kg/m2

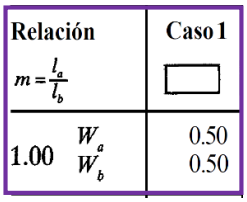
Cálculo de momentos negativos:

Como ya vimos, la losa de tapa del reservorio esta simplemente apoyada sobre las paredes, debido a ello se relaciona con el Caso 1 del Método de Coeficientes el cual no presenta valores para el cálculo de momentos negativos (ver Fig. 116.a). Pero la losa de tapa tendrá que estar unida monolíticamente con las paredes, por lo que se debe considerar un momento de monolitismo igual a $wul^2/16$ (E.060 Artículo 8.3.4), el cual se ubicará hacia los apoyos de la losa de tapa.

La carga última (Wu) para el cálculo del momento por monolitismo se determinará con la ayuda de los coeficientes para el cálculo de la carga en los apoyos desarrollado por Nilson (2001) y el cual se detalla en la Tabla A.4 del Anexo A.

A continuación, se muestra un resumen de los coeficientes para la determinación de la carga última en los apoyos, los cuales corresponden a la relación de lados m=1.

Figura 117: Coeficientes para el cálculo de cargas en los apoyos según Nilson (2001)



Relación $m=\frac{l_a}{l_b}$	Caso 1
1.00 W_a	0.50
1.00 W_b	0.50

De acuerdo con la Figura 117, los coeficientes para el cálculo de la carga última son:

Wa = Wb = 0.5

=> Wa = Wb = wu = 0.50 x 1183 kg/m2 = 591.50 kg/m2

Entonces, el momento por monolitismo generado en los apoyos de la losa de tapa será:

$$\mathrm{Mu}(-) = \frac{\mathrm{wu\ l}^2}{16} = \frac{591.50 \text{ x } 4.5^2}{16} = 748.62 \text{ kg} - \text{m}$$

Con el valor del momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de tapa del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 23:

Tabla 23: Diseño del acero negativo de la losa de tapa del reservorio

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE TAPA			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**-748.62**	**Kg-m**
	ku	3.82	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a carga muerta se determinan para cada lado de la losa de tapa con los coeficientes de la tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de tapa del reservorio, dichos coeficientes que corresponden al Caso 1 y relación de lados m=1, se especifican en la Figura 116.b, y son los siguientes:

Ca = Cb = 0.036

=> $Ma_{CM} = Mb_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ A^2 = 0.036 \times 873.60 \times 4.5^2 = 636.85$ kg-m

Cálculo de momentos positivos debido a la carga viva:

Los momentos positivos debido a carga viva se determinan para cada lado de la losa de tapa con los coeficientes de la tabla 13.3 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.3 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga viva en la losa de tapa del reservorio, dichos coeficientes que corresponden al Caso 1 y relación de lados m=1, se especifican en la Figura 116.c, y son los siguientes:

Ca = Cb = 0.036

=> $Ma_{CV} = Mb_{CV} = Ca\ w_{uCV}\ A^2 = 0.036 \times 309.40 \times 4.5^2 = 225.55$ kg-m

Momentos positivos totales:

Ma = Mb = 636.85 + 225.55 = 862.40 kg-m

Con el valor del momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de tapa del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 24:

Tabla 24: Diseño del acero positivo de la losa de tapa del reservorio

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO DE LA LOSA DE TAPA			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**862.40**	**Kg-m**
	ku	4.40	
Cuantía requerida	ρ	0.0012	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0016	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	7.62	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Figura 118: Ubicación de momentos de diseño en la losa de tapa del reservorio

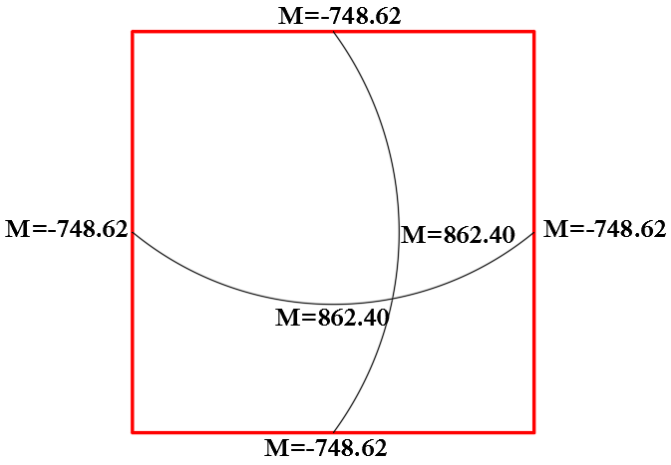
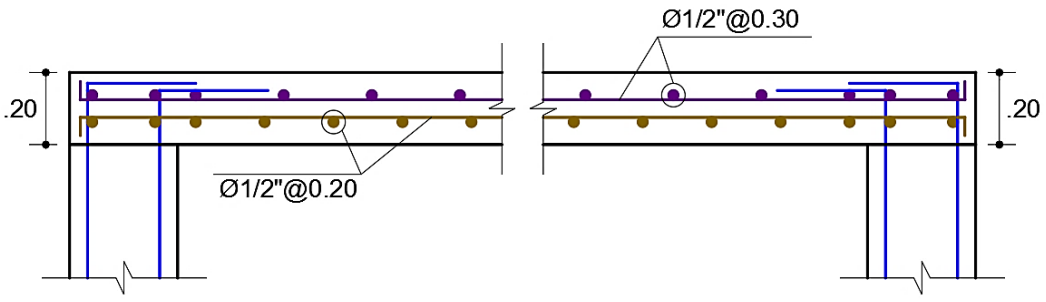


Figura 119: Diseño definitivo del acero en la losa de tapa del reservorio

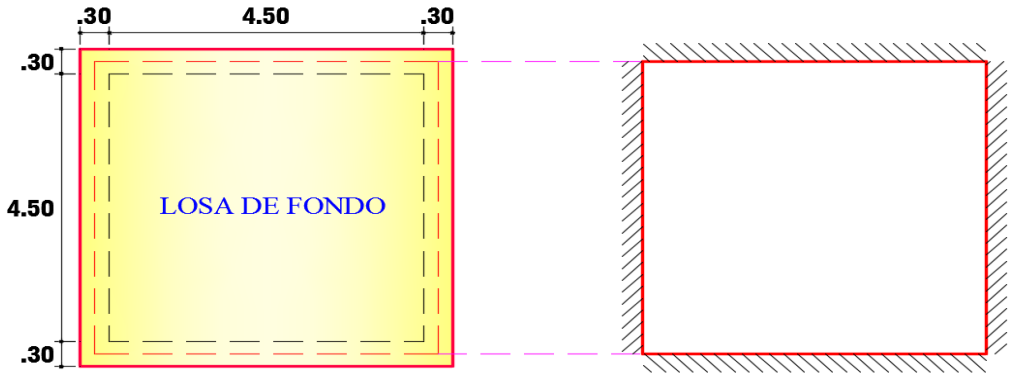


4.1.7. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL RESERVORIO CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060

La losa de fondo del reservorio deberá presentar continuidad (monolitismo) con sus paredes, con la finalidad de que haya una transferencia de cargas eficiente. Es por ello que se considerará empotrado en los bordes de las paredes (ver Fig. 120).

Como la losa de fondo es la que transmite las cargas del tanque hacia el suelo, será necesario verificar que las cargas que se transmiten al terreno no superen su capacidad portante. Para ello se debe tener en cuenta los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), como peso específico, ángulo de fricción interna, capacidad portante del suelo, la presencia aguas freáticas, etc. Para el diseño de la losa de fondo del reservorio, según el EMS utilizado para el desarrollo de esta tesis (ver Anexo C) se tiene un suelo granular de capacidad portante q=4.33 kg/cm2, el cual representa a un suelo bueno para cimentar; y, además, nos indica que no hay presencia de aguas freáticas. Teniendo en cuenta dichas consideraciones, la losa de fondo del reservorio será una losa corrida de cimentación que además de distribuir la carga en un área mayor de apoyo, permitirá evitar las juntas de construcción en los pisos.

Figura 120: Vista en planta de la losa de fondo del reservorio



4.1.7.1. Dimensionamiento de la losa de fondo del reservorio apoyado

El peralte de la losa de fondo del reservorio se determina en función de la longitud de desarrollo a compresión (ldc) de las barras para

transferencia de cargas de las paredes a la cimentación. En tal sentido, basado en los resultados del diseño del acero vertical de las paredes del reservorio el cual tiene lugar en los ítems 4.1.4 y 4.1.5, se tiene como acero vertical Ø 1/2", entonces, su longitud de desarrollo según el ACI 350 – Articulo 12.3 debe ser el mayor de a y b, pero no menor de 20 cm.

a) $0.02\frac{f_y}{\sqrt{f'c}}d_b = 0.02\ x\frac{60000\ psi}{\sqrt{4000}\ psi}x\ 1/2\ in = 9.5\ in \approx 24.13\ cm$

b) $\left(0.0003f_y\right)d_b = 0.0003\ x\ 60000\ psi\ x\ 1/2\ in = 9\ in \approx 22.86\ cm$

Elegimos el mayor, que es 24.13 cm, y le aumentamos el recubrimiento. De esta manera, la altura de la cimentación será:

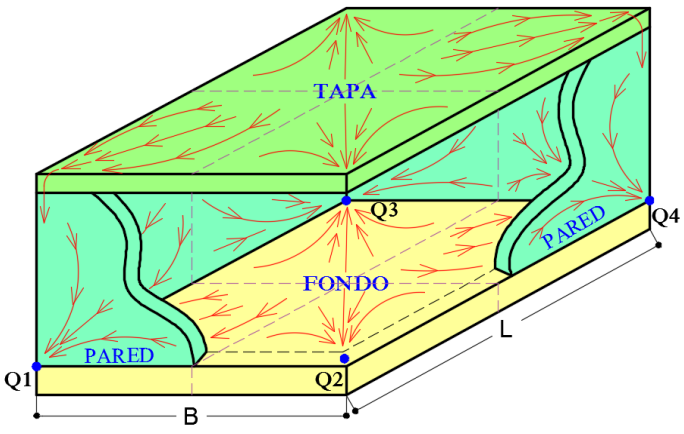
h = l_{dc} + recubrimiento = 24.13 + 7.5 = 31.63 cm

Con fines constructivos utilizamos un peralte **h = 0.35 m.**

4.1.7.2. Presión actuante en la losa de fondo del reservorio apoyado

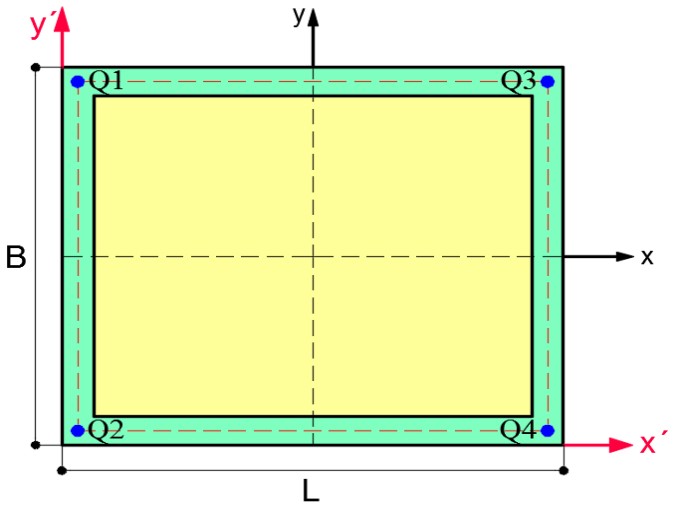
La carga que la losa de fondo transmite al suelo (reacción **q** del suelo), proveniente de su peso propio, del peso de las paredes, peso de la losa de tapa y de alguna sobrecarga; será calculada según las consideraciones del **Método Rígido Convencional** desarrollado en la publicación de Das (2001).

Figura 121: Elementos que transmiten carga a la losa de fondo, los cuales se concentran en las 4 esquinas con valores Q1, Q2, Q3, Q4.



En la Figura 121 se observa la trayectoria de cargas desarrollado por cada elemento estructural del tanque (tapa, paredes y fondo) y del líquido que será contenido en él. Según el método rígido convencional dichas cargas cuya acción es en un cuarto de elemento (área tributaria) deben concentrarse en las 4 esquinas con los valores Q1, Q2, Q3 y Q4 tal y como se muestra en la Figura 122, con el cual se explica el método rígido convencional.

Figura 122 Cargas concentradas en las esquinas del tanque para la aplicación del método rígido convencional



El método rígido convencional para el diseño de losas de cimentación se desarrolla de la siguiente manera, teniendo en cuenta las Figuras 121 y 122:

La Figura 121 muestra una losa de L x B y las cargas concentradas en las esquinas según Figura 122 donde se muestra la trayectoria de cargas hacia las esquinas del tanque. La carga total de la estructura es entonces:

Peso de la estructura = Q = Q1 + Q2 + Q3 + Q4

La presión **q** sobre el suelo, se determina usando la siguiente ecuación:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} \pm \frac{\mathbf{M_y\, x}}{\mathbf{I_y}} \pm \frac{\mathbf{M_x\, y}}{\mathbf{I_x}}$$

Donde:

Q = peso de la estructura

A = BL

$I_x = \frac{BL^3}{12} = \text{momento de inercia respecto al eje x}$

$I_y = \frac{LB^3}{12} = \text{momento de inercia respecto al eje y}$

$M_x = \text{momento de las cargas de paredes respecto al eje x} = Q\ e_y$

$M_y = \text{momento de las cargas de paredes respecto al eje y} = Q\ e_x$

Las excentricidades de las cargas, e_x y e_y, en las direcciones x e y, se determinan usando las coordenadas (x´, y´):

$\mathbf{x'} = \frac{\mathbf{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + \cdots}}{\mathbf{Q}}$ y $\boldsymbol{e_x = x' - \frac{L}{2}}$

$\mathbf{y'} = \frac{\mathbf{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + \cdots}}{\mathbf{Q}}$ y $\boldsymbol{e_y = y' - \frac{B}{2}}$

De acuerdo a la Figura 122, el punto de aplicación (x´, y´) de la carga total se ubica al centro de la estructura debido a la simetría del elemento con respecto a los dos ejes, entonces las excentricidades serían igual a cero, por lo tanto, los momentos causados por excentricidad (Mx, My) también serían cero.

Entonces, la presión **q** sobre el suelo sería:

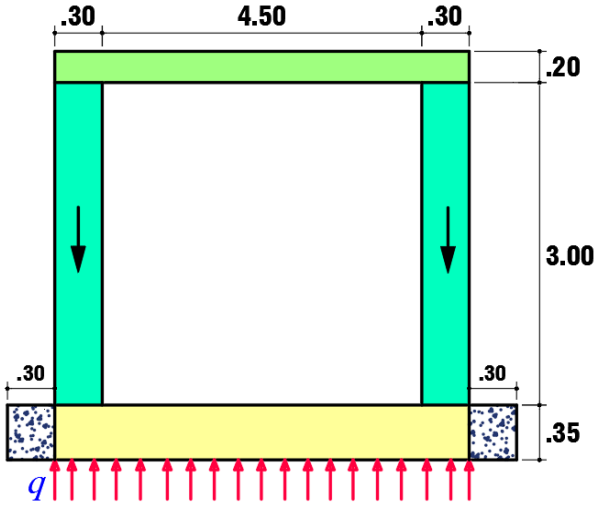
$$\mathbf{q = \frac{Q}{A}}$$

De esta manera verificamos si $\mathbf{q \leq q_{adm}}$ para comenzar con el diseño.

En base a los criterios del **método rígido convencional**, procedemos a analizar la losa de fondo del reservorio de la siguiente manera:

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999). Entonces, la presión neta debajo de la losa de fondo del reservorio es una carga uniformemente distribuida, producida por el peso de las paredes, el peso de la losa de tapa, el peso propio de la cimentación, una sobrecarga y el líquido contenido.

Figura 123: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del reservorio



Área de apoyo de la losa de fondo = *longitud x ancho*

Área = 5.1 m x 5.1 m = 26.01 m2

Metrado de cargas:

- Peso de las paredes = *altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3*

  = 3 m x (5.1+5.1+4.5+4.5) m x 0.30 m x 2400 kg/m3 = 41472 kg

- Peso propio = *área x espesor x 2400 kg/m3*

  = 26.01 m2 x 0.35 m x 2400 kg/m3 = 21848.4 kg

- Peso de la losa de tapa = *longitud x ancho x espesor x 2400 kg/m3*

  = 5.1 m x 5.1 m x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 12484.8 kg

- Peso del agua = *longitud x ancho x altura x 1000 kg/m3*

  = 4.5 m x 4.5 m x 3.0 m x 1000 kg/m3 = 60750 kg

CARGA MUERTA = 41472 kg + 21848.4 kg + 12484.8 kg + 60750 kg = 136555.20 kg

Se considera la carga viva de la losa de tapa equivalente a 140 kg/m2, la cual se transfiere hacia el fondo al igual que las demás cargas.

CARGA VIVA = *s/c x área de apoyo*

= 140 kg/m2 x 26.01 m2 = 3641.40 kg

Entonces, el peso de la estructura Q, será igual a la suma de carga muerta más la carga viva:

Q = CM + CV = 136555.20 kg + 3641.40 kg = 140196.60 kg

Para encontrar la presión *q* sobre el suelo se usa el **Método Rígido Convencional**, el cual utiliza la siguiente expresión para el cálculo de q:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

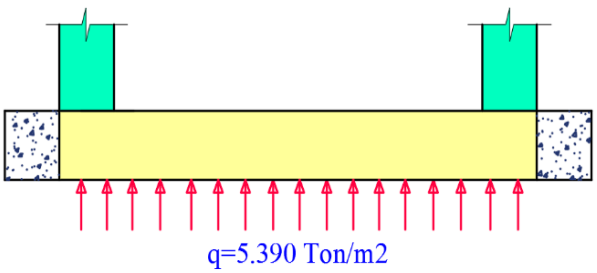
Como ya se explicó en párrafos precedentes, la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y), entonces, las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son igual a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de la presión **q**, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{140196.60\ \text{kg}}{26.01\ \text{m2}} = 5.390\,\frac{\text{Ton}}{\text{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si la presión sobre el suelo ($q_{transmitido}$) es menor que la capacidad portante del suelo ($q_{admisible}$), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 5.390 ton/m² << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m², por lo tanto, la losa de fondo es más que suficiente para soportar las reacciones del terreno.

Figura 124: Presión del suelo sobre la losa de fondo del reservorio



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 120, la losa de fondo del reservorio tiene relación de lados luz larga/luz corta = 4.8/4.8 =1 < 2; lo cual significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos

flectores para este tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del Método de Coeficientes de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculará con la expresión siguiente:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$Ma = Ca\ wu\ A^2$ $Mb = Cb\ wu\ B^2$

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

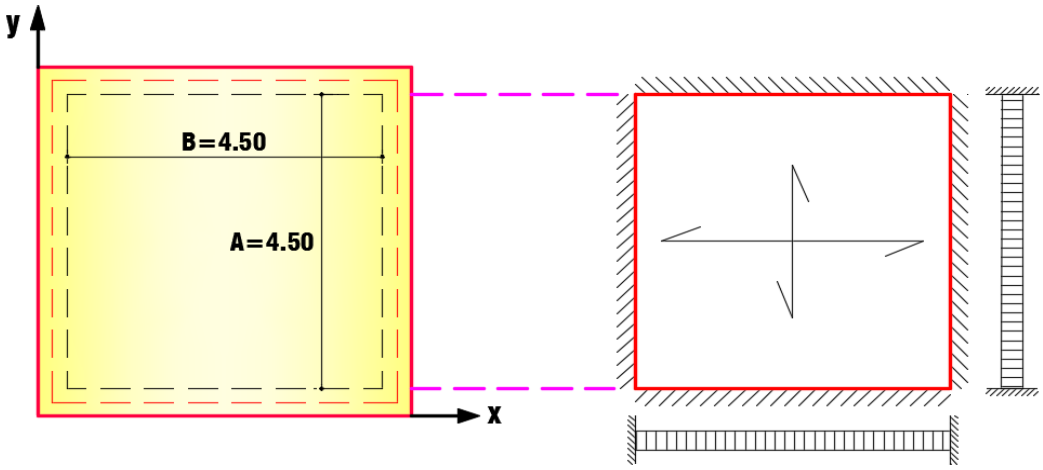
Wu = carga ultima uniformemente repartida por unidad de área de la losa

4.1.7.3. Diseño por cortante de la losa de fondo del reservorio

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

- Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 4.50 m
- Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 4.50 m

Figura 125: Variables en la losa de fondo del reservorio según nomenclatura del método de coeficientes



Metrado de cargas

Para el diseño de la losa de fondo se considera la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, de la tapa y una sobrecarga. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.
De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = (Peso pared + Peso tapa) / area de apoyo

= (41472 kg + 12484.8 kg) / 26.01 m2 = 2074.45 kg/m2

CV = 3641.40 kg / 26.01 m2 = 140 kg/m2

Wu = 1.4 CM + 1.7 CV = 1.4 x 2074.45 + 1.7 x 140 = 3142.23 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más crítico

La fuerza cortante según el método de coeficientes de la norma E-060, se determina para un ancho unitario de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Dónde: d = peralte efectivo = 35 - 10 = 25 cm; wu = 3142.23 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 3142.23\left(\frac{4.5}{2} - 0.25\right)\left(1 - 0.5\frac{4.5}{4.5}\right) = 3142.23\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 3142.23 kg = 4084.90 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 25 = 22171.49 kg

ϕVc = 0.85 x 22171.49 kg = 18845.77 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 18845.77 kg >> Vu = 4084.90 kg => **es correcto**

4.1.7.4. Diseño por flexión de la losa de fondo del reservorio

De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes para losas bidirecionales, el reservorio analizado es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de fondo se considera como un solo panel empotrado (continu)o en sus cuatro lados (ver Fig. 125). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de fondo, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual corresponde al Caso 2 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060) cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 2 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{4.5}{4.5} = 1$

Figura 126: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
1,00 Ca		0,045
Cb		0,045

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
1,00 Ca	0,036	0,018
Cb	0,036	0,018

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
1,00 Ca	0,036	0,027
Cb	0,036	0,027

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de fondo del reservorio se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación el ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA

CM = (41472 kg + 12484.8 kg) / 26.01 m2 = 2074.45 kg/m2

CMu = w_{uCM} = 1.3 (1.4 x 2074.45) = 3775.50 kg/m2

CARGA VIVA

CV = 3641.40 kg / 26.01 m2 = 140 kg/m2

CVu = w_{uCV} = 1.3 (1.7 x 140) = 309.40 kg/m2

CARGA ÚLTIMA wu = 3775.50 + 309.40 = 4084.90 kg/m2

Cálculo de momentos negativos:

La losa de fondo del reservorio es un elemento estructural que estará empotrado en sus paredes, debido a ello se relaciona con el Caso 2 del Método de Coeficientes. Entonces los momentos negativos se determinan para cada lado de la losa con los coeficientes de la tabla 13.1 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.1 del Anexo A.

Para determinar los momentos negativos en la losa de fondo del reservorio, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=1, se especifican en la Figura 126.a, y son los siguientes:

Ca = Cb = 0.045

=> Ma = Mb = Ca w_u A^2 = 0.045 x 4084.90 x 4.5^2 = 3722.37 kg-m

Con el valor del momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de fondo del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 25:

Tabla 25: Diseño del acero negativo de la losa de fondo del reservorio

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO			
Base	b	100	cm
Peralte	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento	**Mu**	**-3722.37**	**Kg-m**
	ku	5.96	
Cuantía requerida	ρ	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.169	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	8.89	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a la carga muerta se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de fondo del reservorio, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=1, se especifican en la Figura 126.b, y son los siguientes:

Ca = Cb = 0.018

=> Ma_{CM} = Mb_{CM} = Ca w_{uCM} A^2 = 0.018 x 3775.50 x 4.5^2 = 1376.17 kg-m

Cálculo de momentos positivos debido a la carga viva:

Los momentos positivos debido a la carga viva se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.3 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.3 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga viva en la losa de fondo del reservorio, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=1, se especifican en la Figura 126.c, y son los siguientes:

Ca = Cb = 0.027

=> $Ma_{CV} = Mb_{CV} = Ca\ w_{uCV}\ A^2 = 0.027 \times 309.40 \times 4.5^2 = 169.16$ kg-m

Momentos positivos totales:

Ma = Mb = 1376.17 + 169.16 = 1545.33 kg-m

Con el valor del momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de fondo del reservorio, como se muestra a continuación en la Tabla 26:

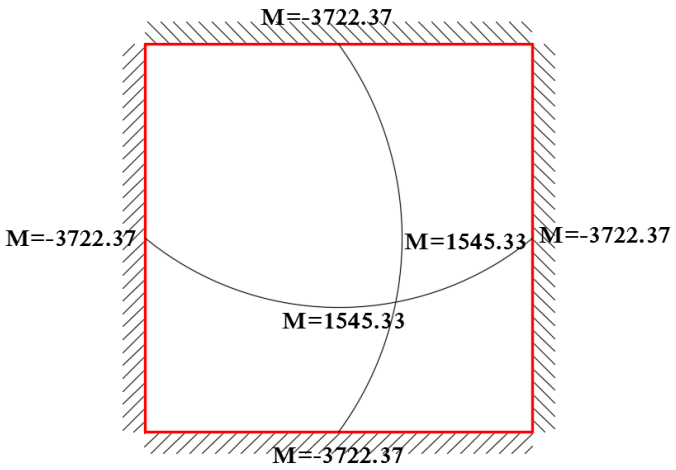
Tabla 26: Diseño del refuerzo positivo de la losa de fondo del reservorio

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO DE LA LOSA DE FONDO			
Base	b	100	cm
Peralte	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento	**Mu**	**1545.33**	**Kg-m**
	ku	2.47	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.19	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	11.94	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Figura 127: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del reservorio



4.1.7.5. Control de fisuras para la losa de fondo del reservorio

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de la losa de fondo del reservorio, como sigue:

El máximo momento empleado en el diseño es:

Mu = 3722.37 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.15 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = 0.045 \text{ x } (2074.45 + 140) \text{ x } 4.5^2 = 2017.92 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 8.89 cm2
- d = 35 - 10 = 25 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{201792}{0.9 \text{ x } 25 \text{ x } 8.89} = 1008.83 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1008.83 + 1890) / 2 = 1449.42 kg/cm2

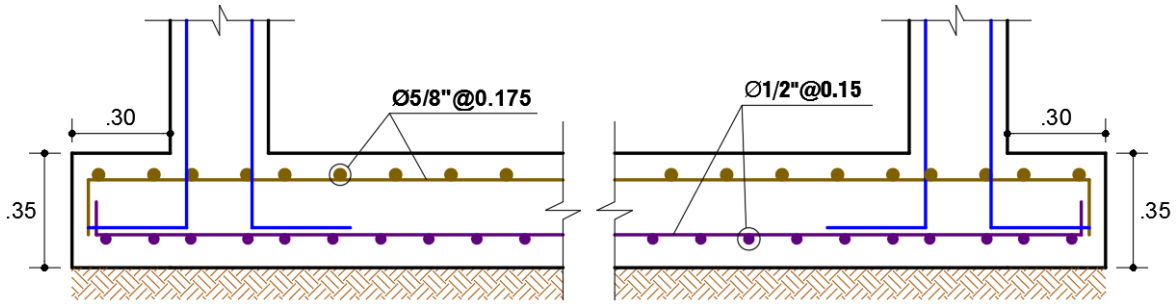
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1449.42^3} = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

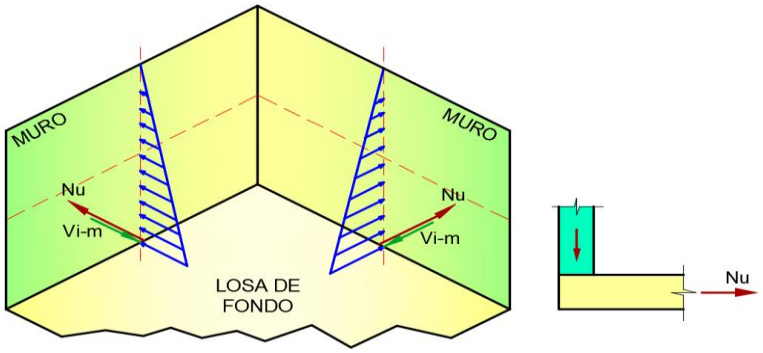
Figura 128: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del reservorio



4.1.7.6. Acero requerido para la tracción directa en la base del reservorio

Debido a la presión del agua en el fondo del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-losa de fondo (ver Figura 129), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Figura 129: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del reservorio



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica.

La fuerza cortante máxima en la base del muro largo (Vi-m), se convierte en tracción pura debido a la acumulación de fuerzas de presión en esa zona. Dicha cortante se determina con los coeficientes de corte (Cs) del Caso 4 de la PCA, presentados en la Tabla 12 del ítem 4.1.4.1. Basado en ello, el coeficiente de corte en borde inferior medio del muro largo es Cs=0.39, entonces la fuerza cortante es:

Vi-m = Cs x q x a = 0.39 x 5100 x 3.00 = 5967 kg

Según el ACI 350, la tracción máxima generada en el borde inferior del muro largo debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vi-m = Nu = 1.65 x 5967 kg = 9845.55 kg

Entonces, el acero requerido por tracción pura en la losa de fondo del reservorio, se determina con la siguiente expresión:

$$\text{As} = \frac{\text{Nu}}{0.9\ \text{fy}} = \frac{9845.55}{0.9\ \text{x}\ 4200} = 2.60\ \text{cm2}$$

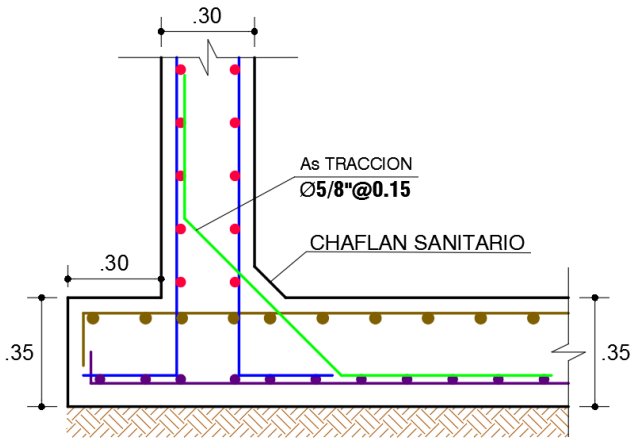
Este refuerzo de tracción directa será distribuido igualmente entre las caras superior e inferior de la losa de fondo. Entonces, el acero requerido total en la cara superior, es:

As = As flexión + As tracción = 10.50+ 2.60/2 = 11.80 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 25 = 8.25 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 11.80 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.15 m o Ø 1/2" @ 0.10**, en el lecho superior de la losa de fondo.

Figura 130: Diseño definitivo de la losa de fondo del reservorio con la adición del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo.



4.1.8. DISEÑO DEL RESERVORIO APOYADO CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseñará un reservorio apoyado con cubierta, que sirve para contener agua potable para abastecimiento de una población de 664 habitantes.

Todos los elementos estructurales que conforman el reservorio (paredes, tapa y fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

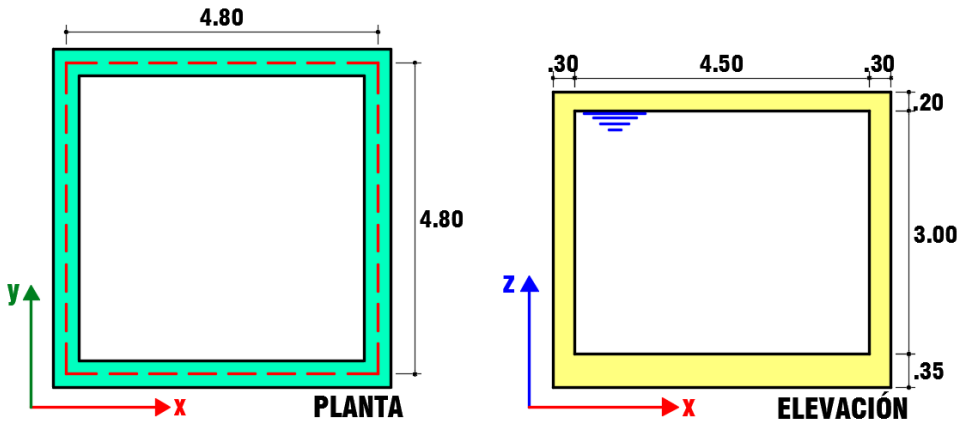
Los elementos estructurales del reservorio tienen las siguientes características:

- Paredes con espesor e = 0.30 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de tapa con espesor e = 0.20 m, y recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de fondo con h = 0.35 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.

El líquido presente en la estructura será agua cuya densidad es γ = 1000 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y c_a = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esta manera tenemos:

Figura 131: Dimensiones del reservorio para modelado en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman el reservorio (paredes, tapa y fondo), se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis. De esta manera se realizó la división de los elementos shell en 7 partes sobre el eje global Z y en 10 partes sobre el eje global Y, dando un total de 70 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 7 partes sobre el eje global Z y en 10 partes sobre el eje global X, dando un total de 70 divisiones.

4.1.8.1. Modelado de las paredes del reservorio

Las paredes del reservorio tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras internas del tanque, incrementándose con la altura del líquido de la siguiente manera:

$$p_w\ (\mathrm{z} = 0) = \gamma \mathrm{H} = 1000\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$$

$$p_w(\mathrm{z} = 3.00) = \gamma \mathrm{H} = 1000\ \mathrm{kg/m3\ x\ 3.00\ m} = 3000\ \mathrm{kg/m2}$$

4.1.8.2. Modelado de la losa de tapa del reservorio

La losa de tapa del reservorio estará sometida solo a cargas de gravedad tales como su peso propio (CM) y una sobrecarga (CV) de 140 kg/m2.

4.1.8.3. Modelado de la losa de fondo del reservorio

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocan resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:

Las dimensiones de la losa son B = 5.10 m y L= 5.10 m.

Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B + 0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{5.1 + 0.30}{2 \text{ x } 5.1}\right)^2 = 1.12 \ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1 + \frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3} \text{ x } 1.12\left(1 + \frac{5.1}{2 \text{ x } 5.1}\right) = 1.124 \ \frac{kg}{cm3}$$

$$= 1124000 \ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 1124000 kg/m/m2, o sea por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuaran paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.1.8.4. Cálculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la NTE E.060, donde según el ACI 350 deben ser amplificados por el coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerara el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado, el programa nos muestra los resultados de momentos, fuerzas axiales y cortantes.

Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.1.8.5. Diseño de los elementos del reservorio apoyado

El diseño de los elementos estructurales del reservorio se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momentos de diseño se extraen del programa SAP2000.

Diseño de las paredes del reservorio apoyado para la condición de carga única:

Para el diseño del acero vertical en las paredes del reservorio tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 132, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 27:

Figura 132: Momentos (M22) para diseño del acero vertical de las paredes del reservorio (SAP)

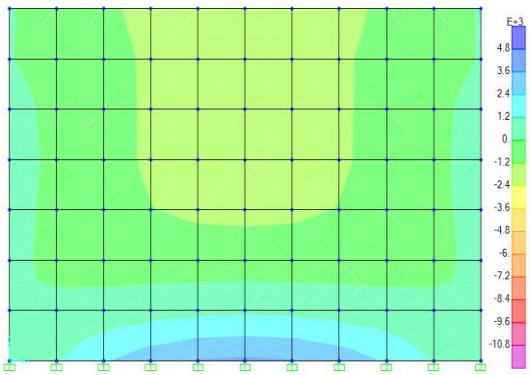


Tabla 27: Diseño del acero vertical en las paredes del reservorio (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	48	48	cm
Peralte / espesor	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-3842.34	1851.22	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-1844.32**	**888.59**	**Kg-m**
	ku	6.67	3.21	
Cuantía requerida	ρ	0.0018	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0024	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**3.46**	**3.46**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.176	0.176	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.175**	**Ø 1/2"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	3.81	3.81	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en las paredes del reservorio tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 133, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 28:

Figura 133: Momentos (M11) para diseño del acero horizontal de las paredes del reservorio (SAP)

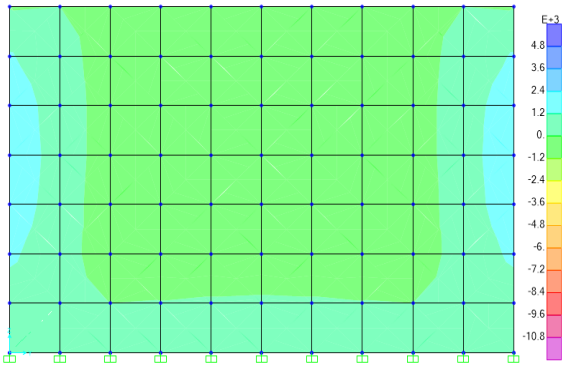


Tabla 28: Diseño del acero horizontal en los muros del reservorio (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	42.90	42.90	cm
Peralte / espesor	e	30	30	cm
Peralte efectivo	d	24	24	cm
Momento de tablas (B)	M	-2438.58	959.84	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-1046.15**	**411.77**	**Kg-m**
	ku	4.23	1.67	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**3.09**	**3.09**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.176	0.176	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.175**	**Ø 1/2"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	3.81	3.81	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO APOYADO:

La losa de tapa del reservorio se diseña para cargas de gravedad (CV y CM). Del programa se obtiene el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 134, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran al centro de la losa, dichos valores se muestran en la Tabla 29 y Tabla 30 respectivamente, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 134: Momentos (M22) en la dirección corta de la losa de tapa del reservorio (SAP)

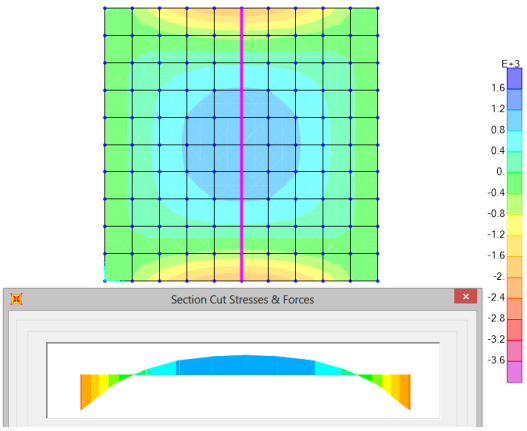


Tabla 29: Diseño del acero negativo de la losa de fondo del reservorio (SAP)

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO - LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-418.17	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-200.72**	**Kg-m**
	ku	2.13	
Cuantía requerida	ρ	0.0006	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0008	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.02**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Tabla 30: Diseño del acero positivo de la losa de tapa del reservorio (SAP)

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO – LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1153.50	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**553.68**	**Kg-m**
	ku	5.89	
Cuantía requerida	ρ	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.88**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

DISEÑO DE LA Llosa DE FONDO DEL RESERVORIO APOYADO:

La losa de fondo del reservorio se diseña para las reacciones del suelo, para cuando el tanque está vacío. El programa nos muestra el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 135, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en la parte central de la losa, dichos valores se muestran en las Tabla 31 y Tabla 32 respectivamente, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 135: Momentos (M22) en la dirección corta de la losa de fondo del reservorio (SAP)

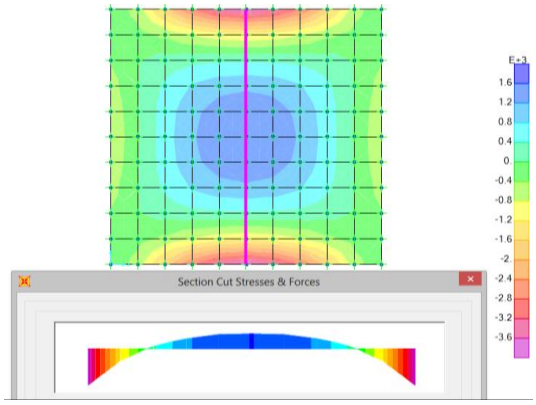


Tabla 31: Diseño del acero negativo de la losa de fondo del reservorio (SAP)

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO – LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48	cm
Peralte	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento de tablas (B)	M	-2245.03	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-1077.61**	**Kg-m**
	ku	3.59	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**3.60**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.169	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2" @ 0.15**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

Tabla 32: Diseño del refuerzo positivo de la losa de fondo del reservorio (SAP)

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO - LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48	cm
Peralte	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento de tablas (B)	M	1606.82	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**771.27**	**Kg-m**
	ku	2.57	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**5.04**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.19	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8" @ 0.175**	
Acero colocado	As col	5.97	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

4.1.9. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL RESERVORIO

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales del reservorio apoyado (paredes, tapa y fondo), aplicando diferentes metodologías como son: PCA, Bares, coeficientes de la norma E.060 y el programa SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes del reservorio se realizó aplicando las metodologías de la PCA, Bares y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 33.

Tabla 33: Resumen de resultados del diseño de las paredes del reservorio

RESUMEN DE RESULTADOS (PAREDES)									
METODO	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
		M	As req	As col		M	As req	As col	
PCA	01	-3699.54	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	-2148.12	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62
		1551.42	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	596.7	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62
BARES	01	-3118.35	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	-1852.62	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62
		1244.72	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	717.34	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62
SAP	01	-3842.34	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	-2438.58	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62
		1851.22	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	959.84	7.20	Ø 1/2"@ 0.175	7.62

Basado en los resultados de la Tabla 33, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de las paredes del reservorio, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 34.

Tabla 34: Comparación del acero requerido en las paredes del reservorio

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DEL RESERVORIO							
COND. CARGA	As REQUERIDO	PCA	BARES	SAP2000	PCA/BARES	PCA/SAP	BARES/SAP
1	VERTICAL	7.20	7.20	7.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
	HORIZONTAL	7.20	7.20	7.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 34, se concluye que tanto para el acero vertical como horizontal no existe variación alguna en lo referente al acero requerido. Esto es correcto ya que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 33) y las variaciones de acero requerido (Tabla 34), el diseño definitivo de las paredes se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso como no se tiene variación en el acero requerido y la distribución de acero colocado es igual, utilizaremos los resultados de cualquiera de los métodos.

El diseño de la losa de tapa se realizó aplicando el método de coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos de detallan a continuación en la Tabla 35.

Tabla 35: Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del reservorio

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE TAPA)								
METODO	LADO LARGO				LADO CORTO			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coeficientes E.060	-714.07	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-714.07	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	822.60	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	822.60	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62
SAP	-418.17	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-418.17	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	1153.50	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	1153.50	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62

Basado en los resultados de la Tabla 35, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de tapa del reservorio, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 36.

Tabla 36: Comparación del acero requerido en la losa de tapa del reservorio

COMPARACION DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE TAPA DEL RESERVORIO				
As REQUERIDO	POSICION	Coeficientes E.060	SAP2000	Coef. E.060/SAP
As -	LADO LARGO	4.20	4.20	**0.00%**
	LADO CORTO	4.20	4.20	**0.00%**
As +	LADO LARGO	6.00	6.00	**0.00%**
	LADO CORTO	6.00	6.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 36, se concluye que tanto para el acero negativo, como para el acero positivo no se tiene variación alguna, lo cual es correcto debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta cantidad de acero colocado (Tabla 35) y las variaciones de acero requerido (Tabla 36), el diseño definitivo de la tapa se realizará con el método más conservador, entonces utilizaremos cualquiera de los resultados obtenidos, a que no hay variación alguna en la distribución del acero.

El diseño de la losa de fondo se realizó aplicando método de coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 37.

Tabla 37: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del reservorio

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE FONDO)								
METODO	LADO LARGO				LADO CORTO			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coeficientes E.060	-3722.37	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89	-3722.37	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89
	1545.33	10.50	Ø 5/8"@ 0.175	11.94	1545.33	10.50	Ø 5/8"@ 0.175	11.94
SAP	-2245.03	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89	-2245.03	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89
	1606.82	10.50	Ø 5/8"@ 0.175	11.94	1606.82	10.50	Ø 5/8"@ 0.175	11.94

Basado en los resultados de la Tabla 37, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de fondo del reservorio, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 38.

Tabla 38: Comparación de acero requerido en la losa de fondo del reservorio

COMPARACION DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DEL RESERVORIO				
As REQUERIDO	POSICION	Coeficientes E.060	SAP2000	Coef. E.060/SAP
As -	LADO LARGO	7.50	7.50	**0.00%**
	LADO CORTO	7.50	7.50	**0.00%**
As +	LADO LARGO	10.50	10.50	**0.00%**
	LADO CORTO	10.50	10.50	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 38, se concluye que tanto para el acero negativo, como para el acero positivo no se tiene variación alguna, lo cual es correcto debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 37) y las variaciones de acero requerido (Tabla 38), el diseño definitivo de la losa fondo se realizará con el método más conservador. En este caso como no se tiene variación en el acero requerido y en la distribución del acero colocado, utilizaremos los resultados de cualquiera de los métodos.

4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN TANQUE CISTERNA

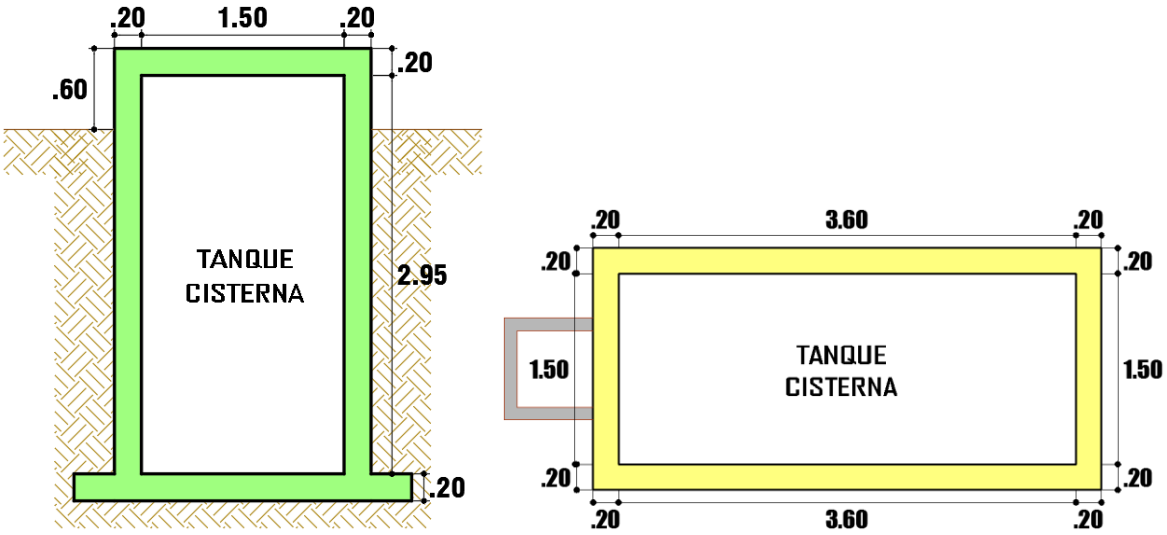
Se diseña un tanque cisterna (tanque enterrado), cuya función es el almacenamiento de agua para abastecimiento de una piscina (sistema de recirculación y servicios higiénicos).

Según lo mencionado en el Capítulo 3, se ha tomado como referencia el proyecto titulado “Construcción de la infraestructura recreativa-deportiva (piscina semi olímpica) en la Institución Educativa Túpac Amaru del Distrito de Chilca - Huancayo - Junín”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 3.60 x 1.50 metros.
- Altura: 2.95 metros.
- Capacidad: 13.5 m3.

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación del tanque cisterna, de acuerdo a los planos mostrados en el proyecto mencionado:

Figura 136: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del tanque cisterna a diseñar



El proceso seguido para el diseño del tanque cisterna es el siguiente: 1) dimensionamiento de las paredes y losa de tapa del tanque cisterna; 2) determinación de las condiciones de borde en las paredes y losa de tapa del tanque cisterna; 3) condiciones de carga para el análisis de las paredes del tanque cisterna; 4) diseño de las paredes del tanque cisterna con las tablas de la PCA; 5) diseño de las paredes del tanque cisterna con las tablas de Bares; 6) diseño de la losa de tapa del tanque cisterna con métodos clásicos; 7) diseño de la losa de fondo del tanque cisterna con métodos clásicos; 8) diseño del tanque cisterna con el programa SAP2000; 9) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo del tanque cisterna.

4.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA

Las paredes del tanque cisterna serán losas macizas apoyadas en sus cuatro lados, por lo tanto, el dimensionamiento será:

- Luz larga / luz corta = 3.60/2.95 = 1.22 < 2, para el caso del lado largo del tanque
- Luz larga / luz corta = 2.95/1.50 = 1.97 < 2, para el caso del lado corto del tanque

Por lo tanto, las paredes del tanque cisterna tienen comportamiento bidireccional.

El espesor mínimo (e) de las paredes del tanque cisterna es:

- Según ACI 350: $e = l/30 = 2.95/30 = 0.10$ m => $e_{min} = 0.15$ m.

  Pero como el recubrimiento mínimo de las paredes es 5 cm, es necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R).

- Según Jimenez, García y Morán:

  Si $h \leq 6.0$ m => $e = 0.10h = 0.10 \times 2.95 = 0.295$ m

Basado en las consideraciones del ACI 350, ya que Jimenez estima un espesor muy conservador, el espesor de las paredes del tanque cisterna será **e = 0.20 m.**

La estructura de la tapa, será considerada como una losa maciza apoyada en sus cuatro lados, por lo tanto, el dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 3.6/1.5 = 2.40 > 2 => la losa tiene comportamiento unidireccional

Entonces, el espesor mínimo de la losa de tapa se calcula, como sigue:

e = ln/30 =1.5/30 = 0.05 m

Entonces, el espesor mínimo sería 0.15 m, pero como la losa tendrá recubrimiento de 5 cm es necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de la losa de tapa de reservorio tendrá un espesor constante e = 0.20 m.

4.2.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA

El tanque cisterna está conformado por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 1.70 m y dos muros largos de 3.80 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales y en su borde inferior con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados.

Para el caso del borde superior, verificamos la relación de rigideces entre las paredes y la tapa, teniendo en cuenta las expresiones recomendadas por el ACI, para la verificación de las condiciones de apoyo, para el caso de pórticos conformados por vigas y columna (NTE-060).

La expresión recomendada por el ACI para evaluar las condiciones de apoyo, pared-losa tapa, mediante la relación de rigideces a flexión (K_{pared} / K_{tapa}), se determina como sigue.

- Kpared / Ktapa > 8 => Empotramiento perfecto
- Kpared / Ktapa < 8 => Semi empotrado o simplemente apoyado

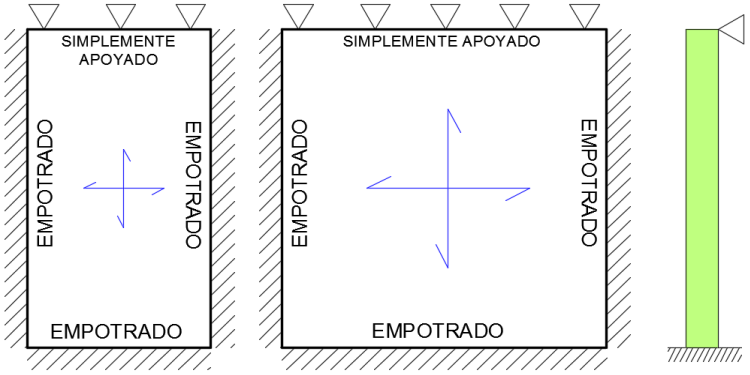
Dónde: K = 4EI/L; E = módulo de elasticidad del concreto; $I = bh^3/12$, h = espesor de pared o losa tapa. El momento de inercia se calcula para una sección de elemento de ancho 1.00 m.

Tabla 39: Cálculo de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque cisterna

ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	LONGITUD (cm)	INERCIA (I)	RIGIDEZ (K)	Kpared / Ktapa
PARED	100	20	305	66666.67	218.58	1.25
TAPA	100	20	380	66666.67	175.44	

La relación de rigideces K_{pared} / K_{tapa} = 1.25 < 8. Entonces, la losa de tapa se considera simplemente apoyado en las paredes del tanque cisterna, sin embargo, le adicionaremos en el apoyo un momento de monolitismo de $\mathbf{w_u l^2/16}$ (Artículo 8.3.4 de la E.060).

Figura 137: Condiciones de borde de las paredes y tapa del tanque cisterna



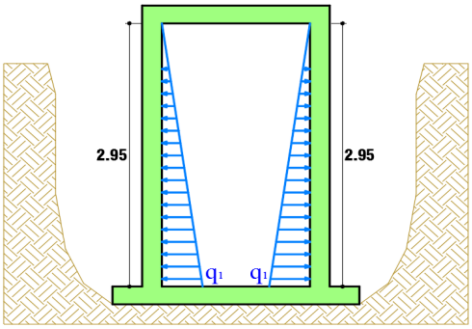
4.2.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA

El tanque analizado es una estructura enterrada, por tanto, las condiciones más desfavorables se presentan cuando el tanque está completamente lleno y cuando el tanque está vacío y sujeto al empuje del relleno. Entonces, tendremos en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Condición de carga n° 01: Prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno y el suelo (relleno) no ejerce presión alguna. Esta consideración puede presentarse: 1) para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo; y 2) ante la probabilidad de ocurrencia de que se malogre el flotador del tanque.

Figura 138: Condición de carga 01 para el diseño del tanque cisterna



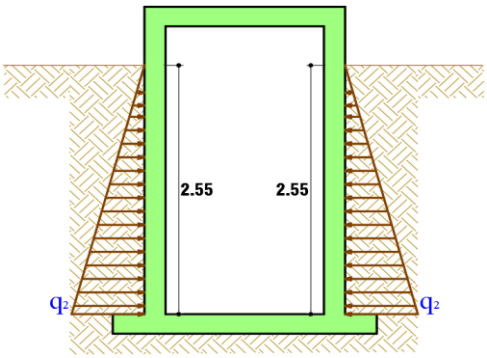
Presión del agua (distribución triangular):

$$q1 = \gamma H = 1000\ \text{kg/m3 x } 2.95\ \text{m} = 2950\ \text{kg/m2}$$

Condición de carga n° 02: Tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación en la que el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. Esta consideración puede presentarse cuando el tanque requiera limpieza y/o mantenimiento.

Figura 139: Condición de carga 02 para el diseño del tanque cisterna



Presión del suelo (distribución triangular):

$$q2 = Ca\ \omega\ H = 0.296\ \text{x } 1680\ \text{kg/m3 x } 2.55\ \text{m} = 1268.06\ \text{kg/m2}$$

$$Ca = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} = \frac{1 - \sin 32.9}{1 + \sin 32.9} = 0.296$$

4.2.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA CON LAS TABLAS DE LA PCA

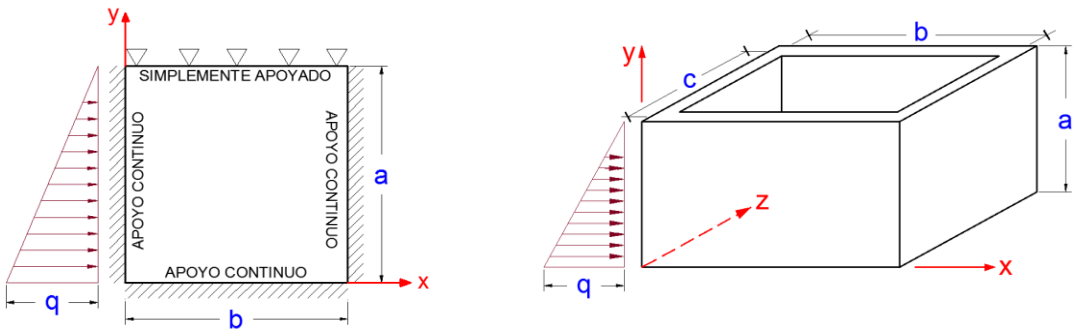
Para el diseño de las paredes del tanque cisterna, las condiciones de borde de acuerdo a la Figura 137 del ítem 4.2.2, se consideran simplemente apoyado en el borde superior y empotrados en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual trabajaremos con el **CASO 4** de las tablas de la PCA.

Figura 140: Caso 4 de la PCA para el diseño de las paredes del tanque cisterna

CASO 4

BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS



Con fines de emplear la nomenclatura de las tablas de la PCA, identificaremos a la altura del tanque a=2.95 m, la longitud del muro largo b=3.80 m y la longitud del muro corto c=1.70 m, obteniendo las siguientes relaciones de longitudes:

Relación: largo/alto = b/a = 3.80/2.95 = 1.29 para el muro largo

Relación: ancho/alto = c/a = 1.70/2.95 = 0.58 para el muro corto

El diseño de las paredes del tanque cisterna comprende los siguientes procesos:

- Diseño por corte de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01
- Diseño por corte de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02
- Diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01

- Control de fisuras para la condición de carga 01
- Diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02
- Control de fisuras para la condición de carga 02

4.2.4.1. Diseño por corte de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga n° 01

El cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque cisterna se realiza de forma sencilla utilizando los coeficientes de corte (Cs) del Caso 4 de la PCA, el cual se muestra a continuación en la Tabla 40.

Debido a que la tabla mencionada no tiene valores para relaciones b/a=1.29 y c/a=0.58, tendremos que interpolar valores con la finalidad de obtener resultados más exactos en el cálculo de cortantes.

A continuación, se desarrolla el diseño por corte, con la tabla del caso 4 de la PCA, cuya presentación incluyendo los valores interpolados requeridos se muestra a continuación:

CASO 4

$$\text{Corte} = Cs \times q \times a$$

$$\text{Deflexion} = \frac{C_d \, q \, a^4}{1000 \, D}$$

$$D = \frac{E \, t^3}{12(1-\mu^2)}$$

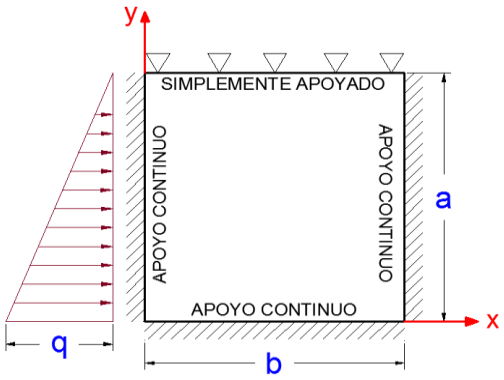
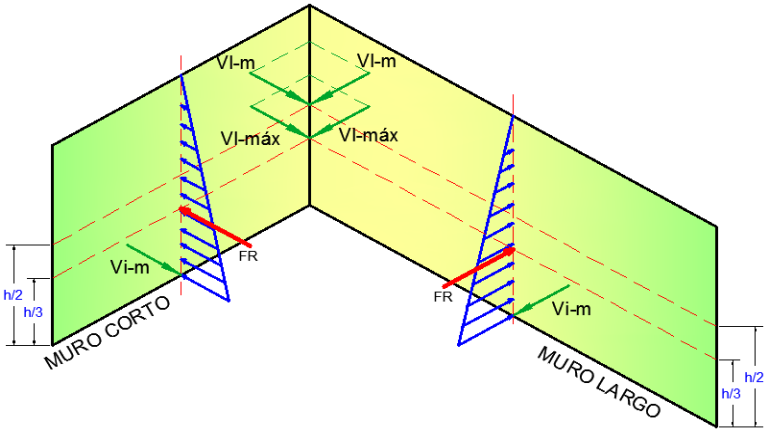


Tabla 40: Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque cisterna (PCA)

Coeficientes de corte, Cs														
Localización		b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.29	1.25	1.0	0.75	0.58	0.5
Borde inferior	Punto medio	Vi-m	0.40	0.40	0.40	0.40	0.39	0.38	0.363	0.36	0.32	0.26	0.219	0.20
Borde lateral	Máximo	Vl-máx	0.26	0.26	0.26	0.27	0.26	0.26	0.252	0.25	0.24	0.22	0.186	0.17
Borde lateral	Punto medio	Vl-m	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.252	0.25	0.23	0.19	0.149	0.13
Borde superior	Punto medio	Vs-m	0.10	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.093	0.09	0.07	0.05	0.036	0.03
									Lado largo				Lado corto	

Tal como se puede observar se utiliza sólo la tabla mostrada que sirve para determinar fuerzas cortantes. No se utilizará la tabla que permite encontrar deflexiones porque de acuerdo a lo especificado en los artículos 14.6.1 y 14.6.2 del ACI 350, no es necesario determinar las deflexiones debido a que el espesor calculado para la pared según el ítem 4.2.1 es de 0.20 m, el cual, es mayor que la relación l/30 y que las 6", especificadas en el ACI 350.

Figura 141: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del tanque cisterna



Las variables para determinar las fuerzas cortantes máximas, las cuales se ubican en el borde inferior central y en los bordes laterales de las paredes (ver Fig. 141), se extraen de la Tabla 40, y son los siguientes:

Para b/a=1.29: Cs=0.363 en el borde inferior del muro largo

Cs= 0.252 en los bordes laterales del muro largo

Para b/a=0.58: Cs=0.219 en el borde inferior del muro corto

Cs= 0.186 en los bordes laterales del muro corto

Con estos valores se verifica las cortantes críticas de la siguiente manera:

Cortante resistente del concreto para un ancho b = 1.00 m y espesor constante

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

d = peralte efectivo = 20 - 6 = 14 cm

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 14 = 12416.03 kg

ϕVc = 0.85 x 12416.03 kg = 10553.63 kg

Cortante en la zona inferior del muro largo, cortante actuante más crítico

q_1 = γ.H = 1000 kg/m3 x 2.95 m = 2950 kg/m2

Según el método por resistencia, se amplifica la carga por el factor 1.7 correspondiente a la presión del agua:

q_{u1} = 1.7 x 2950 = 5015 kg/m2

Además, según el ACI 350, la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia debe ser amplificado por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Vi-m = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.363 x 5015 x 2.95) = 6981.41 kg

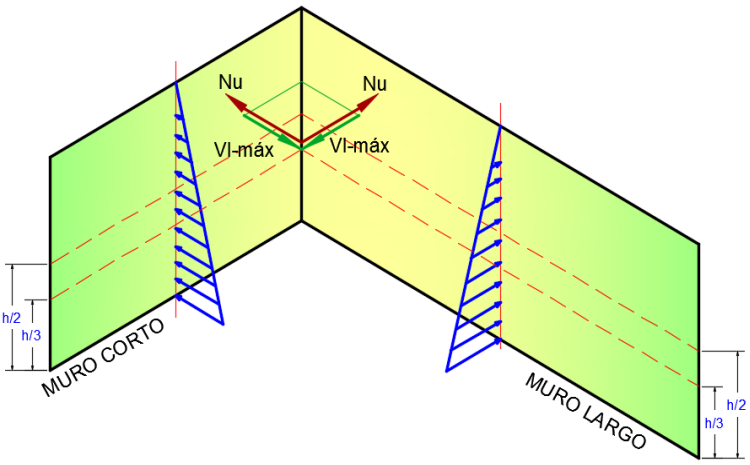
Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 10553.63 kg >> Vi-m = 6981.41 kg => **es correcto**

Cortante en el borde lateral del muro largo (Vl-máx)

En la unión de muro largo y muro corto (esquina) el cortante Vl-máx se convierte en fuerza de tracción directa por efecto de la presión de líquido (ver Fig. 142).

Figura 142: Fuerzas de tracción en la unión muro – muro del tanque cisterna



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica. Según el ACI 350 la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia, deberá ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3.

Entonces el cortante máximo en el borde lateral de la pared larga (Vl-máx), es:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.252 x 5015 x 2.95) = 4846.60 kg

En elementos sometidos a tracción axial significativa el cortante máximo permitido según la NTE E.060 es: $\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{\mathrm{Nu}}{35\ \mathrm{Ag}}\right)\sqrt{\mathrm{f'c}}\ \mathrm{b}\ \mathrm{d}$

Donde Nu es la tracción en la pared larga causada por la cortante de la pared corta.

Como el análisis es en la pared larga, calculamos la cortante en la pared lateral corta, la cual es una tracción directa en la pared larga, entonces:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.186 x 5015 x 2.95) = 3577.25 kg

Nu = Vl-máx = 3577.25 kg

Ag = 20 x 100 = 2000 cm2

$$\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{2751.73}{35\ \mathrm{x}\ 2000}\right)\sqrt{280}\ \mathrm{x}\ 100\ \mathrm{x}\ 14 = 11927.96\ \mathrm{kg}$$

ϕVc = 0.85 x 11927.96 kg = 10138.76 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 10138.76 kg >> Vl-máx = 4846.60 kg => **es correcto**

4.2.4.2. Diseño por corte de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga n° 02

Para la condición de carga 02 se emplean los mismos coeficientes de corte empleados para la condición de carga N° 01, los cuales se presentan en la Tabla 40. Como la carga q2 es mucho menor que la

carga q1, y el análisis realizado se da en la etapa elástica, se concluye que el espesor del muro resiste las fuerzas cortantes actuantes generadas por q2.

4.2.4.3. Diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga n° 01

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 41, los cuales corresponden al Caso 4 de la PCA. Para ingresar a estas tablas, se requiere definir las relaciones de dimensiones largo/alto (b/a) y ancho/alto (c/a) correspondiente a cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el tanque cisterna que se diseña, las paredes tienen las siguientes dimensiones: lado largo b=3.80 m (plano X-Y), lado corto o ancho c=1.70 m (plano Y-Z) y su altura a=2.95 m, obteniéndose de esta manera relaciones b/a=1.29 y c/a=0.58. Como las tablas de la PCA no presentan valores para estas relaciones, haciendo un análisis de la variación de estas tablas para las relaciones especificadas en ellas, se ha optado por elegir las que corresponden a relaciones de lados b/a=1.5 (*) y c/a=0.5 (*), porque proporcionan coeficientes más conservadores. No es posible la interpolación de valores ya que los coeficientes están dados para diferentes pares de relaciones de longitudes (b/a, c/a).

(*) Tablas mostradas en el capítulo 3 de la PCA, página 3-43.

A continuación, se presenta la tabla de la PCA, caso 4, con la indicación de las dimensiones del tanque cisterna:

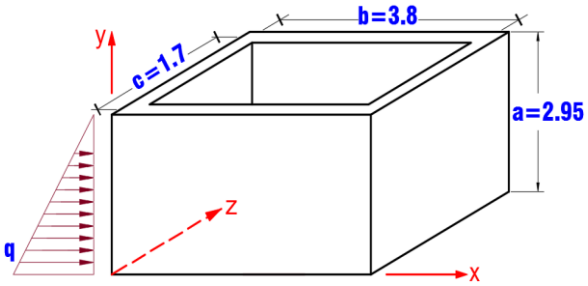
CASO 4

BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS

$$Mx, y, z = Coef\, x \frac{q\, a^2}{1000}$$

$$\frac{b}{a} = 1.5 \qquad \frac{c}{a} = 0.5$$



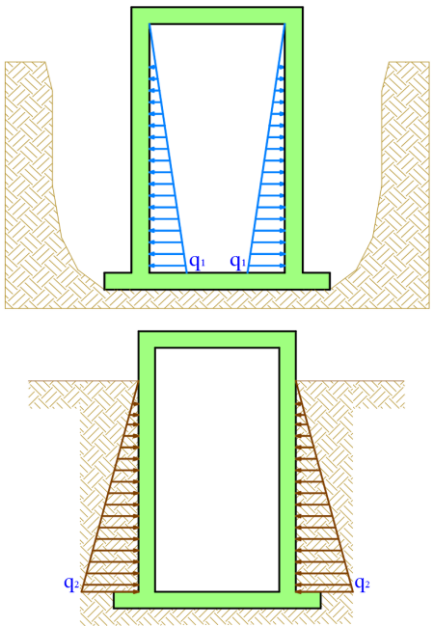


Tabla 41: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque cisterna (PCA)

		COEFICIENTES PARA Mx						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Mxy					
		Esq	0.1b 0.9b	0.2b 0.8b	0.3b 0.7b	0.4b 0.6b	0.5b *	Esq	0.1b 0.9b	0.2b 0.8b	0.3b 0.7b	0.4b 0.6b	0.5b	Esq	0.1b 0.9b	0.2b 0.8b	0.3b 0.7b	0.4b 0.6b	0.5b
MURO LARGO	Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	9	9	6	3	0
	0.9a	-1	1	3	5	6	6	-6	-1	2	3	4	4	5	9	8	6	3	0
	0.8a	-2	2	7	10	12	13	-11	-1	4	6	7	7	4	7	7	5	2	0
	0.7a	-3	3	9	14	17	18	-16	-2	6	9	10	10	3	5	5	3	2	0
	0.6a	-4	4	12	17	20	21	-20	-2	7	10	11	11	1	3	2	1	1	0
	0.5a **	-4	5	13	18	21	22	-22	-1	7	11	11	12	1	1	1	1	1	0
	0.4a	-4	5	12	17	19	20	-22	-1	7	10	10	10	3	4	4	3	2	0
	0.3a	-4	3	9	11	13	13	-20	0	6	7	7	7	4	7	7	5	2	0
	0.2a	-3	0	1	1	0	-1	-14	0	3	3	3	2	4	8	7	5	2	0
	0.1a	-1	-6	-12	-18	-22	-23	-6	-1	-1	-3	-4	-4	3	7	6	4	2	0
	Borde Inf	0	-18	-36	-48	-54	-56	0	-4	-7	-10	-11	-11	0	0	0	0	0	0

(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro largo para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 143)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro largo para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 143)

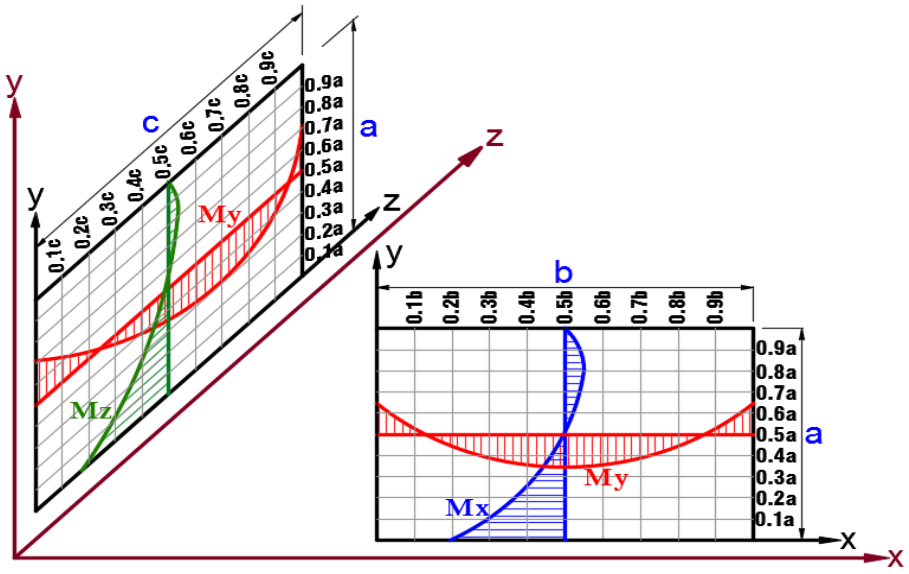
		COEFICIENTES PARA Mz						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Myz					
		Esq	0.1c 0.9c	0.2c 0.8c	0.3c 0.7c	0.4c 0.6c	0.5c *	Esq	0.1c 0.9c	0.2c 0.8c	0.3c 0.7c	0.4c 0.6c	0.5c	Esq	0.1c 0.9c	0.2c 0.8c	0.3c 0.7c	0.4c 0.6c	0.5c
MURO CORTO	Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	3	2	1	0	0
	0.9a	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-6	-4	-3	-2	-1	-1	5	3	2	1	0	0
	0.8a	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-11	-8	-5	-3	-2	-2	4	2	1	1	0	0
	0.7a	-3	-3	-3	-3	-3	-2	-16	-11	-7	-4	-3	-2	3	1	1	0	0	0
	0.6a	-4	-4	-3	-3	-3	-3	-20	-13	-8	-5	-3	-2	1	0	0	0	0	0
	0.5a **	-4	-4	-3	-3	-2	-2	-22	-14	-8	-4	-2	-1	1	1	1	1	0	0
	0.4a	-4	-3	-2	-2	-1	-1	-22	-13	-7	-3	0	1	3	2	2	1	1	0
	0.3a	-4	-2	-1	0	1	1	-20	-11	-5	-1	1	2	4	3	2	1	0	0
	0.2a	-3	-1	1	2	3	3	-14	-7	-2	0	2	3	4	2	1	0	0	0
	0.1a	-1	1	2	2	3	3	-6	-2	0	1	1	2	3	1	1	1	1	0
	Borde Inf	0	1	-1	-3	-4	-5	0	0	0	-1	-1	-1	0	0	0	0	0	0

(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro corto para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 143)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro corto para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 143)

En las tablas se observan coeficientes de momentos en franjas divididas cada décima parte de los muros largos y cortos, en el caso de muros largos en el plano X-Y, y para el caso de muros cortos en el plano Y-Z (ver Fig. 143).

Figura 143: Sistema de coordenadas y distribución de momentos en las paredes del tanque cisterna



Los coeficientes Mx y Mz, se utilizan para el cálculo de momentos verticales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx y Mz que permiten el diseño del acero vertical se grafican

alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes valores de Y. Los coeficientes Mxy y Myz, permiten el cálculo de momentos torsores, los cuales no se presentan en las paredes del tanque cisterna ya que presentan continuidad y simetría.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada por la PCA, donde a = 2.95 m, b = 3.80 m, c = 1.70 m y la carga debido a la presión del agua q_1=2950 kg/m2.

$$\mathrm{Mx,y,z} = \mathrm{Coef\ x}\frac{\mathrm{q\ a^2}}{1000} = \mathrm{Coef\ x}\frac{2950\ \mathrm{x}\ 2.95^2}{1000} = \mathrm{Coef\ x}\ 25.67\ \mathrm{kg-m}$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje del agua y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3; de la siguiente manera:

$Mu_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

$Mu_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 25.67 x coef = 56.73 x coef

Con esta expresión se determina los momentos máximos verticales (Mx y Mz) y horizontales (My), multiplicando por sus respectivos coeficientes presentados en la Tabla 41, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente.

Para el diseño del muro largo del tanque cisterna, en las Tablas 42 y 44 se detallan los momentos máximos verticales (Mx) y horizontales (My) respectivamente con los cuales se grafican los diagramas de momentos y se determina el acero de refuerzo necesario en el muro largo para la condición de carga 01.

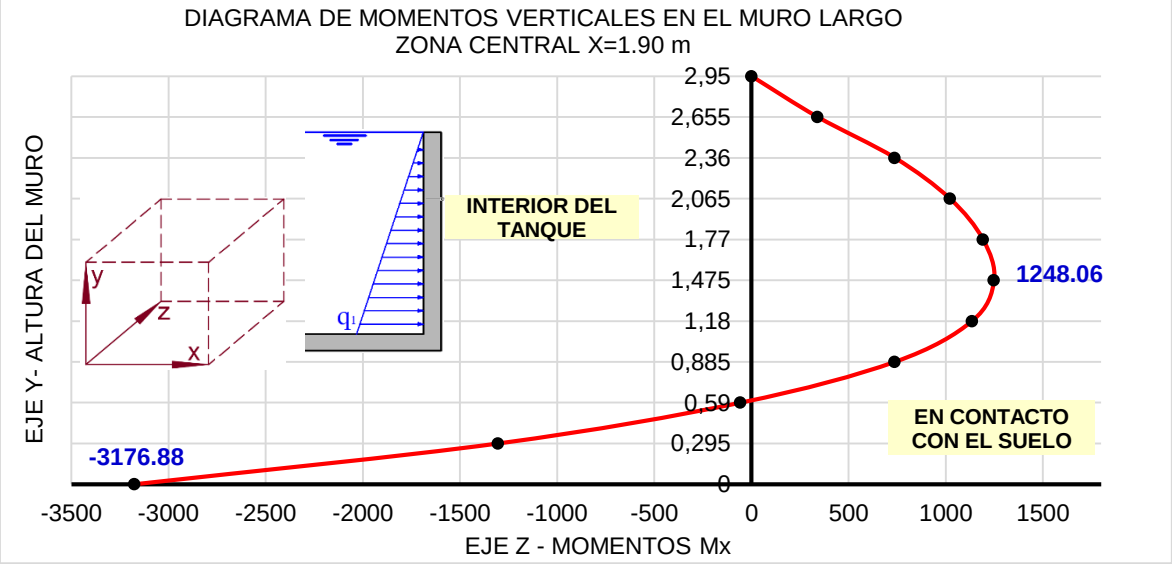
Tabla 42: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00	0.38	0.76	1.14	1.52	1.90
	3.80	3.42	3.04	2.55	2.28	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-56.73	56.73	170.19	283.65	340.38	340.38
2.360	-113.46	113.46	397.11	567.30	680.76	737.49
2.065	-170.19	170.19	510.57	794.22	964.41	1021.14
1.770	-226.92	226.92	680.76	964.41	1134.60	1191.33
1.475	-226.92	283.65	737.49	1021.14	1191.33	**1248.06 ***
1.180	-226.92	283.65	680.76	964.41	1077.87	1134.60
0.885	-226.92	170.19	510.57	624.03	737.49	737.49
0.590	-170.19	0.00	56.73	56.73	0.00	-56.73
0.295	-56.73	-340.38	-680.76	-1021.14	-1248.06	-1304.79
0.000	0.00	-1021.14	-2042.28	-2723.04	-3063.42	**-3176.88 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 42 se observan momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 1.90 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 144, y donde se observa que el momento flector en la base del muro tracciona la cara interior en contacto con el agua, y hacia la parte central tracción por flexión sucede hacia la cara exterior del muro del tanque con un menor valor del que sucede en la base.

Figura 144: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 144 se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 43:

Tabla 43: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-3176.88**	**1248.06**	**Kg-m**
	ku	16.21	6.37	
Cuantía requerida	ρ	0.0045	0.0017	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0023	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0045**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.30**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.202	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	7.62	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

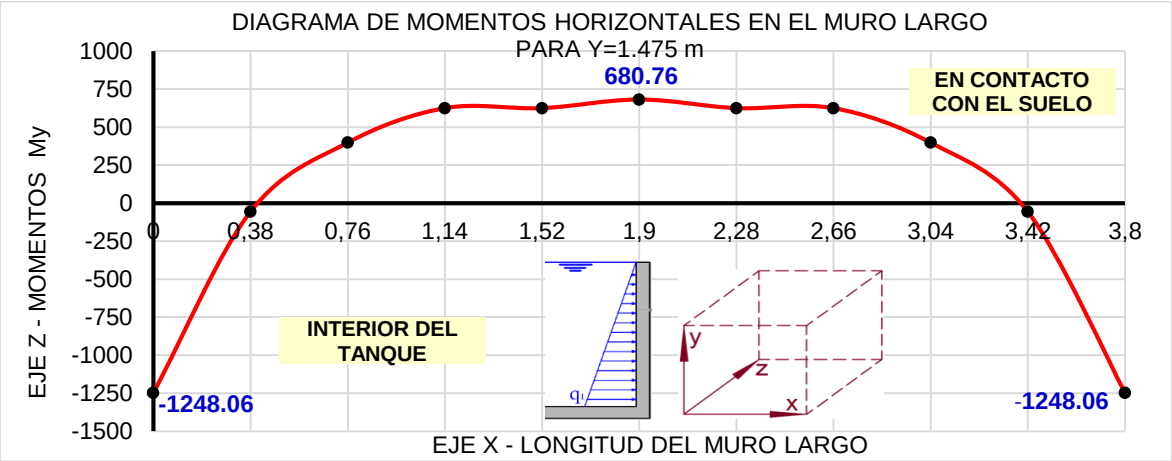
Tabla 44: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.38	0.76	1.14	1.52	1.90
	3.80	3.42	3.04	2.55	2.28	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-340.38	-56.73	113.46	170.19	226.92	226.92
2.360	-624.03	-56.73	226.92	340.38	397.11	397.11
2.065	-907.68	-113.46	340.38	510.57	567.30	567.30
1.770	-1134.60	-113.46	397.11	567.30	624.03	624.03
1.475	**-1248.06 ***	-56.73	397.11	624.03	624.03	**680.76 ***
1.180	-1248.06	-56.73	397.11	567.30	567.30	567.30
0.885	-1134.60	0.00	340.38	397.11	397.11	397.11
0.590	-794.22	0.00	170.19	170.19	170.19	113.46
0.295	-340.38	-56.73	-56.73	-170.19	-226.92	-226.92
0.000	0.00	-226.92	-397.11	-567.30	-624.03	-624.03

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 44 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 1.475 m, como se ilustra a continuación en la Figura 145.

Figura 145: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 145, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 45:

Tabla 45: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-1248.06**	**680.76**	**Kg-m**
	ku	6.37	3.47	
Cuantía requerida	ρ	0.0017	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0023	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

De la misma manera que para el muro largo, se procede a graficar los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) en el muro corto. Para ello en las Tablas 46 y 48 se detallan los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se determinará el acero de refuerzo necesario para el muro corto.

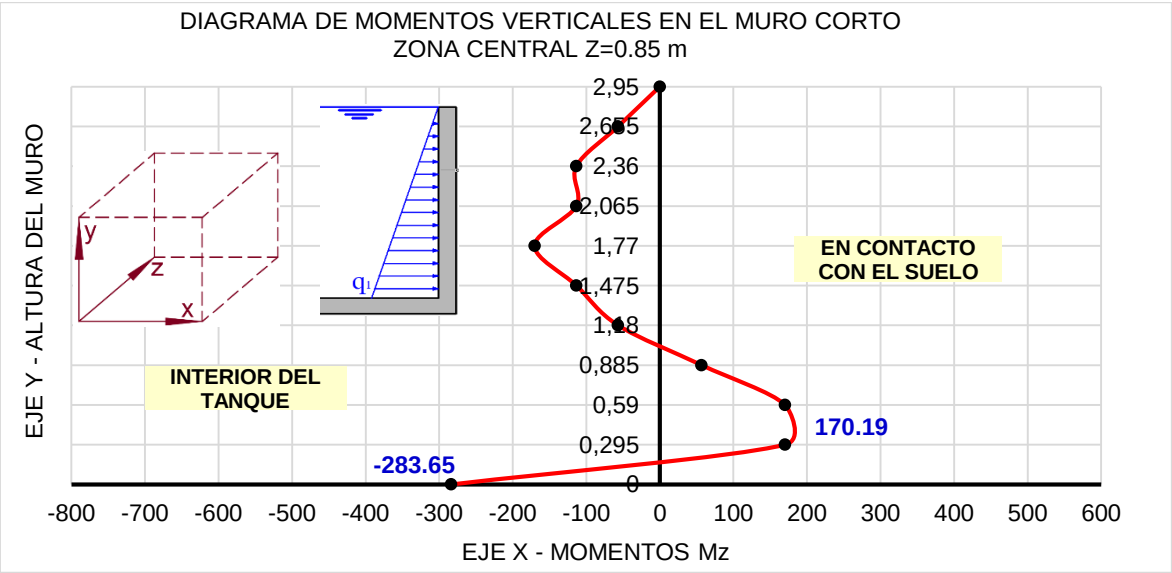
Tabla 46: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS Mz – Muro corto						
z / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-56.73	-56.73	-56.73	-56.73	-56.73	-56.73
2.360	-113.46	-113.46	-113.46	-113.46	-113.46	-113.46
2.065	-170.19	-170.19	-170.19	-170.19	-170.19	-113.46
1.770	-226.92	-226.92	-170.19	-170.19	-170.19	-170.19
1.475	-226.92	-226.92	-170.19	-170.19	-113.46	-113.46
1.180	-226.92	-170.19	-113.46	-113.46	-56.73	-56.73
0.885	-226.92	-113.46	-56.73	0.00	56.73	56.73
0.590	-170.19	-56.73	56.73	113.46	170.19	**170.19 ***
0.295	-56.73	56.73	113.46	113.46	170.19	**170.19 ***
0.000	0.00	56.73	-56.73	-170.19	-226.92	**-283.65 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 46 se observa momentos verticales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en la parte inferior del muro para X=0.85 m, como se ilustra a continuación en la Figura 146.

Figura 146: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 146, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 47:

Tabla 47: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-283.65**	**170.19**	**Kg-m**
	ku	1.48	0.87	
Cuantía requerida	ρ	0.0005	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0007	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

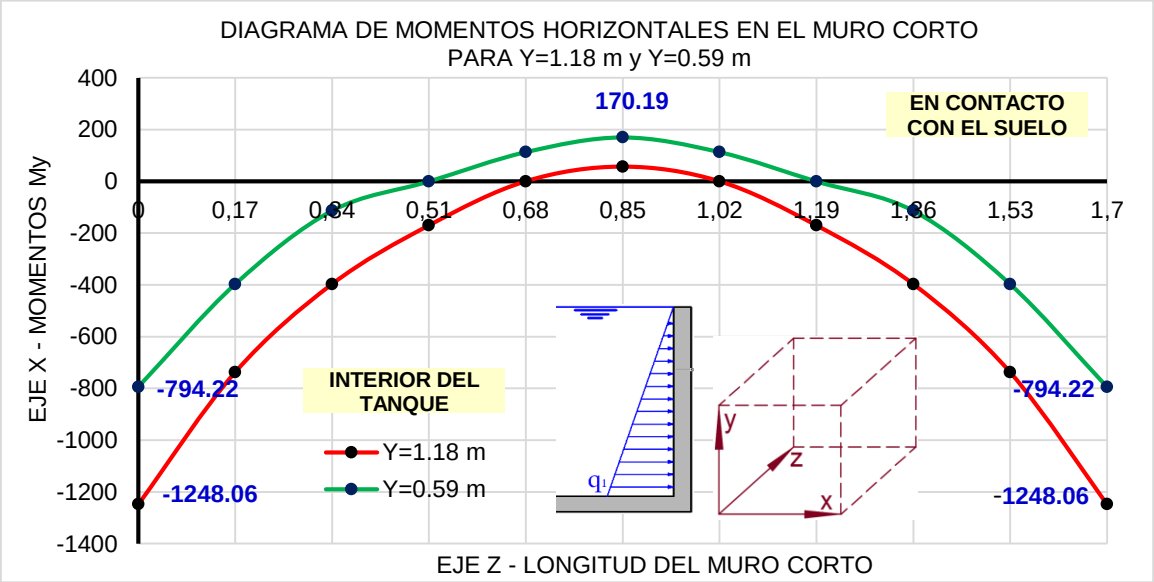
Tabla 48: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS My – Muro corto						
z / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-340.38	-226.92	-170.19	-113.46	-56.73	-56.73
2.360	-624.03	-453.84	-283.65	-170.19	-113.46	-113.46
2.065	-907.68	-624.03	-397.11	-226.92	-170.19	-113.46
1.770	-1134.60	-737.49	-453.84	-283.65	-170.19	-113.46
1.475	-1248.06	-794.22	-453.84	-226.92	-113.46	-56.73
1.180	**-1248.06 ***	-737.49	-397.11	-170.19	0.00	56.73
0.885	-1134.60	-624.03	-283.65	-56.73	56.73	113.46
0.590	-794.22	-397.11	-113.46	0.00	113.46	**170.19 ***
0.295	-340.38	-113.46	0.00	56.73	56.73	113.46
0.000	0.00	0.00	0.00	-56.73	-56.73	-56.73

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 48 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 1.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 147.

Figura 147: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 147, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 49:

Tabla 49: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-1248.06**	**170.19**	**Kg-m**
	ku	6.37	0.87	
Cuantía requerida	ρ	0.0017	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0023	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.3

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.2.4.4. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque cisterna, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 3176.88 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.20 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{3176.88}{1.3 \text{ x } 1.7} = 1437.50 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 7.62 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{143750}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 7.62} = 1497.21 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1497.21 + 1890) / 2 = 1693.61 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5\ \text{x}17000^3}{5.64^2\ \text{x}\ 1693.61^3} = 15.95\ \text{cm} < 20\ \text{cm} \Rightarrow \textbf{no es correcto}$$

El espaciamiento calculado, no controla el ancho de las grietas.

Por lo tanto, para controlar el agrietamiento se tiene que utilizar un espaciamiento s = 0.15 m, para lo cual se cambia el diámetro de barra en función del espaciamiento máximo y el acero requerido 6.30 cm2. Según el ACI 350 el diámetro mínimo es Ø 1/2", entonces el acero vertical que se utilizará para controlar las grietas será **1/2" @ 0.15 m.**

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 1248.06 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3\ \text{x}\ 1.7} = \frac{1248.06}{1.3\ \text{x}\ 1.7} = 564.73\ \text{kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{56473}{0.9\ \text{x}\ 14\ \text{x}\ 5.08} = 882.28\ \text{kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(882.28 + 1890) / 2 = 1386.14 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

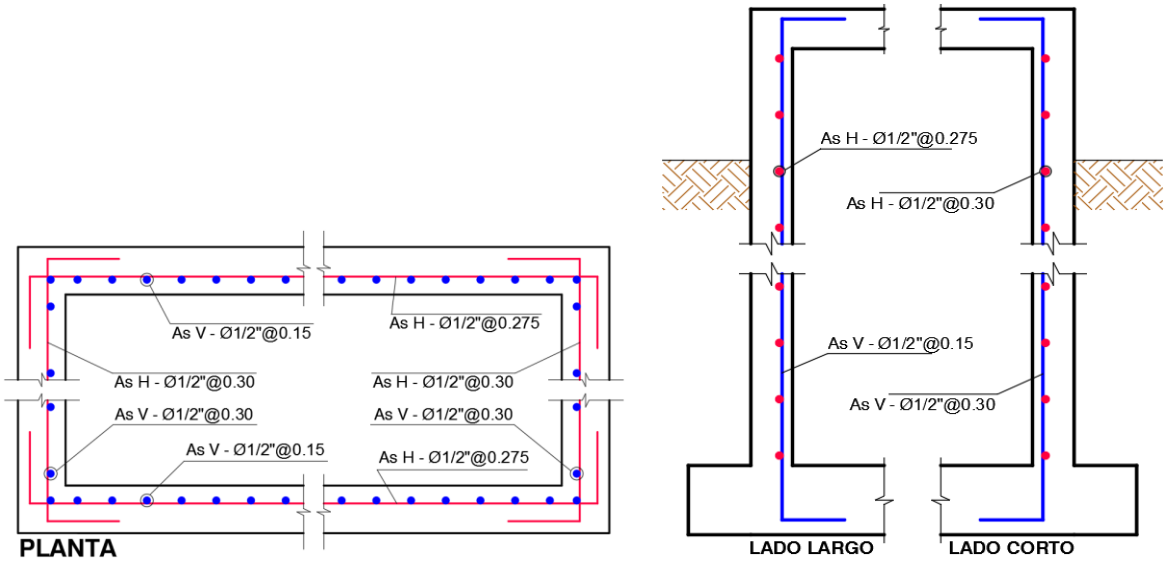
- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5\ \text{x}17000^3}{5.64^2\ \text{x}\ 1386.14^3} = 29.10\ \text{cm} < 30\ \text{cm} \Rightarrow \textbf{no es correcto}$$

El espaciamiento calculado, no controla el ancho de las grietas.

Por lo tanto, para controlar el agrietamiento se tiene que utilizar un espaciamiento s = 0.29 m, para lo cual se cambia el diámetro de barra en función del espaciamiento máximo y el acero requerido 4.20 cm2. Según el ACI 350 el diámetro mínimo es Ø1/2", entonces el acero horizontal que se utilizará para controlar las grietas será **1/2" @ 0.275 m.**

Figura 148: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01 (tanque lleno) según la PCA



4.2.4.5. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del tanque cisterna, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 149), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad

de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Vl-máx) se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vl-máx = Cs x q_{u1} x a = 0.186 x 5015 x 2.95 = 2751.73 kg

Nu = 1.65 x 2751.73 kg = 4540.36 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{4540.36}{0.9\ x\ 4200} = 1.20\ cm2$$

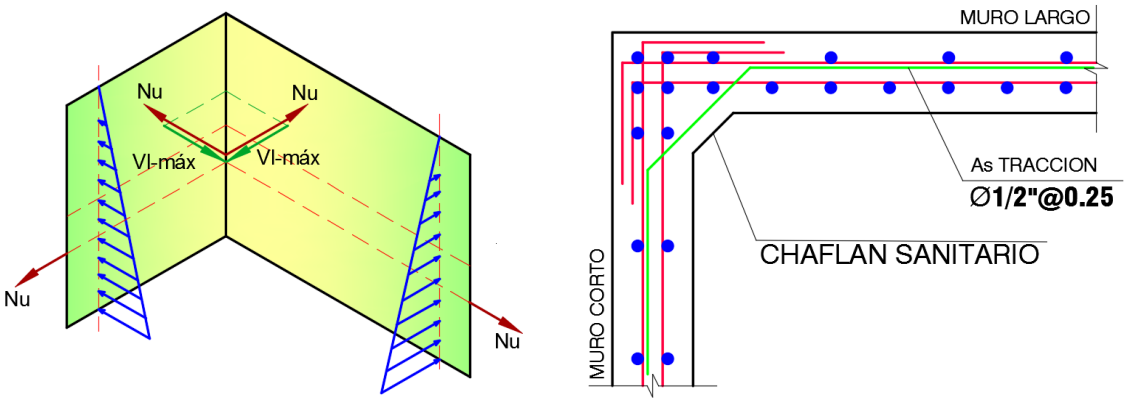
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior, es:

As = As flexión + As tracción = 4.20 + 1.20/2 = 4.80 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 14 = 4.62 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero que utilizamos es el acero requerido de 4.80 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 1/2" @ 0.25 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 149: Diseño definitivo de las paredes del tanque cisterna con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según la PCA.



4.2.4.6. Diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga nº 02

El diseño por flexión de los muros del tanque para la condición de carga 01, sirve para calcular el refuerzo interior del muro, la cara que se encuentra en contacto con el agua, dado que suceden los máximos momentos flectores hacia esa zona. Pero el tanque no solo estará soportando dichas cargas, pues en cierto momento soportará el empuje del relleno, situación en donde los máximos momentos ocurren en la cara de los muros en contacto con el suelo, por lo cual se realiza el diseño de los muros para la condición de carga 02.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada por la PCA, donde a = 2.95 m, b = 3.80 m, c = 1.70 m y la carga debido a la presión del suelo q_2=1268.06 kg/m2.

$$\mathrm{Mx, y, z} = \frac{\mathrm{Coef\ x\ q2\ x\ a^2}}{1000} = \frac{\mathrm{Coef\ x\ 1268.06x\ 2.95^2}}{1000} = 11.04\ \mathrm{x\ Coef}$$

El código ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7, por efectos de empuje y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3; de la siguiente manera:

Mu $_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

Mu $_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 11.04 x coef = 24.40 x coef

Con esta expresión se determinan los momentos máximos verticales (Mx y Mz) y horizontales (My), multiplicando por los mismos coeficientes presentados en la Tabla 41, debido a que las condiciones de borde se mantienen y solo cambia la dirección y valor de la carga.

En las tablas 50 y 52 se detallan los momentos máximos verticales (Mx) y horizontales (My) respectivamente con los cuales se grafican los diagramas de momentos flectores y se diseña el acero de refuerzo necesario en el muro largo para la condición de carga 02.

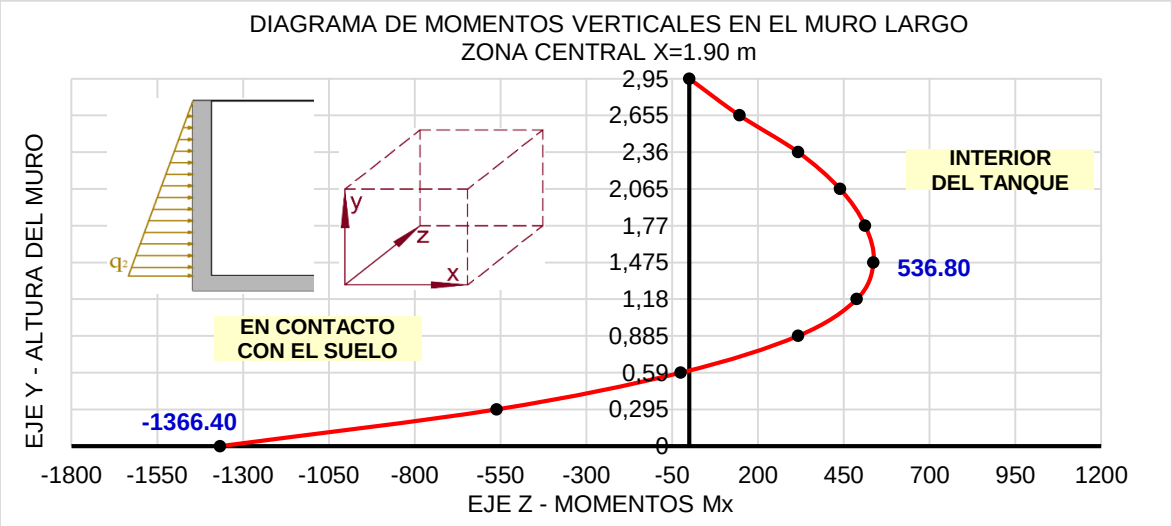
Tabla 50: Momentos Mx para para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00	0.38	0.76	1.14	1.52	1.90
	3.80	3.42	3.04	2.55	2.28	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-24.40	24.40	73.20	122.00	146.40	146.40
2.360	-48.80	48.80	170.80	244.00	292.80	317.20
2.065	-73.20	73.20	219.60	341.60	414.80	439.20
1.770	-97.60	97.60	292.80	414.80	488.00	512.40
1.475	-97.60	122.00	317.20	439.20	512.40	**536.80 ***
1.180	-97.60	122.00	292.80	414.80	463.60	488.00
0.885	-97.60	73.20	219.60	268.40	317.20	317.20
0.590	-73.20	0.00	24.40	24.40	0.00	-24.40
0.295	-24.40	-146.40	-292.80	-439.20	-536.80	-561.20
0.000	0.00	-439.20	-878.40	-1171.20	-1317.60	**-1366.40 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 50 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X=1.90 m, como se ilustra a continuación en la Figura 150.

Figura 150: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 150, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 51:

Tabla 51: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL MURO LARGO – ACERO VERTICAL				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-1366.40**	**536.80**	**Kg-m**
	ku	6.97	2.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0019	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0025	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

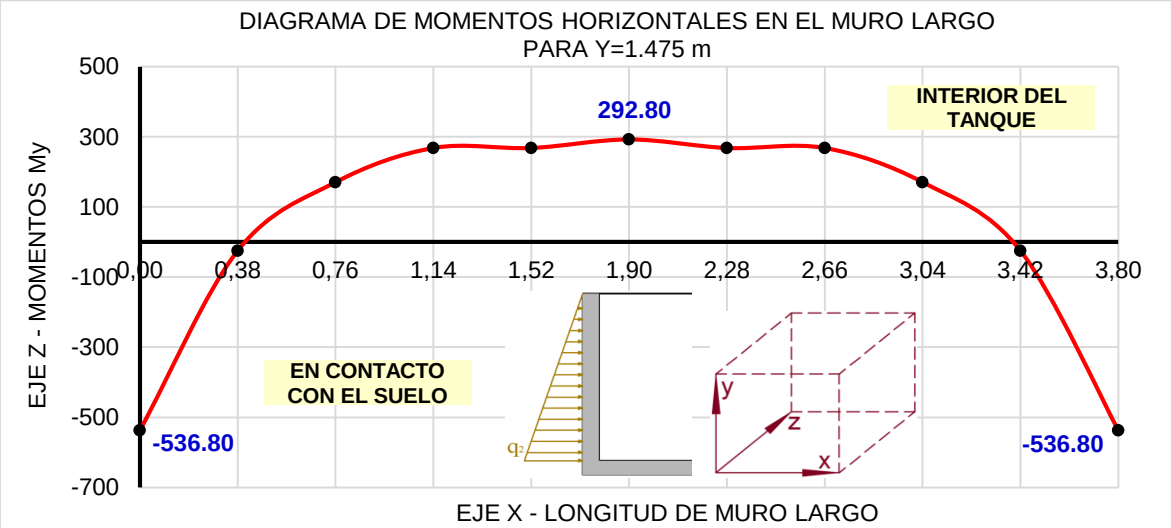
Tabla 52: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00 / 3.80	0.38 / 3.42	0.76 / 3.04	1.14 / 2.55	1.52 / 2.28	1.90
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-146.40	-24.40	48.80	73.20	97.60	97.60
2.360	-268.40	-24.40	97.60	146.40	170.80	170.80
2.065	-390.40	-48.80	146.40	219.60	244.00	244.00
1.770	-488.00	-48.80	170.80	244.00	268.40	268.40
1.475	**-536.80 ***	-24.40	170.80	268.40	268.40	**292.80 ***
1.180	-536.80	-24.40	170.80	244.00	244.00	244.00
0.885	-488.00	0.00	146.40	170.80	170.80	170.80
0.590	-341.60	0.00	73.20	73.20	73.20	48.80
0.295	-146.40	-24.40	-24.40	-73.20	-97.60	-97.60
0.000	0.00	-97.60	-170.80	-244.00	-268.40	-268.40

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 52 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=1.475 m, como se ilustra a continuación en la Figura 151.

Figura 151: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 151, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 53:

Tabla 53: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL MURO LARGO – ACERO HORIZONTAL				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-536.80**	**292.80**	**Kg-m**
	ku	2.75	1.49	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

De la misma manera que para el muro largo, se procede a graficar los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) en el muro corto. Para ello en las Tablas 54 y 56 se muestran los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se diseñará el acero de refuerzo para el muro corto.

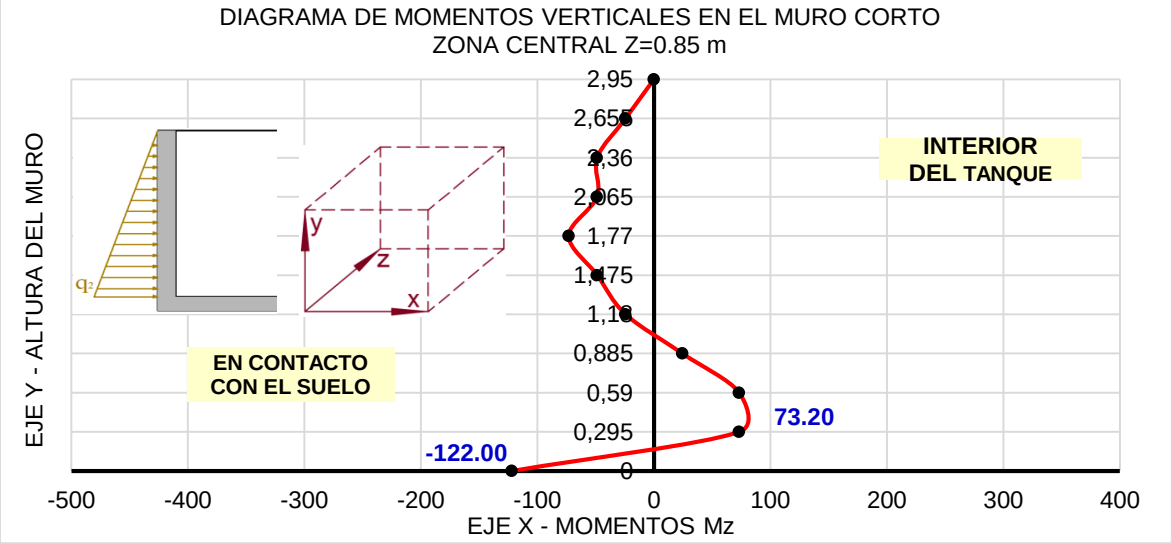
Tabla 54: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS Mz – Muro corto						
z / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-24.40	-24.40	-24.40	-24.40	-24.40	-24.40
2.360	-48.80	-48.80	-48.80	-48.80	-48.80	-48.80
2.065	-73.20	-73.20	-73.20	-73.20	-73.20	-48.80
1.770	-97.60	-97.60	-73.20	-73.20	-73.20	-73.20
1.475	-97.60	-97.60	-73.20	-73.20	-48.80	-48.80
1.180	-97.60	-73.20	-48.80	-48.80	-24.40	-24.40
0.885	-97.60	-48.80	-24.40	0.00	24.40	24.40
0.590	-73.20	-24.40	24.40	48.80	73.20	**73.20 ***
0.295	-24.40	24.40	48.80	48.80	73.20	**73.20 ***
0.000	0.00	24.40	-24.40	-73.20	-97.60	**-122.00 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 54 se observa momentos verticales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X=0.85 m, como ilustra a continuación en la Figura 152.

Figura 152: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 152, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 55:

Tabla 55: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-122.00**	**73.20**	**Kg-m**
	ku	0.62	0.37	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	0.0001	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.223	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

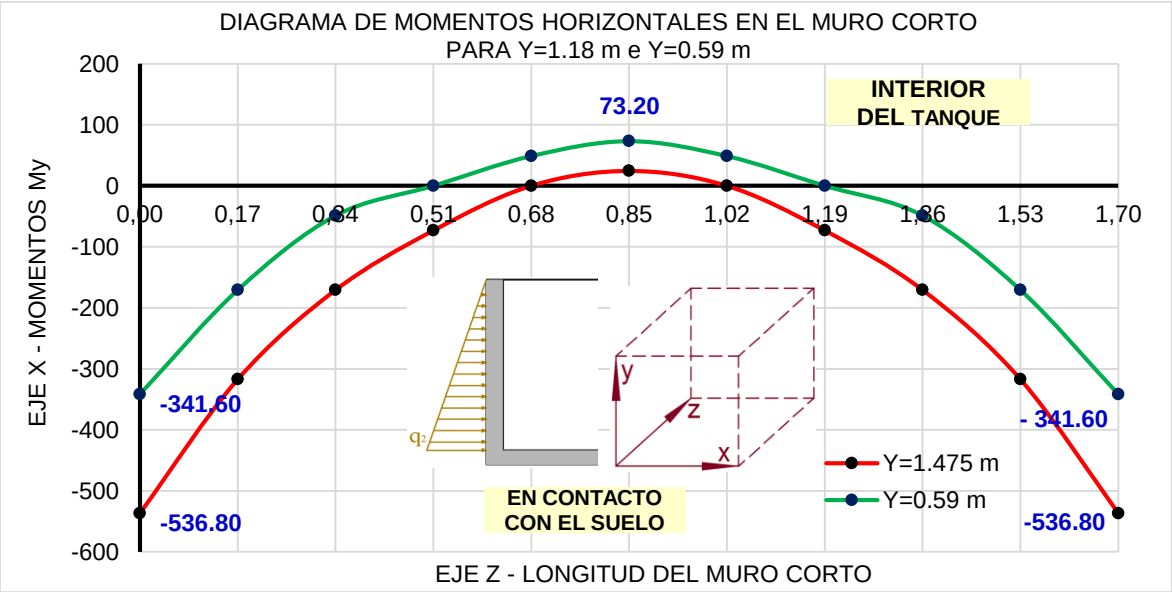
Tabla 56: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS My – Muro corto						
z / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.950	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.655	-146.40	-97.60	-73.20	-48.80	-24.40	-24.40
2.360	-268.40	-195.20	-122.00	-73.20	-48.80	-48.80
2.065	-390.40	-268.40	-170.80	-97.60	-73.20	-48.80
1.770	-488.00	-317.20	-195.20	-122.00	-73.20	-48.80
1.475	**-536.80**	-341.60	-195.20	-97.60	-48.80	-24.40
1.180	**-536.80 ***	-317.20	-170.80	-73.20	0.00	24.40
0.885	-488.00	-268.40	-122.00	-24.40	24.40	48.80
0.590	-341.60	-170.80	-48.80	0.00	48.80	**73.20 ***
0.295	-146.40	-48.80	0.00	24.40	24.40	48.80
0.000	0.00	0.00	0.00	-24.40	-24.40	-24.40

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 56 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 1.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 153.

Figura 153: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 153, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 57:

Tabla 57: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-536.80**	**73.20**	**Kg-m**
	ku	2.74	0.37	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0009	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.3

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

4.2.4.7. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque cisterna, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 1366.40 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{1366.40}{1.3 \text{ x } 1.7} = 618.28 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{61828}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 965.94 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(965.94 + 1890) / 2 = 1427.97 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1427.97^3} = 27 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{ es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 536.80 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{536.80}{1.3 \text{ x } 1.7} = 242.90 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{24290}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 379.48 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs se puede como el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(379.48 + 1890) / 2 = 1134.74 kg/cm2

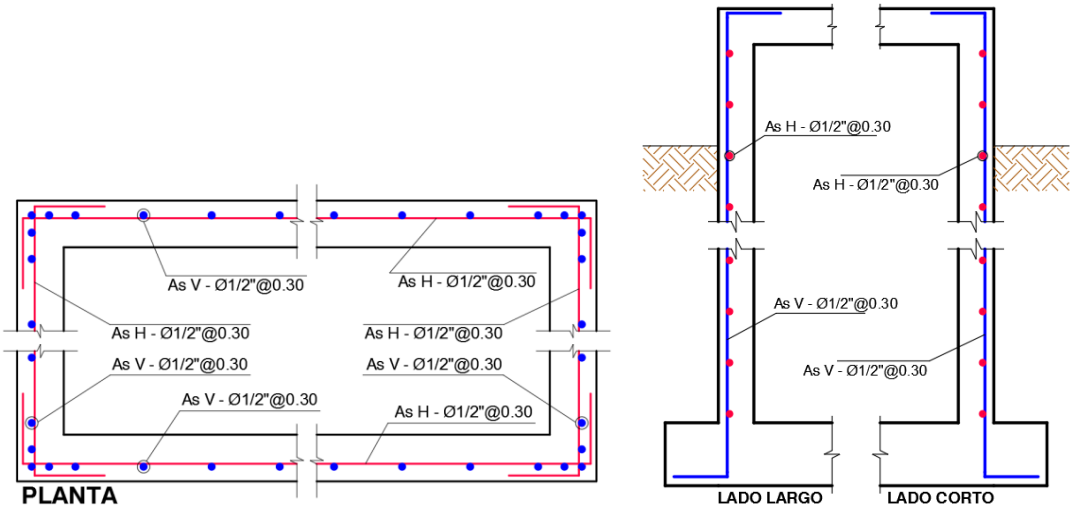
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1134.74^3} = 53 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{ es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

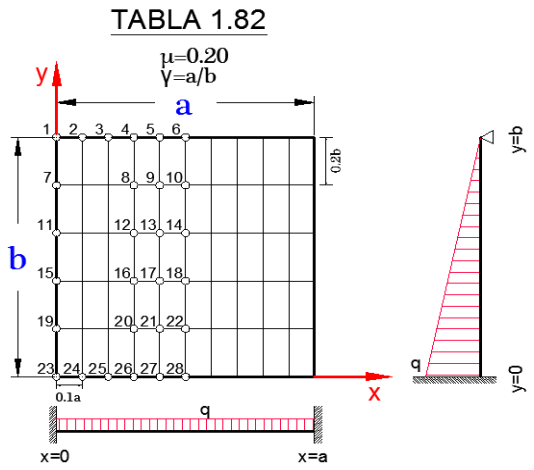
Figura 154: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02 (tanque cisterna vacío con empuje del relleno) según la PCA



4.2.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA CON LAS TABLAS DE BARES

Al igual que el caso anterior y de acuerdo a la Figura 137, las condiciones de apoyo para el tanque cisterna se consideran simplemente apoyado en el borde superior y empotrados en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual elegimos la Tabla 1.82 de la publicación de Richard Bares.

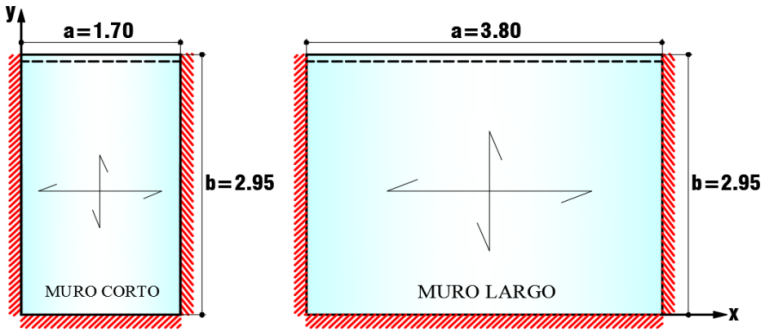
Figura 155: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares para diseño de las paredes del tanque cisterna



De acuerdo al eje de coordenadas y nomenclatura de la Tabla 1.82 de Bares, las dimensiones de las paredes del tanque cisterna se presentan

en la Figura 156, con los cuales se determinan la relación de longitudes para la pared larga y pared corta de la siguiente manera:

Figura 156: Dimensiones de las paredes del tanque cisterna según nomenclatura de la tabla de Bares



	MURO LARGO	MURO CORTO
Dirección X: Ancho de la pared Dirección Y: Altura de la pared	a = 3.80 m b = 2.95 m	a = 1.70 m. b = 2.95 m
Relación de longitudes	**a/b = 1.29**	**a/b = 0.58**

4.2.5.1. Diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga n° 01

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 58, los cuales corresponden a la Tabla 1.82 de Bares. Para ingresar a esta tabla es necesario definir la relación de longitudes ancho/alto (a/b) para cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el tanque cisterna que se diseña, las paredes tienen las siguientes dimensiones: para el lado largo a= 3.80 m, para el lado corto a=1.70 m y una altura b=2.95 m, obteniéndose de esta manera relaciones a/b=1.29 para el lado largo y a/b=0.58 para el lado corto. Como las tablas de Bares no presentan valores para estas relaciones, será necesario interpolar los valores conocidos de la tabla.

A continuación, se presenta la Tabla 1.82 para el cálculo de momentos, cuya presentación en la publicación de Bares es la que se muestra a continuación. Además, se incluyen los valores interpolados para las relaciones a/b=1.29 y a/b=0.58, con los cuales se realizará el diseño de las paredes del tanque cisterna.

Tabla 58: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque cisterna (BARES)

a/b	0.25	0.5	0.58	0.75	1	1.29	1.5	2	3	F.m
Mx7	-0.0160	-0.0168	-0.0180	-0.0205	-0.0139	-0.0091	-0.00803	-0.00218	-0.00161	
Mx8	0.0048	0.0044	0.0048	0.0058	0.0041	0.0029	0.00257	0.00150	0.00058	
Mx9	0.0080	0.0072	0.0078	0.0092	0.0060	0.0037	0.00315	0.00155	0.00051	
Mx10	0.0080	0.0084	0.0090	0.0104	0.0067	0.0040	0.00328	0.00152	0.00049	
Mx11	-0.0336	-0.0328	-0.0345	-0.0382	-0.0245	-0.0146	-0.01335	-0.00724	-0.00258	
Mx12	0.0096	0.0092	0.0097	0.0108	0.0073	0.0048	0.00430	0.00242	0.00090	
Mx13	0.0144	0.0148	0.0155	0.0169	0.0104	0.0057	0.00510	0.00245	0.00080	
Mx14	0.0176	0.0162	0.0171	0.0189	0.0114	0.0060	0.00527	0.00240	0.00077	
Mx15	-0.0496	-0.0456	-0.0459	-0.0466	-0.0269	-0.0126	-0.01340	-0.00700	-0.00244	qa2
Mx16	0.0128	0.0128	0.0131	0.0137	0.0081	0.0040	0.00421	0.00222	0.00079	
Mx17	0.0224	0.0204	0.0203	0.0200	0.0110	0.0045	0.00475	0.00215	0.00068	
Mx18	0.0256	0.0228	0.0225	0.0220	0.0119	0.0046	0.00483	0.00210	0.00065	
Mx19	-0.0608	-0.0408	-0.0382	-0.0326	-0.0159	-0.0038	-0.00688	-0.00343	-0.00112	
Mx20	0.0160	0.0120	0.0112	0.0095	0.0044	0.0007	0.00155	0.00055	0.00006	
Mx21	0.0272	0.0172	0.0158	0.0128	0.0054	0.0000	0.00146	0.00038	-0.00002	
Mx22	0.0304	0.0188	0.0172	0.0137	0.0057	-0.0001	0.00142	0.00030	-0.00004	
My8	0.0001	0.0002	0.0005	0.0010	0.0030	0.0044	0.0085	0.0127	0.0169	
My9	0.0001	0.0004	0.0008	0.0015	0.0040	0.0058	0.0106	0.0150	0.0183	
My10	0.0001	0.0005	0.0009	0.0016	0.0044	0.0064	0.0113	0.0158	0.0187	
My12	0.0001	0.0006	0.0012	0.0025	0.0062	0.0089	0.0150	0.0213	0.0273	
My13	0.0002	0.0010	0.0018	0.0035	0.0082	0.0116	0.0185	0.0248	0.0292	
My14	0.0002	0.0011	0.0020	0.0038	0.0089	0.0126	0.0196	0.0259	0.0297	
My16	0.0002	0.0013	0.0023	0.0044	0.0085	0.0115	0.0158	0.0203	0.0240	
My17	0.0003	0.0019	0.0031	0.0058	0.0108	0.0144	0.0188	0.0228	0.0251	qb2
My18	0.0003	0.0021	0.0034	0.0063	0.0116	0.0154	0.0198	0.0235	0.0253	
My20	0.0003	0.0022	0.0027	0.0039	0.0043	0.0046	0.0027	-0.0008	-0.0017	
My21	0.0005	0.0029	0.0035	0.0049	0.0050	0.0051	0.0023	-0.0003	-0.0026	
My22	0.0006	0.0031	0.0038	0.0052	0.0052	0.0052	0.0021	-0.0007	-0.0029	
My26	-0.0023	-0.0081	-0.0104	-0.0153	-0.0250	-0.0320	-0.0417	-0.0519	-0.0606	
My27	-0.0028	-0.0100	-0.0128	-0.0188	-0.0302	-0.0385	-0.0484	-0.0576	-0.0631	
My28	-0.0030	-0.0107	-0.0137	-0.0200	-0.0320	-0.0407	-0.0505	-0.0593	-0.0637	
Rx1	-0.0012	-0.0122	-0.0181	-0.0306	-0.0396	-0.0461	-0.0448	-0.0382	-0.0248	
Rx7	0.1000	0.1010	0.1065	0.1182	0.1042	0.0941	0.0850	0.0650	0.0418	
Rx11	0.2000	0.2040	0.2133	0.2332	0.1956	0.1684	0.1513	0.1144	0.0736	
Rx15	0.3008	0.3034	0.3084	0.3190	0.2450	0.1914	0.1740	0.1291	0.0835	qa
Rx19	0.3772	0.2990	0.2848	0.2546	0.1632	0.0970	0.0985	0.0708	0.0486	
Rx23	0.1832	0.0608	0.0462	0.0153	-0.0040	-0.0180	-0.0103	-0.0074	-0.0006	
Ry1	-0.0003	-0.0061	-0.0107	-0.0205	-0.0396	-0.0534	-0.0671	-0.0764	-0.0743	
Ry2	0.0024	-0.0102	-0.0160	-0.0283	-0.0396	-0.0478	-0.0273	0.0024	0.0499	
Ry3	0.0064	0.0056	0.0060	0.0070	0.0153	0.0213	0.0454	0.0716	0.0971	
Ry4	0.0092	0.0169	0.0215	0.0313	0.0508	0.0649	0.0834	0.0989	0.1058	qb
Ry5	0.0109	0.0237	0.0307	0.0455	0.0704	0.0884	0.1010	0.1081	0.1058	
Ry6	0.0114	0.0260	0.0337	0.0502	0.0767	0.0959	0.1061	0.1102	0.1053	
Ry23	0.0459	0.0304	0.0239	0.0102	-0.0045	-0.0151	-0.0155	-0.0149	-0.0018	
Ry24	0.0139	0.0309	0.0362	0.0475	0.0762	0.0970	0.1405	0.2001	0.2862	
Ry25	0.0546	0.1052	0.1192	0.1490	0.0196	-0.0741	0.2734	0.3255	0.3754	
Ry26	0.0835	0.0156	0.0796	0.2157	0.2705	0.3102	0.3424	0.3761	0.3960	qb
Ry27	0.1003	0.0186	0.0935	0.2528	0.3102	0.3518	0.3739	0.3944	0.3994	
Ry28	0.1058	0.1950	0.1411	0.0265	0.3225	0.5368	0.3828	0.3988	0.3997	
			Muro corto			**Muro largo**				

Los coeficientes Mx, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes valores de Y. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos verticales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero vertical se grafican alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. La tabla también nos muestra coeficientes Rx y Ry, los cuales nos permiten el cálculo de cortantes, pero como podemos observar son menores al de la PCA, por consiguiente, las cortantes últimas serían menores al cortante resistente, por tanto, no es necesario verificar por corte con esta metodología.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde para el muro largo a = 3.80 m, para el muro corto a=1.70, la altura b=2.95 m y la carga debido a la presión del agua q_1=2950 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque cisterna a=3.80 m, b=2.95 m y q_1=2950 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 2950 x 3.80^2 = 94141.58 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 2950 x 2.95^2= 56735.95 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes

de la Tabla 58, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

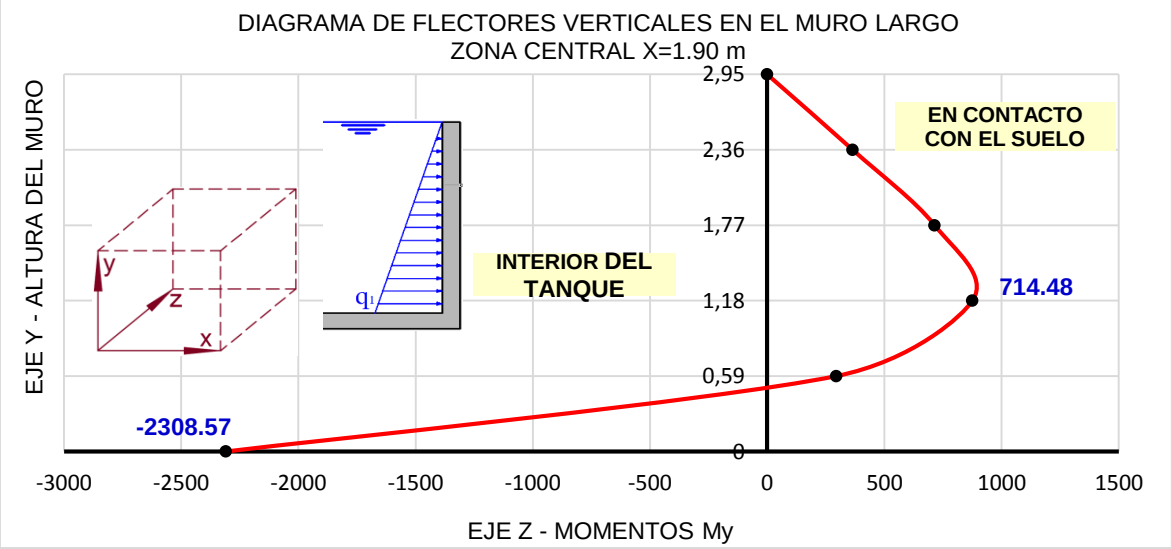
Tabla 59: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.38	0.76	1.14	1.52	1.90
	3.80	3.42	3.04	2.55	2.28	
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	0	0	0	252.38	329.66	364.68
1.77	0	0	0	503.78	658.33	**714.48 ***
1.18	0	0	0	650.70	818.17	875.89
0.59	0	0	0	260.40	287.79	295.03
0.00	0	0	0	-1816.92	-2181.79	**-2308.57 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 59 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 1.90 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 157.

Figura 157: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 157, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 60:

Tabla 60: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-2308.57**	**714.48**	**Kg-m**
	ku	11.78	3.65	
Cuantía requerida	ρ	0.0032	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0043	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**4.62**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.274	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.25**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	6.35	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

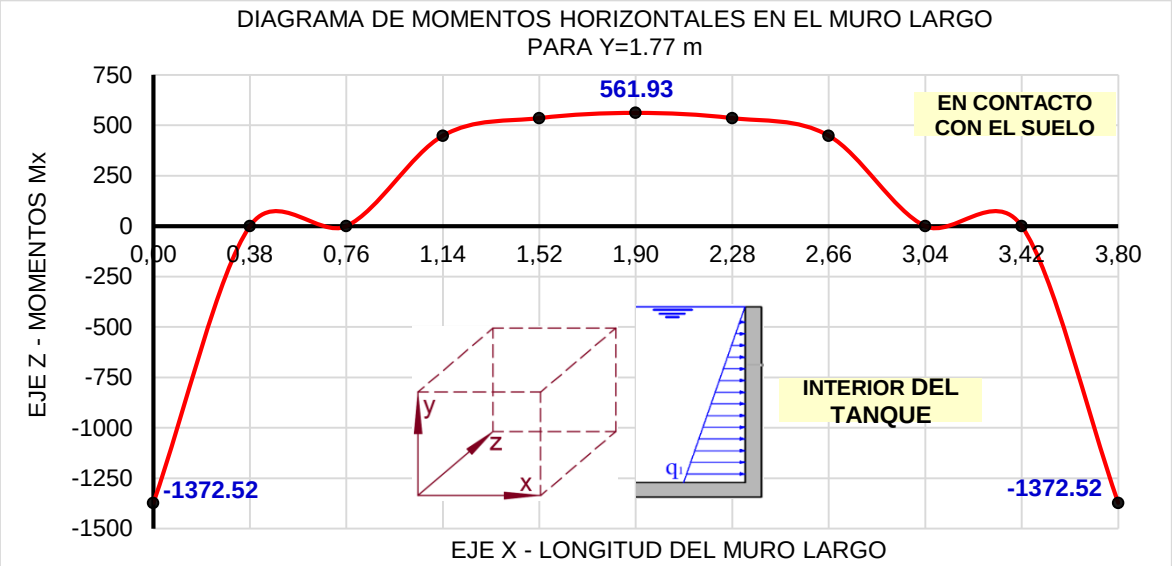
Tabla 61: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 3.80	0.38 / 3.42	0.76 / 3.04	1.14 / 2.55	1.52 / 2.28	1.90
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	-858.64	0	0	270.09	346.70	378.51
1.77	**-1372.52 ***	0	0	448.63	535.96	**561.93 ***
1.18	-1189.43	0	0	380.79	422.01	431.75
0.59	-358.39	0	0	66.55	3.90	-8.76
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 61 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=1.77 m, como se ilustra a continuación en la Figura 158.

Figura 158: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 158, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 62:

Tabla 62: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-1372.52**	**561.93**	**Kg-m**
	ku	7.00	2.87	
Cuantía requerida	ρ	0.0019	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0025	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	M
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro corto del tanque cisterna a=1.70 m, b=2.95 m y q_1= 2950 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 2950 x 1.70^2 = 18841.36 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 2950 x 2.95^2= 56735.95 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 58, y se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

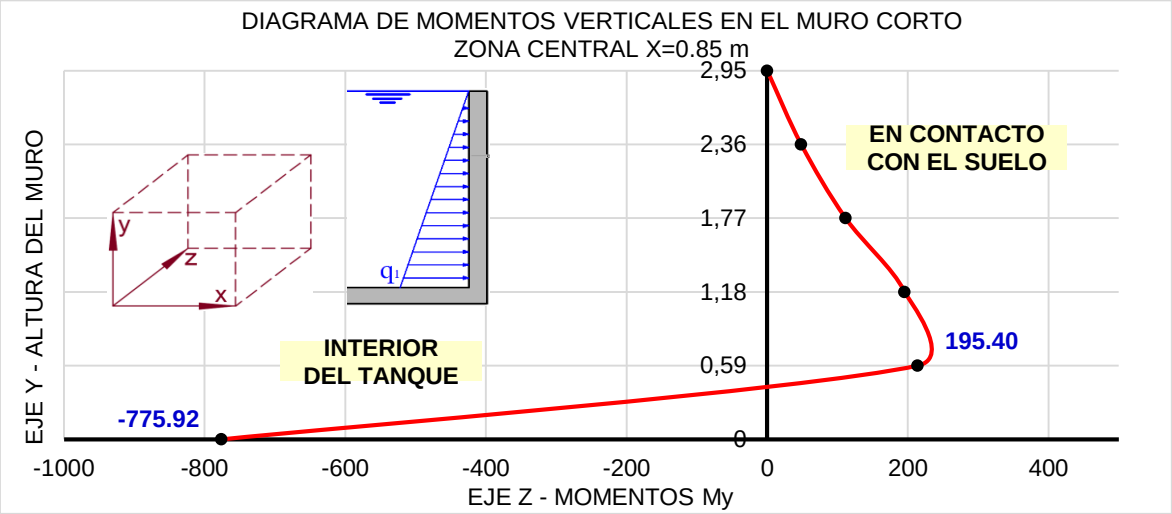
Tabla 63: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS My – Muro corto						
x / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	0	0	0	25.87	42.67	48.34
1.77	0	0	0	68.54	102.12	111.43
1.18	0	0	0	130.04	178.60	**195.40 ***
0.59	0	0	0	155.68	200.85	214.01
0.00	0	0	0	-590.28	-727.13	**-775.92 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 63 se observa momentos verticales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 0.85 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 159.

Figura 159: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 159, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 64:

Tabla 64: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-775.92**	**195.40**	**Kg-m**
	ku	3.96	1.00	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0014	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

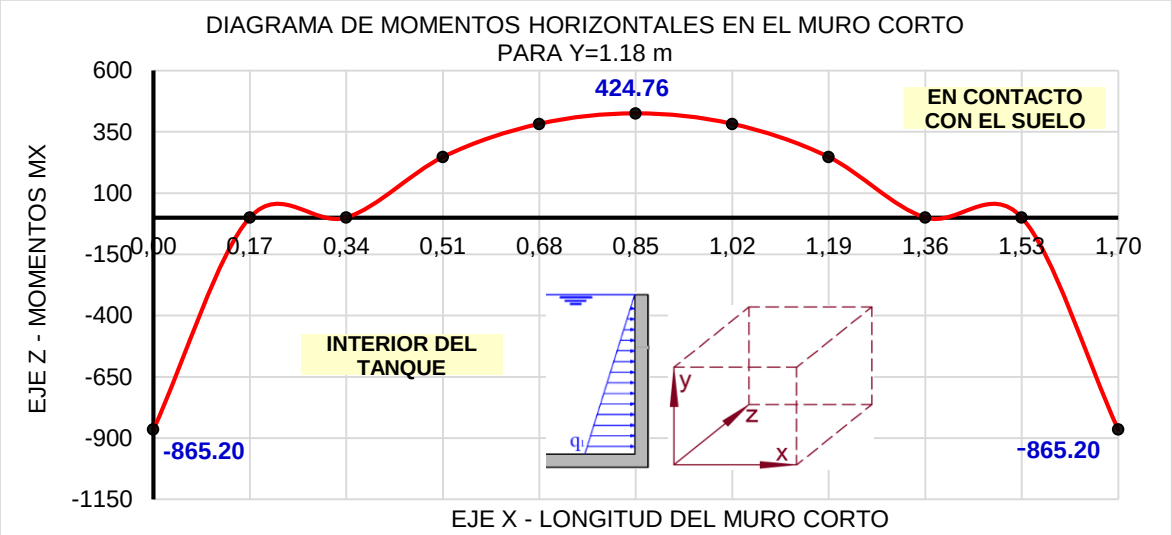
Tabla 65: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro corto						
x / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	-338.84	0	0	91.34	147.72	170.33
1.77	-650.55	0	0	182.99	291.51	321.51
1.18	**-865.20 ***	0	0	246.60	381.95	**424.76 ***
0.59	-719.29	0	0	211.02	297.54	323.47
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 65 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=1.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 160.

Figura 160: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos, del diagrama de momentos flectores de la Figura 160, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra en la Tabla 66:

Tabla 66: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-865.20**	**424.76**	**Kg-m**
Índice de ref.	ku	4.41	2.17	Kg/cm2
Cuantía requerida	ρ	0.0012	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0016	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.2.5.2. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque cisterna, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 2308.57 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.25 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{2308.57}{1.3 \text{ x } 1.7} = 1044.60 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 6.35 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{104460}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 6.35} = 1305.59 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1305.59 + 1890) / 2 = 1597.79 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1597.79^3} = 19 \text{ cm} < 25 \text{ cm} => \text{no } \mathbf{es\ correcto}$$

El espaciamiento calculado, no controla el ancho de las grietas.

Por lo tanto, para controlar el agrietamiento se tiene que utilizar un espaciamiento s = 0.19 m, para lo cual se cambia el diámetro de barra en función del espaciamiento máximo y el acero requerido 4.62 cm2. Según el ACI 350 el diámetro mínimo es Ø 1/2", entonces el acero vertical que se utilizará para controlar las grietas será **1/2" @ 0.175 m.**

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 1372.52 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{1372.52}{1.3 \text{ x } 1.7} = 621.05 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{62105}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 970.27 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(970.27 + 1890) / 2 = 1430.14 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

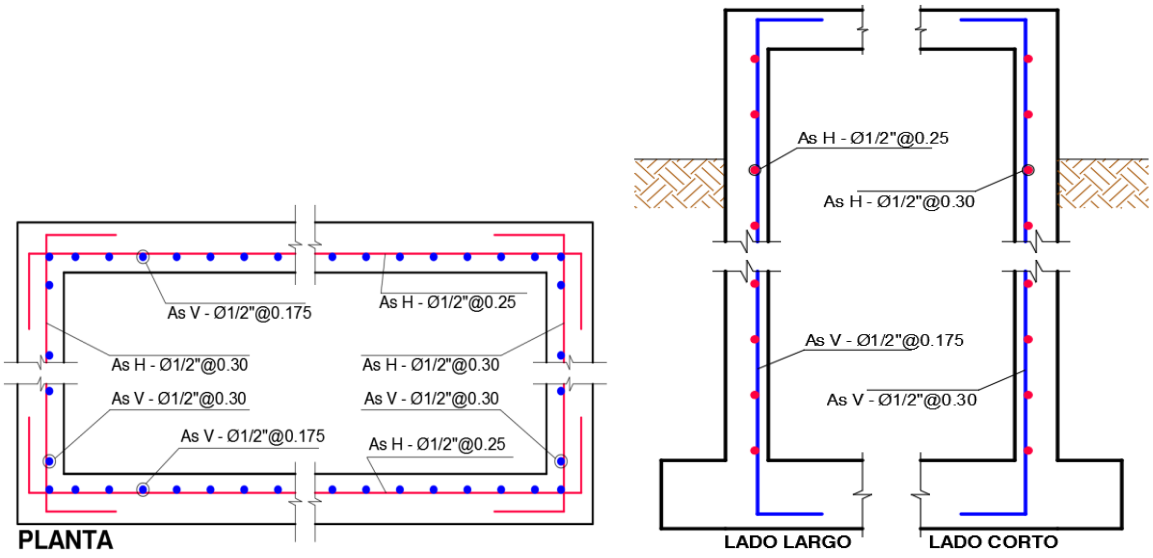
- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1430.14^3} = 26.50\text{cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{no } \mathbf{es\ correcto}$$

El espaciamiento calculado, no controla el ancho de las grietas

Por lo tanto, para controlar el agrietamiento se tiene que utilizar un espaciamiento s = 0.26 m, para lo cual se cambia el diámetro de barra en función del espaciamiento máximo y el acero requerido 4.20 cm2. Según el ACI 350 el diámetro mínimo es Ø 1/2", entonces el acero vertical que se utilizará para controlar las grietas será **1/2" @ 0.25 m.**

Figura 161: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 01 (tanque cisterna lleno) según Bares



4.2.5.3. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 162), y como

las presiones son mayores en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Rx-15), se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Rx = Nu = coef x q_{u1} x a = 0.174 x 5015 x 3.80 = 3315.92 kg

Nu = 1.65 x 3315.92 = 5471.27 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{5471.27}{0.9x4200} = 1.45\ cm2$$

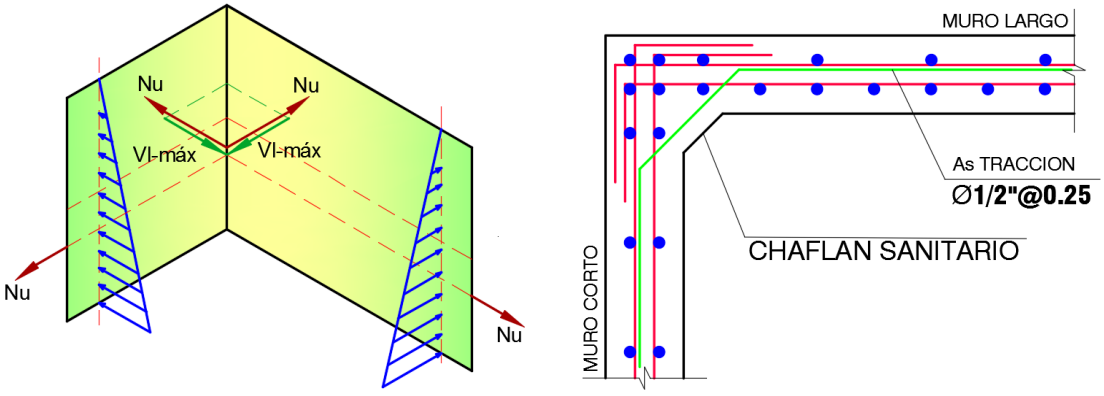
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior, es:

As = As flexión + As tracción = 4.20 + 1.74/2 = 4.93 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 14 = 4.62 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 4.93 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 1/2" @ 0.25 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 162: Diseño definitivo del tanque cisterna con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según Bares



4.2.5.4. Diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga n° 02

Las paredes del tanque cisterna no siempre estarán sometidos a la presión del agua, habrá momentos donde tengan que soportar la presión del relleno, por ello se diseña la pared larga y pared corta para la condición de carga 02.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde para el muro largo a = 3.80 m, para el muro corto a=1.70, la altura b=2.95 m y la carga debido a la presión del suelo q_2=1268.06 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad\qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque cisterna a=3.80 m, b=2.95 m y q_2=1268.06 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 1268.06 x 3.80^2 = 40466.84 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 1268.06 x 2.95^2= 24388 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 58, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

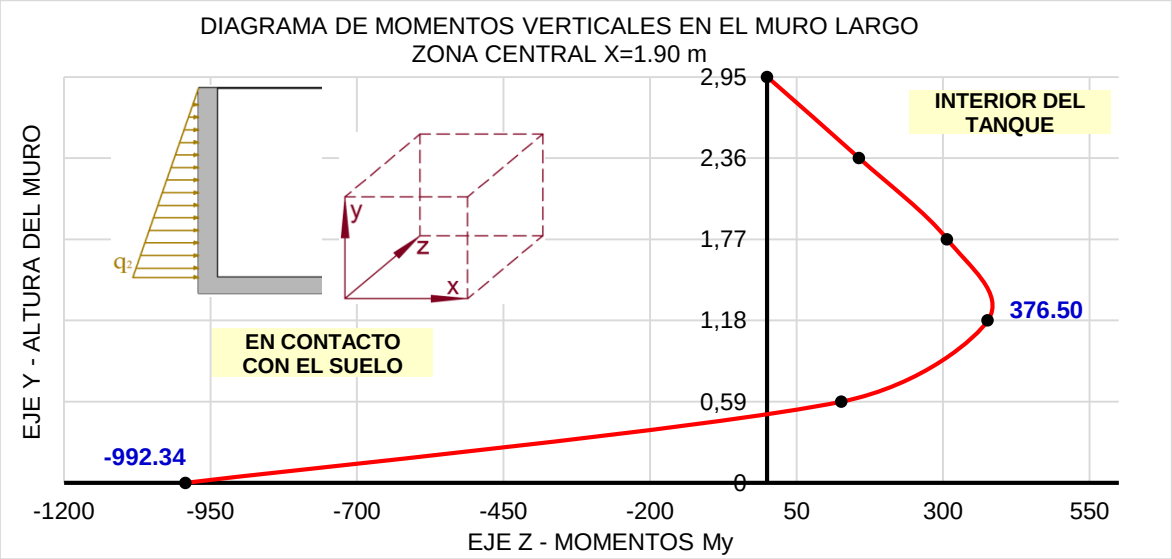
Tabla 67: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.38	0.76	1.14	1.52	1.90
	3.80	3.42	3.04	2.55	2.28	
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	0	0	0	108.48	141.70	156.76
1.77	0	0	0	216.55	282.98	307.12
1.18	0	0	0	279.71	351.69	376.50 *
0.59	0	0	0	111.93	123.71	126.82
0.00	0	0	0	-781.00	-937.84	-992.34 *

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 67 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 1.90 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 163.

Figura 163: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 163, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 68:

Tabla 68: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-992.34**	**376.50**	**Kg-m**
	ku	5.06	1.92	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	0.0006	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

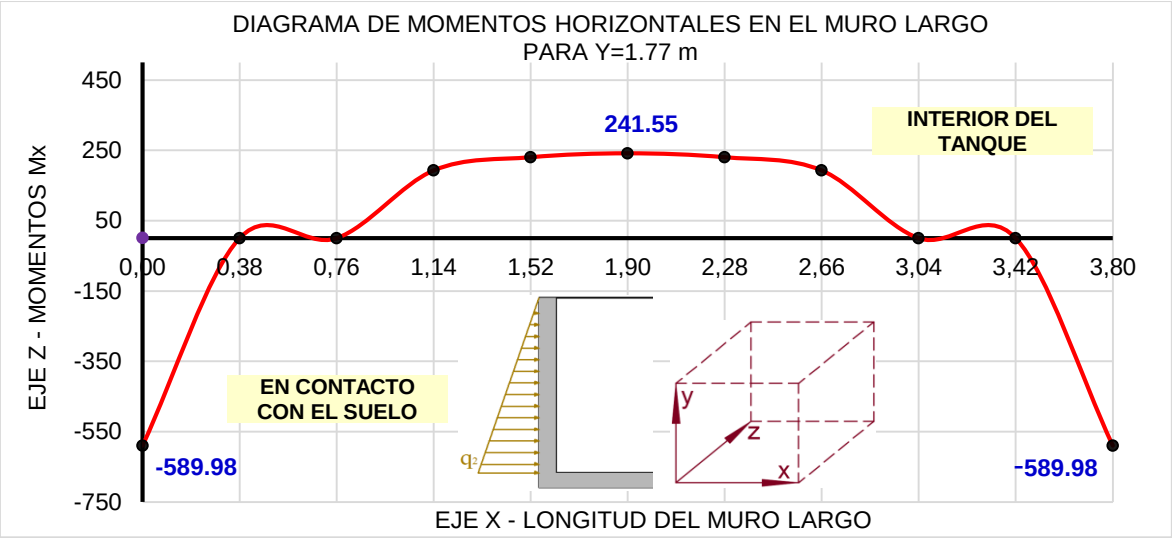
Tabla 69: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 3.80	0.38 / 3.42	0.76 / 3.04	1.14 / 2.55	1.52 / 2.28	1.90
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	-369.09	0	0	116.10	149.03	162.70
1.77	**-589.98 ***	0	0	192.85	230.38	**241.55 ***
1.18	-511.28	0	0	163.68	181.40	185.59
0.59	-154.05	0	0	28.61	1.67	-3.77
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 69 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=1.77 m, como se ilustra a continuación en la Figura 164.

Figura 164: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 164, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 70:

Tabla 70: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-589.98**	**241.55**	**Kg-m**
	ku	3.01	1.23	
Cuantía requerida	ρ	0.0008	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0011	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro corto del tanque cisterna a=1.70 m, b=2.95 m y q_2=1268.06 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 1268.06 x 1.70^2 = 8098.97 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 1268.06 x 2.95^2= 24388 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 58, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

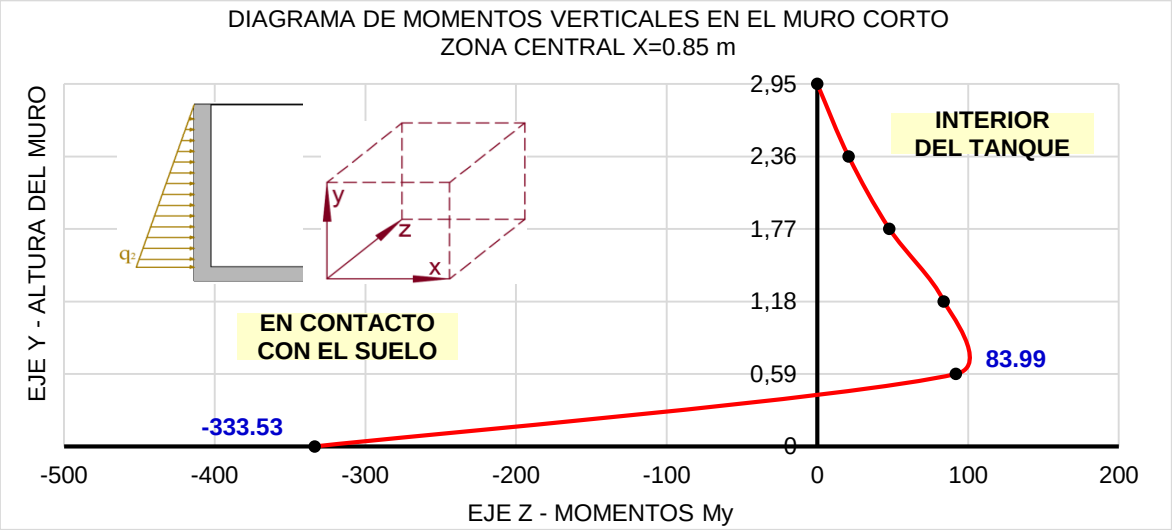
Tabla 71: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS My – Muro corto						
x / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	0	0	0	11.12	18.34	20.78
1.77	0	0	0	29.46	43.90	47.90
1.18	0	0	0	55.90	76.77	**83.99 ***
0.59	0	0	0	66.92	86.33	91.99
0.00	0	0	0	-253.73	-312.56	**-333.53 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque cisterna

En la Tabla 71 se observan momentos verticales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 0.85 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 165.

Figura 165: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 165, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 72:

Tabla 72: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-333.53**	**83.99**	**Kg-m**
	ku	1.70	0.43	
Cuantía requerida	ρ	0.000	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0006	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

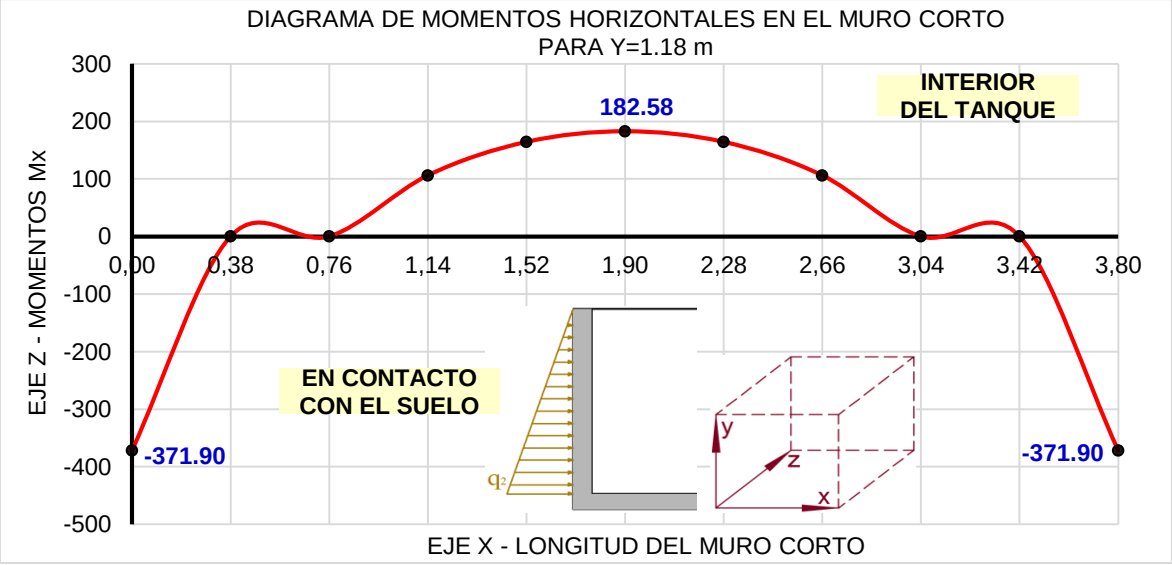
Tabla 73: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro corto						
x / y	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.85
	1.70	1.53	1.36	1.19	1.02	
2.95	0	0	0	0	0	0
2.36	-145.65	0	0	39.26	63.50	73.21
1.77	-279.64	0	0	78.66	125.31	138.20
1.18	**-371.90 ***	0	0	106.00	164.18	**182.58 ***
0.59	-309.19	0	0	90.71	127.90	139.04
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 73 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=1.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 166.

Figura 166: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 166, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque cisterna, como se muestra a continuación en la Tabla 74:

Tabla 74: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-371.90**	**182.58**	**Kg-m**
	ku	1.90	0.93	
Cuantía requerida	ρ	0.0005	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0006	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.2.5.5. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque cisterna, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 992.34 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3\text{x}1.7} = \frac{992.34}{1.3 \text{ x } 1.7} = 449.02 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{44902}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 701.51 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(701.51 + 1890) / 2 = 1295.75 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1295.75^3} = 36 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 589.98 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3\text{x}1.7} = \frac{589.98}{1.3\text{x}1.7} = 266.96 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{26696}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 417.07 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(417.07 + 1890) / 2 = 1153.54 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

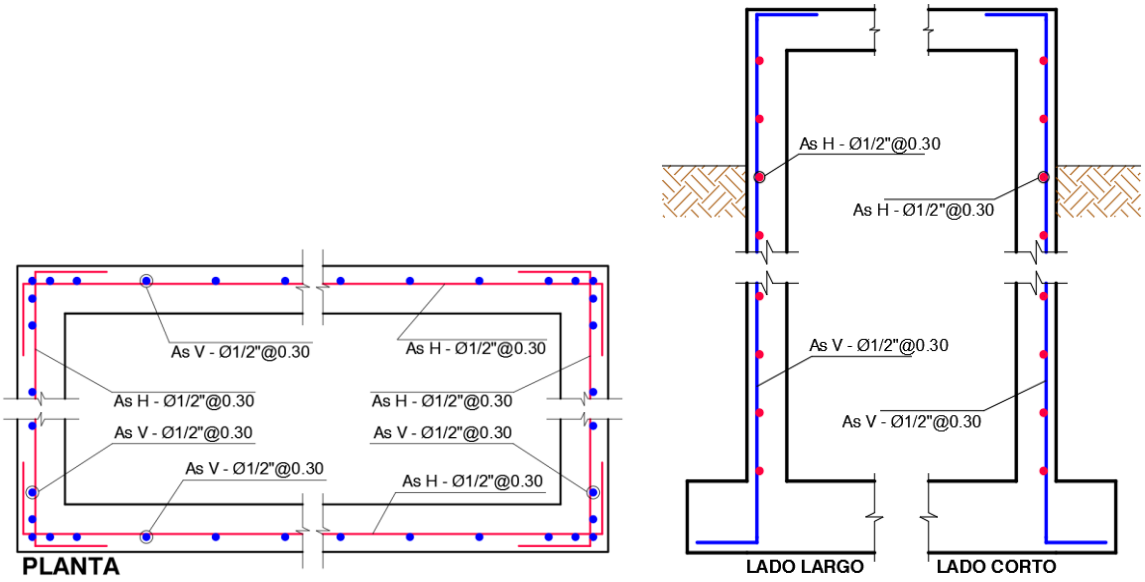
- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm

- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.63 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.63^2 \text{ x } 1153.54^3} = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas

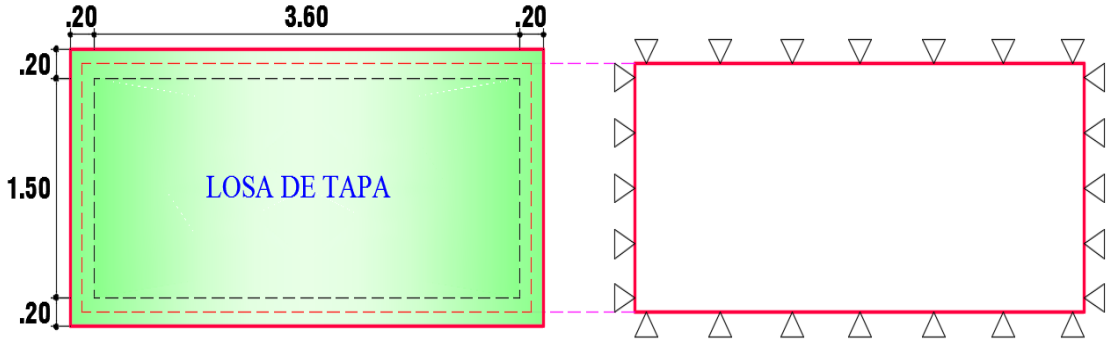
Figura 167: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque cisterna para la condición de carga 02 (tanque cisterna vacío con empuje del relleno) según Bares



4.2.6. DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA

De acuerdo al dimensionamiento realizado en el ítem 4.2.1, la losa de tapa del tanque cisterna tendrá un espesor constante e=0.20 m y estará simplemente apoyada en los bordes de las paredes (ver Fig. 168) de acuerdo a lo explicado en el ítem 4.2.2 donde se demuestra que la relación de rigideces k_{pared} / k_{tapa} < 8; por lo cual, se tendrá que adicionar en los apoyos un momento por monolitismo equivalente a **$wl^2/16$.** Esta losa será diseñada para soportar su peso propio y una carga viva de 500 kg/m2 (ACI 350.4R y RNE E.020 Articulo 8.1.b).

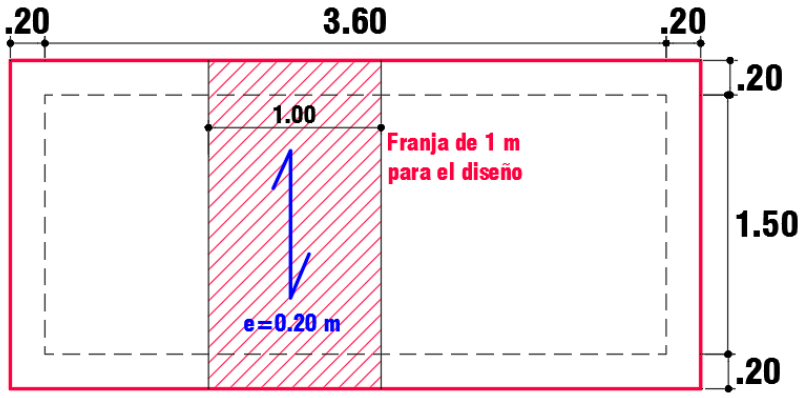
Figura 168: Vista en planta de losa de tapa del tanque cisterna



4.2.6.1. Análisis estructural de la losa de tapa del tanque cisterna

De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 168, la losa de tapa del tanque cisterna tiene relación de lados luz larga / luz corta = 3.6/1.5 = 2.40 > 2; lo cual significa que tiene comportamiento unidireccional. Entonces, la losa se analizará en la luz más corta, para una franja de losa equivalente a 1 m de ancho (ver Figura 151).

Figura 169: Franja de 1 m para diseño de losa de tapa del tanque cisterna



METRADO DE CARGAS

Carga muerta:

Peso propio de la losa maciza =2400 kg/m3 x 0.20 m x 1.0 m =480 kg/m

Carga viva:

Sobrecarga = 500 kg/m2 x 1.0 m = 500 kg/m

Según el ACI 350 la carga calculada con el método de la resistencia debe ser amplificada por el coeficiente sanitario S=1.3, de la siguiente manera:

w_u = 1.3 (1.4CM + 1.7CV) = 1.3 (1.4 x 480 + 1.7 x 500) = 1978.60 kg/m

Figura 170: Idealización de la losa de tapa del tanque cisterna

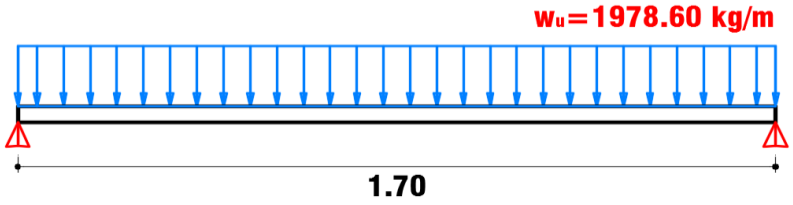


Figura 171: Deformada de la losa de tapa del tanque cisterna

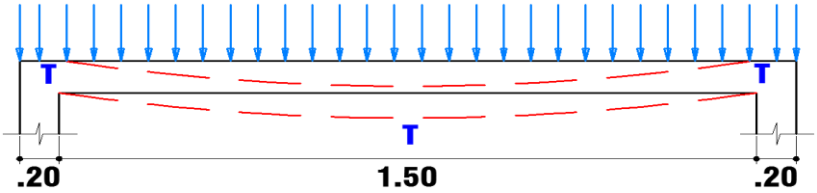


Figura 172: Diagrama de momentos flectores en la losa de tapa del tanque cisterna

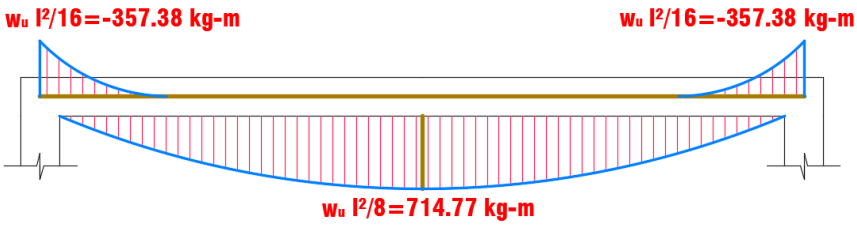
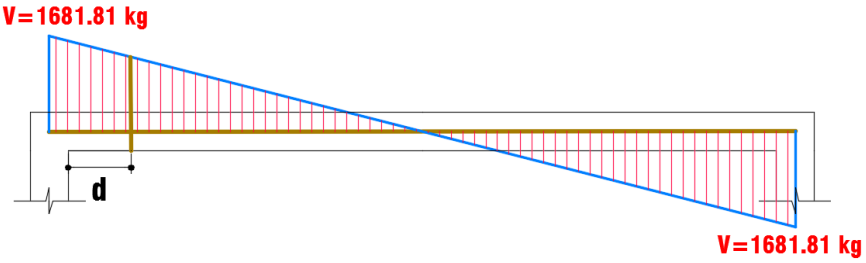


Figura 173: Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de tapa del tanque cisterna



4.2.6.2. Diseño por cortante de la losa de tapa del tanque cisterna

De acuerdo al diagrama de fuerzas cortantes ilustrada en la Figura 173 se calcula la cortante a “d” de la cara de apoyo:

d = 20 - 6 = 14 cm

Vu = 1681.81 – 1978.60 x (0.20/2 + 0.14) = 1206.95 kg

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 1206.95 kg = 1569.03 kg

Calculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 14 = 12416.03 kg

ϕVc = 0.85 x 12416.03 kg = 10553.63 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 10553.63 kg >> Vu = 1569.03 kg => **es correcto**

4.2.6.3. Diseño por flexión de la losa de tapa del tanque cisterna

El diseño por flexión de la losa de tapa se realizará para los momentos más críticos, los cuales se presentan hacia los apoyos y en la parte central de la losa debido a las cargas actuantes sobre ella (ver Fig. 171 y 172).

Diseño del acero negativo en los extremos de la losa

El momento negativo máximo que produce tracción en las esquinas de la losa se puede observar en el diagrama de momentos flectores

ilustrado en la Figura 172; cuyo valor se debe calcular a la cara del apoyo, de la siguiente manera:

Mu (a la cara) = 357.38 + 1978.60 x $0.10^2/2$ – 1681.81 x 0.10 = 199.09 kg-m

Tabla 75: Diseño del acero negativo en la losa de tapa del tanque cisterna

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE TAPA			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**-199.09**	**Kg-m**
	ku	1.02	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño del acero positivo en la parte central de la losa

El momento positivo máximo Mu = 714.77 kg-m, que produce tracción en la parte central de la losa se puede observar en el diagrama de momentos flectores ilustrado en la Figura 172

Tabla 76: Diseño del acero positivo en la losa de tapa del tanque cisterna

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE TAPA			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**714.77**	**Kg-m**
	ku	3.65	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	7.62	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

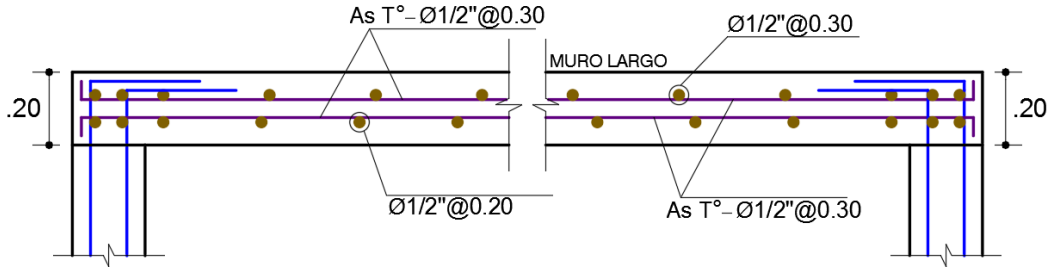
ACERO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

El acero de retracción y temperatura para la losa de tapa del tanque cisterna se coloca de forma perpendicular al acero principal y depende de la separación entre juntas (ACI 350-06 artículo 7.12.2.1). Para este caso no se tendrán juntas mayores a 6 metros, por lo tanto, la cuantía de acero es de 0.0030 (ACI 350 Tabla 7.12.2.1).

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 20 = 3.0 cm2

Elegimos el diámetro de acero mínimo (Ø 1/2"), de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.30**, en cada cara.

Figura 174: Diseño definitivo del acero en la losa de tapa del tanque cisterna

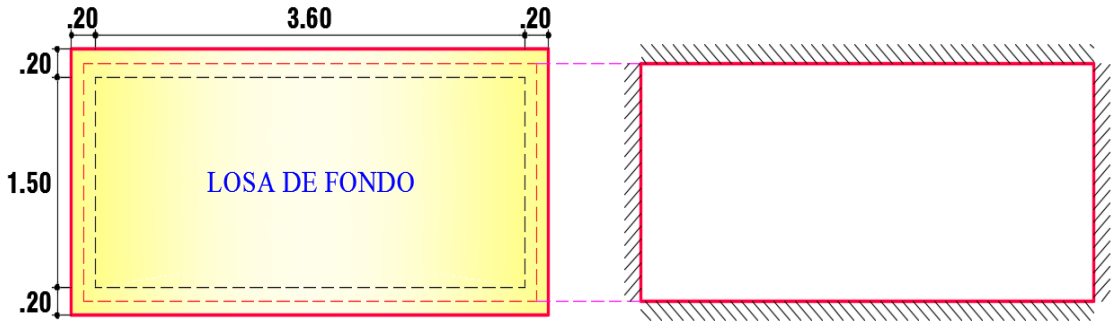


4.2.7. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE CISTERNA

La losa de fondo deberá presentar continuidad (monolitismo) con las paredes del tanque, con la finalidad de que haya una transferencia de cargas eficiente. Es por ello que se considerará empotrado en los bordes de las paredes (ver Fig. 175).

Como la losa de fondo es la que transmite las cargas del tanque hacia el suelo, será necesario verificar que las cargas que se transmiten al terreno no superen su capacidad portante. Para ello se debe tener en cuenta los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), como peso específico, ángulo de fricción interna, capacidad portante del suelo, la presencia aguas freáticas, etc. Para el diseño de la losa de fondo del tanque cisterna, según el EMS utilizado para el desarrollo de esta tesis (ver Apéndice C) se tiene un suelo granular de capacidad portante q=4.33 kg/cm2, el cual representa a un suelo bueno para cimentar; y, además, nos indica que no hay presencia de aguas freáticas. Teniendo en cuenta dichas consideraciones, la losa de fondo del reservorio será una losa corrida de cimentación que además de distribuir la carga en un área mayor de apoyo, permitirá evitar las juntas de construcción en los pisos.

Figura 175: Vista en planta losa de fondo de tanque cisterna



4.2.7.1. Dimensionamiento de la losa de fondo del tanque cisterna

El peralte de la losa de fondo se determina en función de la longitud de desarrollo a compresión (l_{dc}) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la cimentación.

En tal sentido, basado en los resultados del diseño del acero vertical de las paredes del tanque cisterna el cual tiene lugar en los ítems 4.2.4 y

4.2.5, se tiene como acero vertical Ø 1/2", entonces, su longitud de desarrollo según el ACI 350 – Articulo 12.3 debe ser el mayor de a y b, pero no menor de 20 cm.

a) $0.02\frac{f_y}{\sqrt{f'c}}d_b = 0.02\ x\frac{60000\ psi}{\sqrt{4000}\ psi}x\ 1/2\ in =$ 9.5 in ≈ 24.13 cm

b) $\left(0.0003f_y\right)d_b = 0.0003\ x\ 60000\ psi\ x\ 1/2\ in$ = 9 in ≈ 22.86 cm

Elegimos el mayor, que es 24.13 cm, y le añadimos el recubrimiento. De esta manera el peralte de la cimentación será:

h = l_{dc} + recubrimiento = 24.13 + 7.5 = 31.63 cm

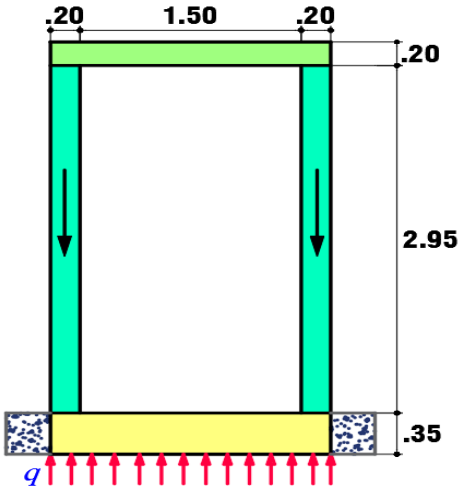
Con fines constructivos utilizamos un peralte **h = 0.35 m.**

4.2.7.2. Presión actuante en la losa de fondo del tanque cisterna

La presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque cisterna se calculará aplicando las consideraciones del método rígido convencional, el cual se desarrolló detalladamente en el ítem 4.1.7.2.

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999). Entonces, la presión debajo de la losa es una carga uniformemente repartida producida por el peso de las paredes, el peso de la losa de tapa, el peso propio de la losa de cimentación y una sobrecarga. Nótese que esta presión neta no considera que el depósito contenga agua en su interior.

Figura 176: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del tanque cisterna



Área de apoyo de la losa de fondo = *longitud x ancho*

Área = 4.00 m x 1.90 m = 7.60 m2

METRADO DE CARGAS

- Peso de las paredes = *altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3*

  = 2.95 m x (4+4+1.5+1.5) m x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 15576 kg

- Peso propio = *área x espesor x 2400 kg/m3*

  = 7.60 m2 x 0.35 m x 2400 kg/m3 = 6384 kg

- Peso de losa de tapa = *longitud x ancho x espesor x 2400 kg/m3*

  = 4 m x 1.90 m x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 3648 kg

- Peso del agua = *longitud x ancho x altura x 1000 kg/m3*

  = 3.6 m x 1.50 m x 2.95 m x 1000 kg/m3 = 15930 kg

CARGA MUERTA = 15576 kg + 6384 kg + 3648 kg +15930 kg = 41538 kg

Se considera la carga viva de la tapa equivalente a 500 kg/m2, la cual se transfiere hacia el fondo al igual que las demás cargas.

CARGA VIVA = *s/c x área de apoyo* = 500 kg/m2 x 7.60 m2 = 3800 kg

Entonces, el peso de la estructura Q, será igual a la suma de carga muerta más la carga viva:

Q = CM + CV = 41538 kg + 3800 kg = 45338 kg

De acuerdo con las consideraciones del **Método Rígido Convencional** (ver ítem 4.1.7.2), la presión ***q*** sobre el suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

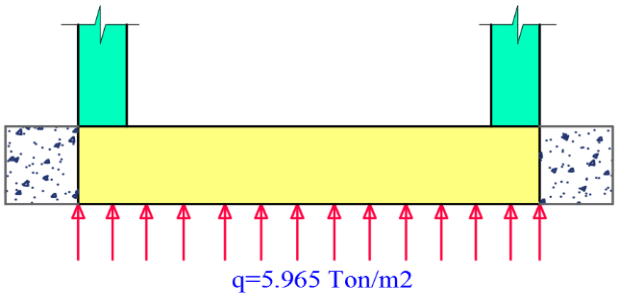
Tal y como se explicó en el ítem 4.1.7.2, debido a que la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y), las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son igual a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de **q**, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{45338\ \text{kg}}{7.60\ \text{m2}} = 5.965\ \frac{\text{Ton}}{\text{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si es que la presión sobre el suelo ($q_{transmitido}$) es menor que la capacidad portante del suelo ($q_{admisible}$), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 5.965 ton/m² << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m², por lo tanto, la losa de fondo asumida es más que suficiente para soportar las reacciones del terreno.

Figura 177: Presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque cisterna



4.2.7.3. Análisis estructural de la losa de fondo del tanque cisterna

La losa de fondo del tanque cisterna se considera empotrado en sus bordes debido a la trasferencia de cargas de las paredes. Tiene relación de lados luz larga / luz corta = 3.6/1.5 = 2.40 > 2; lo cual significa que tiene comportamiento unidireccional. Entonces, la losa se analizará en la luz más corta, para una franja de losa equivalente a 1 m de ancho.

METRADO DE CARGAS

Para el diseño de la losa de fondo se considera la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, de la tapa y una sobrecarga. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.

CM = (Peso pared + Peso tapa) / area de apoyo

= (15576 kg + 3648 kg) / 7.6 m2 = 2529.47 kg/m2

CV = 3800 kg / 7.6 m2 = 500 kg/m2

Según el ACI 350 la carga calculada con el método de la resistencia debe ser amplificada por el coeficiente sanitario S=1.3, de la siguiente manera:

w_u = 1.3 x (1.4 x 2529.47 + 1.7 x 500) kg/m2 x 1 m = 5708.64 kg/m

Figura 178: Idealización de la losa de fondo del tanque cisterna

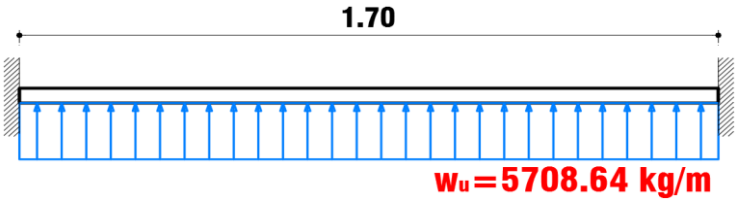


Figura 179: Deformada de la losa de fondo del tanque cisterna

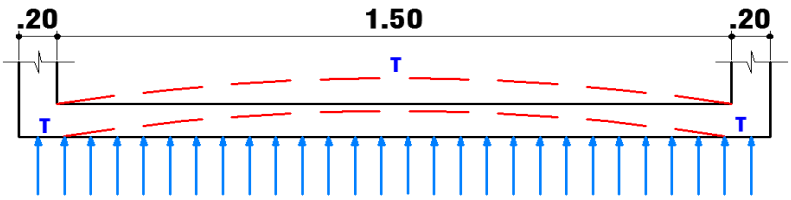


Figura 180: Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo del tanque cisterna

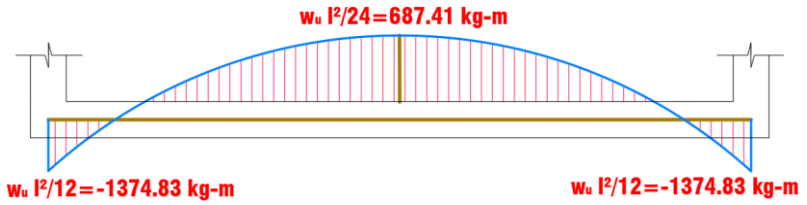
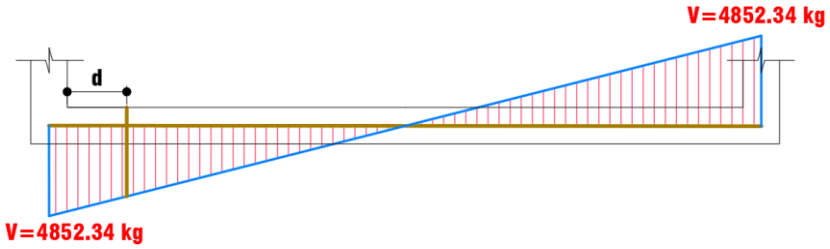


Figura 181: Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de fondo del tanque cisterna



4.2.7.4. Diseño por cortante en la losa de fondo del tanque cisterna

De acuerdo al diagrama de fuerzas cortantes de la Figura 181, se calcula el cortante a "d" de la cara de apoyo:

d = 35 - 10 = 25 cm

Vu = 4852.34 – 5708.64 x (0.20/2 + 0.25) = 2854.32 kg

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 2854.32 kg = 3710.61 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 25 = 22171.49 kg

ϕVc = 0.85 x 22171.49 kg = 18845.77 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 18845.77 kg >> Vu = 3710.61 kg => **es correcto**

4.2.7.5. Diseño por flexión de la losa de fondo del tanque cisterna

El diseño por flexión de la losa de tapa se realizará para los momentos más críticos, los cuales se presentan hacia los apoyos y en la parte central de la losa debido a las cargas actuantes sobre ella (ver Figura 179 y 180).

Diseño del acero negativo en los extremos de la losa

El momento negativo máximo que produce tracción en las esquinas de la losa se puede observar en el diagrama de momentos flectores ilustrado en la Figura 180; cuyo valor se debe calcular a la cara del apoyo, de la siguiente manera:

Mu (a la cara) = 1374.83 + 5708.64 x $0.10^2/2$ – 4852.34 x 0.10 = 918.14 kg-m

Tabla 77: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del tanque cisterna

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento	**Mu**	**-918.14**	**Kg-m**
	ku	1.47	
Cuantía requerida	ρ	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.17	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	8.89	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño del acero positivo en la parte central de la losa

El momento positivo máximo Mu = 687.41 kg-m, que produce tracción en la parte central de la losa se puede observar en el diagrama de momentos flectores ilustrado en la Figura 180.

Tabla 78: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del tanque cisterna

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE FONDO			
Base	b	100	cm
Peralte	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento	**Mu**	**687.41**	**Kg-m**
	ku	1.10	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.19	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	11.94	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

ACERO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

El acero de retracción y temperatura para la losa de fondo del tanque cisterna se coloca de forma perpendicular al acero principal y depende de la separación entre juntas (ACI 350-06 artículo 7.12.2.1). Para este caso no se tendrán juntas mayores a 6 metros, por lo tanto, la cuantía de acero es de 0.0030 (ACI 350-06 Tabla 7.12.2.1).

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 35 = 5.25 cm2

Tomamos el acero mínimo (Ø 1/2"), de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.225**, en cada cara.

4.2.7.6. Control de fisuras para la losa de fondo del tanque cisterna

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de la losa de fondo del tanque cisterna, como sigue:

El máximo momento empleado en el diseño es:

Mu = 918.14 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.15 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{(2529.47 + 500)x1.7^2}{24} = 364.80\ \text{kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 8.89 cm2
- d = 35 - 10 = 25 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{36480}{0.9 \text{ x } 25 \text{ x } 8.89} = 182.37\ \text{kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(182.37 + 1890) / 2 = 1036.19 kg/cm2

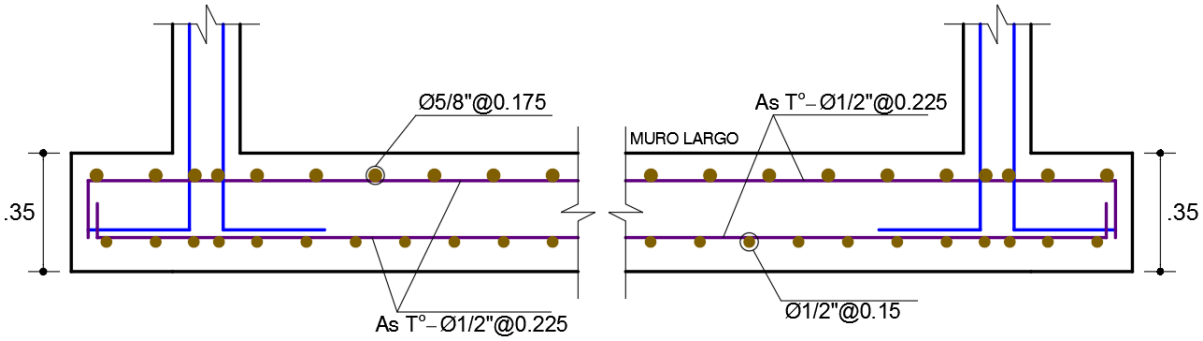
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1036.19^3} = 69\ \text{cm} > 15\ \text{cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

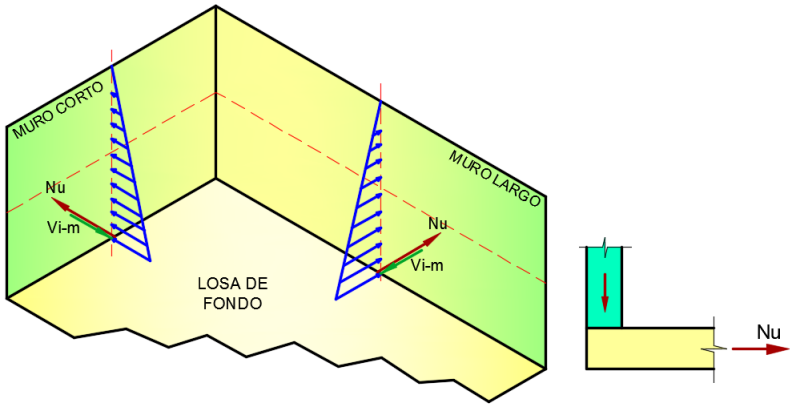
Figura 182: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del tanque cisterna



4.2.7.7. Acero requerido para la tracción directa en la base del tanque cisterna

Debido a la presión del agua en el fondo del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-losa de fondo (ver Fig.183), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Figura 183: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del tanque cisterna



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica.

La fuerza cortante máxima en la base del muro largo (Vi-m), se convierte en tracción pura debido a la acumulación de fuerzas de presión en esa zona. Dicha cortante se determina con los coeficientes de corte (Cs) del Caso 4 de la PCA, presentados en la Tabla 40 del ítem

4.2.4.1. Basado en ello, el coeficiente de corte en borde inferior medio del muro largo es Cs=0.363, entonces la fuerza cortante es:

Vi-m = Cs x q x a = 0.363 x 5015 x 2.95 = 5370.31 kg

Según el ACI 350, la tracción máxima generada en el borde inferior del muro largo debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vi-m = Nu = 1.65 x 5370.31 kg = 8861.02 kg

Entonces, el acero requerido por tracción pura en la losa de fondo del reservorio, se determina con la siguiente expresión:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{8861.02}{0.9\ x\ 4200} = 2.34\ cm2$$

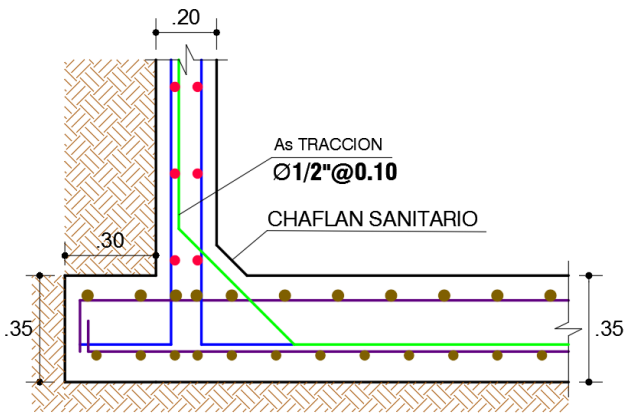
Este refuerzo de tracción directa será distribuido igualmente entre las caras superior e inferior de la losa de fondo. Entonces, el acero requerido total en la cara superior, es:

As = As flexión + As tracción = 10.50 + 2.34/2 = 11.67 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 25 = 8.25 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 11.67 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 1/2" @ 0.10 m o Ø 5/8" @ 0.15 m**, en el lecho superior de la losa de fondo.

Figura 184: Detalle del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo del tanque cisterna



4.2.8. DISEÑO DEL TANQUE CISTERNA CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseñará un tanque cisterna con tapa (tanque enterrado) el cual sirve para contener agua potable para abastecimiento del sistema de recirculación y servicios higiénicos de una piscina.

Todos los elementos estructurales que conforman el tanque cisterna (paredes, tapa y fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

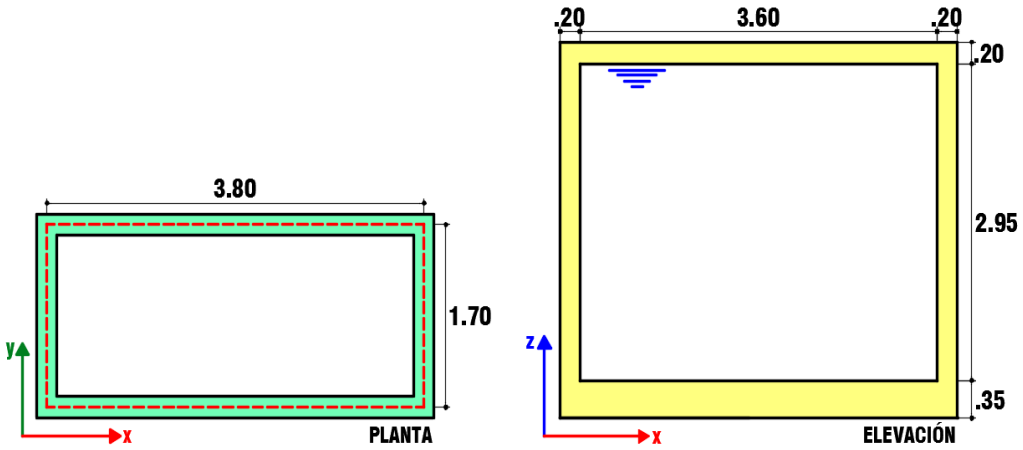
Los elementos estructurales del tanque tienen las siguientes características:

- Paredes con espesor e = 0.20 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de tapa con espesor e = 0.20 m, y recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de fondo con peralte h = 0.35 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.

El líquido presente en la estructura será agua cuya densidad es γ = 1000 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y c_a = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esta manera tenemos:

Figura 185: Dimensiones del tanque cisterna para modelado en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman el tanque cisterna (paredes, tapa y fondo), se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

De esta manera se realizó la división de los elementos shell en 6 partes sobre el eje global Z y en 4 partes sobre el eje global Y, dando un total de 24 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 6 partes sobre el eje global Z y en 8 partes sobre el eje global X, dando un total de 48 divisiones.

4.2.8.1. Modelado de las paredes del tanque cisterna

Las paredes del tanque cisterna tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua y las presiones de suelo provocadas por el relleno, las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras internas y externas respectivamente, incrementándose con la altura, de la siguiente manera:

La presión hidrostática del agua será:

$p_w\ (\mathrm{z} = 0) = \gamma \mathrm{H} = 1000\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$

$p_w (\mathrm{z} = 2.95) = \gamma \mathrm{H} = 1000\ \mathrm{kg/m3\ x\ 2.5\ m} = 2950\ \mathrm{kg/m2}$

La presión del suelo provocado por el relleno más una sobrecarga de vereda será:

$p_s (\mathrm{z} = 0) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$

$p_s\ (\mathrm{z} = 2.40) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 2.40\ m} = 1193.47\ \mathrm{kg/m2}$

4.2.8.2. Modelado de la losa de tapa del tanque cisterna

La losa de tapa del tanque cisterna estará sometida solo a cargas de gravedad tales como su peso propio (CM) y una sobrecarga de 500 kg/m2.

4.2.8.3. Modelado de la losa de fondo del tanque cisterna

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocan resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:

Las dimensiones de la losa son B=1.90 m y L=4.0 m.

Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B+0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{1.90+0.30}{2x1.90}\right)^2 = 1.34\ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1+\frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3}\ x\ 1.34\left(1+\frac{1.90}{2x4}\right) = 1.106\ \frac{kg}{cm3}$$

$$= 1106000\ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 1106000 kg/m/m2, o sea por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuaran paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.2.8.4. Cálculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la E.060, y según el ACI 350 deben ser amplificados por el coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerar el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Para los efectos de presión de suelo (CE), la combinación de carga será:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.3 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado, el programa nos muestra los resultados de momentos, fuerzas axiales y cortantes.

Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.2.8.5. Diseño de los elementos estructurales del tanque cisterna

El diseño de los elementos estructurales del tanque cisterna se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momentos de diseño se extraen del programa SAP2000.

DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA

Diseño de los muros largos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 186, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 79:

Figura 186: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP)

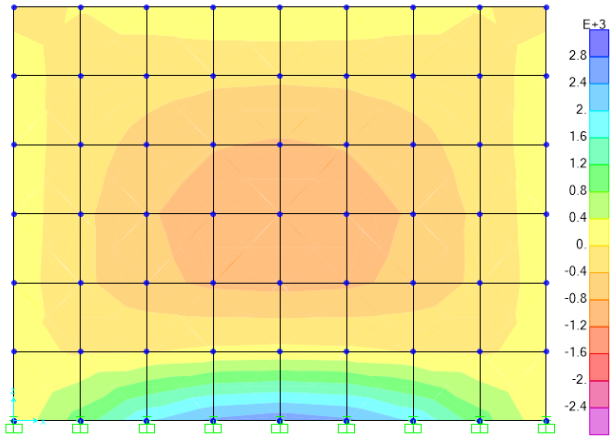


Tabla 79: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	47.50	47.50	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-2687.79	1125.24	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-1276.70**	**534.49**	**Kg-m**
	ku	13.71	5.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0038	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0038**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.53**	**2.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.238	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.225**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	3.81	2.54	cm2

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro largo tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 187, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 80:

Figura 187: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna (SAP)

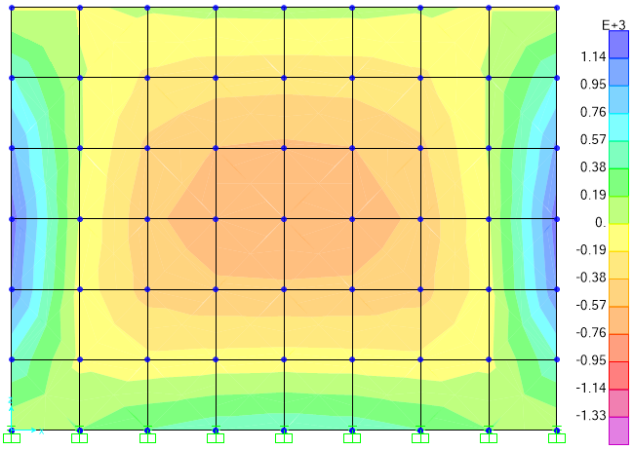


Tabla 80: Diseño del acero horizontal en el muro largo del taque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL MURO LARGO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	49.20	49.20	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-1236.55	712.74	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-608.38**	**350.67**	**Kg-m**
	ku	6.31	3.64	
Cuantía requerida	ρ	0.0017	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0023	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.07**	**2.07**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros largos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 188, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 81:

Figura 188: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP)

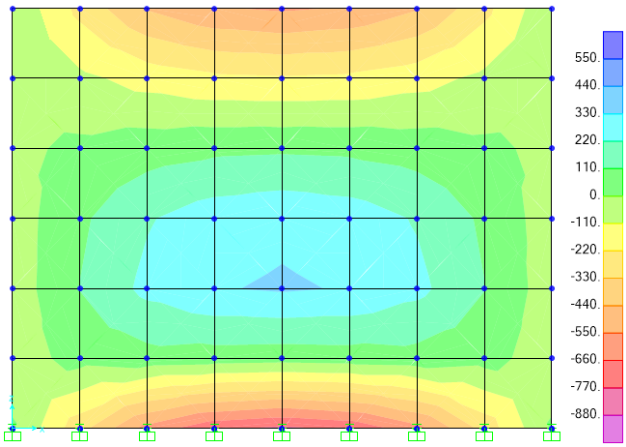


Tabla 81: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	47.50	47.50	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-792.62	343.02	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-375.49**	**162.93**	**Kg-m**
	ku	4.04	1.75	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0015	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.00**	**2.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro largo tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 189, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 82:

Figura 189: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna (SAP)

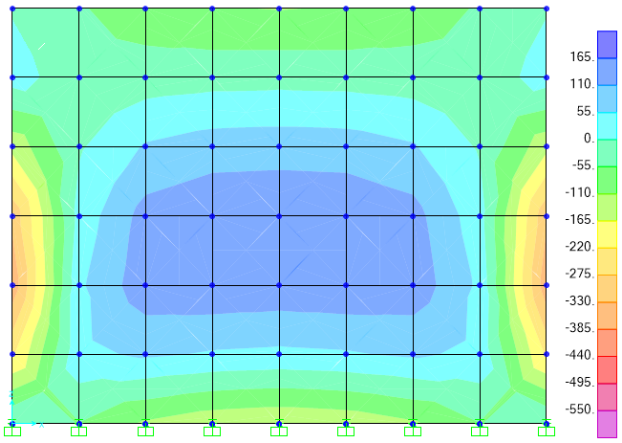


Tabla 82: Diseño del acero horizontal en el muro largo del taque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL MURO LARGO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	49.20	49.20	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-368.68	157.20	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-181.39**	**77.34**	**Kg-m**
	ku	1.88	0.80	
Cuantía requerida	ρ	0.0005	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0007	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.07**	**2.07**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 190, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 83:

Figura 190: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

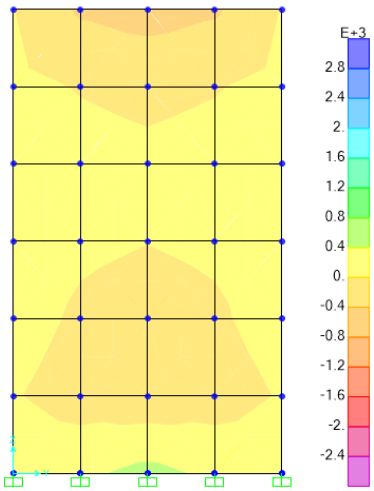


Tabla 83: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL MURO CORTO – ACERO VERTICAL (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	42.50	42.50	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-519.36	286.60	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-220.73**	**121.81**	**Kg-m**
	ku	2.65	1.46	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.79**	**1.79**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 191, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 84:

Figura 191: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

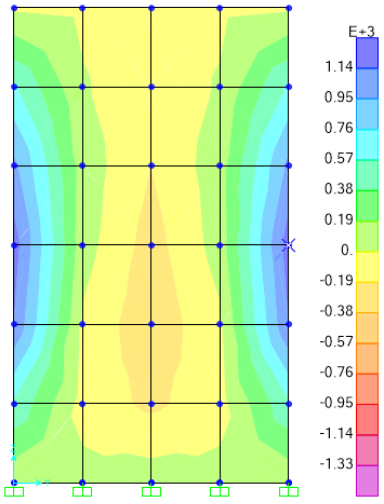


Tabla 84: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL MURO CORTO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	49.20	49.20	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-1235.64	333.18	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-607.93**	**163.92**	**Kg-m**
	ku	6.30	1.95	
Cuantía requerida	ρ	0.0017	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0023	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.07**	**2.07**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 192, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 85:

Figura 192: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

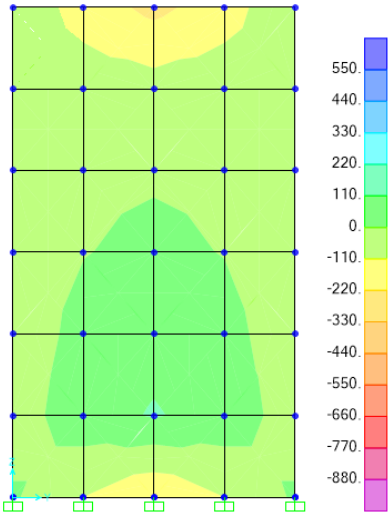


Tabla 85: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL MURO CORTO – ACERO VERTICAL (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	42.50	42.50	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-210.89	117.93	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-89.63**	**50.12**	**Kg-m**
	ku	1.08	0.60	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0004	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.79**	**1.79**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 193, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 86:

Figura 193: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

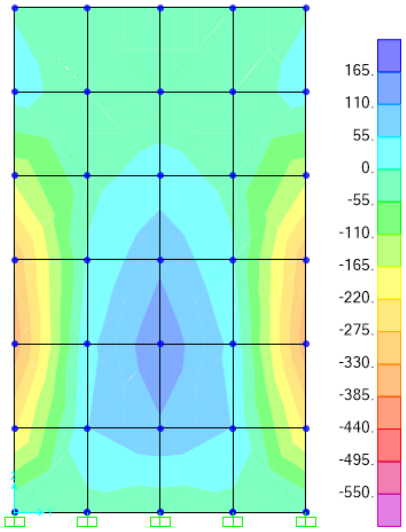


Tabla 86: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL MURO CORTO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	49.20	49.20	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-369.39	146.73	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-181.74**	**72.19**	**Kg-m**
	ku	1.88	0.75	
Cuantía requerida	ρ	0.0005	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0007	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.07**	**2.07**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	2.54	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA

La losa de tapa se diseña para cargas de gravedad (CV y CM). Del programa se obtiene el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 194, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en el centro de la losa, dichos valores se muestran en la Tabla 87 y Tabla 88 respectivamente, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 194: Momentos (M22) en el lado corto de la losa de tapa del tanque cisterna (SAP)

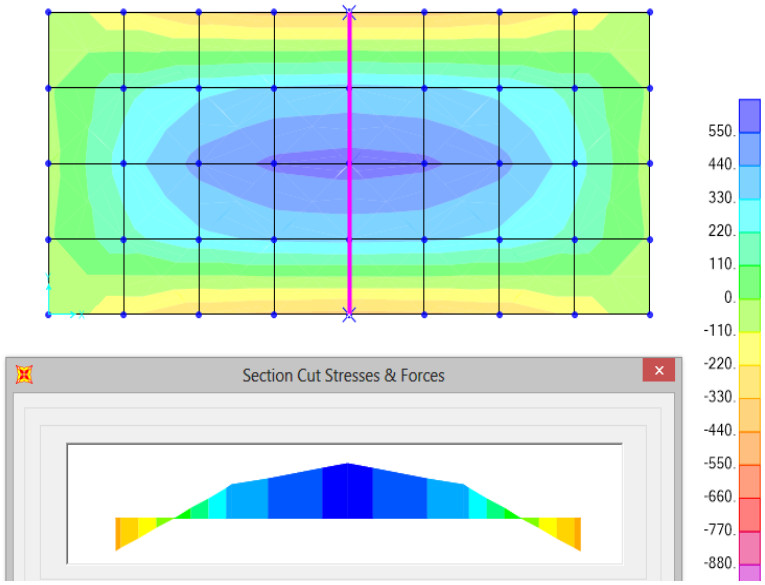


Tabla 87: Diseño del acero negativo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO – LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	47.50	cm
Peralte / espesor	h	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-214.38	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-101.83**	**Kg-m**
	ku	0.52	
Cuantía requerida	ρ	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.35	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Tabla 88: Diseño del acero positivo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO - LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	47.50	cm
Peralte / espesor	h	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	602.05	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**285.97**	**Kg-m**
Índice de ref.	ku	3.07	Kg/cm2
Cuantía requerida	ρ	0.0008	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0010	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.85**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.215	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

El acero en el lado largo corresponde al cero de retracción y temperatura, el cual está en función de la separación de juntas según el ACI 350 Tabla 7.12.2.1), entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 20 = 3.0 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2"**), de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.30,** en cada cara.

DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE CISTERNA

La losa de fondo se diseña para las reacciones del suelo, cuando el tanque está vacío. El programa nos muestra el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 195, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en la parte central de la losa, dichos valores se muestran en las Tabla 89 y Tabla 90, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 195: Momentos (M22) en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP)

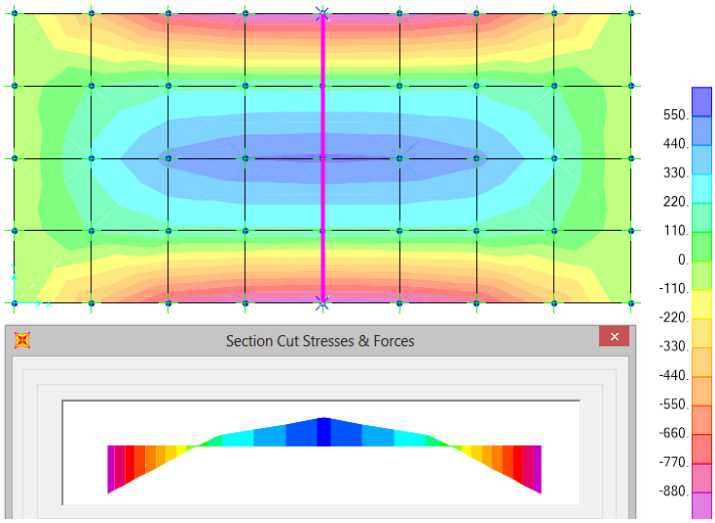


Tabla 89: Diseño del acero negativo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO – LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	47.50	cm
Peralte / espesor	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento de tablas (B)	M	-779.80	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-370.41**	**Kg-m**
	ku	0.59	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**3.56**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.17	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Tabla 90: Diseño del acero positivo en el lado corto de la losa de fondo del tanque cisterna (SAP)

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO - LADO CORTO (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	47.50	cm
Peralte / espesor	h	35	cm
Peralte efectivo	d	25	cm
Momento de tablas (B)	M	574.95	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**273.10**	**Kg-m**
	ku	0.44	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.99**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.19	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.175**	
Acero colocado	As col	5.97	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

El acero en el lado largo corresponde al cero de retracción y temperatura, el cual está en función de la separación de juntas según el ACI 350 Tabla 7.12.2.1, entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 35 = 5.25 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2"**), de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.225,** en cada cara.

4.2.9. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TANQUE CISTERNA

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales del tanque cisterna (paredes, techo y fondo), aplicando diferentes metodologías como son: PCA, Bares, métodos clásicos y SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes del tanque cisterna se realizó aplicando las metodologías de la PCA, Bares y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 91:

Tabla 91: Resumen de resultados del diseño de las paredes del tanque cisterna

RESUMEN DE RESULTADOS (PAREDES)										
	MET	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
			M	As req	As col		M	As req	As col	
LADO LARGO	PCA	1	-3176.88	6.30	Ø 1/2"@ 0.15 *	8.89	-1248.06	4.20	Ø 1/2"@ 0.275 *	5.08
			1248.06	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	680.76	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
		2	-1366.4	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-536.8	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			536.8	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	292.8	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	BARES	1	-2308.57	4.62	Ø 1/2"@ 0.175 *	7.62	-1372.52	4.20	Ø 1/2"@ 0.25 *	5.08
			714.48	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	561.93	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
		2	-992.34	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-589.98	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			376.5	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	241.55	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	SAP	1	-2687.79	5.32	Ø 1/2"@ 0.225	6.35	-1236.55	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			1125.24	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	712.74	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
		2	-792.62	4.20	Ø 1/2"@ 0.225	6.35	-368.68	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			343.02	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	157.2	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
LADO CORTO	PCA	1	-283.65	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-1248.06	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			170.19	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	170.19	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
		2	-122	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-536.8	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			73.2	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	73.2	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	BARES	1	-775.92	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-865.20	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			195.40	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	424.76	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
		2	-333.53	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-371.9	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			83.99	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	182.58	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	SAP	1	-519.36	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-1235.64	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			286.6	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	333.18	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
		2	-210.89	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-369.39	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
			117.93	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	146.73	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08

(*) Acero colocado en las paredes del tanque cisterna para el control de fisuras

Basado en los resultados de la Tabla 91, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de las paredes del tanque cisterna, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 92.

Tabla 92: Comparación de acero requerido en las paredes del tanque cisterna

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA								
LADO	COND. CARGA	As REQUERIDO	PCA	BARES	SAP2000	PCA/BARES	PCA/SAP	BARES/SAP
LARGO	1	VERTICAL	6.30	4.62	5.32	**36.36%**	**18.42%**	**-13.16%**
		HORIZONTAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
CORTO	1	VERTICAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	4.20	4.20	4.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 92, se observa una variación mínima referente al acero vertical requerido para las diferentes comparaciones, lo cual es correcto debido a la diferencia de los valores de coeficientes para el cálculo de momentos. Por otro lado, para el caso del acero horizontal no se tiene variaciones. Las variaciones mencionadas se hacen nulas, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 91) y las variaciones de acero requerido (Tabla 92), el diseño definitivo de las paredes se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso se tiene una mínima variación en el acero requerido y en la distribución de acero colocado, pero el que brinda mayor seguridad para control de fisuras son los resultados de la PCA.

El diseño de la losa de tapa se realizó aplicando una metodología clásica y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan en la Tabla 93, como se muestra a continuación:

Tabla 93: Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del tanque cisterna

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE TAPA)							
MET.	LADO LARGO			LADO CORTO			
	As Temperatura	As col		M	As req	As col	
Clásico	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-199.09	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	714.77	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62
SAP	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-214.38	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	602.05	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62

Basado en los resultados de la Tabla 93, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de tapa del tanque cisterna, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 94.

Tabla 94: Comparación de acero requerido en la losa de tapa del tanque cisterna

COMPARACION DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE CISTERNA				
As REQUERIDO	POSICION	Clásico	SAP2000	Clásico/SAP
As -	LADO LARGO	5.08	5.08	**0.00%**
	LADO CORTO	4.20	4.20	**0.00%**
As +	LADO LARGO	5.08	5.08	**0.00%**
	LADO CORTO	6.00	6.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 94, se concluye que no se tiene variación alguna debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la losa de tapa se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso, como no se tiene variaciones, emplearemos los resultados de cualquiera de los dos métodos.

El diseño de la losa de fondo se realizó aplicando una metodología clásica y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan en la Tabla 95, como se muestra a continuación:

Tabla 95: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del tanque cisterna

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE FONDO)							
MET	LADO LARGO			LADO CORTO			
	As Temperatura	As col		M	As req	As col	
Clásico	5.25	Ø 1/2"@ 0.225	6.35	-918.14	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89
	5.25	Ø 1/2"@ 0.225	6.35	687.41	10.50	Ø 5/8"@ 0.175	11.94
SAP	5.25	Ø 1/2"@ 0.225	6.35	-779.8	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89
	5.25	Ø 1/2"@ 0.225	6.35	574.95	10.50	Ø 5/8"@ 0.175	11.94

Basado en los resultados de la Tabla 95, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de fondo del tanque cisterna, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 96.

Tabla 96: Comparación de acero requerido en la losa de fondo del tanque cisterna

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE CISTERNA				
As REQUERIDO	POSICION	Clásico	SAP2000	PCA/SAP
As -	LADO LARGO	6.35	6.35	**0.00%**
	LADO CORTO	7.50	7.50	**0.00%**
As +	LADO LARGO	6.35	6.35	**0.00%**
	LADO CORTO	10.50	10.50	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 96, se concluye que no se tiene variación alguna debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la losa de fondo se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso como no se tienen variaciones se emplearán los resultados de cualquiera de los dos métodos.

4.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA PISCINA

Se diseña una piscina rectangular (tanque enterrado), cuya función es el almacenamiento de agua para fines recreativos – deportivos.

Según lo mencionado en el Capítulo IV, se ha tomado como referencia el proyecto recreativo/deportivo titulado “Construcción de infraestructura recreativa-deportiva (piscina semi olímpica) en la Institución Educativa Túpac Amaru del Distrito de Chilca - Huancayo -Junín”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 12.50 x 25.00 metros.
- Altura promedio: 1.70 metros.
- Capacidad: 532 m3 aproximadamente.

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación de la piscina, de acuerdo a los planos mostrados en el proyecto mencionado:

Figura 196: Vista en planta de la piscina a analizar



Figura 197: Elevacion longitudinal de la piscina a analizar

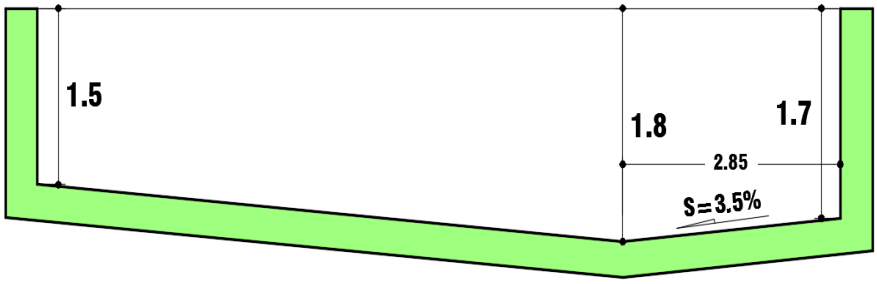
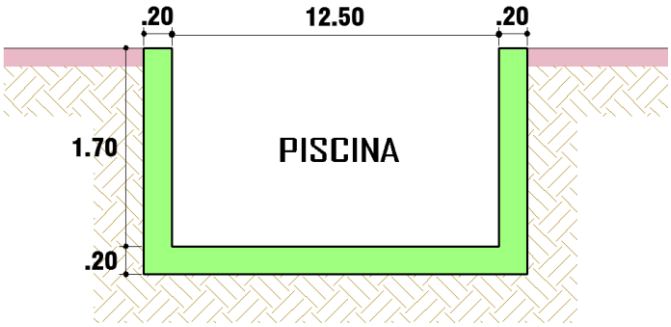


Figura 198: Elevación transversal de la piscina a analizar



Según las Figuras 196 y 197, la piscina es un tanque cuyas dimensiones horizontales son grandes con relación a su altura, lo cual explica que la relación de longitudes lado largo/lado corto = 25/1.7 = 14.71 >> 2, entonces presentan comportamiento unidireccional; por lo tanto, para su diseño no es posible el uso de las tablas de la PCA o Bares.

Será necesario aplicar una metodología para análisis de losas con comportamiento unidireccional; y como se tienen grandes extensiones de paredes y presencia de empuje de tierra y agua, es posible diseñar la piscina como un muro de contención en voladizo.

Para diseñar el muro de contención se debe contar con un Estudio de Mecánica de Suelos, que, para este caso, se ha tomado en cuenta el EMS indicado en el Anexo C, del cual se extraen los siguientes resultados:

- Peso específico del suelo ω = 1680 kg/m3
- Capacidad portante del terreno q_{adm} = 4.33 kg/cm2 = 43.3 Ton/m2
- Angulo de fricción interna ϕ = 32.9º

Además, se debe tener en cuenta los criterios de estabilidad para el muro, considerando los requisitos siguientes:

- Factor de seguridad al volteo FSV = 2.00
- Factor de seguridad al deslizamiento FSD = 1.50
- Según Das (2001) el coeficiente de fricción suelo – concreto μ = tan δ (δ está en el rango de 1/2ϕ a 2/3ϕ). Recomienda tomar δ = 2/3ϕ.

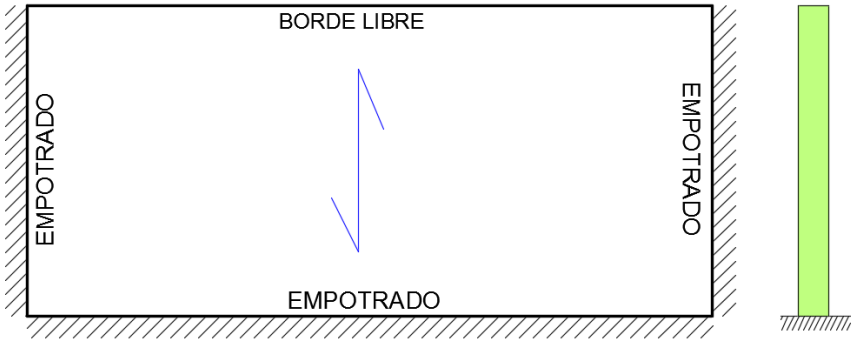
Entonces el coeficiente de fricción seria: μ = tg (2/3ϕ) = 0.40.

El proceso seguido para el diseño de la piscina es el siguiente: 1) determinación de las condiciones de borde de las paredes de la piscina; 2) condiciones de carga para el análisis de la piscina; 3) dimensionamiento del muro de contención para la piscina, 4) diseño de las paredes de la piscina; 5) diseño de la cimentación de la piscina; 6) diseño de la piscina con el programa SAP2000; y 7) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo de la piscina.

4.3.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE DE LAS PAREDES DE LA PISCINA

La piscina está conformada por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 12.70 m y dos muros largos de 25.20 m. Todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales, y en su borde inferior con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados. El borde superior se considera libre porque no hay presencia de cubierta.

Figura 199: Condiciones de borde de las paredes y fondo de la piscina



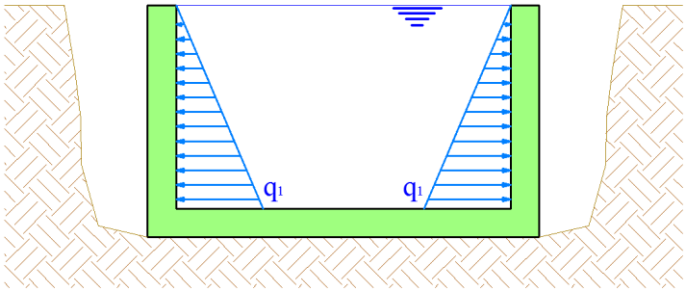
4.3.2. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LA PISCINA

El tanque analizado es una estructura enterrada, por tanto, las condiciones más desfavorables se presentan cuando el tanque está completamente lleno y cuando el tanque está vacío y sujeto al empuje del relleno. Entonces, tendremos en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Condición de carga N° 01: Prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno y el suelo (relleno) no ejerce presión alguna. Esta consideración puede presentarse: 1) para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo; y 2) ante la probabilidad de ocurrencia de que se malogre el sistema de recirculación y desagüe.

Figura 200: Condición de carga 01 para el diseño de la piscina



Condición de carga N° 02: Tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación en la que el tanque está vacío y la presión externa del suelo (relleno) está presente. Esta consideración puede presentarse cuando la piscina requiera de mantenimiento y/o limpieza.

Figura 201: Condición de carga 02 para el diseño de la piscina



4.3.3. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN PARA LA PISCINA

La piscina no siempre estará llena, en algún momento requerirá de mantenimiento (reparación de tuberías y accesorios, limpieza, etc.), es por ello que se tiene que

analizar dos casos (cuando está lleno y cuando está vacío), y diseñar con el más crítico.

- La altura de la pantalla es h_{prom} = (1.5 + 1.8 + 1.7) / 3 = 1.67 m ≈ 1.70 m
- El espesor mínimo (e) de las paredes de la piscina será uniforme en todo su perímetro:

  Según ACI 350: e = l/30 = 1.70/30 = 0.06 m => e_{min} = 0.15 m.

  Según Jimenez, García y Morán:

  Si h ≤ 6.0 m => e = 0.10h = 0.1 x 1.70 = 0.17 m

  Del acuerdo al ACI 350 el recubrimeinto mínimo para estructutas contenedoras de agua es de 5 cm, entonces, sera necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de las paredes de la piscina sera **e = 0.20 m.**

- La altura de la zapata del muro de contención de la piscina se determina en función de la longitud de desarrollo a tracción (**l_d**) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la cimentación. Para este caso, como aún no se tiene un diseño previo del acero vertical de las paredes, se asume un acero vertical Ø 5/8", entonces, su longitud de desarrollo según la Norma E – 060 se calcula según a), pero no será menor de 30 cm.

  a) $\frac{f_y}{8.2\sqrt{f'c}} d_b = \frac{4200\ \text{kg/cm2}}{8.2\ \text{x}\ \sqrt{280}\ \text{kg/cm2}} \text{x}\ 1.59\ \text{cm} = 49\ \text{cm}$

  Elegimos el mayor, que es 49 cm, y le añadimos el recubrimiento. De esta manera el peralte de la cimentación será:

  h = l_d + recubrimiento = 49 + 7.5 = 56.60 cm

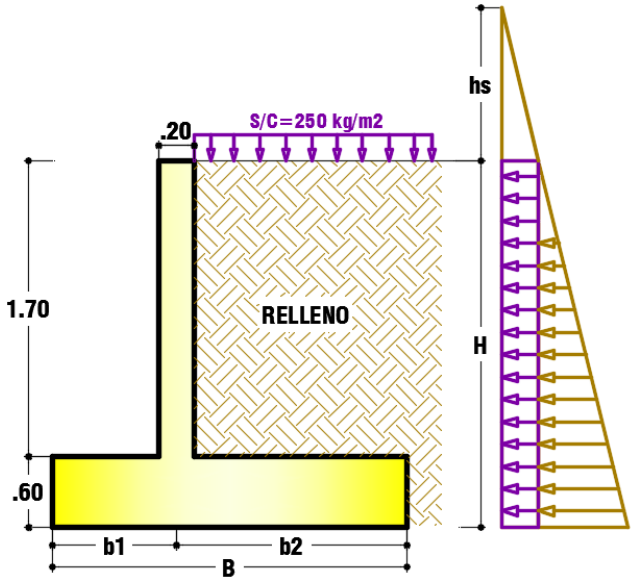
  Con fines constructivos **h = 0.60 m.**

4.3.3.1. Dimensionamiento del muro de contención para la condición de carga nº 02

El dimensionamiento del muro de contención en voladizo se realizará basado en las consideraciones de diseño propuestas por Harmsen (2002). De esa manera, iniciamos con el dimensionamiento para la

condición de carga 02, la cual se adapta a las consideraciones de Harmsen, ya que además de la presión del relleno, tiene una sobrecarga uniforme sobre todo el relleno el cual corresponde a la vereda perimetral de la piscina, cuyo valor es 250 kg/m2 (ver Fig. 202):

Figura 202: Cargas actuantes en la parte exterior del muro de la piscina



Coeficiente de empuje activo C_a

De acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos el ángulo de fricción interna ϕ es igual a 32.9º, entonces el coeficiente de presión activa de Rankine según Das (2001), es:

$$c_a = \tan^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\Phi}{1 + \sin\Phi} = \frac{1 - \sin 32.9°}{1 + \sin 32.9°} = 0.296$$

Altura de sobrecarga hs:

De acuerdo a la consideración de Harmsen (2002), como se tiene una sobrecarga uniforme, la altura de sobrecarga se calcula como sigue:

$$hs = \frac{s/c}{\omega_{relleno}} = \frac{250\ kg/m2}{1680\ kg/m3} = 0.1488$$

Cálculo del ancho B de la zapata del muro:

El dimensionamiento del ancho B de la zapata del muro, se realiza con la ayuda de Tabla 13.2 propuesta por Harmsen (2002)

$B/(H+h_s)$	$c_a\ \omega$ (kg/m3)
0.30	?04
0.35	269
0.40	343
0.45	423
0.50	512
0.55	605
0.60	715
0.65	830

$c_a\ \omega$ = 0.296 x 1680 kg/m3 = 497.28 kg/m3

Interpolando valores de la tabla, se tiene que:

B/(H+hs) = 0.4917

H+hs = 2.30 m + 0.15 m = 2.45 m

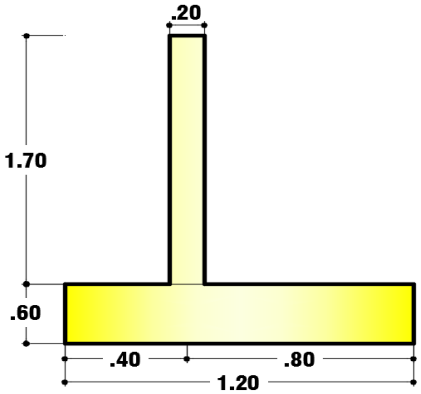
B = 0.4917 x 2.45 m

B = 1.20 m

El dimensionamiento de la zapata del muro quedaría de la siguiente manera teniendo en cuenta que según Harmsen, para un muro económico:

b1= B/3 = 1.20/3 = 0.40 m

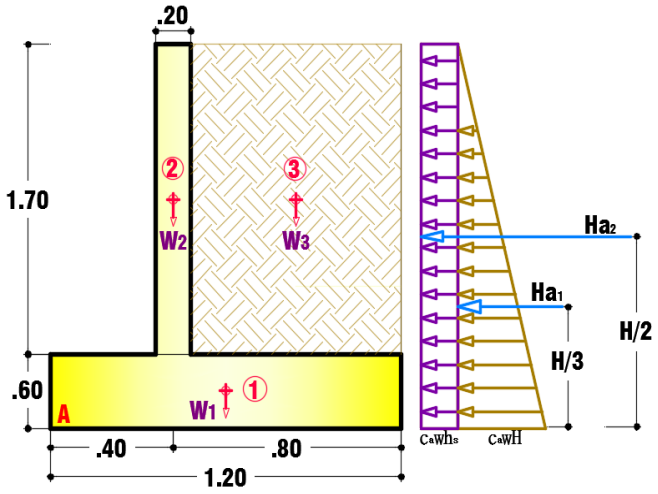
b2 = B - b1 = 1.20 - 0.40 = 0.80 m



VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO PARA LA CONDICIÓN DE CARGA 02:

Teniendo las dimensiones del muro y las cargas que actúan sobre él (ver Fig. 203), se continúa verificando su estabilidad al volteo y al deslizamiento.

Figura 203: Cargas actuantes para verificación de la estabilidad del muro (piscina vacía)



Cálculo de presiones:

Presión lateral del suelo:

$c_a\,\omega\,H = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times 2.30\ m = 1143.74\ kg/m2$

Presión lateral de sobrecarga

$c_a\,\omega\,hs = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times 0.15\ m = 74.59\ kg/m2$

Cálculo de empuje activo y momentos de volteo:

Empuje activo del terreno:

$Ha_1 = c_a\,\omega\,H^2 / 2 = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times (2.30\ m)^2 / 2 = 1315.31\ kg/m.$

Momento de volteo:

$Ha_1 \times H/3 = 1315.31\ kg/m \times 2.30\ m /3 = 1008.40\ kg\text{-}m$

Empuje activo de s/c:

$Ha_2 = c_a\,\omega\,hs\,H = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times 0.15\ m \times 2.30\ m = 171.56\ kg/m.$

Momento de volteo:

$Ha_2 \times H/2 = 171.56\ kg/m \times 2.30\ m /2 = 197.30\ kg\text{-}m$

Empuje total: $\Sigma\ Ha = 1315.31 + 171.56 = 1486.87\ kg/m$

Momento de volteo total: $\Sigma\ Mv = 1008.40 + 197.30 = 1205.70\ kg\text{-}m$

Cálculo de fuerzas resistentes: cálculo de fuerzas y momentos respecto al punto A.

ELEMENTO	FUERZA		BRAZO	MOMENTO
W_1	0.60 m x 1.20 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	1728.00 kg	0.60	1036.80 kg-m
W_2	0.20 m x 1.70 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	816.00 kg	0.40	326.40 kg-m
W_3	0.70 m x 1.70 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	1999.20 kg	0.85	1699.32 kg-m
$W_{S/C}$	0.70 m x 0.15 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	176.40 kg	0.85	149.94 kg-m
	ΣFv =	**4719.60 kg**	**ΣMr =**	**3212.46 kg-m**

Estabilidad al volteo:

$$\frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Mv}} = \frac{3212.46\ \text{kg} - \text{m}}{1205.70\ \text{kg} - \text{m}} = 2.66 > 2 \Rightarrow \textbf{es estable al volteo}$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum \text{Fv}.\,\mu}{\sum \text{Ha}} = \frac{4719.60\ \text{kg x}\ 0.40}{1486.87\ \text{kg}} = 1.27 < 1.5 \Rightarrow \textbf{no es estable al deslizamiento}$$

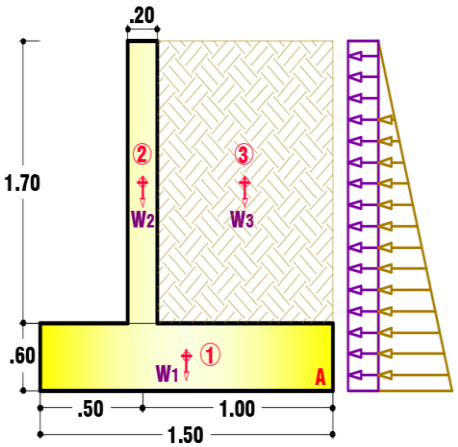
Como vemos, con las dimensiones iniciales el muro no es estable al deslizamiento. Por consiguiente, una posibilidad para solucionar eso, es aumentar el ancho B de la zapata, lo que permite el aumento de las cargas verticales, y por lo tanto se puede controlar volteo y deslizamiento.

Entonces, analizamos para un ancho de zapata B = 1.50 m.

Según Harmsen, para un muro económico:

b1= B/3 = 1.50/3 = 0.50 m

b2 = B - b1 = 1.50 - 0.50 = 1.00 m



Cálculo de fuerzas resistentes: cálculo de fuerzas y momentos respecto al punto A.

ELEMENTO	FUERZA		BRAZO	MOMENTO
W_1	0.60 m x 1.50 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	2160.00 kg	1.00	1620.00 kg-m
W_2	0.20 m x 1.70 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	816.00 kg	1.30	408.00 kg-m
W_3	0.90 m x 1.70 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	2570.40 kg	1.70	2698.92 kg-m
$W_{S/C}$	0.90 m x 0.15 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	226.80 kg	0.85	238.14 kg-m
	ΣFv =	**5773.20 kg**	**ΣMr =**	**4965.06 kg-m**

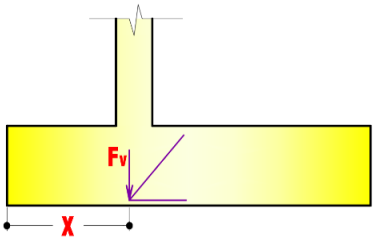
Estabilidad al volteo:

$$\frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Mv}} = \frac{4965.06 \text{ kg} - \text{m}}{1205.70 \text{ kg} - \text{m}} = 4.12 > 2 \Rightarrow \textbf{es estable al volteo}$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum \text{Fv}.\mu}{\sum \text{Ha}} = \frac{5773.20 \text{ kg x } 0.40}{1486.87 \text{ kg}} = 1.55 > 1.5 \Rightarrow \textbf{es estable al deslizamiento}$$

Verificación de que las reacciones del suelo no excedan la capacidad portante del suelo:



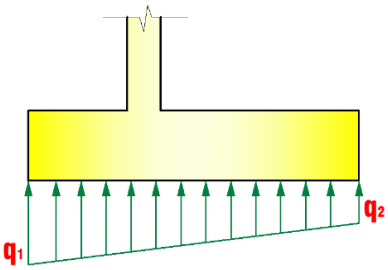
Si la carga vertical cae dentro del núcleo central y e < B/6 la reacción del terreno se distribuye eficientemente (distribución de presiones trapezoidal) - Harmsen

$$\mathbf{x} = \frac{\mathbf{Mr} - \mathbf{Mv}}{\sum \mathbf{Fv}} = \frac{4965.06 - 1205.70}{5773.20} = 0.65$$

El núcleo central está entre 0.50 y 1.00 => la carga vertical cae dentro del núcleo central.

e = B/2 – x = 1.50/2 – 0.65= 0.10 < B/6 = 0.25

Por lo tanto, el suelo tiene una distribución de presiones trapezoidal.



$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Fv}}{\mathbf{Bt}} \pm \frac{\mathbf{6.Fv.e}}{\mathbf{Bt^2}}$$

$$q = \frac{5773.20}{1 \text{ x } 1.50} \pm \frac{6 \text{ x } 5773.20 \text{ x } 0.10}{1 \text{ x } 1.50^2}$$

q_1= 5.388 Ton/m2 << q_{adm}=43.3 Ton/m2

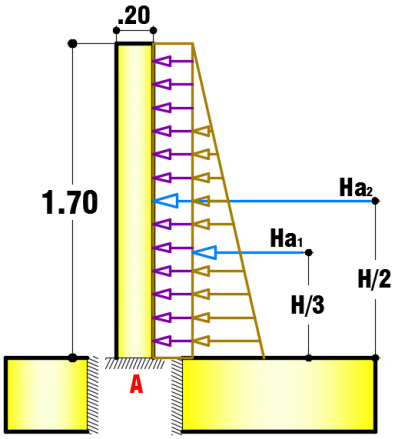
q_2= 2.309 Ton/m2 << q_{adm}=43.3 Ton/m2

Por lo tanto, el $q_{transmitido}$ << q_{adm} del terreno, entonces, la zapata es más que suficiente para soportar las reacciones del suelo.

4.3.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DE LA PISCINA

4.3.4.1. Diseño por flexión de las paredes de la piscina para la condición de carga 02

Figura 204: Cargas actuantes en la pantalla del muro (piscina vacía)



Cálculo de presiones:

$q_1 = c_a\, \omega\, H$ = 0.296 x 1680 kg/m3 x 1.70 m = 845.38 kg/m2

$q_2 = c_a\, \omega\, hs$ = 0.296 x 1680 kg/m3 x 0.15 m = 74.59 kg/m2

Cálculo de empuje activo:

$Ha_1 = c_a\, \omega\, H^2 / 2$ = 0.296 x 1680 kg/m3 x (1.70 m)^2 / 2 = 718.57 kg/m.

$Ha_2 = c_a\, \omega\, hs\, H$ = 0.296 x 1680 kg/m3 x 0.15 m x 1.70 m = 126.81 kg/m.

Cálculo del momento último:

$M = \Sigma M_A$ = (718.57 x 1.70/3) + (126.81 x 1.7/2) = 514.98 kg-m

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje del suelo y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mu = 1.3 (1.7 CE)

Mu = 1.3 (1.7 x 514.98) = 1138.11 kg-m

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo exterior en el muro de la piscina, como se muestra en la Tabla 97:

Tabla 97: Diseño del refuerzo vertical exterior para el muro de la piscina

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL EXTERIOR DEL MURO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**1138.11**	**Kg-m**
	ku	5.81	
Cuantía requerida	ρ	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	**As col**	**5.08**	**cm2**
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Refuerzos mínimos en el muro:

La cuantía mínimo vertical para muros es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.2)

As min vertical (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030 x 100 x 20 = 6 cm2

La cuantía mínimo horizontal para muros con juntas entre 6-9 metros de separación es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.3 – Tabla7.12.2.1)

As min horizontal (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030 x 100 x 20 = 6 cm2

Acero vertical hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara interior: 1/2 a 1/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

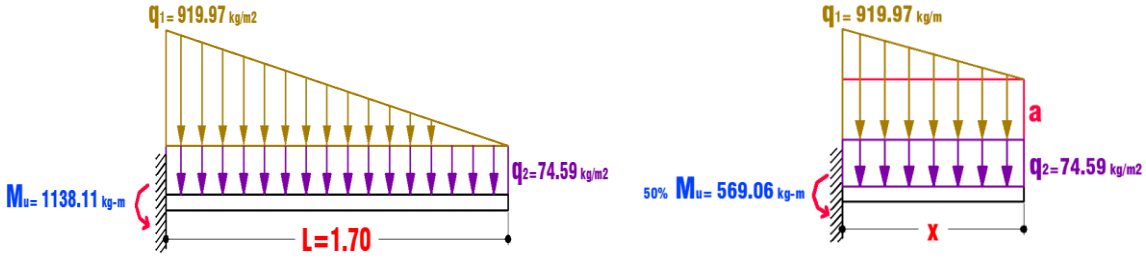
1/3(6) =2cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

1/3(6) =2 cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Corte de acero en la pantalla:



Por semejanza de triángulos:

$$a = (q1 - q2) - \frac{(q1 - q2)}{L} x$$

Realizando la sumatoria de momentos obtenemos:

$$50\%\ Mu = \frac{q1}{2} x^2 - \frac{(q1 - q2)}{3L} x^3$$

Calculando tenemos:

$$569.06 = \frac{919.97}{2} x^2 - \frac{(919.97 - 74.59)}{3x1.70} x^3$$

$165.76x^3 - 469.99x^2 + 569.06 = 0$

Resolviendo la ecuación tenemos una raíz x = 0.95 m

Por lo tanto, el corte de acero será:

x+d = 0.95 + (0.20-0.06) = 1.09 cm ≈ 1.10 m

4.3.4.2. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes de la piscina, como sigue:

El máximo momento por flexión empleado en el diseño del muro es:

Mu = 1138.11 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m

Como el diseño es etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathbf{Ms} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{1.3\ x\ 1.7}} = \frac{1138.11}{1.3\ \text{x}\ 1.7} = 514.98\ \text{kg/cm2}$$

El esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{51498}{0.9\ \text{x}\ 14\ \text{x}\ 5.08} = 804.56\ \text{kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(804.56 + 1890) / 2 = 1347.28 kg/cm2

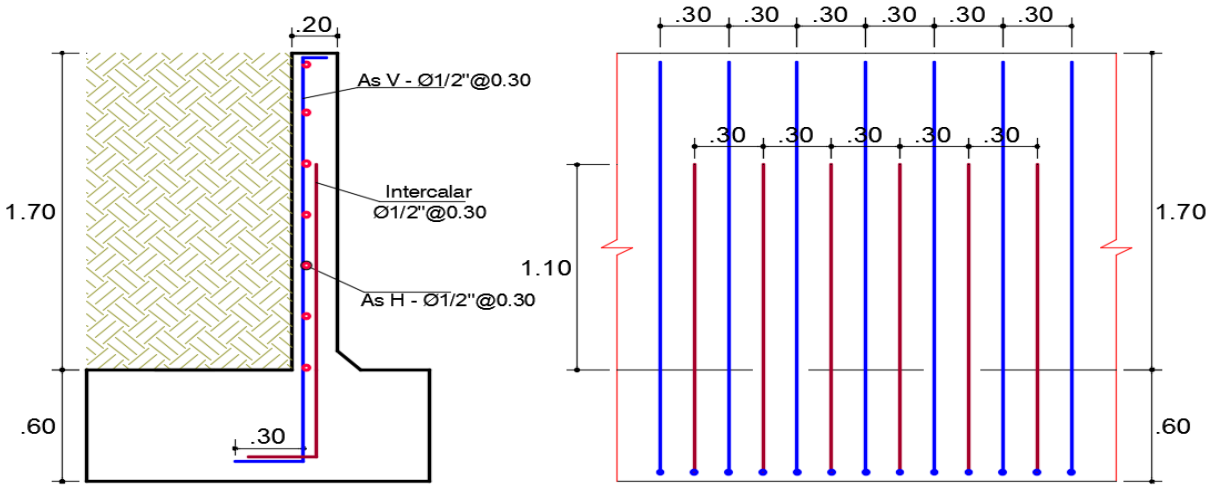
El espaciado máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- d_c = r + db/2 = 5 +1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5\ \text{x}17000^3}{5.64^2\ \text{x}\ 1347.28^3} = 32\ \text{cm} > 30\ \text{cm} \Rightarrow \mathbf{es\ correcto}$$

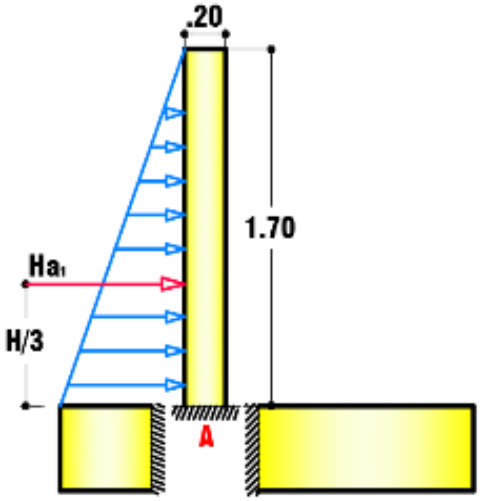
El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 205: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención de la piscina para la condición de carga 02 (piscina vacía con empuje del relleno)



4.3.4.3. Diseño por flexión de las paredes de la piscina para la condición de carga 01

Figura 206: Cargas actuantes en la pantalla del muro (piscina llena)



Cálculo de presiones:

q = γ H = 1000 kg/m3 x 1.70 m = 1700.00 kg/m2

Cálculo del empuje:

$Ha_1 = \gamma H^2 / 2 = 1000$ kg/m3 x $(1.70\ m)^2 / 2 = 1445.00$ kg/m

Cálculo del momento último:

$M = \Sigma M_A = (1445.00 \times 1.70/3) = 818.83$ kg-m

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mu = 1.3 (1.7CE)

Mu = 1.3 (1.7 x 818.83) = 1809.61 kg-m

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical interior en el muro de la piscina, como se muestra en la Tabla 98:

Tabla 98: Diseño del refuerzo vertical interior para el muro de la piscina

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL INTERIOR DEL MURO			
Base	b	100	cm
Peralte	h	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**1809.61**	**Kg-m**
	ku	9.23	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0033	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	
As calculado	**As cal**	**4.62**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.275	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.275**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el agua	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Refuerzos mínimos en el muro:

La cuantía mínimo vertical para muros es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.2)

As mín vertical (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030 x 100 x 20 = 6 cm2

La cuantía mínimo horizontal para muros con juntas entre 6-9 metros de separación es 0.0030 (ACI 350-06 artículo 14.3.3 – Tabla 7.12.2.1)

As mín horizontal (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030 x 100 x 20 = 6 cm2

Acero vertical hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara interior: 1/2 a 1/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

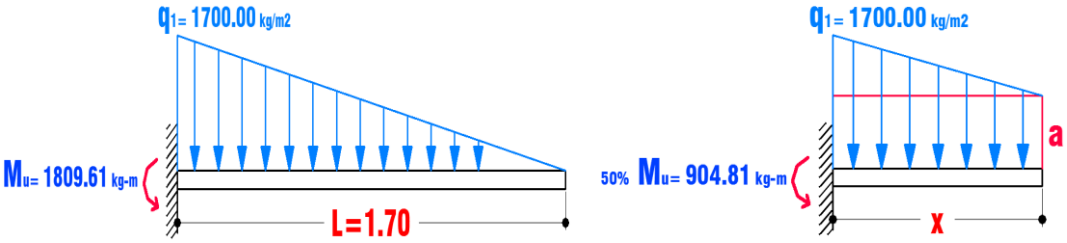
1/3(6) =2cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

1/3(6) =2 cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Corte de acero en la pantalla:



Por semejanza de triángulos:

$$a = q1 - \frac{q1}{L}x$$

Realizando la sumatoria de momentos obtenemos:

$$50\%\ Mu = \frac{q1}{2}x^2 - \frac{q1}{3L}x^3$$

Calculando tenemos:

$$904.81 = \frac{1700}{2}x^2 - \frac{1700}{3x1.70}x^3$$

$333.33x^3 – 850x^2 + 904.81 = 0$

Resolviendo la ecuación tenemos una raíz x = 0.89 m

Por lo tanto, el corte de acero será:

x+d = 0.89 + (0.20-0.06) = 1.03 cm ≈ 1.10 m

4.3.4.4. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes de la piscina, como sigue:

El máximo momento por flexión empleado en el diseño del muro es:

Mu = 1809.61 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.275 m

Como el diseño es etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathbf{Ms} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{1.3\ x\ 1.7}} = \frac{1809.61}{1.3 \text{ x } 1.7} = 818.83 \text{ kg/cm2}$$

El esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{81883}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 1279.26 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1279.26 + 1890) / 2 = 1584.63 kg/cm2

El espaciado máximo para el control de grietas es:

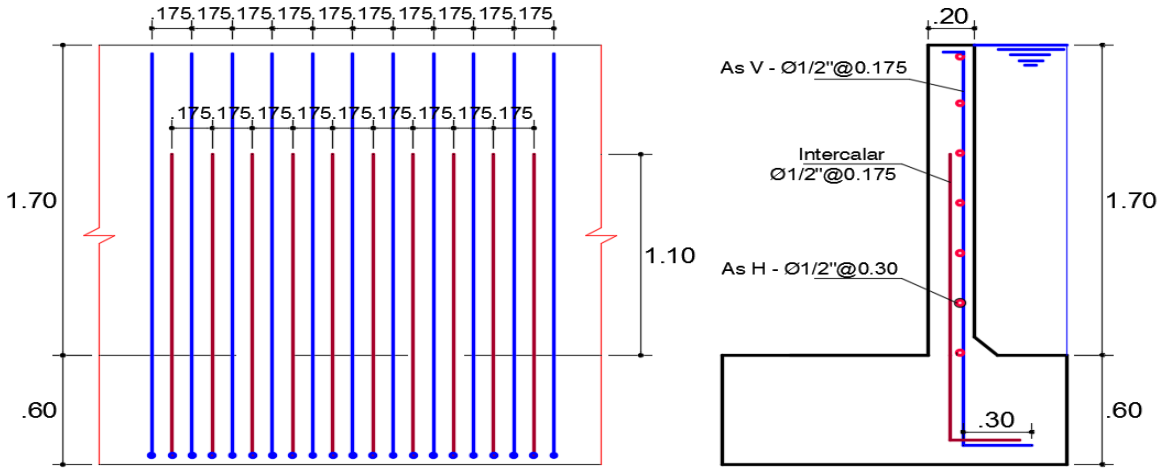
- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- d_c = r + db/2 = 5 +1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x} 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1584.63^3} = 19.5 \text{ cm} < 27.5 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{no es correcto}$$

El espaciamiento calculado, no controla el ancho de las grietas.

Por lo tanto, para controlar el agrietamiento se tiene que utilizar un espaciamiento s = 0.19 m, para lo cual se cambia el diámetro de barra en función del espaciamiento máximo y el acero requerido 4.62 cm2. Según el ACI 350 el diámetro mínimo es Ø 1/2", entonces el acero vertical que se utilizará para controlar las grietas será **Ø1/2" @ 0.175 m.**

Figura 207: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención de la piscina para la condición de carga 01 (piscina llena)

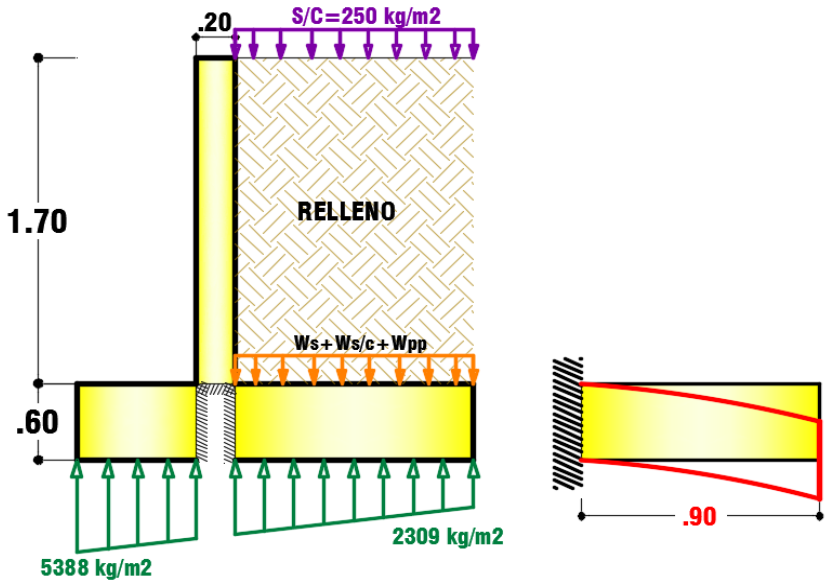


4.3.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE LA PISCINA

La zapata del muro de contención se diseña para la condición de carga más desfavorable, en este caso es la provocada por la presión del relleno. Entonces determinamos las reacciones del suelo sobre la zapata teniendo en cuenta las dimensiones corregidas.

4.3.5.1. Diseño del talón

Figura 208: Cargas actuantes para el diseño del talón de la zapata de la piscina



Cálculo de cargas:

El cálculo de cargas se realiza para un ancho unitario igual a 1.0 m.

Carga muerta:

- Wsuelo = ω H = 1680 kg/m3 x 1.70 m x 1 m = 2856.00 kg/m
- Wpp = 2400 kg/m3 x 0.60 m x 1m = 1440.00 kg/m

Carga viva:

- Ws/c = 250 kg/m2 x 1.0 m = 250 kg/m
- Carga por empuje:

  Wreacción/suelo = 2309 kg/m2 x 1 m = 2309 kg/m

Según el ACI 350 las fuerzas calculadas con el método de resistencia deben ser amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Wu = 1.3 (1.4 CM + 1.7CV - 1.7 CE)

Wu = 1.3 [1.4 (2856 kg/m + 1440 kg/m) + (1.7 x 250 kg/m) – (1.7 x 2309 kg/m)]

Wu = 3268.33 kg/m

Para el diseño se asume una distribución uniforme de carga, entonces:

$$\mathbf{Mu} = \frac{\mathbf{Wu\ l^2}}{\mathbf{2}} = \frac{3268.33 \text{ x } 0.90^2}{2} = 1323.67 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo en el talón de la zapata del muro, como se muestra en la Tabla 99:

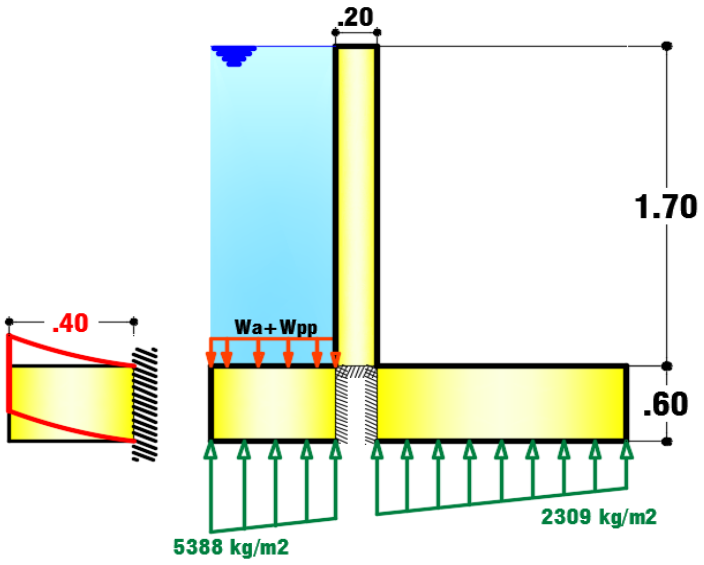
Tabla 99: Diseño del refuerzo para el talón de la zapata de la piscina

DISEÑO DEL TALÓN DE LA ZAPATA			
Base	b	100	cm
Peralte	h	60	cm
Peralte efectivo	d	50	cm
Momento	**Mu**	**1323.67**	**Kg-m**
	ku	1.47	
Cuantía requerida	ρ	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	cm2
Acero colocado en		En la parte superior	

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

4.3.5.2. Diseño de la punta

Figura 209: Cargas actuantes para el diseño de la punta de la zapata de la piscina



Cálculo de cargas:

Carga muerta:

- Wagua = γ H = 1000 kg/m3 x 1.70 m x 1 m = 1700.00 kg/m
- Wpp = 2400 kg/m3 x 0.60 m x 1m = 1440.00 kg/m

Carga viva:

- Carga por empuje:

  Wreacción/suelo = 5388 kg/m2 x 1 m = 5388 kg/m

Según el ACI 350 las fuerzas calculadas con el método de resistencia deben ser amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Wu = 1.3 (1.4 CM - 1.7 CE)

Wu = 1.3 [1.4 (1700 kg/m + 1440 kg/m) – (1.7 x 5388 kg/m)]

Wu = -6265.48 kg/m

Para el diseño se asume una distribución uniforme de carga, entonces:

$$\mathbf{Mu} = \frac{\mathbf{Wu\ l^2}}{\mathbf{2}} = \frac{6265.48 \text{ x } 0.40^2}{2} = 501.24 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo en la punta de la zapata del muro, como se muestra en la Tabla 100:

Tabla 100: Diseño del refuerzo para la punta de la zapata de la piscina

DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA			
Base	b	100	cm
Peralte	h	60	cm
Peralte efectivo	d	50	cm
Momento	**Mu**	**501.24**	**Kg-m**
	ku	0.56	
Cuantía requerida	ρ	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	cm2
Acero colocado en		En la parte inferior	

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

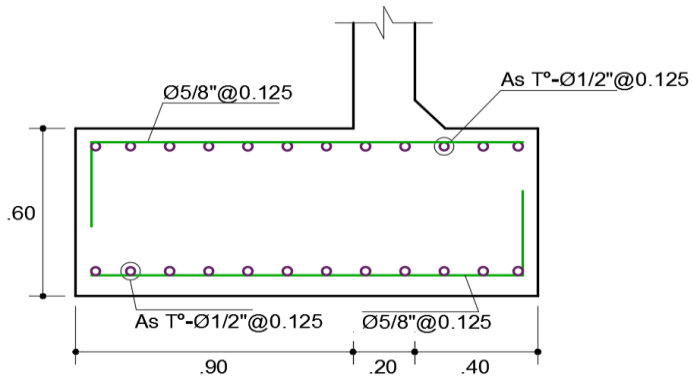
ACERO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

El acero de retracción y temperatura para la zapata de la piscina se coloca de forma perpendicular a acero principal y depende de la separación entre juntas (ACI 350-06 artículo 7.12.2.1). Para juntas entre 6 - 9 metros, la cuantía de acero es de 0.0030 (ACI 350-06 Tabla 7.12.2.1). Entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 60 = 9 cm2

Tomando el acero mínimo Ø 1/2", tenemos que colocar **Ø 1/2" @ 0.125** en cada cara.

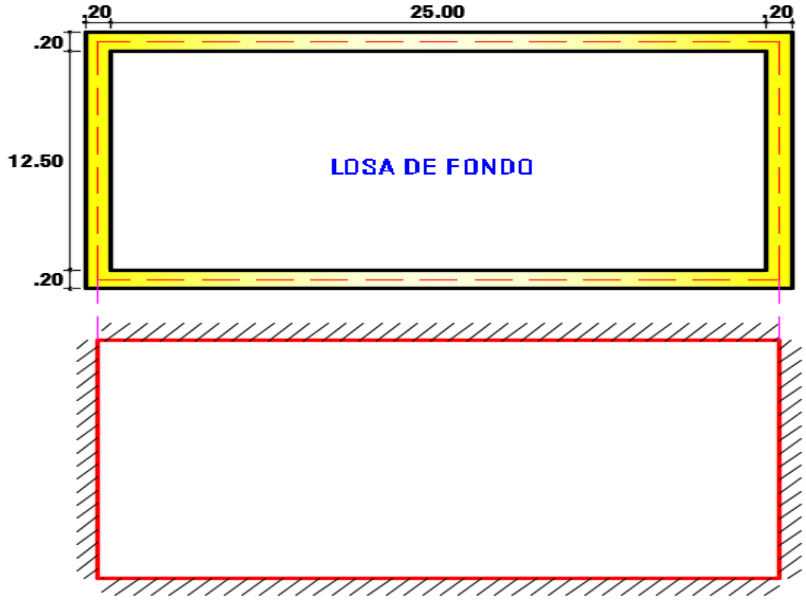
Figura 210: Diseño definitivo del acero en la zapata del muro de contención de la piscina



4.3.5.3. Diseño de la losa de fondo de la piscina

La losa de fondo deberá presentar continuidad (monolitismo) con la zapata del muro de contención, el cual permitirá la impermeabilidad del fondo de la piscina (ver Fig. 211).

Figura 211: Dimensiones en planta para el diseño de la losa de fondo de la piscina



A. Dimensionamiento de la losa de fondo de la piscina

La losa de fondo de la piscina, será considerada como una losa maciza apoyada en sus cuatro lados, por lo tanto, el dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 25.20/12.70 = 1.98 < 2 => la losa tiene comportamiento bidireccional.

De acuerdo al ACI 350, artículo H.3.1 - Apéndice H; para losas apoyadas directamente en el suelo con refuerzo superior e inferior, recomienda utilizar un espesor mínimo de 0.15 m.

Pero como la losa tendrá recubrimiento de 5 cm, será necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de la losa de fondo de la piscina tendrá un espesor constante **e = 0.20 m.**

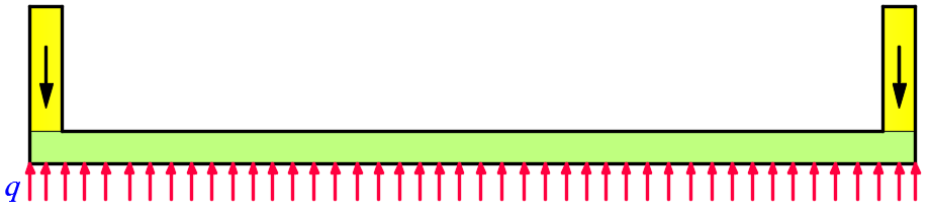
B. Presión actuante en la losa de fondo de la piscina

La presión del suelo sobre la losa de fondo de la piscina se calculará aplicando las consideraciones del método rígido convencional, el cual se desarrolló detalladamente en el ítem 4.1.7.2.

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999).

Entonces, la presión neta debajo de la losa de fondo de la piscina es una carga uniformemente distribuida producida por el peso de las paredes, peso propio de la losa de cimentación, una sobrecarga y el líquido contenido en el tanque.

Figura 212: Fuerzas actuantes en la losa de fondo de la piscina



Área de apoyo de la loa de fondo = *longitud x ancho*

Área = 25.40 m x 12.90 m = 327.66 m2

METRADO DE CARGAS

- Peso de las paredes = *altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3*

  = 1.70 m x (12.7+12.7+25.2+25.2) m x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 61852.80kg

- Peso propio = *área x espesor x 2400 kg/m3*

  = 327.66 m2 x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 157273.80 kg

- Peso del agua = area *x altura x 1000 kg/m3*

  = 327.66 m2 x 1.7 m x 1000 kg/m3 = 557022.00 kg

CARGA MUERTA = 61852.80 kg + 157273.80 kg + 557022.00 kg = 776148.60 kg

Entonces, el peso Q de la estructura, será igual a la suma de cargas muertas:

Q = CM = 776148.60 kg

De acuerdo a las consideraciones del **Método Rígido Convencional** (ver ítem 4.1.7.2.), la presión **q** sobre el suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

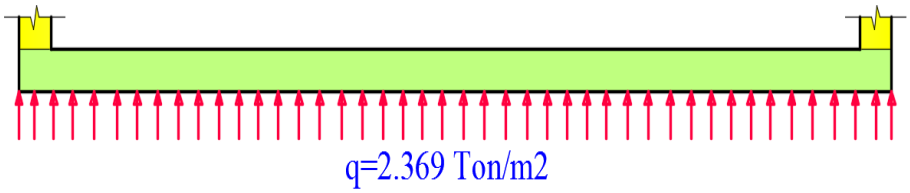
Tal y como se explicó en el ítem 4.1.7.2, debido a que la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y) las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son iguales a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de **q**, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{776148.60\ \text{kg}}{327.66\ \text{m2}} = 2.369 \frac{\text{Ton}}{\text{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si es que la presión sobre el suelo ($q_{transmitido}$) es menor que la capacidad portante del suelo ($q_{admisible}$), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 2.369 ton/m² << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m², por lo tanto, la losa de fondo es más que suficiente para soportar las reacciones del terreno.

Figura 213: Presión del suelo sobre la losa de fondo de la piscina



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 208, la losa de fondo de la piscina tiene relación de lados luz larga/luz corta = 25.2/12.7= 1.98 ≤ 2; lo cual significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos flectores para este tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del Método de Coeficientes para losas bidireccionales de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección critica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculará con la expresión siguiente:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

Ma = Ca wu A2 Mb = Cb wu B2

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

Wu = carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa

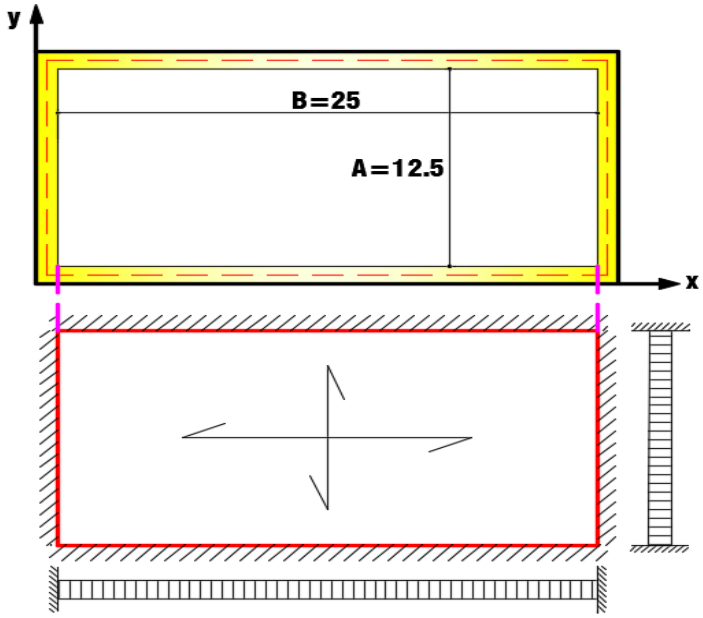
C. Verificación por cortante en la losa de fondo de la piscina

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 12.50 m

Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 25.00 m

Figura 214: Variables en la losa de fondo de la piscina según nomenclatura del método de coeficientes



Metrado de cargas:

Para el diseño de la losa de fondo se considera la reacción del suelo correspondiente solo al peso de las paredes. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.

De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = Peso pared / area de apoyo

CM = 61852.80 kg / 327.66 m2 = 188.77 kg/m2

Wu = 1.4 CM = 1.4 x 188.77 = 264.28 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más crítico

La fuerza cortante según el método de coeficientes de la norma E-060, se determina para un ancho unitario de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Dónde: d = peralte efectivo = 20 - 6 = 14 cm; wu = 264.28 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 264.28\left(\frac{12.5}{2} - 0.14\right)\left(1 - 0.5\frac{12.5}{25}\right) = 1211.06\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 1211.06 kg = 1574.38 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 14 = 12416.03 kg

ϕVc = 0.85 x 12416.03 kg = 10553.63 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 10553.63 kg >> Vu = 1574.38 kg => **es correcto**

D. Diseño por flexión de la losa de fondo de la piscina

De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes para losas bidireccionales, la piscina analizada es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de fondo se considera como un solo panel empotrado (continuo) en sus cuatro lados (ver Fig. 214). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de fondo, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual corresponde al Caso 2 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060) cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 2 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{12.5}{25} = 0.5$

Figura 215: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
0,50 Ca		0,086
Cb		0,006

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
0,50 Ca	0,095	0,037
Cb	0,006	0,002

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
0,50 Ca	0,095	0,066
Cb	0,006	0,004

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de fondo de la piscina se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación del ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA CM = 61852.80 kg / 327.66 m2 = 188.77 kg/m2

CMu = w_{uCM} = 1.3 (1.4 x 188.77) = 343.56 kg/m2

CARGA ÚLTIMA wu = 343.56 kg/m2

Cálculo de momentos negativos:

La losa de fondo de la piscina es un elemento estructural empotrado en sus cuatro lados, debido a ello se relaciona con el Caso 2 del Método de Coeficientes. Entonces los momentos negativos se determinan para cada lado de la losa con los coeficientes de la tabla 13.1 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.1 del Apéndice A.

Para determinar los momentos negativos en la losa de fondo de la piscina, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.5, se especifican en la Figura 215.a, y son los siguientes:

Ca = 0.086

=> Ma = Ca w_u A^2 = 0.086 x 343.56 x 12.5^2 = 4616.59 kg-m

Cb = 0.006

=> Mb = Cb w_u A^2 = 0.006 x 346.56 x 25^2 = 1288.35 kg-m

Con el valor del momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de fondo de la piscina, como se muestra a continuación en la Tabla 101:

Tabla 101: Diseño del refuerzo negativo en la losa de fondo de la piscina

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-4616.59**	**-1288.35**	**Kg-m**
	ku	23.55	6.57	
Cuantía requerida	ρ	0.0067	0.0017	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0023	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0067**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**9.38**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.135	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	11.43	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a la carga muerta se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de fondo de la piscina, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.5, se especifican en la Figura 215.b, y son los siguientes:

Ca = 0.037

=> $Ma_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ A^2 = 0.037 \times 343.56 \times 12.5^2 = 1986.21$ kg-m

Cb = 0.002

=> $Mb_{CM} = Cb\ w_{uCM}\ B^2 = 0.002 \times 343.56 \times 25^2 = 429.45$ kg-m

Momentos positivos totales:

Ma = 1986.21 kg-m Mb = 429.45 kg-m

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de fondo de la piscina, como se muestra en la Tabla 102:

Tabla 102: Diseño del refuerzo positivo en la losa de fondo de la piscina

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**1986.21**	**429.45**	**Kg-m**
	ku	10.13	2.19	
Cuantía requerida	ρ	0.0027	0.0006	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0035	0.0008	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**6.60**	**6.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	†1/2”	
Espaciamiento	s	0.192	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.175**	**Ø 1/2”@ 0.20**	
Acero colocado	As col	7.62	7.62	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Figura 216: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo de la piscina

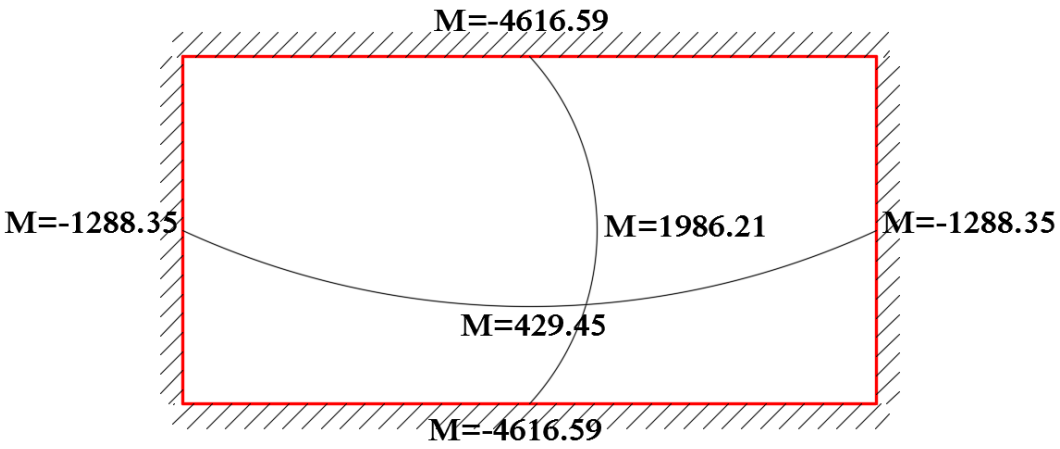
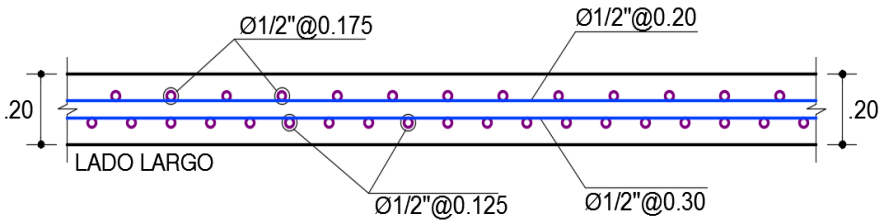


Figura 217: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo de la piscina



4.3.6. DISEÑO DE LA PISCINA CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseñará un tanque enterrado sin tapa (piscina semi olímpica) que sirve para contener agua destinada al deporte y recreación.

Todos los elementos estructurales que conforman la piscina (paredes, zapata y losa de fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

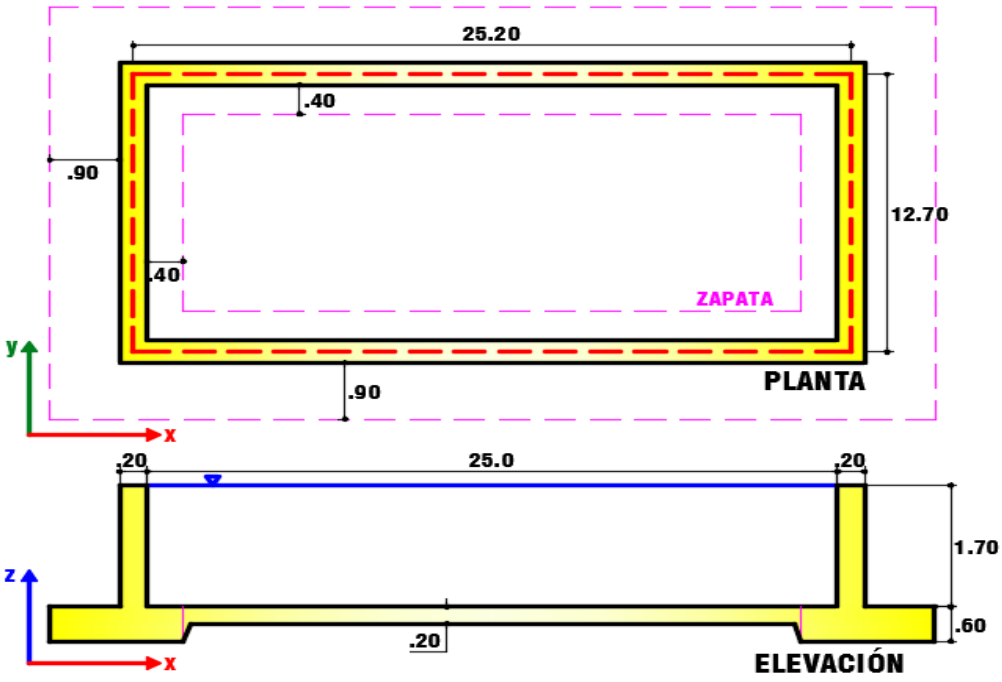
Los elementos estructurales de la piscina tienen las siguientes características:

- Paredes con espesor e = 0.20 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Zapata con peralte h = 0.60 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.
- Losa de fondo con espesor e = 0.20 m, y recubrimiento de 5.0 cm.

El líquido presente en la estructura será agua cuya densidad es γ = 1000 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y c_a = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esa manera tenemos:

Figura 218: Dimensiones para modelado de la piscina en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman la piscina (paredes, zapata y losa de fondo), se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

De esta manera se realizó la división de los elementos shell en 4 partes sobre el eje global Z y en 26 partes sobre el eje global Y, dando un total de 104 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 4 partes sobre el eje global Z y en 51 partes sobre el eje global X, dando un total de 204 divisiones.

4.3.6.1. Modelado de las paredes de la piscina

Las paredes de la piscina tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua y las presiones de suelo provocadas por el relleno, las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras internas y externas respectivamente, incrementándose con la altura, de la siguiente manera:

La presión hidrostática del agua será:

$$p_w\ (\mathrm{z} = 0) = \gamma \mathrm{H} = 1000\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$$

$$p_w (\mathrm{z} = 1.70) = \gamma \mathrm{H} = 1000\ \mathrm{kg/m3\ x\ 1.70\ m} = 1700\ \mathrm{kg/m2}$$

La presión del suelo provocado por el relleno más una sobrecarga de vereda será:

$p_s(\mathrm{z}=0) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296 \text{ x } 1680 \text{ kg/m3 x } 0 \text{ m} = 0 \text{ kg/m2}$

$p_s\ (\mathrm{z}=1.70) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296 \text{ x } 1680 \text{ kg/m3 x } 1.70 \text{ m} = 845.38 \text{ kg/m2}$

$p_{s/c}\ (\mathrm{z}=0.15) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296 \text{ x } 1680 \text{ kg/m3 x } 0.15 \text{ m} = 74.59 \text{ kg/m2}$

4.3.6.2. Modelado de la losa de fondo de la piscina

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocaron resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:
Las dimensiones de la losa son B=14.70 m y L=27.20 m.
Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B+0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{14.70+0.30}{2x14.70}\right)^2 = 1.04\ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1+\frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3}\ x\ 1.04\left(1+\frac{14.70}{2x27.20}\right)$$

$$= 0.881\ \frac{kg}{cm3} = 881000\ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 881000 kg/m/m2, o sea por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuaran paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.3.6.3. Cálculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la NTE E.060, donde según el ACI 350 deben ser amplificados por el coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerara el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes de tierra (CE), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.3 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado se extrae una tabla de resultados del programa, el cual nos indica los valores de momentos, fuerzas axiales y cortantes.

Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.3.6.4. Diseño de los elementos estructurales de la piscina

El diseño de los elementos estructurales de la piscina se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momento de diseño se extrae del programa SAP2000.

DISEÑO DE LAS PAREDES DE LA PISCINA

Diseño de los muros largos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva

escala de colores ilustrada en la Figura 219, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 103:

Figura 219: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo de la piscina (SAP)

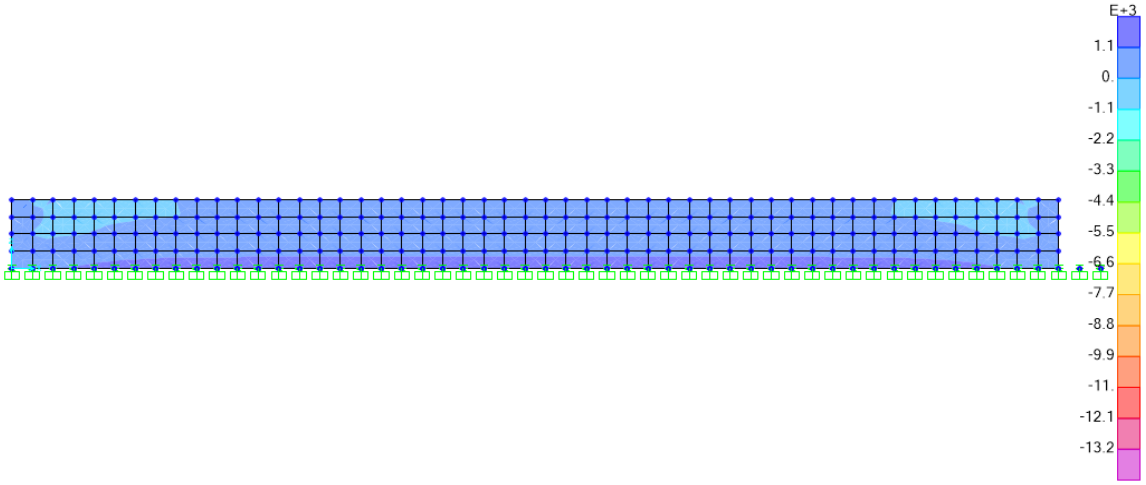


Tabla 103: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	49.40	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1809.58	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**893.93**	**Kg-m**
	ku	9.23	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0033	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	
As calculado	**As cal**	**2.27**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.27	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.25**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 220, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 104:

Figura 220: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo de la piscina (SAP)

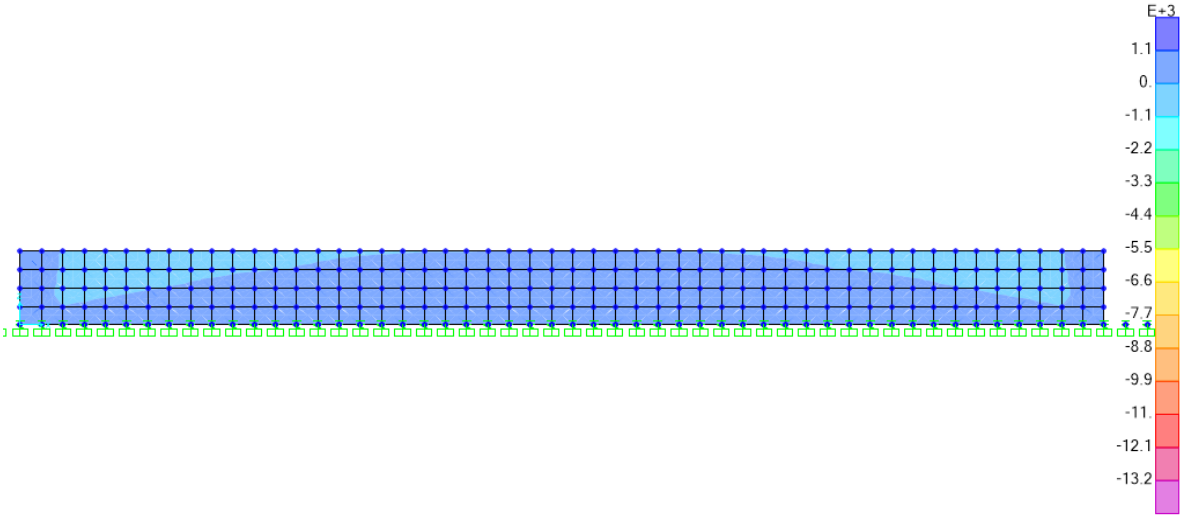


Tabla 104: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	42.50	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1148.92	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**488.29**	**Kg-m**
	ku	5.86	
Cuantía requerida	ρ	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.79**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros largos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 221, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 105:

Figura 221: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo de la piscina (SAP)

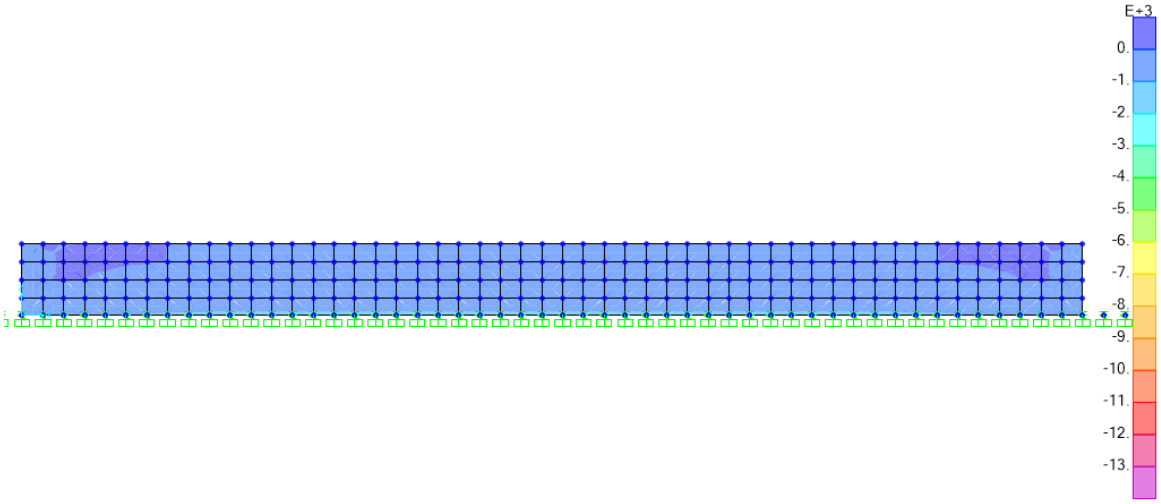


Tabla 105: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	49.40	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1138.08	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**562.21**	**Kg-m**
	ku	5.81	
Cuantía requerida	ρ	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.07**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 02, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 222, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 106:

Figura 222: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo de la piscina (SAP)

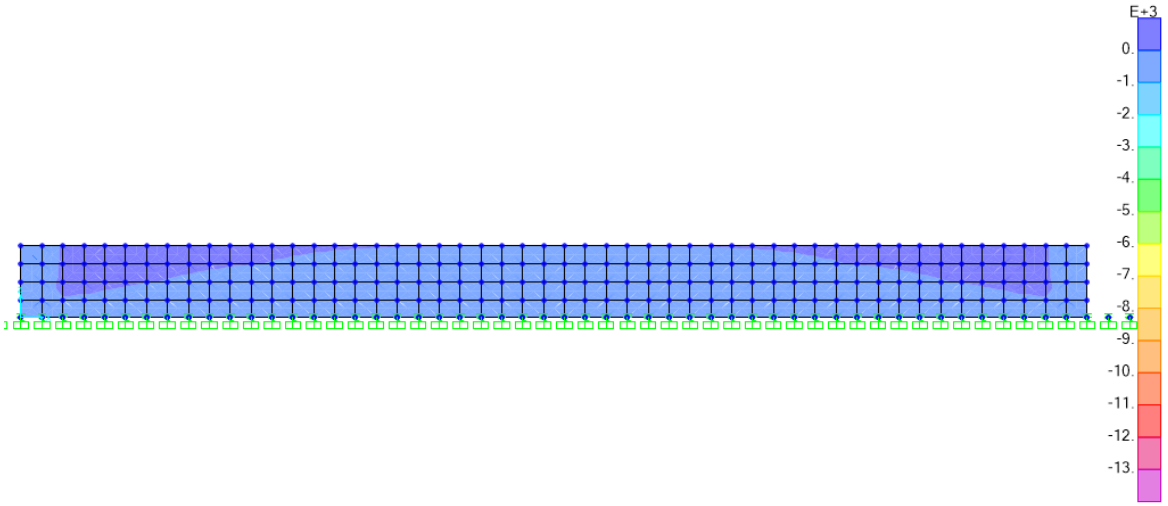


Tabla 106: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	42.50	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	767.30	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**326.10**	**Kg-m**
	ku	3.91	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.79**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto apara la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 223, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 107:

Figura 223: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto de la piscina (SAP)

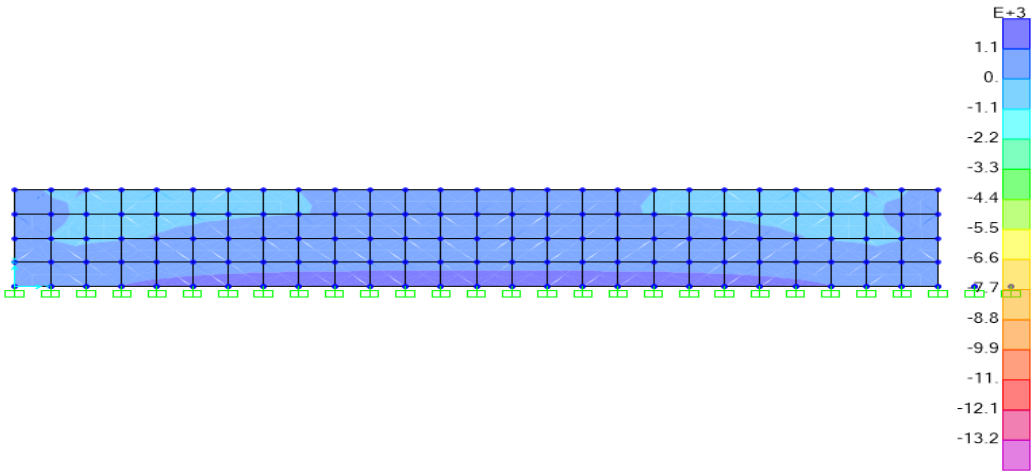


Tabla 107: Diseño del refuerzo vertical para el muro corto de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48.80	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1798.15	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**877.50**	**Kg-m**
	ku	9.17	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0023	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	
As calculado	**As cal**	**2.26**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.27	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.25**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro corto para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 224, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 108:

Figura 224: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto de la piscina (SAP)

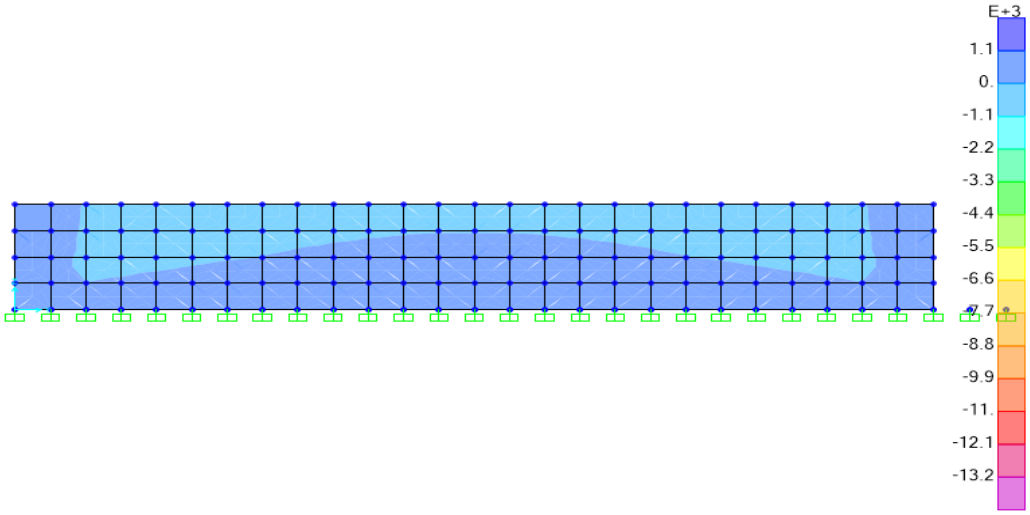


Tabla 108: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	42.50	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1148.92	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**488.29**	**Kg-m**
	ku	5.86	
Cuantía requerida	ρ	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.79**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto apara la condición de carga 02, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 225, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 109:

Figura 225: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto de la piscina (SAP)

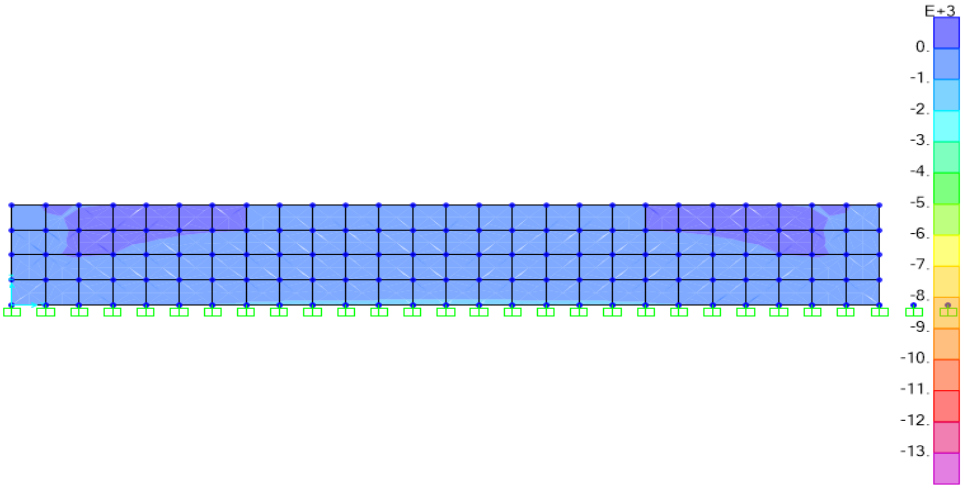


Tabla 109: Diseño del acero vertical para el muro corto de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48.80	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1130.53	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**551.70**	**Kg-m**
	ku	5.77	
Cuantía requerida	ρ	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.06**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro corto para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 226, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 110:

Figura 226: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto de la piscina (SAP)

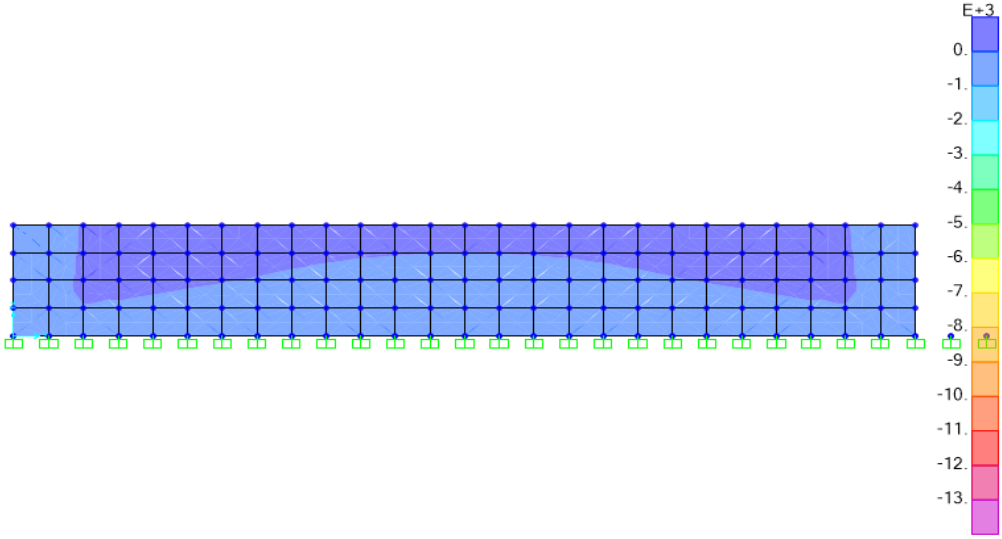


Tabla 110: Diseño del acero horizontal para el muro corto de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	42.50	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	767.30	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**326.10**	**Kg-m**
	ku	3.91	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.79**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

DISEÑO DE LA ZAPATA Y LOSA DE FONDO DE LA PISCINA

Diseño de la zapata para el lado corto de la piscina:

Para el diseño del refuerzo principal en el talón y punta de la zapata tenemos el diagrama de momentos (M22) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 227, donde se observa los momentos máximos cuyos valores se detallan a continuación en la Tabla 111:

Figura 227: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la piscina (SAP)

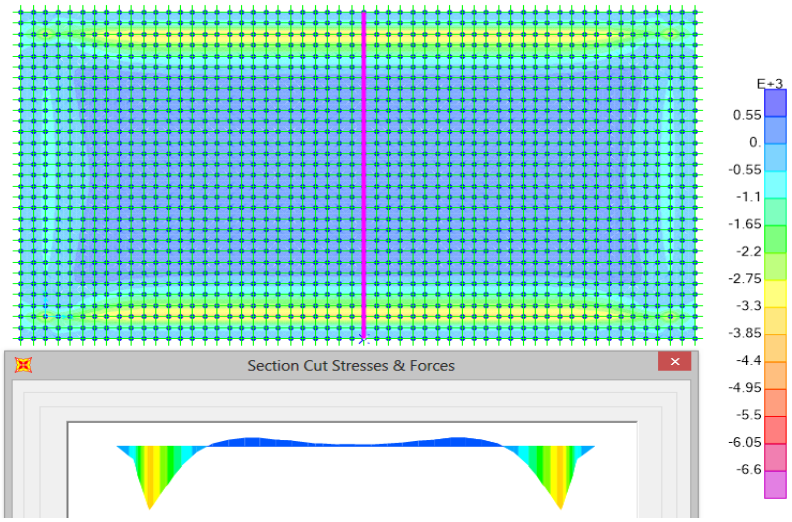


Tabla 111: Diseño del acero para el lado corto de la zapata de la piscina (SAP2000)

DISEÑO DE ACERO EN LA ZAPATA – LADO CORTO (M22)				
		TALON	PUNTA	
Long. elemento finito (A)	b	49.40	49.40	cm
Peralte / espesor	h	60	60	cm
Peralte efectivo	d	50	50	cm
Momento de tablas (B)	M	3310.10	3296.20	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**1635.19**	**1628.32**	**Kg-m**
	ku	1.32	1.32	
Cuantía requerida	ρ	0.0004	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0005	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.41**	**7.41**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	7.96	7.96	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

El acero transversal de la zapata corresponde al acero de retracción y temperatura, el cual está en función de la separación de juntas según el ACI 350 Tabla 7.12.2.1), entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 60 = 9.00 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2"**), de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.125,** en cada cara.

Diseño de la losa de fondo para el lado corto de la piscina:

Para el diseño del refuerzo principal en la losa de fondo de la piscina tenemos el diagrama de momentos (M22) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 227, donde se observa que los momentos negativos se ubican en los extremos y los momentos positivos se ubican en el centro de la losa. Los valores de momentos negativos y positivos se detallan a continuación en la en la Tabla 112:

Tabla 112: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO LADO CORTO DE LA LOSA DE FONDO				
		NEGATIVO (inferior)	POSITIVO (superior)	
Long. elemento finito (A)	b	49.40	49.40	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-3653.33	1565.92	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-1804.75**	**773.56**	**Kg-m**
	ku	18.64	7.99	
Cuantía requerida	ρ	0.0052	0.0021	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0028	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0052**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**3.60**	**2.96**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.174	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.15**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	5.08	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de la zapata para el lado largo de la piscina:

Para el diseño del refuerzo principal en el talón y punta de la zapata tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 228, donde se observa los momentos máximos, cuyos valores se detallan a continuación en la Tabla 113:

Figura 228: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la piscina (SAP)

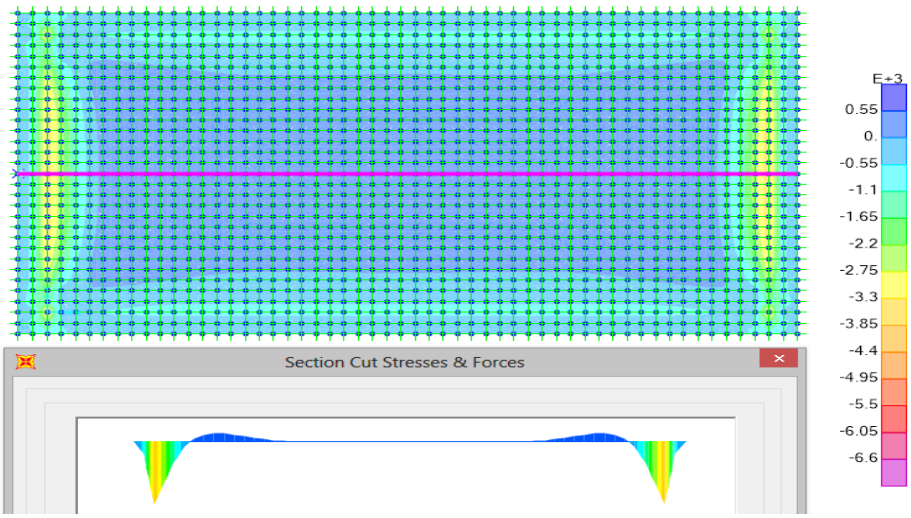


Tabla 113: Diseño del acero para el lado largo de la zapata de la piscina (SAP)

DISEÑO DE ACERO DE LA ZAPATA - LADO LARGO (M11)				
		TALÓN	PUNTA	
Long. elemento finito (A)	b	48.80	48.80	cm
Peralte	h	60	60	cm
Peralte efectivo	d	50	50	cm
Momento de tablas (B)	M	3300.39	3302.18	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**1610.59**	**1611.47**	**Kg-m**
	ku	1.32	1.32	
Cuantía requerida	ρ	0.0004	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0005	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.32**	**7.32**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	5/8"	
Espaciamiento	s	0.133	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	**Ø 5/8"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	7.96	7.96	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

Diseño de la losa de fondo para el lado largo de la piscina:

Para el diseño del refuerzo principal en la losa de fondo de la piscina tenemos el diagrama de momentos (M22) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 228, donde se observa que los momentos negativos se ubican en los extremos y los momentos positivos se ubican en el centro de la losa. Los valores de momentos negativos y positivos se detallan a continuación en la Tabla 114:

Tabla 114: Diseño del acero en el lado largo de la losa de fondo de la piscina (SAP)

DISEÑO DEL ACERO LADO LARGO DE LA LOSA DE FONDO				
		NEGATIVO (inferior)	POSITIVO (superior)	
Long. elemento finito (A)	b	48.80	48.80	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-1539.41	536.29	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-751.23**	**261.71**	**Kg-m**
	ku	7.85	2.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0028	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.05**	**2.96**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.303	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	2.66	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

4.3.7. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA PISCINA

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales de la piscina (paredes, zapata y losa de fondo), aplicando diferentes metodologías como son: método de diseño de muro en voladizo, coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes de la piscina se realizó aplicando las metodologías de muro en voladizo y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 115.

Tabla 115: Resumen de resultados del diseño de las paredes de la piscina

RESUMEN DE RESULTADOS PAREDES DE LA PISCINA										
METODO	POSICION	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
			M	As req	As col		M	As req	As col	
Muro en voladizo	-	1	1809.61	4.62	Ø 1/2"@ 0.175 *	7.62		3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	-		Intercalar L=	1.10	Ø 1/2"@ 0.175 *	7.62				
	-	2	1138.11	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08		3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	-		Intercalar L=	1.10	Ø 1/2"@ 0.30	5.08				
SAP	LADO LARGO	1	1809.58	4.62	Ø 1/2"@ 0.25	6.35	1148.92	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO CORTO		1798.15	4.62	Ø 1/2"@ 0.25	6.35	1148.92	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO LARGO	2	1138.08	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	767.30	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO CORTO		1130.53	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	767.30	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08

(*) Acero colocado para control de fisuras en las paredes de la piscina

El acero diseñado para la condición de carga 01, se coloca en la cara interior en contacto con el agua. Por otro lado, el acero diseñado para la condición de carga 02, se coloca en la cara exterior en contacto con el suelo (relleno).

Basado en los resultados de la Tabla 115, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de las paredes de la piscina, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 116.

Tabla 116: Comparación de acero requerido en las paredes de la piscina

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DE LA PISCINA					
POSICIÓN	COND. CARGA	As REQUERIDO	Muro en voladizo	SAP2000	Muro en voladizo/SAP
Lado largo	1	VERTICAL	4.62	4.62	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
Lado corto	1	VERTICAL	4.62	4.62	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 116, se observa una variación mínima para el caso del acero vertical, lo cual se hace nula debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima. Para el caso del acero horizontal se tiene una variación del 28.57%, debido a que la metodología de

muro en voladizo solo requiere de 1/3 o 2/3 del acero mínimo calculado. Al final, dicha variación se hace nula debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 115) y las variaciones de acero requerido (Tabla 116), el diseño definitivo de las paredes de la piscina se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. Para este caso emplearemos los resultados de la metodología de muro en voladizo.

El diseño de la zapata (talón y punta) del muro de la piscina se realizó aplicando la metodología del muro en voladizo y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 117:

Tabla 117: Resumen de resultados del diseño de la zapata de la piscina

RESUMEN DE RESULTADOS ZAPATA (TALÓN Y PUNTA) DE LA PISCINA									
MÉTODO	POSICIÓN	TALÓN				PUNTA			
		M	As req	As col		M	As req	As col	
Muro en voladizo	-	1323.67	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	501.24	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
	-	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
SAP	Lado corto	3310.10	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	3296.20	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
		Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	Lado largo	3300.39	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	3302.18	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
		Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43

Basado en los resultados de la Tabla 117, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la zapata de la piscina, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 118.

Tabla 118: Comparación de resultados en la zapata de la piscina

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA ZAPATA DE LA PISCINA			
ZAPATA	Muro en voladizo	SAP2000	Muro en voladizo/SAP
TALÓN	15.00	15.00	**0.00%**
PUNTA	15.00	15.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 118, se concluye que no existe variación alguna referente al acero requerido, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la zapata de la piscina se realizará con el método más conservador. En este caso como no se tienen variaciones se emplearán los resultados de cualquiera de los métodos utilizados.

El diseño de la losa de fondo se realizó aplicando la metodología de los coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 119:

Tabla 119: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo de la piscina

RESUMEN DE RESULTADOS LOSA DE FONDO DE LA PISCINA								
MÉTODO	LADO CORTO				LADO LARGO (TEMPERATURA)			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coeficientes E.060	-4616.59	9.38	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-1288.35	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	1986.21	6.60	Ø 1/2"@ 0.175	7.62	429.45	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62
SAP	-3653.33	7.28	Ø 1/2"@ 0.15	8.89	-1539.41	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	1565.92	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	536.29	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62

Basado en los resultados de la Tabla 119 se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de fondo de la piscina, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 120.

Tabla 120: Comparación de resultados en la losa de fondo de la piscina

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DE LA PISCINA				
POSICIÓN	As REQUERIDO	COEF E-060	SAP2000	Clásico/SAP
LADO CORTO	As -	9.38	7.28	**28.85%**
	As +	6.60	6.00	**10.00%**
LADO LARGO	As -	4.20	4.20	**0.00%**
	As +	6.00	6.6	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 120, se observa que existe una variación en el lado corto de 28.85% debido a que el SAP modela los muros perimetrales y la losa en conjunto, reducuendo asi la carga en los apoyos de la losa. Para el caso del acero negativo hay una variación de 10%, el cual es minimo debido a que en el diseño por flexioon gobierna la cuantia minima.

El diseño definitivo de la losa de fondo se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso utilizaremos los resultados obtenidos con el método de coeficientes.

4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN ESTANQUE PARA CRIADERO DE TRUCHAS

Se diseña un estanque rectangular para truchas (tanque enterrado) de una celda, cuya función es el almacenamiento de agua para la crianza de truchas.

Según lo mencionado en el Capítulo III, se ha tomado como referencia el proyecto pesquero titulado “Aprovechamiento productivo de truchas del rio Viscas en la zona de Zutuli Pampa en el distrito de Quilcas”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 5.00 x 15.00 metros.
- Altura promedio: 1.10 metros.
- Capacidad: 82.50 m3 aproximadamente.

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación del estanque para truchas, de acuerdo a los detalles del proyecto mencionado:

Figura 229: Vista en planta del estanque para criadero de truchas



Figura 230: Elevación longitudinal del estanque para criadero de truchas

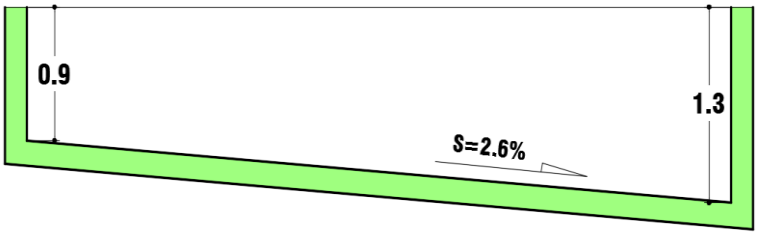
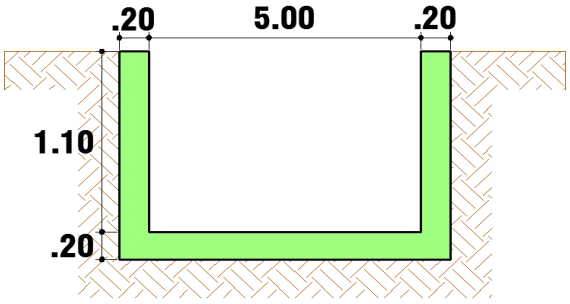


Figura 231: Elevación transversal del estanque para criadero de trucha



Según las Figuras 229 y 230, el estanque para criadero de truchas es un tanque cuyas dimensiones horizontales son grandes con relación a su altura, lo cual explica que la relación de longitudes lado largo/lado corto = 15/1.1 = 13.64 >> 2, entonces presentan comportamiento unidireccional; por lo tanto, para su diseño no es posible el uso de las tablas de la PCA o Bares.

Será necesario aplicar una metodología para análisis de losas con comportamiento unidireccional; y como se tienen grandes extensiones de paredes y presencia de empuje de tierra y agua, es posible diseñar el estanque como un muro de contención en voladizo.

Para diseñar el muro de contención se debe contar con un Estudio de Mecánica de Suelos, que, para este caso, se ha tomado en cuenta el EMS indicado en el Anexo C, del cual se extraen los siguientes resultados:

- Peso específico del suelo ω = 1680 kg/m3
- Capacidad portante del terreno q_{adm} = 4.33 kg/cm2 = 43.30 ton/m2
- Ángulo de fricción interna ϕ = 32.9º

Además, se debe tener en cuenta los criterios de estabilidad para el muro, considerando los requisitos siguientes:

- Factor de seguridad al volteo FSV = 2.00
- Factor de seguridad al deslizamiento FSD = 1.50
- Según Das (2001) el coeficiente de fricción suelo – concreto μ = tan δ (δ está en el rango de 1/2ϕ a 2/3ϕ). Recomienda tomar δ = 2/3ϕ.

  Entonces el coeficiente de fricción seria: μ = tg (2/3ϕ) = 0.40.

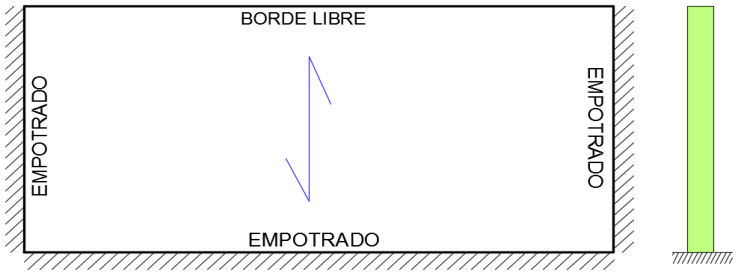
El proceso seguido para el diseño del estanque es el siguiente: 1) determinación de las condiciones de borde de las paredes del estanque; 2) condiciones de carga para el

análisis del estanque; 3) dimensionamiento del muro de contención para el estanque, 4) diseño de las paredes del estanque; 5) diseño de la cimentación del estanque; 6) diseño del estanque con el programa SAP2000; y 7) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo del estanque.

4.4.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE DE LAS PAREDES DEL ESTANQUE

El tanque está conformado por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 5.20 m y dos muros largos de 15.20 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales, y en su borde inferior con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados. El borde superior se considera libre porque no existe tapa.

Figura 232: Condiciones de borde de las paredes y fondo del estanque



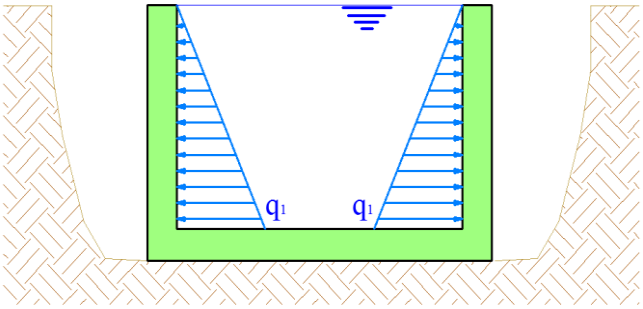
4.4.2. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DEL ESTANQUE

El tanque analizado es una estructura enterrada, por tanto, las condiciones más desfavorables se presentan cuando el tanque está completamente lleno y cuando el tanque está vacío y sujeto al empuje del relleno. Entonces, tendremos en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Condición de carga N° 01: Prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno y el suelo (relleno) no ejerce presión alguna. Esta consideración puede presentarse para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo.

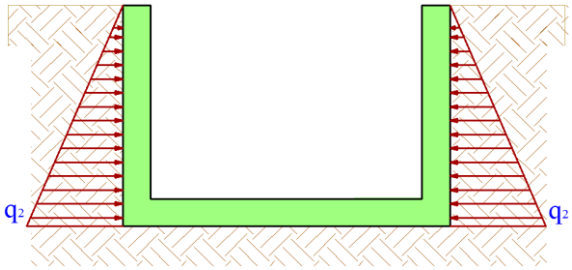
Figura 233: Condición de carga 01 para el diseño del estanque para criadero de truchas



Condición de carga N° 02: Tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación en la que el tanque está vacío y la presión externa del suelo (relleno) está presente. Esta consideración puede presentarse cuando el estanque requiera de mantenimiento y/o limpieza.

Figura 234: Condición de carga 02 para el diseño del estanque para criadero de truchas



4.4.3. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO PARA EL ESTANQUE

El estanque no siempre estará lleno, en algún momento habrá que hacer un mantenimiento (limpieza, etc.) es por ello que se tiene que analizar dos casos: 1) cuando está lleno, 2) cuando está vacío, y diseñar con el más crítico.

- La altura de la pantalla es h_{prom} = (0.9 + 1.3) / 2 = 1.10 m
- El espesor mínimo (e) de las paredes del estanque para criadero de truchas sera uniforme en todo su perimetro:

  Según ACI 350: e = l/30 = 1.10/30 = 0.04 m => e_{min} = 0.15 m.

  Según Jimenez, García y Morán:

  Si h ≤ 6.0 m => e = 0.10h = 0.1 x 1.10 = 0.11 m

Del acuerdo al ACI 350 el recubrimiento mínimo para estructuras contenedoras de agua es de 5 cm, entonces, será necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de las paredes del estanque será **e = 0.20 m.**

- La altura de la zapata del muro de contención del estanque se determina en función de la longitud de desarrollo a tracción (**l_d**) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la cimentación. Para este caso, como aún no se tiene un diseño previo del acero vertical de las paredes, se asume un acero vertical Ø 5/8", entonces su longitud de desarrollo según la Norma E-060 se calcula según a), pero no menor de 30 cm.

a) $\frac{f_y}{8.2\sqrt{f'c}} d_b = \frac{4200\ kg/cm2}{8.2\ x\ \sqrt{280}\ kg/cm2}$ x 1.59 cm = 49 cm

Elegimos el mayor, que es 49 cm, y le añadimos el recubrimiento. De esta manera el peralte de la cimentación será:

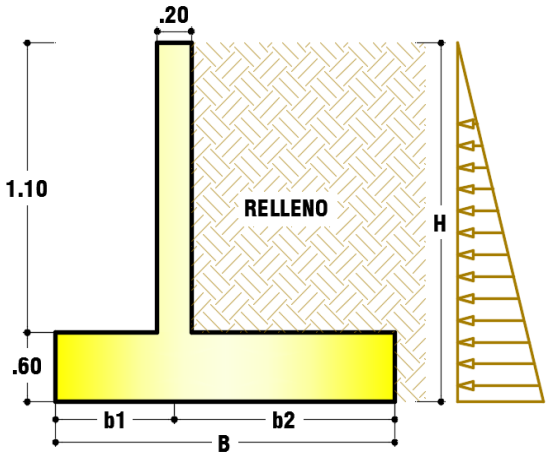
h = l_d + recubrimiento = 49 + 7.5 = 56.60 cm

Con fines constructivos **h = 0.60 m.**

4.4.3.1. Dimensionamiento del muro de contención para la condición de carga 02

El dimensionamiento del muro de contención en voladizo se realizará basado en las consideraciones de diseño propuestas por Harmsen (2002). De esa manera, iniciamos con el dimensionamiento para la condición de carga 02, la cual se adapta a las consideraciones de Harmsen, debido a que presenta presión del relleno, tal y como se ilustra en la Figura 235:

Figura 235: Cargas actuantes en la parte exterior del muro del estanque



Coeficiente de empuje activo c_a:

De acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos el ángulo de fricción interna ϕ es igual a 32.9º, entonces el coeficiente de presión activa de Rankine según Das (2001), es:

$$c_a = \tan^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\Phi}{1 + \sin\Phi} = \frac{1 - \sin 32.9°}{1 + \sin 32.9°} = 0.296$$

Cálculo del ancho B de la zapata del muro:

El dimensionamiento del ancho B de la zapata del muro, se realiza con la ayuda de Tabla 13.2 propuesta por Harmsen (2002).

$B/(H+h_s)$	$c_a\ \omega$ (kg/m3)
0.30	204
0.35	269
0.40	343
0.45	423
0.50	512
0.55	605
0.60	715
0.65	830

$c_a\,\omega$ = 0.296 x 1680 kg/m3 = 497.28 kg/m3

Interpolando valores de la tabla, se tiene que:

B/(H+hs) = 0.4917

H+hs = 1.70 m + 0.00 m = 1.70 m

B = 0.4917 x 1.70 m

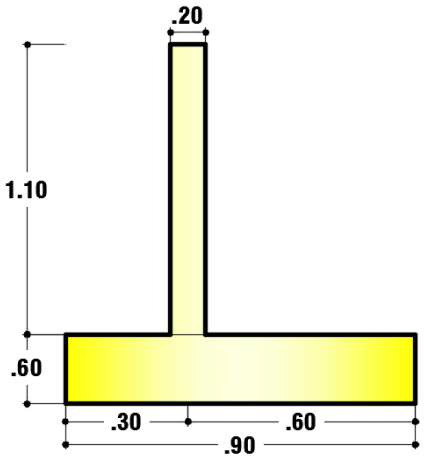
B = 0.84 m

Entonces B = 0.90 m

El dimensionamiento de la zapata del muro quedaría de la siguiente manera teniendo en cuenta que según Harmsen, para un muro económico:

b1= B/3 = 0.90/3 = 0.30 m

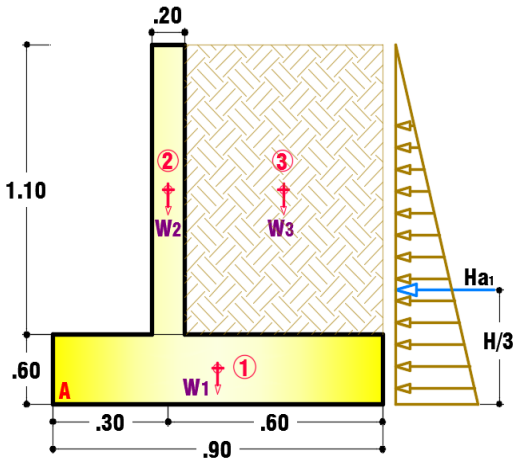
b2 = B - b1 = 0.90 - 0.30 = 0.60 m



VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO PARA LA CONDICIÓN DE CARGA 02:

Teniendo las dimensiones del muro y las cargas que actúan sobre él (ver Fig. 236), se continúa verificando su estabilidad al volteo y al deslizamiento.

Figura 236: Cargas actuantes para verificación de la estabilidad del muro (estanque vacío)



Cálculo de presiones:

Presión lateral del suelo

$c_a\, \omega\, H$ = 0.296 x 1680 kg/m3 x 1.70 m = 845.38 kg/m2

Cálculo de empuje activo y momentos de volteo:

Empuje activo del terreno:

$Ha_1 = c_a\, \omega\, H^2 / 2$ = 0.296 x 1680 kg/m3 x $(1.70\ m)^2$ / 2 = 718.57 kg/m.

Momento de volteo:

Ha_1 x H/3 = 718.57 kg/m x 1.70 m /3 = 407.19 kg-m

Cálculo de fuerzas resistentes: cálculo de fuerzas y momentos respecto al punto A.

ELEMENTO	FUERZA		BRAZO	MOMENTO
W_1	0.60 m x 0.90 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	1296.00 kg	0.45	583.20 kg-m
W_2	0.20 m x 1.10 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	528.00 kg	0.30	158.40 kg-m
W_3	0.50 m x 1.10 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	924.00 kg	0.65	600.60 kg-m
	ΣFv =	**2748.00 kg**	**ΣMr =**	**1342.20 kg-m**

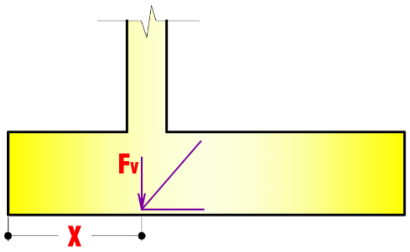
Estabilidad al volteo:

$$\frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Mv}} = \frac{1342.20 \text{ kg} - \text{m}}{407.19 \text{ kg} - \text{m}} = 3.30 > 2 \Rightarrow \textbf{es estable al volteo}$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum \text{Fv}.\mu}{\sum \text{Ha}} = \frac{2748.00 \text{ kg x } 0.40}{718.57 \text{ kg}} = 1.53 > 1.5 \Rightarrow \textbf{es estable al deslizamiento}$$

Verificación de que las reacciones del suelo no excedan la capacidad portante del suelo:



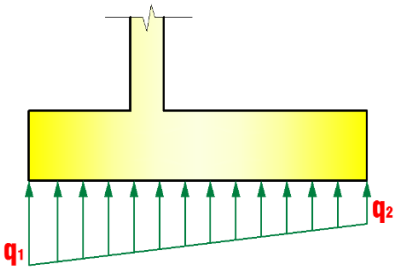
Si la carga vertical cae dentro del núcleo central y e < B/6 la reacción del terreno se distribuye eficientemente (distribución de presiones trapezoidal) - Harmsen

$$\mathbf{x} = \frac{\sum \mathbf{Mr} - \mathbf{Mv}}{\sum \mathbf{Fv}} = \frac{1342.20 - 407.19}{2748.00} = 0.34$$

El núcleo central está entre 0.30 y 0.60 => la carga vertical cae dentro del núcleo central.

e = B/2 – x = 0.90/2 – 0.34= 0.11 **<** B/6 = 0.15

Por lo tanto, el suelo tiene una distribución de presiones trapezoidal.



$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Fv}}{\mathbf{Bt}} \pm \frac{\mathbf{6.Fv.e}}{\mathbf{Bt^2}}$$

$$q = \frac{2748}{1 \text{ x } 0.90} \pm \frac{6 \text{ x } 2748 \text{ x } 0.11}{1 \text{ x } 0.90^2}$$

q_1= 5.292 Ton/m2 << q_{adm}=43.3 Ton/m2

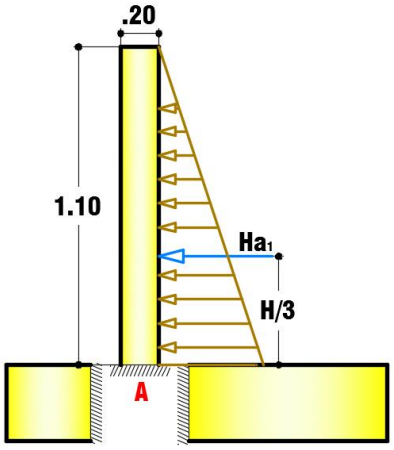
q_2= 0.814 Ton/m2 << q_{adm}=43.3 Ton/m2

Por lo tanto, el $q_{transmitido}$ << q_{adm} del terreno, entonces, la zapata es más que suficiente para soportar las presiones del suelo.

4.4.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL ESTANQUE

4.4.4.1. Diseño por flexión de las paredes del estanque para la condición de carga 02

Figura 237: Cargas actuantes en la pantalla del muro (estanque vacío)



Cálculo de presiones:

q_1 **=** c_a ω H = 0.296 x 1680 kg/m3 x 1.10 m = 547.01 kg/m2

Cálculo de empuje activo:

Ha_1 = c_a ω H^2 / 2 = 0.296 x 1680 kg/m3 x (1.10 m)^2 / 2 = 300.85 kg/m.

Cálculo del momento último:

M = ΣM$_A$ = (300.85 x 1.10/3) = 110.31 kg-m

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje del suelo y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mu = 1.3 (1.7CE)

Mu = 1.3 (1.7 x 110.31) = 243.79 kg-m

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical exterior en el muro del estanque, como se muestra en la Tabla 121:

Tabla 121: Diseño del refuerzo vertical exterior para el muro del estanque

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL EXTERIOR DEL MURO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**243.79**	**Kg-m**
	ku	1.24	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Refuerzos mínimos en el muro:

La cuantía mínimo vertical para muros es 0.0030 (ACI 350-06 artículo 14.3.2)

As mín vertical (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

La cuantía mínimo horizontal para muros con juntas entre 6-9 metros de separación es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.3 – Tabla7.12.2.1)

As mín horizontal (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

Acero vertical hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara interior: 1/2 a 1/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

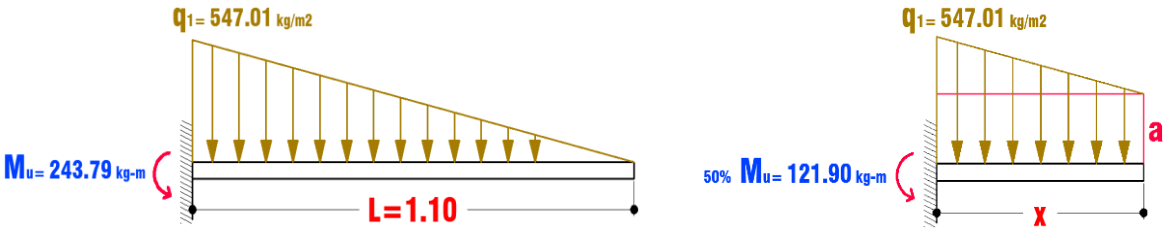
1/3(6) =2cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

1/3(6) =2 cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Corte de acero en la pantalla:



Por semejanza de triángulos:

$$a = q1 - \frac{q1}{L}x$$

Realizando la sumatoria de momentos obtenemos:

$$50\%\,Mu = \frac{q1}{2}x^2 - \frac{q1}{3L}x^3$$

Calculando tenemos:

$$121.90 = \frac{547.01}{2}x^2 - \frac{547.01}{3x1.10}x^3$$

$165.76x^3 – 273.51x^2 + 121.90 = 0$

Resolviendo la ecuación tenemos una raíz x = 0.57 m

Por lo tanto, el corte de acero será:

x+d = 0.57 + (0.20-0.06) = 0.71 cm ≈ 0.75 m

4.4.4.2. Control de fisuras para la condición carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del estanque para criadero de truchas, como sigue:

El máximo momento por flexión empleado en el diseño del muro es:

Mu = 243.79 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m

Como el diseño es etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathbf{Ms} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{1.3\ x\ 1.7}} = \frac{243.79}{1.3\ x\ 1.7} = 110.31\ kg/cm2$$

El esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{11031}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 172.34 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(172.34 + 1890) / 2 = 1031.17 kg/cm2

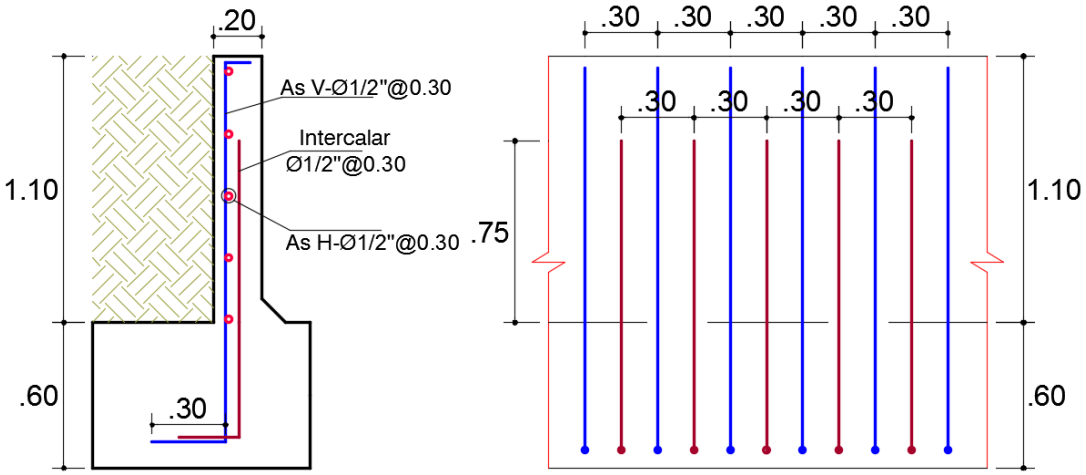
El espaciado máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- d_c = r + db/2 = 5 +1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x} 17000^3}{5.63^2 \text{ x } 1031.17^3} = 71 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{ es correcto}}$$

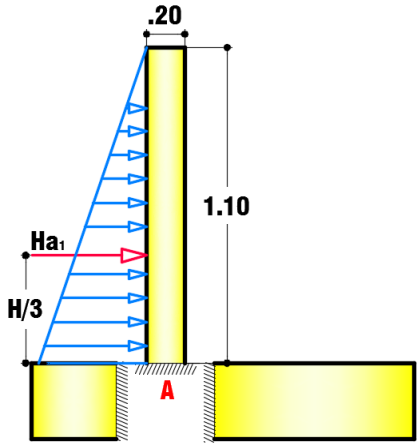
El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 238: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del estanque para la condición de carga 02 (estanque vacío con empuje del relleno)



4.4.4.3. Diseño por flexión de las paredes del estanque para la condición de carga 01

Figura 239: Cargas actuantes en la pantalla del muro (estanque lleno



Cálculo de presiones:

q = γ H= 1000 kg/m3 x 1.10 m = 1100.00 kg/m2

Cálculo del empuje:

$Ha_1 = \gamma H^2 / 2 = 1000$ kg/m3 x $(1.10 \text{ m})^2 / 2 = 605.00$ kg/m.

Cálculo del momento último:

$M = \Sigma M_A = (605.00 \times 1.10/3) = 221.83$ kg-m

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mu = 1.3 (1.7CE)

Mu = 1.3 (1.7 x 221.83) = 490.24 kg-m

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical interior del muro del estanque, como se muestra en la Tabla 122:

Tabla 122: Diseño del refuerzo vertical interior para el muro del estanque

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL INTERIOR DEL MURO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**490.24**	**Kg-m**
	ku	2.50	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el agua	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Refuerzos mínimos en el muro:

La cuantía mínimo vertical para muros es 0.0030 (ACI 350-06 artículo 14.3.2)

As mín vertical (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

La cuantía mínimo horizontal para muros con juntas entre 6-9 metros de separación es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.3 – Tabla7.12.2.1)

As mín horizontal (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

Acero vertical hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara interior: 1/2 a 1/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

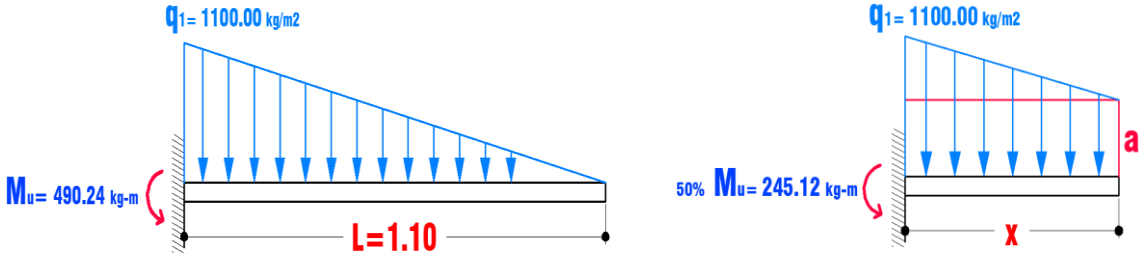
1/3(6) =2cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

1/3(6) =2 cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Corte de acero en la pantalla:



Por semejanza de triángulos:

$$a = q1 - \frac{q1}{L}x$$

Realizando la sumatoria de momentos obtenemos:

$$50\%\,Mu = \frac{q1}{2}x^2 - \frac{q1}{3L}x^3$$

Calculando tenemos:

$$245.12 = \frac{1100}{2}x^2 - \frac{1100}{3x1.10}x^3$$

$333.33x^3 – 550x^2 + 245.12 = 0$

Resolviendo la ecuación tenemos una raíz x = 0.57 m

Por lo tanto, el corte de acero será:

x+d = 0.57 + (0.20-0.06) = 0.71 cm ≈ 0.75 m

4.4.4.4. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del estanque para criadero de truchas, como sigue:

El máximo momento por flexión empleado en el diseño del muro es:

Mu = 490.24 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m

Como el diseño es etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathbf{Ms} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{1.3\ x\ 1.7}} = \frac{490.24}{1.3\ \text{x}\ 1.7} = 221.83\ \text{kg/cm2}$$

El esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{22183}{0.9\ \text{x}\ 14\ \text{x}\ 5.08} = 346.57\ \text{kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(346.57 + 1890) / 2 = 1118.29 kg/cm2

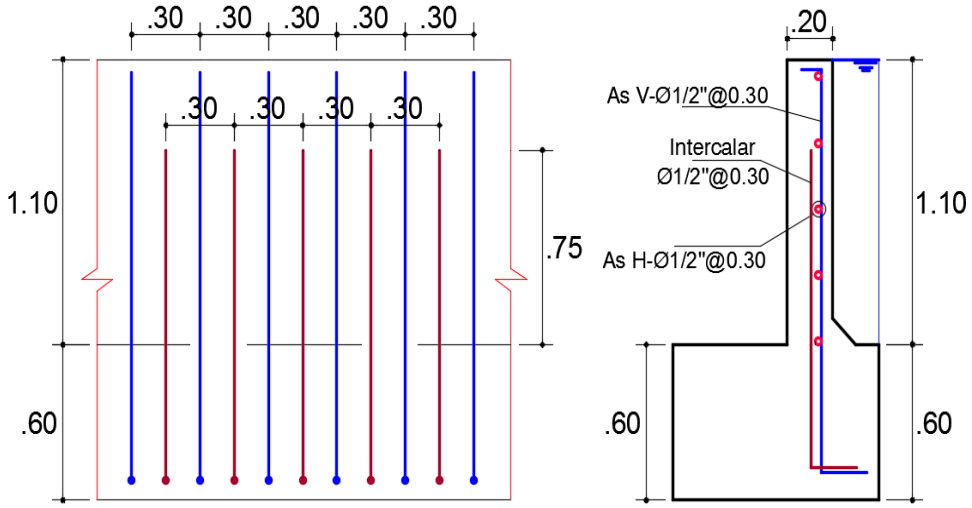
El espaciado máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- d_c = r + db/2 = 5 +1.27/2 = 5.63 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5\ \text{x}17000^3}{5.63^2\ \text{x}\ 1118.29^3} = 55\ \text{cm} > 30\ \text{cm} \Rightarrow \mathbf{es\ correcto}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 240: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del estanque para la condición de carga 01 (estanque lleno)

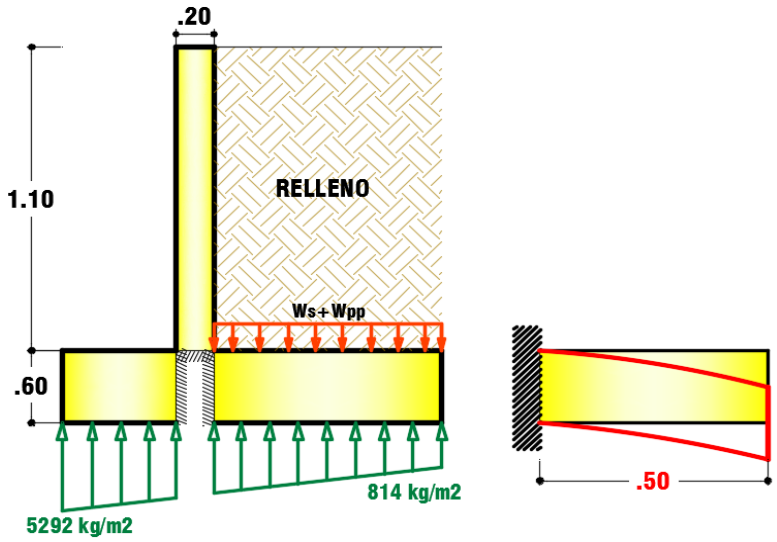


4.4.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTANQUE

La zapata del muro de contención, el cual comprende el talón y la punta se diseñan de la siguiente manera:

4.4.5.1. Diseño del talón

Figura 241 Cargas actuantes para el diseño del talón de la zapata del estanque



Cálculo de cargas:

Carga muerta:

- Wsuelo = ω H = 1680 kg/m3 x 1.10 m x 1 m = 1848.00 kg/m
- Wpp = 2400 kg/m3 x 0.60 m x 1m = 1440.00 kg/m

Carga viva:

- Carga por empuje:

  Wreacción/suelo = 814 kg/m2 x 1 m = 814 kg/m

Según el ACI 350 las fuerzas calculadas con el método de resistencia deben ser amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Wu = 1.3 (1.4CM - 1.7CE)

Wu = 1.3 [1.4 (1848 kg/m + 1440 kg/m) – (1.7 x 814 kg/m)]

Wu = 4185.22 kg/m

Para el diseño se asume una distribución uniforme de carga, entonces:

$$\mathbf{Mu} = \frac{\mathbf{Wu\ l^2}}{\mathbf{2}} = \frac{4185.22 \text{ x } 0.50^2}{2} = 523.15 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo en el talón de la zapata del estanque, como se muestra en la Tabla 123:

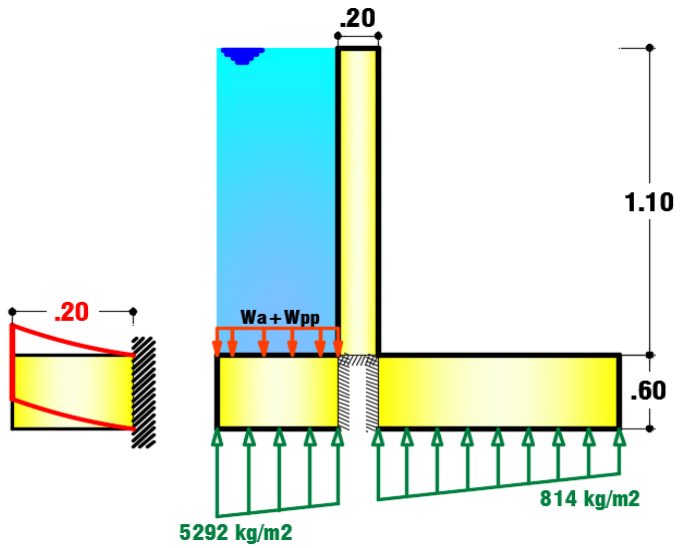
Tabla 123: Diseño del refuerzo para el talón de la zapata del estanque para criadero de truchas

DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA			
Base	b	100	cm
Peralte	h	60	cm
Peralte efectivo	d	50	cm
Momento	**Mu**	**523.15**	**Kg-m**
	ku	0.21	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	cm2
Acero colocado en		En la parte superior	

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

4.4.5.2. Diseño de la punta

Figura 242: Carga actuante para el diseño de la punta de la zapata del estanque



Cálculo de cargas:

Carga muerta:

- Wagua = γ H = 1000 kg/m3 x 1.10 m x 1 m = 1100.00 kg/m
- Wpp = 2400 kg/m3 x 0.60 m x 1m = 1440.00 kg/m

Carga viva:

- Carga por empuje:

  Wreacción/suelo = 5292 kg/m2 x 1 m = 5292 kg/m

Según el ACI 350 las fuerzas calculadas con el método de resistencia deben ser amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Wu = 1.3 (1.4 CM - 1.7 CE)

Wu = 1.3 [1.4 (1100 kg/m + 1440 kg/m) – (1.7 x 5292 kg/m)]

Wu = -7072.52 kg/m

Para el diseño se asume distribución uniforme de carga, entonces:

$$\mathbf{Mu} = \frac{\mathbf{Wu\ l^2}}{\mathbf{2}} = \frac{7072.52 \text{ x } 0.20^2}{2} = 141.45 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo en la punta de la zapata del estanque, como se muestra en la Tabla 124:

Tabla 124: Diseño del refuerzo para la punta de la zapata del estanque para criadero de truchas

DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA			
Base	b	100	cm
Peralte	h	60	cm
Peralte efectivo	d	50	cm
Momento	**Mu**	**141.45**	**Kg-m**
Índice de ref.	ku	0.05	Kg/cm2
Cuantía requerida	ρ	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	cm2
Acero colocado en		En la parte inferior	

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

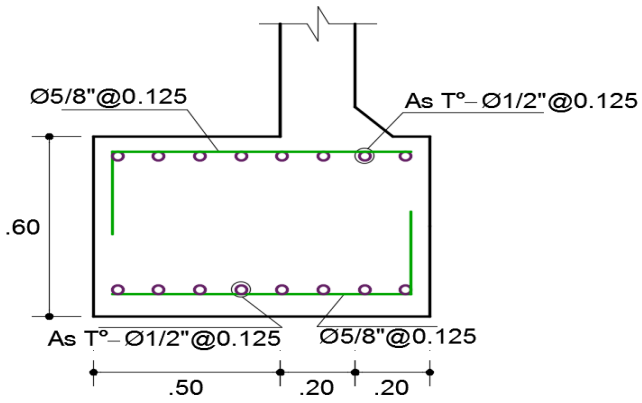
ACERO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

El acero de retracción y temperatura para la zapata del estanque se coloca de forma perpendicular al acero principal y depende de la separación entre juntas (ACI 350-06 artículo 7.12.2.1). Para juntas entre 6 - 9 metros, la cuantía de acero es de 0.0030 (ACI 350-06 Tabla 7.12.2.1). Entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 60 = 9 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2"**), de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.125,** en cada cara.

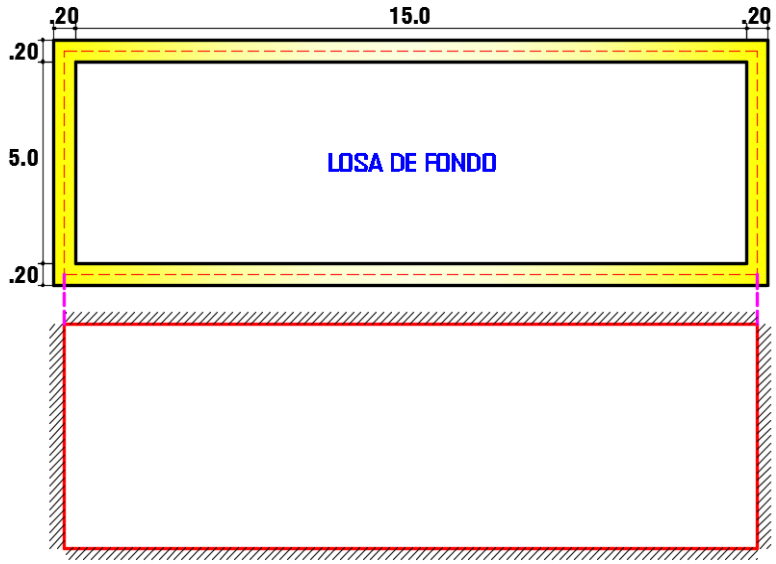
Figura 243: Diseño definitivo del acero en la zapata del muro de contención del estanque



4.4.5.3. Diseño de la losa de fondo del estanque para criadero de truchas

La losa de fondo deberá presentar continuidad (monolitismo) con la zapata del muro de contención, el cual permitirá la impermeabilidad del fondo del estanque (ver Fig. 244).

Figura 244: Dimensiones en planta para el diseño de la losa de fondo del estanque



A. Dimensionamiento de la losa de fondo del estanque

La losa de fondo del estanque será considerada como una losa maciza apoyada en sus cuatro lados por lo tanto el dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 15/5 = 3.00 > 2 => la losa tiene comportamiento unidireccional y se diseñará para la dirección más corta.

De acuerdo al ACI 350, artículo H.3.1 - Apéndice H; para losas apoyadas directamente en el suelo con refuerzo superior e inferior, recomienda utilizar un espesor mínimo de 0.15 m.

Pero como la losa tendrá recubrimiento de 5 cm, será necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de la losa de fondo de la piscina tendrá un espesor constante **e = 0.20 m.**

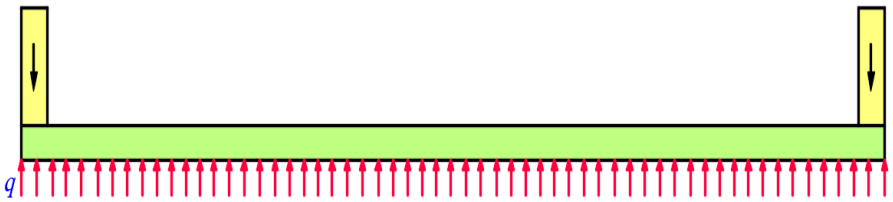
B. Presión actuante en la losa de fondo del estanque

La presión del suelo sobre la losa de fondo del estanque se calculará aplicando las consideraciones del **método rígido convencional**, el cual se desarrolló detalladamente en el ítem 4.1.7.2.

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999).

Entonces, la presión debajo de la losa es una carga uniformemente distribuida producida por el peso propio de la losa de cimentación, una sobrecarga y el líquido contenido en el tanque.

Figura 245: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del estanque



Área de apoyo de la losa de fondo = *longitud x ancho*

Área = 15.40 m x 5.40 m = 83.16 m2

METRADO DE CARGAS

- Peso de las paredes = *altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3*

  = 1.10 m x (5.2+5.2+15.2+15.2) m x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 21542.40 kg

- Peso propio = área x espesor x 2400 kg/m3

  = 83.16 m2 x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 39916.80 kg

- Peso del agua = area *x altura x 1000 kg/m3*

  = 83.16 m2 x 1.10 m x 1000 kg/m3 = 91476.00 kg

CARGA MUERTA = 21542.40 kg + 39916.80 kg + 91476.00 kg = 152935.20 kg

Entonces, el peso Q de la estructura, será igual a la suma de cargas muertas:

Q = CM = 152935.20 kg

De acuerdo a las consideraciones del **Método Rígido Convencional** (ver ítem 4.1.7.2.), la presión **q** sobre el suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

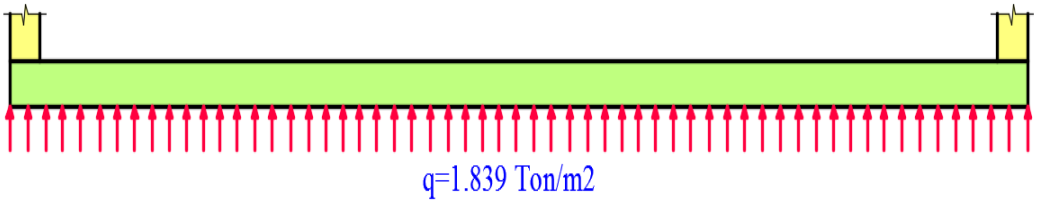
Tal y como se explicó en el ítem 4.1.7.2, debido a que la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y) las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son iguales a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de **q**, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{152935.20\ \text{kg}}{83.16\ \text{m2}} = 1.839\frac{\text{Ton}}{\text{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si es que la presión sobre el suelo ($q_{transmitido}$) es menor que la capacidad portante del suelo ($q_{admisible}$), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 1.839 ton/m^2 << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m^2, por lo tanto, la losa de fondo es más que suficiente para soportar las reacciones del suelo.

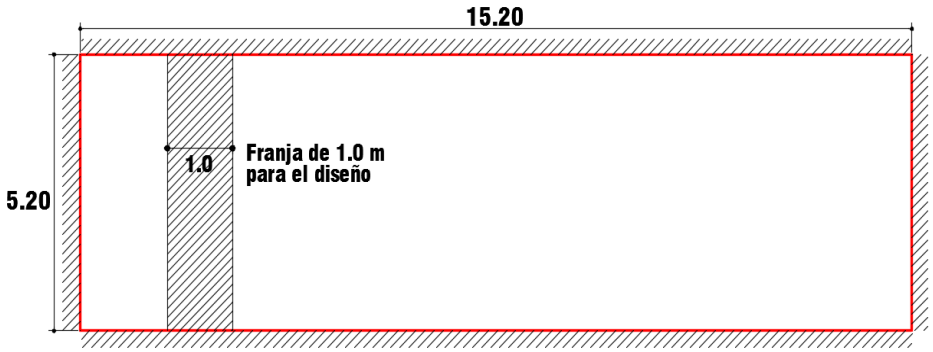
Figura 246: Presión sobre el suelo en la losa de fondo del estanque para criadero de truchas



C. Análisis estructural de la losa de fondo del estanque

El análisis estructural de la losa se realiza en el lado corto para una franja de losa equivalente a 1 m de ancho y espesor constante.

Figura 247: Franja de 1.0 m para diseño de losa de fondo del estanque



Metrado de cargas:

Para el diseño de la losa de fondo solo se considera la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.

CM = 21542.40 kg / 83.16 m2 = 259.05 kg/m2

Según el ACI 350 la carga calculada con el método de resistencia debe ser amplificada por el coeficiente sanitario S=1.3, de la siguiente manera:

w_u = 1.3 (1.4 CM) = 1.3 (1.4 x 259.05 kg/m2) x 1 m = 471.47 kg/m

Figura 248: Idealización de la losa de fondo del estanque para criadero de truchas

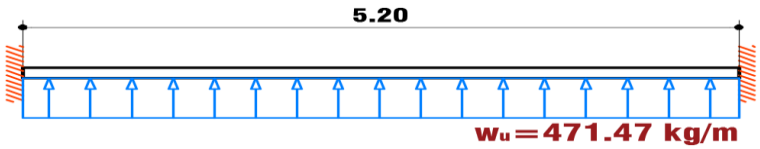


Figura 249: Diagrama de momentos flectores en la losa de fondo del estanque para criadero de truchas

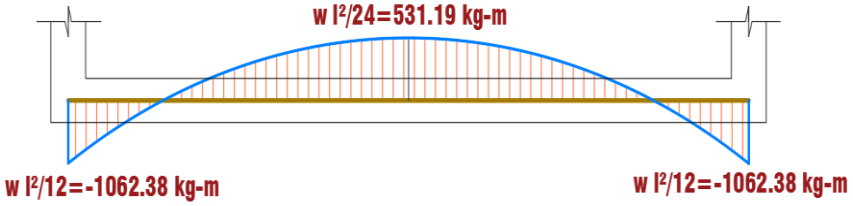
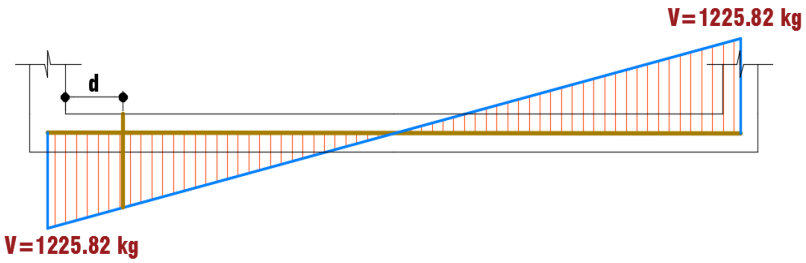


Figura 250: Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de fondo del estanque para criadero de truchas



C. Verificación por cortante en la losa de fondo de la piscina

De acuerdo al diagrama de fuerzas cortantes de la Figura 250, se calcula la cortante a “d” de la cara de apoyo:

d = 20 - 6 = 14 cm

Vu = 1225.82 – 471.47 x (0.20/2 + 0.14) = 1112.67 kg

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 1112.67 kg = 1446.47 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 14 = 12416.03 kg

ϕ Vc = 0.85 x 12416.03 kg = 10553.63 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕ Vc = 10553.63 kg > Vu = 1446.47 kg => **es correcto**

D. Diseño por flexión de la losa de fondo del estanque

El diseño por flexión de la losa de fondo se realizará para los momentos críticos los cuales se presentan hacia los apoyos y en la parte central de la losa debido a las cargas actuantes sobre ella (ver Fig. 249).

Diseño del acero negativo en los extremos de la losa

El momento negativo máximo que produce tracción en las esquinas de la losa se puede observar en el diagrama de momentos flectores de la Figura 249; cuyo valor para el diseño se debe calcular a la cara del apoyo, de las iguiente manera:

Mu (a la cara) = 1062.38 + 471.47 x 0.10^2/2 – 1225.82 x 0.10 = 942.16 kg-m

Tabla 125: Diseño del refuerzo negativo en la losa de fondo del estanque

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**-942.16**	**Kg-m**
	ku	4.81	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño del acero positivo en la parte central de la losa

El momento positivo máximo Mu = 1593.57 kg-m, que produce tracción en la parte central de la losa de fondo, se puede observar en el diagrama de momentos flectores de la Figura 249.

Tabla 126: Diseño del refuerzo positivo en la losa de fondo del estanque

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE FONDO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**531.19**	**Kg-m**
	ku	2.71	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	7.62	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

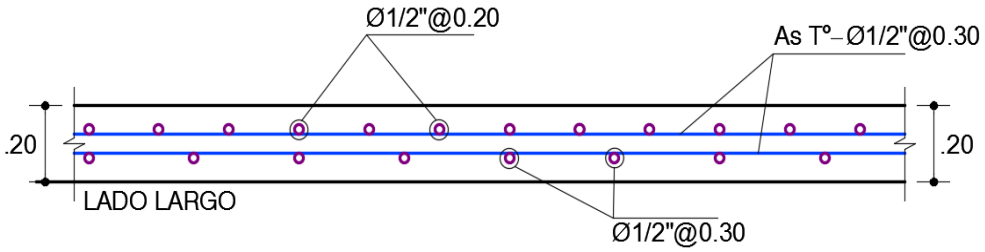
ACERO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

El acero de retracción y temperatura para a losa de fondo del estanque se coloca de forma perpendicular al acero principal y depende de la separación entre juntas (ACI 350-06 artículo 7.12.2.1). Para juntas entre 6 – 9 metros, la cuantía de acero es de 0.0030 (ACI 350-06 Tabla 7.12.2.1).

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 20 = 3.00 cm2

Tomamos el acero mínimo (Ø 1/2”), de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2”@ 0.30**, en cada cara.

Figura 251: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del estanque para truchas



4.4.6. DISEÑO DEL ESTANQUE PARA CRIADERO DE TRUCHAS CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseñará un estanque para truchas sin tapa (tanque enterrado) que sirve para contener agua destinada a la crianza de truchas.

Todos los elementos estructurales que conforman el estanque (paredes, zapata y losa de fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

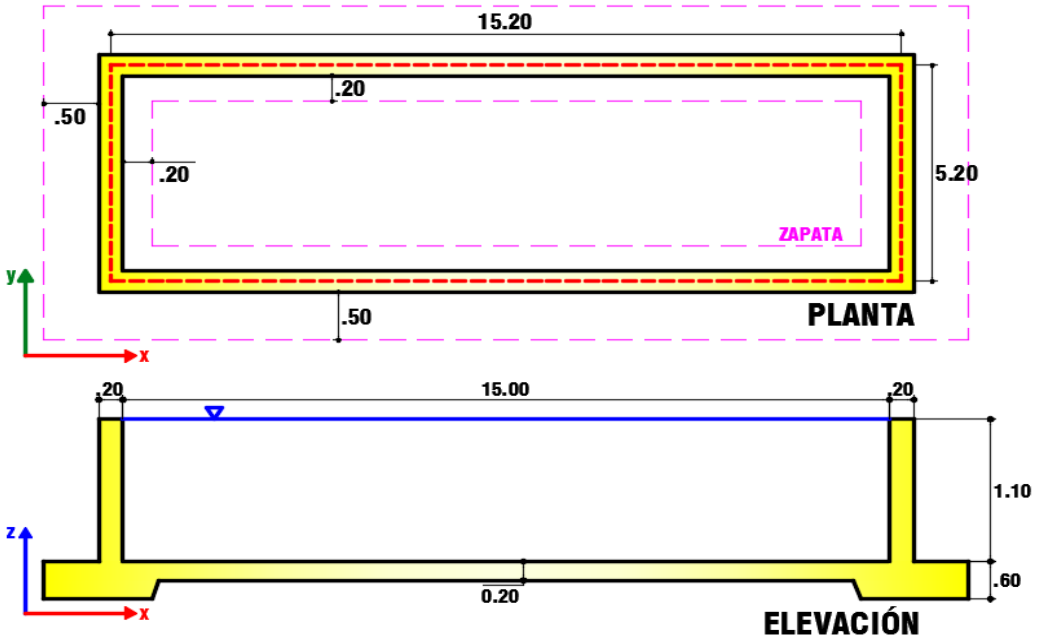
Los elementos estructurales del estanque tienen las siguientes características:

- Paredes con espesor e = 0.20 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Zapata con peralte h = 0.60 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.
- Losa de fondo con espesor e = 0.20 m, y recubrimiento de 5.0 cm.

El líquido presente en la estructura será agua cuya densidad es γ = 1000 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y c_a = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esa manera tenemos:

Figura 252: Dimensiones del estanque para modelado en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman el estanque (paredes, zapata y losa de fondo) se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

De esta manera se realizó la división de los elementos Shell en 3 partes sobre el eje global Z y en 12 partes sobre el eje global Y, dando un total de 36 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 3 partes sobre el eje global Z y en 32 partes sobre el eje global X, dando un total de 96 divisiones.

4.4.6.1. Modelado de las paredes del estanque

Las paredes del estanque tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua y las presiones de suelo provocadas por el relleno, las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras

internas y externas respectivamente, incrementándose con la altura, de la siguiente manera:

La presión hidrostática del agua será:

$\mathrm{p_w\ (z = 0) = \gamma H = 1040\ kg/m3\ x\ 0\ m = 0\ kg/m2}$

$\mathrm{p_w (z = 1.10) = \gamma H = 1000\ kg/m3\ x\ 1.10\ m = 1100\ kg/m2}$

La presión del suelo provocado por el relleno será:

$p_s\mathrm{(z = 0) = Ka\ \omega\ H = 0.296\ x\ 1680\ kg/m3\ x\ 0\ m = 0\ kg/m2}$

$p_s\ \mathrm{(z = 1.10) = Ka\ \omega\ H = 0.296\ x\ 1680\ kg/m3\ x\ 1.10\ m = 574.01\ kg/m2}$

4.4.6.2. Modelado de la losa de fondo del estanque

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocaron resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:

Las dimensiones de la losa son B=6.40 m y L=16.40 m.

Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B + 0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{6.4 + 0.30}{2x6.4}\right)^2 = 1.10\ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1 + \frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3}x1.10\left(1 + \frac{6.4}{2x16.4}\right) = 0.876\ \frac{kg}{cm3}$$

$$= 876000\ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 876000 kg/m/m2, es decir, por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuarán paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.4.6.3. Cálculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la NTE E.060, donde según el ACI 350 deben ser amplificados por el

coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerara el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes de tierra (CE), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.3 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado se extrae una tabla de resultados del programa, el cual nos indica los valores de momentos, fuerzas axiales y cortantes.

Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.4.6.4. Diseño de los elementos estructurales del estanque

El diseño de los elementos estructurales que conforman el estanque se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momento de diseño se extrae del programa SAP2000.

DISEÑO DE LAS PAREDES DEL ESTANQUE

Diseño de los muros largos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 253, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 127:

Figura 253: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro largo del estanque (SAP)

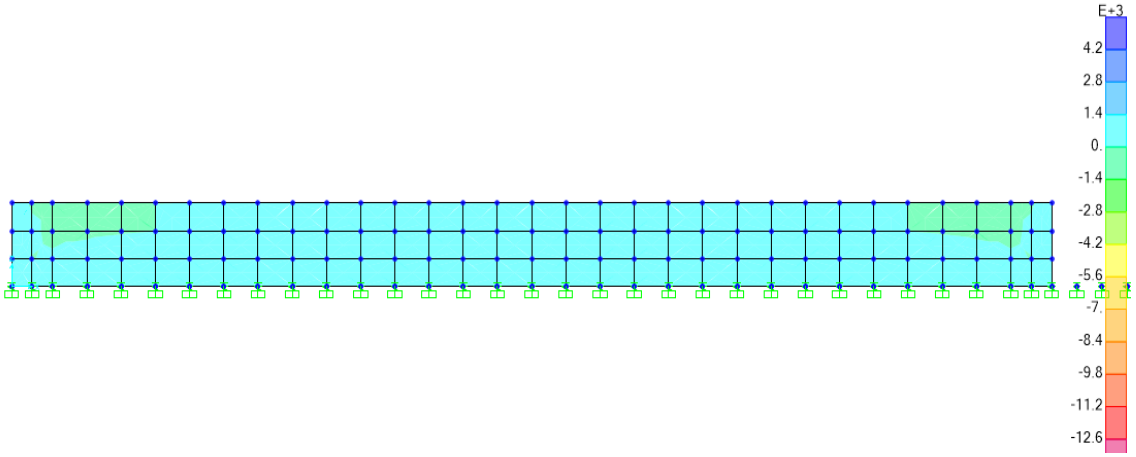


Tabla 127: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48.70	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1083.42	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**527.63**	**Kg-m**
	ku	5.53	
Cuantía requerida	ρ	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.10**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 254, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 128:

Figura 254: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro largo del estanque (SAP)

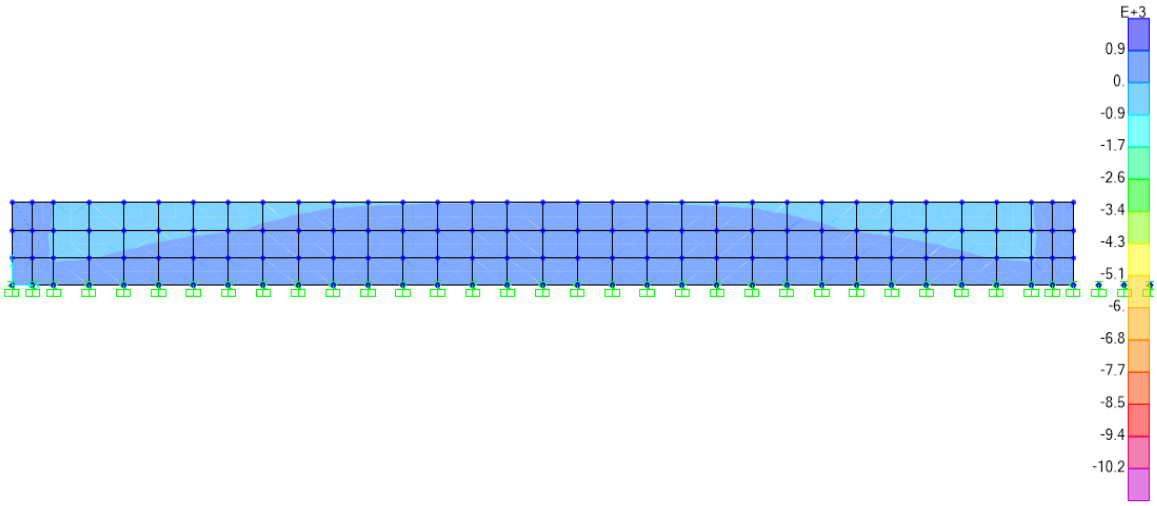


Tabla 128: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	36.60	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	693.04	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**253.65**	**Kg-m**
	ku	3.54	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.54**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros largos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 255, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 129:

Figura 255: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro largo del estanque (SAP)

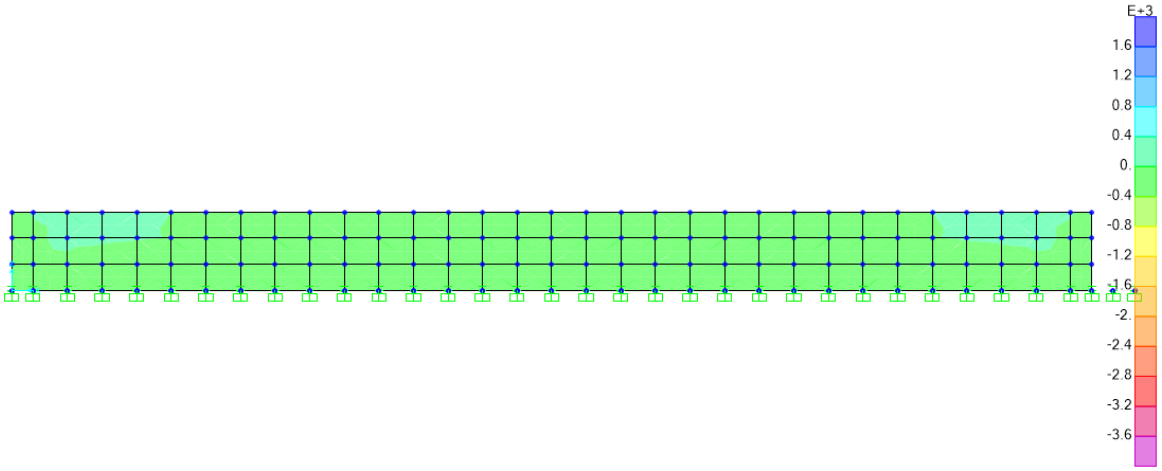


Tabla 129: Diseño del refuerzo vertical para el muro largo del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48.70	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	243.78	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**118.72**	**Kg-m**
	ku	1.24	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.10**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 256, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 130:

Figura 256: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro largo del estanque (SAP)

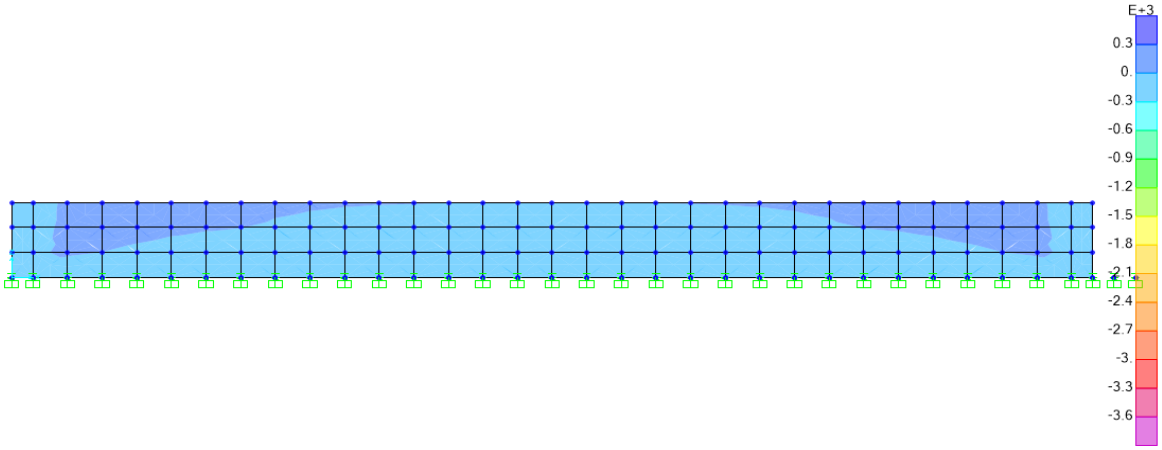


Tabla 130: Diseño del refuerzo horizontal para el muro largo del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	36.60	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	155.45	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**56.89**	**Kg-m**
	ku	0.79	
Cuantía requerida	ρ	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.54**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrado en la Figura 257, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 131:

Figura 257: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro corto del estanque (SAP)

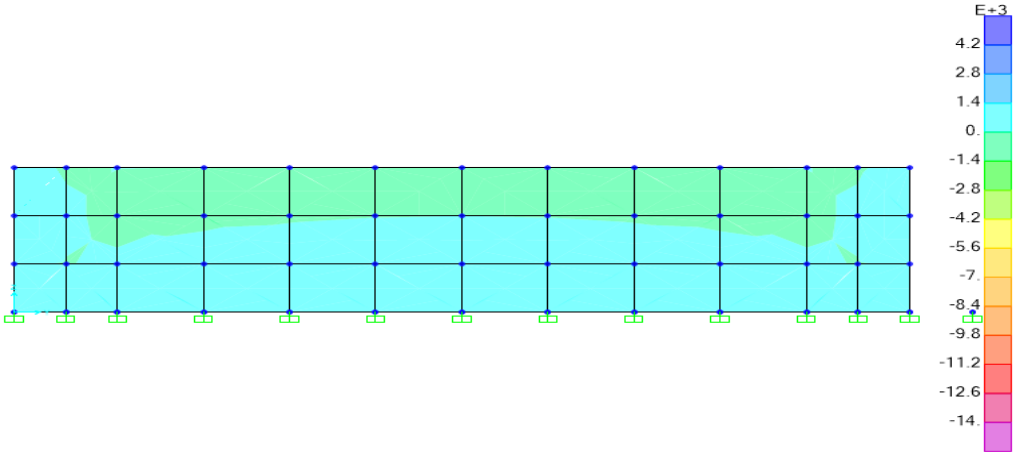


Tabla 131: Diseño del refuerzo vertical para el muro corto del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	46.00	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1021.77	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**470.01**	**Kg-m**
	ku	5.21	
Cuantía requerida	ρ	0.0014	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0019	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.10**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos flectores (M11) con su respectiva escala de colores ilustrado en la Figura 258, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 132:

Figura 258: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro corto del estanque (SAP)

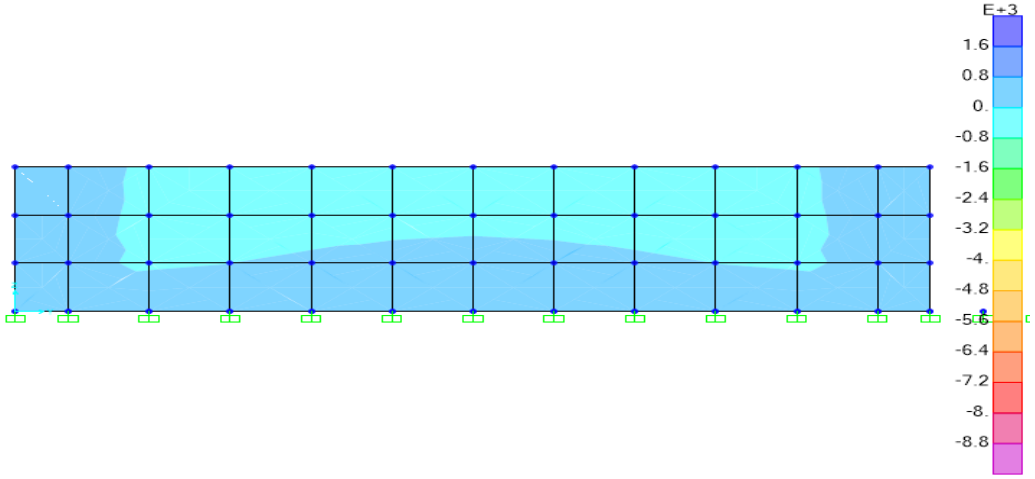


Tabla 132: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	36.60	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	693.04	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**253.66**	**Kg-m**
	ku	3.54	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.54**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrado en la Figura 259, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 133:

Figura 259: Momentos (M22) para el diseño del acero vertical en el muro corto del estanque (SAP)

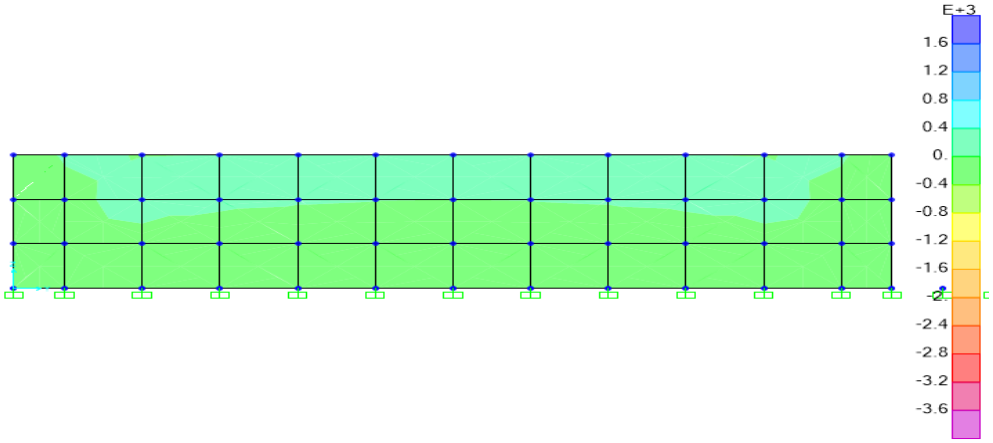


Tabla 133: Diseño del acero vertical para el muro corto del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	46.00	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	229.82	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**105.72**	**Kg-m**
	ku	1.17	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.10**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos flectores (M11) con su respectiva escala de colores ilustrado en la Figura 260, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 134:

Figura 260: Momentos (M11) para el diseño del acero horizontal en el muro corto del estanque (SAP)

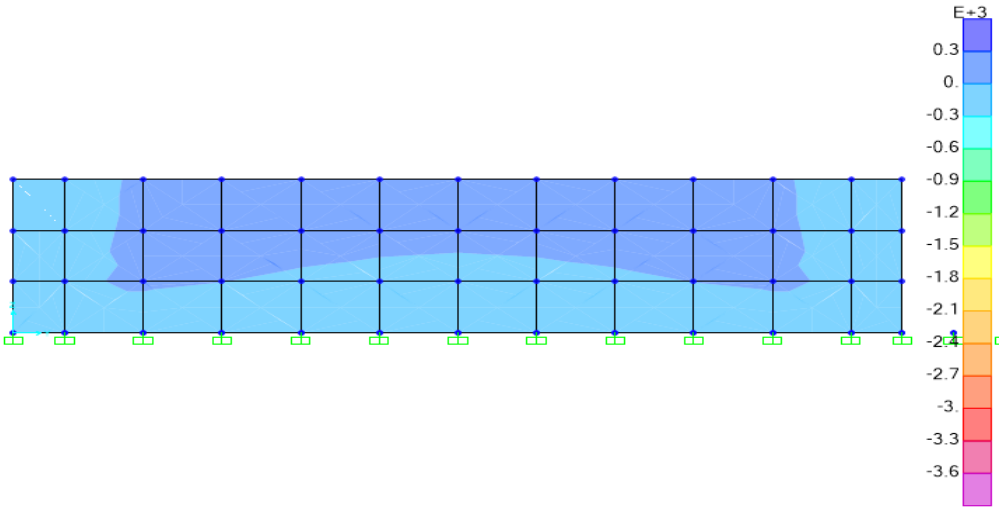


Tabla 134: Diseño del acero horizontal para el muro corto del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	36.60	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	155.45	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**56.89**	**Kg-m**
	ku	0.79	
Cuantía requerida	ρ	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.54**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

DISEÑO DE LA ZAPATA Y LOSA DE FONDO DEL ESTANQUE

Diseño de la zapata en el lado corto del estanque

Para el diseño del refuerzo principal en el talón y punta de la zapata tenemos el diagrama de momentos (M22) y su respectiva escala de colores ilustrado en la Figura 261, donde se observa los momentos máximos cuyos valores se detallan a continuación en la Tabla 135:

Figura 261: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto del estanque (SAP)

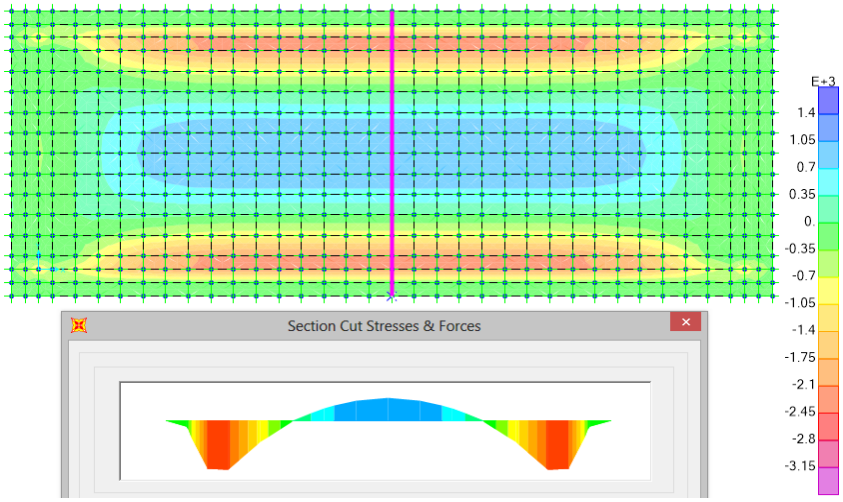


Tabla 135: Diseño del acero para el lado corto de la zapata del estanque (SAP)

DISEÑO DE ACERO EN LA ZAPATA - LADO CORTO (M22)				
		TALON	PUNTA	
Long. elemento finito (A)	b	48.70	48.70	cm
Peralte / espesor	h	60	40	cm
Peralte efectivo	d	50	30	cm
Momento de tablas (B)	M	1415.15	2148.36	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**689.18**	**1046.25**	**Kg-m**
	ku	0.57	0.86	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.31**	**4.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	7.96	7.96	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

El acero transversal de la zapata corresponde al acero de retracción y temperatura, el cual está en función de la separación de juntas según el ACI 350 Tabla 7.12.2.1), entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 60 = 9.00 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2"**), de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.125,** en cada cara.

Diseño de la losa de fondo del estanque

Para el diseño del refuerzo principal en la losa de fondo del estanque tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrado en la Figura 261, donde se observa que los momentos negativos se ubican en los extremos y los momentos positivos se ubican en el centro de la losa. Los valores de momentos negativos y positivos se detallan a continuación en la Tabla 136:

Tabla 136: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del estanque (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO				
		NEGATIVO (inferior)	POSITIVO (superior)	
Long. elemento finito (A)	b	48.70	48.70	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-433.48	1048.65	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-211.10**	**510.69**	**Kg-m**
	ku	2.21	5.35	
Cuantía requerida	ρ	0.0006	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0008	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.05**	**2.92**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.212	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	2.54	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

El acero transversal en la losa de fondo corresponde al acero de retracción y temperatura, el cual está en función de la separación de juntas según el ACI 350 Tabla 7.12.2.1), entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 20 = 3.00 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2”**), de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2”@ 0.30,** en cada cara.

Diseño de la zapata para el lado largo del estanque

Para el diseño del refuerzo principal en el talón y punta de la zapata tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrados en la Figura 262, donde se observa los momentos máximos, cuyos valores se detallan a continuación en la Tabla 137:

Figura 262: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo del estanque (SAP)

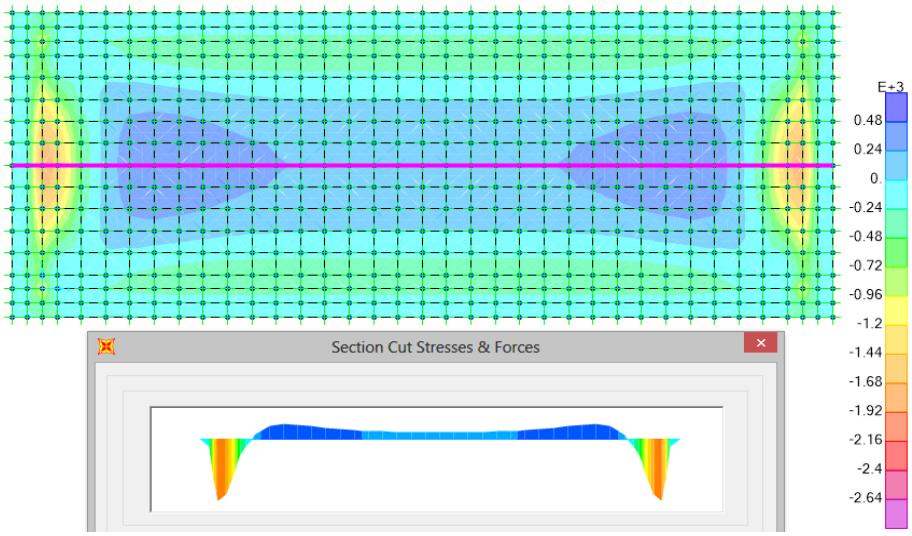


Tabla 137: Diseño del acero para el talón de la zapata del estanque (SAP)

DISEÑO DE ACERO EN LA ZAPATA - LADO LARGO (M11)				
		TALON	PUNTA	
Long. elemento finito (A)	b	46.00	46.00	cm
Peralte / espesor	h	60	60	cm
Peralte efectivo	d	50	50	cm
Momento de tablas (B)	M	1230.94	1787.48	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**566.23**	**822.24**	**Kg-m**
	ku	0.49	0.71	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.90**	**6.90**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	5/8"	
Espaciamiento	s	0.133	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	**Ø 5/8"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	7.96	7.96	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

4.4.7. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITVO DEL ESTANQUE

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales que conforman el estanque para truchas (paredes, zapata y losa de fondo) aplicando metodologías como son: método de diseño de muro de contención en voladizo, método clásico y el programa SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes del estanque para truchas se realizó aplicando la metodología de muro de contención en voladizo y el programa SAP2000, cuyos resultados se detallan a continuación en la Tabla 138.

Tabla 138: Resumen de resultados del diseño de las paredes del estanque para truchas

RESUMEN DE RESULTADOS PAREDES DEL ESTANQUE										
METODO	POSICION	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
			M	As req	As col		M	As req	As col	
Muro en voladizo	-	1	490.24	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08		3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	-		Intercalar L=	0.75	Ø 1/2"@ 0.30	5.08				
	-	2	243.79	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08		3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	-		Intercalar L=	0.75	Ø 1/2"@ 0.30	5.08				
SAP	LADO LARGO	1	1083.42	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	693.04	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO CORTO		1021.77	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	693.04	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	6.08
	LADO LARGO	2	243.78	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	155.45	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO CORTO		229.82	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	155.45	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	6.08

El acero diseñado para la condición de carga 01, se coloca en la cara interior en contacto con el agua. Por otro lado, el acero diseñado para la condición de carga 02, se coloca en la cara exterior en contacto con el suelo (relleno).

Basado en los resultados de la Tabla 138, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de las paredes del estanque para truchas, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 139.

Tabla 139: Comparación de acero requerido en las paredes del estanque para truchas

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DEL ESTANQUE					
POSICIÓN	COND. CARGA	As REQUERIDO	Muro en voladizo	SAP2000	Muro en voladizo/SAP
Lado largo	1	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
Lado corto	1	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 139, se observa que no hay variación alguna para el caso del acero vertical, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima. Para el caso del acero horizontal se tiene una variación del 28.57%, debido a que la metodología de muro en voladizo solo requiere de 1/3 o 2/3 del acero mínimo calculado. Al final, dicha variación se hace nula debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 138) y las variaciones de acero requerido (Tabla 139), el diseño definitivo de las paredes del estanque se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. Para este caso, como se tiene igual distribución del acero colocado emplearemos los resultados obtenidos de cualquiera de los métodos.

El diseño de la zapata (talón y punta) del muro del estanque para truchas se realizó aplicando la metodología del muro en voladizo y el programa SAP2000; cuyos resultados de detallan a continuación en la Tabla 140.

Tabla 140: Resumen de resultados del diseño de la zapata del estanque para truchas

RESUMEN DE RESULTADOS ZAPATA (TALÓN Y PUNTA) DEL ESTANQUE									
MÉTODO	POSICIÓN	TALÓN				PUNTA			
		M	As req	As col		M	As req	As col	
Muro en voladizo	-	523.15	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	141.45	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
	-	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
SAP	Lado corto	1415.15	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	2148.36	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
		Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	Lado largo	1230.94	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	1787.48	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
		Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43

Basado en los resultados de la Tabla 140, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la zapata de la piscina, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 141.

Tabla 141: Comparación de resultados en la zapata del estanque para truchas

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA ZAPATA DEL ESTANQUE			
ZAPATA	Muro en voladizo	SAP2000	Muro en voladizo/SAP
TALÓN	15.00	15.00	**0.00%**
PUNTA	15.00	15.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 141, se concluye que no existe variación alguna referente al acero requerido, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la zapata del estanque se realizará con el método más conservador. En este caso como no se tienen variaciones se empleará los resultados de cualquiera de los métodos.

El diseño de la losa de fondo se realizó aplicando una metodología clásica y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 142.

Tabla 142: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del estanque para truchas

RESUMEN DE RESULTADOS LOSA DE FONDO DEL ESTANQUE							
METODO	LADO CORTO				LADO LARGO (TEMPERATURA)		
	M	As req	As col		As req	As col	
Clásico	-942.16	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	531.19	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
SAP	-433.48	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	1048.65	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08

Basado en los resultados de la Tabla 142 se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de fondo del estanque, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 143.

Tabla 143: Comparación de resultados en la losa de fondo de la piscina

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DEL ESTANQUE				
POSICIÓN	As REQUERIDO	Clásico	SAP2000	Clásico/SAP
LADO CORTO	As -	4.20	4.20	**0.00%**
	As +	6.00	6.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 143, se observa que no existe variación alguna, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la losa de fondo se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso utilizaremos cualquiera de los resultados, ya que no existe variación alguna respecto a la cantidad de acero.

4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN TANQUE IMHOFF CON TAPA

Se diseña un tanque imhoff (tanque enterrado), cuya función es el tratamiento de aguas residuales de una población. Aunque generalmente se acostumbra construir tanques imhoff sin tapa, la Organización Panamericana de la Salud (OPS), recomienda:

> *"Se puede colocar un techo al tanque imhoff para facilitar el combate de la formación de malos olores, para proteger las aguas servidas contra heladas y para estimular la actividad bacteriana. Pero debe establecerse la ventilación y un fácil acceso al tanque para una inspección limpia y para las reparaciones."*

De acuerdo a ello se pueden construir tanques imhoff con tapa y sin tapa, por lo que, a continuación, en la Tabla 144, se presenta un cuadro comparativo de las ventajas y desventajas de un tanque imhoff con tapa y sin tapa, quedando a criterio del ingeniero encargado del proyecto el empleo de la opción más favorable.

Tabla 144: Ventajas y desventajas de un tanque imhoff con tapa y otro sin tapa

TANQUE IMHOFF CON TAPA	TANQUE IMHOFF SIN TAPA
Permite el control de malos olores, sirve para proteger las aguas servidas de las heladas y contribuye en la estimulación de la actividad bacteriana.	Requiere de una vigilancia periódica para reducir los malos olores.
Requiere de tapas de inspección para realizar una adecuada limpieza periódica y posibles reparaciones.	No requiere de tapas de inspección para su limpieza periódica.
Requiere de tuberías de diámetros considerables para una buena ventilación.	Tiene suficiente ventilación.
Necesita de instalación de tuberías para la eliminación de natas/espumas.	Permite la limpieza de natas/espumas de forma sencilla.
Brinda buena seguridad contra posibles accidentes.	Necesita de la instalación de barandas u otro tipo de cerco para evitar posibles accidentes.
La tapa como elemento estructural aumenta el peso del tanque, reduciendo la posibilidad de volteo o flotación, que suceden ante la presencia de suelos cohesivos o napa freática cuando éste se encuentre vacío.	Ante la presencia de napa freática o un suelo cohesivo, existe mayor probabilidad de volteo o flotación debido a que la carencia de la tapa reduce el peso de la estructura. Lo cual requeriría ensanchar las paredes y/o cimentación, o utilizar aletas en la cimentación, con la intención de aumentar el peso de la estructura para evitar dichos problemas.
Requiere de mayor cantidad de encofrado, concreto y acero para la construcción del tanque, para lo cual será necesario un presupuesto más elevado.	Al no considerar la tapa, la construcción del tanque es más económica.

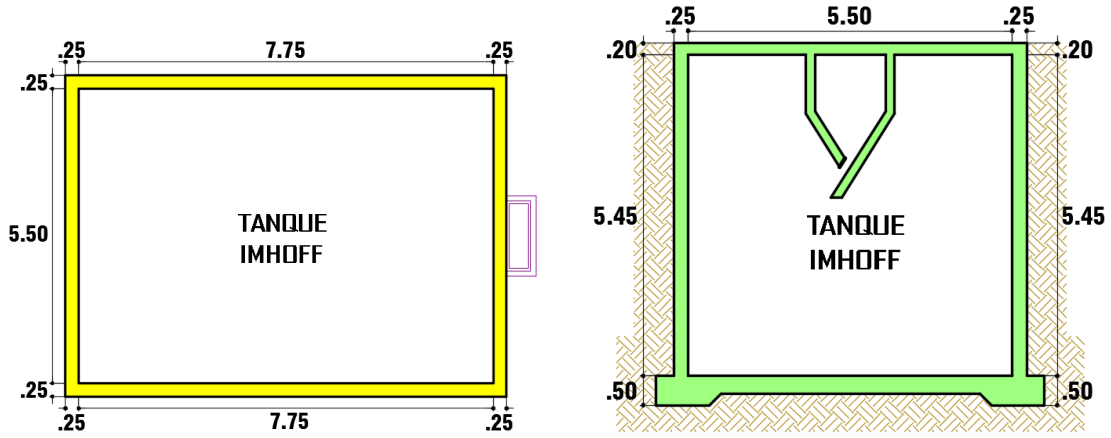
Por tal motivo se demuestra en este acápite el diseño del tanque imhoff con tapa. Más adelante en el acápite 4.6 se diseñará el mismo tanque imhoff sin tapa.

Según lo mencionado en el Capítulo III, se ha tomado como referencia el proyecto sanitario titulado “Mejoramiento del sistema de agua potable y construcción del sistema de alcantarillado de los poblados de Pachachaca, Raquina y Suclla en el distrito de Pucará – Provincia Huancayo – Junín”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 7.75 x 5.50 metros.
- Atura: 5.45 metros.
- Capacidad del tanque imhoff: 232.30 m3.

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación del tanque imhoff, de acuerdo a los planos mostrados en el proyecto mencionado:

Figura 263: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del tanque imhoff con tapa



El proceso seguido para el diseño del tanque imhoff es el siguiente: 1) dimensionamiento de las paredes y losa de tapa del tanque imhoff; 2) determinación de las condiciones de borde en las paredes y losa de tapa del tanque imhoff; 3) condiciones de carga para el análisis de las paredes del tanque imhoff; 4) diseño de las paredes del tanque imhoff con las tablas de la PCA; 5) diseño de las paredes del tanque imhoff con las tablas de Bares; 6) diseño de la losa de tapa del tanque imhoff con tablas de coeficientes de la norma E.060; 7) diseño de la losa de fondo del tanque imhoff con las tablas de coeficientes de la norma E.060; 8) diseño del tanque imhoff con el programa SAP2000; 9) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo del tanque imhoff.

4.5.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF

Las paredes del tanque imhoff serán losas macizas apoyadas en sus cuatro lados, por lo tanto, su dimensionamiento será:

- Luz larga / luz corta = 7.75/5.45 = 1.42 < 2, para el caso del lado largo del tanque
- Luz larga / luz corta = 5.5/5.45 = 1.01 < 2, para el caso del lado corto del tanque

Por lo tanto, las paredes del tanque imhoff tienen comportamiento bidireccional.

El espesor mínimo (e) de las paredes del tanque imhoff es:

- Según ACI 350: e = l/30 = 5.45/30 = 0.182 m

  h ≥ 3.0 m => e_{min} = 0.30 m
- Según Jiménez, García y Morán:

  Si h ≤ 6.0 m => e = 0.10h = 0.1 x 5.45 = 0.545 m

Como las paredes del tanque imhoff tienen una altura mayor a 3 m, entonces, utilizamos el espesor mínimo de **e = 0.30 m** de acuerdo a la consideracion del ACI 350 (Articulo 14.6.2).

La estructura de la tapa, será también una losa maciza apoyada en sus cuatro lados, por lo tanto, el dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 7.75/5.5 = 1.41 < 2 => la losa de tapa tiene comportamiento bidireccional

Entonces el espesor mínimo de la losa de tapa se calcula como sigue:

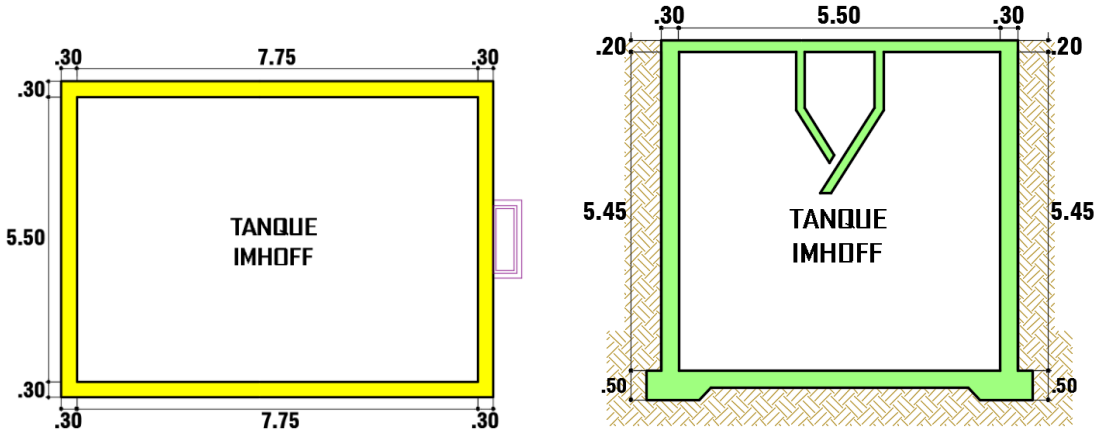
e = ln/40 = 5.5/40 = 0.1375 m

e = Perímetro / 180 = (2x5.5 + 2x7.75) / 180 = 0.1472 m

Entonces, el espesor mínimo sería 0.15 m, pero como la losa tendrá recubrimiento de 5 cm es necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de la losa de tapa del tanque imhoff tendrá un espesor constante **e = 0.20 m**

De acuerdo al dimensionamiento, los espesores de las paredes varían con respecto al proyecto, entonces las nuevas dimensiones del tanque imhoff son los siguientes:

Figura 264: Dimensiones en planta (izquierda) y dimensiones en elevación (derecha) del tanque imhoff con tapa según predimensionamiento



4.5.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF

El tanque está conformado por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 5.80 m y dos muros largos de 8.05 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales y en su borde inferior son continuos con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados.

Para el caso del borde superior, verificamos la relación de rigideces entre las paredes y la tapa, teniendo en cuenta las expresiones recomendadas por el ACI, para la verificación de las condiciones de apoyo, para el caso de pórticos conformados por vigas y columna (NTE-060).

La expresión recomendada por el ACI para evaluar las condiciones de apoyo, pared-losa tapa, mediante la relación de rigideces a flexión (K_{pared} / K_{tapa}), se determina como sigue:

Kpared / Ktapa > 8 => Empotramiento perfecto

Kpared / Ktapa < 8 => Semi empotrado o simplemente apoyado

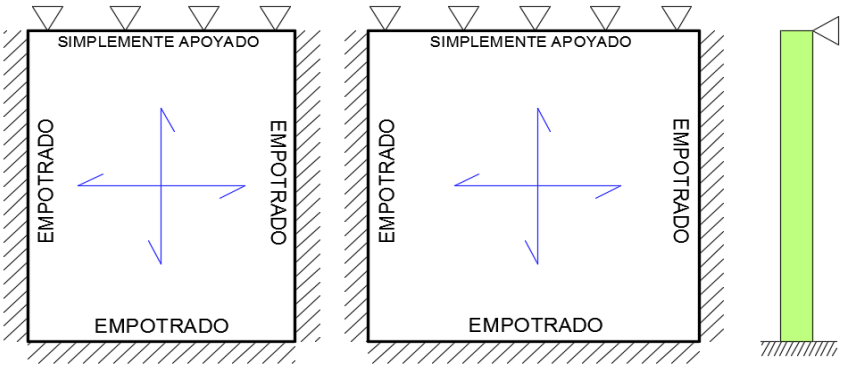
Donde: K = 4EI/L; E = módulo de elasticidad del concreto; I = $bh^3/12$, h = espesor de pared o losa tapa. El momento de inercia se calcula para una sección de elemento de ancho 1.00 m.

Tabla 145: Cálculo de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque imhoff

ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	LONGITUD (cm)	INERCIA (I)	RIGIDEZ (K)	Kpared / Ktapa
PARED	100	30	555	225000	405.41	4.90
TAPA	100	20	805	66666.67	82.82	

La relación de rigideces Kpared / Ktapa = 4.90 < 8. Entonces, la losa de tapa se considera simplemente apoyado en las paredes del tanque cisterna, sin embargo, le adicionaremos en el apoyo un momento de monolitismo de $\mathbf{w_u l^2/16}$ (Artículo 8.3.4 de la E.060).

Figura 265: Condiciones de borde de las paredes y la tapa del tanque imhoff



4.5.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF

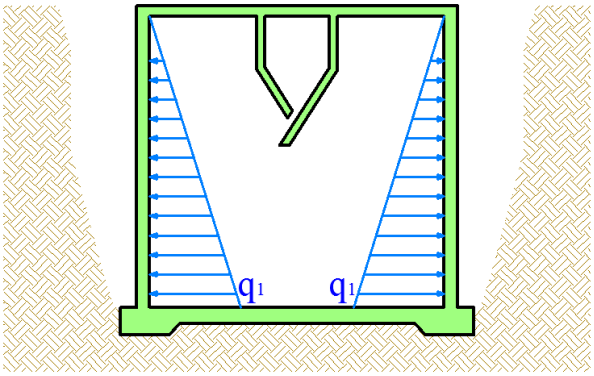
El tanque analizado es una estructura enterrada, por tanto, las condiciones más desfavorables se presentan cuando el tanque está completamente lleno y cuando el tanque está vacío y sujeto al empuje del relleno. Entonces, tendremos en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Condición de carga N° 01: Prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno y el suelo (relleno) no ejerce presión alguna. Esta consideración puede presentarse: 1)

para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo; y 2) ante la probabilidad de ocurrencia de que se malogre la tubería de extracción de lodos.

Figura 266: Condición de carga 01 para el diseño del tanque imhoff



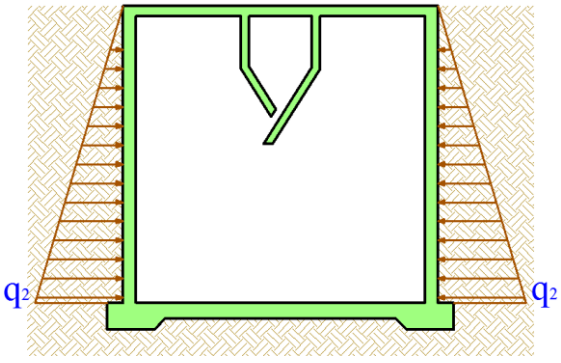
Presión del agua (distribución triangular):

$$q1 = \gamma H = 1010\ kg/m3\ x\ 5.45\ m = 5504.50\ kg/m2$$

Condición de carga N° 02: Tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación en la que el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. Esta consideración puede presentarse cuando el tanque requiera limpieza y/o mantenimiento.

Figura 267: Condición de carga 02 para el diseño del tanque imhoff



Presión del suelo (distribución triangular):

$$q2 = Ca\ \omega\ H = 0.296\ x\ 1680\ kg/m3\ x\ 5.45\ m = 2710.18\ kg/m2$$

$$Ca = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} = \frac{1 - \sin 32.9}{1 + \sin 32.9} = 0.296$$

4.5.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE LA PCA

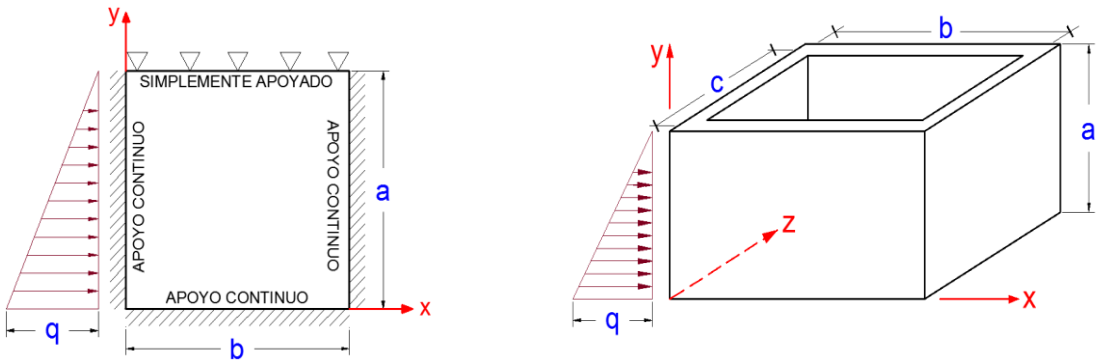
Para el diseño de las paredes, las condiciones de borde de acuerdo a la Figura 265 del ítem 4.5.2, se consideran simplemente apoyado en el borde superior y empotrado en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual trabajaremos con el **CASO 4** de las tablas de la PCA.

Figura 268: Caso 4 de la PCA para el diseño de las paredes del tanque imhoff

CASO 4

BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS



Con fines de emplear la nomenclatura de las tablas de la PCA, identificaremos a la altura del tanque a=5.45 m, la longitud del muro largo b=8.05 m y la longitud del muro corto c=5.80 m, obteniendo las siguientes relaciones de longitudes:

Relación: largo/alto = b/a = 8.05/5.45 = 1.48 para el muro largo

Relación: ancho /alto = c/a = 5.80/5.45 = 1.06 para el muro corto

En el diseño de las paredes del tanque imhoff comprende los siguientes procesos:

- Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01
- Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02
- Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01
- Control de fisuras para la condición de carga 01

- Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02
- Control de fisuras para la condición de carga 02

4.5.4.1. Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 01

El cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque imhoff se realiza de forma sencilla utilizando los coeficientes de corte (Cs) del Caso 4 de la PCA, el cual se muestra a continuación en la Tabla 146.

Debido a que la tabla mencionada no tiene valores para relaciones b/a=1.47 y c/a=1.06, tendríamos que interpolar valores intermedios, pero como los valores de las relaciones mencionadas son cercanas a los existentes en las tablas, realizamos un ajuste y trabajamos con las relaciones conocidas b/a=1.5* para el lado largo y c/a=1.0* para el lado corto.

(*) Tablas mostradas en el capítulo II de la PCA, páginas 2-23.

A continuación, se desarrolla el diseño por corte, con la tabla del caso 4, cuya presentación en la PCA es la que se muestra a continuación:

CASO 4

$$\text{Corte} = \text{Cs x q x a}$$

$$\text{Deflexión} = \frac{C_d\ q\ a^4}{1000\ D}$$

$$D = \frac{E\ t^3}{12(1-\mu^2)}$$

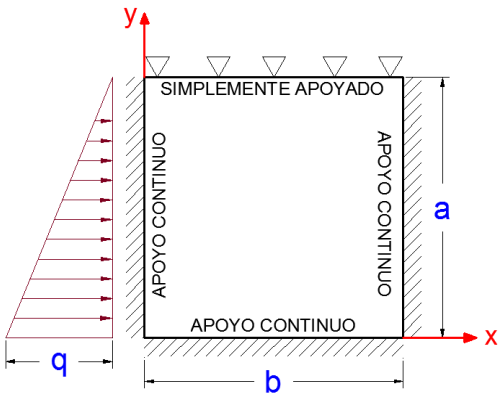
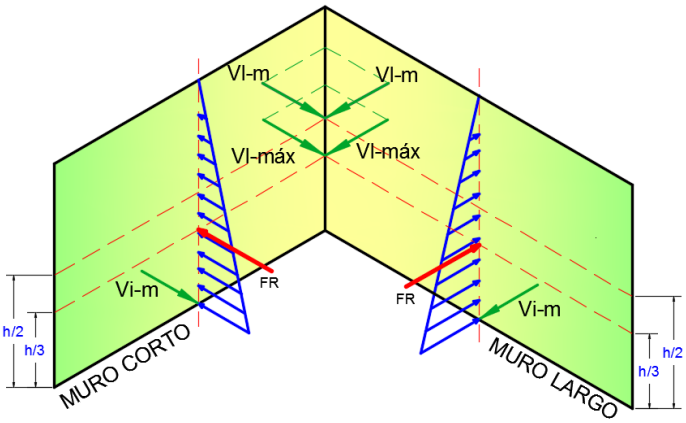


Tabla 146 Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque imhoff (PCA)

Coeficientes de corte, Cs												
Localización		b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Borde inferior	Punto medio	Vi-m	0.40	0.40	0.40	0.40	0.39	**0.38**	0.36	**0.32**	0.26	0.20
Borde lateral	Máximo	Vl-máx	0.26	0.26	0.26	0.27	0.26	**0.26**	0.25	**0.24**	0.22	0.17
Borde lateral	Punto medio	Vl-m	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	**0.26**	0.25	**0.23**	0.19	0.13
Borde superior	Punto medio	Vs-m	0.10	0.11	0.11	0.11	0.11	**0.11**	0.09	**0.07**	0.05	0.03
								Lado largo		Lado corto		

Tal como se puede observar se utiliza sólo la tabla mostrada que sirve para determinar fuerzas cortantes. No se utilizará la tabla que permite encontrar deflexiones porque de acuerdo a lo especificado en los artículos 14.6.1 y 14.6.2 del ACI 350, no es necesario determinar las deflexiones debido a que el espesor calculado para la pared según el ítem 4.5.1 es de 0.30 m, el cual, es mayor que la relación l/30 y que las 6", especificadas en el ACI 350.

Figura 269: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del tanque imhoff



Las variables para determinar las fuerzas cortantes máximas, las cuales se ubican en el borde inferior central y en los bordes laterales de las paredes (ver Fig. 269), se extraen de la Tabla 137, y son los siguientes:

Para b/a=1.5, Cs=0.38 en el borde inferior del muro largo

Cs= 0.26 en los bordes laterales del muro largo

Para b/a=1.0, Cs=0.32 en el borde inferior del muro corto

Cs=0.24 en los bordes laterales del muro corto

Con estos valores se verifica las cortantes críticas de la siguiente manera:

Cortante resistente del concreto para un ancho b = 1.00 m y espesor constante

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

d = peralte efectivo = 30 - 6 = 24 cm

Vc = 0.53 x$\sqrt{280}$ x 100 x 24 = 21284.63 kg

ϕVc = 0.85 x 21284.53 kg = 18091.94 kg

Cortante en la zona inferior del muro largo, cortante actuante más crítico

q_1 = γ.H = 1010 kg/m3 x 5.45 m = 5504.50 kg/m2

Según el método de resistencia, se amplifica la carga por el factor 1.7 correspondiente a la presión del agua:

q_{u1} = 1.7 x 5504.50 = 9357.65 kg/m2

Además, según el ACI 350, la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia debe ser amplificado por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Vi-m = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.38 x 9357.65 x 5.45) = 25193.60 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 18091.94 kg < Vi-m = 25193.60 kg => **es incorrecto**

La cortante actuante es mayor a la cortante resistente, por lo tanto, hay la necesidad de mejorar las condiciones de las paredes del tanque: 1) aumentando la resistencia a compresión del concreto; o 2) aumentando el espesor de muros. En este caso aumentaremos el espesor de los muros a **e = 0.40 m.**

d = peralte efectivo = 40 - 6 = 34 cm

Vc = 0.53 x$\sqrt{280}$ x 100 x 34 = 30153.23 kg

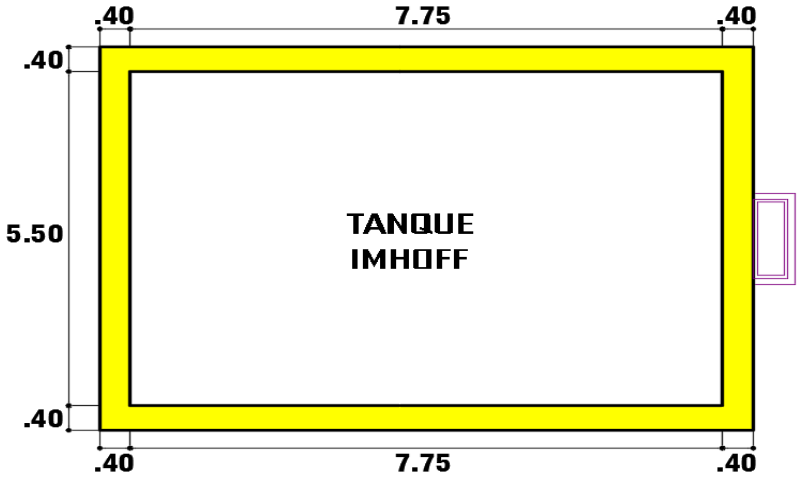
ϕVc = 0.85 x 30153.23 kg = 25630.24 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 25630.24 kg > Vi-m = 25193.60 kg => **es correcto**

Entonces el tanque quedaría con las dimensiones siguientes:

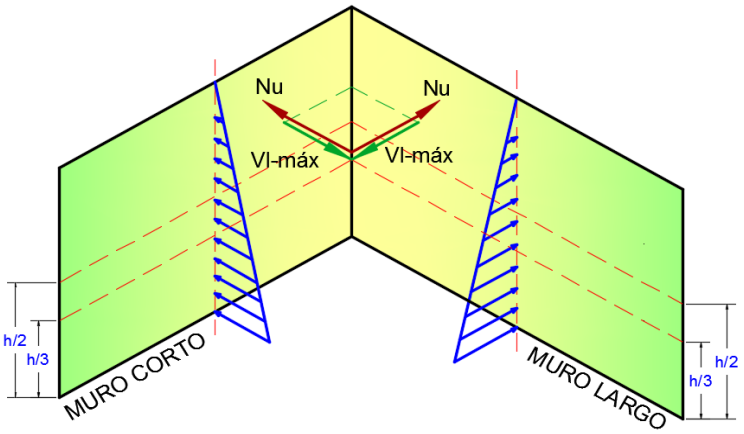
Figura 270: Dimensiones del tanque imhoff para resistir fuerzas cortantes



A. Cortante en el borde lateral del muro largo (Vl-máx)

En la unión de muro largo y muro corto (esquina) el cortante Vl-máx se convierte en fuerza de tracción directa por efecto de la presión de líquido (ver Fig. 271).

Figura 271: Fuerzas de tracción en la unión muro – muro del tanque imhoff



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica. Según el ACI 350 la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia, deberá ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3.

Entonces el cortante máximo en el borde lateral de la pared larga (Vl-máx), es:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.26 x 9357.65 x 5.45) = 17237.73 kg

En elementos sometidos a tracción axial significativa el cortante máximo permitido según la NTE E.060 es: $\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{\mathrm{Nu}}{35\ \mathrm{Ag}}\right)\sqrt{\mathrm{f'c}}\ \mathrm{bd}$

Donde Nu es la tracción en la pared larga causada por la cortante de la pared corta.

Como el análisis es en la pared larga, calculamos la cortante en la pared lateral corta, la cual es una tracción directa en la pared larga, entonces:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.24 x 9357.65 x 5.45) = 15911.75 kg

Nu = Vl-máx = 15911.75 kg

Ag = 40 x 100 = 4000 cm2

$$\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{15911.75}{35\ \mathrm{x}\ 4000}\right)\sqrt{280}\ \mathrm{x}\ 100\ \mathrm{x}\ 34 = 26726.15\ \mathrm{kg}$$

ϕVc = 0.85 x 26726.15 kg = 22717.22 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 22717.22 kg >> Vl-m = 17237.73 kg => **es correcto**

4.5.4.2. Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 02

Para la condición de carga 02 se emplean los mismos coeficientes de corte empleados para la condición de carga N° 01, los cuales se

presentan en la Tabla 146. Como la carga q2 es mucho menor que la carga q1, y el análisis realizado se da en la etapa elástica, se concluye que el espesor del muro resiste las fuerzas cortantes actuantes generadas por q2.

4.5.4.3. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 01

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 147, los cuales corresponden al Caso 4 de la PCA. Para ingresar a estas tablas, se requiere definir las relaciones de dimensiones largo/alto (b/a) y ancho/alto (c/a) correspondiente a cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el tanque imhoff que se diseña, las paredes tienen las siguientes dimensiones: lado largo b=8.15 m (plano X-Y), lado corto o ancho c=5.90 m (plano Y-Z) y su altura a=5.45 m, obteniéndose de esta manera relaciones b/a=1.495 y c/a=1.08. Como las tablas de la PCA no presentan valores para estas relaciones, es posible realizar una aproximación a valores conocidos de la tabla ya que no hay mucha variación; por ello, se ha optado por elegir las que corresponden a relaciones de lados b/a=1.5 (*) y c/a=1.0 (*), porque proporcionan coeficientes más conservadores. No es posible la interpolación de valores ya que los coeficientes están dados para diferentes pares de relaciones de longitudes (b/a, c/a).

(*) Tablas mostradas en el capítulo III de la PCA, pagina 3-43.

A continuación, se presenta la tabla de la PCA, caso 4, con la indicación de las dimensiones corregidas del tanque imhoff:

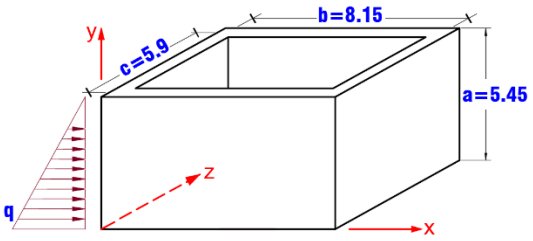
CASO 4

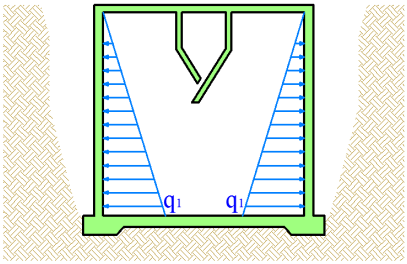
BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS

$$Mx, y, z = Coef\ x \frac{q\ a^2}{1000}$$

$$\frac{b}{a} = 1.5 \qquad \frac{c}{a} = 1.0$$





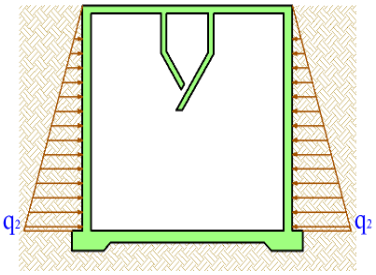


Tabla 147: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (PCA)

		COEFICIENTES PARA Mx						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Mxy					
		Esq	0.1b 0.9b	0.2b 0.8b	0.3b 0.7b	0.4b 0.6 b	0.5b *	Esq	0.1b 0.9b	0.2b 0.8b	0.3b 0.7b	0.4b 0.6 b	0.5b	Esq	0.1b 0.9b	0.2b 0.8b	0.3b 0.7b	0.4b 0.6 b	0.5b
MURO LARGO	Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8	8	6	3	0
	0.9a	-2	1	3	4	6	6	-9	-2	1	3	4	4	2	8	8	6	3	0
	0.8a	-3	1	5	9	11	12	-17	-4	3	6	7	7	1	7	7	5	3	0
	0.7a	-5	2	8	12	15	16	-24	-5	4	8	10	10	1	5	5	3	2	0
	0.6a	-6	2	9	15	19	20	-29	-6	5	10	11	12	0	2	2	1	1	0
	0.5a **	-6	2	11	17	20	21	-32	-6	6	10	12	12	0	0	1	1	1	0
	0.4a	-6	3	10	15	18	19	-31	-5	6	9	10	11	1	3	4	3	2	0
	0.3a	-5	2	8	11	12	13	-26	-3	5	7	7	7	1	6	7	5	2	0
	0.2a	-4	0	2	1	0	0	-18	-2	3	3	3	3	1	8	8	5	3	0
	0.1a	-1	-4	-11	-16	-20	-22	-6	-1	-1	-2	-3	-3	1	7	6	4	2	0
	Borde Inf	0	-14	-32	-45	-52	-54	0	-3	-6	-9	-10	-11	0	0	0	0	0	0

(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro largo para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 272)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro largo para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 272)

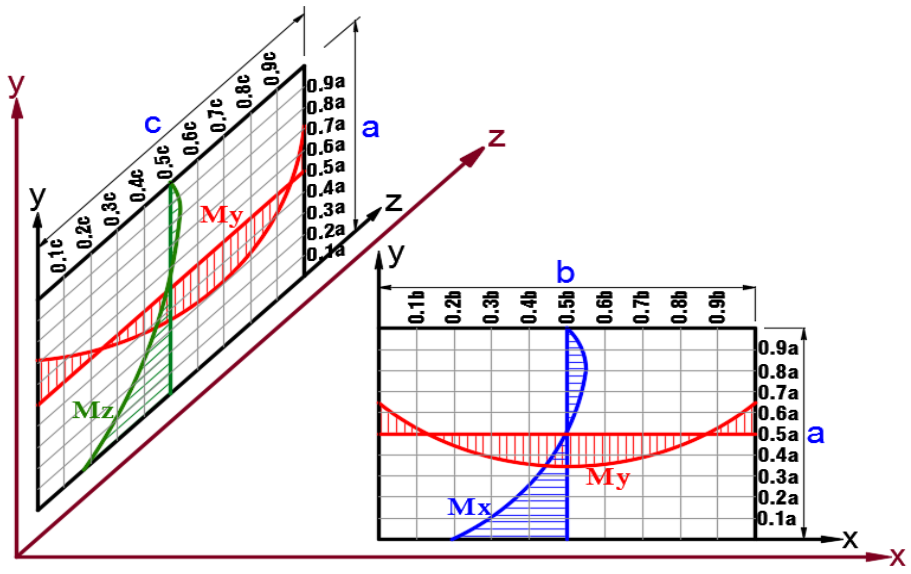
		COEFICIENTES PARA Mz						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Myz					
		Esq	0.1c 0.9c	0.2c 0.8c	0.3c 0.7c	0.4c 0.6 c	0.5c *	Esq	0.1c 0.9c	0.2c 0.8c	0.3c 0.7c	0.4c 0.6 c	0.5c	Esq	0.1c 0.9c	0.2c 0.8c	0.3c 0.7c	0.4c 0.6 c	0.5c
MURO CORTO	Borde Sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	5	4	3	0
	0.9a	-2	-1	0	1	2	2	-9	-4	0	2	3	3	2	3	5	4	2	0
	0.8a	-3	-1	1	2	3	4	-17	-7	0	4	6	7	1	3	4	4	2	0
	0.7a	-5	-2	1	4	5	6	-24	-10	0	5	8	9	1	3	3	3	2	0
	0.6a	-6	-2	2	5	7	8	-29	-11	0	7	10	11	0	2	2	2	1	0
	0.5a **	-6	-2	3	7	9	10	-32	-12	0	7	11	12	0	1	0	0	0	0
	0.4a	-6	-1	4	8	10	11	-31	-11	1	7	11	11	1	1	2	2	1	0
	0.3a	-5	0	4	7	9	10	-26	-8	2	6	9	9	1	3	4	4	2	0
	0.2a	-4	0	2	4	4	4	-18	-5	1	4	5	5	1	4	6	5	3	0
	0.1a	-1	-1	-3	-6	-8	-9	-6	-2	0	0	0	0	1	4	5	4	2	0
	Borde Inf	0	-5	-16	-26	-31	-33	0	-1	-3	-5	-6	-7	0	0	0	0	0	0

(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro corto para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 272)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro corto para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 272)

En las tablas se observan coeficientes de momentos en franjas divididas cada décima parte de los muros largos y cortos, en el caso de muros largos en el plano X-Y, y para el caso de muros cortos en el plano Y-Z (ver Fig. 272).

Figura 272: Sistema de coordenadas y distribución de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff



Los coeficientes Mx y Mz, se utilizan para el cálculo de momentos verticales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx y Mz que permiten el diseño del acero vertical se grafican

alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes valores de Y. Los coeficientes Mxy y Myz, permiten el cálculo de momentos torsores, los cuales no se presentan en las paredes del tanque cisterna ya que presentan continuidad y simetría.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada por la PCA, donde a = 5.45 m, b = 8.15 m, c = 5.90 m y la carga debido a la presión del agua q_1=5504.50 kg/m2.

$$\mathrm{Mx, y, z} = \mathrm{Coef\ x}\frac{\mathrm{q\ a^2}}{1000} = \mathrm{Coef\ x}\frac{5504.50\ \mathrm{x}\ 5.45^2}{1000} = \mathrm{Coef\ x}\ 163.50\ \mathrm{kg.m}$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje de agua y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

$Mu_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

$Mu_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 163.50 x coef = 361.34 x coef

Con esta expresión se determina los momentos máximos verticales (Mx y Mz) y horizontales (My), multiplicando por sus respectivos coeficientes presentados en la Tabla 146, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente.

Para el diseño del muro largo del tanque imhoff, en las Tablas 148 y 150 se detallan los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se grafican los diagramas de momentos y se determina el acero de refuerzo necesario.

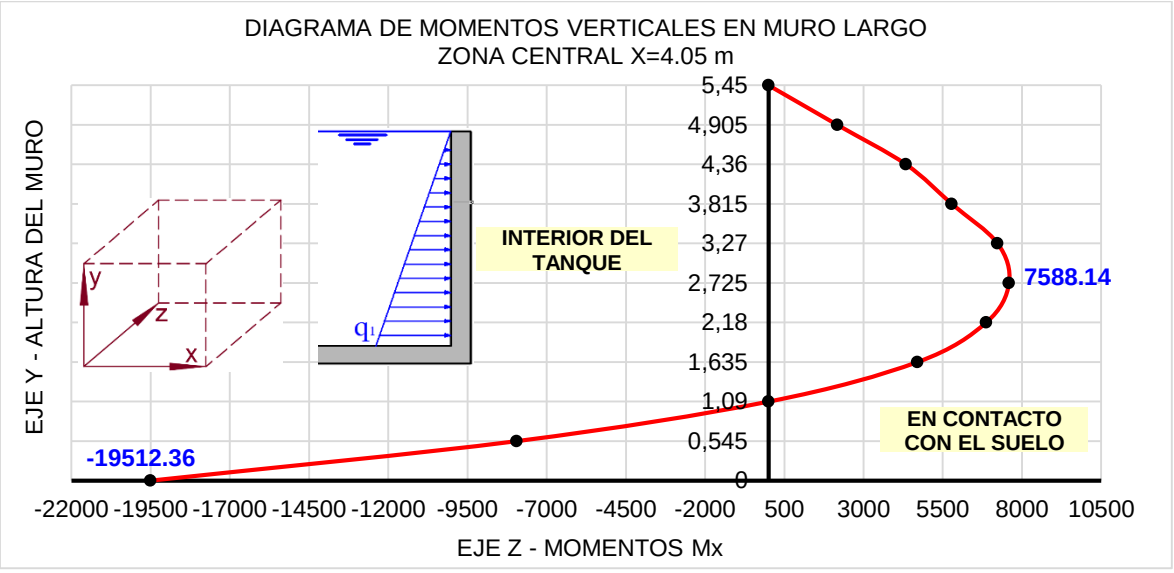
Tabla 148: Momentos Mx para el diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.63	2.45	3.26	4.075
	8.15	7.34	6.52	5.71	4.89	
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-722.68	361.34	1084.02	1445.36	2168.04	2168.04
4.360	-1084.02	361.34	1806.70	3252.06	3974.74	4336.08
3.815	-1806.70	722.68	2890.72	4336.08	5420.10	5781.44
3.270	-2168.04	722.68	3252.06	5420.10	6865.46	7226.80
2.725	-2168.04	722.68	3974.74	6142.78	7226.80	**7588.14 ***
2.180	-2168.04	1084.02	3613.40	5420.10	6504.12	6865.46
1.635	-1806.70	722.68	2890.72	3974.74	4336.08	4697.42
1.090	-1445.36	0.00	722.68	361.34	0.00	0.00
0.545	-361.34	-1445.36	-3974.74	-5781.44	-7226.80	-7949.48
0.000	0.00	-5058.76	-11562.88	-16260.30	-18789.68	**-19512.36 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 148 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte central del muro para X = 4.075 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 273, y donde se observa que el momento flector en la base del muro tracciona la cara interior en contacto con el agua, y hacia la parte central tracción por flexión sucede hacia la cara exterior del muro del tanque con un menor valor del que sucede en la base.

Figura 273: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 273 se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 149:

Tabla 149: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-19512.36**	**7588.14**	**Kg-m**
	ku	16.88	6.56	
Cuantía requerida	ρ	0.0047	0.0019	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0025	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0047**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.98**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

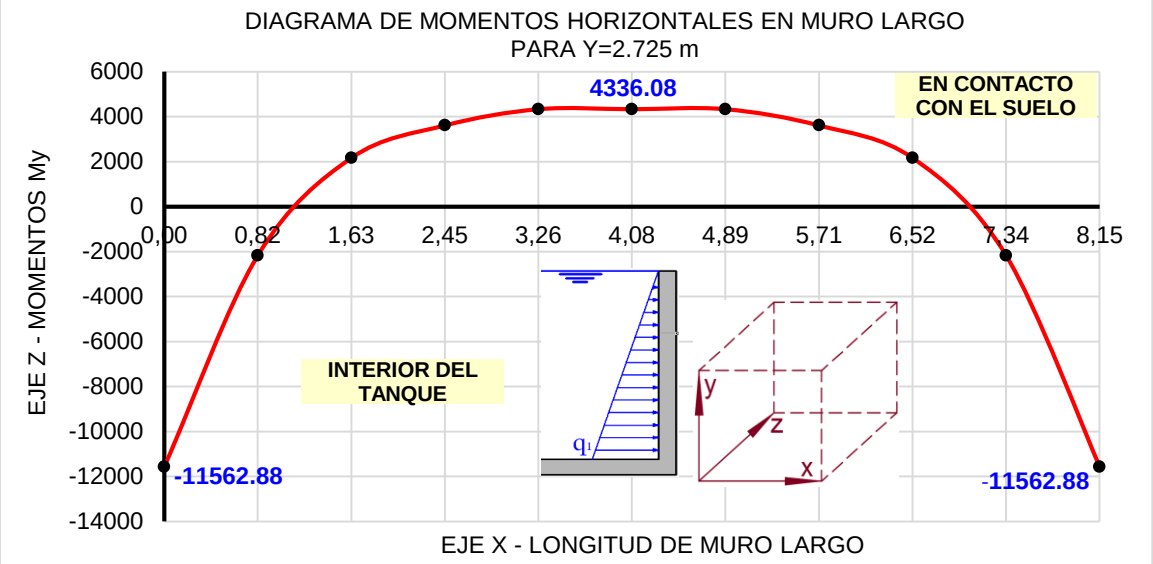
Tabla 150: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.15	0.82 / 7.34	1.63 / 6.52	2.45 / 5.71	3.26 / 4.89	4.075
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-3252.06	-722.68	361.34	1084.02	1445.36	1445.36
4.360	-6142.78	-1445.36	1084.02	2168.04	2529.38	2529.38
3.815	-8672.16	-1806.70	1445.36	2890.72	3613.40	3613.40
3.270	-10478.86	-2168.04	1806.70	3613.40	3974.74	4336.08
2.725	**-11562.88 ***	-2168.04	2168.04	3613.40	4336.08	**4336.08 ***
2.180	-11201.54	-1806.70	2168.04	3252.06	3613.40	3974.74
1.635	-9394.84	-1084.02	1806.70	2529.38	2529.38	2529.38
1.090	-6504.12	-722.68	1084.02	1084.02	1084.02	1084.02
0.545	-2168.04	-361.34	-361.34	-722.68	-1084.02	-1084.02
0.000	0.00	-1084.02	-2168.04	-3252.06	-3613.40	-3974.74

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 150 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y= 2.725, como se ilustra a continuación en la Figura 274.

Figura 274: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 274, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 151:

Tabla 151: Diseño del acero horizontal para el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-11562.88**	**4336.08**	**Kg-m**
	ku	10.00	3.75	
Cuantía requerida	ρ	0.0028	0.0010	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0037	0.0013	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**11.22**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

De la misma manera que para el muro largo, se procede a graficar los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) en el muro corto. Para ello en las Tablas 152 y 154 se detallan los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se determinará el acero de refuerzo necesario para el muro corto.

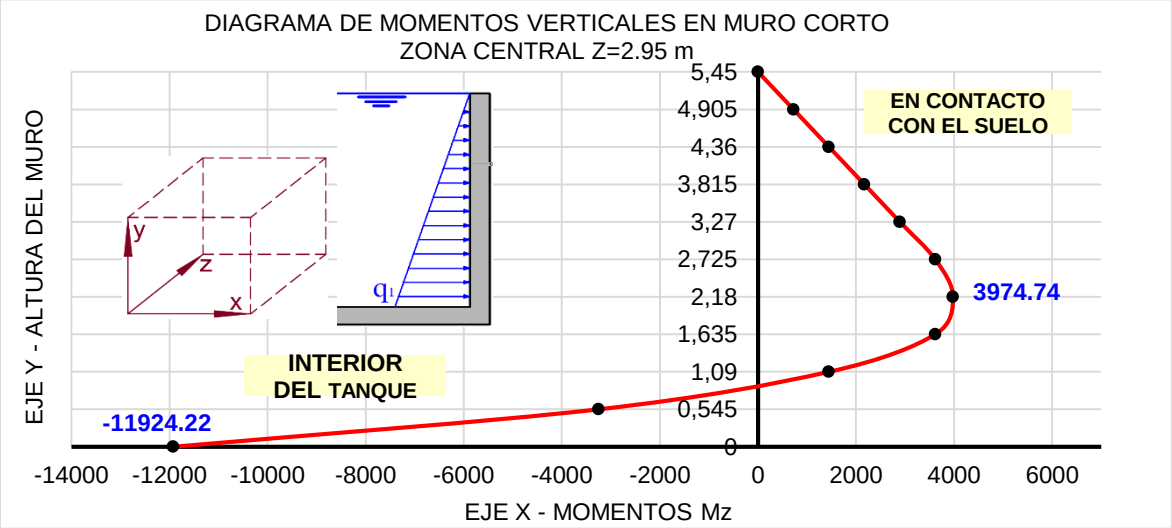
Tabla 152: Momentos Mz para el diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS Mz – Muro corto						
z / y	0.00 / 5.90	0.59 / 5.31	1.18 / 4.72	1.77 / 4.13	2.36 / 3.54	2.95
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-722.68	-361.34	0.00	361.34	722.68	722.68
4.360	-1084.02	-361.34	361.34	722.68	1084.02	1445.36
3.815	-1806.70	-722.68	361.34	1445.36	1806.70	2168.04
3.270	-2168.04	-722.68	722.68	1806.70	2529.38	2890.72
2.725	-2168.04	-722.68	1084.02	2529.38	3252.06	3613.40
2.180	-2168.04	-361.34	1445.36	2890.72	3613.40	**3974.74 ***
1.635	-1806.70	0.00	1445.36	2529.38	3252.06	3613.40
1.090	-1445.36	0.00	722.68	1445.36	1445.36	1445.36
0.545	-361.34	-361.34	-1084.02	-2168.04	-2890.72	-3252.06
0.000	0.00	-1806.70	-5781.44	-9394.84	-11201.54	**-11924.22 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 152 se observa momentos verticales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para Z=2.95 m, como se ilustra a continuación en la Figura 275.

Figura 275: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 275 se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 153:

Tabla 153: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-11924.22**	**3974.74**	**Kg-m**
	ku	10.32	3.44	
Cuantía requerida	ρ	0.0028	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0037	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**11.22**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

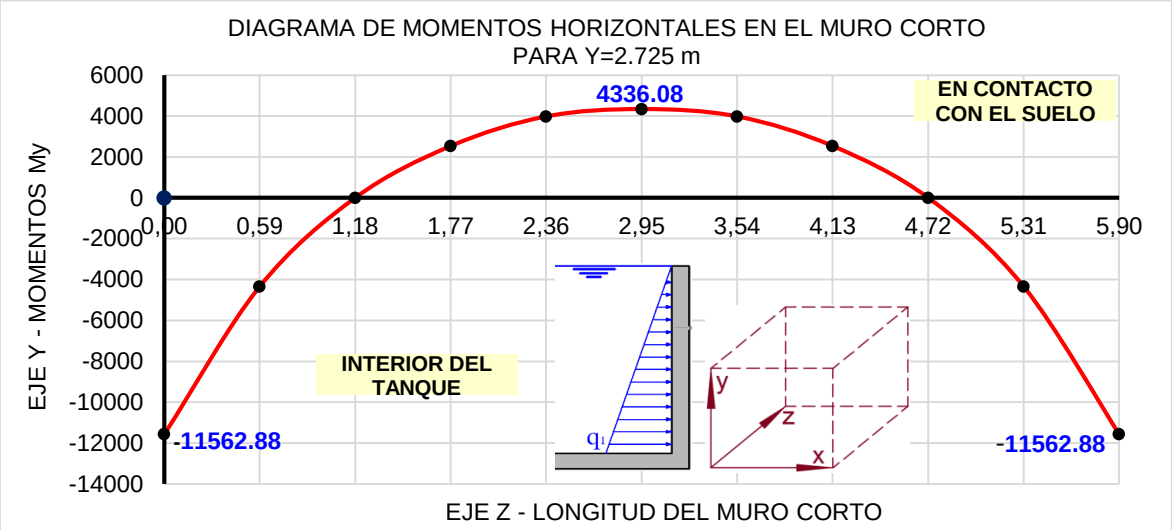
Tabla 154: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS My – Muro corto						
z / y	0.00 / 5.90	0.59 / 5.31	1.18 / 4.72	1.77 / 4.13	2.36 / 3.54	2.95
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-3252.06	-1445.36	0.00	722.68	1084.02	1084.02
4.360	-6142.78	-2529.38	0.00	1445.36	2168.04	2529.38
3.815	-8672.16	-3613.40	0.00	1806.70	2890.72	3252.06
3.270	-10478.86	-3974.74	0.00	2529.38	3613.40	3974.74
2.725	**-11562.88 ***	-4336.08	0.00	2529.38	3974.74	**4336.08 ***
2.180	-11201.54	-3974.74	361.34	2529.38	3974.74	3974.74
1.635	-9394.84	-2890.72	722.68	2168.04	3252.06	3252.06
1.090	-6504.12	-1806.70	361.34	1445.36	1806.70	1806.70
0.545	-2168.04	-722.68	0.00	0.00	0.00	0.00
0.000	0.00	-361.34	-1084.02	-1806.70	-2168.04	-2529.38

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 154 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 2.725 m, como se ilustra a continuación en la Figura 276.

Figura 276: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 276 se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 155:

Tabla 155: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-11562.88**	**4336.08**	**Kg-m**
Índice de ref.	ku	10.00	3.75	Kg/cm2
Cuantía requerida	ρ	0.0028	0.0010	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0037	0.0013	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.22**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.5.4.4. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 19512.36 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 5/8" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{19512.36}{1.3 \text{ x } 1.7} = 8829.12 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 17.91 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{882912}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 17.91} = 1611.02 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1611.02 + 1890) / 2 = 1750.51 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.59/2 = 5.80 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x} 17000^3}{5.80^2 \text{ x } 1750.51^3} = 13.6 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 11562.88 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{11562.88}{1.3 \text{ x } 1.7} = 5232.07 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{523207}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 13.97} = 1223.93 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1223.93 + 1890) / 2 = 1556.96 kg/cm2

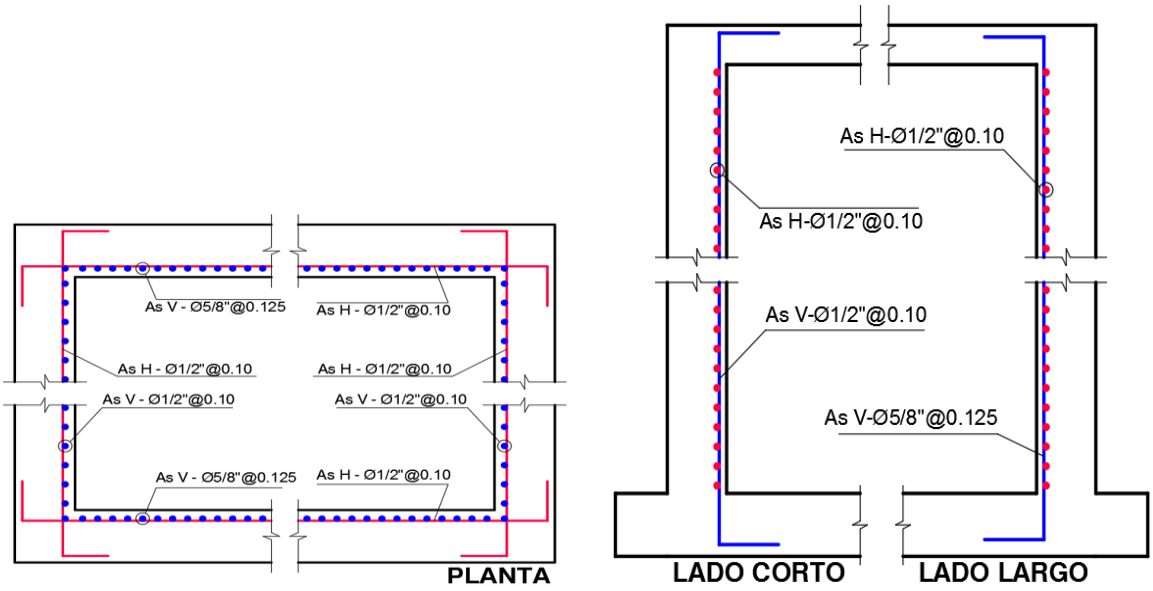
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z= 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1556.96^3} = 20.5 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 277: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según la PCA



4.5.4.5. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del tanque imhoff, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 278), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Vl-máx) se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta, debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vl-máx = Cs x q_{u1} x a = 0.24 x 9357.65 x 5.45 = 12239.81 kg

Nu = 1.65 x 12239.81 kg = 20195.69 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{20195.69}{0.9\ x\ 4200} = 5.34\ cm2$$

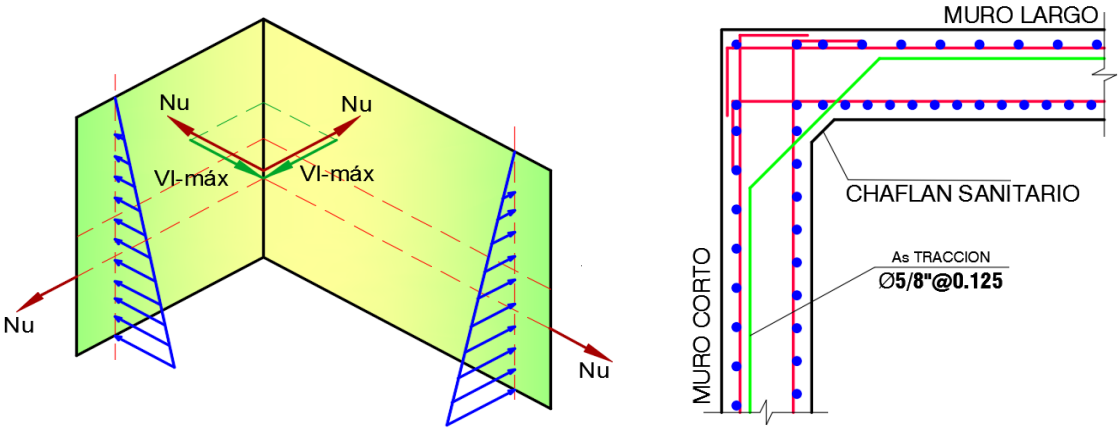
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior:

As = As flexión + As tracción = 11.22 + 5.34/2 = 13.89 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 34 = 11.22 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero que utilizamos es el acero requerido de 13.89 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.125 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 278: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según la PCA



4.5.4.6. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga nº 02

El diseño por flexión para los muros del tanque para la condición de carga 01, sirve para calcular el refuerzo interior del muro, la cara que se encuentra en contacto con el agua, dado que suceden los máximos momentos flectores hacia esa zona. Pero el tanque no solo estará soportando dichas cargas, pues en cierto momento soportara el empuje del relleno, situación en donde los máximos momentos ocurren en la cara de los muros en contacto con el suelo, por lo cual se realiza el diseño de los muros para la condición de carga 02.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada por la PCA, donde a = 5.45 m, b = 8.15 m, c = 5.90 m y la carga debido a la presión del suelo q_2=2710.18 kg/m2.

$$\text{Mx, y, z} = \frac{\text{Coef x q2 x a}^2}{1000} = \frac{\text{Coef x 2710.18 x 5.45}^2}{1000} = 80.50 \text{ x Coef}$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7, por efectos de empuje del suelo y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3; de la siguiente manera:

$Mu_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

$Mu_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 80.50 x coef = 177.91 x coef

Con esta expresión se determinan los momentos máximos verticales (Mx y Mz) y horizontales (My), multiplicando por los mismos coeficientes presentados en la Tabla 146, debido a que las condiciones de borde se mantienen y solo cambia la dirección y valor de la carga.

En las Tablas 156 y 158 se detallan los momentos máximos verticales (Mx) y horizontales (My) respectivamente con los cuales se grafican los diagramas de momentos flectores y se diseña el acero de refuerzo necesario en el muro largo para la condición de carga 02.

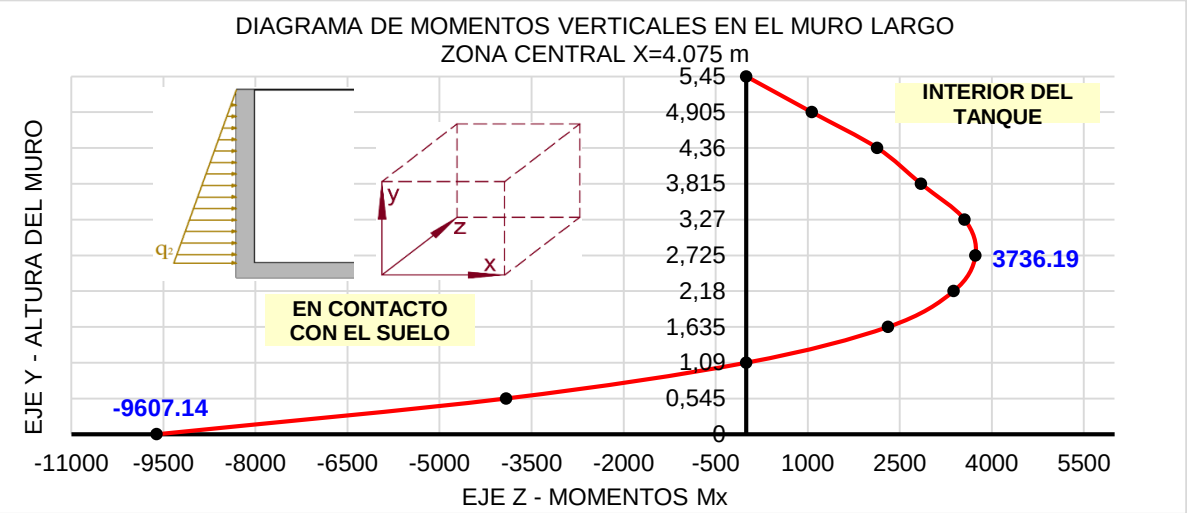
Tabla 156: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.15	0.82 / 7.34	1.63 / 6.52	2.45 / 5.71	3.26 / 4.89	4.075
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-355.82	177.91	533.73	711.64	1067.46	1067.46
4.360	-533.73	177.91	889.55	1601.19	1957.01	2134.92
3.815	-889.55	355.82	1423.28	2134.92	2668.65	2846.56
3.270	-1067.46	355.82	1601.19	2668.65	3380.29	3558.20
2.725	-1067.46	355.82	1957.01	3024.47	3558.20	**3736.11 ***
2.180	-1067.46	533.73	1779.10	2668.65	3202.38	3380.29
1.635	-889.55	355.82	1423.28	1957.01	2134.92	2312.83
1.090	-711.64	0.00	355.82	177.91	0.00	0.00
0.545	-177.91	-711.64	-1957.01	-2846.56	-3558.20	-3914.02
0.000	0.00	-2490.74	-5693.12	-8005.95	-9251.32	**-9607.14 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 156 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X=4.075 m, como se ilustra a continuación en la Figura 279.

Figura 279: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 279, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 157:

Tabla 157: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-9607.14**	**3736.19**	**Kg-m**
	ku	8.31	3.23	
Cuantía requerida	ρ	0.0023	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0031	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0031 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**10.54**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

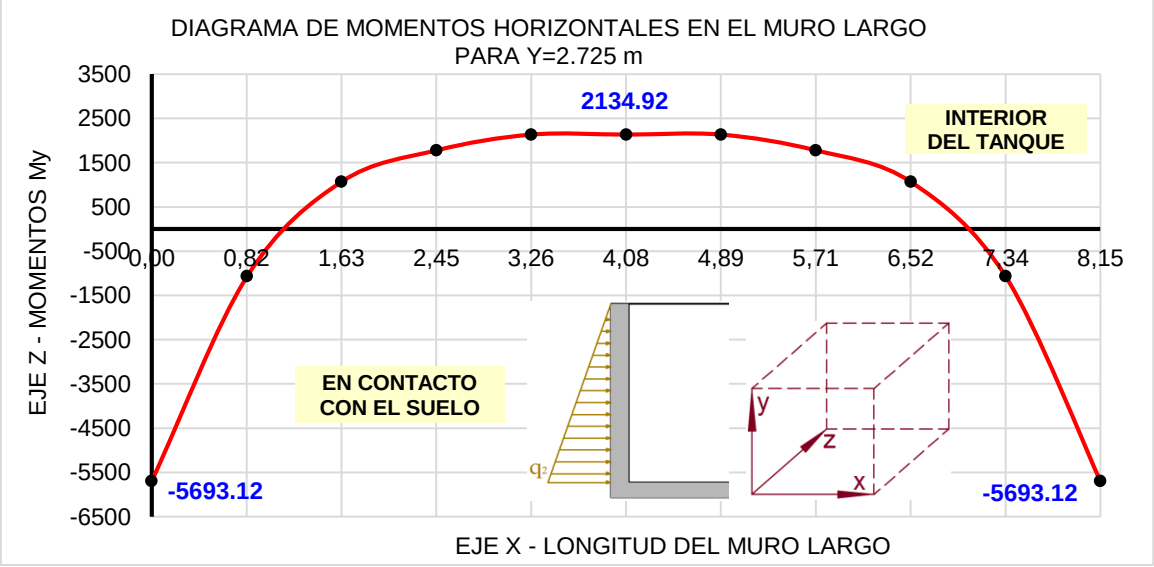
Tabla 158: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.63	2.45	3.26	4.075
	8.15	7.34	6.52	5.71	4.89	
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-1601.19	-355.82	177.91	533.73	711.64	711.64
4.360	-3024.47	-711.64	533.73	1067.46	1245.37	1245.37
3.815	-4269.84	-889.55	711.64	1423.28	1779.10	1779.10
3.270	-5159.39	-1067.46	889.55	1779.10	1957.01	2134.92
2.725	**-5693.12 ***	-1067.46	1067.46	1779.10	2134.92	**2134.92 ***
2.180	-5515.21	-889.55	1067.46	1601.19	1779.10	1957.01
1.635	-4625.66	-533.73	889.55	1245.37	1245.37	1245.37
1.090	-3202.38	-355.82	533.73	533.73	533.73	533.73
0.545	-1067.46	-177.91	-177.91	-355.82	-533.73	-533.73
0.000	0.00	-533.73	-1067.46	-1601.19	-1779.10	-1957.01

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 158 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.725 m, como se ilustra a continuación en la Figura 280.

Figura 280: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 280, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 159:

Tabla 159: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-5693.12**	**2134.92**	**Kg-m**
	ku	4.92	1.85	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

De la misma manera que para el muro largo, se procede a graficar los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) en el muro corto. Para ello en las Tablas 160 y 162 se muestran los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se diseñará el acero de refuerzo para el muro corto.

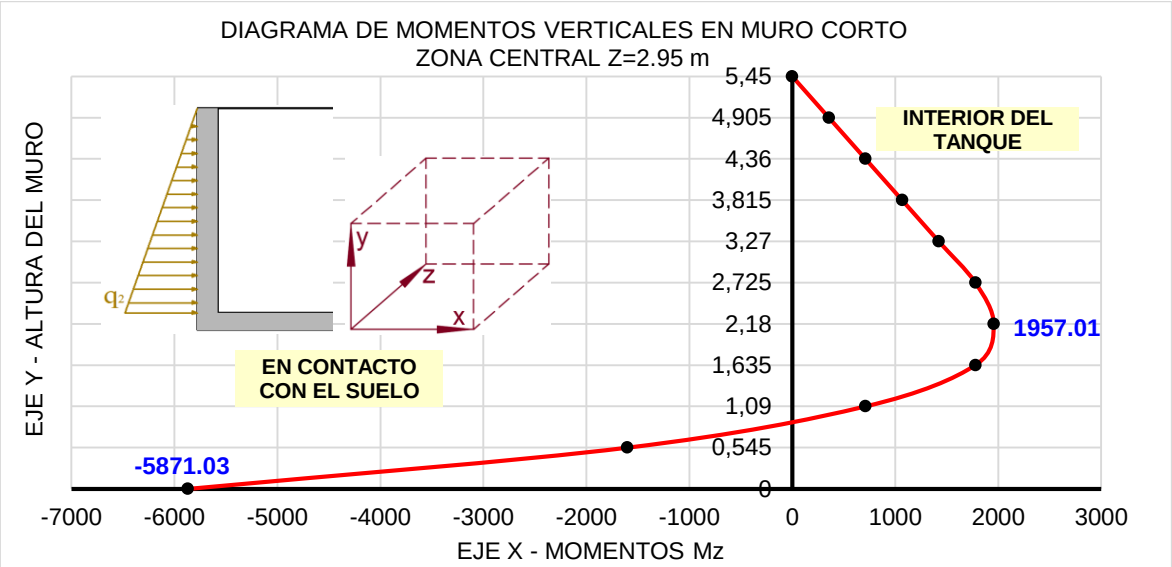
Tabla 160: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS Mz – Muro corto						
z / y	0.00 / 5.90	0.59 / 5.31	1.18 / 4.72	1.77 / 4.13	2.36 / 3.54	2.95
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-355.82	-177.91	0.00	177.91	355.82	355.82
4.360	-533.73	-177.91	177.91	355.82	533.73	711.64
3.815	-889.55	-355.82	177.91	711.64	889.55	1067.46
3.270	-1067.46	-355.82	355.82	889.55	1245.37	1423.28
2.725	-1067.46	-355.82	533.73	1245.37	1601.19	1779.10
2.180	-1067.46	-177.91	711.64	1423.28	1779.10	**1957.01 ***
1.635	-889.55	0.00	711.64	1245.37	1601.19	1779.10
1.090	-711.64	0.00	355.82	711.64	711.64	711.64
0.545	-177.91	-177.91	-533.73	-1067.46	-1423.28	-1601.19
0.000	0.00	-889.55	-2846.56	-4625.66	-5515.21	**-5871.03 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 160 se observa momentos verticales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X=2.95 m, como ilustra a continuación en la Figura 281.

Figura 281: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 281, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 161:

Tabla 161: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-5871.03**	**1957.01**	**Kg-m**
	ku	5.08	1.69	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0017	0.0007	
Cuantía mínima	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

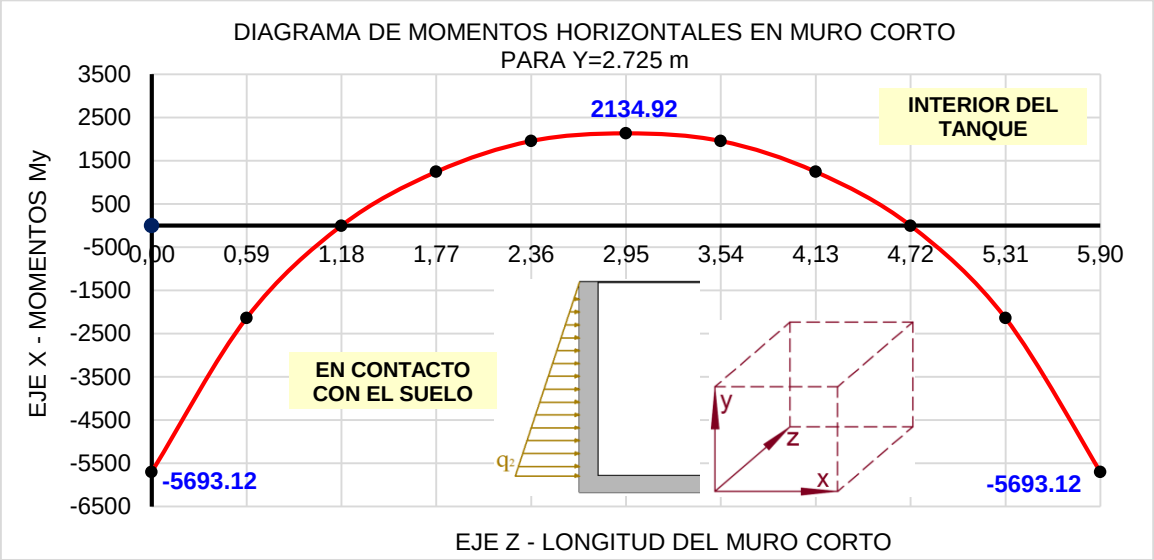
Tabla 162: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS My – Muro corto						
z / y	0.00 / 5.90	0.59 / 5.31	1.18 / 4.72	1.77 / 4.13	2.36 / 3.54	2.95
5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-1601.19	-711.64	0.00	355.82	533.73	533.73
4.360	-3024.47	-1245.37	0.00	711.64	1067.46	1245.37
3.815	-4269.84	-1779.10	0.00	889.55	1423.28	1601.19
3.270	-5159.39	-1957.01	0.00	1245.37	1779.10	1957.01
2.725	**-5693.12 ***	-2134.92	0.00	1245.37	1957.01	**2134.92 ***
2.180	-5515.21	-1957.01	177.91	1245.37	1957.01	1957.01
1.635	-4625.66	-1423.28	355.82	1067.46	1601.19	1601.19
1.090	-3202.38	-889.55	177.91	711.64	889.55	889.55
0.545	-1067.46	-355.82	0.00	0.00	0.00	0.00
0.000	0.00	-177.91	-533.73	-889.55	-1067.46	-1245.37

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 162 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.725 m, como se ilustra a continuación en la Figura 282.

Figura 282: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 282, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra en la Tabla 163:

Tabla 163: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-5693.12**	**2134.92**	**Kg-m**
	ku	4.92	1.85	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo escogido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.5.4.7. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 9607.14 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{9607.14}{1.3 \text{ x } 1.7} = 4347.12 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{434712}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 13.97} = 1016.91 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1016.91 + 1890) / 2 = 1453.46 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z= 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1453.46^3} = 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{ es correcto}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 5693.12 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{5693.12}{1.3 \text{ x } 1.7} = 2576.07 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 11.43 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{257607}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 11.43} = 736.53 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(736.53 + 1890) / 2 = 1313.26 kg/cm2

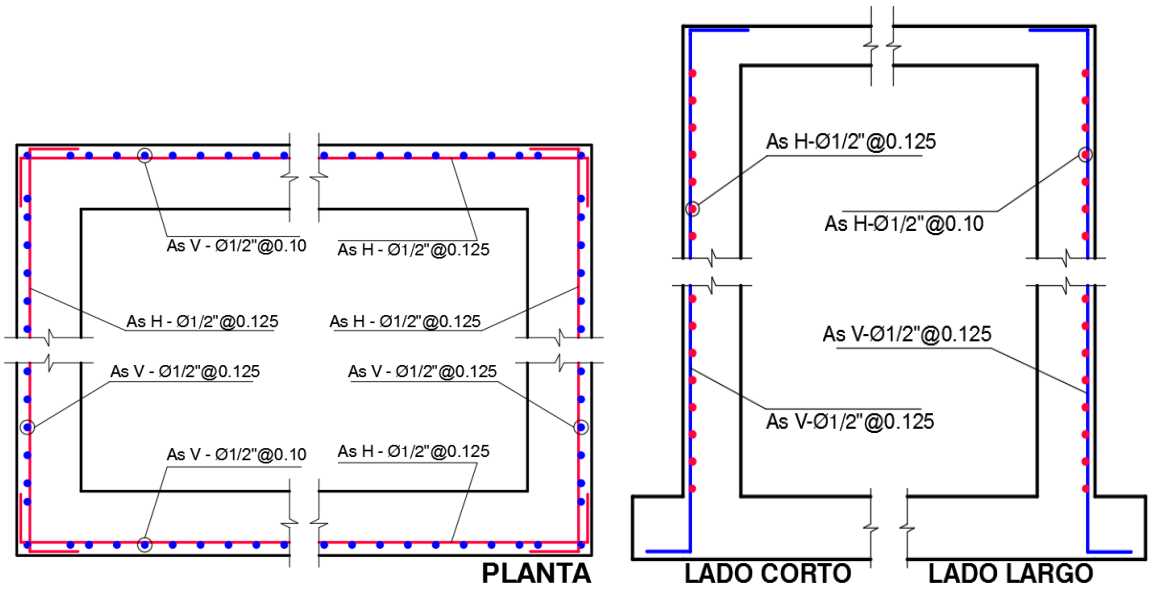
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1313.26^3} = 34 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{es correcto}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

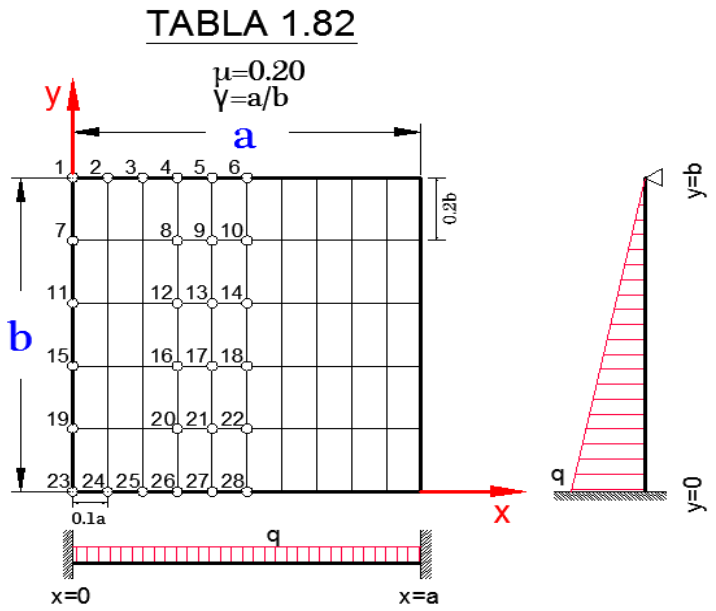
Figura 283: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según la PCA



4.5.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE BARES

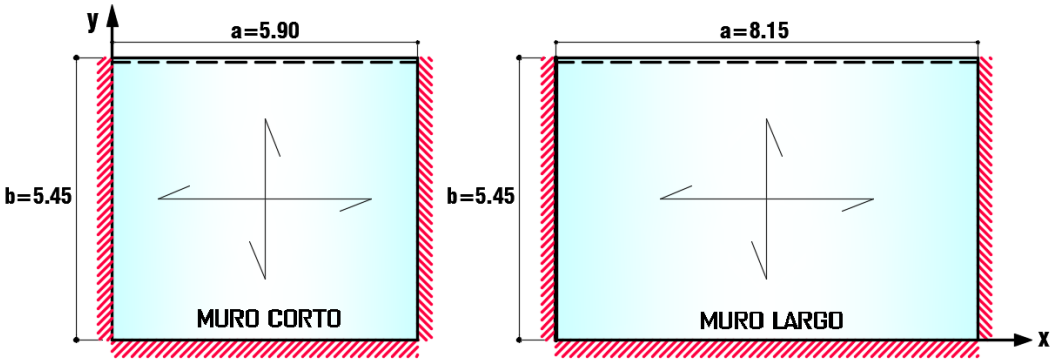
Al igual que el caso anterior y de acuerdo a la Figura 265, las condiciones de apoyo para el tanque imhoff se consideran simplemente apoyado en el borde superior y empotrados en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual elegimos la Tabla 1.82 de la publicación de Richard Bares.

Figura 284: Esquema de la Tabla 1.82 de Bares para el diseño de las paredes del tanque imhoff



De acuerdo al eje de coordenadas y nomenclatura de la Tabla 1.82 de Bares, las dimensiones de las paredes del tanque imhoff se presentan en la Figura 285, con los cuales se determinan las relaciones de longitudes para la pared larga y pared corta, de la siguiente manera:

Figura 285: Dimensiones de las paredes del tanque imhoff según nomenclatura de la tabla de Bares



	MURO LARGO	MURO CORTO
Dirección X: Ancho de la pared Dirección Y: Altura de la pared	a = 8.15 m b = 5.45 m	a = 5.90 m b = 5.45 m
Relación de longitudes	**a/b = 1.495**	**a/b = 1.08**

4.5.5.1. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 01

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 164, los cuales corresponden a la Tabla 1.82 de Bares. Para ingresar a esta tabla es necesario definir la relación de longitudes ancho/alto (a/b) para cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el tanque imhoff que se diseña, las paredes tienen las siguientes dimensiones: para el lado largo a=8.15 m, para el lado corto a=5.90 m y una altura b=5.45 m, obteniéndose de esta manera relaciones a/b=1.495 para el lado largo y a/b=1.08 para el lado corto. Como la tabla de Bares no presenta valores para estas relaciones, haciendo un análisis de variación, optamos por aproximar dichos valores a a/b=1.5 y a/b=1.0, porque presentan una variación mínima que no afecta los resultados.

A continuación, se presenta la Tabla 1.82 para el cálculo de momentos, cuya presentación en la publicación de Bares es la siguiente:

Tabla 164: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (BARES)

a/b	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	3	F.m.
Mx7	-0.0160	-0.0168	-0.0205	-0.0139	-0.00803	-0.00218	-0.00161	
Mx8	0.0048	0.0044	0.0058	0.0041	0.00257	0.00150	0.00058	
Mx9	0.0080	0.0072	0.0092	0.0060	0.00315	0.00155	0.00051	
Mx10	0.0080	0.0084	0.0104	0.0067	0.00328	0.00152	0.00049	
Mx11	-0.0336	-0.0328	-0.0382	-0.0245	-0.01335	-0.00724	-0.00258	
Mx12	0.0096	0.0092	0.0108	0.0073	0.00430	0.00242	0.00090	
Mx13	0.0144	0.0148	0.0169	0.0104	0.00510	0.00245	0.00080	
Mx14	0.0176	0.0162	0.0189	0.0114	0.00527	0.00240	0.00077	
Mx15	-0.0496	-0.0456	-0.0466	-0.0269	-0.01340	-0.00700	-0.00244	qa^2
Mx16	0.0128	0.0128	0.0137	0.0081	0.00421	0.00222	0.00079	
Mx17	0.0224	0.0204	0.0200	0.0110	0.00475	0.00215	0.00068	
Mx18	0.0256	0.0228	0.0220	0.0119	0.00483	0.00210	0.00065	
Mx19	-0.0608	-0.0408	-0.0326	-0.0159	-0.00688	-0.00343	-0.00112	
Mx20	0.0160	0.0120	0.0095	0.0044	0.00155	0.00055	0.00006	
Mx21	0.0272	0.0172	0.0128	0.0054	0.00146	0.00038	-0.00002	
Mx22	0.0304	0.0188	0.0137	0.0057	0.00142	0.00030	-0.00004	
My8	0.0001	0.0002	0.0010	0.0030	0.0085	0.0127	0.0169	
My9	0.0001	0.0004	0.0015	0.0040	0.0106	0.0150	0.0183	
My10	0.0001	0.0005	0.0016	0.0044	0.0113	0.0158	0.0187	
My12	0.0001	0.0006	0.0025	0.0062	0.0150	0.0213	0.0273	
My13	0.0002	0.0010	0.0035	0.0082	0.0185	0.0248	0.0292	
My14	0.0002	0.0011	0.0038	0.0089	0.0196	0.0259	0.0297	
My16	0.0002	0.0013	0.0044	0.0085	0.0158	0.0203	0.0240	
My17	0.0003	0.0019	0.0058	0.0108	0.0188	0.0228	0.0251	qb^2
My18	0.0003	0.0021	0.0063	0.0116	0.0198	0.0235	0.0253	
My20	0.0003	0.0022	0.0039	0.0043	0.0027	-0.0008	-0.0017	
My21	0.0005	0.0029	0.0049	0.0050	0.0023	-0.0003	-0.0026	
My22	0.0006	0.0031	0.0052	0.0052	0.0021	-0.0007	-0.0029	
My26	-0.0023	-0.0081	-0.0153	-0.0250	-0.0417	-0.0519	-0.0606	
My27	-0.0028	-0.0100	-0.0188	-0.0302	-0.0484	-0.0576	-0.0631	
My28	-0.0030	-0.0107	-0.0200	-0.0320	-0.0505	-0.0593	-0.0637	
Rx1	-0.0012	-0.0122	-0.0306	-0.0396	-0.0448	-0.0382	-0.0248	
Rx7	0.1000	0.1010	0.1182	0.1042	0.0850	0.0650	0.0418	
Rx11	0.2000	0.2040	0.2332	0.1956	0.1513	0.1144	0.0736	
Rx15	0.3008	0.3034	0.3190	0.2450	0.1740	0.1291	0.0835	qa
Rx19	0.3772	0.2990	0.2546	0.1632	0.0985	0.0708	0.0486	
Rx23	0.1832	0.0608	0.0153	-0.0040	-0.0103	-0.0074	-0.0006	
Ry1	-0.0003	-0.0061	-0.0205	-0.0396	-0.0671	-0.0764	-0.0743	
Ry2	0.0024	-0.0102	-0.0283	-0.0396	-0.0273	0.0024	0.0499	
Ry3	0.0064	0.0056	0.0070	0.0153	0.0454	0.0716	0.0971	
Ry4	0.0092	0.0169	0.0313	0.0508	0.0834	0.0989	0.1058	qb
Ry5	0.0109	0.0237	0.0455	0.0704	0.1010	0.1081	0.1058	
Ry6	0.0114	0.0260	0.0502	0.0767	0.1061	0.1102	0.1053	
Ry23	0.0459	0.0304	0.0102	-0.0045	-0.0155	-0.0149	-0.0018	
Ry24	0.0139	0.0309	0.0475	0.0762	0.1405	0.2001	0.2862	
Ry25	0.0546	0.1052	0.1490	0.0196	0.2734	0.3255	0.3754	
Ry26	0.0835	0.0156	0.2157	0.2705	0.3424	0.3761	0.3960	qb
Ry27	0.1003	0.0186	0.2528	0.3102	0.3739	0.3944	0.3994	
Ry28	0.1058	0.1950	0.0265	0.3225	0.3828	0.3988	0.3997	
				MURO CORTO	MURO LARGO			

Los coeficientes Mx, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes

valores de Y. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos verticales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero vertical se grafican alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. La tabla también nos muestra coeficientes Rx y Ry, los cuales nos permiten el cálculo de cortantes, pero como podemos observar son menores al de la PCA, por consiguiente, las cortantes últimas serían menores al cortante resistente, por tanto, no es necesario verificar por corte con esta metodología.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde para el muro largo a=8.15 m, para el muro corto a=5.90, la altura b=5.45 m y la carga debido a la presión del agua q_1=5504.50 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque cisterna a=8.15 m, b=5.45 m y q_1=5504.50 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 8.15^2 = 808026.06 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 5.45^2= 361329.28 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 164, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

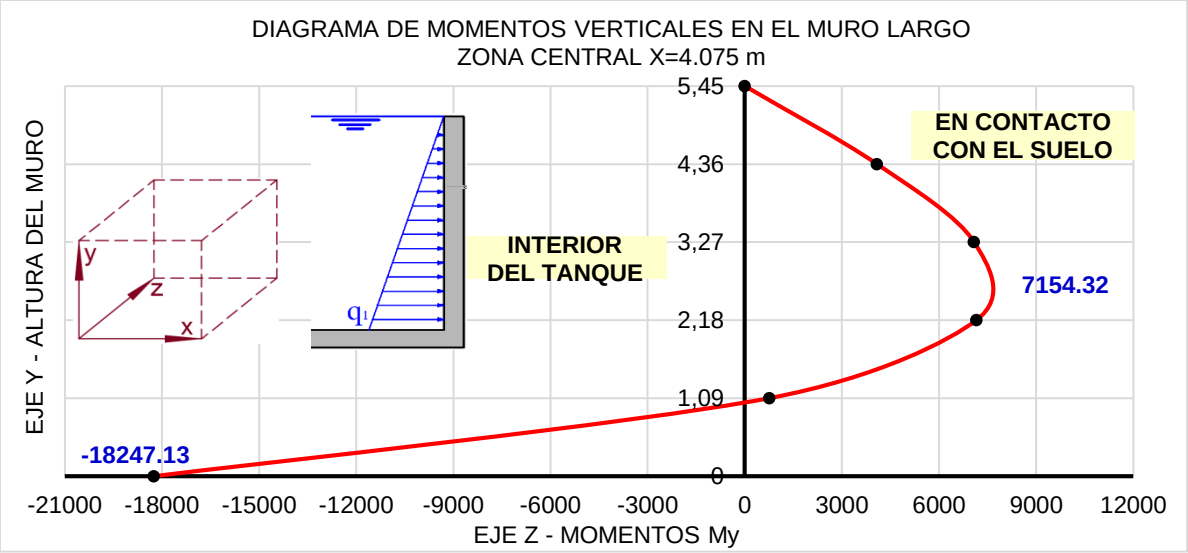
Tabla 165: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.63	2.45	3.26	4.075
	8.15	7.34	6.52	5.71	4.89	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	3071.30	3830.09	4083.02
3.27	0	0	0	5419.94	6684.59	7082.05
2.18	0	0	0	5709.00	6792.99	**7154.32 ***
1.09	0	0	0	975.59	831.06	758.79
0.00	0	0	0	-15067.43	-17488.34	**-18247.13 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 165 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 4.075 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 286.

Figura 286: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos, del diagrama de momentos flectores de la Figura 286, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 166:

Tabla 166: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-18247.13**	**7154.32**	**Kg-m**
	ku	15.78	6.19	
Cuantía requerida	ρ	0.0043	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	-	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0043**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**14.62**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.136	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 1/2”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

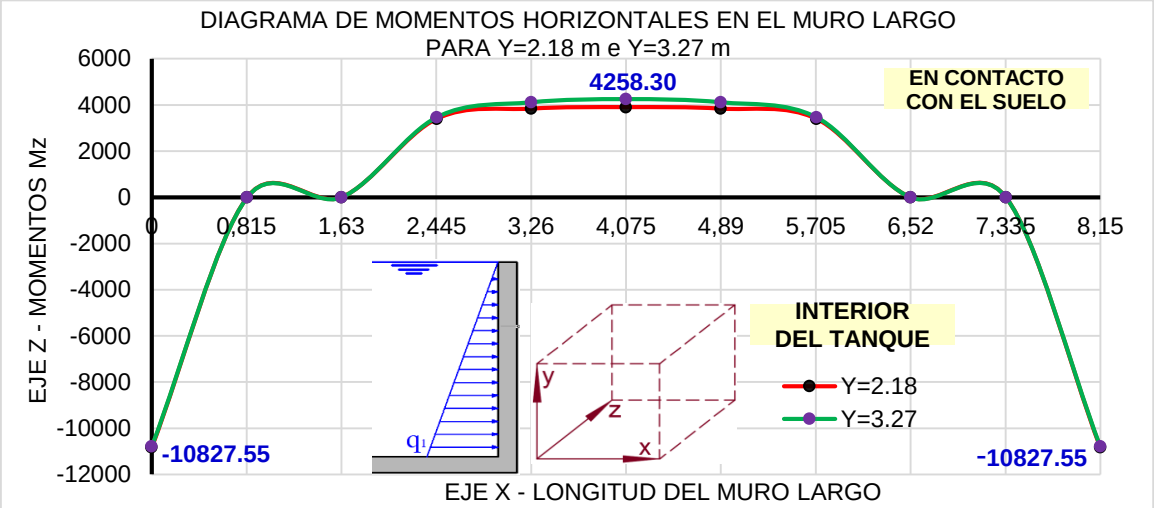
Tabla 167: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.15	0.82 / 7.34	1.63 / 6.52	2.45 / 5.71	3.26 / 4.89	4.075
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	-6488.45	0	0	2076.63	2545.28	2650.33
3.27	-10787.15	0	0	3474.51	4120.93	**4258.30 ***
2.18	**-10827.55 ***	0	0	3401.79	3838.12	3902.77
1.09	-5559.22	0	0	1252.44	1179.72	1147.40
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 167 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 287.

Figura 287: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 287, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 168:

Tabla 168: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-10827.55**	**4258.30**	**Kg-m**
	ku	9.37	3.68	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0033	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**11.22**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro corto del tanque imhoff a=5.90 m, b=5.45 m y q_1=5504.50 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 5.90^2 = 423461.74 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 5.45^2= 361329.28 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 164, y se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

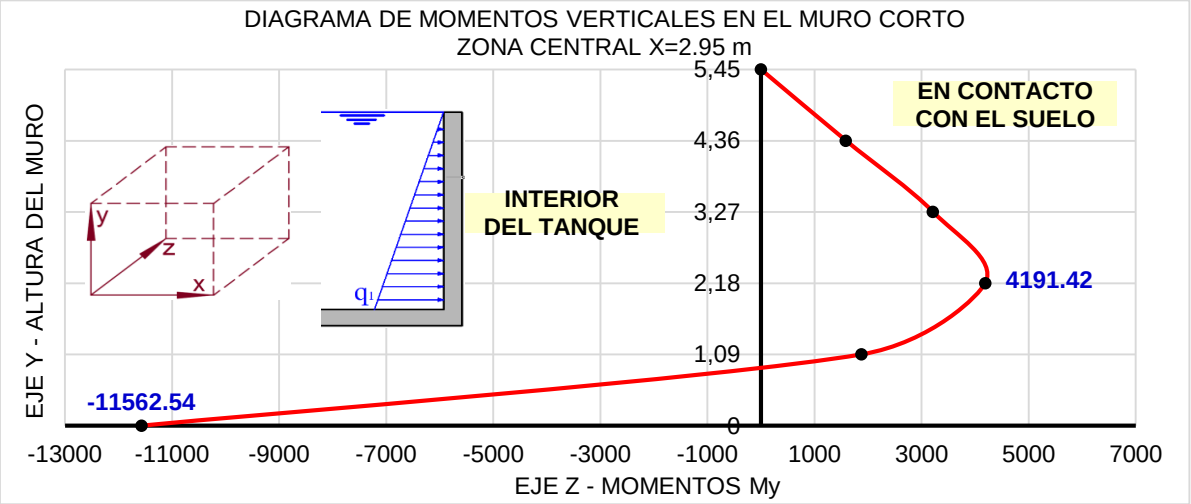
Tabla 169: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS My – Muro corto						
x / y	0.00	0.59	1.18	1.77	2.36	2.95
	5.90	5.31	4.72	4.13	3.54	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	1083.99	1445.32	1589.85
3.27	0	0	0	2240.24	2962.90	3215.83
2.18	0	0	0	3071.30	3902.36	**4191.42 ***
1.09	0	0	0	1553.72	1806.65	1878.91
0.00	0	0	0	-9033.23	-10912.14	**-11562.54 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 169 se observa se observa momentos verticales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 2.95 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 288.

Figura 288: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 288, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 170:

Tabla 170: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-11562.54**	**4191.42**	**Kg-m**
	ku	10.00	3.63	
Cuantía requerida	ρ	0.0028	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0037	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**11.22**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

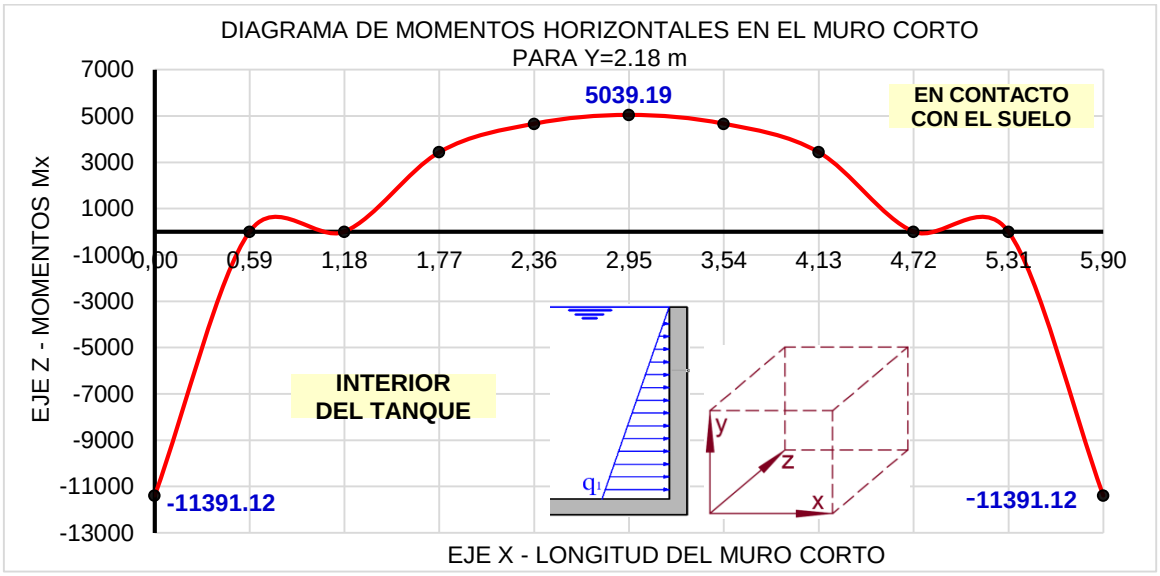
Tabla 171: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro corto						
x / y	0.00	0.59	1.18	1.77	2.36	2.95
	5.90	5.31	4.72	4.13	3.54	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	-5886.12	0	0	1736.19	2540.77	2837.19
3.27	-10374.81	0	0	3091.27	4404.00	4827.46
2.18	**-11391.12 ***	0	0	3430.04	4658.08	**5039.19 ***
1.09	-6733.04	0	0	1863.23	2286.69	2413.73
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque cisterna

En la Tabla 171 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 289.

Figura 289: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 289, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 172:

Tabla 172: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-11391.12**	**5039.19**	**Kg-m**
	ku	9.85	4.36	
Cuantía requerida	ρ	0.0027	0.0012	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0036	0.0016	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**11.22**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	13.97	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.5.5.2. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 18247.13 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 5/8" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathrm{Ms} = \frac{\mathrm{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{18247.13}{1.3 \text{ x } 1.7} = 8256.62 \text{ kg} - \mathrm{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 17.91 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{825662}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 17.91} = 1506.56 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1583.48 + 1890) / 2 = 1698.28 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.59/2 = 5.80 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.80^2 \text{ x } 1698.28^3} = 14.9 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 10827.51 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{10827.51}{1.3 \text{ x } 1.7} = 4899.33 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{489933}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 13.97} = 1146.09 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1146.09 + 1890) / 2 = 1518.05 kg/cm2

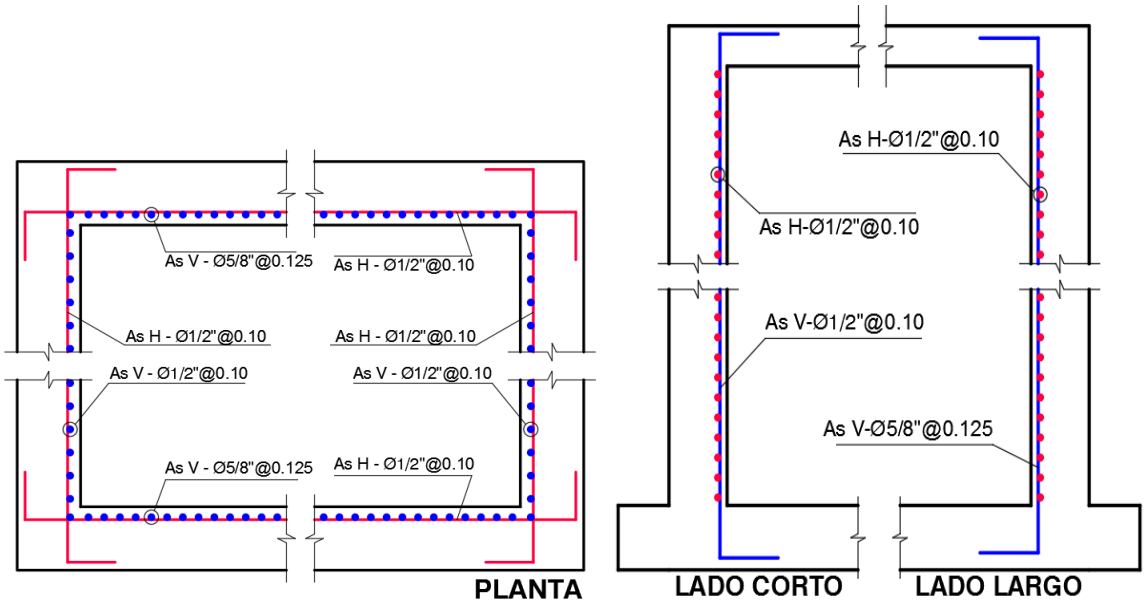
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1518.05^3} = 22 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas

Figura 290: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según Bares



4.5.5.3. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 291), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Rx-15), se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Rx = Nu = coef x q_{u1} x a = 0.174 x 5504.50 x 8.15 = 7805.93 kg

Nu = 1.65 x 7805.93 = 12879.79 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{12879.79}{0.9\ x\ 4200} = 3.41\ cm2$$

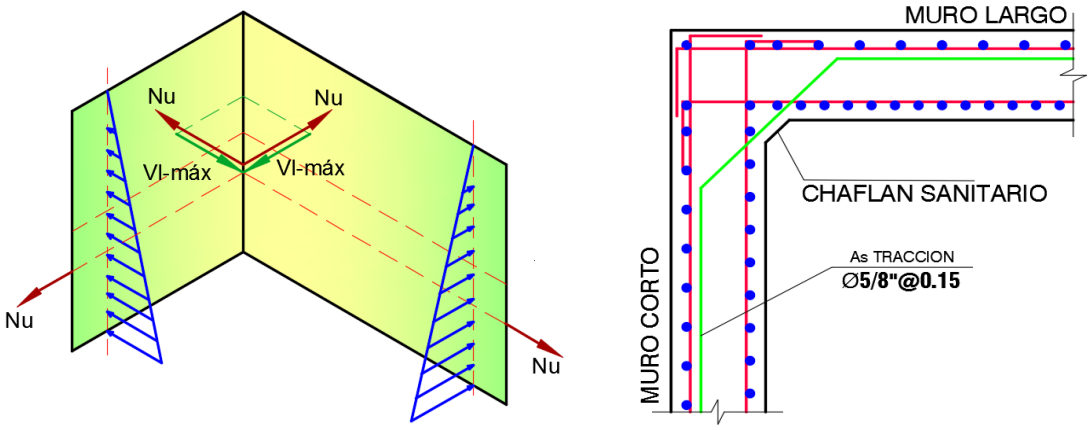
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior:

As = As flexión + As tracción = 11.22 + 3.41/2 = 12.93 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 34 = 11.22 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 12.93 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.15 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 291: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero a tracción en la unión muro-muro según Bares



4.5.5.4. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 02

Las paredes del tanque imhoff no siempre estarán sometidos a la presión del agua, habrá momentos donde tengan que soportar la presión del relleno, por ello se diseña la pared larga y la pared corta para la condición de carga 02.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde para el muro largo a=8.15 m, para el muro corto a=5.90 m, la altura b=5.45 m y la carga debido a la presión del suelo q_2=2710.18 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque cisterna a=8.15 m, b=5.45 m y q_2=2710.18 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 8.15^2 = 397837.42 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 5.45^2= 177903.06 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 164, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

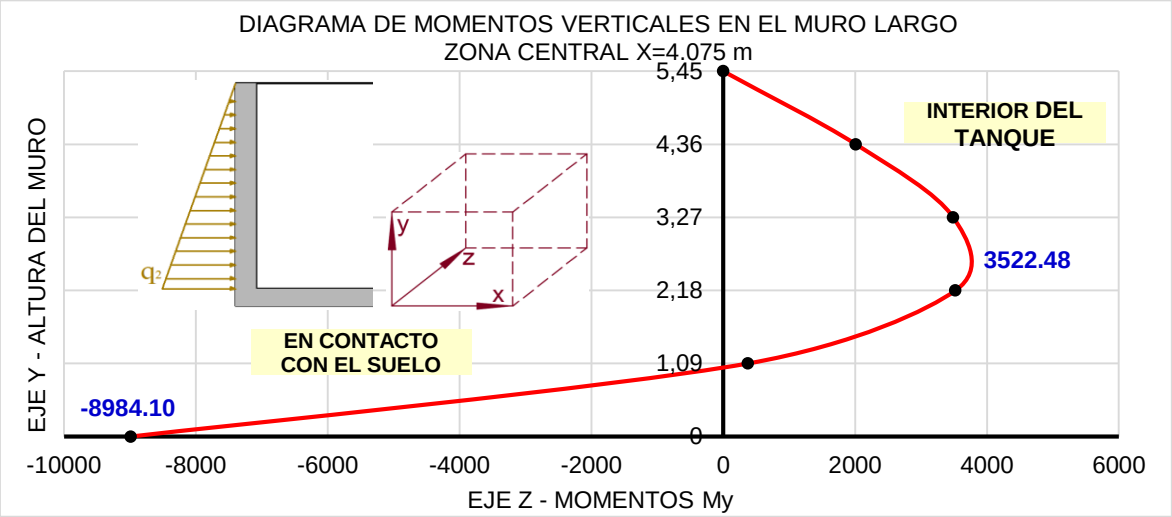
Tabla 173: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.63	2.45	3.26	4.075
	8.15	7.34	6.52	5.71	4.89	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	1512.18	1885.77	2010.30
3.27	0	0	0	2668.55	3291.21	3486.90
2.18	0	0	0	2810.87	3344.58	**3522.48 ***
1.09	0	0	0	480.34	409.18	373.60
0.00	0	0	0	-7418.56	-8610.51	**-8984.10 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 173 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 4.075 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 292.

Figura 292: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 292, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 174:

Tabla 174: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-8984.10**	**3522.48**	**Kg-m**
	ku	7.77	3.05	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0008	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0028	0.0011	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

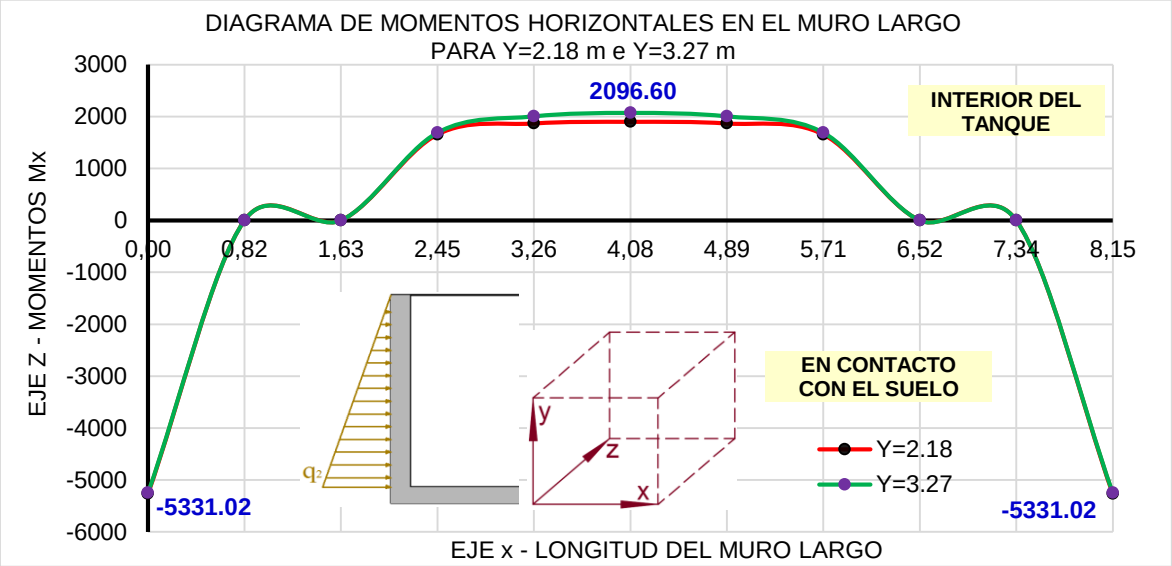
Tabla 175: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.63	2.45	3.26	4.075
	8.15	7.34	6.52	5.71	4.89	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	-3194.63	0	0	1022.44	1253.19	1304.91
3.27	-5311.13	0	0	1710.70	2028.97	2096.60 *
2.18	-5331.02 *	0	0	1674.90	1889.73	1921.55
1.09	-2737.12	0	0	616.65	580.84	564.93
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 175 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 293.

Figura 293: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 293, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra en la Tabla 176:

Tabla 176: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-5331.02**	**2096.60**	**Kg-m**
	ku	4.61	1.81	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0017	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque imhoff a=5.90 m, b=5.45 m y q_2=2710.18 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mx = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 5.90^2 = 208494.42 x coef

My = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 5.45^2= 177903.06 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 164, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

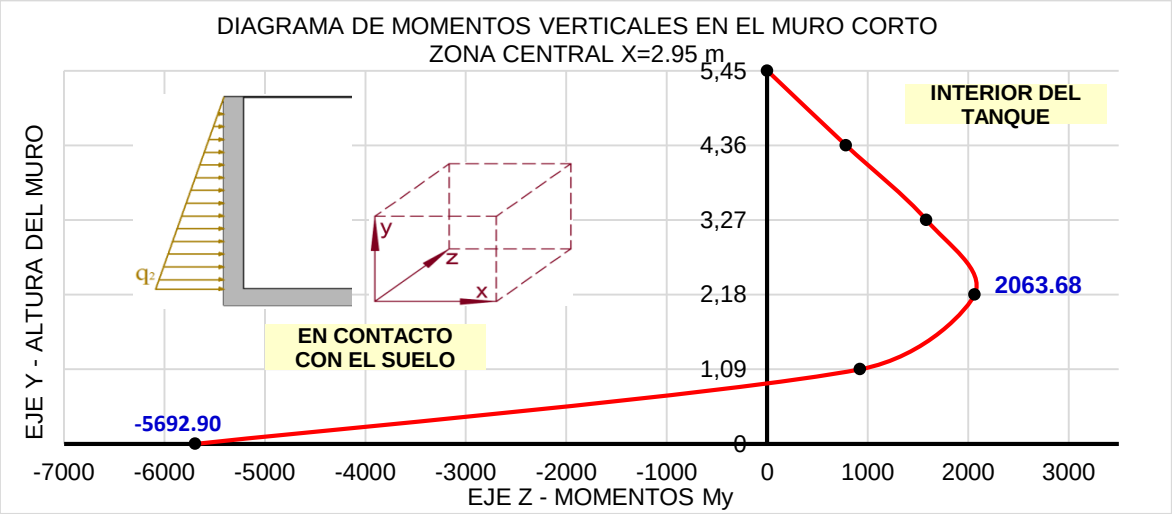
Tabla 177:Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS My – Muro corto						
x / y	0.00	0.59	1.18	1.77	2.36	2.95
	5.90	5.31	4.72	4.13	3.54	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	533.71	711.61	782.77
3.27	0	0	0	1103.00	1458.81	1583.34
2.18	0	0	0	1512.18	1921.35	**2063.68 ***
1.09	0	0	0	764.98	889.52	925.10
0.00	0	0	0	-4447.58	-5372.67	**-5692.90 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 177 se observa momentos verticales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 2.95 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 294.

Figura 294: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 294, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 178:

Tabla 178: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-5692.90**	**2063.68**	**Kg-m**
	ku	4.92	1.79	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0017	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

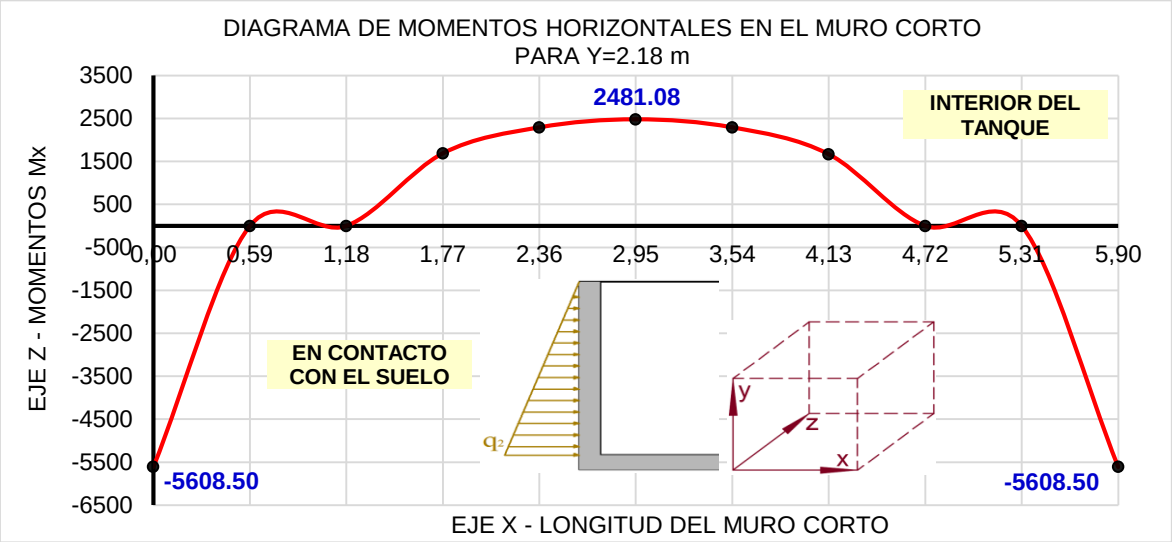
Tabla 179: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro corto						
x / y	0.00 / 5.90	0.59 / 5.31	1.18 / 4.72	1.77 / 4.13	2.36 / 3.54	2.95
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	-2898.07	0	0	854.83	1250.97	1396.91
3.27	-5108.11	0	0	1522.01	2168.34	2376.84
2.18	**-5608.50 ***	0	0	1688.80	2293.44	**2481.08 ***
1.09	-3315.06	0	0	917.38	1125.87	1188.42
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 179 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 295.

Figura 295: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 295, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 180:

Tabla 180: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-5608.50**	**2481.08**	**Kg-m**
	ku	4.85	2.15	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0017	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**10.20**	**10.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	11.43	11.43	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.5.5.5. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 8984.10 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{8984.10}{1.3 \text{ x } 1.7} = 4065.20 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 11.43 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{406520}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 11.43} = 1162.29 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1162.29 + 1890) / 2 = 1526.14 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.640 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1526.14^3} = 21.7 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 5608.50 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3\text{x}1.7} = \frac{5608.50}{1.3 \text{ x } 1.7} = 2537.78 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 11.43 cm2
- d = 40 - 6 = 34 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{253778}{0.9 \text{ x } 34 \text{ x } 11.43} = 725.59 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(725.59 + 1890) / 2 = 1307.79 kg/cm2

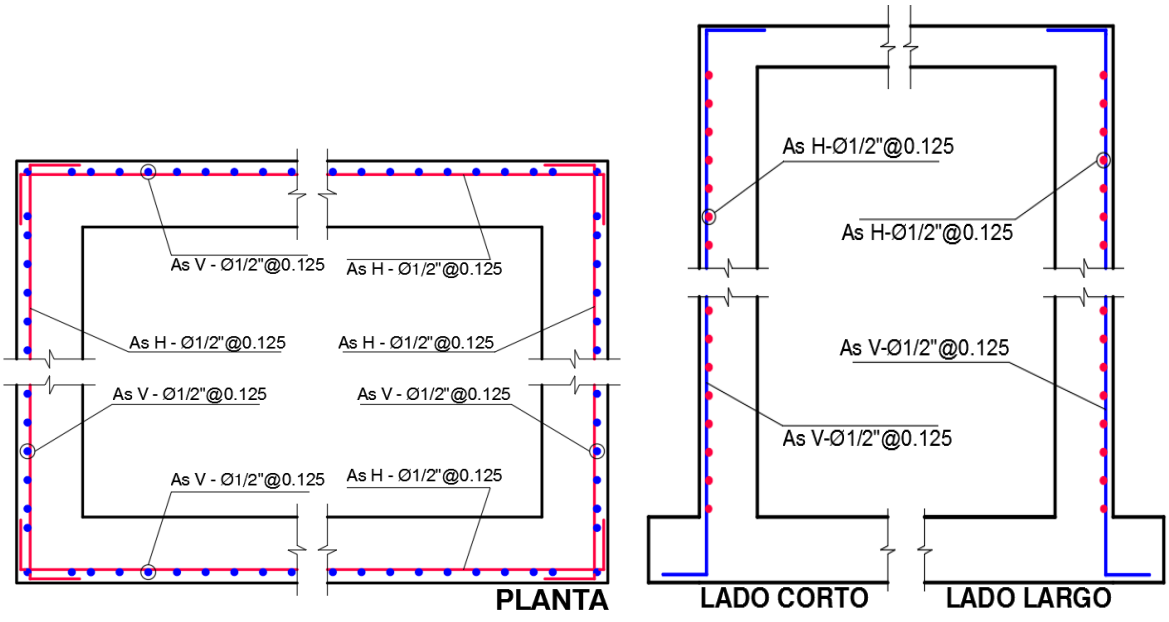
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1307.79^3} = 34.5 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas

Figura 296: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según Bares



4.5.6. DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060

De acuerdo al dimensionamiento realizado en el ítem 4.5.1, la losa de tapa del tanque imhoff tendrá un espesor constante e=0.20 m y según la Figura 265 del ítem 4.5.2, se considera simplemente apoyada en los bordes. Pero como tuvo que aumentar el espesor de las paredes para resistir fuerzas cortantes hasta e=0.40 m, hay necesidad de verificar las condiciones de borde pared-losa de tapa.

Para evaluar las condiciones de apoyo pared-losa tapa utilizamos la expresión recomendada por el ACI, mediante la relación de rigideces a flexión (K_{pared} / K_{tapa}), como sigue:

- Kpared / Ktapa > 8 => Empotramiento perfecto
- Kpared / Ktapa < 8 => Semi empotrado o simplemente apoyado

Dónde: K = 4EI/L; E = módulo de elasticidad del concreto; I = $bh^3/12$**,** h = espesor de pared o losa tapa. El momento de inercia se calcula para una sección de elemento de ancho 1.00 m.

Tabla 181: Verificación de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque imhoff

ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	LONGITUD (cm)	INERCIA (I)	RIGIDEZ (K)	Kpared / Ktapa
PARED	100	40	555	533333.33	960.96	11.75
TAPA	100	20	815	66666.67	81.80	

La relación de rigideces K_{pared} / K_{tapa} = 11.75 > 8. Entonces, la losa de tapa se considera empotrada en las paredes del tanque imhoff.

En el proceso constructivo, la losa de tapa se trabaja una vez, terminado las paredes, lo cual no seria correcto considerarlo como empotado. Entonces, para obtener una losa de tapa simplemente apoyada, será necesario aumenta el espesor de la losa de tapa hasta e=0.25 m, y verificamos la condición de apoyo como sigue:

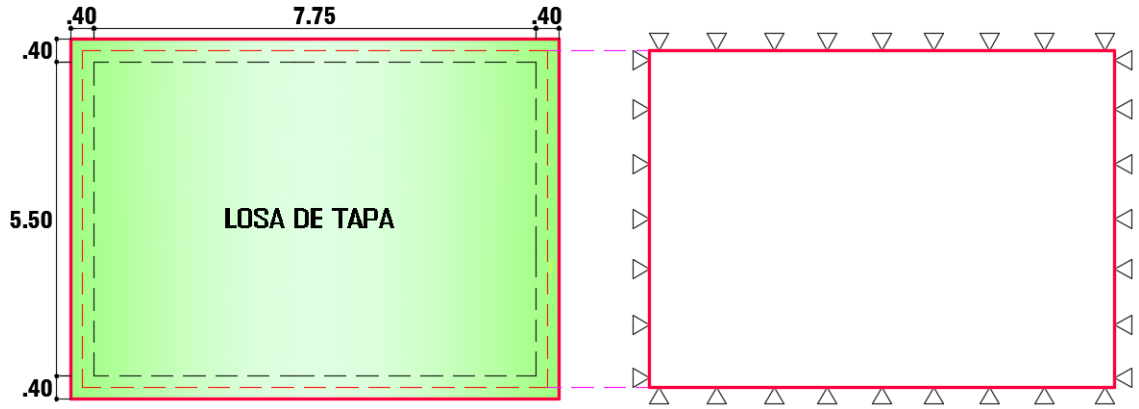
Tabla 182 Verificación de la relación de rigideces entre la pared y la tapa del tanque imhoff con los espesores aumentados

ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	LONGITUD (cm)	INERCIA (I)	RIGIDEZ (K)	Kpared / Ktapa
PARED	100	40	555	533333.33	960.96	6.02
TAPA	100	25	815	130208.33	159.76	

La relación de rigideces Kpared / Ktapa = 6.02 < 8. Entonces, la losa de tapa se considera simplemente apoyado en las paredes del tanque imhoff, por lo cual, se tendrá que adicionar en los apoyos un momento de monolitismo equivalente a $\mathbf{w_u l^2/16}$ (Artículo 8.3.4 de la E.060).

La losa de tapa del tanque imhoff será diseñada para soportar su peso propio y una carga viva de 500 kg/m2 (ACI 350.4R y RNE E.020 Artículo 8.1.b).

Figura 297: Vista en planta losa de techo del tanque imhoff



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 297, la losa de tapa del tanque imhoff tiene relación de lados luz larga/luz corta = 8.15/5.9= 1.38 < 2; lo cual, significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos flectores para ese tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del **Método de Coeficientes** de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección critica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculara con la expresión siguiente:

$$Vu = w\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1 - 0.5\frac{A}{B}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$Ma = Ca\ wu\ A^2$ $Mb = Cb\ wu\ B^2$

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

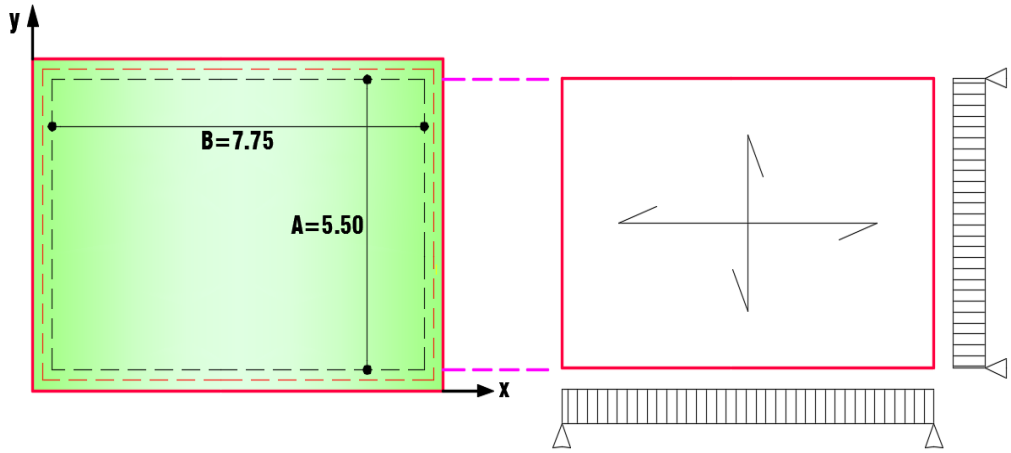
Wu = carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa

4.5.6.1. Diseño por cortante en la losa de tapa del tanque imhoff

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

- Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 5.50 m
- Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 7.75 m

Figura 298: Variables en la losa de tapa del tanque imhoff según nomenclatura del método de coeficientes



Metrado de cargas:

De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = 2400 kg/m3 x 0.25 m = 600 kg/m2

CV = 500 kg/m2

wu = 1.4 CM + 1.7 CV = 1.4 x 600 + 1.7 x 500 = 1690 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más critico

La fuerza cortante según el método de coeficientes se determina para un ancho unitario, de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Donde: d = peralte efectivo = 25 - 6 = 19 cm; wu = 1690 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 1690\left(\frac{5.5}{2} - 0.19\right)\left(1 - 0.5\frac{5.5}{7.75}\right) = 2791.23\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 2791.23 kg = 3628.59 kg

Calculando la cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 19 = 16850.33 kg

ϕVc = 0.85 x 16850.33 kg = 14322.78 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 14322.78 kg >> Vu = 2791.23 kg => **es correcto**

4.5.6.2. Diseño por flexión de la losa de tapa del tanque imhoff

De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes, el tanque imhoff analizado es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de tapa se considera como un solo panel simplemente apoyado y discontinuo en sus cuatro lados (ver Fig. 298). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de tapa, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual corresponde al Caso 1 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060), cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 1 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{5.5}{7.75} = 0.70$

Figura 299: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1
0,70 *Ca*	
Cb	

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1
0,70 *Ca*	0,068
Cb	0,016

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1
0,70 *Ca*	0,068
Cb	0,016

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de tapa del reservorio se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación del ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA

CMu = w_{uCM} = 1.3 (1.4 x 2400 kg/m3 x 0.25 m) = 1092 kg/m2

CARGA VIVA

CVu = w_{uCV} = 1.3 (1.7 x 500 kg/m2) = 1105 kg/m2

CARGA ÚLTIMA wu = 1092 + 1105 = 2197 kg/m2

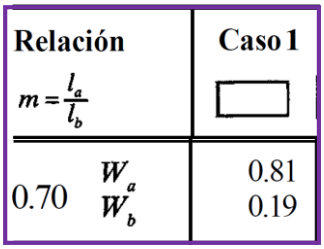
Cálculo de momentos negativos:

Como ya vimos, la losa de tapa del tanque imhoff esta simplemente apoyada en sus cuatro lados, debido a ello se relaciona con el Caso 1 del Método de Coeficientes el cual no presenta valores para el cálculo de momentos negativos (ver Fig. 299.a). Pero la losa de tapa tendrá que estar unida monolíticamente con las paredes, por lo que se debe considerar un momento de monolitismo igual a $\mathbf{w_u l^2/16}$ (E.060 Artículo 8.3.4), el cual se ubicará hacia los apoyos de la losa de tapa.

La carga última (Wu) para el cálculo del momento por monolitismo se determinará con la ayuda de los coeficientes para el cálculo de la carga en los apoyos desarrollado por Nilson (2001) y el cual se detalla en la Tabla A.4 del Anexo A.

A continuación, se muestra un resumen de los coeficientes para la determinación de la carga última en los apoyos, los cuales corresponden a la relación de lados m=0.70.

Figura 300: Coeficientes para el cálculo de cargas en los apoyos según Nilson (2001)



Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$		Caso 1
0.70	W_a	0.81
	W_b	0.19

De acuerdo a la Figura 300, los coeficientes para el cálculo de la carga ultima son:

Wa = 0.81 => Wa = w_{ua} = 0.81 x 2197 kg/m2 = 1779.57 kg/m2

Wb = 0.19 => Wb = w_{ub} = 0.19 x 2197 kg/m2 = 417.43 kg/m2

Entonces, el momento de monolitismo generado en los bordes de la losa será igual a:

$$\text{Mau}(-) = \frac{\text{w}_{\text{ua}}\text{l}^2}{16} = \frac{1779.57 \text{ x } 5.5^2}{16} = 3364.50 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{Mbu}(-) = \frac{\text{w}_{\text{ub}}\text{l}^2}{16} = \frac{417.43 \text{ x } 7.75^2}{16} = 1566.99 \text{ kg} - \text{m}$$

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de tapa del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 183:

Tabla 183 Diseño del acero negativo de la losa de tapa del tanque imhoff

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE TAPA				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	25	25	cm
Peralte efectivo	d	19	19	cm
Momento	**Mu**	**-3364.50**	**-1566.99**	**Kg-m**
	ku	9.32	4.34	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	0.0012	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0033	0.0016	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**6.27**	**5.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.203	0.223	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	7.62	7.62	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a carga muerta se determinan para cada lado de la losa de tapa con los coeficientes de la tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de tapa del tanque imhoff, dichos coeficientes que corresponden al Caso 1 y relación de lados m=0.7, se especifican en la Figura 299.b, y son los siguientes:

Ca = 0.068

=> $Ma_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ A^2 = 0.068 \times 1092 \times 5.5^2 = 2246.24$ kg-m

Cb = 0.016

=> $Mb_{CM} = Cb\ w_{uCM}\ B^2 = 0.016 \times 1092 \times 7.75^2 = 1049.41$ kg-m

Cálculo de momentos positivos debido a la carga viva:

Los momentos positivos debido a carga viva se determinan para cada lado de la losa de tapa con los coeficientes de la tabla 13.3 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.3 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga viva en la losa de tapa del tanque imhoff, dichos coeficientes que corresponden al Caso 1 y relación de lados m=0.7, se especifican en la Figura 299.c, y son los siguientes:

Ca = 0.068

=> $Ma_{CV} = Ca\ w_{uCV}\ A^2 = 0.068 \times 1105 \times 5.5^2 = 2272.99$ kg-m

Cb = 0.016

=> $Mb_{CV} = Cb\ w_{uCV}\ B^2 = 0.016 \times 1105 \times 7.75^2 = 1061.91$ kg-m

MOMENTOS POSITIVOS TOTALES:

Ma = 2246.24 + 2272.99 = 4519.23 kg-m

Mb = 1049.41 + 1061.91 = 2111.32 kg-m

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de tapa del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 184:

Tabla 184: Diseño del acero positivo de la losa de tapa del tanque imhoff

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE TAPA				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	25	25	cm
Peralte efectivo	d	19	19	cm
Momento	**Mu**	**4519.23**	**2111.32**	**Kg-m**
	ku	12.52	5.85	
Cuantía requerida	ρ	0.0035	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	-	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0035**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**8.75**	**7.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.15	0.17	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.15**	**Ø 1/2"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Figura 301 Ubicación de momentos de diseño en la losa de tapa del tanque imhoff

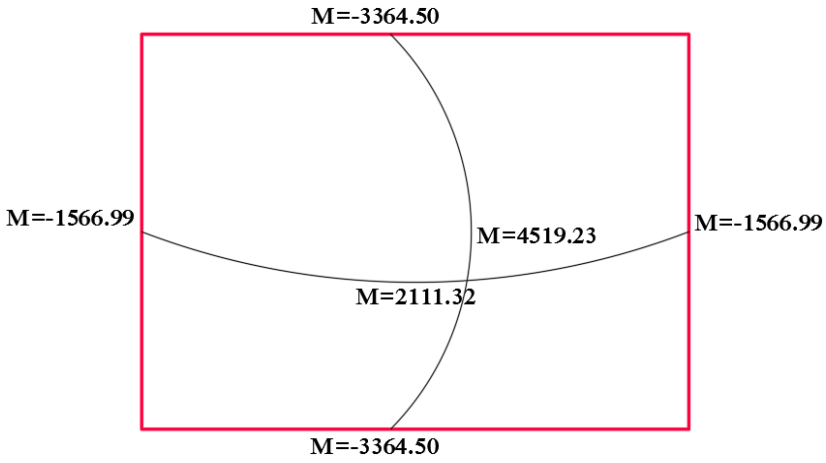
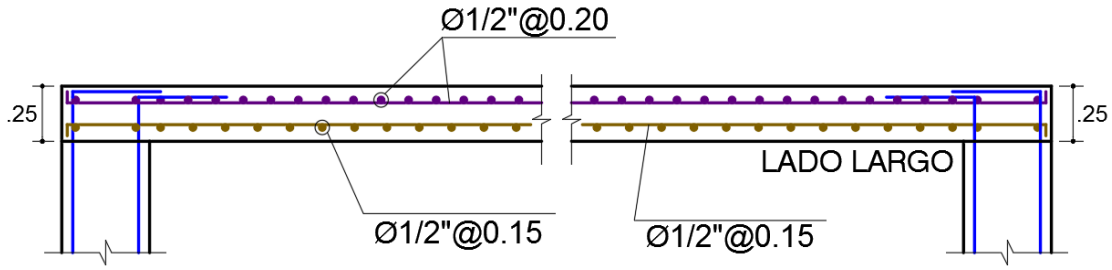


Figura 302: Diseño definitivo del acero en la losa de tapa del tanque imhoff



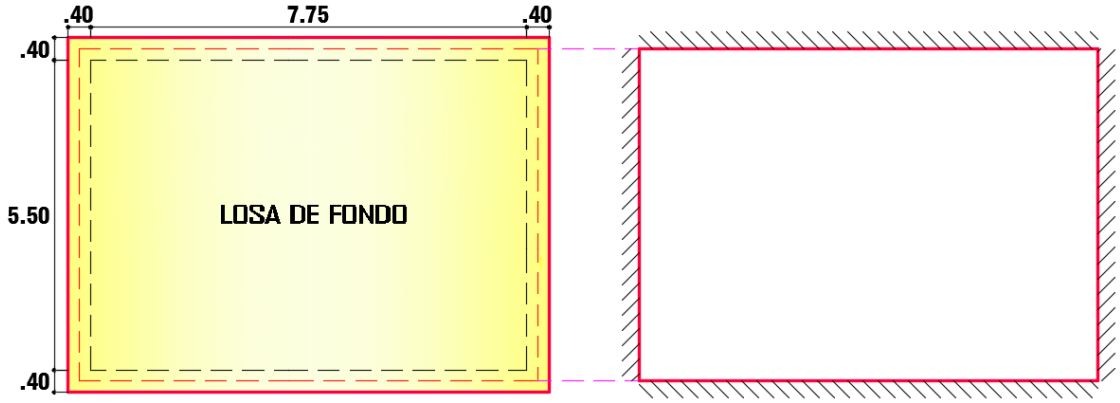
4.5.7. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060

La losa de fondo deberá presentar continuidad (monolitismo) con las paredes del tanque, con la finalidad de que haya una transferencia de cargas eficiente. Es por ello que se considerará empotrado en los bordes de las paredes (ver Fig. 303).

Como la losa de fondo es la que transmite las cargas del tanque hacia el suelo, será necesario verificar que las cargas que se transmiten al terreno no superen su capacidad portante. Para ello se debe tener en cuenta los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), como peso específico, ángulo de fricción interna, capacidad portante del suelo, la presencia aguas freáticas, etc. Para el diseño de la losa de fondo del tanqueimhoff, según el EMS utilizado para el desarrollo de esta tesis (ver Anexo C) se tiene un suelo granular de capacidad portante q=4.33 kg/cm2, el cual representa a un suelo bueno para cimentar; y, además, nos indica que no hay presencia de aguas freáticas. Teniendo en cuenta dichas consideraciones, la losa de fondo del tanque imhoff será una losa corrida de

cimentación que además de distribuir la carga en un área mayor de apoyo, permitirá evitar las juntas de construcción en los pisos.

Figura 303: Vista en planta de la losa de fondo del tanque imhoff



4.5.7.1. Dimensionamiento de la losa de fondo del tanque imhoff

El peralte de la losa de fondo se determina en función de la longitud de desarrollo a compresión (**l_{dc}**) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la cimentación. En tal sentido, basado en los resultados del diseño del acero vertical de las paredes del tanque imhoff el cual tiene lugar en los ítems 4.5.4 y 4.5.5, se tiene como acero vertical Ø 5/8", entonces, su longitud de desarrollo según el ACI 350 – Artículo 12.3 debe ser el mayor de a y b, pero no menor de 20 cm.

a) $0.02\frac{f_y}{\sqrt{f'c}}d_b = 0.02\ x\frac{60000\ psi}{\sqrt{4000\ psi}}x\ 5/8\ in = 11.86\ in \approx 30.12\ cm$

b) $(0.0003f_y)d_b = 0.0003\ x\ 60000\ psi\ x\ 5/8\ in = 11.25\ in \approx 28.58\ cm$

Elegimos el mayor, que es 30.12 cm, y le aumentamos el recubrimiento. De esta manera, la altura de la cimentación será:

h = l_{dc} + recubrimiento = 30.12 + 7.5 = 37.62 cm

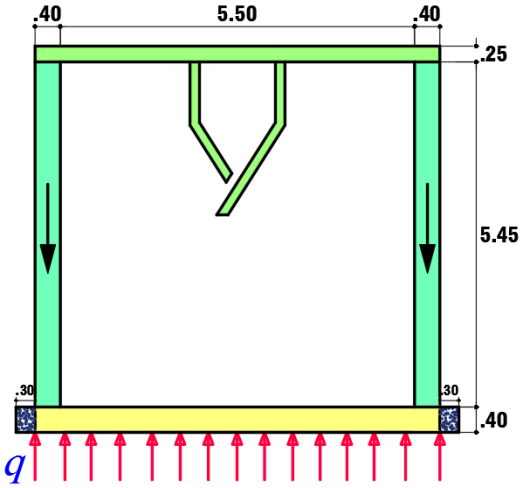
Con fines constructivos utilizamos un peralte **h = 0.40 m.**

4.5.7.2. Presión actuante en la losa de fondo del tanque imhoff

La presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque imhoff se calculará aplicando las consideraciones del **método rígido convencional**, el cual se desarrolló detalladamente en el ítem 4.1.7.2.

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999). Entonces, la presión debajo de la losa es una carga uniformemente distribuida producida por el peso de las paredes, el peso de la losa de tapa, el peso propio de la losa de cimentación, una sobrecarga y el líquido contenido en el tanque.

Figura 304: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del tanque imhoff



Área de apoyo de la losa de fondo = *longitud x ancho*

Área = 8.55 m x 6.30 m = 53.87 m2

METRADO DE CARGAS

- Peso de las paredes = *altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3*

  = 5.45 m x (8.55+8.55+5.5+5.5) m x 0.40 m x 2400 kg/m3 = 147019.20 kg

- Peso propio = *área x espesor x 2400 kg/m3*

  = 53.87 m2 x 0.40 m x 2400 kg/m3 = 51715.20 kg

- Peso de la losa de tapa = *longitud x ancho x espesor x 2400 kg/m3*

  = 8.55 m x 6.30 m x 0.25 m x 2400 kg/m3 = 32319.00 kg

- Peso del agua = *longitud x ancho x altura x 1010 kg/m3*

  = 5.5 m x 7.75 m x 5.45 m x 1010 kg/m3 = 234629.31 kg

CARGA MUERTA = 147019.2 kg + 51715.2 kg + 32319 kg + 234629.31 kg = 465682.71 kg

Se considera la carga viva de la losa de tapa equivalente a 500 kg/m2, la cual se transfiere hacia el fondo al igual que las demás cargas.

CARGA VIVA = *s/c x área de apoyo*

= 500 kg/m2 x 53.87 m2 = 26935 kg

Entonces, el peso Q de la estructura, será igual a la suma de carga muerta más la carga viva:

Q = CM + CV = 465682.71 kg + 26935 kg = 492617.71 kg

Para encontrar la presión *q* sobre el suelo se usa el **Método Rígido Convencional**, el cual utiliza la siguiente expresión para el cálculo de q:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

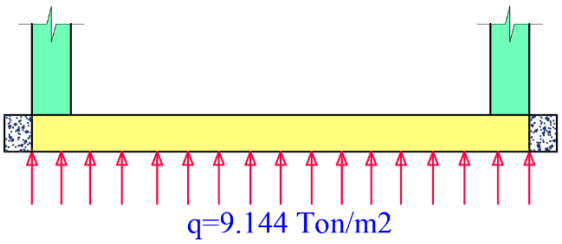
Tal y como se explicó en el ítem 4.1.7.2, debido a que la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y) las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son iguales a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de **q**, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{492617.71\ \mathrm{kg}}{53.87\ \mathrm{m2}} = 9.144 \frac{\mathrm{Ton}}{\mathrm{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si la presión sobre el suelo ($q_{transmitido}$) es menor que la capacidad portante del suelo ($q_{admisible}$), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 9.144 ton/m² << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m², por lo tanto, la losa de fondo es más que suficiente para soportar las reacciones del terreno.

Figura 305: Presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque imhoff



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 303, la losa de fondo del tanque imhoff tiene relación de lados luz larga/luz corta = 8.15/5.9 = 1.38 < 2; lo cual significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos flectores para este tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del **Método de Coeficientes** de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección critica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculará con la expresión siguiente:

$$Vu = w\left(\frac{A}{2} - d\right)\left(1 - 0.5\frac{A}{B}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$Ma = Ca\ wu\ A^2$ $Mb = Cb\ wu\ B^2$

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

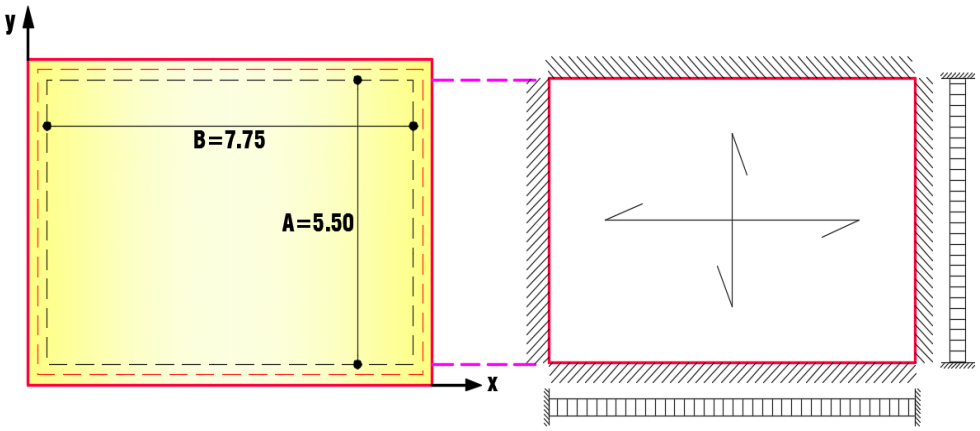
Wu = carga ultima uniformemente repartida por unidad de área de la losa

4.5.7.3. Diseño por cortante en la losa de fondo del tanque imhoff

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

- Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 5.50 m
- Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 7.75 m

Figura 306: Variables en la losa de fondo del tanque imhoff según nomenclatura del método de coeficientes



Metrado de cargas

Para el diseño de la losa de fondo se considera la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, de la tapa y una sobrecarga. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.

De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = (Peso pared + Peso tapa) / area de apoyo

= (147019.20 kg + 32319 kg) / 53.87 m2 = 3329.09 kg/m2

CV = 26935 kg / 53.87 m2 = 500 kg/m2

Wu = 1.4 CM + 1.7 CV = 1.4 x 3329.09 + 1.7 x 500 = 5510.73 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más critico

La fuerza cortante según el método de coeficientes se determina para ancho unitario, de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Dónde: d = peralte efectivo = 40 - 10 = 30 cm; wu = 5510.73 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 5510.73\left(\frac{5.5}{2} - 0.30\right)\left(1 - 0.5\frac{5.5}{7.75}\right) = 8710.51\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 8710.51 kg = 11323.66 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 30 = 26605.79 kg

ϕVc = 0.85 x 26605.79 kg = 22614.92 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 22614.92 kg >> Vu = 11323.66 kg => es correcto

4.5.7.4. Diseño por flexión de la losa de fondo del tanque imhoff

De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes para losas bidireccionales, el tanque imhoff analizado es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de fondo se considera como un solo panel empotrado (continuo) en sus cuatro lados (ver Fig. 306). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de fondo, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual

corresponde al Caso 2 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060) cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 2 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{5.5}{7.75} = 0.70$

Figura 307: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 
0,70 *Ca*		0,074
Cb		0,017

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 
0,70 *Ca*	0,068	0,030
Cb	0,016	0,007

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 
0,70 *Ca*	0,068	0,049
Cb	0,016	0,012

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de fondo del reservorio se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación el ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA

CM = (147019.20 kg + 32319 kg) / 53.87 m2 = 3329.09 kg/m2

CMu = w_{uCM} = 1.3 x 1.4 x 3329.09 = 6058.94 kg/m2

CARGA VIVA

CV = 26935 kg / 53.87 m2 = 500 kg/m2

CVu = w_{uCV} = 1.3 x 1.7 x 500 = 1105 kg/m2

CARGA ÚLTIMA wu = 6058.94 + 1105 = 7163.94 kg/m2

Cálculo de momentos negativos:

La losa de fondo del tanque imhoff es un elemento estructural empotrado en sus cuatro lados, debido a ello se relaciona con el Caso 2 del Método de Coeficientes. Entonces los momentos negativos se determinan para cada lado de la losa con los coeficientes de la tabla 13.1 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.1 del Anexo A.

Para determinar los momentos negativos en la losa de fondo del tanque imhoff, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.7, se especifican en la Figura 307.a, y son los siguientes:

Ca = 0.074

=> Ma = Ca w_u A^2 = 0.074 x 7163.94 x 5.5^2 = 16036.48 kg-m

Cb = 0.017

=> Mb = Ca w_u B^2 = 0.017 x 7163.94 x 7.75^2 = 7314.83 kg-m

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de fondo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 185:

Tabla 185: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del tanque imhoff

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	40	40	cm
Peralte efectivo	d	30	30	cm
Momento	**Mu**	**-16036.48**	**-7314.83**	**Kg-m**
	ku	17.82	8.13	
Cuantía requerida	ρ	0.0050	0.0022	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0029	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0050**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**9.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.133	0.141	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	11.43	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a la carga muerta se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de fondo del tanque imhoff, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.7, se especifican en la Figura 307.b, y son los siguientes:

Ca = 0.030

=> $Ma_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ A^2 = 0.030 \times 6058.94 \times 5.5^2 = 5498.49$ kg-m

Cb = 0.007

=> $Mb_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ B^2 = 0.007 \times 6058.94 \times 7.75^2 = 2547.41$ kg-m

Calculo de momentos positivos debido a la carga viva:

Los momentos positivos debido a la carga viva se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.3 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.3 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga viva en la losa de fondo del tanque imhoff, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=1, se especifican en la Figura 307.c, y son los siguientes:

Ca = 0.049

=> $Ma_{CV} = Ca\ w_{uCV}\ A^2 = 0.049 \times 1105 \times 5.5^2 = 1637.89$ kg-m

Cb = 0.012

=> $Mb_{CV} = Ca\ w_{uCV}\ B^2 = 0.012 \times 1105 \times 7.75^2 = 796.43$ kg-m

Momentos positivos totales:

Ma = 5498.49 + 1637.89 = 7136.38 kg-m

Mb = 2547.41 + 796.43 = 3343.84 kg-m

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de fondo del tanque imhoff, como se muestra en la Tabla 186:

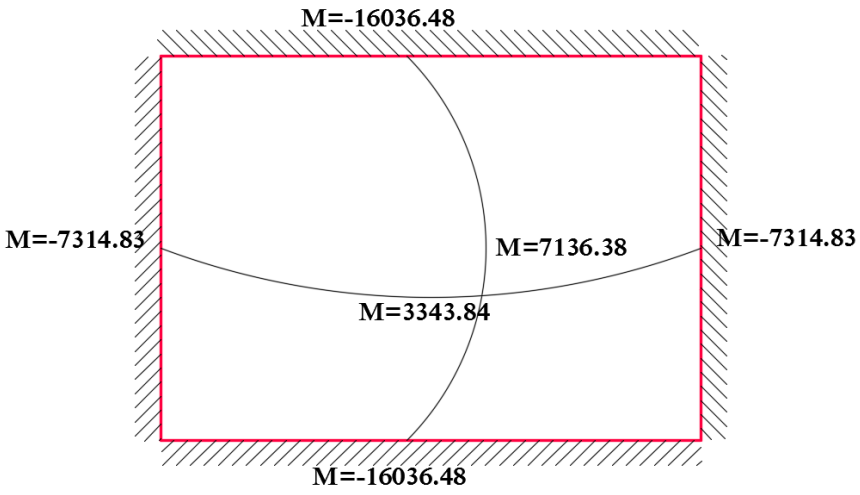
Tabla 186: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del tanque imhoff

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	40	40	cm
Peralte efectivo	d	30	30	cm
Momento	**Mu**	**7136.38**	**3343.84**	**Kg-m**
	ku	7.93	3.72	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0010	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0028	0.0013	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**12.00**	**12.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.105	0.105	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Figura 308: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del tanque imhoff



4.5.7.5. Control de fisuras para la losa de fondo del tanque imhoff

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de la losa de fondo del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento empleado en el diseño es:

Mux = 16036.48 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 5/8" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathrm{Ms} = 0.074 \text{ x } (3329.09 + 500) \text{ x } 5.5^2 = 8571.42 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 17.91 cm2
- d = 40 - 10 = 30 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{857142}{0.9 \text{ x } 30 \text{ x } 17.91} = 1772.53 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1772.53 + 1890) / 2 = 1831.26 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

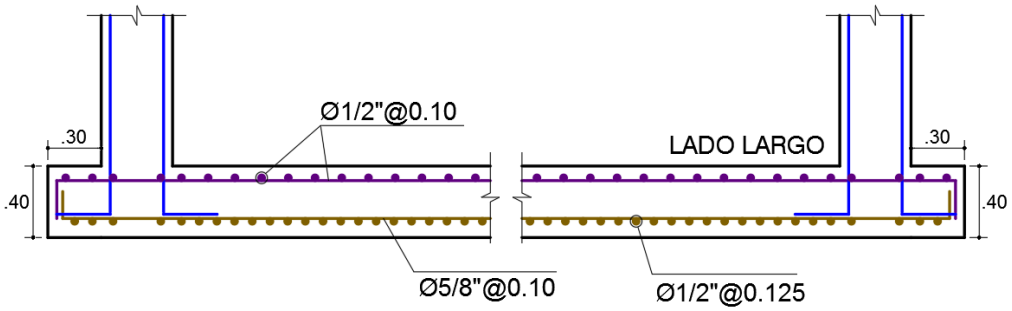
- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.59/2 = 5.80 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.80^2 \text{ x } 1831.26^3} = 12 \text{ cm} < 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{ no } \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, no controla el ancho de las grietas.

Por lo tanto, para controlar el agrietamiento se tiene que utilizar un espaciamiento s = 0.12 m, para lo cual se cambia el diámetro de barra en función del espaciamiento máximo y el acero requerido 15 cm2. Entonces el acero vertical que se utilizará para controlar las grietas será **Ø 5/8" @ 0.10 m.**

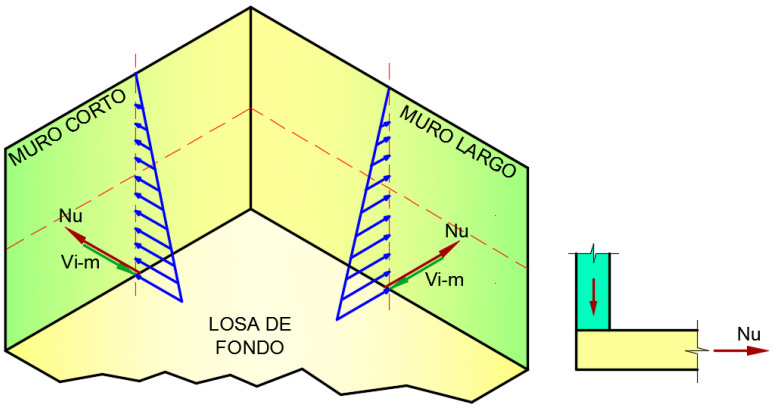
Figura 309: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del tanque imhoff



4.5.7.6. Acero requerido para la tracción directa en la base del tanque imhoff

Debido a la presión del agua en el fondo del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-losa de fondo (ver Figura 310), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Figura 310: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del tanque imhoff



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica.

La fuerza cortante máxima en la base del muro largo (Vi-m), se convierte en tracción pura debido a la acumulación de fuerzas de presión en esa zona. Dicha cortante se determina con los coeficientes de corte (Cs) del Caso 4 de la PCA, presentados en la Tabla 146 del

ítem 4.5.4.1. Basado en ello, el coeficiente de corte en borde inferior medio del muro largo es Cs=0.38, entonces la fuerza cortante es:

Vi-m = Cs x q x a = 0.38 x 5504.50 x 5.45 = 11399.82 kg

Según el ACI 350, la tracción máxima generada en el borde inferior del muro largo debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vi-m = Nu = 1.65 x 11399.82 kg = 18809.70 kg

Entonces, el acero requerido por tracción pura en la losa de fondo del tanque imhoff, se determina con la siguiente expresión:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{18809.70}{0.9\ x\ 4200} = 4.98\ cm2$$

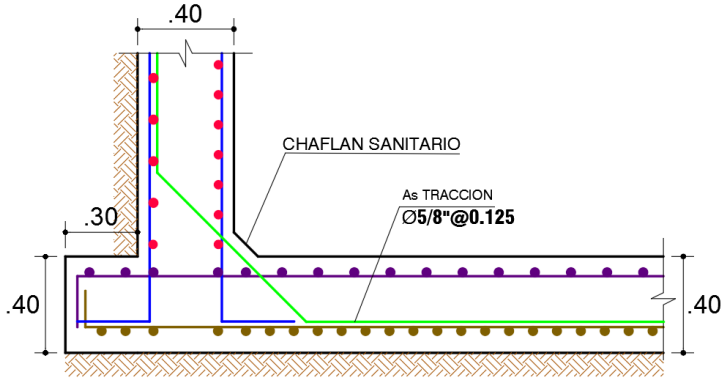
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras superior e inferior de la losa de fondo. Entonces, el acero requerido total en la cara superior, es:

As = As flexión + As tracción = 12 + 4.98/2 = 14.49 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 30 = 9.90 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 14.49 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.125 m**, en el lecho superior de la losa de fondo.

Figura 311: Diseño definitivo del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo del tanque imhoff



4.5.8. DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseña un tanque imhoff con tapa (tanque enterrado), el cual sirve para almacenar y purificar aguas residuales.

Todos los elementos estructurales que conforman el tanque imhoff (paredes, tapa y fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

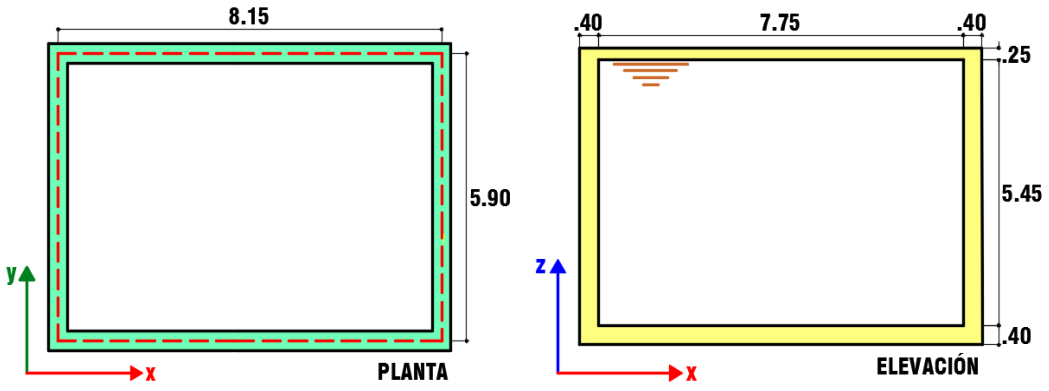
Los elementos estructurales del tanque imhoff tienen las siguientes características:

- Paredes con espesor e = 0.40 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de tapa con espesor e = 0.25 m, y recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de fondo con peralte h = 0.40 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.

El líquido presente en la estructura será agua residual cuya densidad es γ = 1010 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y c_a = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esta manera tenemos:

Figura 312: Dimensiones del tanque imhoff para modelado en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman el tanque imhoff (paredes, tapa y fondo), se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

De esta manera se realizó la división de los elementos Shell en 8 partes sobre el eje global Z y en 8 partes sobre el eje global Y, dando un total de 64 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 8 partes sobre el eje global Z y en 11 partes sobre el eje global X, dando un total de 88 divisiones.

4.5.8.1. Modelado de las paredes del tanque imhoff

Las paredes del tanque imhoff tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua residual y las presiones de suelo provocadas por el relleno, las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras internas y externas respectivamente, incrementándose con la altura, de la siguiente manera:

La presión hidrostática del agua será:

$$p_w\ (\mathrm{z} = 0) = \gamma \mathrm{H} = 1010\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$$

$$p_w(\mathrm{z} = 5.45) = \gamma \mathrm{H} = 1010\ \mathrm{kg/m3\ x\ 5.45\ m} = 5504.50\ \mathrm{kg/m2}$$

La presión del suelo provocado por el relleno será:

$$p_s(\mathrm{z} = 0) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$$

$$p_s\ (\mathrm{z} = 5.45) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 5.45\ m} = 2710.18\ \mathrm{kg/m2}$$

4.5.8.2. Modelado de la losa de tapa del tanque imhoff

La losa de tapa del tanque cisterna estará sometida solo a cargas de gravedad tales como su peso propio (CM) y una sobrecarga de 500 kg/m2.

4.5.8.3. Modelado de la losa de fondo del tanque imhoff

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocaron resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:

Las dimensiones de la losa son B=6.30 m y L=8.55 m.

Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B+0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{6.3+0.30}{2\ x\ 6.3}\right)^2 = 1.07\ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1+\frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3}\ x\ 1.07\left(1+\frac{6.3}{2\ x\ 8.55}\right) = 1.001\ \frac{kg}{cm3}$$

$$= 1001000\ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 1001000 kg/m/m2, ósea por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuaran paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.5.8.4. Calculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la NTE E.060, y según el ACI 350 deben ser amplificados por el coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerar el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Para los efectos de presión de suelo (CE), la combinación de carga será:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.3 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado, el programa nos muestra los resultados de momentos, fuerzas axiales y cortantes.

Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.5.8.5. Diseño de los elementos estructurales del tanque imhoff

El diseño de los elementos estructurales del tanque imhoff se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momentos de diseño se extraen del programa SAP2000.

DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF

Diseño de los muros largos para la condición de carga 01

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 313, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 187:

Figura 313: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

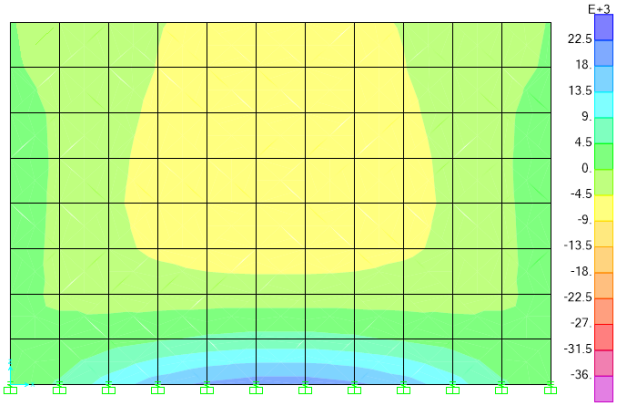


Tabla 187: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	74.00	74.00	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-20600.99	5460.82	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-15244.73**	**4041.01**	**Kg-m**
	ku	17.82	4.72	
Cuantía requerida	ρ	0.0049	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	-	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0049**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**12.33**	**7.55**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.119	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	15.92	10.16	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 314, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 188:

Figura 314: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

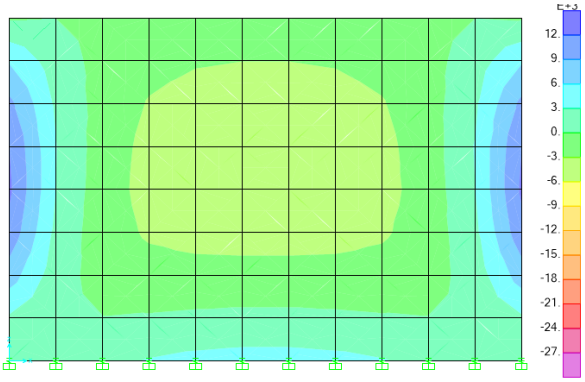


Tabla 188: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-12523.31	5100.61	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-8528.37**	**3473.52**	**Kg-m**
	ku	10.83	4.41	
Cuantía requerida	ρ	0.0029	0.0012	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0039	0.0016	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**7.64**	**6.95**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros largos para la condición de carga 02

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 315, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 189:

Figura 315: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

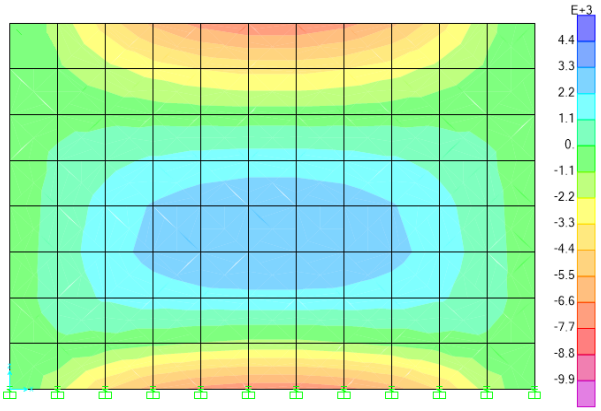


Tabla 189: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	74.00	74.00	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-7421.97	3273.04	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-5492.26**	**2422.05**	**Kg-m**
	ku	6.42	2.83	
Cuantía requerida	ρ	0.0017	0.0008	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0023	0.0011	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.55**	**7.55**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 316, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 190:

Figura 316: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

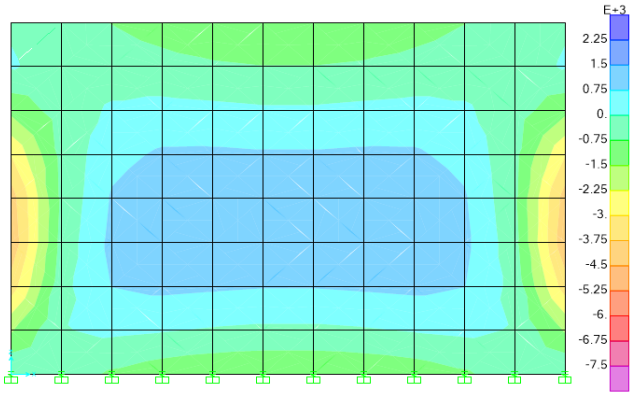


Tabla 190: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-4363.80	1320.25	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-2971.75**	**899.09**	**Kg-m**
	ku	3.77	1.14	
Cuantía requerida	ρ	0.0010	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0013	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.95**	**6.95**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 01

Para el diseño del acero vertical en el muro corto para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 317, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 191:

Figura 317: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

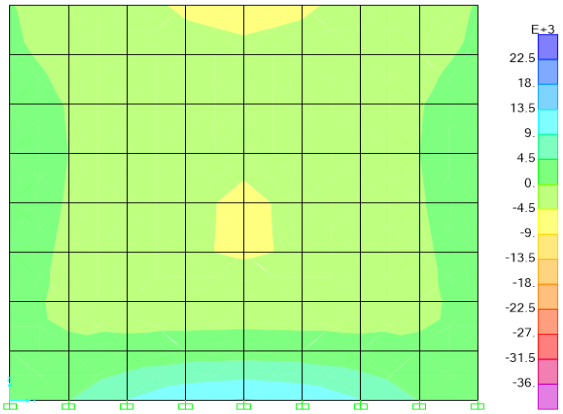


Tabla 191: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	73.10	73.10	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-13931.71	5205.88	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-10184.08**	**3805.49**	**Kg-m**
	ku	12.05	4.50	
Cuantía requerida	ρ	0.0033	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0033**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**8.20**	**7.46**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro corto para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 318, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 192:

Figura 318: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

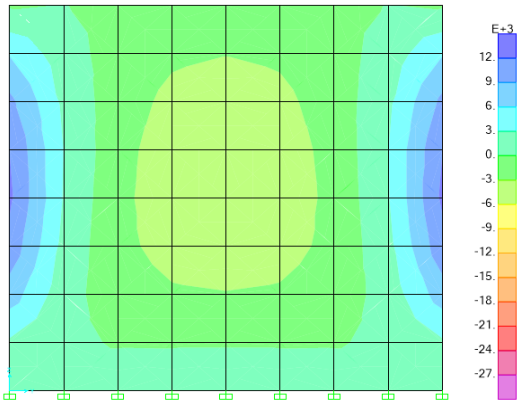


Tabla 192: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-12523.66	5238.44	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-8528.61**	**3567.38**	**Kg-m**
	ku	10.83	4.53	
Cuantía requerida	ρ	0.0029	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0037	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**7.64**	**6.95**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.113	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 02

Para el diseño del acero vertical en el muro corto para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 319, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 193:

Figura 319: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

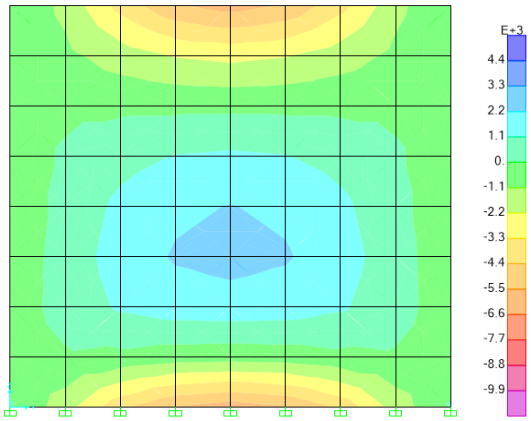


Tabla 193: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	73.10	73.10	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-6111.67	2537.51	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-4467.63**	**1854.92**	**Kg-m**
	ku	5.29	2.20	
Cuantía requerida	ρ	0.0014	0.0006	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0019	0.0008	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.46**	**7.46**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro corto para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 320, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 194:

Figura 320: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

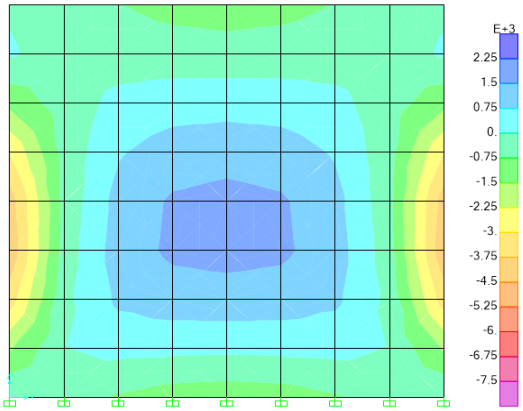


Tabla 194: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-4365.07	1743.92	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-2972.61**	**1187.61**	**Kg-m**
	ku	3.78	1.51	
Cuantía requerida	ρ	0.0010	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0013	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.95**	**6.95**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.125	0.125	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	10.16	10.16	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

DISEÑO DE LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF

La losa de tapa del tanque imhoff se diseña para cargas de gravedad (CV y CM). Para el lado corto, del programa se obtiene el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 321, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos

positivos máximos se encuentran en el centro de la losa, dichos valores se muestran a continuación en la Tabla 195, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 321: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP)

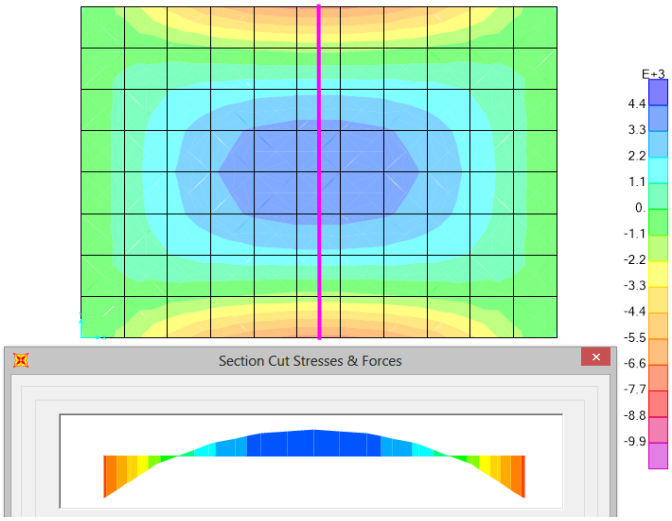


Tabla 195: Diseño del acero para el lado corto de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE TAPA – LADO CORTO (M22)				
		NEGATIVO	POSITIVO	
Long. elemento finito (A)	b	74.10	74.10	cm
Peralte / espesor	e	25	25	cm
Peralte efectivo	d	19	19	cm
Momento de tablas (B)	M	-1512.28	4357.13	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-1120.60**	**3228.63**	**Kg-m**
	ku	4.19	12.07	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0033	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	-	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0033 ****	
As calculado	**As cal**	**4.22**	**6.11**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.22	0.154	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	**Ø 1/2"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	5.08	6.35	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero mínimo para losas según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el lado largo, del programa se obtiene el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 322, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en el centro de la losa, dichos valores se muestran a continuación en la Tabla 196, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 322: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP)

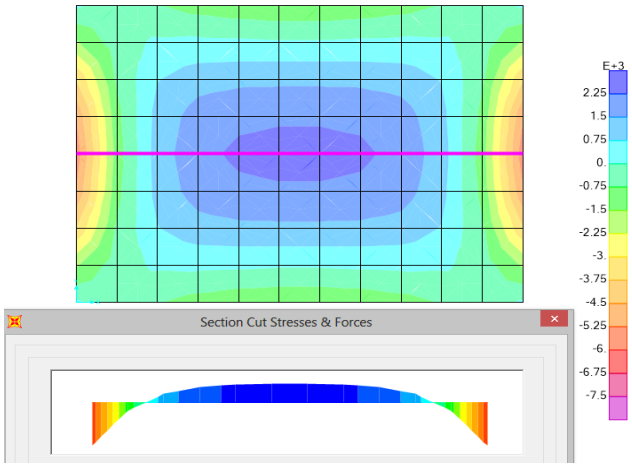


Tabla 196: Diseño del acero para el lado largo de la losa de tapa del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE TAPA– LADO LARGO (M11)				
		NEGATIVO	POSITIVO	
Long. elemento finito (A)	b	73.10	73.10	cm
Peralte / espesor	e	25	25	cm
Peralte efectivo	d	19	19	cm
Momento de tablas (B)	M	-1166.35	2460.15	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-816.05**	**1798.34**	**Kg-m**
	ku	3.09	6.81	
Cuantía requerida	ρ	0.0010	0.0019	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0013	0.0025	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.17**	**5.48**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.22	0.69	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	**Ø 1/2"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	5.08	6.35	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF

La losa de fondo se diseña para las reacciones del suelo, cuando el tanque está vacío. Para el lado corto, el programa nos muestra el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 323, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en la parte central de la losa, dichos valores se muestran a continuación en la Tabla 197, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 323: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

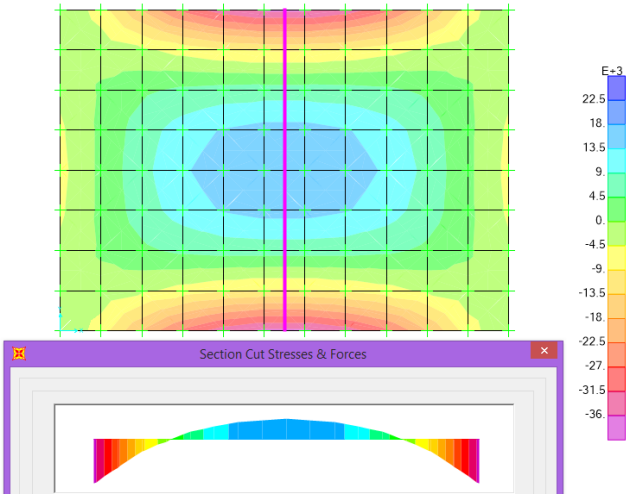


Tabla 197: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO – LADO CORTO (M22)				
		NEGATIVO	POSITIVO	
Long. elemento finito (A)	b	74.10	74.10	cm
Peralte	h	40	40	cm
Peralte efectivo	d	30	30	cm
Momento de tablas (B)	M	-16009.44	4873.55	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-12057.33**	**3606.43**	**Kg-m**
	ku	18.07	5.42	
Cuantía requerida	ρ	0.0051	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	-	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0051**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.34**	**8.88**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	†1/2”	
Espaciamiento	s	0.13	0.106	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 1/2”@ 0.10**	
Acero colocado	As col	11.94	10.16	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el lado largo, del programa se obtiene el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 324, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en el centro de la losa, estos valores se muestran a continuación en la Tabla 198, con los cuales se realiza el diseño del acero correspondiente.

Figura 324: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

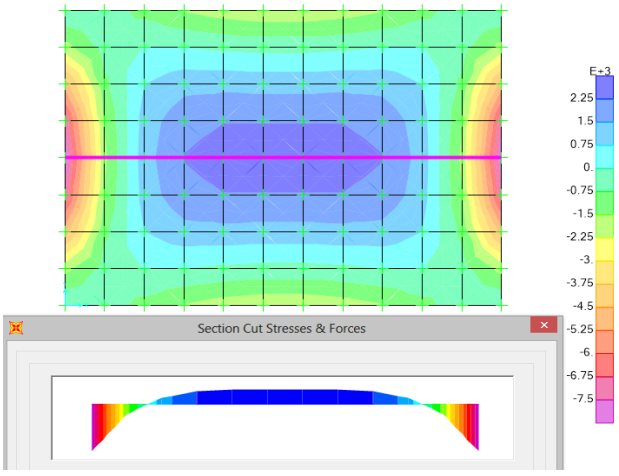


Tabla 198: Diseño del acero para el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO – LADO LARGO (M11)				
		NEGATIVO	POSITIVO	
Long. elemento finito (A)	b	73.10	73.10	cm
Peralte	h	40	40	cm
Peralte efectivo	d	30	30	cm
Momento de tablas (B)	M	-8046.88	2572.00	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-5882.27**	**1880.13**	**Kg-m**
	ku	8.94	2.86	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0033	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.24**	**8.77**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.128	0.106	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.125**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	7.96	9.95	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.5.9. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TANQUE IMHOFF

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales del tanque imhoff (paredes, techo y fondo) aplicando diferentes metodologías como son: PCA, Bares, coeficientes de la E.060 y SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes del tanque imhoff se realizó aplicando las metodologías de la PCA, Bares y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 199.

Tabla 199: Resumen de resultados del diseño de las paredes del tanque imhoff

RESUMEN DE RESULTADOS (PAREDES)										
	MET	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
			M	As req	As col		M	As req	As col	
LADO LARGO	PCA	1	-19512.36	15.98	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	-11562.88	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			7588.14	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	4336.08	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
		2	-9607.14	10.54	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-5693.12	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
			3736.19	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	2134.92	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	BARES	1	-18247.13	14.62	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	-10827.55	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			7154.32	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	4258.30	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
		2	-8984.10	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-5331.02	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
			3522.48	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	2096.6	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	SAP	1	-20600.99	16.66	Ø 5/8"@ 0.10	21.89	-12523.31	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			5460.82	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	5100.61	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
		2	-7421.97	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-4363.80	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
			3273.04	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	1320.25	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
LADO CORTO	PCA	1	-11924.22	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-11562.88	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			3974.74	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	4336.08	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
		2	-5871.03	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-5693.12	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
			1957.01	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	2134.02	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	BARES	1	-11562.54	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-11391.12	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			4191.42	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	5039.19	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
		2	-5692.90	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-5608.5	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
			2063.68	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	2481.08	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	SAP	1	-13931.71	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-12523.66	11.22	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			5205.88	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	5238.44	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
		2	-6111.67	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-4365.07	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
			2537.51	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	1743.92	10.20	Ø 1/2"@ 0.125	11.43

Basado en los resultados de la Tabla 199, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo de las paredes del tanque imhoff, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 200.

Tabla 200: Comparación de acero requerido en las paredes del tanque imhoff

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF								
POSICIÓN	COND. CARGA	As REQUERIDO	PCA	BARES	SAP2000	PCA/BARES	PCA/SAP	BARES/SAP
LADO LARGO	1	VERTICAL	15.98	14.62	16.66	**9.30%**	**-4.08%**	**-12.24%**
		HORIZONTAL	11.22	11.22	11.22	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
	2	VERTICAL	10.54	10.20	10.20	**3.33%**	**3.33%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	10.20	10.20	10.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
LADO CORTO	1	VERTICAL	11.22	11.22	11.22	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	11.22	11.22	11.22	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
	2	VERTICAL	10.20	10.20	10.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	10.20	10.20	10.20	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 200, se observa una variación mínima referente al acero vertical requerido para las diferentes comparaciones, lo cual es correcto debido a la diferencia de los valores de

coeficientes para el cálculo de momentos. Por otro lado, para el caso del acero horizontal no se tiene variaciones. Las variaciones mencionadas se hacen nulas, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 199) y las variaciones de acero requerido (Tabla 200), el diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff se hará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso se tiene una mínima variación en el acero requerido y en la distribución de acero colocado, pero el que brinda mayor seguridad para control de fisuras es el método de la PCA.

El diseño de la losa de tapa del tanque imhoff se realizó aplicando las metodologías de los coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 201.

Tabla 201: Resumen de resultados del diseño de la losa de tapa del tanque imhoff

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE TAPA)								
MET	LADO LARGO				LADO CORTO			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coef. E.060	-1566.99	5.70	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	-3364.50	6.27	Ø 1/2"@ 0.20	7.62
	2111.32	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89	4519.23	8.75	Ø 1/2"@ 0.15	8.89
SAP	-1117.94	5.70	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	-1512.28	5.70	Ø 1/2"@ 0.20	7.62
	2460.15	7.50	Ø 1/2"@ 0.15	8.89	4357.13	8.25	Ø 1/2"@ 0.15	8.89

Basado en los resultados de la Tabla 201, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo de la losa de tapa del tanque imhoff, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 202.

Tabla 202: Comparación de resultados en la losa de tapa del tanque imhoff

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF				
As REQUERIDO	POSICIÓN	Coef. E.060	SAP2000	Coef. E. 060/SAP
As -	LADO LARGO	5.70	5.70	**0.00%**
	LADO CORTO	6.27	5.70	**10.00%**
As +	LADO LARGO	7.50	7.50	**0.00%**
	LADO CORTO	8.75	8.25	**6.06%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 202, se observa variaciones mínimas debido a tipo de metodología utilizado, lo cual es correcto ya que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la losa de tapa del tanque imhoff se hará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso, utilizamos los resultados del método de coeficientes ya que brindan mayor seguridad para el control de fisuras.

El diseño de la losa de fondo del tanque imhoff se realizó aplicando las metodologías de los coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detalla a continuación en la Tabla 203.

Tabla 203: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del tanque imhoff

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE FONDO)								
MET	LADO LARGO				LADO CORTO			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coef. E.060	-7314.83	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-16036.48	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
	3343.84	12.00	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	7136.38	12.00	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
SAP	-8046.88	9.90	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	-16271.70	15.30	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
	2572.00	12.00	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	4873.55	12.00	Ø 1/2"@ 0.10	13.97

Basado en los resultados de la Tabla 203, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo de la losa de fondo del tanque imhoff, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 204.

Tabla 204: Comparación de resultados en la losa de fondo del tanque imhoff

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF				
As REQUERIDO	POSICIÓN	Coef. E.060	SAP2000	Coef. E.060/SAP
As -	LADO LARGO	9.00	9.90	**-9.09%**
	LADO CORTO	15.00	15.30	**-1.96%**
As +	LADO LARGO	12.00	12.00	**0.00%**
	LADO CORTO	12.00	12.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 204, se observa variaciones mínimas, en el acero negativodel lado largo, lo cual es correcto ya que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima. Para el caso del acero positivo del lado corto se tiene una variación de 31.58%, ya que el método de coeficientes no contempla la interrelacion entre pared- losa.

El diseño definitivo de la losa de fondo se hará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso, utilizamos los resultados del método de coeficientes.

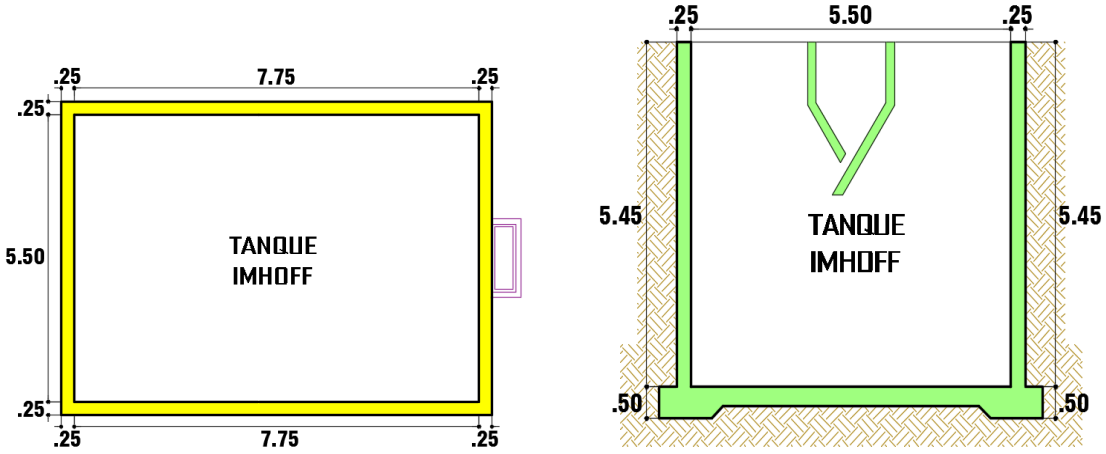
4.6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN TANQUE IMHOFF SIN TAPA

Se diseña el mismo tanque imhoff del acápite 4.5, pero esta vez sin considerar la tapa, Para ello se ha tomado como referencia el proyecto sanitario titulado “Mejoramiento del sistema de agua potable y construcción del sistema de alcantarillado de los poblados de Pachachaca, Raquina y Suclla en el distrito de Pucará – Provincia Huancayo – Junín”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 7.75 x 5.50 metros.
- Atura: 5.45 metros.
- Capacidad del tanque imhoff: 232.30 m3.

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación del tanque imhoff, de acuerdo a los planos mostrados en el proyecto mencionado:

Figura 325: Vista en planta (izquierda) y vista en elevación (derecha) del tanque imhoff sin tapa



El proceso seguido para el diseño del tanque imhoff es el siguiente: 1) dimensionamiento de las paredes del tanque imhoff; 2) determinación de las condiciones de borde de las paredes del tanque imhoff; 3) condiciones de carga para el análisis de las paredes del tanque imhoff; 4) diseño de las paredes del tanque imhoff con las tablas de la PCA; 5) diseño de las paredes del tanque imhoff con las tablas de Bares; 6) diseño de la losa de fondo del tanque imhoff con las tablas de coeficientes de la norma E.060; 7) diseño del tanque imhoff con el programa SAP2000; 9) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo del tanque imhoff.

4.6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF

Las paredes del tanque imhoff serán losas macizas apoyadas en sus cuatro lados, por lo tanto, su dimensionamiento será:

- Luz larga / luz corta = 7.75/5.45 = 1.42 < 2, para el caso del lado largo del tanque
- Luz larga / luz corta = 5.5/5.45 = 1.01 < 2, para el caso del lado corto del tanque

Por lo tanto, las paredes del tanque imhoff tienen comportamiento bidireccional.

El espesor mínimo (e) de las paredes del tanque imhoff es:

- Según ACI 350: e = l/30 = 5.45/30 = 0.182 m

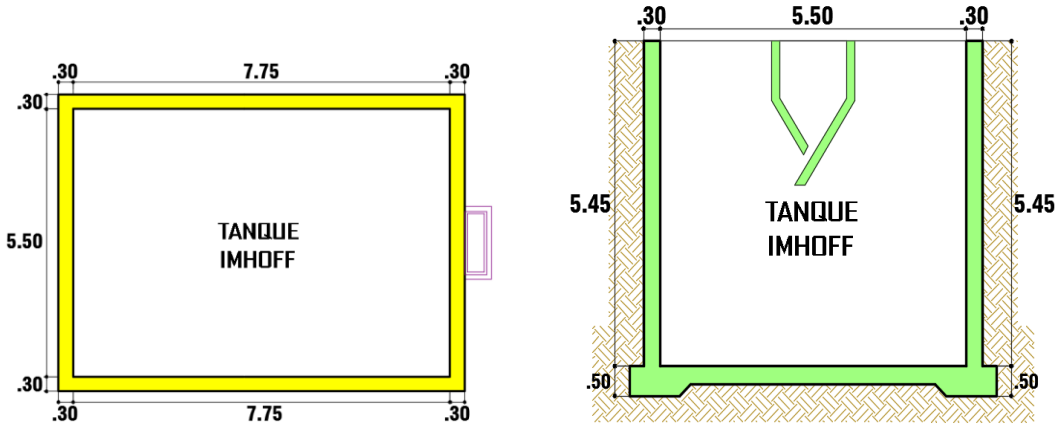
  h ≥ 3.0 m => e_{min} = 0.30 m
- Según Jiménez, García y Morán:

  Si h ≤ 6.0 m => e = 0.10h = 0.1 x 5.45 = 0.545 m

Como las paredes del tanque imhoff tienen una altura mayor a 3 m, entonces, utilizamos el espesor minimo de **e = 0.30 m** de acuerdo a la consideracion del ACI 350 (Articulo 14.6.2).

De acuerdo al dimensionamiento, los espesores de las paredes varían con respecto al proyecto, entonces las nuevas dimensiones del tanque imhoff son los siguientes:

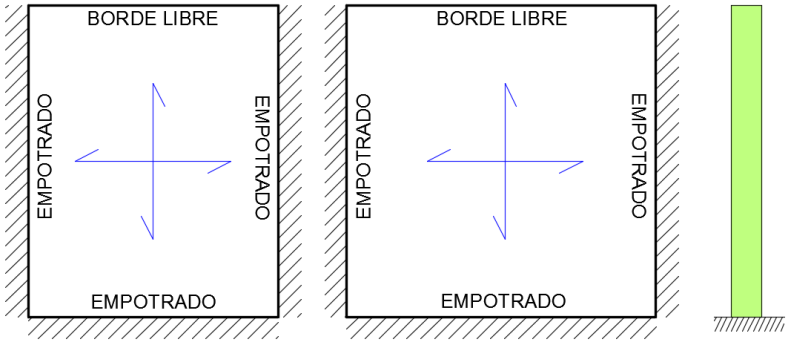
Figura 326: Dimensiones en planta (izquierda) y dimensiones en elevación (derecha) del tanque imhoff sin tapa según predimensionamiento



4.6.2. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE EN LAS PAREDES Y LOSA DE TAPA DEL TANQUE IMHOFF

El tanque está conformado por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 5.80 m y dos muros largos de 8.05 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales y en su borde inferior son continuos con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados. El borde superior es libre, no hay presencia de tapa.

Figura 327: Condiciones de borde de las paredes del tanque imhoff



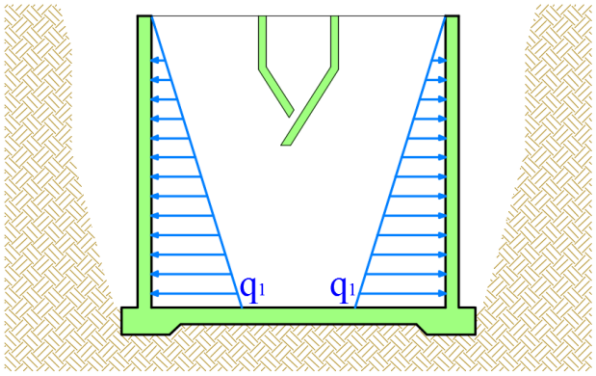
4.6.3. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF

El tanque analizado es una estructura enterrada, por tanto, las condiciones más desfavorables se presentan cuando el tanque está completamente lleno y cuando el tanque está vacío y sujeto al empuje del relleno. Entonces, tendremos en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Condición de carga N° 01: Prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno y el suelo (relleno) no ejerce presión alguna. Esta consideración puede presentarse: 1) para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo; y 2) ante la probabilidad de ocurrencia de que se malogre la tubería de extracción de lodos.

Figura 328: Condición de carga 01 para el diseño del tanque imhoff



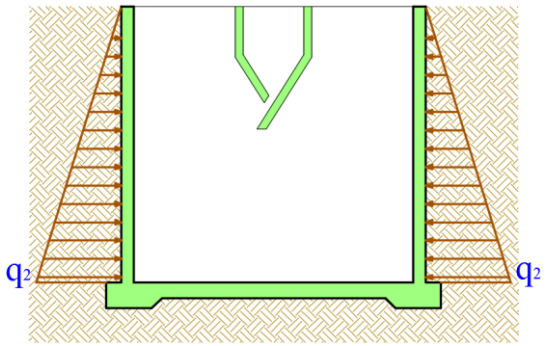
Presión del agua (distribución triangular):

$$q1 = \gamma H = 1010\ \text{kg/m3 x}\ 5.45\ \text{m} = 5504.50\ \text{kg/m2}$$

Condición de carga N° 02: Tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación en la que el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. Esta consideración puede presentarse cuando el tanque requiera limpieza y/o mantenimiento.

Figura 329: Condición de carga 02 para el diseño del tanque imhoff



Presión del suelo (distribución triangular):

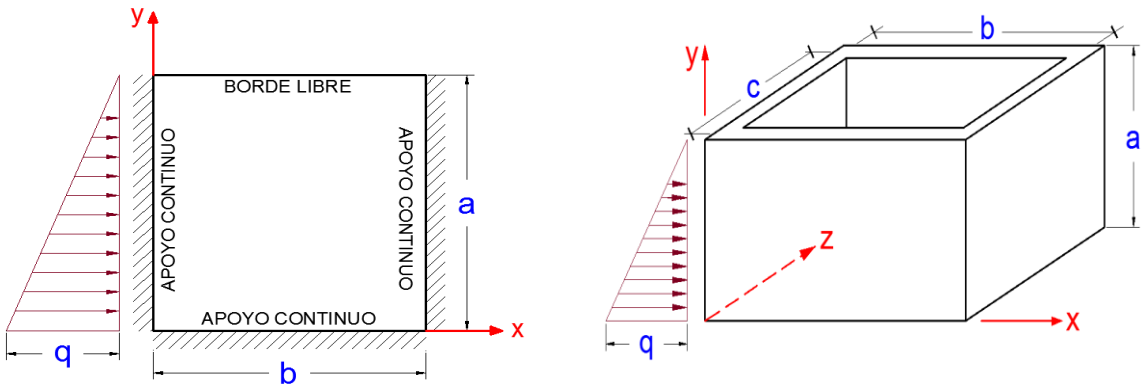
$$q2 = Ca\ \omega\ H = 0.296\ \text{x}\ 1680\ \text{kg/m3 x}\ 5.45\ \text{m} = 2710.18\ \text{kg/m2}$$

$$Ca = \frac{1 - \sin\Phi}{1 + \sin\Phi} = \frac{1 - \sin 32.9}{1 + \sin 32.9} = 0.296$$

4.6.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE LA PCA

Para el diseño de las paredes, las condiciones de borde de acuerdo a la Figura 327 del ítem 4.5.2, se consideran empotrados en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual trabajaremos con el **CASO 3** de las tablas de la PCA.

Figura 330: Caso 3 de la PCA para el diseño de las paredes del tanque imhoff



Con fines de emplear la nomenclatura de las tablas de la PCA, identificaremos a la altura del tanque a=5.45 m, la longitud del muro largo b=8.05 m y la longitud del muro corto c=5.80 m, obteniendo las siguientes relaciones de longitudes:

Relación: largo/alto = b/a = 8.05/5.45 = 1.48 para el muro largo

Relación: ancho /alto = c/a = 5.80/5.45 = 1.06 para el muro corto

El diseño de las paredes del tanque imhoff comprende los siguientes procesos:

- Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01
- Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02
- Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01

- Control de fisuras para la condición de carga 01
- Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02
- Control de fisuras para la condición de carga 02

4.6.4.1. Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 01

El cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque imhoff se realiza de forma sencilla utilizando los coeficientes de corte (Cs) del Caso 3 de la PCA, el cual se muestra a continuación en la Tabla 205.

Debido a que la tabla mencionada no tiene valores para relaciones b/a=1.48 y c/a=1.06, tendríamos que interpolar valores intermedios, pero como los valores de las relaciones mencionadas son cercanas a los existentes en las tablas, realizamos un ajuste y trabajamos con las relaciones conocidas b/a=1.5* para el lado largo y c/a=1.0* para el lado corto.

(*) Tablas mostradas en el capítulo 2 de la PCA, pagina 2-17.

A continuación, se desarrolla el diseño por corte, con la tabla del caso 3, cuya presentación en la PCA es la que se muestra a continuación:

CASO 3

$$\textbf{Corte} = \textbf{Cs x q x a}$$

$$\text{Deflexión} = \frac{C_d \, q \, a^4}{1000 \, D}$$

$$D = \frac{E \, t^3}{12(1-\mu^2)}$$

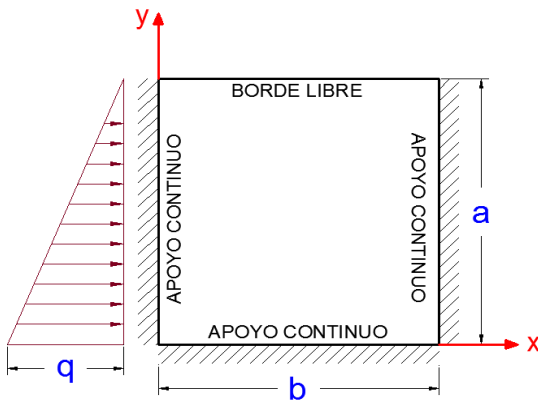
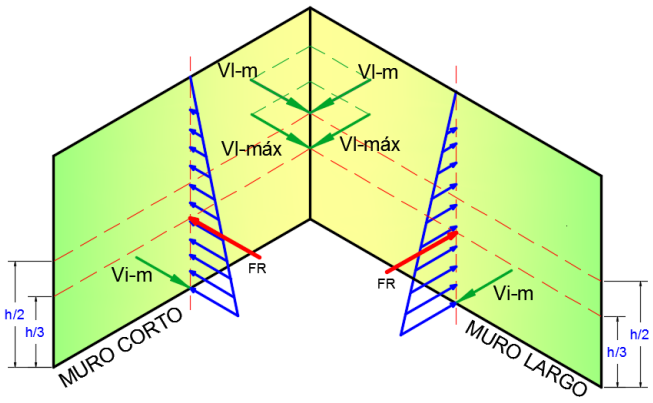


Tabla 205: Coeficientes para el cálculo de fuerzas cortantes en las paredes del tanque imhoff (PCA)

Coeficientes de corte, Cs												
Localización		b/a	4.0	3.0	2.5	2.0	1.75	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
Borde inferior	Punto medio	Vi-m	0.50	0.50	0.48	0.45	0.43	**0.40**	0.36	**0.32**	0.26	0.19
Borde lateral	Máximo	Vl-máx	0.38	0.37	0.33	0.27	0.26	**0.26**	0.25	**0.24**	0.22	0.17
Borde lateral	Punto medio	Vl-m	0.23	0.24	0.25	0.26	0.26	**0.26**	0.25	**0.23**	0.19	0.13
								Lado largo		Lado corto		

Tal como se puede observar se utiliza sólo la tabla mostrada que sirve para determinar fuerzas cortantes. No se utilizará la tabla que permite encontrar deflexiones porque de acuerdo a lo especificado en los artículos 14.6.1 y 14.6.2 del ACI 350, no es necesario determinar las deflexiones debido a que el espesor calculado para la pared según el ítem 4.5.1 es de 0.30 m, el cual, es mayor que la relación l/30 y que las 6", especificadas en el ACI 350.

Figura 331: Distribución de fuerzas cortantes críticas en las paredes del tanque imhoff



Las variables para determinar las fuerzas cortantes máximas, las cuales se ubican en el borde inferior central y en los bordes laterales de las paredes (ver Fig. 331), se extraen de la Tabla 205, y son los siguientes:

Para b/a=1.5, Cs=0.40 en el borde inferior del muro largo

Cs= 0.26 en los bordes laterales del muro largo

Para b/a=1.0, Cs=0.32 en el borde inferior del muro corto

Cs=0.24 en los bordes laterales del muro corto

Con estos valores se verifica las cortantes críticas de la siguiente manera:

Cortante resistente del concreto para un ancho b = 1.00 m y espesor constante

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

d = peralte efectivo = 30 - 6 = 24 cm

Vc = 0.53 x$\sqrt{280}$ x 100 x 24 = 21284.63 kg

ϕVc = 0.85 x 21284.53 kg = 18091.94 kg

Cortante en la zona inferior del muro largo, cortante actuante más critico

q_1 = γ.H = 1010 kg/m3 x 5.45 m = 5504.50 kg/m2

Según el método de resistencia, se amplifica la carga por el factor 1.7 correspondiente a la presión del agua:

q_{u1} = 1.7 x 5504.50 = 9357.65 kg/m2

Además, según el ACI 350, la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia debe ser amplificado por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Vi-m = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.40 x 9357.65 x 5.45) = 26519.58 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 18091.94 kg < Vi-m = 26519.58 kg => **es incorrecto**

La cortante actuante es mayor a la cortante resistente, por lo tanto, hay la necesidad de mejorar las condiciones de las paredes del tanque: 1) aumentando la resistencia a compresión del concreto; o 2) aumentando el espesor de muros. En este caso aumentaremos el espesor de los muros a **e = 0.45 m.**

d = peralte efectivo = 45 - 6 = 39 cm

Vc = 0.53 x$\sqrt{280}$ x 100 x 39 = 34587.53 kg

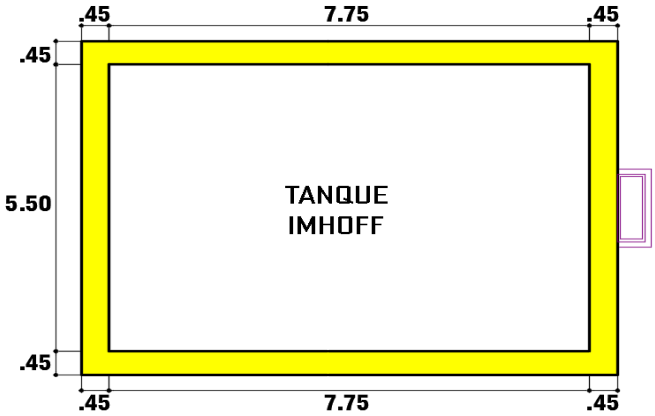
ϕVc = 0.85 x 34587.53 kg = 29399.40 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 29399.40 kg > Vi-m = 26519.58 kg => **es correcto**

Entonces el tanque quedaría con las dimensiones siguientes:

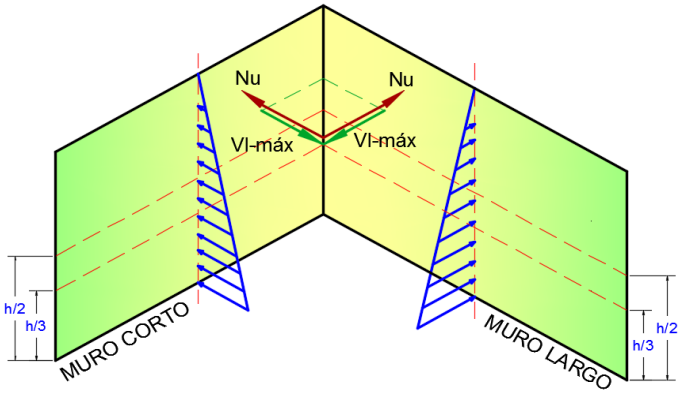
Figura 332: Dimensiones del tanque imhoff para resistir fuerzas cortantes



Cortante en el borde lateral del muro largo (Vl-máx)

En la unión de muro largo y muro corto (esquina) el cortante Vl-máx se convierte en fuerza de tracción directa por efecto de la presión de líquido (ver Fig. 333).

Figura 333: Fuerzas de tracción en la unión muro – muro del tanque imhoff



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga.

Siendo la pared larga la más crítica. Según el ACI 350 la fuerza cortante última encontrada con el método de resistencia, deberá ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.3.

Entonces el cortante máximo en el borde lateral de la pared larga (Vl-máx), es:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.26 x 9357.65 x 5.45) = 17237.73 kg

En elementos sometidos a tracción axial significativa el cortante máximo permitido según la NTE E.060 es: $\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{\mathrm{Nu}}{35\ \mathrm{Ag}}\right)\sqrt{\mathrm{f'c}}\ \mathrm{bd}$

Donde Nu es la tracción en la pared larga causada por la cortante de la pared corta.

Como el análisis es en la pared larga, calculamos la cortante en la pared lateral corta, la cual es una tracción directa en la pared larga, entonces:

Vl-máx = 1.3 (Cs x q_{u1} x a) = 1.3 (0.24 x 9357.65 x 5.45) = 15911.75 kg

Nu = Vl-máx = 15911.75 kg

Ag = 45 x 100 = 4500 cm2

$$\mathrm{Vc} = 0.53\left(1 - \frac{15911.75}{35\ \mathrm{x}\ 4500}\right)\sqrt{280}\ \mathrm{x}\ 100\ \mathrm{x}\ 39 = 31093.25\ \mathrm{kg}$$

ϕVc = 0.85 x 31093.25 kg = 26429.26 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 26429.26 kg >> Vl-m = 17237.73 kg => **es correcto**

4.6.4.2. Diseño por corte de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 02

Para la condición de carga 02 se emplean los mismos coeficientes de corte empleados para la condición de carga n° 01, los cuales se presentan en la Tabla 205. Como la carga q2 es mucho menor que la carga q1, y el análisis realizado se da en la etapa elástica, se concluye que el espesor del muro resiste las fuerzas cortantes actuantes generadas por q2.

4.6.4.3. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 01

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 206, los cuales corresponden al Caso 3 de la PCA. Para ingresar a estas tablas, se requiere definir las relaciones de dimensiones largo/alto (b/a) y ancho/alto (c/a) correspondiente a cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el tanque imhoff que se diseña, las paredes tienen las siguientes dimensiones: lado largo b=8.20 m (plano X-Y), lado corto o ancho c=5.95 m (plano Y-Z) y su altura a=5.45 m, obteniéndose de esta manera relaciones b/a=1.50 y c/a=1.09. Como las tablas de la PCA no presentan valores para estas relaciones, es posible realizar una aproximación a valores conocidos de la tabla ya que no hay mucha variación; por ello, se ha optado por elegir las que corresponden a relaciones de lados b/a=1.5 (*) y c/a=1.0 (*), porque proporcionan coeficientes más conservadores. No es posible la interpolación de valores ya que los coeficientes están dados para diferentes pares de relaciones de longitudes (b/a, c/a).

(*) Tablas mostradas en el capítulo III de la PCA, página 3-33.

A continuación, se presenta la tabla de la PCA, caso 3, con la indicación de las dimensiones corregidas del tanque imhoff:

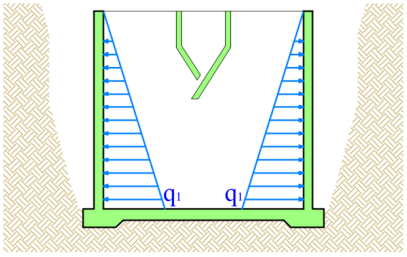
CASO 3

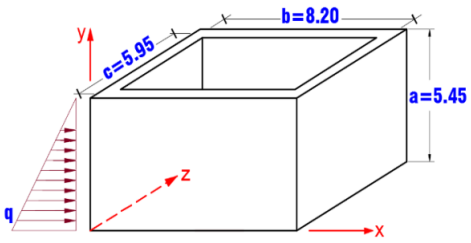
BORDE SUPERIOR SIMPLEMENTE APOYADO

BORDES LATERALES Y FONDO EMPOTRADOS

$$\mathrm{Mx,y,z} = \mathrm{Coef\,x}\frac{\mathrm{q\,a^2}}{1000}$$

$$\frac{b}{\mathrm{a}} = 1.5, \frac{c}{\mathrm{a}} = 1.0$$





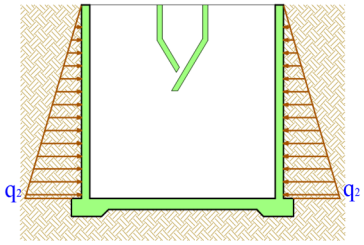


Tabla 206: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (PCA)

		COEFICIENTES PARA Mx						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Mxy					
		Esq	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b *	Esq	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b	Esq	0.1b	0.2b	0.3b	0.4b	0.5b
			0.9b	0.8b	0.7b	0.6 b			0.9b	0.8b	0.7b	0.6 b			0.9b	0.8b	0.7b	0.6 b	
MURO LARGO	Borde Sup	-2	0	0	0	0	0	-12	-12	4	15	22	24	2	4	4	4	2	0
	0.9a	-6	-2	1	2	3	3	-31	-11	4	15	21	23	3	3	3	3	2	0
	0.8a	-7	-2	2	5	7	7	-33	-11	5	15	20	22	4	3	3	3	2	0
	0.7a	-7	-1	4	8	10	11	-35	-11	5	15	20	21	4	3	4	4	2	0
	0.6a	-7	0	6	11	13	14	-36	-10	6	14	19	20	4	5	5	5	3	0
	0.5a **	-7	0	7	12	14	15	-36	-9	6	13	16	17	5	7	7	6	3	0
	0.4a	-7	1	7	10	12	13	-33	-7	6	11	13	14	5	8	9	8	4	0
	0.3a	-5	0	4	5	6	6	-27	-5	4	7	8	9	4	10	11	8	4	0
	0.2a	-4	-2	-3	-5	-7	-8	-18	-3	2	3	2	2	4	11	11	8	4	0
	0.1a	-1	-7	-16	-24	-30	-32	-6	-2	-2	-4	-5	-5	2	8	8	5	3	0
	Borde Inf	0	-16	-38	-54	-64	-67	0	-3	-8	-11	-13	-13	0	0	0	0	0	0

(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro largo para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 334)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro largo para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 334)

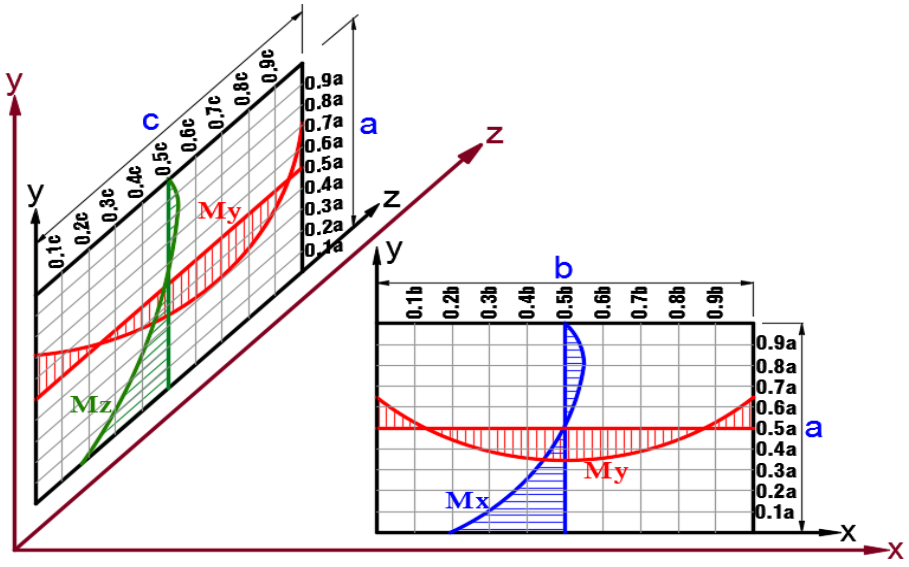
		COEFICIENTES PARA Mz						COEFICIENTES PARA My						COEFICIENTES PARA Myz					
		Esq	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c *	Esq	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c	Esq	0.1c	0.2c	0.3c	0.4c	0.5c
			0.9c	0.8c	0.7c	0.6 c			0.9c	0.8c	0.7c	0.6 c			0.9c	0.8c	0.7c	0.6 c	
MURO CORTO	Borde Sup	-2	0	0	0	0	0	-12	-20	-11	-3	1	3	2	4	3	2	1	0
	0.9a	-6	-3	-2	-1	-1	0	-31	-19	-10	-2	2	4	3	4	4	2	1	0
	0.8a	-7	-4	-2	0	0	1	-33	-19	-8	-1	4	6	4	4	4	3	1	0
	0.7a	-7	-4	-1	1	2	3	-35	-19	-7	1	6	8	4	4	4	2	1	0
	0.6a	-7	-3	0	3	5	6	-36	-18	-5	3	8	9	4	4	3	2	1	0
	0.5a **	-7	-2	2	6	8	8	-36	-16	-3	5	9	10	5	3	2	1	0	0
	0.4a	-7	-1	4	7	10	10	-33	-13	-1	5	9	10	5	2	0	1	1	0
	0.3a	-5	0	5	8	10	10	-27	-10	0	5	8	8	4	0	3	3	2	0
	0.2a	-4	1	4	5	6	6	-18	-5	1	4	5	5	4	2	4	4	2	0
	0.1a	-1	0	-1	-3	-5	-5	-6	-2	0	0	0	0	2	3	4	4	2	0
	Borde Inf	0	-4	-13	-21	-26	-28	0	-1	-3	-4	-5	-6	0	0	0	0	0	0

(*) Coeficientes máximos a 0.5b (parte central) del muro corto para el cálculo de momentos verticales Mx (ver Fig. 334)

(**) Coeficientes máximos a una altura 0.5a del muro corto para el cálculo de momentos horizontales My (ver Fig. 334)

En las tablas se observan coeficientes de momentos en franjas divididas cada décima parte de los muros largos y cortos, en el caso de muros largos en el plano X-Y, y para el caso de muros cortos en el plano Y-Z (ver Fig. 334).

Figura 334: Sistema de coordenadas y distribución de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff



Los coeficientes Mx y Mz, se utilizan para el cálculo de momentos verticales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx y Mz que permiten el diseño del acero vertical se grafican alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes valores de Y. Los coeficientes Mxy y Myz, permiten el cálculo de momentos torsores, los cuales no se presentan en las paredes del tanque cisterna ya que presentan continuidad y simetría.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la

expresión dada por la PCA, donde a = 5.45 m, b = 8.20 m, c = 5.95 m y la carga debido a la presión del agua q_1=5504.50 kg/m2.

$$\mathrm{Mx, y, z} = \mathrm{Coef\ x}\frac{\mathrm{q\ a^2}}{1000} = \mathrm{Coef\ x}\frac{5504.50\ \mathrm{x}\ 5.45^2}{1000} = \mathrm{Coef\ x}\ 163.50\ \mathrm{kg.m}$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje de agua y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

$Mu_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

$Mu_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 163.50 x coef = 361.34 x coef

Con esta expresión se determina los momentos máximos verticales (Mx y Mz) y horizontales (My), multiplicando por sus respectivos coeficientes presentados en la Tabla 206, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente.

Para el diseño del muro largo del tanque imhoff, en las Tablas 207 y 209 se detallan los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se grafican los diagramas de momentos y se determina el acero de refuerzo necesario.

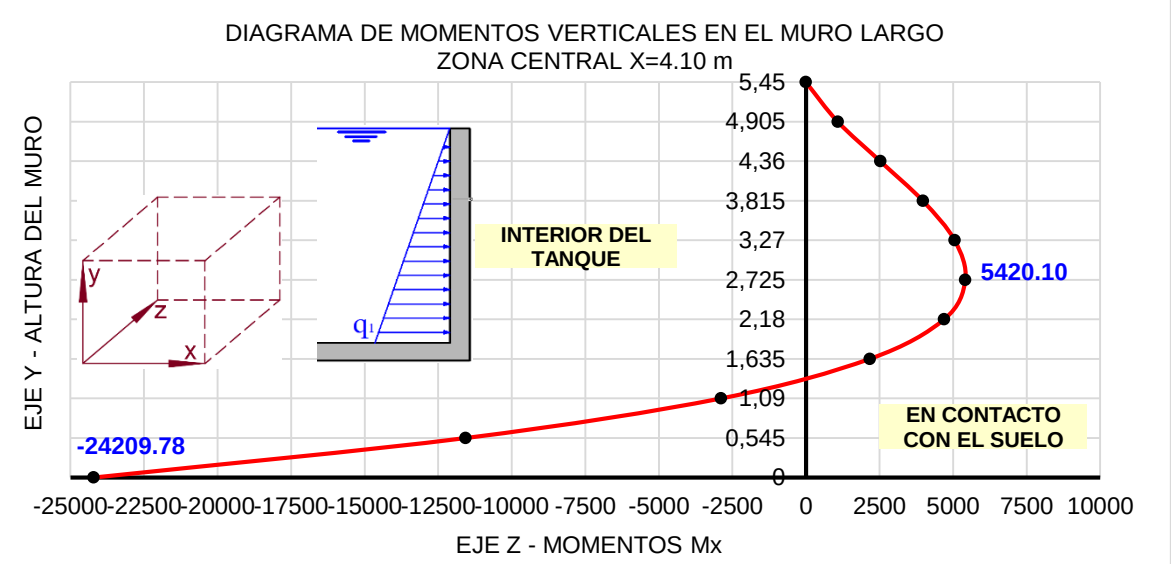
Tabla 207: Momentos Mx para el diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.20	0.82 / 7.38	1.64 / 6.56	2.46 / 5.74	3.28 / 4.92	4.10
5.450	-722.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-2168.04	-722.68	361.34	722.68	1084.02	1084.02
4.360	-2529.38	-722.68	722.68	1806.70	2529.38	2529.38
3.815	-2529.38	-361.34	1445.36	2890.72	3613.40	3974.74
3.270	-2529.38	0.00	2168.04	3974.74	4697.42	5058.76
2.725	-2529.38	0.00	2529.38	4336.08	5058.76	**5420.10 ***
2.180	-2529.38	361.34	2529.38	3613.40	4336.08	4697.42
1.635	-1806.70	0.00	1445.36	1806.70	2168.04	2168.04
1.090	-1445.36	-722.68	-1084.02	-1806.70	-2529.38	-2890.72
0.545	-361.34	-2529.38	-5781.44	-8672.16	-10840.20	-11562.88
0.000	0.00	-5781.44	-13730.92	-19512.36	-23125.76	**-24209.78 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 207 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte central del muro para X = 4.10 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 335, y donde se observa que el momento flector en la base del muro tracciona la cara interior en contacto con el agua, y hacia la parte central tracción por flexión sucede hacia la cara exterior del muro del tanque con un menor valor del que sucede en la base.

Figura 335: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 335 se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 208:

Tabla 208: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-24209.78**	**5420.10**	**Kg-m**
	ku	15.92	3.56	
Cuantía requerida	ρ	0.0044	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	-	0.0012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0044**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**17.16**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.116	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	21.89	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

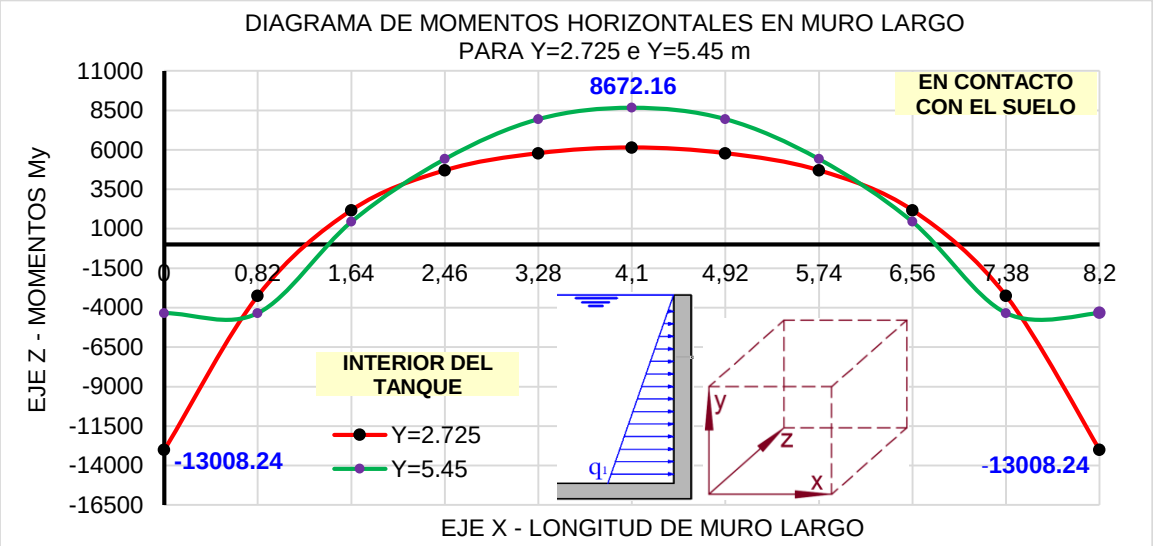
Tabla 209: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.20	0.82 / 7.38	1.64 / 6.56	2.46 / 5.74	3.28 / 4.92	4.10
5.450	-4336.08	-4336.08	1445.36	5420.10	7949.48	**8672.16 ***
4.905	-11201.54	-3974.74	1445.36	5420.10	7588.14	8310.82
4.360	-11924.22	-3974.74	1806.70	5420.10	7226.80	7949.48
3.815	-12646.90	-3974.74	1806.70	5420.10	7226.80	7588.14
3.270	-13008.24	-3613.40	2168.04	5058.76	6865.46	7226.80
2.725	**-13008.24 ***	-3252.06	2168.04	4697.42	5781.44	6142.78
2.180	-11924.22	-2529.38	2168.04	3974.74	4697.42	5058.76
1.635	-9756.18	-1806.70	1445.36	2529.38	2890.72	3252.06
1.090	-6504.12	-1084.02	722.68	1084.02	722.68	722.68
0.545	-2168.04	-722.68	-722.68	-1445.36	-1806.70	-1806.70
0.000	0.00	-1084.02	-2890.72	-3974.74	-4697.42	-4697.42

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 209 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y= 2.725, como se ilustra a continuación en la Figura 336.

Figura 336: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 336, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 210:

Tabla 210: Diseño del acero horizontal para el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-13008.24**	**8672.16**	**Kg-m**
	ku	8.55	5.70	
Cuantía requerida	ρ	0.0023	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0031	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0031 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**12.09**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.105	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

De la misma manera que para el muro largo, se procede a graficar los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) en el muro corto. Para ello en las Tablas 211 y 213 se detallan los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se determinará el acero de refuerzo necesario para el muro corto.

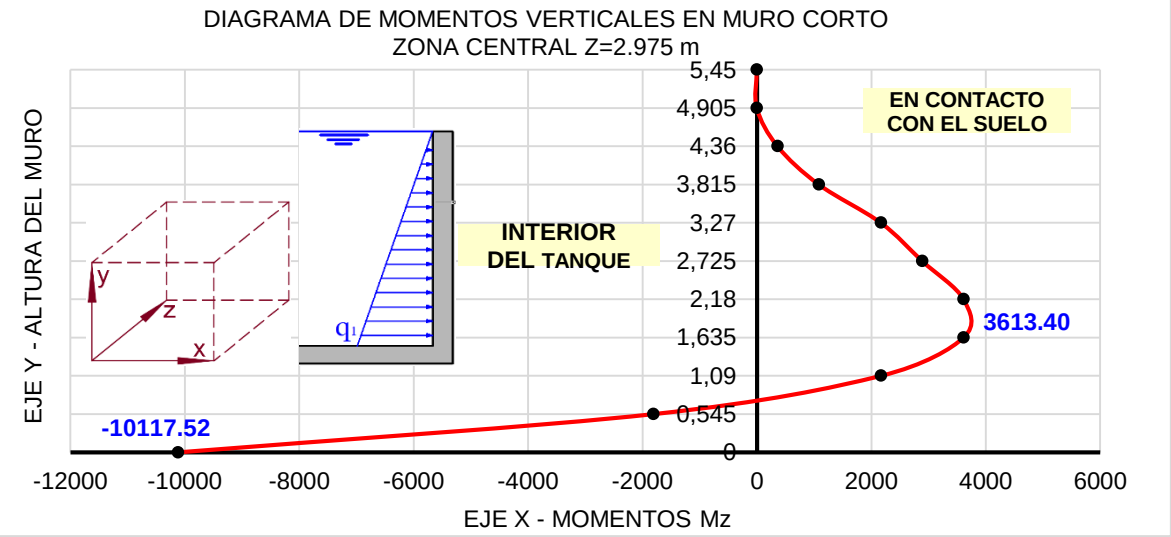
Tabla 211: Momentos Mz para el diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS Mz – Muro corto						
z / y	0.00 5.95	0.60 5.36	1.19 4.76	1.79 4.17	2.38 3.57	2.975
5.450	-722.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-2168.04	-1084.02	-722.68	-361.34	-361.34	0.00
4.360	-2529.38	-1445.36	-722.68	0.00	0.00	361.34
3.815	-2529.38	-1445.36	-361.34	361.34	722.68	1084.02
3.270	-2529.38	-1084.02	0.00	1084.02	1806.70	2168.04
2.725	-2529.38	-722.68	722.68	2168.04	2890.72	2890.72
2.180	-2529.38	-361.34	1445.36	2529.38	3613.40	**3613.40 ***
1.635	-1806.70	0.00	1806.70	2890.72	3613.40	3613.40
1.090	-1445.36	361.34	1445.36	1806.70	2168.04	2168.04
0.545	-361.34	0.00	-361.34	-1084.02	-1806.70	-1806.70
0.000	0.00	-1445.36	-4697.42	-7588.14	-9394.84	**-10117.52 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 211 se observa momentos verticales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para Z=2.975 m, como se ilustra a continuación en la Figura 337.

Figura 337: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 337 se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 212:

Tabla 212: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-10117.52**	**3613.40**	**Kg-m**
	ku	6.65	2.38	
Cuantía requerida	ρ	0.0018	0.0006	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0024	0.0008	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

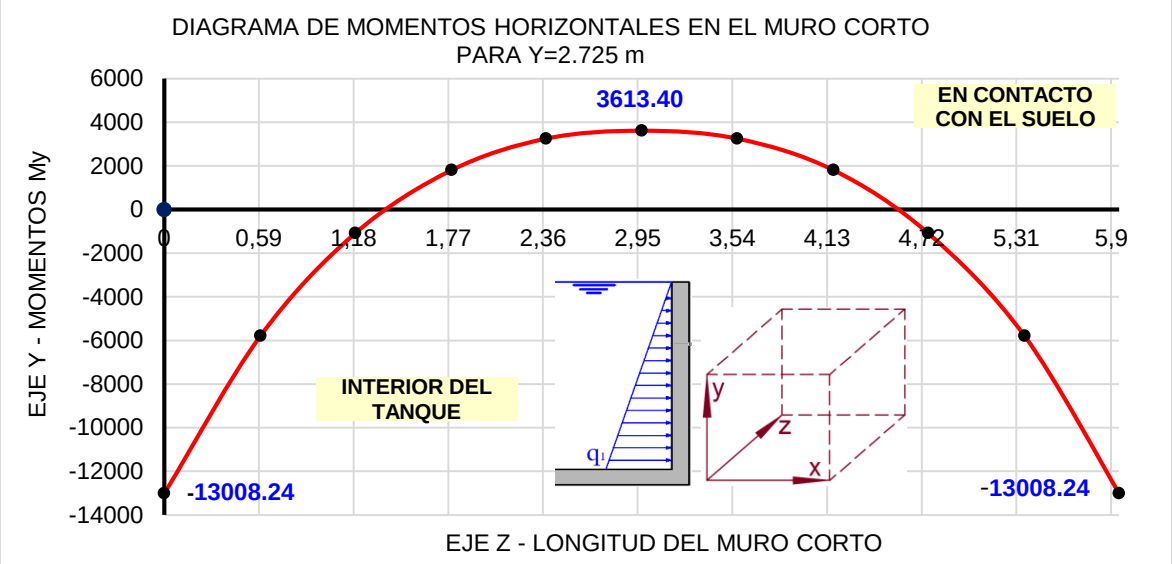
Tabla 213: Momentos My para el diseño de acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

MOMENTOS My – Muro corto						
z / y	0.00 / 5.95	0.60 / 5.36	1.19 / 4.76	1.79 / 4.17	2.38 / 3.57	2.975
5.450	-4336.08	-7226.80	-3974.74	-1084.02	361.34	1084.02
4.905	-11201.54	-6865.46	-3613.40	-722.68	722.68	1445.36
4.360	-11924.22	-6865.46	-2890.72	-361.34	1445.36	2168.04
3.815	-12646.90	-6865.46	-2529.38	361.34	2168.04	2890.72
3.270	-13008.24	-6504.12	-1806.70	1084.02	2890.72	3252.06
2.725	**-13008.24 ***	-5781.44	-1084.02	1806.70	3252.06	**3613.40 ***
2.180	-11924.22	-4697.42	-361.34	1806.70	3252.06	3613.40
1.635	-9756.18	-3613.40	0.00	1806.70	2890.72	2890.72
1.090	-6504.12	-1806.70	361.34	1445.36	1806.70	1806.70
0.545	-2168.04	-722.68	0.00	0.00	0.00	0.00
0.000	0.00	-361.34	-1084.02	-1445.36	-1806.70	-2168.04

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 213 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y = 2.725 m, como se ilustra a continuación en la Figura 338.

Figura 338: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 338 se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 214:

Tabla 214: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-13008.24**	**3613.40**	**Kg-m**
Índice de ref.	ku	8.55	2.38	Kg/cm2
Cuantía requerida	ρ	0.0023	0.0006	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0031	0.0008	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0031 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**12.09**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.105	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.6.4.4. Control de fisuras para la condicion de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 24209.78 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 5/8" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{24209.78}{1.3 \text{ x } 1.7} = 10954.65 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 21.89 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{1094565}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 21.89} = 1425.76 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1425.76 + 1890) / 2 = 1657.88 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.59/2 = 5.80 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x} 17000^3}{5.80^2 \text{ x } 1657.88^3} = 16.03 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 13008.24 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{13008.24}{1.3 \text{ x } 1.7} = 5886.08 \text{ kg.m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{588608}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 13.97} = 1200.39 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1200.39 + 1890) / 2 = 1545.20 kg/cm2

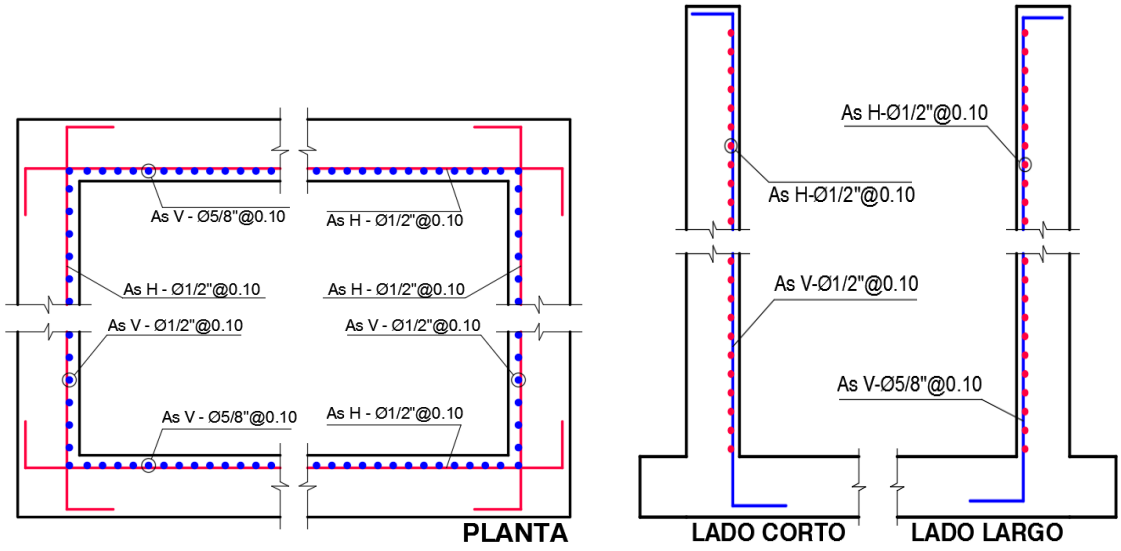
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z= 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Sm\acute{a}x} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1545.20^3} = 20.9\ cm > 10 \text{ cm} => \mathbf{\text{ es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 339: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según la PCA



4.6.4.5. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del tanque imhoff, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 340), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Vl-máx) se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta, debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vl-máx = Cs x q_{u1} x a = 0.24 x 9357.65 x 5.45 = 12239.81 kg

Nu = 1.65 x 12239.81 kg = 20195.69 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{20195.69}{0.9\ x\ 4200} = 5.34\ cm2$$

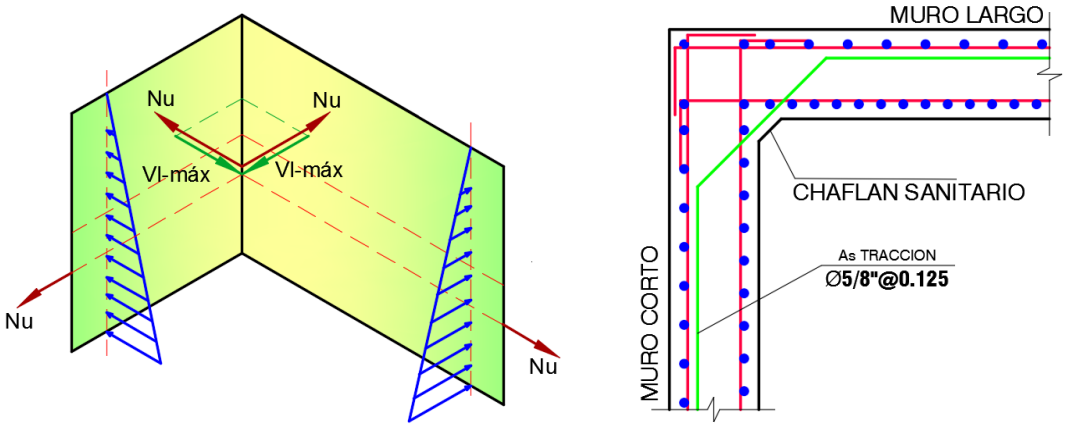
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior:

As = As flexión + As tracción = 12.09 + 5.34/2 = 14.76 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 39 = 12.87 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero que utilizamos es el acero requerido de 14.76 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.125 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 340: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero de tracción en la unión muro-muro según la PCA



4.6.4.6. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga nº 02

El diseño por flexión para los muros del tanque para la condición de carga 01, sirve para calcular el refuerzo interior del muro, la cara que se encuentra en contacto con el agua, dado que suceden los máximos

momentos flectores hacia esa zona. Pero el tanque no solo estará soportando dichas cargas, pues en cierto momento soportara el empuje del relleno, situación en donde los máximos momentos ocurren en la cara de los muros en contacto con el suelo, por lo cual se realiza el diseño de los muros para la condición de carga 02.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada por la PCA, donde a = 5.45 m, b = 8.20 m, c = 5.95 m y la carga debido a la presión del suelo q_2=2710.18 kg/m2.

$$\text{Mx, y, z} = \frac{\text{Coef x q2 x a}^2}{1000} = \frac{\text{Coef x } 2710.18 \text{ x } 5.45^2}{1000} = 80.50 \text{ x Coef}$$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7, por efectos de empuje del suelo y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3; de la siguiente manera:

$Mu_{x,y,z}$ = coef sanitario x coef empuje x Mx,y,z

$Mu_{x,y,z}$ = 1.3 x 1.7 x 80.50 x coef = 177.91 x coef

Con esta expresión se determinan los momentos máximos verticales (Mx y Mz) y horizontales (My), multiplicando por los mismos coeficientes presentados en la Tabla 206, debido a que las condiciones de borde se mantienen y solo cambia la dirección y valor de la carga.

En las Tablas 215 y 217 se detallan los momentos máximos verticales (Mx) y horizontales (My) respectivamente con los cuales se grafican los diagramas de momentos flectores y se diseña el acero de refuerzo necesario en el muro largo para la condición de carga 02.

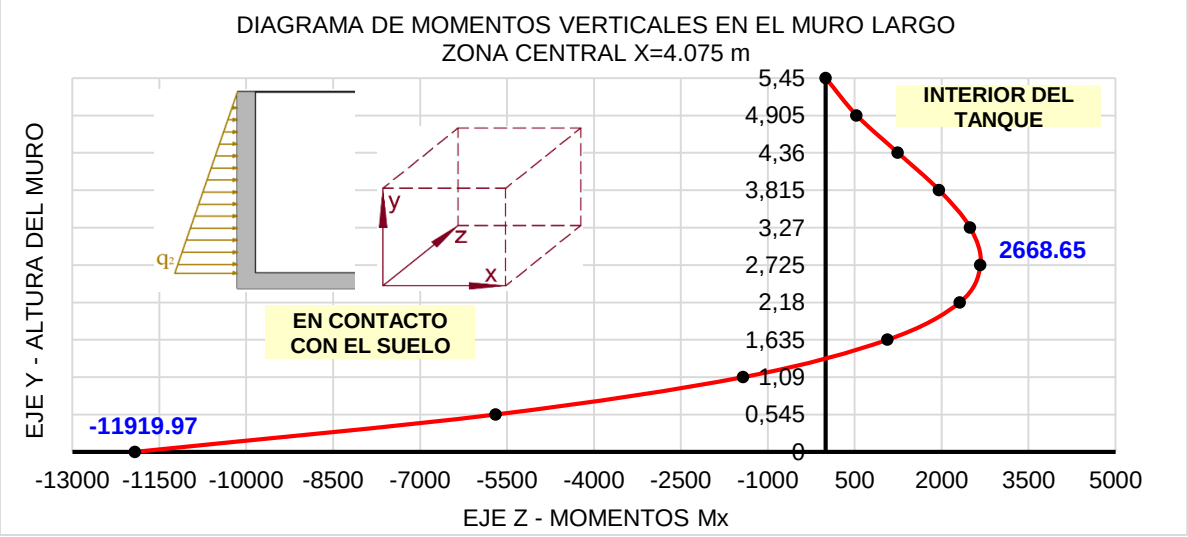
Tabla 215: Momentos Mx para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.20	0.82 / 7.38	1.64 / 6.56	2.46 / 5.74	3.28 / 4.92	4.10
5.450	-355.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-1067.46	-355.82	177.91	355.82	533.73	533.73
4.360	-1245.37	-355.82	355.82	889.55	1245.37	1245.37
3.815	-1245.37	-177.91	711.64	1423.28	1779.10	1957.01
3.270	-1245.37	0.00	1067.46	1957.01	2312.83	2490.74
2.725	-1245.37	0.00	1245.37	2134.92	2490.74	**2668.65 ***
2.180	-1245.37	177.91	1245.37	1779.10	2134.92	2312.83
1.635	-889.55	0.00	711.64	889.55	1067.46	1067.46
1.090	-711.64	-355.82	-533.73	-889.55	-1245.37	-1423.28
0.545	-177.91	-1245.37	-2846.56	-4269.84	-5337.30	-5693.12
0.000	0.00	-2846.56	-6760.58	-9607.14	-11386.24	**-11919.97 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 215 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X=4.10 m, como se ilustra a continuación en la Figura 341.

Figura 341: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 341, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 216:

Tabla 216: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-11919.97**	**2668.65**	**Kg-m**
	ku	7.84	1.75	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0028	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

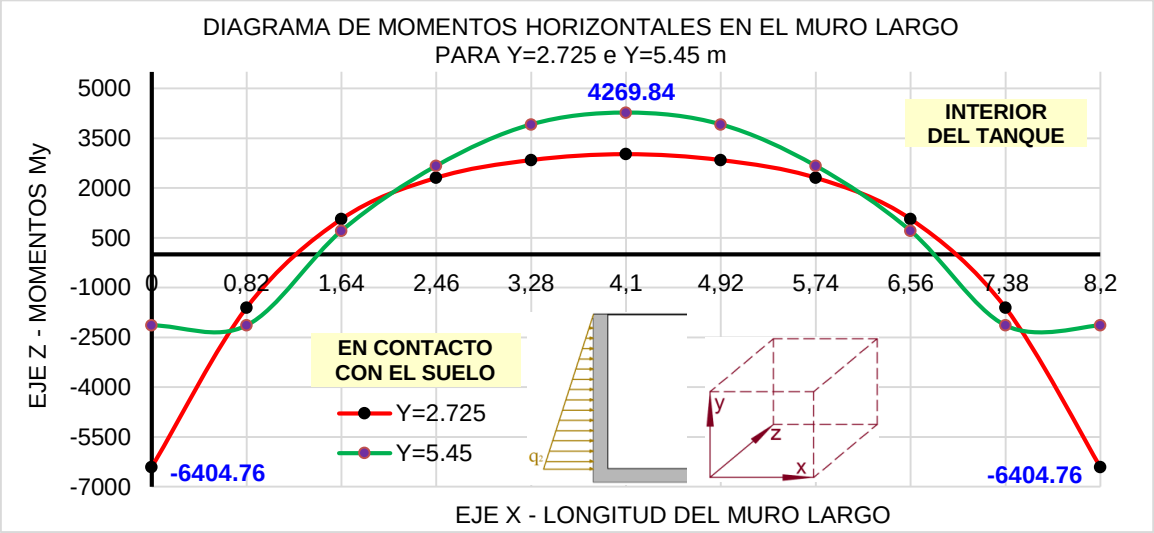
Tabla 217: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.20	0.82 / 7.38	1.64 / 6.56	2.46 / 5.74	3.28 / 4.92	4.10
5.450	-2134.92	-2134.92	711.64	2668.65	3914.02	**4269.84 ***
4.905	-5515.21	-1957.01	711.64	2668.65	3736.11	4091.93
4.360	-5871.03	-1957.01	889.55	2668.65	3558.20	3914.02
3.815	-6226.85	-1957.01	889.55	2668.65	3558.20	3736.11
3.270	-6404.76	-1779.10	1067.46	2490.74	3380.29	3558.20
2.725	**-6404.76 ***	-1601.19	1067.46	2312.83	2846.56	3024.47
2.180	-5871.03	-1245.37	1067.46	1957.01	2312.83	2490.74
1.635	-4803.57	-889.55	711.64	1245.37	1423.28	1601.19
1.090	-3202.38	-533.73	355.82	533.73	355.82	355.82
0.545	-1067.46	-355.82	-355.82	-711.64	-889.55	-889.55
0.000	0.00	-533.73	-1423.28	-1957.01	-2312.83	-2312.83

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 217 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.725 m, como se ilustra a continuación en la Figura 342.

Figura 342: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 342, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 218:

TABLA 218: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-6404.76**	**4269.84**	**Kg-m**
	ku	4.21	2.81	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

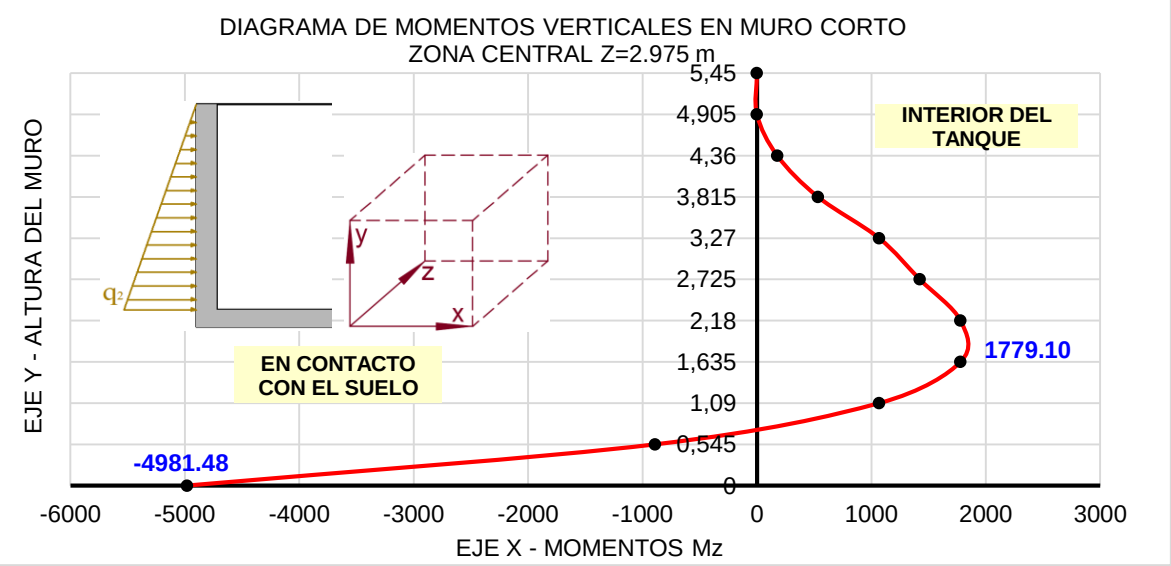
De la misma manera que para el muro largo, se procede a graficar los diagramas de momentos verticales (Mz) y horizontales (My) en el muro corto. Para ello en las Tablas 219 y 221 se muestran los momentos máximos verticales y horizontales respectivamente con los cuales se diseñará el acero de refuerzo para el muro corto.

Tabla 219: Momentos Mz para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS Mz – Muro corto						
z / y	0.00	0.60	1.19	1.79	2.38	2.975
	5.95	5.36	4.76	4.17	3.57	
5.450	-355.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.905	-1067.46	-533.73	-355.82	-177.91	-177.91	0.00
4.360	-1245.37	-711.64	-355.82	0.00	0.00	177.91
3.815	-1245.37	-711.64	-177.91	177.91	355.82	533.73
3.270	-1245.37	-533.73	0.00	533.73	889.55	1067.46
2.725	-1245.37	-355.82	355.82	1067.46	1423.28	1423.28
2.180	-1245.37	-177.91	711.64	1245.37	1779.10	**1779.10 ***
1.635	-889.55	0.00	889.55	1423.28	1779.10	1779.10
1.090	-711.64	177.91	711.64	889.55	1067.46	1067.46
0.545	-177.91	0.00	-177.91	-533.73	-889.55	-889.55
0.000	0.00	-711.64	-2312.83	-3736.11	-4625.66	**-4981.48 ***

En la Tabla 219 se observa momentos verticales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X=2.975 m, como ilustra a continuación en la Figura 343.

Figura 343: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 343, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 220:

Tabla 220: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-4981.48**	**1779.10**	**Kg-m**
	ku	3.28	1.17	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0012	0.0004	
Cuantía mínima	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

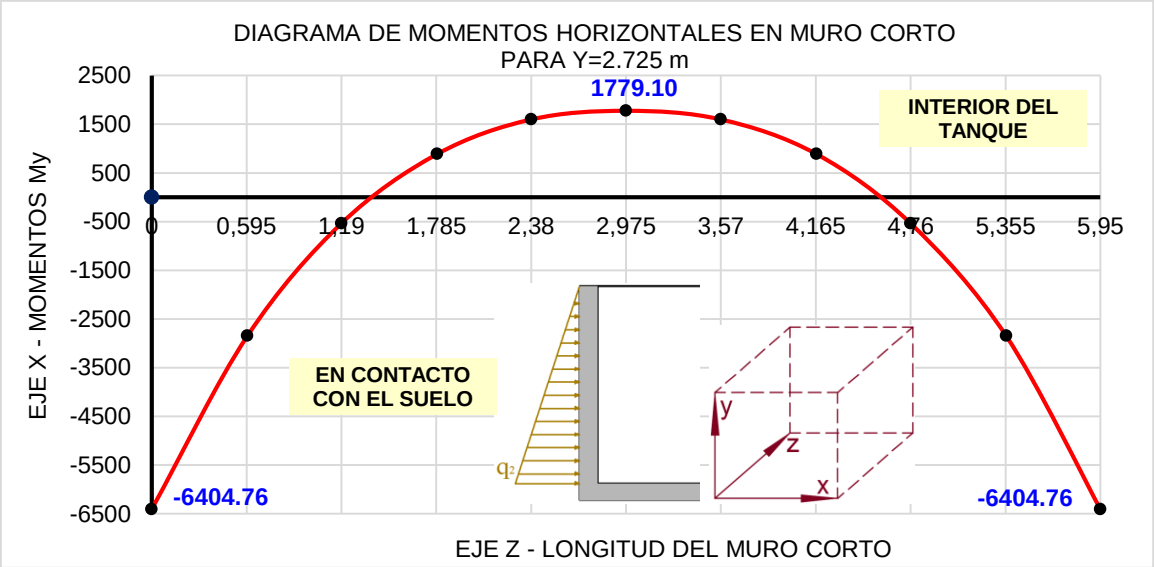
Tabla 221: Momentos My para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

MOMENTOS My – Muro corto						
z / y	0.00	0.60	1.19	1.79	2.38	2.975
	5.95	5.36	4.76	4.17	3.57	
5.450	-2134.92	-3558.20	-1957.01	-533.73	177.91	533.73
4.905	-5515.21	-3380.29	-1779.10	-355.82	355.82	711.64
4.360	-5871.03	-3380.29	-1423.28	-177.91	711.64	1067.46
3.815	-6226.85	-3380.29	-1245.37	177.91	1067.46	1423.28
3.270	-6404.76	-3202.38	-889.55	533.73	1423.28	1601.19
2.725	**-6404.76 ***	-2846.56	-533.73	889.55	1601.19	**1779.10 ***
2.180	-5871.03	-2312.83	-177.91	889.55	1601.19	1779.10
1.635	-4803.57	-1779.10	0.00	889.55	1423.28	1423.28
1.090	-3202.38	-889.55	177.91	711.64	889.55	889.55
0.545	-1067.46	-355.82	0.00	0.00	0.00	0.00
0.000	0.00	-177.91	-533.73	-711.64	-889.55	-1067.46

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 221 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano Y-Z), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.725 m, como se ilustra a continuación en la Figura 344.

Figura 344: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 344, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra en la Tabla 222

Tabla 222: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (PCA)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	40	40	cm
Peralte efectivo	d	34	34	cm
Momento	**Mu**	**-6404.76**	**1779.10**	**Kg-m**
	ku	4.21	1.17	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo escogido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

4.6.4.7. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Mux = 11919.97 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{11919.97}{1.3 \text{ x } 1.7} = 5393.65 \text{ kg. m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{539365}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 13.97} = 1099.97 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1090.97 + 1890) / 2 = 1494.98 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z= 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1494.98^3} = 45.3 \text{ cm} > 10 \text{ cm} => \mathbf{\text{ es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Muy = 6404.76 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{6404.76}{1.3 \text{ x } 1.7} = 2898.08 \text{ kg. m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{289808}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 13.97} = 591.03 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(591.03 + 1890) / 2 = 1240.51 kg/cm2

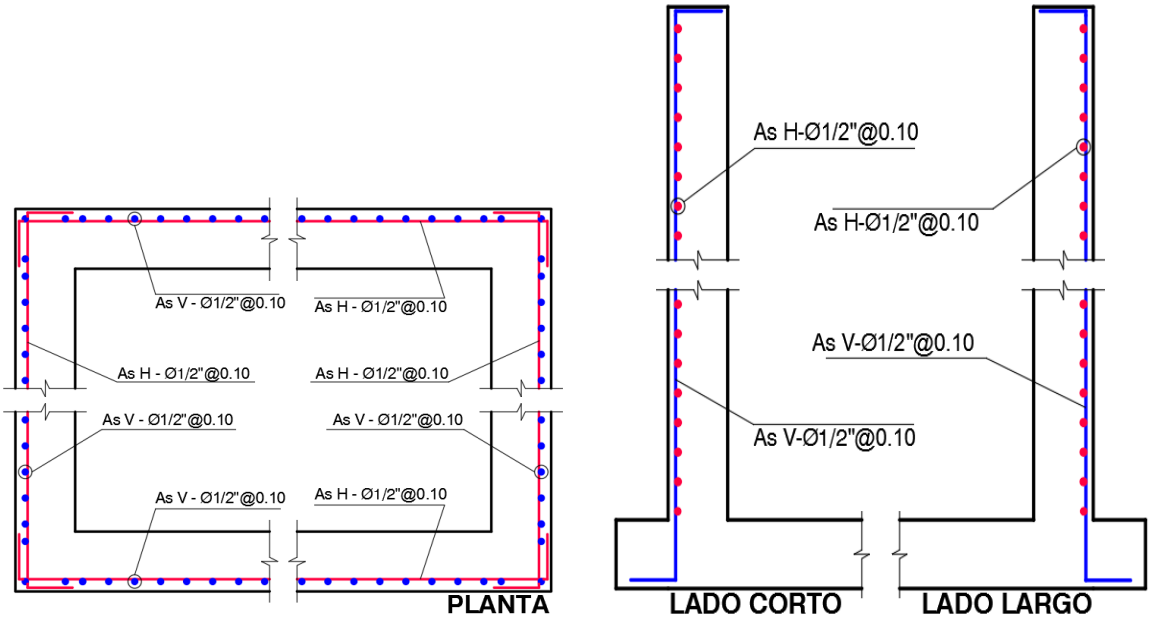
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1240.51^3} = 40.5 \text{ cm} > 10 \text{ cm} => \mathbf{\text{ es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

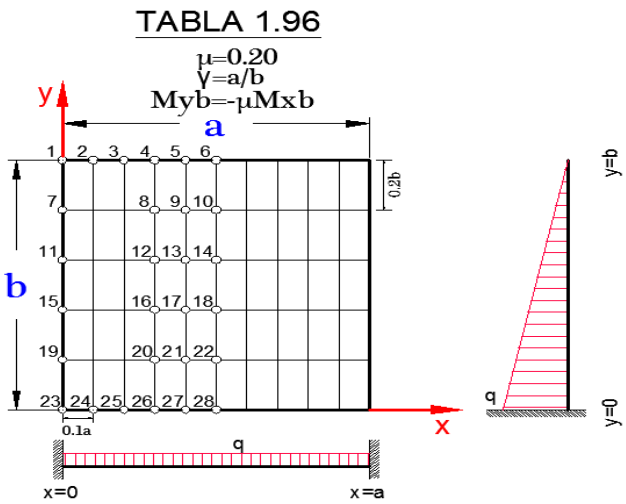
Figura 345: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según la PCA



4.6.5. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE BARES

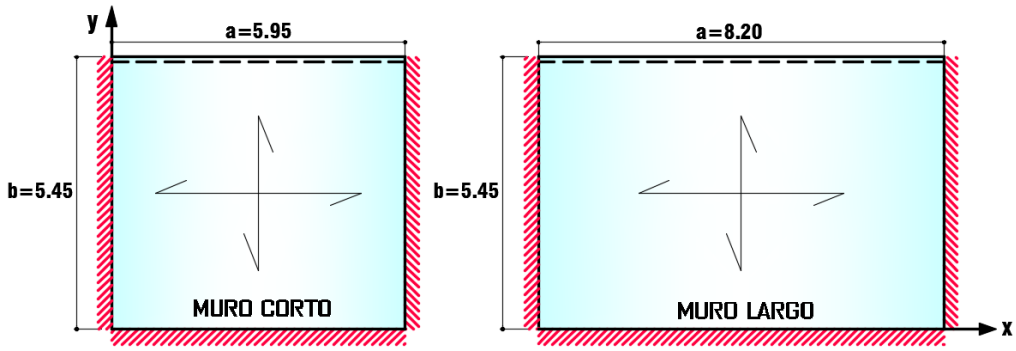
Al igual que el caso anterior y de acuerdo a la Figura 327, las condiciones de apoyo para el tanque imhoff se consideran empotrados en los bordes laterales y en la cimentación, por lo cual elegimos la Tabla 1.96 de la publicación de Richard Bares.

Figura 346: Esquema de la Tabla 1.96 de Bares para el diseño de las paredes del tanque imhoff



De acuerdo al eje de coordenadas y nomenclatura de la Tabla 1.82 de Bares, las dimensiones de las paredes del tanque imhoff se presentan en la Figura 347, con los cuales se determinan las relaciones de longitudes para la pared larga y pared corta, de la siguiente manera:

Figura 347: Dimensiones de las paredes del tanque imhoff según nomenclatura de la tabla de Bares



	MURO LARGO	MURO CORTO
Dirección X: Ancho de la pared Dirección Y: Altura de la pared	a = 8.20 m b = 5.45 m	a = 5.95 m b = 5.45 m
Relación de longitudes	**a/b = 1.50**	**a/b = 1.09**

4.6.5.1. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 01

Para el diseño por flexión, se calcula los momentos flectores que se generan en las paredes del tanque, tanto en la dirección vertical como en la horizontal, para ello utilizamos los coeficientes de la Tabla 221, los cuales corresponden a la Tabla 1.96 de Bares. Para ingresar a esta tabla es necesario definir la relación de longitudes ancho/alto (a/b) para cada uno de los lados que conforman las paredes del tanque. Para el tanque imhoff que se diseña, las paredes tienen las siguientes dimensiones: para el lado largo a=8.20 m, para el lado corto a=5.95 m y una altura b=5.45 m, obteniéndose de esta manera relaciones a/b=1.50 para el lado largo y a/b=1.09 para el lado corto. Como la tabla de Bares no presenta valores para estas relaciones, haciendo un análisis de variación, optamos por aproximar dichos valores a a/b=1.5 y a/b=1.0, porque presentan una variación mínima que no afecta los resultados.

A continuación, se presenta la Tabla 1.96 para el cálculo de momentos, cuya presentación en la publicación de Bares es la siguiente:

Tabla 223: Coeficientes para el cálculo de momentos flectores en las paredes del tanque imhoff (BARES)

a/b	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	3	F.m.
Mx1	-0.0064	-0.0088	-0.0148	-0.0151	-0.0180	-0.01610	-0.00952	
Mx4	0.0016	0.0024	0.0045	0.0046	0.0051	0.00430	0.00221	
Mx5	0.0032	0.0048	0.0088	0.0084	0.0084	0.00630	0.00258	
Mx6	0.0032	0.0056	0.0101	0.0097	0.0095	0.00690	0.00264	
Mx7	-0.0176	-0.0184	-0.0263	-0.0216	-0.0192	-0.01502	-0.00811	
Mx8	0.0048	0.0048	0.0070	0.0059	0.0053	0.00402	0.00191	
Mx9	0.0080	0.0084	0.0121	0.0099	0.0082	0.00565	0.00215	
Mx10	0.0080	0.0096	0.0139	0.0112	0.0091	0.00612	0.00220	
Mx11	-0.0336	-0.0332	-0.0396	-0.0273	-0.0189	-0.01288	-0.00622	
Mx12	0.0096	0.0092	0.0110	0.0079	0.0055	0.00382	0.00149	qa2
Mx13	0.0144	0.0152	0.0178	0.0119	0.0077	0.00472	0.00158	
Mx14	0.0176	0.0168	0.0198	0.0132	0.0084	0.00502	0.00157	
Mx15	-0.0496	-0.0456	-0.0468	-0.0277	-0.0155	-0.00930	-0.00399	
Mx16	0.0128	0.0128	0.0137	0.0082	0.0045	0.00250	0.00072	
Mx17	0.0224	0.0204	0.0202	0.0115	0.0058	0.00295	0.00063	
Mx18	0.0256	0.0228	0.0223	0.0125	0.0061	0.00305	0.00059	
Mx19	-0.0608	-0.0408	-0.0326	-0.0160	-0.0072	-0.00385	-0.00147	
Mx20	0.0160	0.0120	0.0094	0.0044	0.0014	0.00015	-0.00055	
Mx21	0.0272	0.0172	0.0128	0.0055	0.0015	0.00000	-0.00077	
Mx22	0.0304	0.0188	0.0137	0.0058	0.0015	-0.00008	-0.00084	
My8	0	0	0.0002	0.0011	0.0042	0.0065	0.0072	
My9	0.0001	0.0002	0.0005	0.0019	0.0061	0.0088	0.0082	
My10	0.0001	0.0002	0.0007	0.0022	0.0067	0.0095	0.0085	
My12	0.0001	0.0005	0.0020	0.0047	0.0102	0.0125	0.0096	
My13	0.0002	0.0009	0.0029	0.0064	0.0130	0.0151	0.0096	
My14	0.0002	0.0010	0.0032	0.0070	0.0139	0.0159	0.0094	
My16	0.0002	0.0013	0.0042	0.0076	0.0115	0.0099	-0.0012	
My17	0.0003	0.0019	0.0056	0.0097	0.0137	0.0106	-0.0046	qb2
My18	0.0003	0.0021	0.0061	0.0104	0.0143	0.0107	-0.0059	
My20	0.0003	0.0022	0.0039	0.0039	0.0014	-0.0116	-0.0356	
My21	0.0005	0.0029	0.0048	0.0044	0.0029	-0.0160	-0.0444	
My22	0.0005	0.0031	0.0051	0.0046	0.0035	-0.0175	-0.0474	
My26	-0.0023	-0.0081	-0.0152	-0.0252	-0.0465	-0.0683	-0.1062	
My27	-0.0028	-0.0100	-0.0188	-0.0307	-0.0554	-0.0804	-0.1214	
My28	-0.0030	-0.0107	-0.0200	-0.0325	-0.0584	-0.0845	-0.1262	
Rx1	0.0328	0.0294	0.0283	0.0326	0.0707	0.0992	0.1041	
Rx7	0.1004	0.1046	0.1328	0.1315	0.1383	0.1282	0.0975	
Rx11	0.1984	0.2030	0.2310	0.1972	0.1604	0.1242	0.0784	qa
Rx15	0.3004	0.3028	0.3160	0.2421	0.1695	0.1205	0.0715	
Rx19	0.3768	0.2988	0.2537	0.1607	0.0891	0.0554	0.0299	
Rx23	0.1840	0.0668	0.0153	-0.0045	-0.0131	-0.0120	-0.0068	
Ry23	0.0460	0.0304	0.0102	-0.0045	-0.0196	-0.0241	-0.0204	
Ry24	0.0136	0.0309	0.0474	0.0744	0.1256	0.1691	0.2452	
Ry25	0.0543	0.1052	0.1488	0.1942	0.2666	0.3199	0.3964	qb
Ry26	0.0839	0.1563	0.2154	0.2699	0.3496	0.4038	0.4668	
Ry27	0.1004	0.1856	0.2526	0.3108	0.3923	0.4457	0.4966	
Ry28	0.1056	0.0336	0.2645	0.3236	0.4055	0.4584	0.5047	
				Lado corto	**Lado largo**			

Los coeficientes Mx, se utilizan para el cálculo de momentos horizontales en el muro largo y muro corto respectivamente. Estos momentos Mx que permiten el diseño del acero horizontal se grafican alrededor de la altura del muro, teniendo diagramas para diferentes valores de Y. Por otro lado, los coeficientes My, se utilizan para el cálculo de momentos verticales para el muro largo y muro corto. Estos momentos My que permiten el diseño del acero vertical se grafican alrededor de la longitud del muro largo y muro corto, teniendo diagramas para diferentes valores de X. La tabla también nos muestra coeficientes Rx y Ry, los cuales nos permiten el cálculo de cortantes, pero como podemos observar son menores al de la PCA, por consiguiente, las cortantes últimas serían menores al cortante resistente, por tanto, no es necesario verificar por corte con esta metodología.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01, el cual comprende la determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde para el muro largo a=8.20 m, para el muro corto a=5.95, la altura b=5.45 m y la carga debido a la presión del agua q_1=5504.50 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque imhoff a=8.20 m, b=5.45 m y q_1=5504.50 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 8.20^2 = 817970.90 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 5.45^2= 361329.28 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 223, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

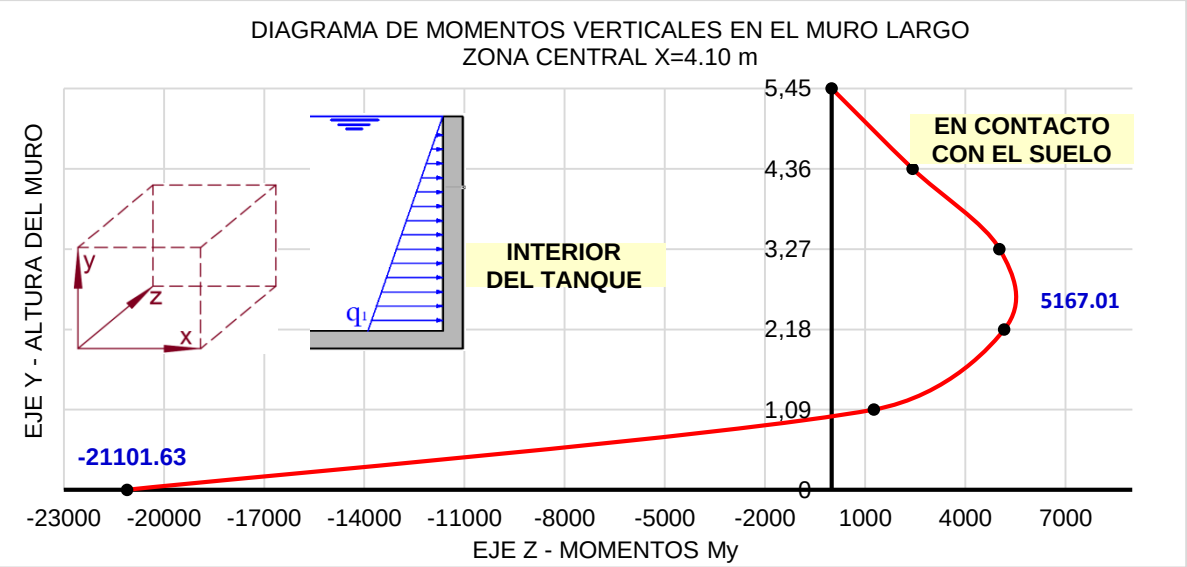
Tabla 224: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.64	2.46	3.28	4.10
y	8.20	7.38	6.56	5.74	4.92	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	1517.58	2204.11	2420.91
3.27	0	0	0	3685.56	4697.28	5022.48
2.18	0	0	0	4155.29	4950.21	**5167.01 ***
1.09	0	0	0	505.86	1047.85	1264.65
0.00	0	0	0	-16801.81	-20017.64	**-21101.63 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 224 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 4.10 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 348.

Figura 348: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos, del diagrama de momentos flectores de la Figura 348, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 225:

Tabla 225: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-21101.03**	**5167.01**	**Kg-m**
	ku	13.87	3.59	
Cuantía requerida	ρ	0.0038	0.0016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	-	0.0021	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0038**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**14.82**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.134	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 1/2”@ 0.10**	
Acero colocado	As col	17.91	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

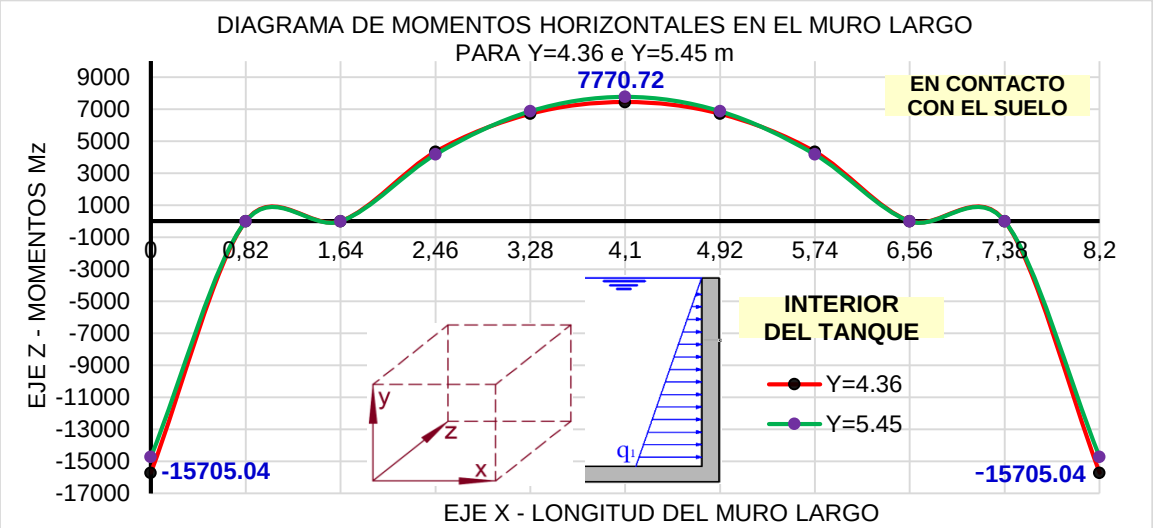
Tabla 226: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00 / 8.20	0.82 / 7.38	1.64 / 6.56	2.46 / 5.74	3.28 / 4.92	4.10
5.45	-14723.48	0	0	4171.65	6870.96	**7770.72 ***
4.36	**-15705.04 ***	0	0	4335.25	6707.36	7443.54
3.27	-15459.65	0	0	4498.84	6298.38	6870.96
2.18	-12678.55	0	0	3680.87	4744.23	4989.62
1.09	-5889.39	0	0	1145.16	1226.96	1226.96
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 226 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=4.36 m, como se ilustra a continuación en la Figura 349.

Figura 349: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 349, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 227:

Tabla 227: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-15705.04**	**7770.72**	**Kg-m**
	ku	10.33	5.11	
Cuantía requerida	ρ	0.0028	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0037	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**12.87**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.10	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) 4/3 ρreq excede ρmin = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro corto del tanque imhoff a=5.95 m, b=5.45 m y q_1=5504.50 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del agua; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 5.95^2 = 430669.47 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 5504.50 x 5.45^2= 361329.28 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 223, y se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

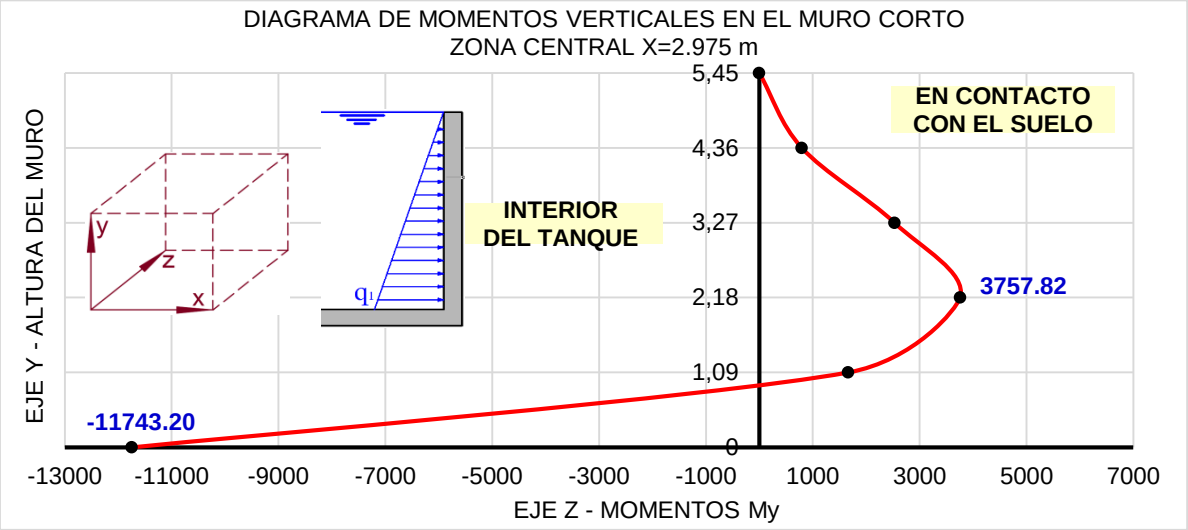
Tabla 228: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS My – Muro corto						
x / y	0.00	0.60	1.19	1.79	2.38	2.975
	5.95	5.36	4.76	4.17	3.57	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	397.46	686.53	794.92
3.27	0	0	0	1698.25	2312.51	2529.30
2.18	0	0	0	2746.10	3504.89	**3757.82 ***
1.09	0	0	0	1409.18	1589.85	1662.11
0.00	0	0	0	-9105.50	-11092.81	**-11743.20 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 228 se observa se observa momentos verticales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 2.975 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 350.

Figura 350: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES



)

Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 350, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 229:

Tabla 229: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-11743.20**	**3757.82**	**Kg-m**
	ku	7.72	2.47	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0028	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

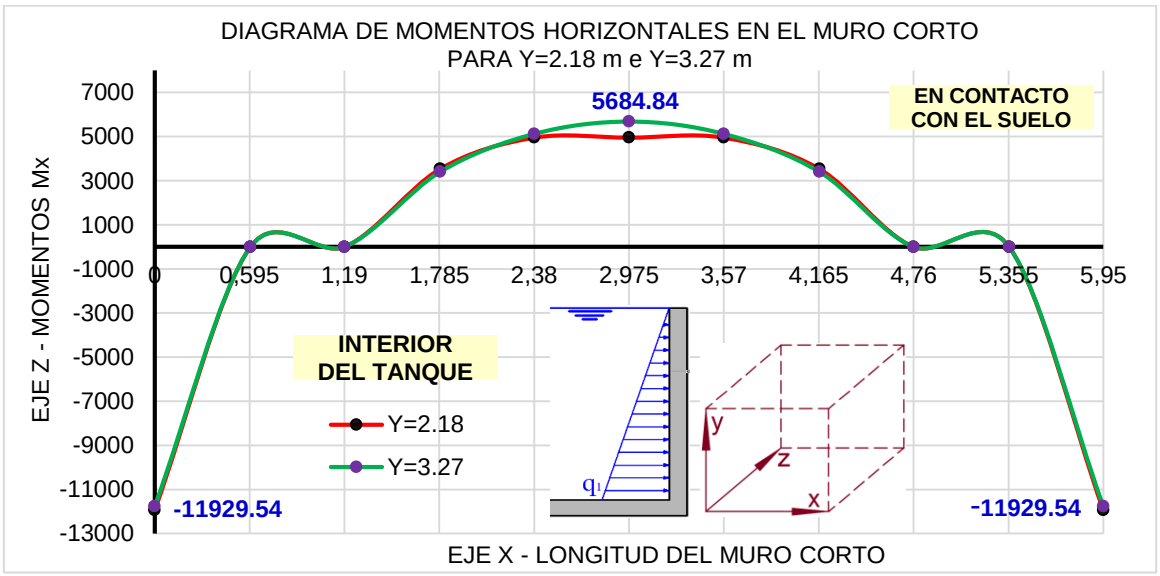
Tabla 230: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque cisterna para la condición de carga 01 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro corto						
x / y	0.00	0.60	1.19	1.79	2.38	2.975
	5.95	5.36	4.76	4.17	3.57	
5.45	-6503.11	0	0	1981.08	3617.62	4177.49
4.36	-9302.46	0	0	2540.95	4263.63	4823.50
3.27	-11757.28	0	0	3402.29	5124.97	5684.84 *
2.18	-11929.54 *	0	0	3531.49	4952.70	4952.70
1.09	-6890.71	0	0	1894.95	2368.68	2497.88
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 230 se observa momentos horizontales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 351.

Figura 351: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 351, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 231:

Tabla 231: Diseño del refuerzo horizontal para el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 01 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-11929.54**	**5684.84**	**Kg-m**
	ku	7.84	3.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0010	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0028	0.0013	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara interior del tanque	Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.6.5.2. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 21101.03 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 5/8" @ 0.125 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{21101.03}{1.3 \text{ x } 1.7} = 9547.98 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 17.91 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{954798}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 17.91} = 1518.83 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1518.83 + 1890) / 2 = 1704.41 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.59/2 = 5.80 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.80^2 \text{ x } 1704.41^3} = 14.8 \text{ cm} > 12.5 \text{ cm} => \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 15705.04 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{15705.04}{1.3 \text{ x } 1.7} = 7106.35 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{710635}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 13.97} = 1449.25 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1449.25 + 1890) / 2 = 1669.62 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

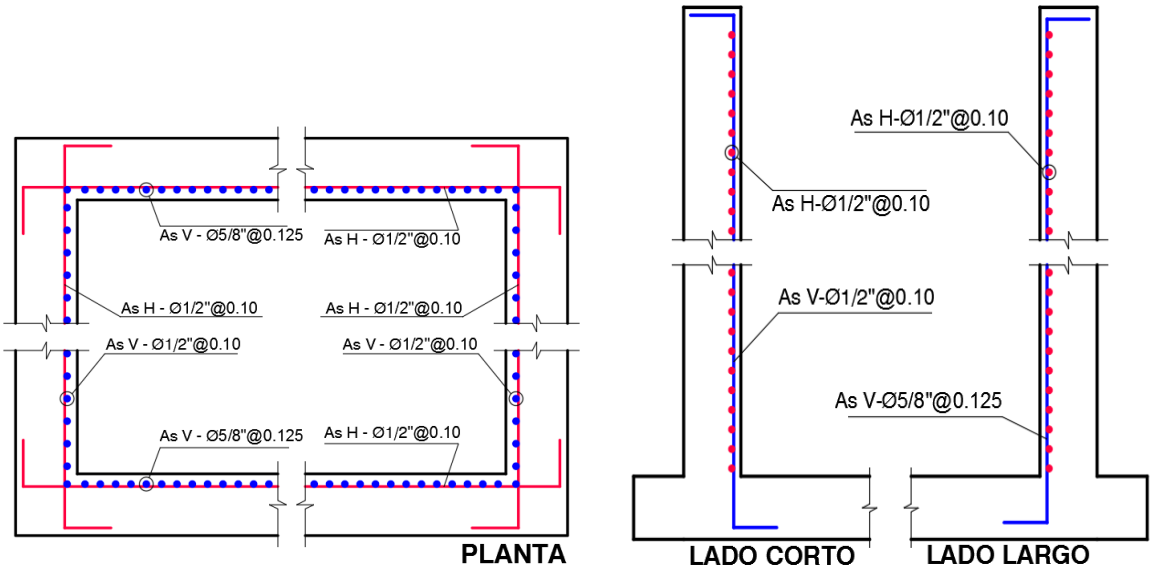
- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm

- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1669.62^3} = 16.6 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas

Figura 352: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 01 (tanque lleno) según Bares



4.6.5.3. Acero requerido para la tracción directa en el muro largo

Debido a la presión del agua en las paredes del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-muro (ver Fig. 353), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Las cortantes actuantes en el borde lateral del muro corto (Rx-15), se convierten en tracción pura en el muro largo, y según el ACI 350 la tracción máxima generada por la cortante en la pared lateral corta debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Rx = Nu = coef x q_{u1} x a = 0.1695 x 5504.50 x 8.20 = 7650.70 kg

Nu = 1.65 x 7650.70 = 12623.66 kg

Acero requerido por tracción pura en la pared larga:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{12623.66}{0.9\ x\ 4200} = 3.34\ cm2$$

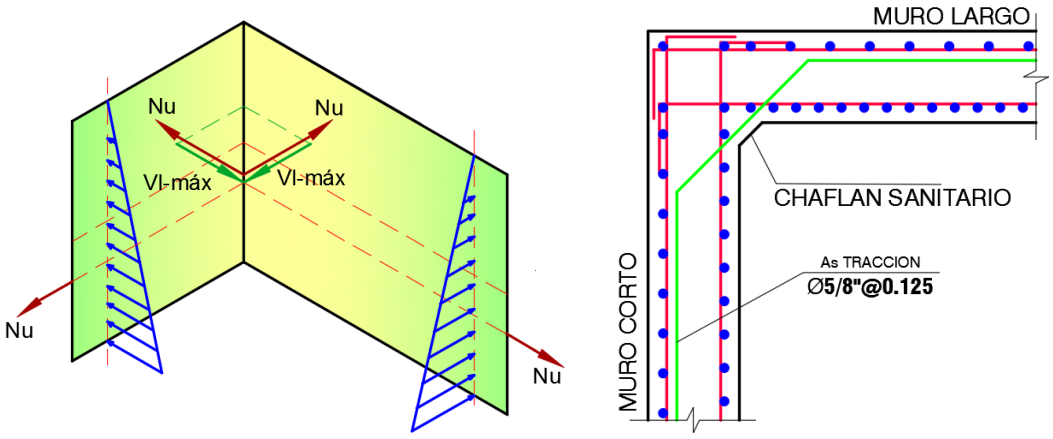
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras interiores y exteriores de la pared. Entonces, el acero requerido total en la cara interior:

As = As flexión + As tracción = 12.87 + 3.34/2 = 14.54 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 39 = 12.87 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 14.54 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.125 m**, en la cara interior de los muros largos.

Figura 353: Diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff con la adición del acero a tracción en la unión muro-muro según Bares



4.6.5.4. Diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga n° 02

Las paredes del tanque imhoff no siempre estarán sometidos a la presión del agua, habrá momentos donde tengan que soportar la presión del relleno, por ello se diseña la pared larga y la pared corta para la condición de carga 02.

A continuación, se desarrolla el diseño por flexión de las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02, el cual comprende la

determinación de los momentos verticales y horizontales en la pared larga y la pared corta del tanque. Para dicho fin, se empleará la expresión dada en la tabla de Bares, donde para el muro largo a=8.20 m, para el muro corto a=5.95 m, la altura b=5.45 m y la carga debido a la presión del suelo q_2=2710.18 kg/m2.

$$\mathbf{Mx = Coef\ x\ qa^2} \qquad \mathbf{My = Coef\ x\ qb^2}$$

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque imhoff a=8.20 m, b=5.45 m y q_2=2710.18 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del suelo; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mux = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 8.20^2 = 402733.83 x coef

Muy = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 5.45^2= 177903.06 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 223 y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

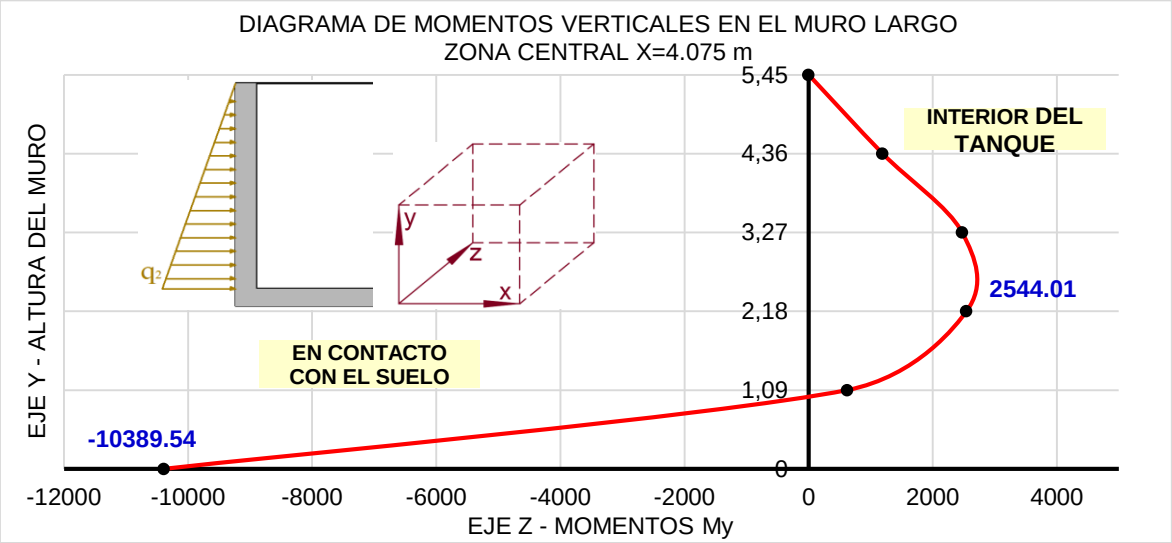
Tabla 232: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS My – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.64	2.46	3.28	4.10
	8.20	7.38	6.56	5.74	4.92	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	747.19	1085.21	1191.95
3.27	0	0	0	1814.61	2312.74	2472.85
2.18	0	0	0	2045.89	2437.27	**2544.01 ***
1.09	0	0	0	249.06	515.92	622.66
0.00	0	0	0	-8272.49	-9855.83	**-10389.54 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 232 se observa momentos verticales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 4.10 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 354.

Figura 354: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 354, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 233:

Tabla 233: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-10389.54**	**2544.01**	**Kg-m**
	ku	6.83	1.67	
Cuantía requerida	ρ	0.0019	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0025	0.0006	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

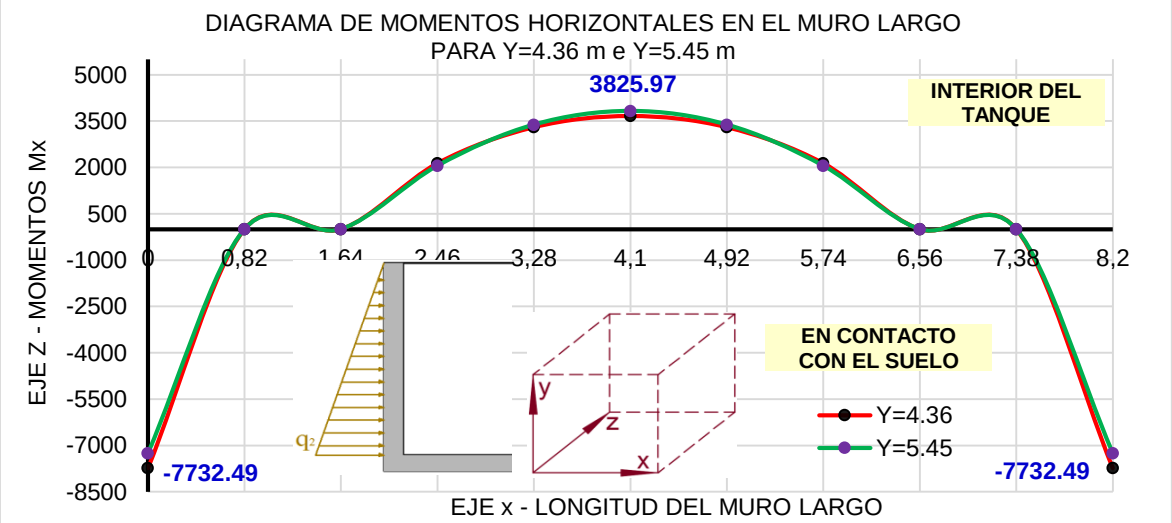
Tabla 234: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro largo						
x / y	0.00	0.82	1.64	2.46	3.28	4.10
	8.20	7.38	6.56	5.74	4.92	
5.45	-7249.21	0	0	2053.94	3382.96	**3825.97 ***
4.36	**-7732.49 ***	0	0	2134.49	3302.42	3664.88
3.27	-7611.67	0	0	2215.04	3101.05	3382.96
2.18	-6242.37	0	0	1812.30	2335.86	2456.68
1.09	-2899.68	0	0	563.83	604.10	604.10
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 234 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=4.36 m, como se ilustra a continuación en la Figura 355.

Figura 355: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 355, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro largo del tanque imhoff, como se muestra en la Tabla 235:

Tabla 235: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO LARGO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-7732.49**	**3825.97**	**Kg-m**
	ku	5.08	2.52	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el cálculo de los momentos verticales y horizontales en el muro largo del tanque imhoff a=5.95 m, b=5.45 m y q_2=2710.18 kg/m2. Además, el ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) factor 1.7, por efectos de empuje del suelo; y 2) factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mx = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 5.95^2 = 212043.20 x coef

My = 1.3 x 1.7 x coef x 2710.18 x 5.45^2= 177903.06 x coef

Con estas expresiones se determinan los momentos máximos verticales (My) y horizontales (Mx), multiplicando por sus respectivos coeficientes de la Tabla 223, y con dichos valores se diseña el acero correspondiente como se muestra a continuación:

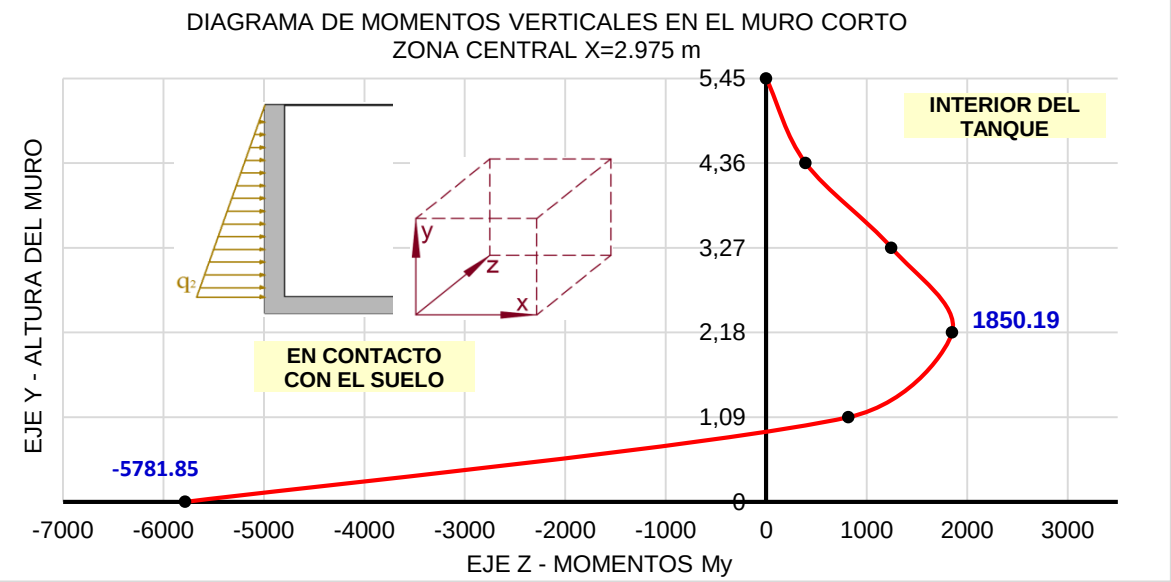
Tabla 236: Momentos My para diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS My – Muro corto						
x / y	0.00	0.60	1.19	1.79	2.38	2.975
	5.95	5.36	4.76	4.17	3.57	
5.45	0	0	0	0	0	0
4.36	0	0	0	195.69	338.02	391.39
3.27	0	0	0	836.14	1138.58	1245.32
2.18	0	0	0	1352.06	1725.66	**1850.19 ***
1.09	0	0	0	693.82	782.77	818.35
0.00	0	0	0	-4483.16	-5461.62	**-5781.85 ***

(*) Momentos verticales máximos en el muro largo del tanque imhoff

En la Tabla 236 se observa momentos verticales en el muro corto (plano X-Y), los cuales son máximos en la parte inferior central del muro para X = 2.975 m, el cual se ilustra a continuación en la Figura 356.

Figura 356: Diagrama de momentos verticales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 356, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 237:

Tabla 237: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-5781.85**	**1850.19**	**Kg-m**
	ku	3.80	1.22	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

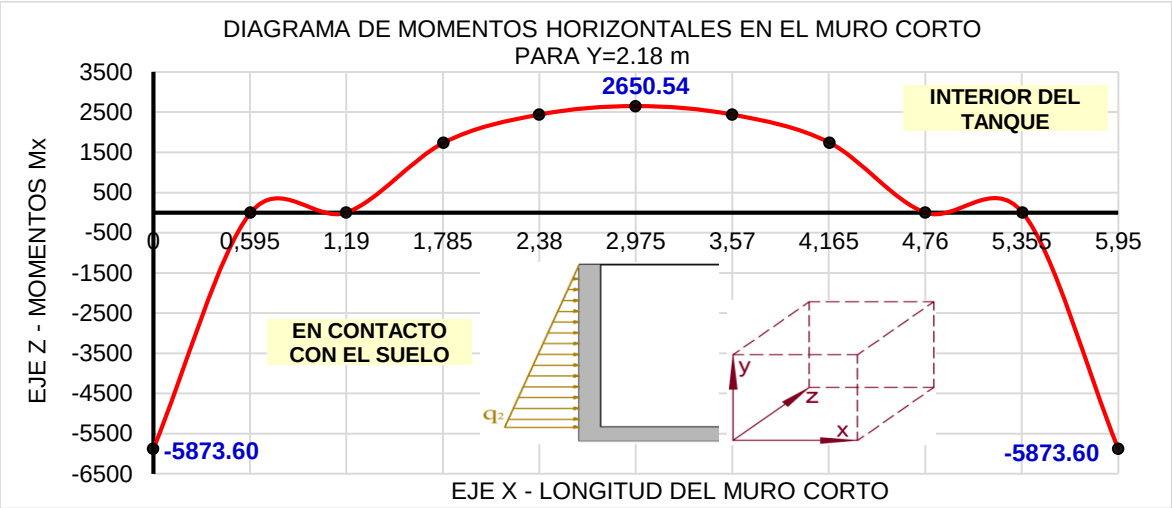
Tabla 238: Momentos Mx para diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

MOMENTOS Mx – Muro corto						
x / y	0.00	0.60	1.19	1.79	2.38	2.975
	5.95	5.36	4.76	4.17	3.57	
5.45	-3201.85	0	0	975.40	1781.16	2056.82
4.36	-4580.13	0	0	1251.05	2099.23	2374.88
3.27	-5788.78	0	0	1675.14	2523.31	2523.31
2.18	**-5873.60 ***	0	0	1738.75	2438.50	**2650.54 ***
1.09	-3392.69	0	0	932.99	1166.24	1229.85
0.00	0	0	0	0	0	0

(*) Momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff

En la Tabla 238 se observa momentos horizontales en el muro largo (plano X-Y), los cuales son máximos en los bordes del muro para una altura Y=2.18 m, como se ilustra a continuación en la Figura 357.

Figura 357: Diagrama de momentos horizontales máximos en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)



Con los valores de momentos máximos del diagrama de momentos flectores de la Figura 357, se procede a calcular el acero de refuerzo horizontal en el muro corto del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 239:

Tabla 239: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff para la condición de carga 02 (BARES)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL - MURO CORTO				
Base	b	100	100	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento	**Mu**	**-5873.60**	**2650.54**	**Kg-m**
	ku	3.86	1.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0015	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.70**	**11.70**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	Cara interior del tanque	

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.6.5.5. Control de fisuras para la condición de carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento de flexión vertical empleado en el diseño es:

Muy = 10389.54 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3 \text{ x } 1.7} = \frac{10389.54}{1.3 \text{ x } 1.7} = 4701.15 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{470115}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 13.97} = 958.74 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(958.74 + 1890) / 2 = 1424.37 kg/cm2

El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1424.37^3} = 26.7 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

El máximo momento de flexión horizontal empleado en el diseño es:

Mux = 7732.49 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = \frac{\text{Mu}}{1.3\text{x}1.7} = \frac{7732.49}{1.3 \text{ x } 1.7} = 3498.86 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 6 = 39 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{349886}{0.9 \text{ x } 39 \text{ x } 13.97} = 713.55 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(713.55 + 1890) / 2 = 1301.77 kg/cm2

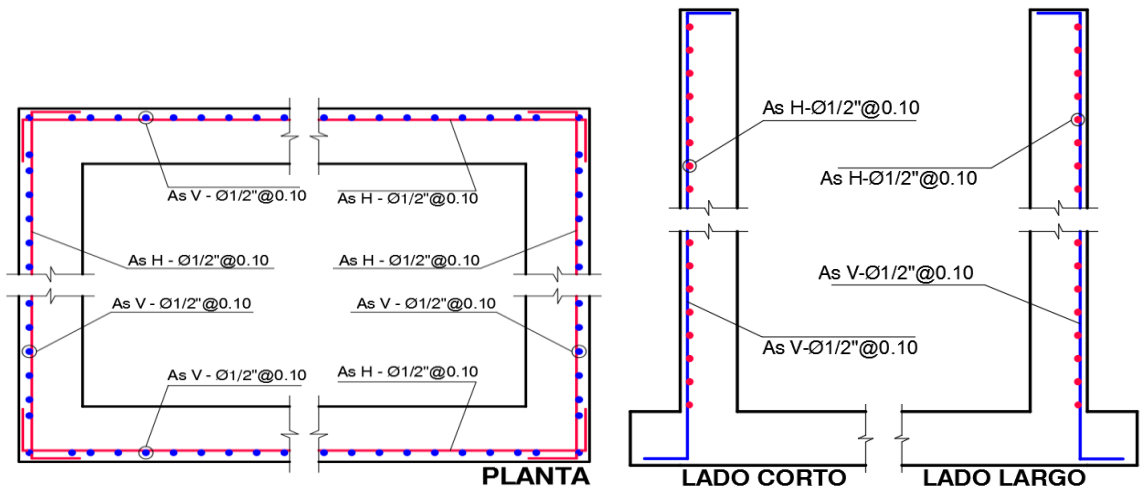
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1301.77^3} = 35 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas

Figura 358: Diseño definitivo del acero en las paredes del tanque imhoff para la condición de carga 02 (tanque vacío) según Bares

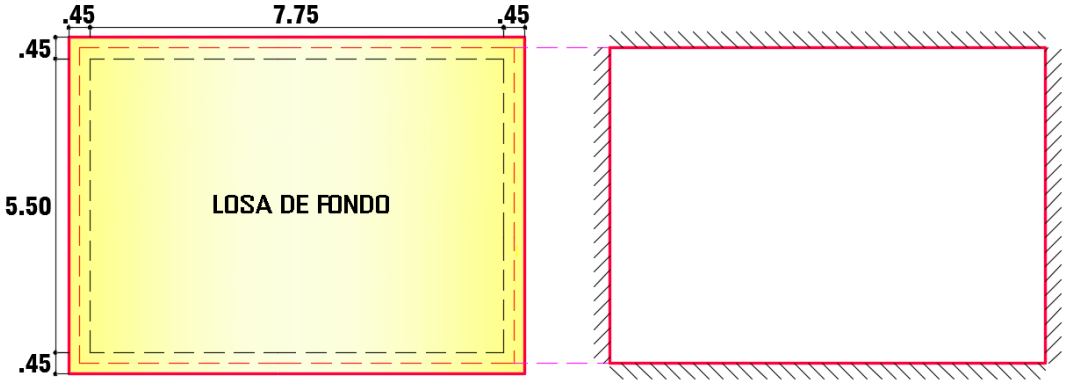


4.6.6. DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF CON LAS TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA E.060

La losa de fondo deberá presentar continuidad (monolitismo) con las paredes del tanque, con la finalidad de que haya una transferencia de cargas eficiente. Es por ello que se considerará empotrado en los bordes de las paredes (ver Fig. 359).

Como la losa de fondo es la que transmite las cargas del tanque hacia el suelo, será necesario verificar que las cargas que se transmiten al terreno no superen su capacidad portante. Para ello se debe tener en cuenta los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), como peso específico, ángulo de fricción interna, capacidad portante del suelo, la presencia aguas freáticas, etc. Para el diseño de la losa de fondo del tanque imhoff, según el EMS utilizado para el desarrollo de esta tesis (ver Anexo C) se tiene un suelo granular de capacidad portante q=4.33 kg/cm2, el cual representa a un suelo bueno para cimentar; y, además, nos indica que no hay presencia de aguas freáticas. Teniendo en cuenta dichas consideraciones, la losa de fondo del tanque imhoff será una losa corrida de cimentación que además de distribuir la carga en un área mayor de apoyo, permitirá evitar las juntas de construcción en los pisos.

Figura 359: Vista en planta de la losa de fondo del tanque imhoff



A. Dimensionamiento de la losa de fondo del tanque imhoff

El peralte de la losa de fondo se determina en función de la longitud de desarrollo a compresión (l_{dc}) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la cimentación. En tal sentido, basado en los resultados del diseño del acero vertical de las paredes del tanque imhoff

el cual tiene lugar en los ítems 4.5.4 y 4.5.5, se tiene como acero vertical Ø 5/8", entonces, su longitud de desarrollo según el ACI 350 – Artículo 12.3 debe ser el mayor de a y b, pero no menor de 20 cm.

a) $0.02\frac{f_y}{\sqrt{f'c}}d_b = 0.02 \text{ x} \frac{60000 \text{ psi}}{\sqrt{4000} \text{ psi}} \text{x } 5/8 \text{ in} =$ 11.86 in ≈ 30.12 cm

b) $\left(0.0003f_y\right)d_b = 0.0003 \text{ x } 60000 \text{ psi x } 5/8 \text{ in}$ = 11.25 in ≈ 28.58 cm

Elegimos el mayor, que es 30.12 cm, y le aumentamos el recubrimiento. De esta manera, la altura de la cimentación será:

h = l_{dc} + recubrimiento = 30.12 + 7.5 = 37.62 cm

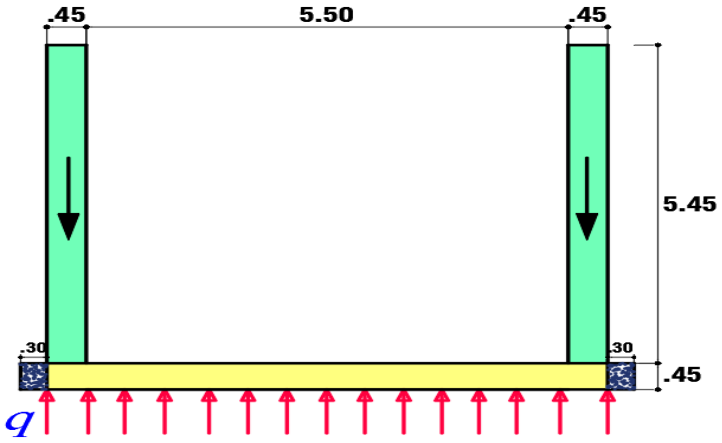
Según Jimenez, Garcia y Moran, el espesor de la solera (losa de fondo) no debe ser inferior al de la pared; por lo tanto, utilizamos un peralte **h = 0.45 m.**

B. Presión actuante en la losa de fondo del tanque imhoff

La presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque imhoff se calculará aplicando las consideraciones del **método rígido convencional**, el cual se desarrolló detalladamente en el ítem 4.1.7.2.

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999). Entonces, la presión debajo de la losa es una carga uniformemente distribuida producida por el peso de las paredes, el peso de la losa de tapa, el peso propio de la losa de cimentación, una sobrecarga y el líquido contenido en el tanque.

Figura 360: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del tanque imhoff



Área de apoyo de la losa de fondo = longitud x ancho

Área = 8.65 m x 6.40 m = 55.36 m2

Metrado de cargas

- Peso de las paredes = altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3

=5.45 m x (8.20+8.20+5.95+5.95) m x 0.45 m x 2400 kg/m3 =166573.80 kg

- Peso propio = área x espesor x 2400 kg/m3

= 55.36 m2 x 0.45 m x 2400 kg/m3 = 59788.80 kg

- Peso del agua = longitud x ancho x altura x 1010 kg/m3

= 5.5 m x 7.75 m x 5.45 m x 1010 kg/m3 = 234629.31 kg

CARGA MUERTA = 166573.80 + 59788.80 + 234629.31 = 460991.91 kg

Entonces, el peso Q de la estructura, será igual a la suma de cargas muertas:

Q = CM = 460991.91 kg

Para encontrar la presión q sobre el suelo se usa el Método Rígido Convencional, el cual utiliza la siguiente expresión para el cálculo de q:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

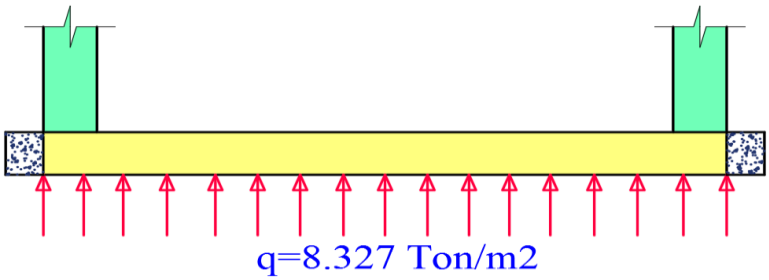
Tal y como se explicó en el ítem 4.1.7.2, debido a que la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y) las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son iguales a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de q, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{460991.91\ \text{kg}}{55.36\ \text{m2}} = 8.327 \frac{\text{Ton}}{\text{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si la presión sobre el suelo (qtransmitido) es menor que la capacidad portante del suelo (qadmisible), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 8.327 ton/m2 << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m2, por lo tanto, la losa de fondo es más que suficiente para soportar las reacciones del terreno.

Figura 361: Presión del suelo sobre la losa de fondo del tanque imhoff



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 359, la losa de fondo del tanque imhoff tiene relación de lados luz larga/luz corta = 8.15/5.9 = 1.38 < 2; lo cual significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos flectores para este tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del **Método de Coeficientes** de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección critica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de

apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculará con la expresión siguiente:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

Ma = Ca wu A^2 **Mb = Cb wu B^2**

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

Wu = carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa

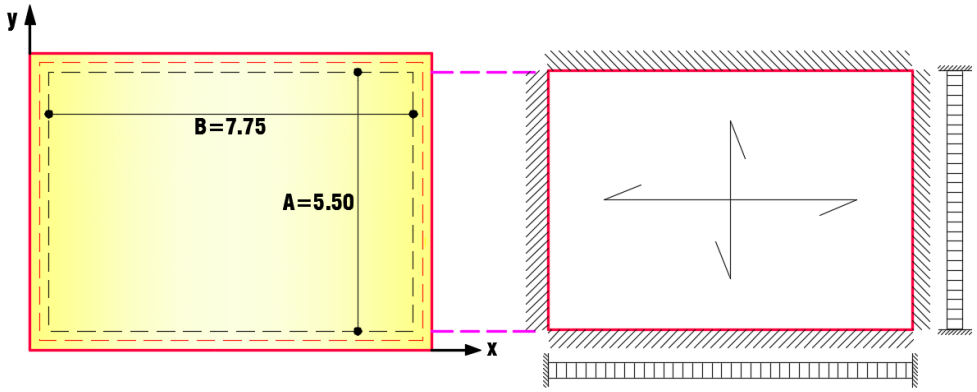
C. Diseño por cortante en la losa de fondo del tanque imhoff

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 5.50 m

Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 7.75 m

Figura 362: Variables en la losa de fondo del tanque imhoff según nomenclatura del método de coeficientes



Metrado de cargas

Para el diseño de la losa de fondo se considera la reacción del suelo correspondiente solo al peso de las paredes. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.

De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = Peso pared / area de apoyo

= 166573.80 kg) / 55.36 m2 = 3008.92 kg/m2

Wu = 1.4 CM = 1.4 x 3008.92 = 4212.49 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más crítico

La fuerza cortante según el método de coeficientes se determina para ancho unitario, de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Dónde: d = peralte efectivo = 45 - 10 = 35 cm; wu = 4212.49 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 4212.49\left(\frac{5.5}{2} - 0.35\right)\left(1 - 0.5\frac{5.5}{7.75}\right) = 6522.57\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 6522.57 kg = 8479.33 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 35 = 31040.09 kg

ϕVc = 0.85 x 31040.09 kg = 26384.07 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 26384.07 kg >> Vu = 8479.33 kg => **es correcto**

D. Diseño por flexión de la losa de fondo del tanque imhoff

De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes para losas bidireccionales, el tanque imhoff analizado es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de fondo se considera como un solo panel empotrado (continuo) en sus cuatro lados (ver Fig. 362). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de fondo, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual corresponde al Caso 2 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060) cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 2 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{5.5}{7.75} = 0.70$

Figura 363: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
0,70 Ca		0,074
Cb		0,017

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
0,70 Ca	0,068	0,030
Cb	0,016	0,007

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2
0,70 Ca	0,068	0,049
Cb	0,016	0,012

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de fondo del tanque imhoff se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación el ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA CM = 166573.80 kg) / 55.36 m2 = 3008.92 kg/m2

CMu = w_{uCM} = 1.3 x 1.4 x 3008.92 = 5476.23 kg/m2

CARGA ÚLTIMA wu = 5476.23 kg/m2

Cálculo de momentos negativos:

La losa de fondo del tanque imhoff es un elemento estructural empotrado en sus cuatro lados, debido a ello se relaciona con el Caso 2 del Método de Coeficientes. Entonces los momentos negativos se determinan para cada lado de la losa con los coeficientes de la tabla 13.1 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.1 del Anexo A.

Para determinar los momentos negativos en la losa de fondo del reservorio, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.7, se especifican en la Figura 363.a, y son los siguientes:

Ca = 0.074

=> Ma = Ca w_u A^2 = 0.074 x 5476.23 x 5.5^2 = 12258.54 kg-m

Cb = 0.017

=> Mb = Ca w_u B^2 = 0.017 x 5476.23 x 7.75^2 = 5591.57 kg-m

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de fondo del tanque imhoff, como se muestra a continuación en la Tabla 240:

Tabla 240: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del tanque imhoff

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	45	45	cm
Peralte efectivo	d	35	35	cm
Momento	**Mu**	**-12258.54**	**-5591.57**	**Kg-m**
	ku	10.01	4.56	
Cuantía requerida	ρ	0.0027	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0036	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.55**	**10.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.11	0.12	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.97	13.97	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a la carga muerta se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de fondo del tanque imhoff, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.7, se especifican en la Figura 363.b, y son los siguientes:

Ca = 0.030

=> $Ma_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ A^2 = 0.030 \times 5476.23 \times 5.5^2 = 4969.68$ kg-m

Cb = 0.007

=> $Mb_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ B^2 = 0.007 \times 5476.23 \times 7.75^2 = 2302.41$ kg-m

Momentos positivos totales:

Ma = 4969.68 kg-m Mb = 2302.41 kg-m

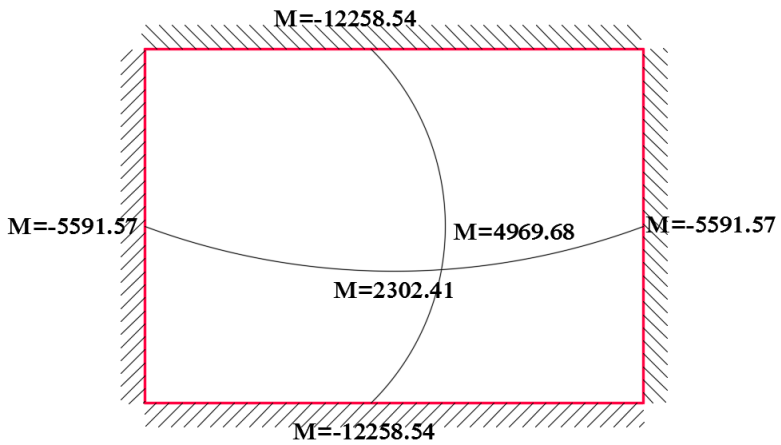
Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de fondo del tanque imhoff, como se muestra en la Tabla 241:

Tabla 241: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del tanque imhoff

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	45	45	cm
Peralte efectivo	d	35	35	cm
Momento	**Mu**	**4969.68**	**2302.41**	**Kg-m**
	ku	4.06	1.88	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**13.50**	**13.50**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	5/8”	
Espaciamiento	s	0.15	0.15	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.15**	**Ø 5/8”@ 0.15**	
Acero colocado	As col	13.93	13.93	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

Figura 364: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del tanque imhoff



4.6.6.1. Control de fisuras para la losa de fondo del tanque imhoff

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de la losa de fondo del tanque imhoff, como sigue:

El máximo momento empleado en el diseño es:

Mux = 12258.54 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.10 m.

Como el diseño es en etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\text{Ms} = 0.074 \text{ x } 3008.92 \text{ x } 5.5^2 = 6735.47 \text{ kg} - \text{m}$$

El esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio es:

- As = 13.97 cm2
- d = 45 - 10 = 35 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{673547}{0.9 \text{ x } 35 \text{ x } 13.97} = 1530.60 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(1530.60 + 1890) / 2 = 1710.30 kg/cm2

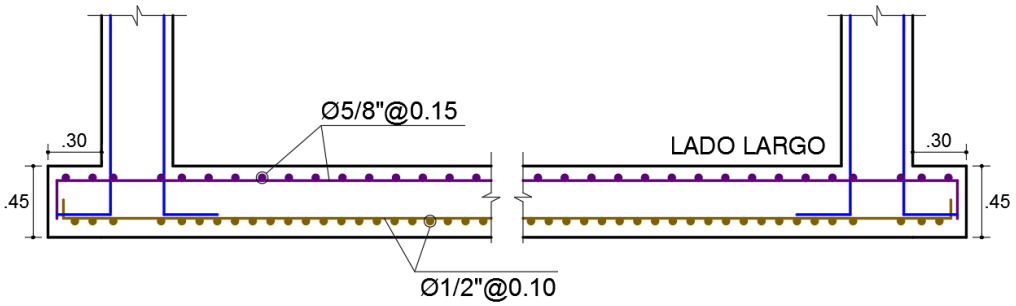
El espaciamiento máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 + 1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smax} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x } 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1710.30^3} = 15 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

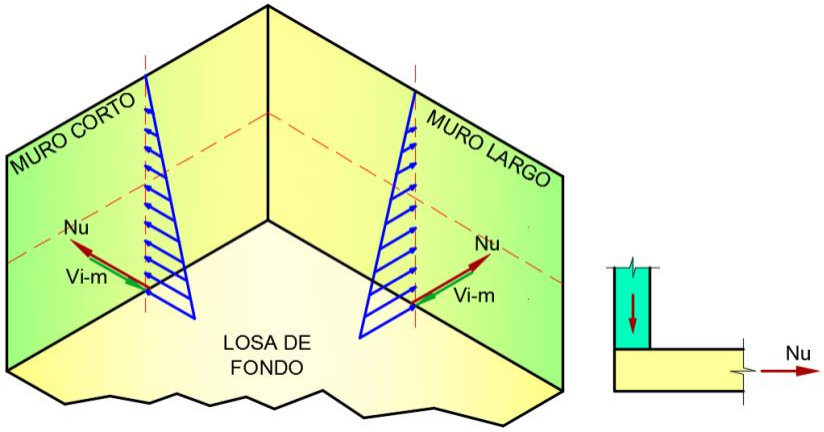
Figura 365: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del tanque imhoff



4.6.6.2. Acero requerido para la tracción directa en la base del tanque imhoff

Debido a la presión del agua en el fondo del reservorio, se producen fuerzas de tracción pura en la unión muro-losa de fondo (ver Fig. 366), y como la presión es mayor en los muros largos, hay mayor probabilidad de falla por tracción en esa zona. Por ello es necesario diseñar esta zona por flexión y también por tracción pura.

Figura 366: Fuerzas de tracción en la losa de fondo del tanque imhoff



La pared larga está sujeta a fuerzas de tracción por efecto de la fuerza cortante en la pared corta. De la misma manera la pared corta está sometida a fuerzas de tracción por la fuerza cortante en la pared larga. Siendo la pared larga la más crítica.

La fuerza cortante máxima en la base del muro largo (Vi-m), se convierte en tracción pura debido a la acumulación de fuerzas de

presión en esa zona. Dicha cortante se determina con los coeficientes de corte (Cs) del Caso 3 de la PCA, presentados en la Tabla 205 del ítem 4.5.4.1. Basado en ello, el coeficiente de corte en borde inferior medio del muro largo es Cs=0.40, entonces la fuerza cortante es:

Vi-m = Cs x q x a = 0.40 x 5504.50 x 5.45 = 11999.81 kg

Según el ACI 350, la tracción máxima generada en el borde inferior del muro largo debe ser amplificada por el factor de durabilidad sanitaria S=1.65, como sigue:

Vi-m = Nu = 1.65 x 11999.81 kg = 19799.69 kg

Entonces, el acero requerido por tracción pura en la losa de fondo del tanque imhoff, se determina con la siguiente expresión:

$$As = \frac{Nu}{0.9\ fy} = \frac{19799.69}{0.9\ x\ 4200} = 5.24\ cm2$$

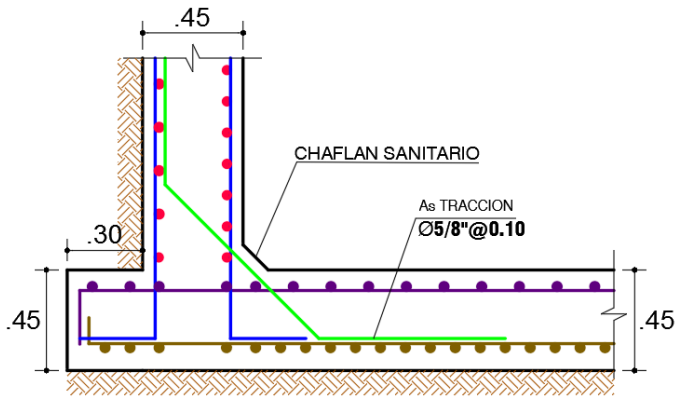
Este refuerzo de tracción directa es distribuido igualmente en las caras superior e inferior de la losa de fondo. Entonces, el acero requerido total en la cara superior, es:

As = As flexión + As tracción = 13.50 + 5.24/2 = 16.12 cm2

As min = 0.0033 x 100 x 35 = 11.55 cm2

El As requerido es mayor al As mínimo, entonces el área de acero a utilizar es el acero requerido de 16.12 cm2, por lo tanto, colocamos acero horizontal **Ø 5/8" @ 0.10 m**, en el lecho superior de la losa de fondo.

Figura 367: Diseño definitivo del acero de tracción en la unión muro-losa de fondo del tanque imhoff



4.6.7. DISEÑO DEL TANQUE IMHOFF CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseña un tanque imhoff con tapa (tanque enterrado), el cual sirve para almacenar y purificar aguas residuales.

Todos los elementos estructurales que conforman el tanque imhoff (paredes, tapa y fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

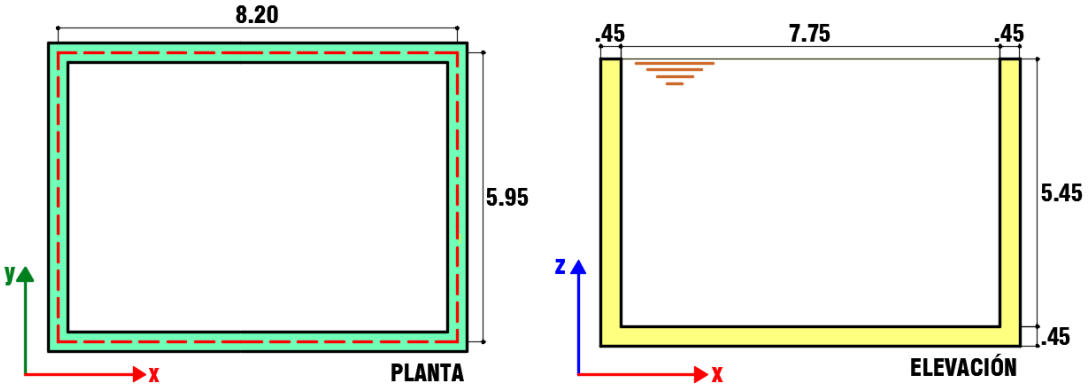
Los elementos estructurales del tanque imhoff tienen las siguientes características:

- Paredes con espesor e = 0.40 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de tapa con espesor e = 0.25 m, y recubrimiento de 5.0 cm.
- Losa de fondo con peralte h = 0.40 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.

El líquido presente en la estructura será agua residual cuya densidad es γ = 1010 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y c_a = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esta manera tenemos:

Figura 368: Dimensiones del tanque imhoff para modelado en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman el tanque imhoff (paredes, tapa y fondo), se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán

dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

De esta manera se realizó la división de los elementos Shell en 8 partes sobre el eje global Z y en 8 partes sobre el eje global Y, dando un total de 64 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 8 partes sobre el eje global Z y en 11 partes sobre el eje global X, dando un total de 88 divisiones.

4.6.7.1. Modelado de las paredes del tanque imhoff

Las paredes del tanque imhoff tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua residual y las presiones de suelo provocadas por el relleno, las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras internas y externas respectivamente, incrementándose con la altura, de la siguiente manera:

La presión hidrostática del agua será:

$$p_w\ (\mathrm{z} = 0) = \gamma \mathrm{H} = 1010\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$$

$$p_w(\mathrm{z} = 5.45) = \gamma \mathrm{H} = 1010\ \mathrm{kg/m3\ x\ 5.45\ m} = 5504.50\ \mathrm{kg/m2}$$

La presión del suelo provocado por el relleno será:

$$p_s(\mathrm{z} = 0) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$$

$$p_s\ (\mathrm{z} = 5.45) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 5.45\ m} = 2710.18\ \mathrm{kg/m2}$$

4.6.7.2. Modelado de la losa de fondo del tanque imhoff

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocaron resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:

Las dimensiones de la losa son B=6.40 m y L=8.65 m.

Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B+0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{6.4+0.30}{2\ x\ 6.4}\right)^2 = 1.10\ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1+\frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3}\ x\ 1.10\left(1+\frac{6.4}{2\ x\ 8.65}\right)$$

$$= 1.005\ \frac{kg}{cm3} = 1005000\ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 1005000 kg/m/m2, ósea por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuaran paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.6.7.3. Cálculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la NTE E.060, y según el ACI 350 deben ser amplificados por el coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerar el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Para los efectos de presión de suelo (CE), la combinación de carga será:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.3 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado, el programa nos muestra los resultados de momentos, fuerzas axiales y cortantes.

Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos

verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.6.7.4. Diseño de los elementos estructurales del tanque imhoff

El diseño de los elementos estructurales del tanque imhoff se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momentos de diseño se extraen del programa SAP2000.

DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF

Diseño de los muros largos para la condicion de carga 01

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 369, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 242:

Figura 369: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

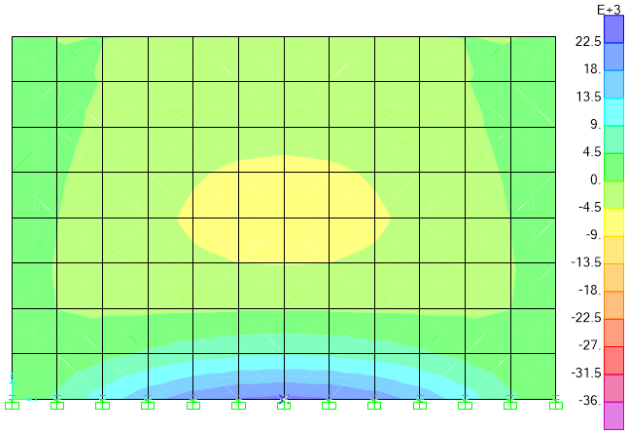


Tabla 242: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	68.30	68.30	cm
Peralte / espesor	e	45	40	cm
Peralte efectivo	d	39	34	cm
Momento de tablas (B)	M	-23732.17	5821.16	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-16209.07**	**3975.85**	**Kg-m**
	ku	15.60	3.83	
Cuantía requerida	ρ	0.0043	0.0011	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	-	0.0015	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0043**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**11.45**	**7.99**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	†1/2”	
Espaciamiento	s	0.119	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.10**	**Ø 1/2”@ 0.10**	
Acero colocado	As col	13.93	8.89	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 articulo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro largo para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 370, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 243:

Figura 370: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

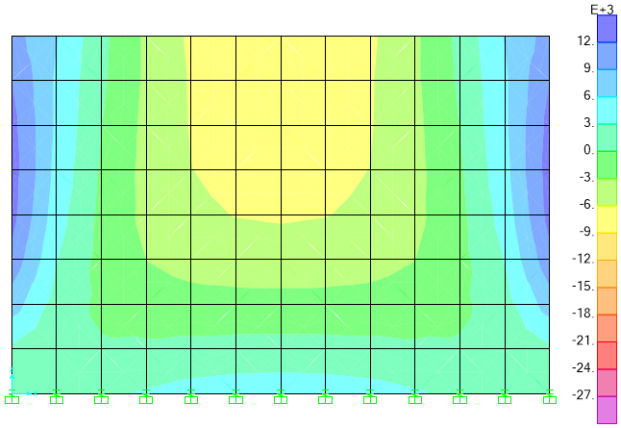


Tabla 243: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-13431.03	8717.66	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-9146.53**	**5936.73**	**Kg-m**
	ku	8.83	5.73	
Cuantía requerida	ρ	0.0023	0.0015	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0031	0.0020	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0031 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**8.23**	**7.97**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.105	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros largos para la condición de carga 02

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 371, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 244:

Figura 371: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

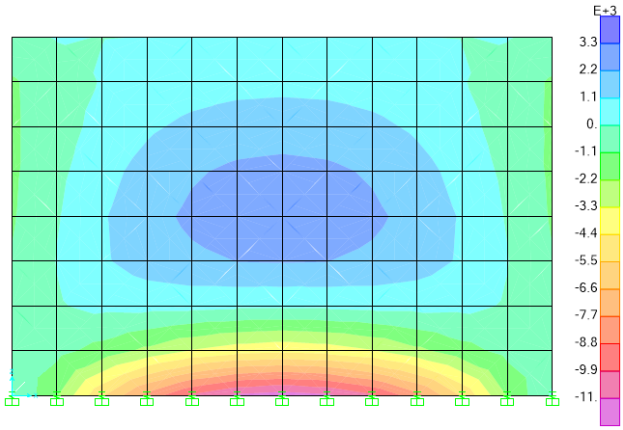


Tabla 244: Diseño del acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	68.30	68.30	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-11659.10	2852.81	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-7963.17**	**1948.47**	**Kg-m**
	ku	7.67	1.88	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0028	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.99**	**7.99**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro largo para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 372, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 245:

Figura 372: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

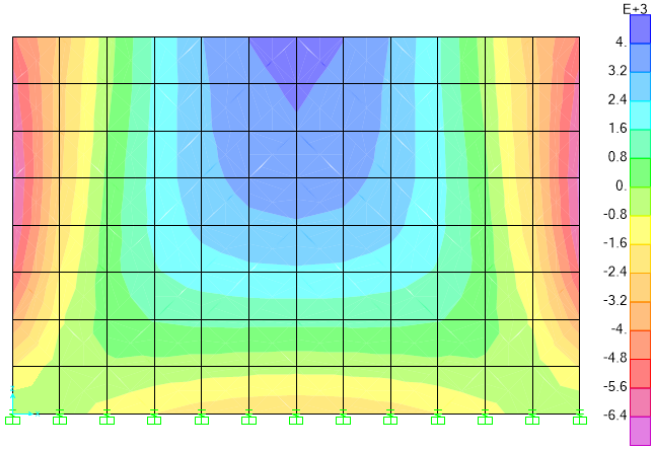


Tabla 245: Diseño del acero horizontal en el muro largo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-6637.02	4293.04	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-4519.81**	**2923.56**	**Kg-m**
	ku	4.36	2.82	
Cuantía requerida	ρ	0.0012	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0016	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.97**	**7.97**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 01

Para el diseño del acero vertical en el muro corto para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 373, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 246:

Figura 373: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

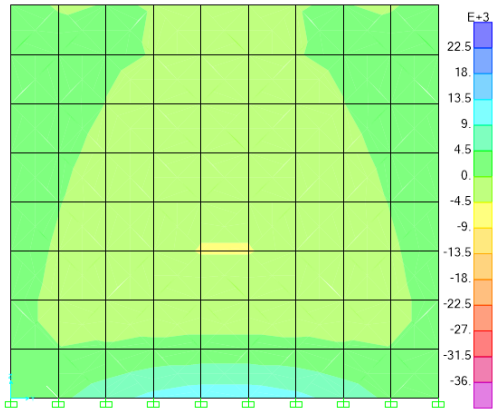


Tabla 246: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	66.20	66.20	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-12082.36	4592.00	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-7998.52**	**3039.90**	**Kg-m**
	ku	7.94	3.02	
Cuantía requerida	ρ	0.0021	0.0008	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0028	0.0011	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.75**	**7.75**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro corto para la condición de carga 01 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 374, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 247:

Figura 374: Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

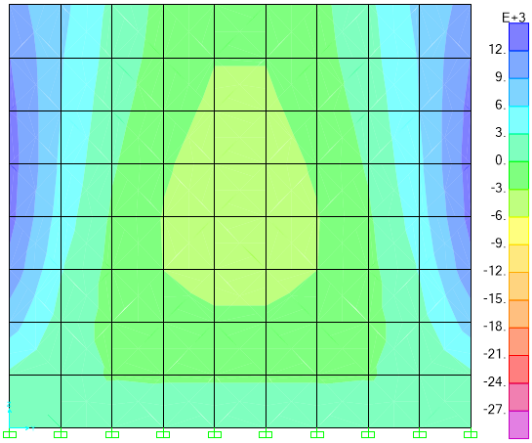


Tabla 247: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-13430.51	4338.50	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-9146.18**	**2954.52**	**Kg-m**
	ku	8.83	2.85	
Cuantía requerida	ρ	0.0023	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0031	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0031 ***	**0.0030 ****	
As calculado	**As cal**	**8.23**	**7.97**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.105	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(**) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 02

Para el diseño del acero vertical en el muro corto para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 375, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 248:

Figura 375: Momentos (M22) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

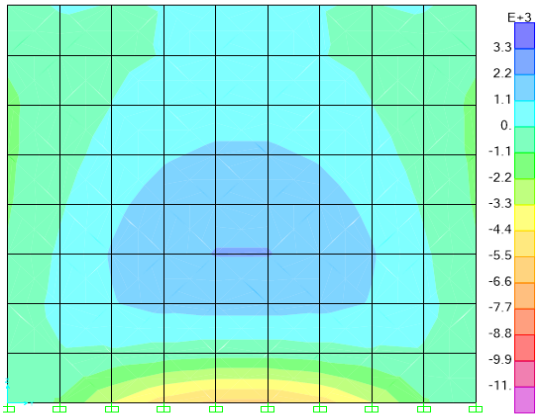


Tabla 248: Diseño del acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)				
Long. elemento finito (A)	b	66.20	66.20	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-5870.10	2235.51	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-3886.01**	**1479.91**	**Kg-m**
	ku	3.86	1.47	
Cuantía requerida	ρ	0.0011	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0015	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ min**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.75**	**7.75**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 arttículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el diseño del acero horizontal en el muro corto para la condición de carga 02 tenemos el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 376, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los bordes laterales del muro, y cuyos valores se detallan en la Tabla 249:

Figura 376 Momentos (M11) para diseño de acero vertical en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

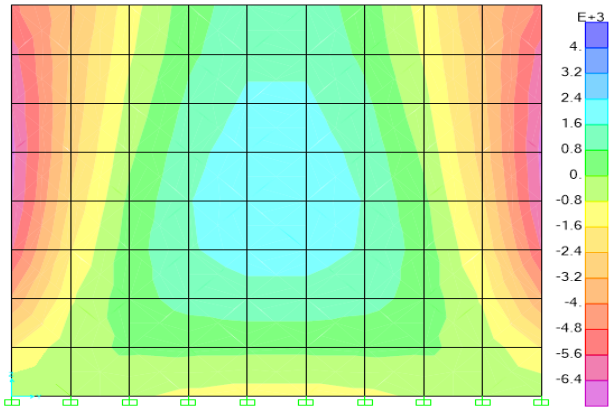


Tabla 249: Diseño del acero horizontal en el muro corto del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)				
Long. elemento finito (A)	b	68.10	68.10	cm
Peralte / espesor	e	45	45	cm
Peralte efectivo	d	39	39	cm
Momento de tablas (B)	M	-6637.00	2159.35	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-4519.80**	**1470.52**	**Kg-m**
	ku	4.36	1.42	
Cuantía requerida	ρ	0.0012	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0016	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.97**	**7.97**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.109	0.109	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 1/2"@ 0.10**	
Acero colocado	As col	8.89	8.89	cm2

(*) 4/3 ρ_{req} excede ρ_{min} = 0.0033 (ACI 350 artículo 10.5.3)

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF

La losa de fondo se diseña para las reacciones del suelo, cuando el tanque está vacío. Para el lado corto, el programa nos muestra el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 377, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos máximos se encuentran en la parte central de la losa, dichos valores se muestran a continuación en la Tabla 250:

Figura 377: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

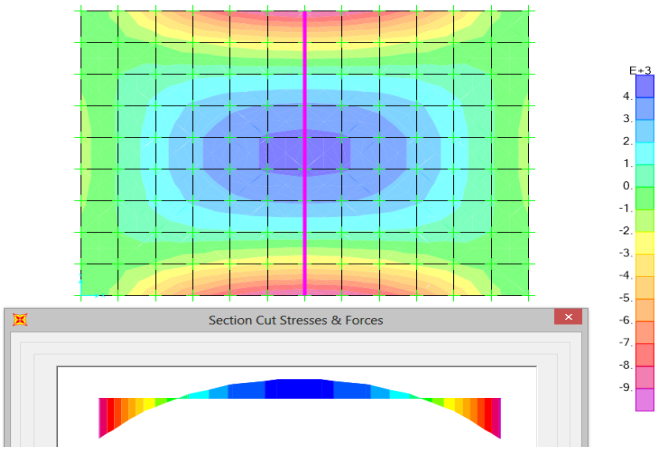


Tabla 250: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO – LADO CORTO (M22)				
		NEGATIVO	POSITIVO	
Long. elemento finito (A)	b	68.30	68.30	cm
Peralte	h	45	45	cm
Peralte efectivo	d	35	35	cm
Momento de tablas (B)	M	-11091.08	4278.66	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-7575.21**	**2922.32**	**Kg-m**
	ku	9.05	3.49	
Cuantía requerida	ρ	0.0025	0.0007	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0033	0.0009	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0033**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.89**	**9.19**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	5/8”	
Espaciamiento	s	0.11	0.15	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.10**	**Ø 5/8”@ 0.15**	
Acero colocado	As col	8.89	9.95	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Para el lado largo, del programa se obtiene el diagrama de momentos (M11) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 378, donde se puede observar que los momentos negativos máximos se encuentran en los bordes de la losa y los momentos positivos se encuentran en el centro de la losa, estos valores se muestran a continuación en la Tabla 251:

Figura 378: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

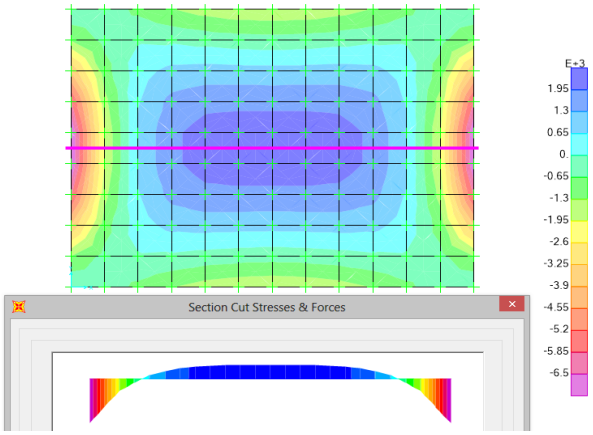


Tabla 251: Diseño del acero para el lado largo de la losa de fondo del tanque imhoff (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO – LADO LARGO (M11)				
		NEGATIVO	POSITIVO	
Long. elemento finito (A)	b	66.20	66.20	cm
Peralte	h	45	45	cm
Peralte efectivo	d	35	35	cm
Momento de tablas (B)	M	-7130.51	2301.85	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**-4720.40**	**1523.82**	**Kg-m**
	ku	5.82	1.88	
Cuantía requerida	ρ	0.0015	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0020	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.15**	**9.19**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	5/8"	
Espaciamiento	s	0.12	0.15	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.10**	**Ø 5/8"@ 0.15**	
Acero colocado	As col	8.89	9.95	cm2

(*) Acero horizontal mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.3.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

4.6.8. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TANQUE IMHOFF

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales del tanque imhoff (paredes, techo y fondo) aplicando diferentes metodologías como son: PCA, Bares, coeficientes de la E.060 y SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes del tanque imhoff se realizó aplicando las metodologías de la PCA, Bares y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 252.

Tabla 252: Resumen de resultados del diseño de las paredes del tanque imhoff

RESUMEN DE RESULTADOS (PAREDES)										
	MET	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
			M	As req	As col		M	As req	As col	
LADO LARGO	PCA	1	-24209.78	17.16	Ø 5/8"@ 0.10	21.89	-13008.24	12.09	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			5420.10	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	8672.16	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
		2	-11919.97	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-6404.76	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			2668.65	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	4269.84	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
	BARES	1	-21101.03	14.82	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	-15705.04	12.87	Ø 5/8"@ 0.15	13.93
			5167.01	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	7770.72	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
		2	-10389.54	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-7732.49	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			2544.01	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	3825.97	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
	SAP	1	-23732.17	16.77	Ø 5/8"@ 0.10	21.89	-13431.03	12.09	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			5821.16	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	8717.66	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
		2	-11659.10	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-6637.02	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			2852.81	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	4293.04	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
LADO CORTO	PCA	1	-10117.52	12.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-13008.24	12.09	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			3613.40	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	3613.40	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
		2	-4981.48	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-6404.76	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			1779.10	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	1779.10	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
	BARES	1	-11743.2	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-11929.54	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			3757.82	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	5684.84	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
		2	-5781.85	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-5873.60	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			1850.19	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	2650.54	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
	SAP	1	-12082.36	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-13430.51	12.09	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			4592.00	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	4338.50	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
		2	-5870.10	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-6637.00	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
			2235.51	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	2159.35	11.70	Ø 1/2"@ 0.10	13.97

Basado en los resultados de la Tabla 252, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo de las paredes del tanque imhoff, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 253.

Tabla 253: Comparación de acero requerido en las paredes del tanque imhoff

COMPARACION DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DEL TANQUE IMHOFF								
POSICION	COND. CARGA	As REQUERIDO	PCA	BARES	SAP2000	PCA/BARES	PCA/SAP	BARES/SAP
LADO LARGO	1	VERTICAL	17.16	14.82	16.77	**15.79%**	**2.33%**	**-11.63%**
		HORIZONTAL	12.09	12.87	12.09	**-6.06%**	**0.00%**	**6.45%**
	2	VERTICAL	11.70	11.70	11.70	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	11.70	11.70	11.70	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
LADO CORTO	1	VERTICAL	12.70	11.70	11.70	**8.55%**	**8.55%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	12.09	11.70	12.09	**3.33%**	**0.00%**	**-3.23%**
	2	VERTICAL	11.70	11.70	11.70	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**
		HORIZONTAL	11.70	11.70	11.70	**0.00%**	**0.00%**	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 253, se observa una variación mínima referente al acero vertical requerido para las diferentes comparaciones, lo cual es correcto debido a la diferencia de los valores de coeficientes para el cálculo de momentos. Por otro lado, para el caso del acero horizontal no se tiene variaciones. Las variaciones mencionadas se hacen nulas, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 252) y las variaciones de acero requerido (Tabla 253), el diseño definitivo de las paredes del tanque imhoff se hará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso se tiene una mínima variación en el acero requerido y en la distribución de acero colocado, pero el que brinda mayor seguridad para control de fisuras es el método de la PCA.

El diseño de la losa de fondo del tanque imhoff se realizó aplicando las metodologías de los coeficientes de la E.060 y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detalla a continuación en la Tabla 254.

Tabla 254: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del tanque imhoff

RESUMEN DE RESULTADOS (LOSA DE FONDO)								
MET	LADO LARGO				LADO CORTO			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coef. E.060	-5591.57	10.50	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-12258.54	11.55	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
	2302.41	13.50	Ø 5/8"@ 0.15	13.93	4969.68	13.50	Ø 5/8"@ 0.15	13.93
SAP	-7130.51	10.50	Ø 1/2"@ 0.10	13.97	-11091.08	11.55	Ø 1/2"@ 0.10	13.97
	2301.85	13.50	Ø 5/8"@ 0.15	13.93	4278.66	13.50	Ø 5/8"@ 0.10	13.93

Basado en los resultados de la Tabla 254, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo de la losa de fondo del tanque imhoff, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 255.

Tabla 255: Comparación de resultados en la losa de fondo del tanque imhoff

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DEL TANQUE IMHOFF				
As REQUERIDO	POSICION	Coef. E.060	SAP2000	Coef. E.060/SAP
As -	LADO LARGO	10.50	10.50	**0.00%**
	LADO CORTO	11.55	11.55	**0.00%**
As +	LADO LARGO	13.50	13.50	**0.00%**
	LADO CORTO	13.50	13.50	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 255, se observa que no hay variación con relación al acero requerido, ya que el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la losa de fondo se hará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso se puede utilizar cualquiera de los resutados debido a que no hay variación excesiva, además los dos métodos permiten el control de fisuras.

4.7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN LECHO DE SECADO

Se diseña un lecho de secado (tanque rectangular enterrado) cuya función es el tratamiento de aguas residuales y la deshidratación de lodos provenientes del tanque imhoff.

Según lo mencionado en el Capítulo III, se ha tomado como referencia el proyecto sanitario titulado “Mejoramiento del sistema de agua potable y construcción del sistema de alcantarillado de los poblados de Pachachaca, Raquina y Suclla en el distrito de Pucará – Provincia Huancayo – Junín”, del cual se obtienen los siguientes datos:

- Dimensiones internas en planta: 9.40 x 4.70 metros
- Altura: 1.20 metros
- Capacidad: 53.02 m3 aproximadamente

A continuación, se muestra un plano de planta y elevación del lecho de secado, de acuerdo a los planos mostrados en el proyecto mencionado:

Figura 379: Vista en planta del lecho de secado a analizar

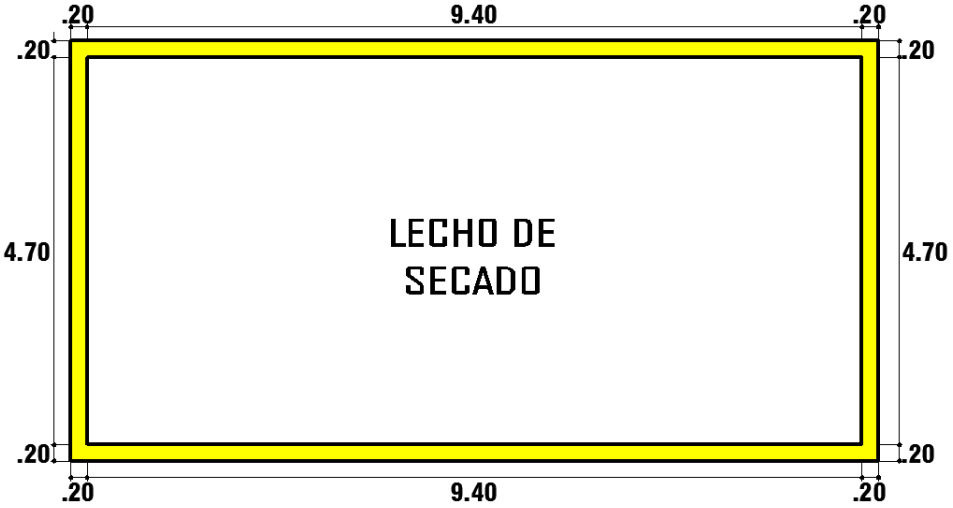


Figura 380: Vista corte longitudinal del lecho de secado a analizar

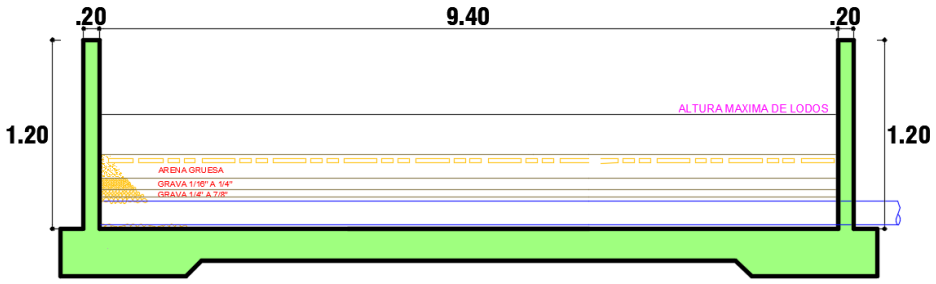
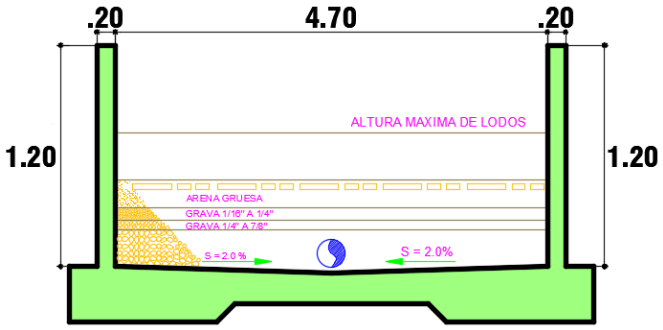


Figura 381: Vista corte transversal del lecho de secado a analizar



Según las Figuras 379 y 380, el lecho de secado es un tanque cuyas dimensiones horizontales son grandes con relación a su altura, y las relaciones de lados que nos ayudan a definir el comportamiento estructural de sus paredes son los siguientes:

Lado largo/lado corto = 9.40/1.20 = 7.83 > 2, para el caso del lado largo del tanque

Lado largo/lado corto = 4.70/1.20 = 3.92 > 2, para el caso del lado corto del tanque

Entonces, las paredes del lecho de secado presentan comportamiento unidireccional; por lo tanto, para su diseño no es posible el uso de las tablas de la PCA o Bares.

Será necesario aplicar una metodología para el análisis de losas con comportamiento unidireccional; y como se tienen grandes extensiones de paredes y presencia de empuje de tierra y agua, es posible diseñar el lecho de secado como un muro de contención en voladizo.

Para diseñar el muro de contención se debe contar con un Estudio de Mecánica de Suelos, que para este caso presenta los siguientes resultados:

- Peso específico del suelo ω = 1680 kg/m3
- Capacidad portante del terreno q_{adm} = 4.33 kg/cm2 = 43.30 ton/m2
- Angulo de fricción interna ϕ = 32.9º

Además, se debe tener en cuenta los criterios de estabilidad para el muro, considerando los requisitos siguientes:

- Factor de seguridad al volteo FSV = 2.00
- Factor de seguridad al deslizamiento FSD = 1.50
- Según Das (2001) el coeficiente de fricción suelo – concreto μ = tan δ (δ está en el rango de 1/2ϕ a 2/3ϕ). Recomienda tomar δ = 2/3ϕ.

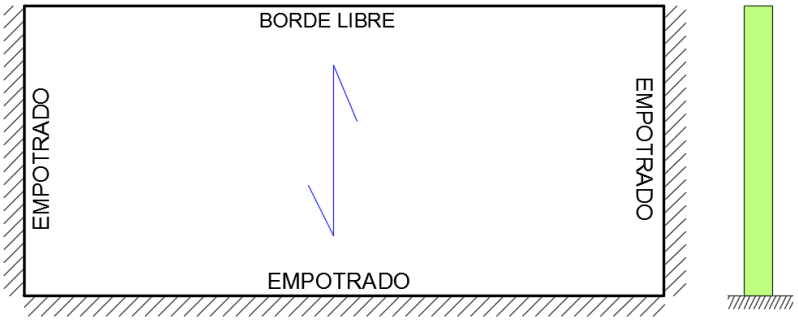
  Entonces el coeficiente de fricción seria: μ = tg (2/3ϕ) = 0.40.

El proceso seguido para el diseño del lecho de secado es el siguiente: 1) determinación de las condiciones de borde de las paredes del lecho de secado; 2) condiciones de carga para el análisis de las paredes del lecho del secado; 3) dimensionamiento del muro de contención para el lecho de secado; 4) diseño de las paredes del lecho de secado; 5) diseño de la cimentación del lecho de secado; 6) diseño del lecho de secado con el programa SAP2000; y 7) resumen de resultados, comparaciones y diseño definitivo del lecho de secado

4.7.1. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE DE LAS PAREDES DEL LECHO DE SECADO

El tanque está conformado por cuatro muros, dos muros cortos cuya longitud eje a eje es 4.90 m y dos muros largos de 9.60 m, todos estos muros son continuos entre sí en sus bordes laterales y en su borde inferior son continuos con su cimentación, por lo cual se considera bordes empotrados. El borde superior se considera libre porque no hay presencia de tapa.

Figura 382: Condiciones de borde de las paredes del lecho de secado



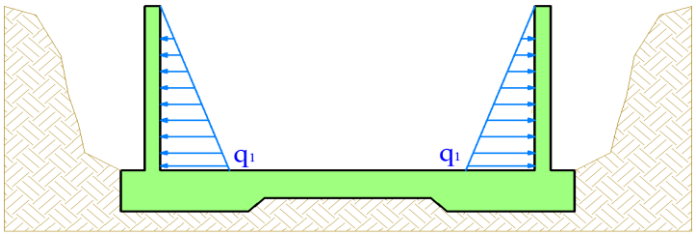
4.7.2. CONDICIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS DEL LECHO DE SECADO

El tanque analizado es una estructura enterrada, por tanto, las condiciones más desfavorables se presentan cuando el tanque está completamente lleno y cuando el tanque está vacío y sujeto al empuje del relleno. Entonces, tendremos en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Condición de carga n° 01: Prueba para fugas antes del relleno

Esta condición de carga representa la situación donde el tanque está lleno de lodos digeridos y además el suelo (relleno) no ejerce presión alguna. Esta consideración puede presentarse: 1) para verificar la presencia de fugas del líquido durante el proceso constructivo; y 2) ante la probabilidad de ocurrencia de que se atrofie los orificios de la tubería de drenaje.

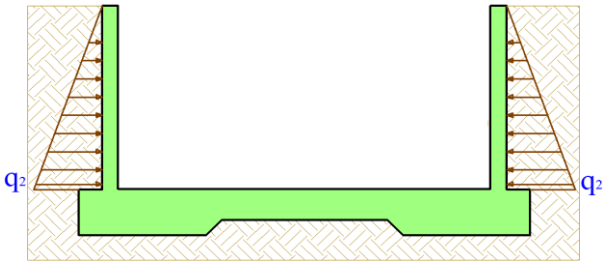
Figura 383: Condición de carga 01 para el diseño del lecho de secado



Condición de carga n° 02: Tanque vacío con empuje del terreno

Esta condición de carga representa la situación en la que el tanque está vacío y la presión externa del suelo está presente. Esta consideración puede presentarse cuando el tanque requiera de limpieza y/o mantenimiento.

Figura 384: Condición de carga 02 para el diseño del lecho de secado



4.7.3. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN PARA EL LECHO DE SECADO

El lecho de secado no siempre estará lleno, en algún momento requerirá de mantenimiento (reparación de tuberías y accesorios, limpieza, etc.), es por ello que se tiene que analizar dos casos (cuando está lleno y cuando está vacío), y diseñar con el más crítico.

- La altura de la pantalla es h = 1.20 m
- El espesor mínimo (e) de las paredes del lecho de secado será uniforme en todo su perímetro:

  Según ACI 350: $e = l/30 = 1.20/30 = 0.04$ m => $e_{min} = 0.15$ m.

  Según Jiménez, García y Morán:

  Si h ≤ 6.0 m => e = 0.10h = 0.1 x 1.20 = 0.12 m

Del acuerdo al ACI 350 el recubrimeinto minimo para estructutas contenedoras de agua es de 5 cm, entonces, sera necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de las paredes de la piscina será **e = 0.20 m.**

- La altura de la zapata del lecho de secado se determina en función de la longitud de desarrollo a tracción (**l_d**) de las barras para transferencia de cargas de las paredes a la cimentación. Para este caso, como aún no se tiene un diseño previo del acero vertical de las paredes, se asume un acero vertical Ø 5/8", entonces su longitud de desarrollo según la Norma E-060 se calcula según a), pero no menor de 30 cm.

a) $$\frac{f_y}{8.2\sqrt{f'c}}d_b = \frac{4200\ \text{kg/cm2}}{8.2\ \text{x}\ \sqrt{280}\ \text{kg/cm2}}\text{x}\ 1.59\text{cm} = 49\ \text{cm}$$

Elegimos el mayor, que es 49 cm, y le añadimos el recubrimiento. De esta manera el peralte de la cimentación será:

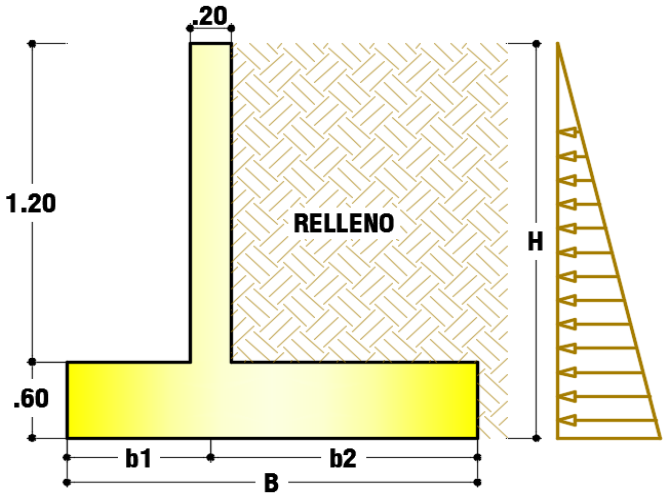
h = l_d + recubrimiento = 49 + 7.5 = 56.60 cm

Con fines constructivos **h = 0.60 m.**

4.7.3.1. Dimensionamiento del muro de contención para la condición de carga nº 02

El dimensionamiento del muro de contención en voladizo se realizará basado en las consideraciones de diseño propuestas por Harmsen (2002). De esa manera, iniciamos con el dimensionamiento para la condición de carga 02, la cual se adapta a las consideraciones de Harmsen, ya que se tiene la presencia de la presión del relleno (ver Fig. 385):

Figura 385: Cargas actuantes en la parte exterior del muro del lecho de secado



Coeficiente de empuje activo c_a:

De acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos el ángulo de fricción interna ϕ es igual a 32.9º, entonces el coeficiente de presión activa de Rankine según Das (2001), es:

$$c_a = \tan^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) = \frac{1 - \sin\Phi}{1 + \sin\Phi} = \frac{1 - \sin 32.9°}{1 + \sin 32.9°} = 0.296$$

Cálculo del ancho B de la zapata del muro:

El dimensionamiento del ancho B de la zapata del muro, se realiza con la ayuda de Tabla 13.2 propuesta por Harmsen (2002)

$B/(H+h_s)$	$c_a\ \omega$ (kg/m3)
0.30	204
0.35	269
0.40	343
0.45	423
0.50	512
0.55	605
0.60	715
0.65	830

$c_a\,\omega$ = 0.296 x 1680 kg/m3 = 497.28 kg/m3

Interpolando valores de la tabla, se tiene que:

B/(H+hs) = 0.4917

H+hs = 1.80 m + 0.00 m = 1.80 m

B = 0.4917 x 1.80 m

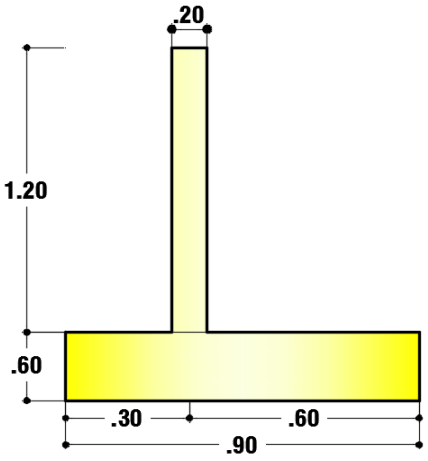
B = 0.885 m

Entonces B = 0.90 m

El dimensionamiento de la zapata del muro quedaría de la siguiente manera teniendo en cuenta que según Harmsen, para un muro económico:

b1= B/3 = 0.90/3 = 0.30 m

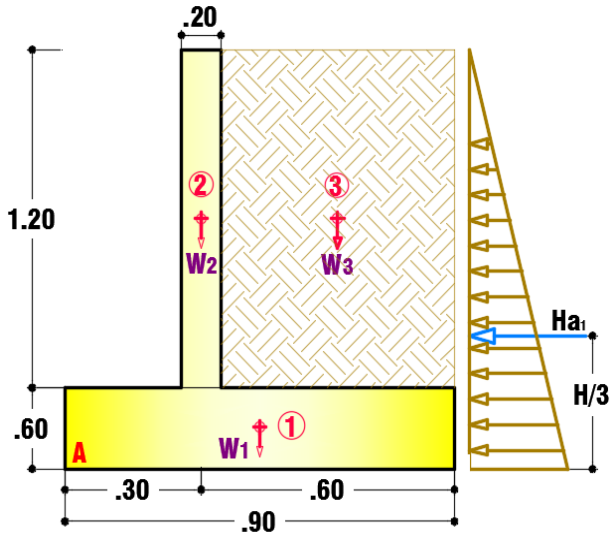
b2 = B - b1 = 0.90 - 0.30 = 0.60 m



VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MURO PARA LA CONDICIÓN DE CARGA 02:

Teniendo las dimensiones del muro y las cargas que actúan sobre él (ver Fig. 386), se continúa verificando su estabilidad al volteo y al deslizamiento.

Figura 386: Cargas actuantes para verificación de la estabilidad del muro (lecho de secado vacío)



Cálculo de presiones:

Presión lateral del suelo

c_a ω H = 0.296 x 1680 kg/m3 x 1.80 m = 895.10 kg/m2

Cálculo de empuje activo y momentos de volteo:

Empuje activo del terreno:

$Ha_1 = c_a\, \omega\, H^2 / 2 = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times (1.80\ m)^2 / 2 = 805.59\ kg/m.$

Momento de volteo:

$Ha_1 \times H/3 = 805.59\ kg/m \times 1.80\ m / 3 = 483.36\ kg\text{-}m$

Cálculo de fuerzas resistentes: cálculo de fuerzas y momentos respecto al punto A.

ELEMENTO	FUERZA		BRAZO	MOMENTO
W_1	0.60 m x 0.90 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	1296.00 kg	0.40	583.20 kg-m
W_2	0.20 m x 1.20 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	576.00 kg	0.30	172.80 kg-m
W_3	0.50 m x 1.20 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	1008.00 kg	0.60	655.20 kg-m
	ΣFv =	**2880.00 kg**	**ΣMr =**	**1411.20 kg-m**

Estabilidad al volteo:

$$\frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Mv}} = \frac{1411.20\ \text{kg} - \text{m}}{483.36\ \text{kg} - \text{m}} = 2.92 > 2 \Rightarrow \textbf{es estable al volteo}$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum \text{Fv}.\mu}{\sum \text{Ha}} = \frac{2880.00\ \text{kg x}\ 0.40}{805.59\ \text{kg}} = 1.43 < 1.5 \Rightarrow \textbf{no es estable al deslizamiento}$$

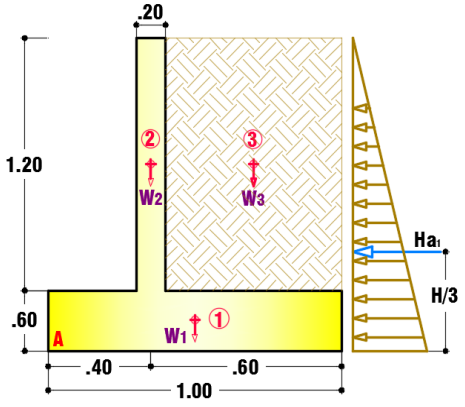
Como vemos, con las dimensiones iniciales el muro no es estable al deslizamiento. Por consiguiente, una posibilidad para solucionar eso, es aumentar el ancho B de la zapata, lo que permite el aumento de las cargas verticales, y por lo tanto se puede controlar volteo y deslizamiento.

Entonces, analizamos para un ancho de zapata B = 1.00 m.

Según Harmsen, para un muro económico:

b1= B/3 = 1.00/3 = 0.33 ≈ 0.40 m

b2 = B - b1 = 1.00 - 0.40 = 0.60 m



Cálculo de fuerzas resistentes: cálculo de fuerzas y momentos respecto al punto A.

ELEMENTO	FUERZA		BRAZO	MOMENTO
W_1	0.60 m x 1.00 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	1440.00 kg	0.50	720.20 kg-m
W_2	0.20 m x 1.20 m x 1 m x 2400 kg/m3 =	576.00 kg	0.40	230.40 kg-m
W_3	0.50 m x 1.20 m x 1 m x 1680 kg/m3 =	1008.00 kg	0.75	756.00 kg-m
	ΣFv =	**3024.00 kg**	**ΣMr =**	**1706.40 kg-m**

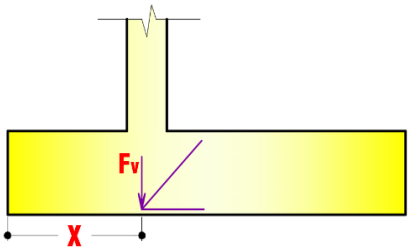
Estabilidad al volteo:

$$\frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Mv}} = \frac{1706.40 \text{ kg} - \text{m}}{483.36 \text{ kg} - \text{m}} = 3.53 > 2 \Rightarrow \textbf{es estable al volteo}$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum \text{Fv}.\mu}{\sum \text{Ha}} = \frac{3024.00 \text{ kg x } 0.40}{805.59 \text{ kg}} = 1.5 \geq 1.5 \Rightarrow \textbf{es estable al deslizamiento}$$

Verificación de que las reacciones del suelo no excedan la capacidad portante del suelo:



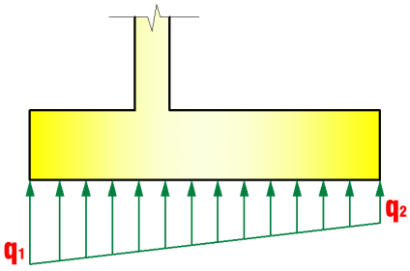
Si la carga vertical cae dentro del núcleo central y e < B/6 la reacción del terreno se distribuye eficientemente (distribución de presiones trapezoidal) - Harmsen

$$\mathbf{x} = \frac{\sum \mathbf{Mr} - \mathbf{Mv}}{\sum \mathbf{Fv}} = \frac{1706.40 - 483.36}{3024.00} = 0.40$$

El núcleo central está entre 0.33 y 0.66 => la carga vertical cae dentro del núcleo central.

e = B/2 – x = 1.00/2 – 0.40= 0.10 **<** B/6 = 0.17

Por lo tanto, el suelo tiene una distribución de presiones trapezoidal.



$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Fv}}{\mathbf{Bt}} \pm \frac{\mathbf{6.Fv.e}}{\mathbf{Bt^2}}$$

$$q = \frac{3024}{1 \text{ x } 1.00} \pm \frac{6 \text{ x } 3024 \text{ x } 0.10}{1 \text{ x } 1.00^2}$$

q_1= 4.838 Ton/m2 << q_{adm}=43.30 Ton/m2

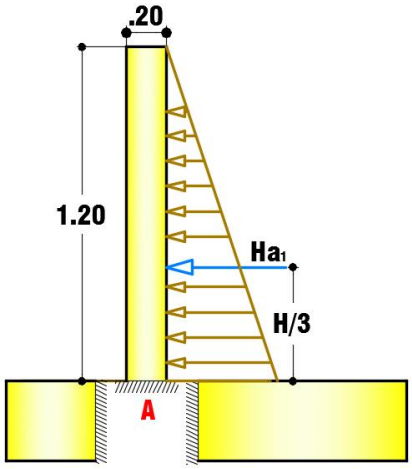
q_2= 1.210 Ton/m2 << q_{adm}=43.30 Ton/m2

Por lo tanto, el $q_{transmitido}$ << q_{adm} del terreno, entonces la zapata es más que suficiente para soportar las reacciones del suelo.

4.7.4. DISEÑO DE LAS PAREDES DEL LECHO DE SECADO

4.7.4.1. Diseño por flexión de las paredes del lecho de secado para la condición de carga 02

Figura 387: Cargas actuantes en la pantalla del muro (lecho de secado vacío)



Cálculo de presiones:

$q_1 = c_a\, \omega\, H = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times 1.20\ m = 596.74\ kg/m2$

Cálculo de empuje activo:

$Ha_1 = c_a\, \omega\, H^2 / 2 = 0.296 \times 1680\ kg/m3 \times (1.20\ m)^2 / 2 = 358.04\ kg/m.$

Cálculo del momento último:

$M = \Sigma M_A = (358.04 \times 1.20/3) = 143.22\ kg\text{-}m$

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje del suelo y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mu = 1.3 (1.7CE)

Mu = 1.3 (1.7 x 143.22) = 316.51 kg-m

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical exterior en el muro del estanque, como se muestra en la Tabla 256:

Tabla 256: Diseño del acero vertical exterior para el muro del lecho de secado

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL EXTERIOR DEL MURO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**316.51**	**Kg-m**
	ku	1.61	
Cuantía requerida	ρ	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el suelo	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Refuerzos mínimos en el muro:

La cuantía mínimo vertical para muros es 0.0030 (ACI 350-06 artículo14.3.2)

As min vertical (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

La cuantía mínimo horizontal para muros con juntas entre 6-9 metros de separación es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.3 – Tabla7.12.2.1)

As min horizontal (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

Acero vertical hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara interior: 1/2 a 1/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

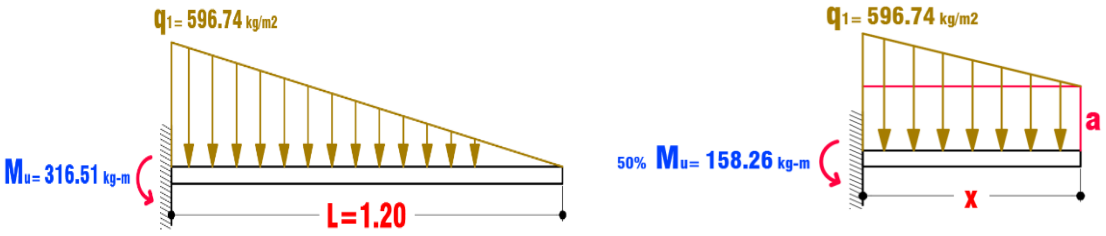
1/3(6) =2cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

1/3(6) =2 cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Corte de acero en la pantalla:



Por semejanza de triángulos:

$$a = q1 - \frac{q1}{L}x$$

Realizando la sumatoria de momentos obtenemos:

$$50\%\,Mu = \frac{q1}{2}x^2 - \frac{q1}{3L}x^3$$

Calculando tenemos:

$$158.26 = \frac{596.74}{2}x^2 - \frac{596.74}{3x1.20}x^3$$

$165.76x^3 – 298.37x^2 + 158.26 = 0$

Resolviendo la ecuación tenemos una raíz x = 0.63 m

Por lo tanto, el corte de acero será:

x+d = 0.63 + (0.20-0.06) = 0.77 cm ≈ 0.80 m

4.7.4.2. Control de fisuras para la condición carga nº 02

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del estanque para criadero de truchas, como sigue:

El máximo momento por flexión empleado en el diseño del muro es:

Mu = 316.51 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m

Como el diseño es etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathbf{Ms} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{1.3\ x\ 1.7}} = \frac{316.51}{1.3\ \text{x}\ 1.7} = 143.22\ \text{kg/cm2}$$

El esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{14322}{0.9\ \text{x}\ 14\ \text{x}\ 5.08} = 223.75\ \text{kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Articulo C 10.6.4), fs pude ser ell 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(223.75 + 1890) / 2 = 1056.87 kg/cm2

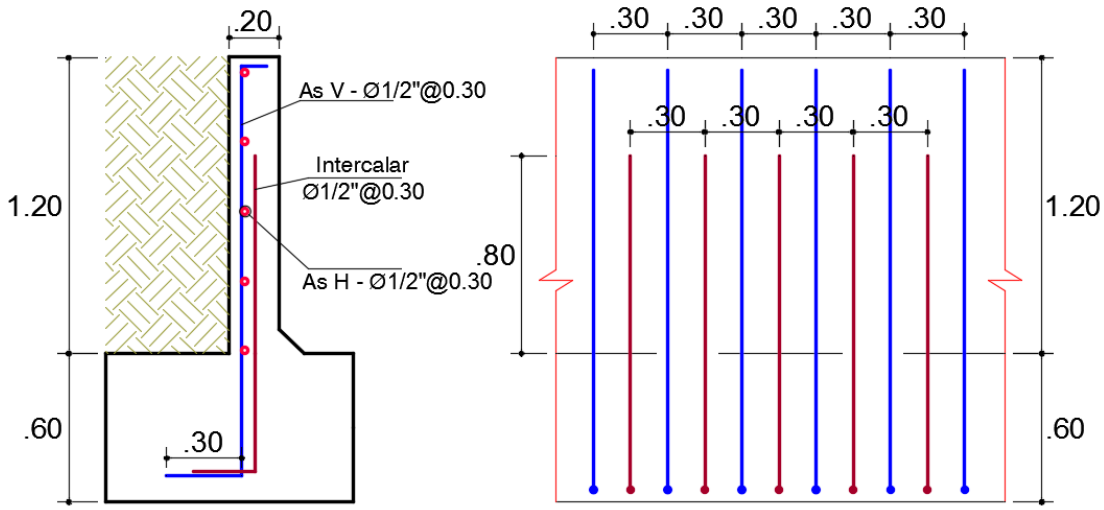
El espaciado máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- d_c = r + db/2 = 5 +1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5\ \text{x}17000^3}{5.64^2\ \text{x}\ 1056.87^3} = 66\ \text{cm} > 30\ \text{cm} \Rightarrow \mathbf{es\ correcto}$$

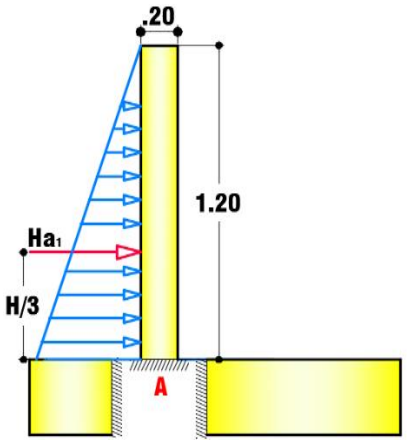
El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 388: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del lecho de secado para la condición de carga 02 (lecho de secado vacío, con empuje del relleno)



4.7.4.3. Diseño por flexión de las paredes del lecho de secado para la condición de carga 01

Figura 389: Cargas actuantes en la pantalla del muro (lecho de secado lleno)



Cálculo de presiones:

$q_1 = \gamma H$= 1040 kg/m3 x 1.20 m = 1248 kg/m2

Cálculo del empuje:

$Ha_1 = \gamma H^2 / 2$ = 1040 kg/m3 x (1.20 m)^2 / 2 = 748.80 kg/m.

Cálculo del momento último:

$M = \Sigma M_A$ = (748.80 x 1.20/3) = 299.52 kg-m

El ACI 350, recomienda amplificar los momentos de diseño en estructuras sanitarias, multiplicando por: 1) el factor 1.7 por efectos de empuje y 2) el factor de durabilidad sanitaria S=1.3, de la siguiente manera:

Mu = 1.3 (1.7CE)

Mu = 1.3 (1.7 x 299.52) = 661.94 kg-m

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo vertical interior del muro del estanque, como se muestra en la Tabla 257:

Tabla 257: Diseño del refuerzo vertical interior para el muro del lecho de secado

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL INTERIOR DEL MURO			
Base	b	100	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento	**Mu**	**661.94**	**Kg-m**
	ku	3.37	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.00012	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	cm2
Refuerzo colocado en:		Cara en contacto con el agua	

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Refuerzos mínimos en el muro:

La cuantía mínimo vertical para muros es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.2)

As mín vertical (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

La cuantía mínimo horizontal para muros con juntas entre 6-9 metros de separación es 0.0030 (ACI 350-06 articulo14.3.3 – Tabla 7.12.2.1)

As mín horizontal (inf/sup) = 0.0030 b h = 0.0030x100x20 = 6 cm2

Acero vertical hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara exterior: 1/2 a 2/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=31.75 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

2/3(6) =4 cm2 => s=127/4=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Acero horizontal hacia la cara interior: 1/2 a 1/3 del As total

Desde la base hasta el centro:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

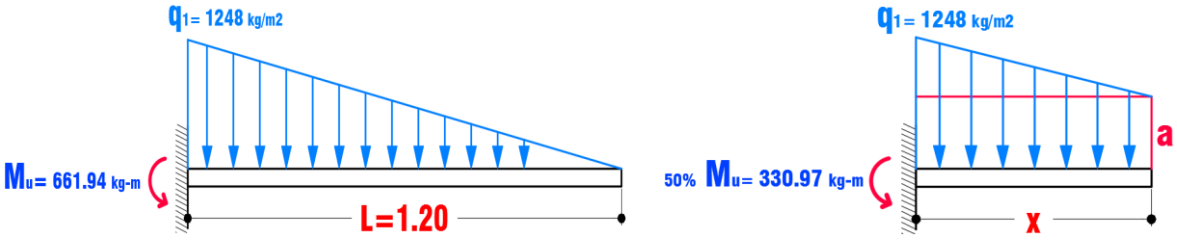
1/3(6) =2cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Desde el centro hasta la cresta:

1/2(6) =3 cm2 => s=127/3=42.33 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

1/3(6) =2 cm2 => s=127/2=63.50 cm => Ø 1/2" @ 0.30 m

Corte de acero en la pantalla:



Por semejanza de triángulos:

$$a = q1 - \frac{q1}{L}x$$

Realizando la sumatoria de momentos obtenemos:

$$50\%\,Mu = \frac{q1}{2}x^2 - \frac{q1}{3L}x^3$$

Calculando tenemos:

$$330.97 = \frac{1248}{2}x^2 - \frac{1248}{3x1.20}x^3$$

$346.67x^3 - 624x^2 + 330.97 = 0$

Resolviendo la ecuación tenemos una raíz x = 0.63 m

Por lo tanto, el corte de acero será:

x+d = 0.63 + (0.20-0.06) = 0.77 cm ≈ 0.80 m

4.7.4.4. Control de fisuras para la condición de carga nº 01

El control de fisuras se realizará bajo cargas de servicio para verificar el espaciamiento máximo del acero de refuerzo y garantizar la impermeabilidad de las paredes del lecho de secado, como sigue:

El máximo momento por flexión empleado en el diseño del muro es:

Mu = 661.94 kg-m, cuyo refuerzo calculado es Ø 1/2" @ 0.30 m

Como el diseño es etapa elástica, se determina el máximo momento de flexión en etapa de servicio:

$$\mathbf{Ms} = \frac{\mathbf{Mu}}{\mathbf{1.3\ x\ 1.7}} = \frac{661.94}{1.3 \text{ x } 1.7} = 299.52 \text{ kg/cm2}$$

El esfuerzo en el acero calculado para las cargas de servicio es:

- As = 5.08 cm2
- d = 20 - 6 = 14 cm

$$\mathbf{fs} = \frac{\mathbf{Ms}}{\mathbf{0.9\ d\ As}} = \frac{29952}{0.9 \text{ x } 14 \text{ x } 5.08} = 467.94 \text{ kg/cm2}$$

Según el ACI 350 (Artículo C 10.6.4), fs puede ser el 45% de fy:

fs = 0.45 x 4200 kg/cm2 = 1890 kg/cm2

Entonces, podemos trabajar con el promedio:

(467.94 + 1890) / 2 = 1178.97 kg/cm2

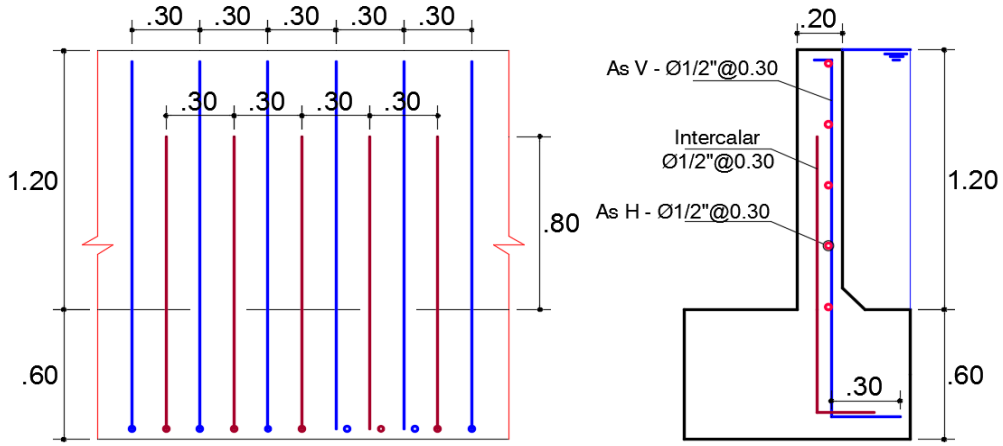
El espaciado máximo para el control de grietas es:

- Para condiciones severas z = 17000 kg/cm
- dc = r + db/2 = 5 +1.27/2 = 5.64 cm

$$\mathbf{Smáx} = \frac{\mathbf{0.5\ z^3}}{\mathbf{dc^2\ fs^3}} = \frac{0.5 \text{ x} 17000^3}{5.64^2 \text{ x } 1178.97^3} = 47 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{\text{es correcto}}$$

El espaciamiento calculado, controla el ancho de las grietas.

Figura 390: Diseño definitivo del acero en la pantalla del muro de contención del lecho de secado para la condición de carga 01 (lecho de secado lleno)

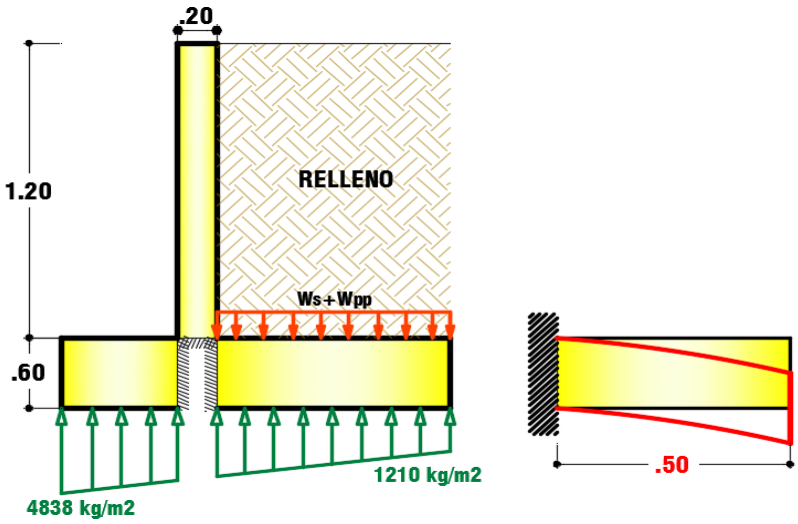


4.7.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL LECHO DE SECADO

La zapata del muro de contención, el cual comprende el talón y la punta se diseñan de la siguiente manera:

4.7.5.1. Diseño del talón

Figura 391: Cargas actuantes para el diseño del talón de la zapata del lecho de secado



Cálculo de cargas:

Carga muerta:

- Wsuelo = ω H = 1680 kg/m3 x 1.20 m x 1 m = 2016 kg/m
- Wpp = 2400 kg/m3 x 0.60 m x 1 m = 1440.00 kg/m

Carga viva:

- Carga por empuje:

  Wreacción/suelo = 1210 kg/m2 x 1 m = 1210 kg/m

Según el ACI 350 las fuerzas calculadas con el método de resistencia deben ser amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Wu = 1.3 (1.4CM - 1.7CE)

Wu = 1.3 [1.4 (2016 kg/m + 1440 kg/m) – (1.7 x 1210 kg/m)]

Wu = 3615.82 kg/m

Para el diseño se asume una distribución uniforme de carga, entonces:

$$\mathbf{Mu} = \frac{\mathbf{Wu\ l^2}}{\mathbf{2}} = \frac{3615.82 \text{ x } 0.50^2}{2} = 451.98 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo en el talón de la zapata del estanque, como se muestra en la Tabla 258:

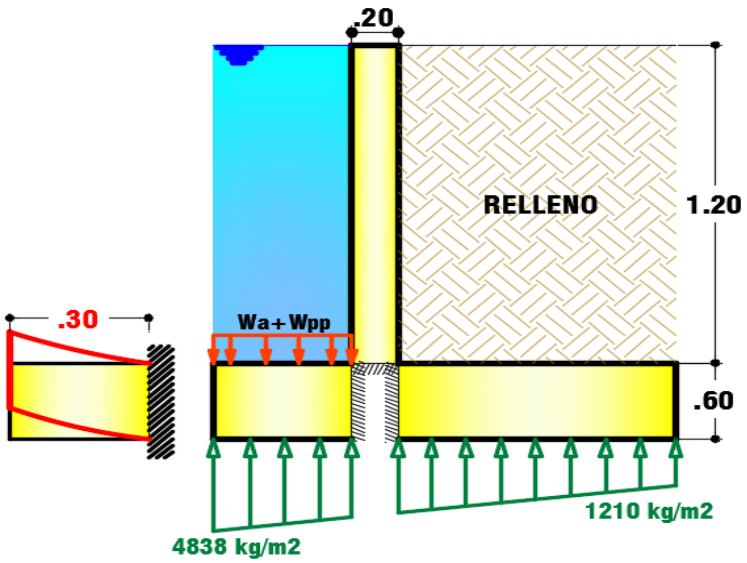
Tabla 258: Diseño del acero para el talón de la zapata del lecho de secado

DISEÑO DEL TALÓN DE LA ZAPATA			
Base	b	100	cm
Peralte	h	60	cm
Peralte efectivo	d	50	cm
Momento	**Mu**	**451.98**	**Kg-m**
	ku	0.18	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	cm2
Acero colocado en		En la parte superior	

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

4.7.5.2. Diseño de la punta

Figura 392: Carga actuante para el diseño de la punta de la zapata del lecho de secado



Cálculo de cargas:

Carga muerta:

- Wagua = γ H = 1000 kg/m3 x 1.20 m x 1 m = 1200.00 kg/m
- Wpp = 2400 kg/m3 x 0.60 m x 1m = 1440.00 kg/m

Carga viva:

- Carga por empuje:

  Wreacción/suelo = 4838 kg/m2 x 1 m = 4838 kg/m

Según el ACI 350 las fuerzas calculadas con el método de resistencia deben ser amplificadas por un factor de durabilidad sanitaria S=1.3, como sigue:

Wu = 1.3 (1.4 CM - 1.7 CE)

Wu = 1.3 [1.4 (1200 kg/m + 1440 kg/m) – (1.7 x 4838 kg/m)]

Wu = -5887.18 kg/m

Para el diseño se asume distribución uniforme de carga, entonces:

$$\mathbf{Mu} = \frac{\mathbf{Wu\ l^2}}{\mathbf{2}} = \frac{5887.18\ \mathrm{x}\ 0.30^2}{2} = 264.92\ \mathrm{kg-m/m}$$

Con el momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo en la punta de la zapata del estanque, como se muestra en la Tabla 259:

Tabla 259: Diseño del acero para la punta de la zapata del lecho de secado

DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA			
Base	b	100	cm
Peralte	h	60	cm
Peralte efectivo	d	50	cm
Momento	**Mu**	**264.92**	**Kg-m**
Índice de ref.	ku	0.11	Kg/cm2
Cuantía requerida	ρ	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**15.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8"	
Espaciamiento	s	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8"@ 0.125**	
Acero colocado	As col	17.91	cm2
Acero colocado en		En la parte inferior	

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

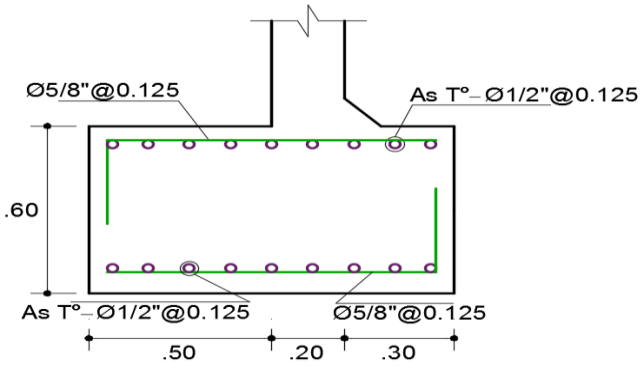
Acero de retracción y temperatura:

El acero de retracción y temperatura para la zapata del estanque se coloca de forma perpendicular al acero principal y depende de la separación entre juntas (ACI 350-06 artículo 7.12.2.1). Para juntas entre 6 - 9 metros, la cuantía de acero es de 0.0030 (ACI 350-06 Tabla 7.12.2.1). Entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 60 = 9 cm2

Tomamos el acero mínimo (Ø 1/2"), de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.125**, en cada cara.

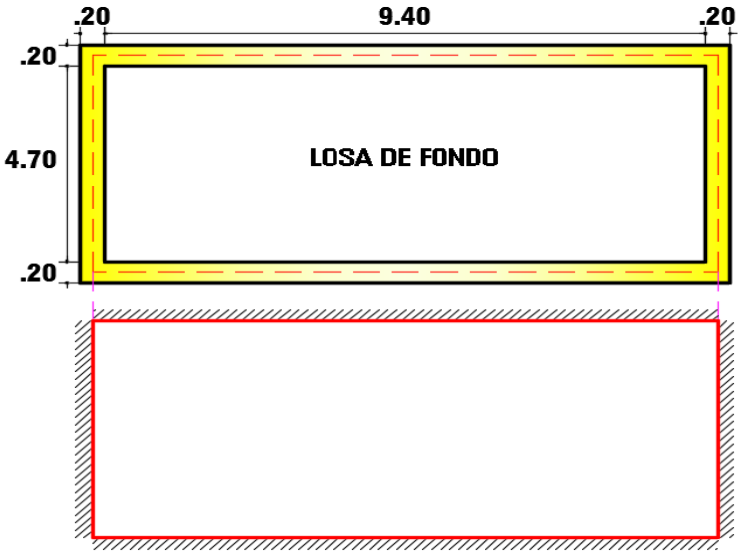
Figura 393: Diseño definitivo del acero en la zapata del muro de contención del lecho de secado



4.7.5.3. Diseño de la losa de fondo del lecho de secado

La losa de fondo del lecho de secado deberá presentar continuidad (monolitismo) con la zapata del muro de contención, el cual permitirá la impermeabilidad del fondo del lecho de secado (ver Figura 394).

Figura 394: Dimensiones en planta para el diseño de la losa de fondo del lecho de secado



A. Dimensionamiento de la losa de fondo del lecho de secado

La losa de fondo del lecho de secado será considerada como una losa maciza apoyada en sus cuatro lados por lo tanto el dimensionamiento será:

Luz larga / luz corta = 9.60/4.90 = 1.96 < 2 => la losa tiene comportamiento bidireccional.

De acuerdo al ACI 350, artículo H.3.1 - Apéndice H; para losas apoyadas directamente en el suelo con refuerzo superior e inferior, recomienda utilizar un espesor mínimo de 0.15 m.

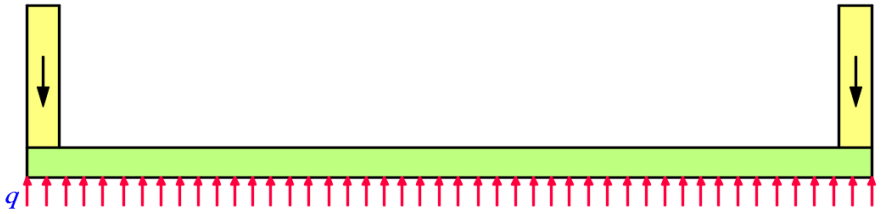
Pero como la losa tendrá recubrimiento de 5 cm, será necesario un espesor mínimo de 0.20 cm (ACI 350.4R). Por lo tanto, el espesor de la losa de fondo de la piscina tendrá un espesor constante **e = 0.20 m.**

B. Presión actuante en la losa de fondo del lecho de secado

La presión del suelo sobre la losa de fondo del lecho de secado se calculará aplicando las consideraciones del **método rígido convencional**, el cual se desarrolló detalladamente en el ítem 4.1.7.2.

Como no se tienen excentricidades en relación al centro de gravedad de la cimentación, se puede considerar para fines de diseño, que la distribución de presiones es constante y uniforme (Blanco, 1999). Entonces, la presión debajo de la losa es una carga uniformemente distribuida producida por el peso propio de la losa de cimentación, una sobrecarga y el líquido contenido en el tanque.

Figura 395: Fuerzas actuantes en la losa de fondo del lecho de secado



Área de apoyo de la losa de fondo = *longitud x ancho*

Área = 9.80 m x 5.10 m = 49.98 m2

METRADO DE CARGAS

- Peso de las paredes = *altura x longitud x espesor x 2400 kg/m3*

= 1.20 m x (4.9+4.9+9.6+9.6) m x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 16704.00 kg

- Peso propio = *área x espesor x 2400 kg/m3*

= 49.98 m2 x 0.20 m x 2400 kg/m3 = 23990.40 kg

- Peso del agua = area *x altura x 1000 kg/m3*

  = 49.98 m2 x 1.20 m x 1040 kg/m3 = 62375.04 kg

CARGA MUERTA = 16704.00 kg + 23990.40 kg + 62375.04 = 103069.44 kg

Entonces, el peso Q de la estructura, será igual a la suma de cargas muertas:

Q = CM = 103069.44 kg

De acuerdo a las consideraciones del **Método Rígido Convencional** (ver ítem 4.1.7.2.), la presión **q** sobre el suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x\, x}{I_Y} \pm \frac{M_y\, y}{I_x}$$

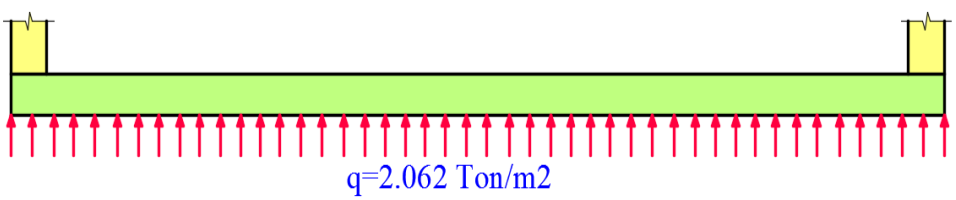
Tal y como se explicó en el ítem 4.1.7.2, debido a que la losa de fondo es simétrica con los dos ejes (x, y) las excentricidades tienen el valor de cero y por lo tanto los momentos causados por las excentricidades también son iguales a cero. Entonces la ecuación para el cálculo de **q**, quedaría de la siguiente manera:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{A}} = \frac{103069.44\ \text{kg}}{49.98\ \text{m2}} = 2.062\,\frac{\text{Ton}}{\text{m2}}$$

De esta manera podemos verificar si es que la presión sobre el suelo ($q_{transmitido}$) es menor que la capacidad portante del suelo ($q_{admisible}$), entonces tenemos:

$q_{transmitido}$ = 2.062 ton/m² << $q_{admisible}$ = 43.30 ton/m², por lo tanto, la losa de fondo es más que suficiente para soportar las reacciones del suelo.

Figura 396: Presión del suelo sobre la losa de fondo del lecho de secado



De acuerdo a la configuración estructural de la Figura 394, la losa de fondo del lecho de secado tiene relación de lados luz larga/luz corta = 9.40/4.70 = 2 ≤ 2; lo cual significa que tiene comportamiento bidireccional. Entonces, para su diseño será necesario aplicar una metodología que permita obtener de forma sencilla las fuerzas cortantes y momentos flectores para este tipo de losas. En tal sentido, de los diferentes métodos existentes, utilizamos para este caso las tablas del **Método de Coeficientes** de la NTE E.060 Concreto Armado - Artículo 13.7, cuyas expresiones de cálculo son las siguientes:

Las fuerzas cortantes en la losa se calcularán suponiendo que la sección critica se encuentra ubicada a una distancia “d” de la cara de apoyo. La fuerza cortante que actúa en ancho unitario se calculará con la expresión siguiente:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Los momentos de flexión en las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$Ma = Ca\ wu\ A^2$ $Mb = Cb\ wu\ B^2$

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

Ma = momento de flexión en la dirección A

Mb = momento de flexión en la dirección B

Ca = coeficiente de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección corta (ver Anexo A)

Cb = coeficientes de momentos indicados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060 para la dirección larga (ver Anexo A)

Wu = carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa

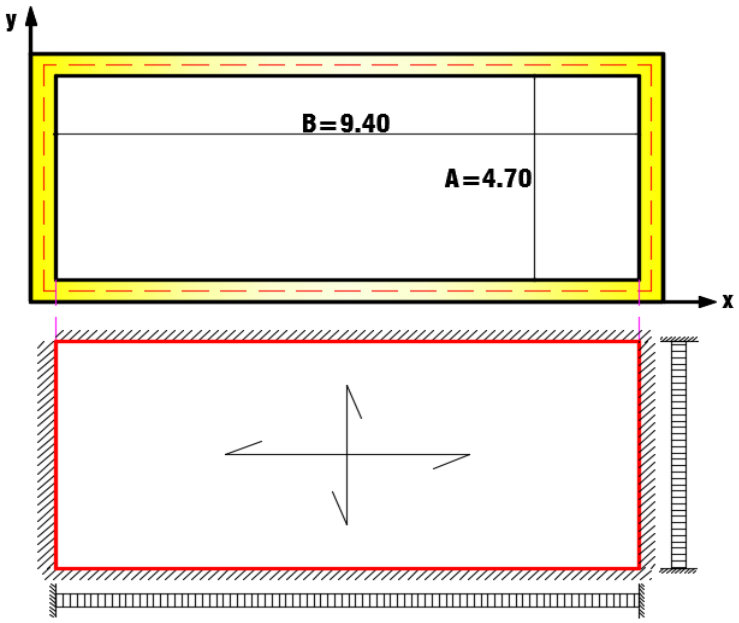
C. Verificación por cortante en la losa de fondo del lecho de secado

Con fines de emplear el Método de Coeficientes de la norma E.060, identificamos las variables de acuerdo a la nomenclatura propuesta por dicho método:

Luz libre del tramo en la dirección corta = A = 4.70 m

Luz libre del tramo en la dirección larga = B = 9.40 m

Figura 397: Variables en la losa de fondo del lecho de secado según nomenclatura del método de coeficientes



Metrado de cargas

Para el diseño de la losa de fondo se considera la reacción del suelo correspondiente solo al peso de las paredes. El peso propio de la losa de fondo no genera flexión sobre sí mismo.

De acuerdo a la nomenclatura del método de coeficientes las cargas se deben calcular por unidad de área, como sigue:

CM = Peso pared / area de apoyo

CM = 16704.00 kg / 49.98 m2 = 334.21 kg/m2

Wu = 1.4 CM = 1.4 x 334.21 = 467.90 kg/m2

Cálculo del cortante actuante más crítico

La fuerza cortante según el método de coeficientes de la norma E-060, se determina para un ancho unitario de la siguiente manera:

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{w}\left(\frac{\mathrm{A}}{2} - \mathrm{d}\right)\left(1 - 0.5\frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}}\right)$$

Dónde: d = peralte efectivo = 20 - 6 = 14 cm; wu = 467.90 kg/m2.

$$\mathrm{Vu} = 467.90\left(\frac{4.70}{2} - 0.14\right)\left(1 - 0.5\frac{4.70}{9.40}\right) = 1050.44\ \mathrm{kg}$$

Según el ACI 350, la cortante calculada con el método de resistencia debe ser amplificado por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

Vu = 1.3 x 1050.44 kg = 1365.57 kg

Cálculo del cortante resistente del concreto

Vc = 0.53$\sqrt{f'c}$ b d

Vc = 0.53 x $\sqrt{280}$ x 100 x 14 = 12416.03 kg

ϕVc = 0.85 x 12416.03 kg = 10553.63 kg

Comprobando la cortante actuante es menor que la cortante resistente del concreto:

ϕVc = 10553.63 kg >> Vu = 1365.57 kg => es correcto

D. Diseño por flexión de la losa de fondo del lecho de secado

De acuerdo a las consideraciones del método de coeficientes para losa bidireccionales, el lecho de secado analizado es una estructura de una sola celda, por lo tanto, la losa de fondo se considera como un solo panel empotrado (continuo) en sus cuatro lados (ver Fig. 397). Entonces, para realizar el diseño por flexión de la losa de fondo, elegimos el caso que representa la situación mencionada, el cual corresponde al Caso 2 del Método de Coeficientes (Tabla 13.1, 13.2 y 13.3 de la NTE E.060) cuyos coeficientes para el cálculo de momentos se pueden observar detalladamente en el Anexo A.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 del Caso 2 del método utilizado, los cuales corresponden a los coeficientes para momentos negativos, coeficientes para momentos positivos por carga muerta y coeficientes para momentos positivos por carga viva respectivamente. Dichos coeficientes se ubican teniendo en cuenta la relación de lados del panel (m), el cual se determina como sigue:

Relación de lados del panel: $\mathrm{m} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{B}} = \frac{4.70}{9.40} = 0.5$

Figura 398: a) Coeficientes para momentos negativos; b) coeficientes para momentos positivos por carga muerta; y c) coeficientes para momentos positivos por carga viva, de la norma E.060

a)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1	Caso 2 
0,50 *Ca*		0,086
Cb		0,006

b)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 
0,50 *Ca*	0,095	0,037
Cb	0,006	0,002

c)

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 
0,50 *Ca*	0,095	0,066
Cb	0,006	0,004

Según la nomenclatura del método de coeficientes, las cargas últimas (wu) para el diseño por flexión de la losa de fondo del lecho de secado se determinan por unidad de área. Además, de acuerdo a la recomendación el ACI 350, estas cargas deberán ser amplificadas por el coeficiente sanitario S=1.3, como sigue:

CARGA MUERTA CM = 16704.00 kg / 49.98 m2 = 334.21 kg/m2

CMu = w_{uCM} = 1.3 (1.4 x 334.21) = 608.27 kg/m2

CARGA ÚLTIMA Wu = 608.27 kg/m2

Cálculo de momentos negativos:

La losa de fondo del lecho de secado es un elemento estructural empotrado en sus cuatro lados, debido a ello se relaciona con el Caso 2 del Método de Coeficientes. Entonces los momentos negativos se determinan para cada lado de la losa con los coeficientes de la tabla 13.1 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.1 del Anexo A.

Para determinar los momentos negativos en la losa de fondo del lecho de secado, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.5, se especifican en la Figura 398.a, y son los siguientes:

Ca = 0.086

=> Ma = Ca w_u A^2 = 0.086 x 608.27 x 4.7^2 = 1155.55 kg-m

Cb = 0.006

=> Mb = Cb w_u A^2 = 0.006 x 608.27 x 9.4^2 = 322.48 kg-m

Con el valor del momento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo negativo en la losa de fondo del lecho de secado, como se muestra a continuación en la Tabla 260:

Tabla 260: Diseño del acero negativo en la losa de fondo del lecho de secado

DISEÑO DEL ACERO NEGATIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	**LADO LARGO**	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**-1155.55**	**-322.48**	**Kg-m**
	ku	5.90	1.65	
Cuantía requerida	ρ	0.0016	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0021	0.0006	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**4.20**	**4.20**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	5.08	5.08	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 articulo 7.12.2.2.

Cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta:

Los momentos positivos debido a la carga muerta se determinan para cada lado de la losa de fondo con los coeficientes de la Tabla 13.2 de la norma E.060, los cuales se detallan en la Tabla A.2 del Anexo A.

Para determinar los momentos positivos debido a carga muerta en la losa de fondo del lecho de secado, dichos coeficientes que corresponden al Caso 2 y relación de lados m=0.5, se especifican en la Figura 398.b, y son los siguientes:

Ca = 0.037

=> $Ma_{CM} = Ca\ w_{uCM}\ A^2 = 0.037 \times 608.27 \times 4.70^2 = 497.16$ kg-m

Cb = 0.002

=> $Mb_{CM} = Cb\ w_{uCM}\ B^2 = 0.002 \times 608.27 \times 9.40^2 = 107.49$ kg-m

Momentos positivos totales:

Ma = 497.16 kg-m Mb = 107.49 kg-m

Con los valores de momentos máximos, se procede a calcular el acero de refuerzo positivo en la losa de fondo del lecho de secado, como se muestra a continuación en la Tabla 261:

Tabla 261: Diseño del acero positivo en la losa de fondo del lecho de secado

DISEÑO DEL ACERO POSITIVO EN LA LOSA DE FONDO				
		LADO CORTO	LADO LARGO	
Base	b	100	100	cm
Peralte	h	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento	**Mu**	**497.16**	**107.49**	**Kg-m**
	ku	2.54	0.55	
Cuantía requerida	ρ	0.0007	0.00016	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0009	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.00**	**6.00**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.211	0.211	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.20**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	7.62	7.62	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2.

Figura 399: Ubicación de momentos de diseño en la losa de fondo del lecho de secado

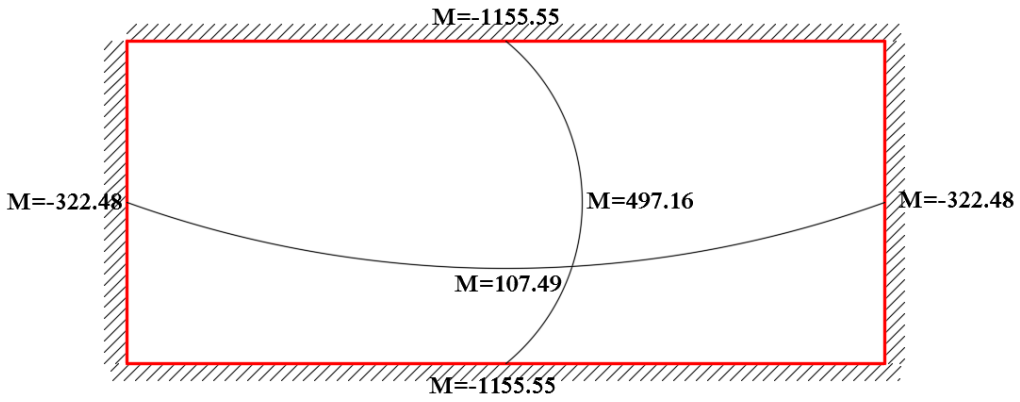
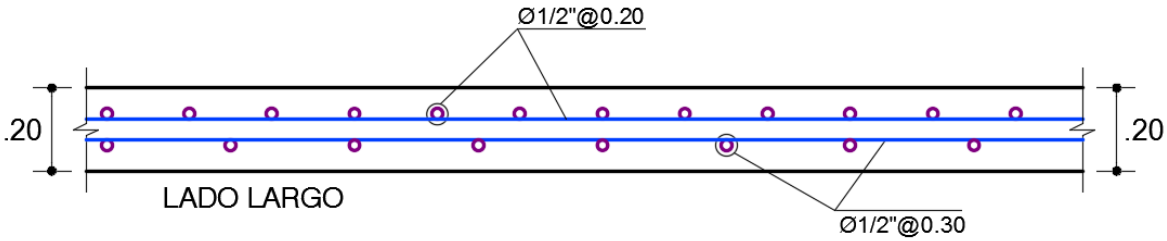


Figura 400: Diseño definitivo del acero en la losa de fondo del lecho de secado



4.7.6. DISEÑO DEL LECHO DE SECADO CON EL PROGRAMA SAP2000

Se diseñará un lecho de secado sin tapa (tanque enterrado) que sirve para la purificación de aguas residuales mediante la deshidratación de lodos.

Todos los elementos estructurales que conforman el lecho de secado (paredes, zapata y losa de fondo) serán de concreto armado, con un concreto de resistencia a compresión f´c = 280 kg/cm2 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2.

Los elementos estructurales del lecho de secado tienen las siguientes características:

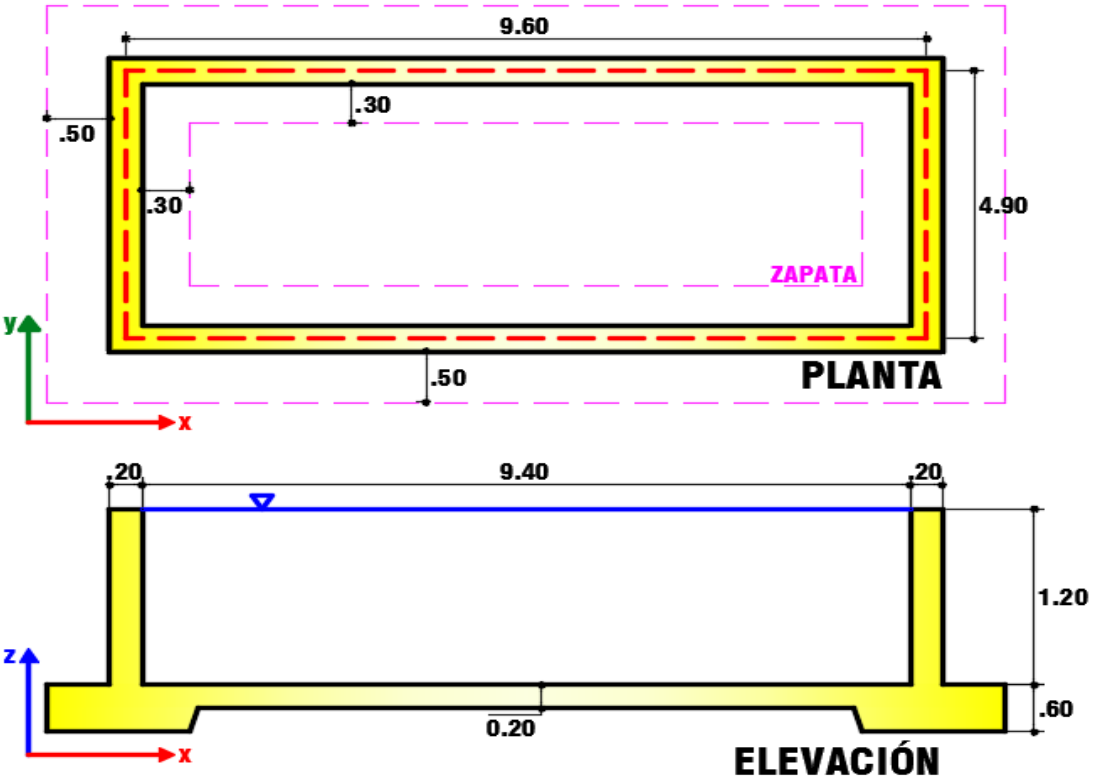
- Paredes con espesor e = 0.20 m y acero de refuerzo con recubrimiento de 5.0 cm.
- Zapata con peralte h = 0.60 m, y recubrimiento de 7.5 cm en la base y 5 cm en la parte superior.

- Losa de fondo con espesor e = 0.20 m, y recubrimiento de 5.0 cm.

El líquido presente en la estructura será agua cuya densidad es γ = 1040 kg/m3, la densidad del suelo ω = 1680 kg/m3, sin presencia de nivel freático, ángulo de fricción interna del suelo ϕ = 32.9° y ca = 0.296.

Para modelar en el programa SAP2000, se necesitan dimensiones eje a eje de cada elemento, de esa manera tenemos:

Figura 401: Dimensiones del lecho de secado para modelado en el programa SAP2000



Los elementos estructurales que conforman el lecho de secado (paredes, zapata y losa de fondo) se modelan como elementos área (Shell) los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

De esta manera se realizó la división de los elementos Shell en 3 partes sobre el eje global Z y en 12 partes sobre el eje global Y, dando un total de 36 divisiones para el lado corto y para el lado largo en 3 partes sobre el eje global Z y en 34 partes sobre el eje global X, dando un total de 102 divisiones.

4.7.6.1. Modelado de las paredes del lecho de secado

Las paredes del lecho de secado tendrán que soportar las presiones hidrostáticas del agua y las presiones de suelo provocadas por el relleno, las cuales actúan de forma perpendicular sobre las caras internas y externas respectivamente, incrementándose con la altura, de la siguiente manera:

La presión hidrostática del agua será:

$\mathrm{p_w}\ (\mathrm{z} = 0) = \gamma \mathrm{H} = 1040\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$

$\mathrm{p_w}(\mathrm{z} = 1.20) = \gamma \mathrm{H} = 1040\ kg/m3\ \mathrm{x}\ 1.20\ \mathrm{m} = 1248\ \mathrm{kg/m2}$

La presión del suelo provocado por el relleno será:

$p_s(\mathrm{z} = 0) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 0\ m} = 0\ \mathrm{kg/m2}$

$p_s\ (\mathrm{z} = 1.20) = \mathrm{Ka}\ \omega\ \mathrm{H} = 0.296\ \mathrm{x}\ 1680\ \mathrm{kg/m3\ x\ 1.20\ m} = 596.74\ \mathrm{kg/m2}$

4.7.6.2. Modelado de la losa de fondo del lecho de secado

Para modelar la acción del suelo sobre la base de la estructura se colocaron resortes en la cara inferior de la base, la resistencia de estos resortes corresponde al valor del coeficiente de Balasto para un tipo de suelo granular.

El cálculo del coeficiente de balasto se realiza de la siguiente manera:

Las dimensiones de la losa son B=6.10 m y L=10.80 m.

Coeficiente de balasto para placa de 30x30 = k_{30}= 4 kg/cm3 (propuesto por Terzaghi)

$$k_{cuadrado} = k_{30}\left(\frac{B + 0.30}{2B}\right)^2 = 4\left(\frac{6.1 + 0.30}{2x6.1}\right)^2 = 1.10\ \frac{kg}{cm3}$$

$$k_{rectangular} = \frac{2}{3}k_{cuadrado}\left(1 + \frac{B}{2L}\right) = \frac{2}{3}x1.10\left(1 + \frac{6.10}{2x10.80}\right) = 0.94\ \frac{kg}{cm3}$$

$$= 940000\ \frac{kg}{m3}$$

En el programa se asignaron resortes de 940000 kg/m/m2, es decir, por unidad de área en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuaran paralelamente al eje Z o eje 3 únicamente a compresión.

4.7.6.3. Cálculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se calculan con las combinaciones de carga de la E-060, y según el ACI 350 deben ser amplificados por el coeficiente sanitario S = 1.3 y además se debe considerar el factor 1.7 para empuje de líquidos.

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes del líquido (CL), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CL)

Las combinaciones de carga para el diseño de las paredes deben considerar los efectos de carga muerta (CM), carga viva (CV) y empujes de tierra (CE), como sigue:

1.3 x (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE)

Las combinaciones de carga para el diseño de la losa de tapa y la losa de fondo deben considerar solo efectos de cargas de gravedad como carga muerta (CM) y carga viva (CV):

1.3 x (1.3 CM + 1.7 CV)

Luego de haber realizado todo el modelado se extrae una tabla de resultados del programa, el cual nos indica los valores de momentos, fuerzas axiales y cortantes.
Se debe tener en cuenta la nomenclatura que usa el programa para mostrar los resultados. Para conocer los resultados de momentos verticales paralelos al eje Z, se debe visualizar el momento M22; por otro lado, para visualizar los momentos horizontales paralelo al eje X o Y dependiendo de la cara de análisis, se debe visualizar los momentos M11.

4.7.6.4. Diseño de los elementos estructurales del lecho de secado

El diseño de los elementos estructurales que conforman el estanque se realizará para un elemento finito correspondiente a una porción de área en la que se dividió la losa, cuyos valores de momento de diseño se extrae del programa SAP2000.

DISEÑO DE LAS PAREDES DEL LECHO DE SECADO

Diseño de los muros largos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 402, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 262:

Figura 402: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo del lecho de secado (SAP)

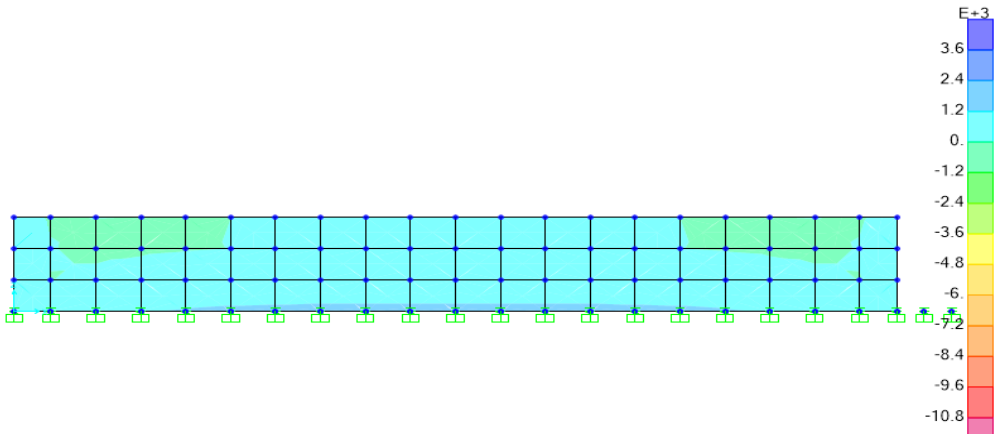


Tabla 262: Diseño del acero vertical para el muro largo del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48.90	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1457.32	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**712.63**	**Kg-m**
	ku	7.44	
Cuantía requerida	ρ	0.0020	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0027	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.02**	**cm2**
Refuerzo elegido		† 1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 403, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 263:

Figura 403: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo del lecho de secado (SAP)

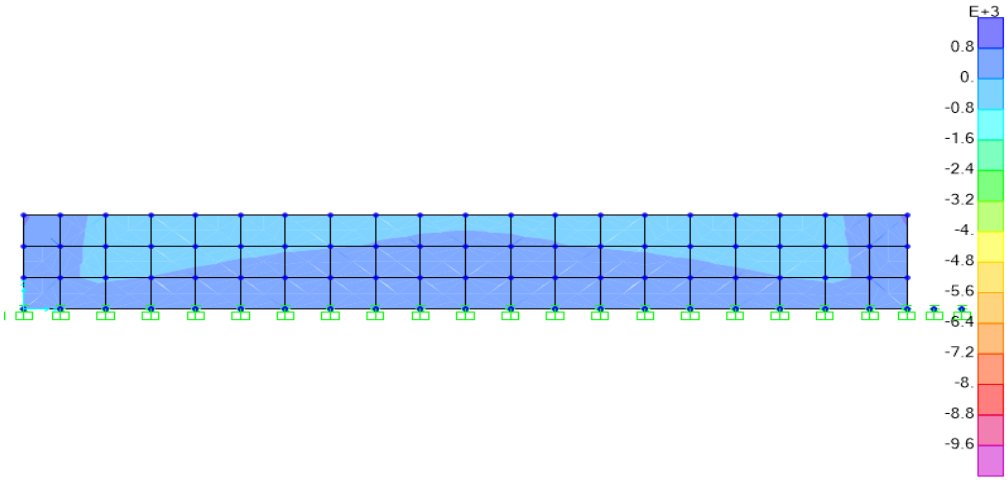


Tabla 263: Diseño del acero horizontal para el muro largo del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	40.00	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	929.69	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**371.88**	**Kg-m**
	ku	4.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.68**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros largos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro largo para la condición de carga 02, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 404, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 264:

Figura 404: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro largo del lecho de secado (SAP)

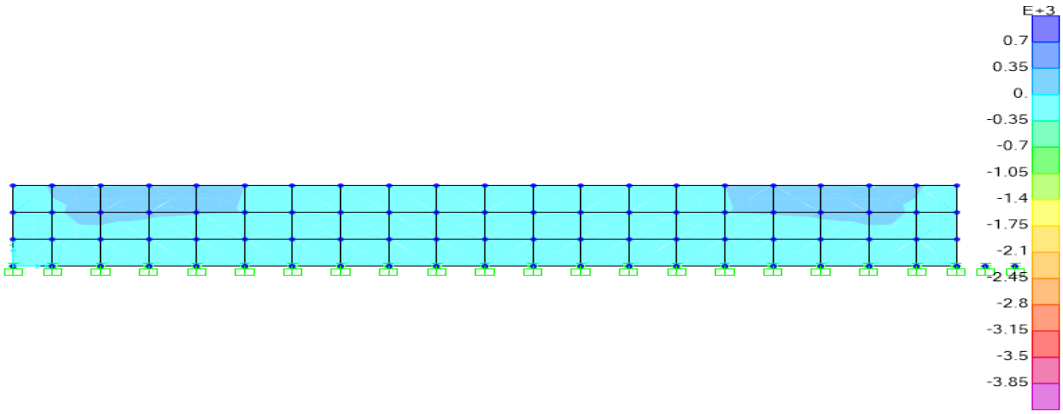


Tabla 264: Diseño del acero vertical para el muro largo del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO LARGO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	48.90	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	315.30	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**154.18**	**Kg-m**
	ku	1.61	
Cuantía requerida	ρ	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.02**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro largo para la condición de carga 02, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 405, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 265:

Figura 405: Momentos (M11) para el diseño de acero horizontal en el muro largo del lecho de secado (SAP)

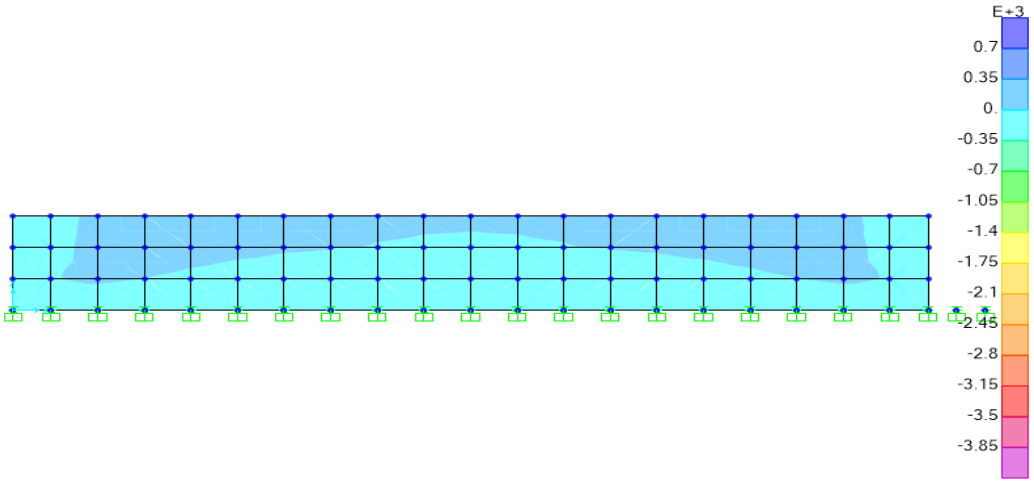


Tabla 265: Diseño del acero horizontal para el muro largo del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO LARGO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	40.00	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	200.85	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**80.34**	**Kg-m**
	ku	1.02	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.68**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 01:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto apara la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 406, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 266:

Figura 406: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto del lecho de secado (SAP)

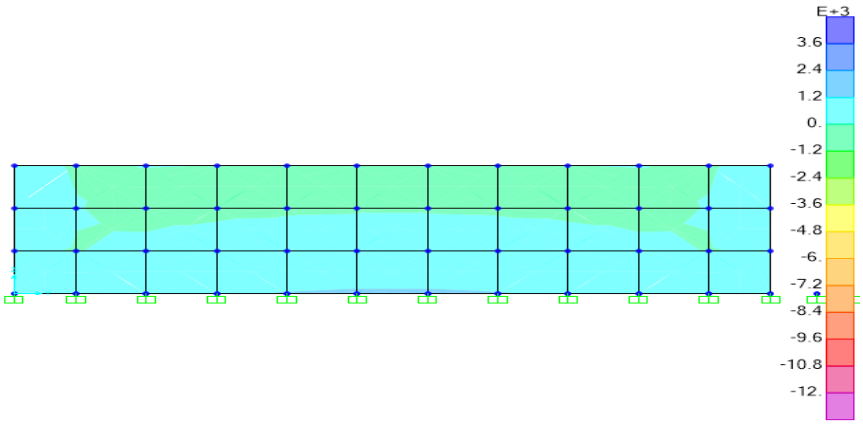


Tabla 266: Diseño del acero vertical para el muro corto del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	45.60	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	1309.17	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**596.98**	**Kg-m**
	ku	6.68	
Cuantía requerida	ρ	0.0018	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0024	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.10**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro corto para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 407, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 267:

Figura 407: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del lecho de secado (SAP)

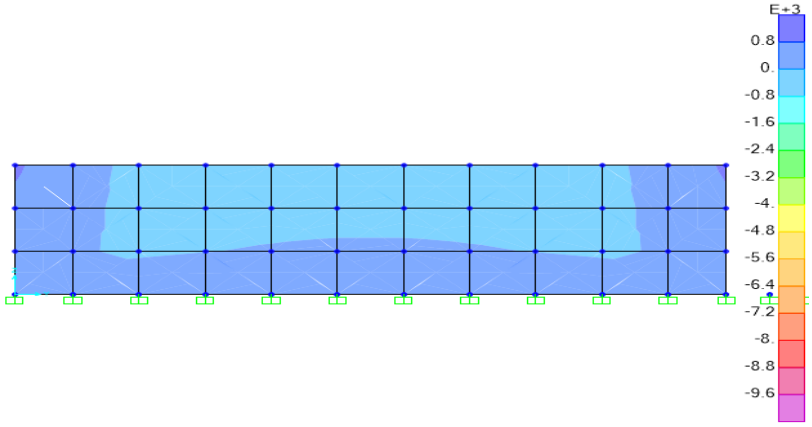


Tabla 267: Diseño del acero horizontal para el muro corto del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	40.00	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	929.79	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**371.92**	**Kg-m**
	ku	4.74	
Cuantía requerida	ρ	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.68**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de los muros cortos para la condición de carga 02:

Para el diseño del acero vertical en el muro corto apara la condición de carga 02, tenemos el diagrama de momentos (M22) con su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 408, donde se observa que los momentos máximos se ubican en la parte inferior central del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 268.

Figura 408: Momentos (M22) para el diseño de acero vertical en el muro corto del lecho de secado (SAP)

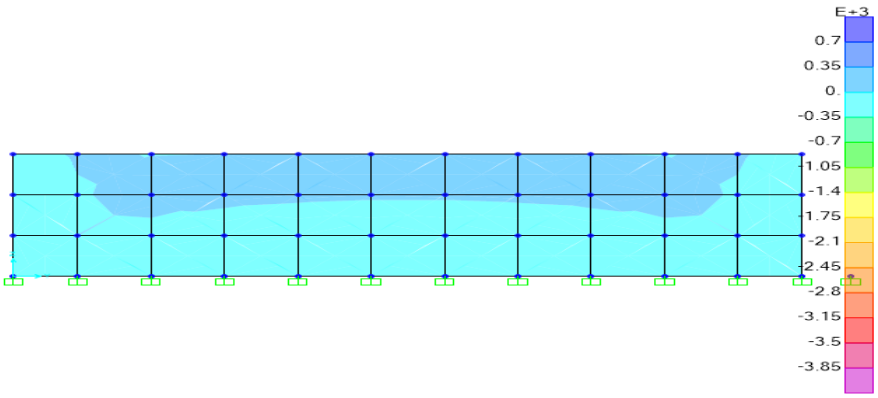


Tabla 268: Diseño del acero vertical para el muro corto del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO VERTICAL DEL MURO CORTO – (M22)			
Long. elemento finito (A)	b	45.60	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	283.07	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**129.08**	**Kg-m**
	ku	1.44	
Cuantía requerida	ρ	0.0004	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0005	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.06**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2”	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2”@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Para el diseño del refuerzo horizontal en el muro corto para la condición de carga 01, tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 409, donde se observa que los momentos máximos se ubican en los extremos del muro, y sus valores se detallan en la Tabla 269:

Figura 409: Momentos (M11) para diseño de acero horizontal en el muro corto del lecho de secado (SAP)

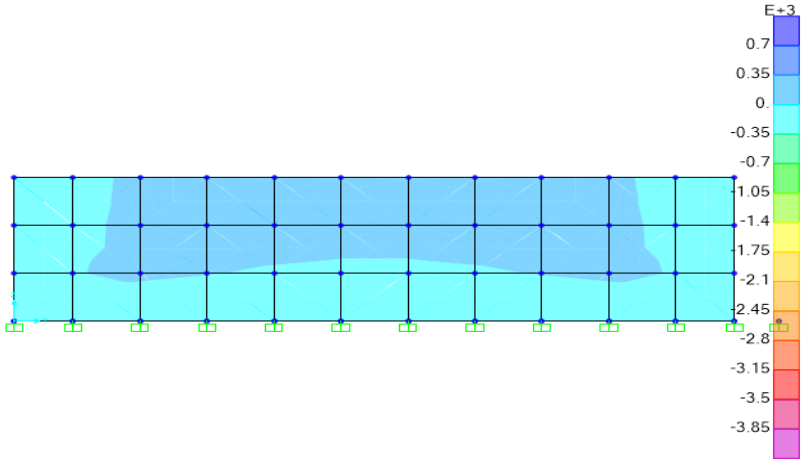


Tabla 269: Diseño del acero horizontal para el muro corto del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO HORIZONTAL DEL MURO CORTO – (M11)			
Long. elemento finito (A)	b	40.00	cm
Peralte / espesor	e	20	cm
Peralte efectivo	d	14	cm
Momento de tablas (B)	M	200.87	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**80.35**	**Kg-m**
	ku	1.02	
Cuantía requerida	ρ	0.0003	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0004	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.68**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	
Acero colocado	As col	2.54	cm2

(*) Acero vertical mínimo de acuerdo al ACI 350 artículo 14.3.2.

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

DISEÑO DE LA ZAPATA Y LOSA DE FONDO DEL LECHO DE SECADO

Diseño de la zapata del lecho de secado para el lado corto:

Para el diseño del refuerzo principal en el talón y punta de la zapata tenemos el diagrama de momentos (M22) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 410, donde se observa los momentos máximos cuyos valores se detallan a continuación en la Tabla 270:

Figura 410: Diagrama de momentos (M22) en el lado corto del lecho de secado (SAP)

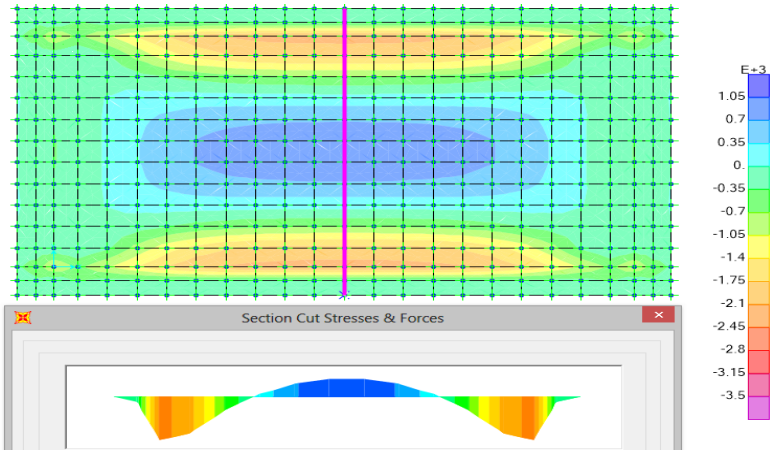


Tabla 270: Diseño del acero para el lado corto de la zapata del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DE ACERO EN LA ZAPATA – LADO CORTO (M22)				
		TALON	PUNTA	
Long. elemento finito (A)	b	48.90	48.90	cm
Peralte / espesor	h	60	60	cm
Peralte efectivo	d	50	50	cm
Momento de tablas (B)	M	1509.61	2155.71	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**738.20**	**1054.14**	**Kg-m**
	ku	0.60	0.86	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	0.0002	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	0.0003	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**7.34**	**7.34**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	7.96	7.96	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

El acero transversal de la zapata corresponde al acero de retracción y temperatura, el cual está en función de la separación de juntas según el ACI 350 Tabla 7.12.2.1), entonces:

As Tº = 0.0030 b e = 1/2 x 0.0030 x 100 x 60 = 9.00 cm2

Tomamos el acero mínimo (**Ø 1/2"**), de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2, entonces, colocamos **Ø 1/2"@ 0.125,** en cada cara.

Diseño de la losa de fondo del lecho de secado para el lado corto:

Para el diseño del refuerzo principal en la losa de fondo de la piscina tenemos el diagrama de momentos (M22) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 410, donde se observa que los momentos negativos se ubican en los extremos y los momentos positivos se ubican en el centro de la losa. Los valores de momentos negativos y positivos se detallan a continuación en la Tabla 271:

Tabla 271: Diseño del acero para el lado corto de la losa de fondo del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO – LADO CORTO (M22)				
		NEGATIVO (inferior)	POSITIVO (superior)	
Long. elemento finito (A)	b	48.90	48.90	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-1420.51	923.28	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**694.63**	**451.48**	**Kg-m**
	ku	7.25	4.71	
Cuantía requerida	ρ	0.0019	0.0013	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0025	0.0017	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**2.05**	**2.94**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.211	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	2.54	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

Diseño de la zapata para el lado largo del lecho de secado:

Para el diseño del refuerzo principal en el talón y punta de la zapata tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 411, donde se observa los momentos máximos, cuyos valores se detallan a continuación en la Tabla 272:

Figura 411: Diagrama de momentos (M11) en el lado largo del lecho de secado (SAP)

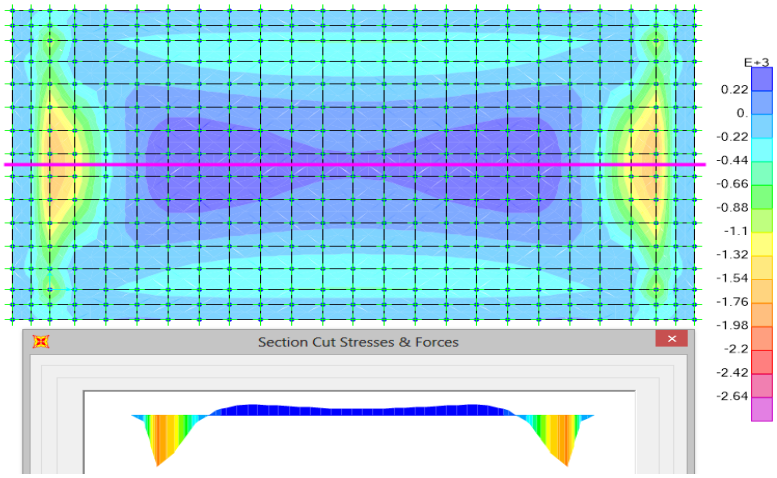


Tabla 272: Diseño del acero para el lado largo de la zapata del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DE ACERO EN LA ZAPATA - LADO LARGO (M11)				
		TALON	PUNTA	
Long. elemento finito (A)	b	45.60	45.60	cm
Peralte	h	60	60	cm
Peralte efectivo	d	50	50	cm
Momento de tablas (B)	M	1327.78	1679.11	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**605.47**	**765.67**	**Kg-m**
	ku	0.53	0.67	
Cuantía requerida	ρ	0.0001	0.0001	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	4/3 ρ_{req}	0.0001	0.0001	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**6.84**	**6.84**	**cm2**
Refuerzo elegido		5/8”	5/8”	
Espaciamiento	s	0.133	0.133	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 5/8”@ 0.125**	**Ø 5/8”@ 0.125**	
Acero colocado	As col	6.35	6.35	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

Diseño de la losa de fondo del lecho de secado para el lado largo:

Para el diseño del refuerzo principal en la losa de fondo de la piscina tenemos el diagrama de momentos (M11) y su respectiva escala de colores ilustrada en la Figura 411, donde se observa que los momentos negativos se ubican en los extremos y los momentos positivos se ubican en el centro de la losa. Los valores de momentos negativos y positivos se detallan a continuación en la Tabla 273:

Tabla 273: Diseño del acero para el lado largo de la losa de fondo del lecho de secado (SAP)

DISEÑO DEL ACERO EN LA LOSA DE FONDO - LADO LARGO (M11)				
		NEGATIVO (inferior)	POSITIVO (superior)	
Long. elemento finito (A)	b	45.60	45.60	cm
Peralte / espesor	e	20	20	cm
Peralte efectivo	d	14	14	cm
Momento de tablas (B)	M	-613.86	375.79	Kg-m/m
Momento (AxB)	**Mu**	**279.92**	**171.36**	**Kg-m**
	ku	3.13	1.92	
Cuantía requerida	ρ	0.0009	0.0005	
Cuantía mínima	ρ min	0.0033	0.0033	
	$4/3\ \rho_{req}$	0.0012	0.0007	
Cuantía seleccionada	**ρ**	**0.0030 ***	**0.0030 ***	
As calculado	**As cal**	**1.92**	**2.74**	**cm2**
Refuerzo elegido		†1/2"	†1/2"	
Espaciamiento	s	0.302	0.211	m
Acero colocado	**As col**	**Ø 1/2"@ 0.30**	**Ø 1/2"@ 0.20**	
Acero colocado	As col	2.54	3.81	cm2

(*) Acero mínimo para cimientos según 7.12 (ACI 350 artículo 10.5.4 y 13.3.1)

(†) Tamaño mínimo de barra de acero de acuerdo al ACI 350 artículo 7.12.2.2

4.7.7. RESUMEN DE RESULTADOS, COMPARACIONES Y DISEÑO DEFINITIVO DEL LECHO DE SECADO

Una vez realizado el diseño de cada uno de los elementos estructurales del lecho de secado (paredes, zapata y losa de fondo), aplicando diferentes metodologías como son: método de diseño de muro en voladizo y el programa SAP2000, pasamos a verificar y comparar los resultados obtenidos por cada método utilizado.

El diseño de las paredes del lecho de secado se realizó aplicando las metodologías de muro en voladizo y el programa SAP2000, cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 274.

Tabla 274: Resumen de resultados del diseño de las paredes del lecho de secado

RESUMEN DE RESULTADOS PAREDES DEL LECHO DE SECADO										
METODO	POSICION	COND. CARGA	VERTICAL				HORIZONTAL			
			M	As req	As col		M	As req	As col	
Muro en voladizo	-	1	661.94	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08		3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	-		Intercalar L=	0.80	Ø 1/2"@ 0.30	5.08				
	-	2	316.51	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08		3.00	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	-		Intercalar L=	0.80	Ø 1/2"@ 0.30	5.08				
SAP	LADO LARGO	1	1457.32	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	929.69	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO CORTO		1309.17	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	929.79	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO LARGO	2	315.30	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	200.85	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	LADO CORTO		283.07	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	200.87	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08

El acero diseñado para la condición de carga 01, se coloca en la cara interior en contacto con el agua. Por otro lado, el acero diseñado para la condición de carga 02, se coloca en la cara exterior en contacto con el suelo (relleno).

Basado en los resultados de la Tabla 274, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de las paredes del lecho de secado, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 275.

Tabla 275: Comparación de acero requerido en las paredes del lecho de secado

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LAS PAREDES DEL LECHO DE SECADO					
POSICIÓN	COND. CARGA	As REQUERIDO	Muro en voladizo	SAP2000	Muro en voladizo/SAP
Lado largo	1	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
Lado corto	1	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**
	2	VERTICAL	4.20	4.20	**0.00%**
		HORIZONTAL	3.00	4.20	**-28.57%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 275, se observa una variación mínima para el caso del acero vertical, lo cual se hace nula debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima. Para el caso del acero

horizontal se tiene una variación del 28.57%, debido a que la metodología de muro en voladizo solo requiere de 1/3 o 2/3 del acero mínimo calculado. Al final, dicha variación se hace nula debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

Teniendo en cuenta la cantidad de acero colocado (Tabla 274) y las variaciones de acero requerido (Tabla 275), el diseño definitivo de las paredes del lecho de secado se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. Para este caso, como se tiene la misma distribución de acero colocado, emplearemos los resultados de cualquiera de los métodos.

El diseño de la zapata (talón y punta) del muro del lecho de secado se realizó aplicando la metodología del muro en voladizo y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 276:

Tabla 276: Resumen de resultados del diseño de la zapata del lecho de secado

RESUMEN DE RESULTADOS ZAPATA (TALON Y PUNTA) DEL LECHO DE SECADO									
MÉTODO	POSICIÓN	TALÓN				PUNTA			
		M	As req	As col		M	As req	As col	
Muro en voladizo	-	451.98	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	264.92	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
	-	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
SAP	Lado corto	1509.61	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	2155.71	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
		Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43
	Lado largo	1327.78	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91	1679.11	15.00	Ø 5/8"@ 0.125	17.91
		Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43	Tº	9.00	Ø 1/2"@ 0.125	11.43

Basado en los resultados de la Tabla 276, se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la zapata del lecho de secado, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 277.

Tabla 277: Comparación de resultados en la zapata del lecho de secado

COMPARACION DEL ACERO REQUERIDO EN LA ZAPATA DEL LECHO DE SECADO			
ZAPATA	Muro en voladizo	SAP2000	Muro en voladizo/SAP
TALON	15.00	15.00	**0.00%**
PUNTA	15.00	15.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 275, se concluye que no existe variación alguna referente al acero requerido, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la zapata del lecho de secado se realizará con el método más conservador. En este caso como no se tienen variaciones se graficará con los resultados de cualquiera de los métodos.

El diseño de la losa de fondo del lecho de secado se realizó aplicando la metodología de coeficientes de la norma E.060 y el programa SAP2000; cuyos resultados obtenidos se detallan a continuación en la Tabla 278

Tabla 278: Resumen de resultados del diseño de la losa de fondo del lecho de secado

RESUMEN DE RESULTADOS LOSA DE FONDO DEL LECHO DE SECADO								
MÉTODO	LADO CORTO				LADO LARGO			
	M	As req	As col		M	As req	As col	
Coeficientes E.060	-1155.55	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-322.48	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	497.16	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	107.49	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62
SAP	-1420.51	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08	-613.86	4.20	Ø 1/2"@ 0.30	5.08
	923.28	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62	375.79	6.00	Ø 1/2"@ 0.20	7.62

Basado en los resultados de la Tabla 278 se realiza un comparativo de las cantidades de acero requerido en las zonas de máximo esfuerzo para el caso de la losa de fondo del lecho de secado, obteniéndose las variaciones porcentuales que se muestran a continuación en la Tabla 279.

Tabla 279: Comparación de resultados en la losa de fondo del lecho de secado

COMPARACIÓN DEL ACERO REQUERIDO EN LA LOSA DE FONDO DEL LECHO DE SECADO				
POSICION	As REQUERIDO	Clásico	SAP2000	Clásico/SAP
LADO CORTO	As -	4.20	4.20	**0.00%**
	As +	6.00	6.00	**0.00%**
LADO LARGO	As -	4.20	4.20	**0.00%**
	As +	6.00	6.00	**0.00%**

De acuerdo a las comparaciones mostradas en la Tabla 279, se observa que no existe variación algúna con respecto a los aceros, debido a que en el diseño por flexión gobierna la cuantía mínima.

El diseño definitivo de la losa de fondo del lecho de secado se realizará con el método más conservador, ya que nos proporciona mayor área de acero y por tanto menor separación entre varillas. En este caso utilizaremos cualquiera de los resultados, debido a que no hay variaciones en el acero y además ontribuyen en el control de fisuras.

CAPÍTULO V
CONSTRUCCIÓN DE TANQUES RECTANGULARES

5.1. DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO

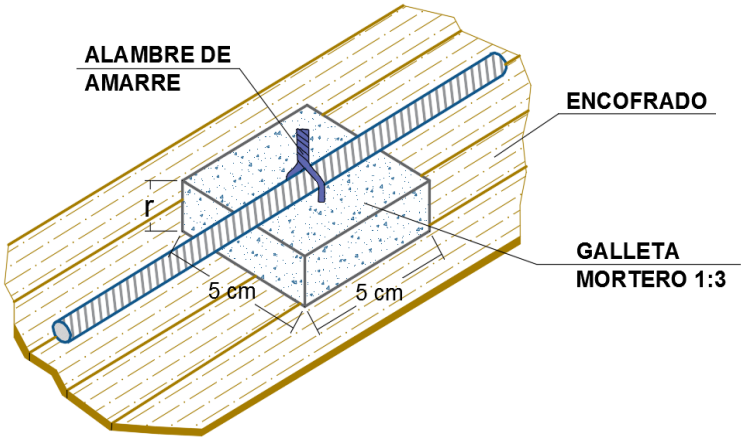
El acero de refuerzo que se colocará en los elementos estructurales que conforman los tanques rectangulares (paredes, losa de fondo y losa de tapa) debe ser acero corrugado con las características mínimas siguientes:

- Corrugación de acuerdo a la norma ASTM A-615 Grado 60 y NTP 341.031 Grado 60
- Límite de fluencia fy = 4200 kg/cm2
- Alargamiento en 20 cm, mínimo 8%

5.1.1. RECUBRIMIENTOS DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

El acero se colocará respetando los recubrimientos especificados en los planos basados en el código ambiental ACI 350, además deberá asegurarse contra cualquier desplazamiento utilizando alambre negro recocido Nº16. El recubrimiento de la armadura se logrará por medio de espaciadores de concreto denominados galletas (dados de concreto), que serán una mezcla de mortero de dosificación 1:3 (cemento: arena), con dimensiones de 5 cm x 5 cm x r; donde r es el recubrimiento deseado.

Figura 412: Empleo de galletas (dados de concreto) para garantizar el recubrimiento del acero



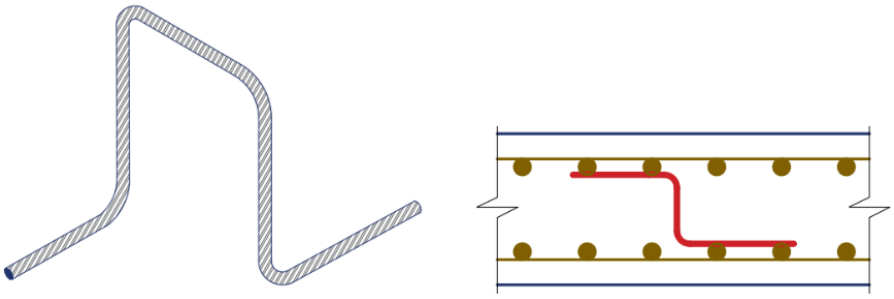
Los recubrimientos r, que se deben considerar en las estructuras de tanques rectangulares se muestran a continuación en la Tabla 280:

Tabla 280: Recubrimientos mínimos para el concreto

ELEMENTO ESTRUCTURAL		RECUBRIMIENTO MÍNIMO SEGÚN ACI 350
PAREDES		5 cm
LOSA DE TAPA Y LOSA DE FONDO		5 cm
ZAPATA	ACERO SUPERIOR	5 cm
	ACERO INFERIOR	7.5 cm

Cuando se tenga losas con refuerzo superior e inferior será necesario emplear piezas para asegurar la posición de la armadura. Según Calavera (1993) para asegurar la posición del acero superior se puede emplear piezas de acero denominados “pie de pato” o “burritos” en nuestro medio, (ver Fig. 413) cuyo diámetro y longitud depende del espesor de la losa y el peso del emparrillado.

Figura 413: Detalle de pie de pato para asegurar la posición del acero superior



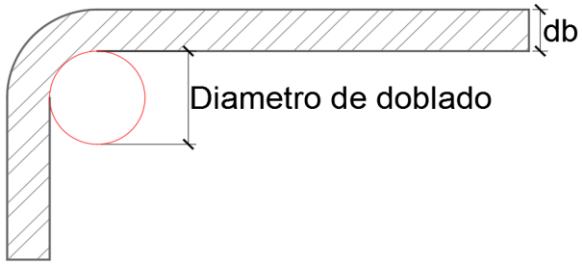
5.1.2. DETALLES DEL REFUERZO

DIAMETRO MÍNIMO DE DOBLADO

El diámetro de doblado se mide en la cara interior de la barra.

Todo refuerzo deberá doblarse en frío. Además, ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede ser doblado en la obra

Tabla 281: Diámetros mínimos de doblado para diferentes diámetros de acero



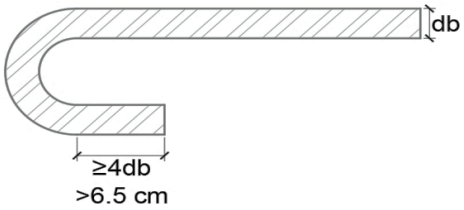
BARRAS	db (cm)	4db (cm)
1/4"	0.64	2.56
8 mm	0.80	3.20
3/8”	0.95	3.80
12 mm	1.20	4.80
1/2"	1.27	5.08
5/8”	1.59	6.36
3/4"	1.91	7.64
1”	2.54	10.16

El diámetro interior de doblado no debe ser menor que 4db para barras 5/8” y menores.

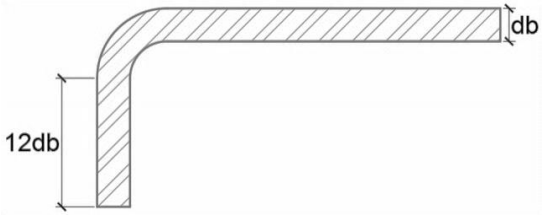
GANCHO ESTANDAR

El gancho estándar para barras longitudinales, se emplea de la siguiente manera:

Un doblez de 180º más una extensión de 4db, pero no menor de 6.5 cm hasta el extremo libre de la barra.



Un doblez de 90º más una extensión de 12db hasta el extremo libre de la barra.



LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS

- **Longitudes de anclaje en tracción - barras inferiores**

$Ld \geq 0.006\ db\ fy$ $Ld \geq 0.30\ m$		f´c (Kg/cm2)			
		210	280	350	420
BARRA	db (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.8	28	24	22	20
3/8"	0.95	34	29	26	24
1/2"	1.27	45	39	35	32
5/8"	1.59	56	49	43	40
3/4"	1.91	67	58	52	48
1"	2.54	112	97	86	79

- **Longitudes de anclaje en tracción - barras superiores**

$L´d \geq 1.3\ Ld$ $L´d \geq 0.30\ m$		f´c (Kg/cm2)			
		210	280	350	420
BARRA	db (cm)	L´d (cm)	L´d (cm)	L´d (cm)	L´d (cm)
8 mm	0.80	37	32	28	26
3/8"	0.95	44	38	35	31
1/2"	1.27	58	51	45	41
5/8"	1.59	73	63	57	52
3/4"	1.91	88	76	68	62
1"	2.54	145	126	112	103

- **Longitudes de anclaje en compresión**

$Ld \geq 0.08\ db\ fy/\sqrt{f´c}$ $Ld \geq 0.20\ m$		f´c (Kg/cm2)			
		210	280	350	420
BARRA	db (cm)	Ldc (cm)	Ldc (cm)	Ldc (cm)	Ldc (cm)
8 mm	0.80	19	16	14	13
3/8"	0.95	22	19	17	16
1/2"	1.27	29	26	23	21
5/8"	1.59	37	32	29	27
3/4"	1.91	44	38	34	32
1"	2.54	59	51	46	43

EMPALMES DEL REFUERZO

Los empalmes se utilizarán cuando la longitud del refuerzo en un elemento excede la longitud comercial de las varillas de acero y es necesario unir dos de ellas para conseguir el largo adecuado. Deben ubicarse en las zonas menos esforzadas para no disminuir la resistencia de la pieza y su distribución especificada en los planos.

- **EMPALME TRASLAPADO**

  El empalme traslapado consta de las dos varillas a empalmar, una a continuación de la otra, con una cierta longitud de traslape. La fuerza en una barra se transfiere al concreto que la rodea por adherencia y, simultáneamente, por el mismo efecto, del concreto a la otra barra.

- **EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A TRACCIÓN**

  La longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape Clases A o B, pero no menos que 0.30 m, donde:

  Empalme por traslape Clase A: 1.0 *ld*

  Empalme por traslape Clase B: 1.3 *ld*

  Donde *ld*, es la longitud de anclaje en tracción

  Cuando se requieran empalmes escalonados, su espaciamiento será igual al espaciamiento entre varillas fuera de la zona de empalme menos el diámetro de una barra, pero no a distancias menores de 0.60 cm.

- **EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESIÓN**

  La longitud de un empalme por traslape en compresión, ldc, para fy ≤ 4200 kg/cm2 debe ser 0.0073 fy db, pero no debe ser menor que 0.30 m.

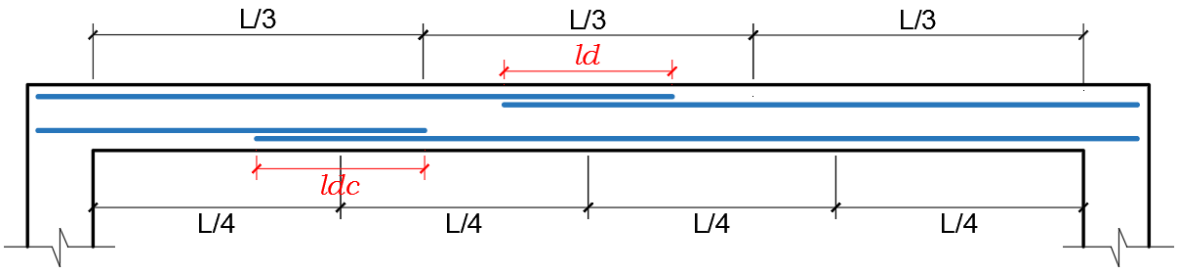
  Para f´c < 210 kg/cm2, la longitud del empalme por traslape debe multiplicarse por 1.3.

Tabla 282: Longitudes de empalme por traslape

		EMPALMES A TRACCIÓN				EMPALMES A COMPRESIÓN
		f´c (Kg/cm2)				
		210	280	350	420	
BARRA	db (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ldc (cm)
1/2"	1.27	60	60	50	50	40
5/8"	1.59	80	70	60	60	50
3/4"	1.91	90	80	70	70	60
1"	2.54	150	130	120	110	80

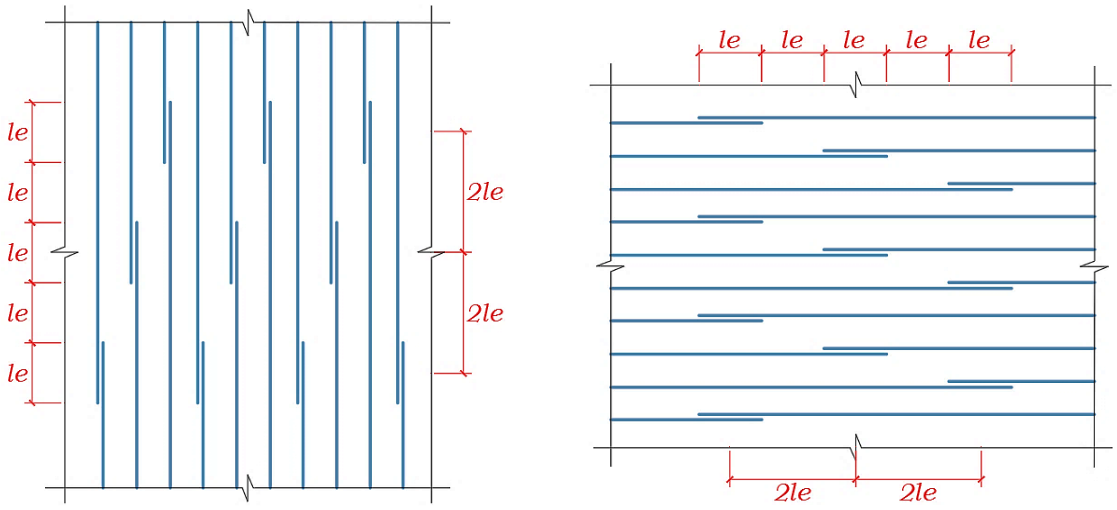
Según el Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (2009), los empalmes para acero superior deben de colocarse cerca de la mitad del vano, y para el caso de acero inferior deben colocarse cerca del apoyo o en él. En otras palabras, los empalmes se deben ubicar en puntos donde los esfuerzos son mínimos, como se observa a continuación en la Figura 414.

Figura 414: Ubicación de empalmes por tracción y compresión en losas macizas



Las longitudes de empalme por traslapo que se coloquen de forma escalonada deberán ser distribuidos de la siguiente manera, según recomendación de Calavera (1993):

Figura 415: Longitudes de empalme escalonado por traslape para a) armaduras verticales; y b) armaduras horizontales

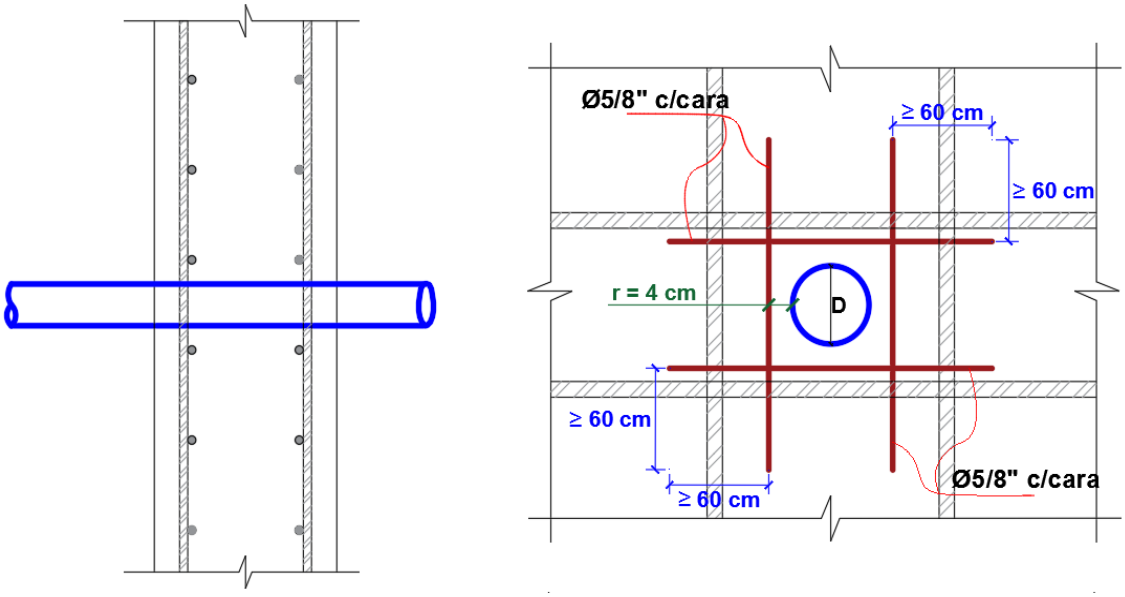


REFUERZO EN TUBERIAS EMBEBIDAS EN EL CONCRETO

- En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior.

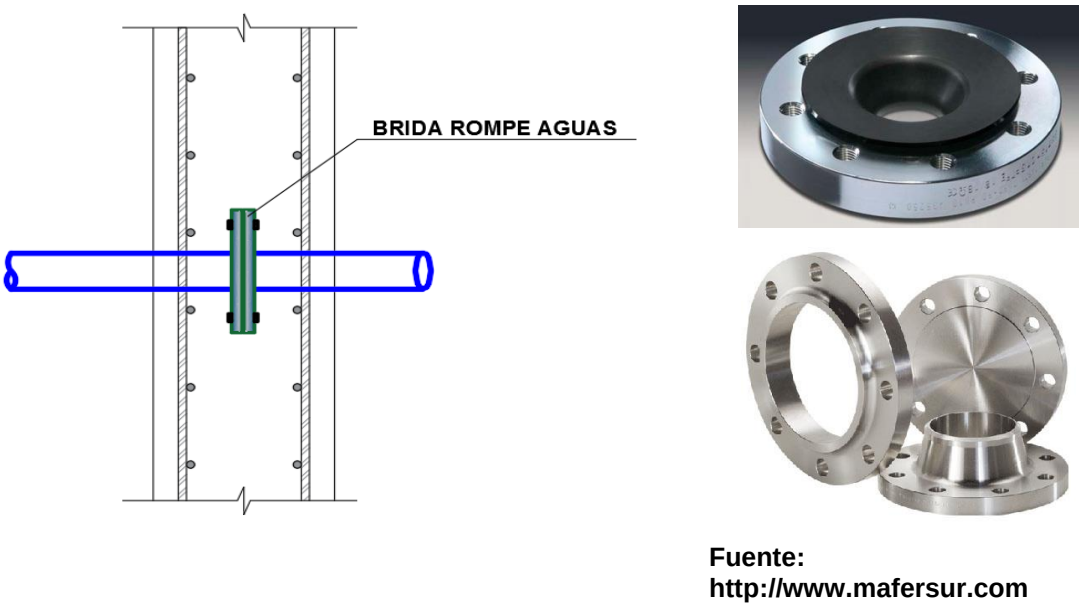
- Las tuberías y accesorios deben tener rigidez y espesor suficiente para que no se deformen con la presión del concreto fresco y el vibrado. Las que cumplen estas características son las fabricadas de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado. Si se utilizan tuberías de aluminio será necesario protegerlo o recubrirlo para evitar la reacción concreto-aluminio o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.
- Las tuberías embebidas en el concreto deberán taponarse para impedir entradas de concreto o lechada durante el colado.
- Las tuberías deberán fabricarse e instalarse de tal forma que no requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su posición especificada.
- El refuerzo requerido debe ubicarse perpendicular a las tuberías embebidas.
- El recubrimiento de concreto para las tuberías y sus conexiones no debe ser menor de 4 cm en superficies de concreto expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, ni menor de 2 cm en aquellas que no estén directamente en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie.
- Una manera de reforzar las tuberías embebidas en el concreto, según recomendación de Calavera (1993), es la que se muestra a continuación en la Figura 416.

Figura 416: Detalle del acero en tuberías embebidas



Otra manera de reforzar las tuberías embebidas en el concreto, según recomendación de Sedam Huancayo, es utilizando las bridas rompe aguas, tal como se muestra en la Figura 417:

Figura 417: Empleo de brida rompe aguas para embebido de tuberías en el concreto



Fuente:
http://www.mafersur.com

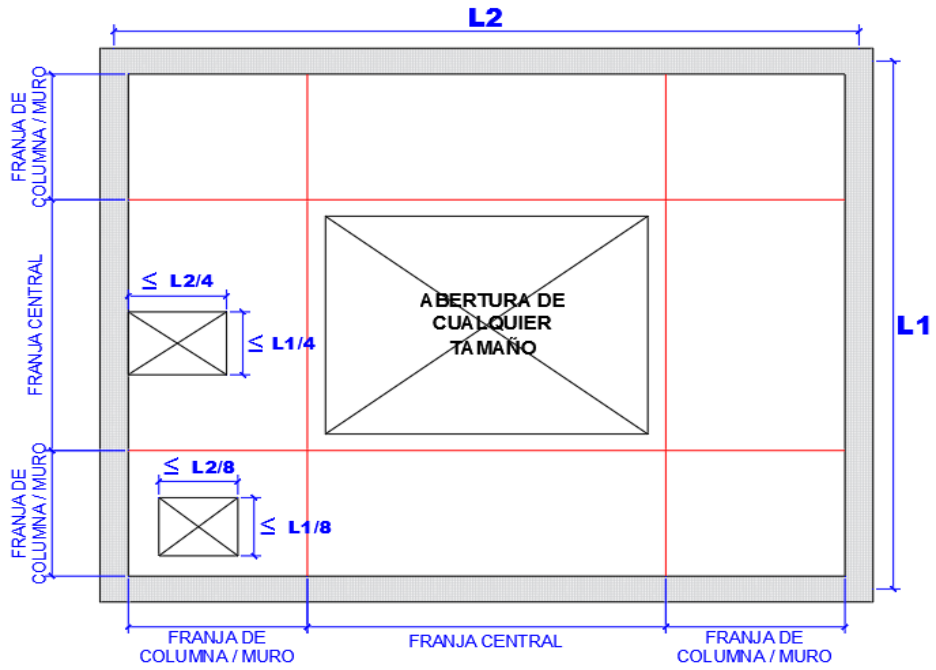
REFUERZO EN ABERTURAS DE LOSAS

El código ACI 350 y la norma NTE E.060 sugieren dimensiones máximas de aberturas según su ubicación en la losa, las cuales han demostrado no ser perjudiciales para el comportamiento del elemento horizontal. Las recomendaciones son:

- Si la losa presenta aberturas en la intersección de dos franjas centrales, éstas podrán tener cualquier tamaño, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin abertura.
- Si la losa presenta aberturas en la intersección de las franjas de columna, sus dimensiones no serán más de 1/8 del ancho de la franja de columna en cada dirección. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá colocarse a los costados de ésta.
- Si la losa presenta aberturas en la intersección de una franja de columna y una franja central sus dimensiones deberán ser menores que 1/4 del ancho

de la franja central o de la franja de columna, según corresponda. Una cantidad de refuerzo equivalente a la interrumpida por la abertura deberá colocarse a los costados de ésta.

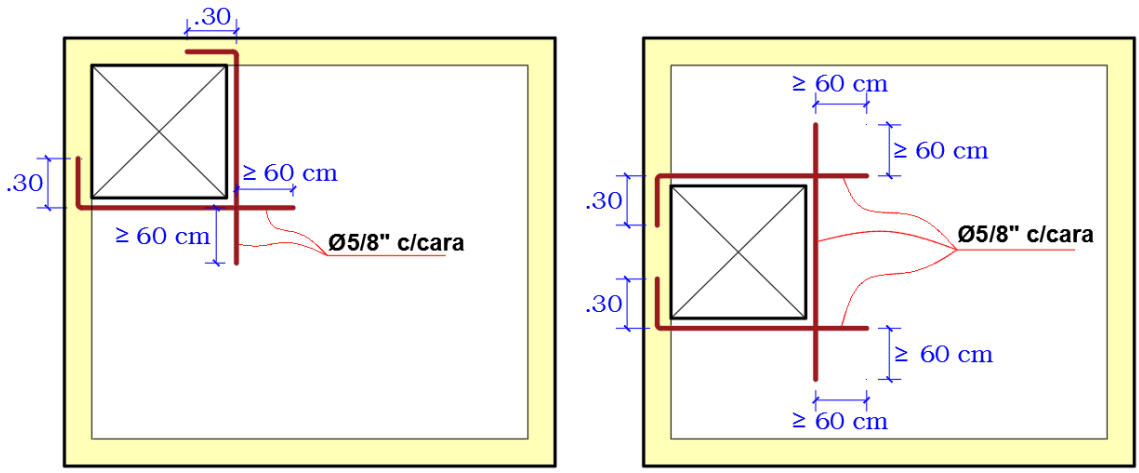
Figura 418: Aberturas en losas sugeridas por el ACI y la NTE E.060



Las aberturas existentes en las losas de tapa de los tanques rectangulares son denominadas tapas de inspección y deberán tener dimensiones de 0.60 m x 0.60 m como mínimo. Por lo general se ubican en los bordes o esquinas de los tanques con la finalidad que el personal de mantenimiento pueda ingresar por la escalera metálica que se ubicará empotrada en las paredes del tanque.

Estas aberturas deben de tener un refuerzo en los costados, cuyo detalle según Calavera (1993) se muestra en la Figura 419:

Figura 419: Detalle de ubicación y refuerzo en tapas de inspección de los tanques rectangulares cerrados



5.2. CONCRETO

5.2.1. DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO (DISEÑO DE MEZCLA)

El concreto debe dosificarse de tal forma que se logre la trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.

La dosificación de los materiales para el concreto debe garantizar una resistencia mínima de f´c=280 kg/cm2, para estructuras contenedoras de líquidos. Por lo general, las mezclas bien proporcionadas que se inclinan hacia el rango grueso dentro del proporcionamiento entre grueso y fino, con buenas cualidades de cohesión, se podrán colocar bien con cualquier sistema de colado. Hay que evitar las mezclas flojas, arenosas y sangrantes.

Los materiales utilizados para la preparación del concreto son:

A. CEMENTO

Para las estructuras contenedoras de líquidos se emplearán, dependiendo del grado de exposición del concreto, cementos Portland normal Tipo I, II y V, los cuales deben cumplir con los requisitos de la NTP 334.009, 334.038 y 334.040; o con la norma ASTM C150.

Se requerirá en obra cemento del mismo tipo y marca que el utilizado para la selección de las proporciones de la mezcla.

No se aceptará en obra bolsas de cemento que se encuentran averiadas o cuyo contenido haya sido evidentemente alterado por la humedad.

- Para concretos en general con exposición de contenidos de sulfatos menores a 150 ppm, se deberá emplear cemento **Portland Tipo I**.
- Para concretos expuestos al ataque moderado de sulfatos (150 a 1000 ppm), se deberá emplear cemento **Portland Tipo** II, cemento Portland Tipo IP o cemento portland de escoria de altos hornos.
- Para concretos con exposición severa a los sulfatos (1000 ppm o más), se deberá emplear cemento **Portland Tipo V**, u otros especiales.

B. AGREGADOS

Los agregados deben ser de buena calidad, por ello será necesario que se presenten certificados de calidad expedidos por laboratorios especializados.

Los agregados empleados en el concreto de peso normal (2200 a 2500 kg/m3) deberán cumplir con los requisitos de la Norma NTP 400.037 o de la Norma ASTM C33.

Los agregados deberán ser finos y gruesos y deberán ser manejados como materiales independientes. No se permite el uso del agregado integral “hormigón” a menos que se tenga un diseño de mezcla especial.

- **AGREGADO FINO**

El agregado fino podrá consistir en arena natural o manufacturada, o una combinación de ambas. Sus partículas serán limpias, de perfil perfectamente angular, duras, compactas y resistentes. Además, deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas escamosas o blandas, esquistos, pizarras, álcalis, materia orgánica, sales u otras sustancias a fines.

El agregado fino deberá estar graduado dentro de los límites indicados en la norma NTP 400.037. Es recomendable tener en cuenta lo siguiente:

La granulometría seleccionada deberá ser preferentemente continua, con valores retenidos en las mallas Nº 4, Nº 8, Nº 16, Nº 30, Nº 50, y Nº 100 de la serie de Tyler.

El agregado no deberá retener más del 45%en dos tamices consecutivos.

La granulometría debe estar dentro de los siguientes límites:

MALLA	% QUE PASA
3/8”	100
Nº 4	95 - 100
Nº 8	80 - 100
Nº 16	50 - 85
Nº 30	25 - 60
Nº 50	10 - 30
Nº 100	2 - 10

- **AGREGADO GRUESO**

El agregado grueso podrá consistir de grava natural o triturada (piedra chancada). Esta deberá estar conformado por partículas limpias, de perfil perfectamente angular o semi angular, duras, compactas, resistentes y de textura perfectamente rugosa.

El agregado grueso deberá estar graduado dentro de los limites especificados en la Norma NTP 400.037 o en la Norma ASTM C33. Es recomendable tener en consideración lo siguiente:

La granulometría seleccionada deberá ser de preferencia continua.

La granulometría seleccionada Debra permitir obtener la máxima densidad de concreto, con una adecuada trabajabilidad y consistencia e función de las condiciones de colocación de la mezcla.

La granulometría seleccionada no deberá tener más del 5% del agregado retenido en la malla de 11/2” y no más del 6% del agregado que pasa de la malla 1/4".

El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de:

1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado.

1/3 de la altura de la losa, de ser el caso.

3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

En elementos de espesor reducido, o ante la presencia de gran cantidad de armadura, se podrá, con autorización del Ingeniero responsable de obra, reducir el tamaño máximo nominal del agregado grueso, siempre que se mantenga una

adecuada trabajabilidad, se cumpla con el asentamiento requerido, y se obtenga las propiedades especificadas para el concreto.

El agregado denominado "hormigón" corresponde a una mezcla natural de grava y arena. El hormigón sólo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión no mayor de 100 kg/cm2 a los 28 días. El contenido mínimo de cemento será de 255 Kg/m3. El hormigón deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales, álcalis, materia orgánica y otras sustancias dañinas para el concreto. En lo que sea aplicable, se seguirán para el hormigón las recomendaciones indicadas para los agregados fino y grueso.

- **AGUA**

El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá cumplir con los requisitos de la Noma NTP 334.088 y ser de preferencia, potable.

Se podrán utilizar aguas no potables sólo si:

Están limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto, acero de refuerzo o elementos embebidos.

La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basa en ensayos en los que se ha utilizado agua de la fuente elegida.

Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con la NTP 334.051.

5.2.2. MEZCLADO DEL CONCRETO

La uniformidad es de suma importancia para obtener concretos impermeables (ACI 350). Por tal motivo, los materiales que contiene el concreto deberán mezclarse hasta obtener una distribución uniforme de color y de consistencia a fin logar el revenimiento requerido.

Para tal motivo se debe emplear el equipo de mezclado adecuado, según el ACI 304, los equipos más comunes son mezcladores de tambor (ver Fig. 420),

mezclador de eje vertical, camiones mezcladores (ver Fig. 421), etc. Utilizando estos equipos se podrá obtener la uniformidad de la mezcla, pero de ninguna manera se prepararán mezclas manuales.

Figura 420: Mezcladora tipo trompo (izquierda) y mezcladora tipo tolva (derecha)



Estas mezcladoras deben hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante.

Según la Norma NTE E.060, el mezclado deberá efectuarse por lo menos durante **90 segundos** después de que todos los materiales estén dentro del tambor

Según SENCICO (2014), la forma adecuada de cargar los materiales a la mezcladora se realizará teniendo en cuanta las siguientes consideraciones:

Si el trompo no tiene tolva, primero agregue el 50 % del agua, ingrese todo el agregado grueso, luego toda la arena, agregue 30 % más de agua, coloque todo el cemento y finalmente ajuste la fluidez deseada con el 20 % del agua restante.

Si el equipo es un trompo con tolva, primero coloque la totalidad del agregado grueso y esparcirlo en forma uniforme sobre la tolva, con la finalidad que los otros materiales no se peguen cuando se levanta la tolva. Luego adicione el agregado fino y esparcirlo como una cama en la tolva, finalmente coloque la totalidad del cemento. Adicione el 80 % del agua a la mezcladora e inmediatamente levante la tolva que contiene los agregados y el cemento, una vez que estén dentro ajuste la fluidez con el 20% del agua restante.

Si es planta o dosificadora de concreto, primero ingrese a la mezcladora o mixer 20 % del agua, seguido en forma continua por la totalidad del agregado fino (arena), y del agregado grueso (piedra), la totalidad del cemento y el 60 % del

agua; finalmente agregue y ajuste la fluidez de la mezcla con el 20 % del agua restante.

Si va usar aditivo químico en la mezcla, con la finalidad de modificar alguna o varias de las propiedades de la mezcla, en estado fresco o endurecido, consulte la ficha técnica del producto y siga las recomendaciones del fabricante de cómo adicionarlo o introducirlo.

Las mezcladoras son una opción de mezclado aceptable cuando se trabajan en obras sanitarias que por lo general se ubican en zonas rurales, donde los accesos son muchas veces restringidos. Cuando las obras sanitarias se encuentren en zonas rurales y/o urbanas con facilidad de acceso, es posible utilizar los camiones mezcladores (ver Fig. 421)

Figura 421: Camión mezclador de concreto



Una vez mezclado el concreto, pero antes de realizar el colado en el encofrado, se deberá realizar la prueba del Slump, también conocida como prueba de revenimiento, consistencia, asentamiento o cono de Abrahams; con la finalidad de comprobar que cumpla con la fluidez o asentamiento especificado en el proyecto según la Tabla 283:

Tabla 283: Asentamientos recomendados para diversos tipos de construcción

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	ASENTAMIENTO	
	Máximo	Mínimo
• Zapatas y muros de cimentación armados	3”	1”
• Cimentaciones simples, cajones y subestructura de muros	3”	1”
• Vigas y muros armados	4”	1”
• Columnas	4”	1”
• Losas y pavimentos	3”	1”
• Concreto ciclópeo	2”	1”

El asentamiento puede incrementarse en 1” si se emplea un método de consolidación diferente a la vibración.

Fuente: ACI 211.1 – Tabla 6.3.1

5.2.3. TRANSPORTE DEL CONCRETO

Según el ACI 350 y ACI 304, el concreto debe ser trasladado desde la mezcladora hasta el sitio final de colocación empleando una variedad de métodos y equipos tales como tuberías, mangueras, cintas transportadoras, carretillas, buguies, latas, bombas de concreto, sistemas neumáticos, vagonetas, cubos de grúa (balde concretero), winches, embudo tremie, chutes, entre otros. El método de transporte debe entregar eficientemente el concreto al punto de colocación sin perder el mortero o alterar significativamente las propiedades deseadas del concreto asociadas con la relación agua/cemento, asentamiento, contenido de aire y homogeneidad. Se deben considerar varias condiciones al seleccionar un método de transporte, tales como: ingredientes de la mezcla y proporciones, tipo y accesibilidad de la colocación, capacidad de entrega requerida, ubicación de la planta de lotes, y las condiciones meteorológicas. Estas condiciones pueden sugerir el tipo de transporte más adecuado para obtener económicamente la calidad en el lugar de concreto.

Según SENCICO (2014), si el transporte se va realizar usando buggies, carretillas o latas, como es el caso para obras sanitarias rurales; se deberá ubicar el equipo de mezclado lo más cerca posible al lugar de vaciado o de los encofrados a llenar, ya que la mezcla al estar sin movimiento de mezclado, se tiende a segregar si la distancia es larga.

Figura 422: Bugguie para el transporte del concreto



5.2.4. COLOCACIÓN DEL CONCRETO

La colocación debe efectuarse a una velocidad tal que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre el refuerzo de acero. Debe disponerse de equipo de apoyo para el colado del concreto, que pueda ser usado dentro de los 30 min en el caso de que el equipo primario llegue a fallar. La fuente alternativa de concreto con materiales y mezclas

aceptables a mano asegurará la continuación de los colados de concreto, sin que existan juntas de construcción no planificadas (juntas frías) y frecuentemente inaceptables e irregulares.

Para evitar la segregación, el concreto debe depositarse en **capas casi horizontales de 30 a 60 cm**, colocadas lo más cerca posible de la posición final.

No deberá permitirse una **caída libre de más de 1.20 m** o a través del armado de acero de refuerzo. Cuando la altura del encofrado es más alta de 1.20 m, se podrá hacer uso de aberturas temporales (ventanas) en el encofrado del muro para limitar la caída libre del concreto a menos de 1.20 m, y se deberán estar ubicados de tal manera que faciliten la colocación y compactación del concreto. Las aberturas deberán estar separadas a distancias no mayores de 1.80 a 2.40 m con la finalidad de limitar el flujo horizontal del concreto y para evitar segregación.

Figura 423: Altura máxima de colocación del concreto para evitar segregación

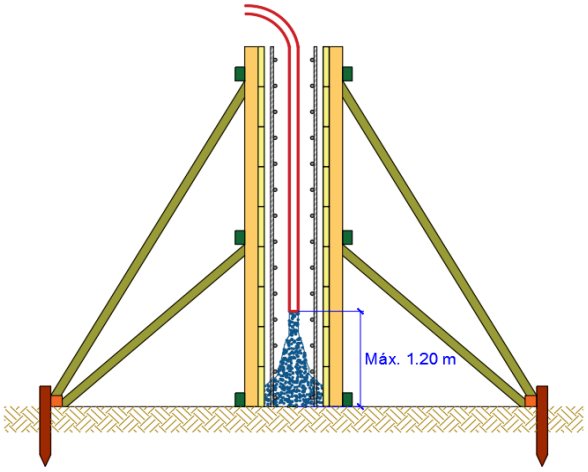
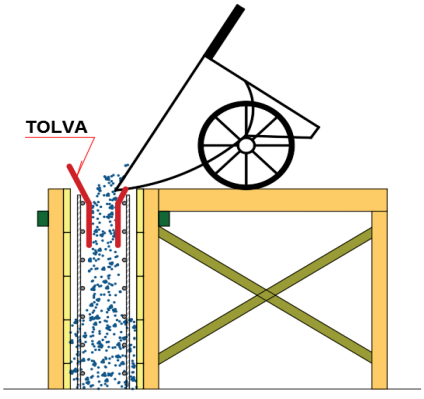


Figura 424: Utilización de una tolva para la colocación del concreto sin alterar el acero de refuerzo



Una vez iniciada la colocación del concreto, ésta debe ser efectuada en una operación continua hasta que se termine el llenado del tramo o paño, definido por sus límites o juntas

predeterminadas.

No se debe colocar en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente o que se haya contaminado con materiales extraños.

No se debe utilizar concreto al que después de preparado se le adicione agua, ni que haya

sido mezclado después de su fraguado inicial, a menos que sea aprobado por el profesional

facultado para diseñar o por el supervisor de la obra.

LIMITACIONES POR TEMPERATURA

A. **CLIMA FRÍO:** A menos que la temperatura esté, por lo menos, a 4.4ºC y siga subiendo, deberá calentarse el agua y los agregados para que la temperatura del concreto, al colocarlo, no sea menor de 13ºC. se deberá tomar las medidas necesarias para mantener el concreto dentro de una temperatura mínima no menor de 10ºC, durante un periodo mínimo de 7 días. Podrán usarse lonas y mantas impermeables para cubrir losas de concreto, o para cubrir y envolver muros, columnas y vigas, a fin de retener el calor generado por la hidratación del cemento. El encofrado puede ser aislado o calentado. Debido a los peligros potenciales, el desencofrado deberá estar regido por la obtención de una resistencia adecuada del concreto colado en obra.

B. **CLIMA CÁLIDO:** Cuando la temperatura ambiente sea de 32ºC o más, se deberá tomar precauciones especiales durante el mezclado, colocado y curado.es necesario que el cemento y los agregados se mantengan fríos. A veces será preferible enfriar el agua de mezclado mediante el uso de nitrógeno, por refrigeración o reemplazando una parte del agua con hielo raspado o triturado. El uso de un aditivo retardante de fraguado puede ser benéfico. El encofrado de los muros deberá quitarse tan pronto como el concreto se haya endurecido suficientemente para evitar daño al concreto, el curado debe comenzar inmediatamente con agua y recubrimientos de yute o con la aplicación de un aditivo de curado.

5.2.5. COMPACTACIÓN DEL CONCRETO COLOCADO

Según el ACI 309, una vez depositado el concreto, éste deberá compactarse cuanto antes, siguiendo un método de compactación aprobado para hacer que el concreto se acomode por completo alrededor del refuerzo, de los elementos embebidos, así como en las esquinas del encofrado; con la finalidad de eliminar las burbujas de aire atrapadas en la mezcla de concreto y evitar así la formación de cangrejeras, lo cual permitirá alcanzar la máxima densidad de la mezcla y por ende la máxima resistencia.

Cada una de las capas horizontales debe compactarse usando **vibradores internos de aguja** (son los más usados). El vibrador debe llegar a la capa subyacente para dar adherencia a las capas entre sí.

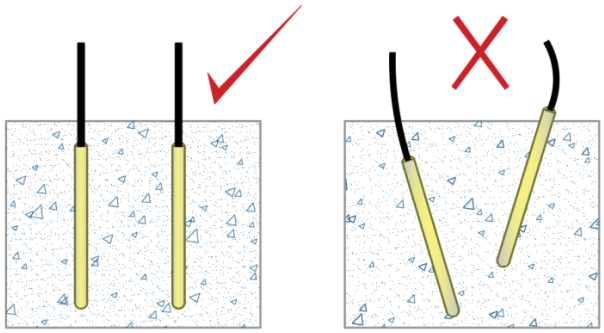
Figura 425: Vibrador interno de aguja para compactación del concreto fresco



Para no ejercer presión excesiva en los encofrados, el vibrador no debe penetrar más de 60 cm dentro de la capa subyacente.

Los vibradores deberán insertarse verticalmente en el concreto fresco, sin tocar el encofrado. Pero de ninguna manera se usarán para desplazar lateralmente el concreto en los encofrados ya que generara segregación de la mezcla.

Figura 426: Forma correcta y forma incorrecta del vibrado del concreto



5.2.6. CURADO DEL CONCRETO

Según el ACI 308, el curado apropiado consiste en mantener un contenido satisfactorio de humedad y temperatura en el concreto recién colocado, para que se puedan desarrollar las propiedades deseadas como resistencia y durabilidad.

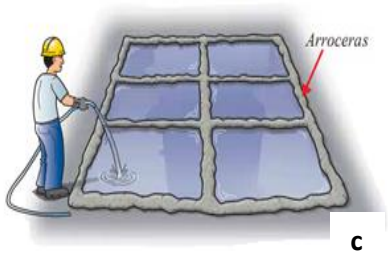
Para obtener un contenido de humedad satisfactorio, se podrá aplicar cualquier sistema de curado que se tenga disponible en obra, tales como:

La continua aplicación de agua por anegamiento, aspersión, vapor o cubiertos de materiales saturados, como mantas de yute o algodón, alfombras, tierra, arena, aserrín, paja o heno.

Figura 427: a) Curado por aspersión, b) curado con mantas o yute, y c) curado por anegamiento


a


b

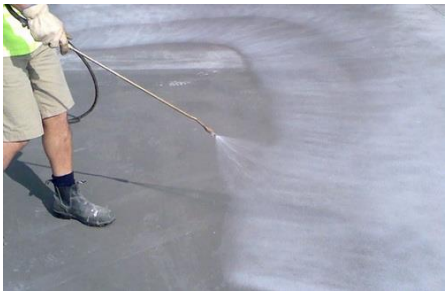


c

La aplicación de compuestos de curado formadores de membrana sobre el concreto recién colocado (aditivos curadores de concreto).

Según SENCICO (2014), Si va a curar usando aditivo químico “curador de concreto”, este debe ser aplicado cuando el concreto ha sido acabado y el agua de exudación se evapore o pierda y la superficie de concreto comience a brillar, este es el momento indicado para lograr la máxima eficiencia de estos productos que generalmente vienen listos para ser aplicados, ya sea con mochila pulverizadora, con rodillo o brocha de pintar.

Figura 428: Sistema de curado con aditivos para concreto





Durante el curado del concreto, usando agua o yute húmedo, debe mantenerse a una temperatura por encima de 10ºC y permanentemente húmedo por lo menos durante los primeros 14 días después de la colocación, si no es posible mantener este tiempo, por lo menos se curará en un plazo de 7 días.

Si se utiliza curador químico, éste solo se aplica una vez y se mantiene la temperatura del concreto sobre los 10°C por lo menos 14 días después de la colocación, si no es posible mantener la temperatura por este tiempo, por lo menos mantenerlo 7 días.

5.3. PRUEBA DE FUGAS

La prueba de fugas es una práctica normal para probar las estructuras contenedoras de líquidos a fin de verificar su impermeabilidad. Esta prueba debe llevarse a cabo mientras las paredes del tanque están expuestas (antes de colocar el relleno) o antes del revestimiento del tanque, de tal modo que puedan encontrarse las fugas y puedan ser reparadas.

El procedimiento, por lo general deberá consistir en llenar los tanques hasta el nivel más alto hasta que se derrame; si la estructura se ha secado, deberá dejarse que el agua permanezca por un periodo de tiempo a fin de calcular la absorción.

Los tanques se considerarán aceptables si:

No existen fugas visibles o áreas húmedas visibles.

El volumen de a fuga en un periodo de tiempo dado (después de corregir las perdidas por evaporación) es menor que la cantidad mínima especificada.

5.4. DETALLE DE JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Según la OPS (2004), el procedimiento de vaciado de los elementos estructurales componentes de los tanques como paredes, tapa y fondo es el siguiente:

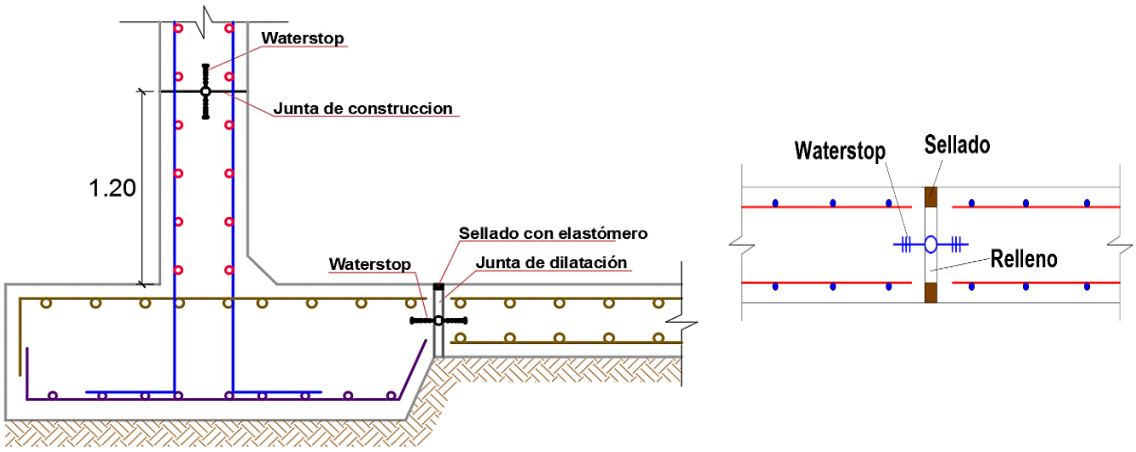
- Antes del vaciado de la losa de fondo, se ejecutará el vaciado de un solado (concreto de trazo y limpieza), de 0.10 m de espesor, con concreto de resistencia de 100 kg/cm2. Luego se colocará el acero de refuerzo obtenido del diseño, asimismo se dejarán los anclajes de los muros, para luego vaciar la losa en una sola operación, la cara superior será rayada para facilitar la adherencia con el acabado de mortero.
- Luego del vaciado de la losa de fondo, se procede al habilitado y armado del acero de los muros. Luego se encofra la parte interna y externa de las paredes y se procede con el vaciado correspondiente, siempre teniendo en cuenta los cruces de tuberías.
- Una vez terminado los muros, se procederá al encofrado, habilitado y colocado del acero de refuerzo, para luego ser vaciado. El acabado exterior se hará con una capa de mortero de C:A 1:3, de 1” de espesor , colocada inmediatamente sobre el concreto fresco.

Según el ACI 224.3R, las juntas deben ubicarse en puntos estratégicos donde no se afecte la integridad estructural del elemento estudiado. Por lo general, la ubicación óptima para juntas colocadas perpendicularmente al refuerzo principal son los **puntos de cortante mínima, generalmente a medio claro o en tercio medio del claro,** pero siempre será verificada por el profesional responsable.

Según el ACI 224.3R las juntas que se pueden emplear en las estructuras contenedoras de líquidos son las siguientes:

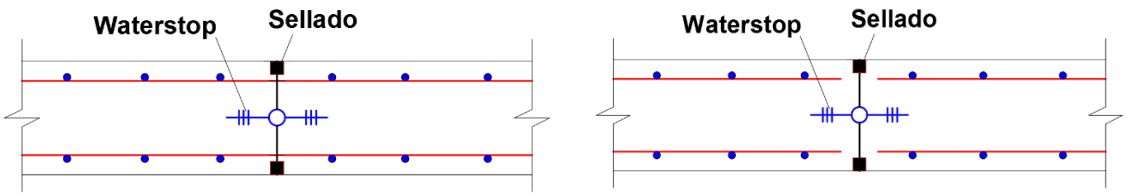
- **JUNTAS DE EXPANSIÓN:** Según el ACI 350 y ACI 224.3R, las juntas de expansión se utilizan para permitir que el concreto se dilate y se contraiga durante el periodo de curado y durante el servicio. Deben colocarse cerca de los cambios abruptos en la configuración de la estructura y, de preferencia a intervalos no mayores de 36.6 m. Estas juntas incluyen algún tipo de relleno preformado y un sellador de juntas en la cara donde está el líquido y algún dispositivo adecuado para la retención de agua. El acero de refuerzo debe terminar a 5 cm de la cara de la junta.

Figura 429: Junta de dilatación en unión zapata corrida - losa de fondo



- **JUNTAS DE CONTRACCIÓN:** Según el ACI 350 y ACI 224.3R Estas juntas deben colocarse a intervalos no mayores de 9.10 m, a menos que se proporcione acero de refuerzo adicional. Pueden ser de dos tipos: totales o parciales. Las juntas de contracción total no tienen refuerzo cruzando la junta, todo el acero de refuerzo termina a 5 cm de la junta. Los extremos contiguos de concreto se cubren con un interruptor de adherencia. Para obtener impermeabilidad se deben usar dispositivos de retención de agua. Las juntas de contracción parcial, se pueden utilizar cuando se desea hacer pasar fuerzas de tensión a través de la junta para unir entre si algunas partes de la estructura. Para debilitar la junta y asegurar la formación de la grieta, no se pasa más del 50% del acero de refuerzo a través de la junta. Según el ACI 224.3R el refuerzo a través de la junta generalmente se coloca en ambas caras, para permitir la transferencia de cargas de flexión y tracción. Dicho refuerzo debe extenderse por lo menos 1.7 veces la longitud de desarrollo.

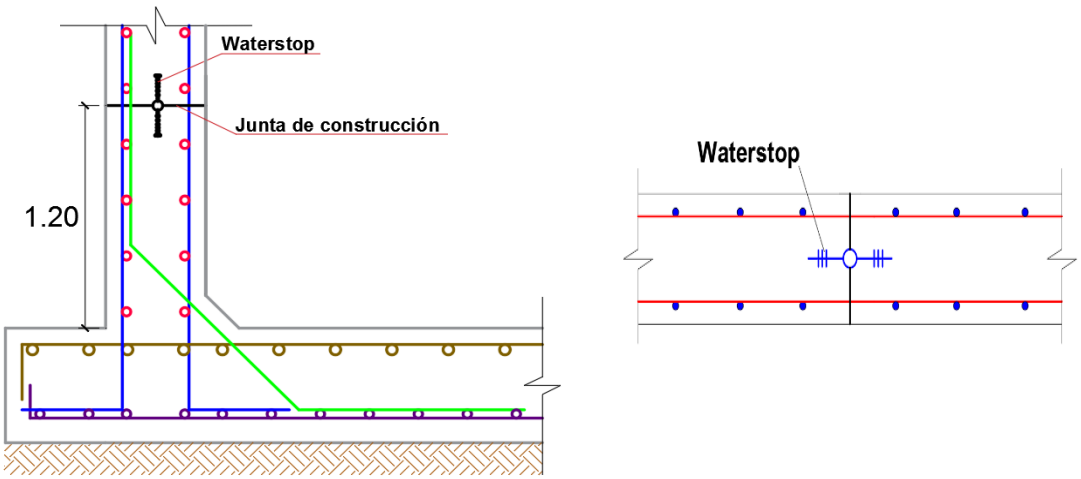
Figura 430: Junta de contracción parcial (izquierda) y junta de contracción total (derecha)



- **JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN:** Según el ACI 350 y ACI 224.3R, las juntas de construcción son formadas por la interrupción en el colado de concreto, por lo que no deben considerarse como juntas de movimiento, de manera que perjudiquen lo menos posible la resistencia de la estructura, para proporcionar separaciones

lógicas entre los segmentos de la estructura y para facilitar la construcción. La junta deberá construirse utilizando un dispositivo de retención de agua. La cara de la junta de construcción deberá mantenerse limpia y hacerse intencionalmente rugosa para mantener la integridad de cortante y la impermeabilidad. El acero de refuerzo se debe continuar a lo largo o a través de las juntas de construcción.

Figura 431: Junta de construcción en encuentro losa corrida – pared



- **DISPOSITIVOS RETENEDORES DE AGUA:** Según el ACI 350 y ACI 224.3R, los dispositivos retenedores de agua recomendados son las bandas de caucho, que permiten mayor movimiento en la junta y duran por tiempo indefinido; y las bandas de PVC, que permiten un poco menos de movimiento y son menos sensibles a la luz y al secado. El espesor mínimo de cualquiera de los dos tipos debe ser de 3/8” (9.5 mm) y deben tener al menos 9” (23 cm) de ancho para juntas de expansión, y 6” (15 cm) de ancho para otros tipos de juntas, para que permitan un correcto empotramiento en el concreto.

Figura 432: Dispositivos retenedores de agua de PVC (Fuente SIKA)



CAPÍTULO VI
CONCRETOS ESPECIALES UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCION DE TANQUES RECTANGULARES

6.1. CONCRETO PREMEZCLADO

Es el concreto que se mezcla y dosifica en una planta, para luego ser trasladado a obra listo para ser colocado. A diferencia del concreto preparado en obra, el concreto premezclado puede ofrecer mejores condiciones de control tanto en el diseño como en la colocación del concreto. El concreto premezclado puede ser preparado de dos tipos:

Mezclado en una planta y transportado por un camión (mixer), que lo agita lentamente a fin de evitar la segregación y un indebido endurecimiento.

Mezclado en tránsito o en el camión; para este caso los materiales se dosifican en planta, pero se mezclan en el camión (mixer), ya sea durante el recorrido o en la obra inmediatamente antes de colocarlo en el encofrado.

Figura 433: Concreto premezclado



6.2. CONCRETO BOMBEADO

Una vez mezclado el concreto, se vierte en una tolva y con una bomba con válvulas de aspiración y compresión, se impulsa y transporta el concreto por una tubería. El concreto debe ser plástico y trabajable para ser bombeado, lo cual se puede conseguir con asentamientos de 6” u 8”. La ventaja de este tipo de concreto, es que se evita el uso de carretillas, vagonetas, grúas, elevadores, etc. por lo general se emplea en la construcción de edificios de alturas considerables.

Figura 434: Concreto bombeado



6.3. CONCRETO LANZADO

Este tipo de concreto se transporta a través de tubería o manguera y se proyecta neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza del chorro que hace impacto en la superficie, compacta el material, de modo que se puede soportar a si mismo sin resbalar ni caerse aun en una cara vertical o en un techo. La mezcla es lanzada a gran velocidad por medio de una pistola de cemento con una presión de 3 atmosferas a paredes, armaduras, encofrados, dentro de moldes, etc.

El concreto lanzado se emplea en la construcción de elementos de reducido espesor como: estructuras con secciones irregulares, curvas o alabeadas; revestimientos de túneles, recubrimiento de mampostería para protección o acabados; refuerzo y reparación de estructuras de concreto deterioradas; estabilización de taludes; muros de contención; estructuras hidráulicas como piscinas, tanques de agua, canales, cunetas; muelles; entre otros.

El concreto lanzado puede ser de dos tipos:

- **Mezcla seca o gunita**: es una combinación proporcionada de cemento, agregado y agua cuya mezcla se realiza por medios mecánicos y es bombeado en estado seco hasta una boquilla en donde se adiciona agua, con aditivos acelerantes generalmente, y aire para impulsar el material. El mezclado real toma lugar en la superficie de aplicación y es por ello que deben hacerse movimientos circulares con la boquilla durante el lanzado, de manera que se integre el agua en el contorno con la mezcla en el centro.
- **Mezcla húmeda**: el sistema húmedo es simplemente el bombeo convencional de concreto de alta calidad, mezclado en una planta de concreto en forma controlada. El agua ya va incluida desde antes y no es necesario incluirla durante el proceso de inyección. En este método, el concreto premezclado es bombeado en estado plástico a la boquilla, donde se inyecta aire, para que sea impulsado a alta velocidad sobre la superficie, generalmente también se adicionan acelerantes.

Figura 435: Concreto lanzado





6.4. CONCRETO INYECTADO

Es muy similar al concreto lanzado, se utiliza principalmente para reparar macizos rocosos sellando sus fisuras, para anclajes de cables en estabilización de taludes o para colocar mortero sobre un agregado grueso colocado previamente (concreto precolocado). Estas inyecciones de concreto, consisten en una pasta o mortero con algún aditivo, los cuales se proyectan a presión por medio de una tubería.

Figura 436: Concreto inyectado



6.5. CONCRETO CON FIBRAS

Es un concreto ligero o normal al cual se le adicionan fibras que pueden ser de: acero, polipropileno, vidrio, asbesto, polietileno, caña de azúcar, yute, etc., con el objetivo de controlar la fisuración plástica por secado, especialmente en elementos de sección esbelta (como muros delgados) o superficies expuestas a la evaporación (losas), mejorando el acabado de los elementos vaciados y disminuyendo la presencia de fisuras en la superficie. También puede ser útil cuando sea necesario absorber una gran energía o cuando se desea mejorar la resistencia a la tensión. Proporciona también un buen aislamiento acústico y térmico, buena resistencia al impacto y a la erosión. Las fibras de origen natural requieren de un tratamiento especial para ser usadas y así no perjudiquen las propiedades del concreto.

El concreto con **fibras de polipropileno**, se puede emplear para evitar o reducir fisuramiento en obras como: pavimentos, tanques, piscinas, parqueaderos, plantas industriales, elementos prefabricados (paneles, tubería, placas), concreto lanzado.

El concreto con **fibras de acero**, se puede emplear en estructuras que requieran gran resistencia a la abrasión, incremento de ductilidad y durabilidad.

Figura 437: Concreto con fibras



6.6. CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

Son concretos de resistencias iguales o mayores a 420 kg/cm2 (6000 PSI) a una edad de 28 días. Son concretos que protegen el acero de refuerzo por lo que se conocen también como concretos de alto desempeño, debido a que aumentan la durabilidad de las estructuras de concreto armado. Posee alta fluidez que hace posible su colocación en zonas de alta densidad de acero de refuerzo permitiendo un mayor rendimiento en ejecución de obras.

Se pueden emplear en obra que requieran de elementos estructurales que soporten altas demandas de carga, entre ellos: muros de rigidez, columnas y vigas en edificios de gran altura; estructuras costeras (muelles), sanitarias (tanques de almacenamiento y estructuras en contacto con aguas residuales); bóvedas de seguridad, elementos prefabricados, entre otros.

6.7. CONCRETO DE BAJA PERMEABILIDAD

Es un concreto diseñado para su utilización donde se requieren condiciones de impermeabilidad. Este tipo de concreto, impide la ascensión por capilaridad del agua en contacto con el concreto en muros y cimentaciones, ayudando a mitigar los ataques por agentes químicos agresivos para el concreto tales como sulfatos y bióxido de carbono disueltos en agua.

Se puede emplear en obras con condiciones de exposición severa tales como: tanques, viga – canales, cubiertas, muros de contención y todas aquellas estructuras expuestas al agua.

Hermida (2013), menciona que para conseguir un concreto de baja permeabilidad (CBP) lo adecuado es trabajar con relaciones agua/cemento, menores a 0.45, o de lo contrario utilizar aditivos impermeabilizantes y mantener la relación A/C.

Sin embargo, para nuestro medio, la norma NTE E.060, recomienda emplear las siguientes relaciones A/C, según la condición de exposición:

Condición de exposición	Relación A/C máxima
Concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua	0.50
Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	0.45
Concreto expuesto a cloruros, sales, agua salobre o agua de mar	0.40

Fuente: NTE E.060 Tabla 4.2 Requisitos especiales para condiciones especiales de exposición

CAPÍTULO VII
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS TANQUES RECTANGULARES

7.1. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UN RESERVORIO Y UN TANQUE CISTERNA

A. OPERACIÓN

Antes de la operatividad de los tanques para almacenamiento de agua como reservorios y cisternas se deberá hacer la limpieza y desinfección del mismo, luego se deberá abrir las válvulas de entrada y de salida, y cerrar las válvulas del bypass y de limpia.

Para el caso de mantenimiento interno del tanque, cerrar la válvula de ingreso y la de salida, y abrir la válvula de bypass y limpia.

En caso de cloración, instalar el hipoclorador, abrir la válvula de ingreso a máximo y cerrar las válvulas de salida, limpia y bypass hasta que el tanque llene, luego cerrar la válvula de ingreso.

B. MANTENIMIENTO

Mensualmente se deberá realizar lo siguiente:

Limpiar externamente la estructura y sus alrededores eliminando hierbas, piedras y otros materiales extraños.

Revisar la existencia de grietas, rajaduras o filtraciones en la estructura del tanque y, si es el caso, reparadas inmediatamente con un tipo de mezcla adecuado.

Verificar el cerco de protección y repararlo si está roto (en caso de cercos metálicos o de alambre con púas).

Realizar una revisión general del estado de las cajas y válvulas de entrada, salida y drenaje, con la intención de que no se endurezcan.

Lubricar los pernos, tuercas, válvulas, bisagras de las tapas sanitarias y la puerta del cerco perimétrico.

Reponer el cloro en el hipoclorador.

Cada 6 meses se deberá realizar lo siguiente:

Limpiar con escobillas y escobas de plástico y espátulas la parte interior de las paredes, fondo y accesorios del tanque. Antes de iniciar esta labor cerrar las válvulas de entrada y salida, luego abrir la válvula de desagüe para vaciar el tanque.

Abrir las válvulas de ingreso de agua, lo suficiente como para enjuagar el tanque y dejar salir el agua sucia por el tubo de limpia, terminando la actividad cerrar la válvula de ingreso.

Realizar la desinfección del tanque, de la siguiente manera:

Para preparar la solución desinfectante se deberá contar con equipo de protección personal. La preparación de la solución consiste en mezclar 2 cucharadas de hipoclorito de calcio de 70% en 20 litros de agua, diluir bien removiendo cuidadosamente.

Con esta solución y un trapo pasar las paredes, piso y accesorios del tanque. Una vez limpio por dentro, cerrar la válvula de desagüe y abrir el de entrada para llenar el tanque.

Para terminar la desinfección, cuando el nivel del agua del tanque este por la mitad, se hecha lo que resta de la solución y si es necesario (dependiendo del volumen del tanque) se repara más de esta solución y se echa poco a poco.

Una vez lleno, abastecer de agua a la red, se cierra la válvula de entrada y se abre el bypass.

Dejar la solución de hipoclorito de calcio en el tanque por 12 horas para que la desinfección sea completa.

Transcurrido ese tiempo, cerrar la válvula de bypass y luego abrir la válvula de salida para aprovechar esta solución en la desinfección de la línea de aducción y la red de distribución o en su defecto vaciar abriendo la válvula de desagüe.

Anualmente se deberá realizar lo siguiente:

Pintar con pintura anticorrosiva todos los elementos de metal, y pintar la parte exterior de las paredes y techo del tanque.

7.2. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UNA PISCINA

A. OPERACIÓN

Antes de poner en funcionamiento una piscina, se deberá tener en cuenta lo siguiente:

Comprobar que el equipo de la piscina (bombas, filtros, etc.) funcione correctamente.

Verificar que la superficie del vaso este completamente limpio, de lo contrario se deberá limpiar utilizando escobillas o equipos mecánicos (limpiafondos).

Una vez limpio el vaso, se podrá llenar la piscina.

Realizar la cloración adecuada del agua teniendo en cuenta el volumen de agua (máximo 1.80 mg/l).

Analizar el pH del agua y si es necesario ajustarlo entre 6.5 a 8.5.

B. MANTENIMIENTO

Diariamente se deberá realizar lo siguiente:

Analizar el pH del agua y ajustarlo entre 6.5 a 8.5 si es necesario.

Analizar el nivel de cloro residual libre, manteniéndolo entre 0.4 y 1.2 mg/l. si se utiliza un dosificador, se deberá regular de manera que se mantenga dicha cantidad de cloro residual.

Es recomendable medir el nivel de cloro y pH antes de cada jornada de baño, por lo general se pueden realizar durante la noche para dejar mayor tiempo de disolución de los productos.

Limpiar el agua de hojas e insectos

Semanalmente de deberá lo siguiente:

Limpiar los skimmers y cepillar las paredes y fondo de la piscina. Para la limpieza del fondo se podrá emplear los limpiafondos (eléctricos, hidráulicos o manuales).

Realizar el lavado de los filtros de arena. Este procedimiento de deberá realizar periódicamente dependiendo de la suciedad del agua, pero de forma obligatoria cuando se realice una limpieza del fondo de la piscina, tras haber utilizado un tratamiento antialgas o con floculantes, en caso de que existan aceites o grasas en el agua o cuando la presión del filtro aumente (el gua no puede pasar con facilidad a través de la arena).

Para el caso de piscinas de cloración y regulación automática de pH, no es necesario medir los niveles cada día. Simplemente es recomendable una medición semanal, para verificar que todo está funcionando correctamente, como medida seguridad.

Agregar la dosis necesaria de productos antialgas.

Necesariamente, el vaso de las piscinas será vaciado totalmente por lo menos una vez cada dos años o al finalizar la época de mayor afluencia de usuarios y, simultáneamente, se hará el mantenimiento del mismo, incluyéndose la aplicación en las paredes y el piso, de una solución de sulfato de cobre u otro agente para el control de algas.

7.3. OPERACIÓN Y MANTENIMEINTO DE UN TANQUE IMHOFF

A. OPERACIÓN O ARRANQUE DEL SISTEMA:

- Inocular la cámara de digestión con lodos provenientes de otra instalación similar para acelerar el desarrollo de los microorganismos encargados de la descomposición de la materia orgánica. Esta acción se deberá realizar preferentemente en épocas de verano (altas temperaturas) para facilitar el desarrollo de los microorganismos. Como alternativa para el arranque se podrá utilizar cinco baldes de estiércol en descomposición de animales que coman pastos.
- Luego llenar con agua hasta una altura aproximada de 50 cm medido desde la base del tanque imhoff.
- Abrir la válvula de ingreso del tanque imhoff, para iniciar con su funcionamiento.

B. MANTENIMIENTO DE LA CÁMARA DE NATAS O ESPUMAS

Diariamente se deberá realizar la limpieza/extracción de las natas utilizando herramientas como trinches o canastillas de extraer natas.

En caso de malos olores y presencia de gran cantidad de espumas, se deberá agregar agua con cal en pequeñas cantidades en intervalos de 1 a 2 horas sobre la cámara de sedimentación y/o cámara de natas. La cantidad aproximada de cal será de 1 kg diluido en 4 litros de agua, por cada 200 habitantes.

Las natas extraídas deberán ser cubiertas con tierra y cal para evitar malos olores.

C. MANTENIMIENTO DE LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN

Diariamente se deberá eliminar las grasas y los materiales flotantes en la superficie de la cámara.

Semanalmente se deberá limpiar (raspar) las paredes verticales de la cámara utilizando rastrillo o escoba. Además de deberá retirar el lodo acumulado en las tuberías de entrada y salida de la cámara, para evitar posibles obstrucciones.

D. MANTENIMIENTO DE LA CÁMARA DE DIGESTIÓN

Mensualmente se dejará escurrir lentamente los lodos hacia el lecho de secado. Para ello se deberá abrir y regular la válvula de lodos. Además, se deberá distribuir uniformemente los lodos en la superficie del lecho de secado (cuando se tenga 2 o más afluentes).

- La descarga de lodos se realizará 30 – 45 cm antes de que su nivel llegue a la ranura de compartimiento de sedimentación. Por lo general. la descarga de lodos de deberá llevar a cabo antes que llegue el invierno, y será preferible descargar pequeñas cantidades con frecuencia, para evitar que se apilen en los lechos de secado.
- Se deberá mantener un 20% de los lodos para la siembra y arranque del sistema cuando se vuelva a poner en marcha.
- Cuando los lodos presenten características como color negruzco, textura granular y propiedad de deshidratación rápida, serán adecuados para ser extraídos. Si se observan cambios de color durante su salida (gris o café) se Debra suspender la extracción, ya que esa coloración indica que requieren mayor tiempo de digestión en el tanque imhoff.

7.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE UN LECHO DE SECADO

A. OPERACIÓN

- Para un buen funcionamiento del lecho de secado se deberá mantener la tubería de distribución a la misma altura para que los lodos se distribuyan uniformemente. De lo contrario, con ayuda de una lampa se deberá distribuir los lodos uniformemente.
- No se permitirá el vaciado de lodos húmedo sobre los lodos secos o parcialmente secos. Antes de recibir una nueva carga de lodos, se debe limpiar el lecho de secado.

- Los lodos se quedarán en el lecho de secado, por un periodo mínimo de 6 meses para su descomposición y evitar la contaminación.
- Transcurrido el tiempo requerido, se deberá retirar los lodos secos y se procederá con enterrarlos, incinerarlos o trasladarlos a un campo de cultivo (preferentemente cultivos de tallo alto).

B. MANTENIMIENTO

Cuando se observa que el agua del lodo no pasa por la capa de arena (no se infiltra) en el lecho de secado, es debido a que el lecho está saturado; para ello, se deberá realizar las siguientes actividades:

- Remover los ladrillos y sacar con un rastrillo la arena que está en la superficie aproximadamente unos 2 cm, para que de esta manera se cuele el lodo. Luego se deberá saca hasta la mitad del lecho filtrante.
- El material sacado se lavará y se dejará secar. Una vez seco se embolsará y guardará para su posterior reposición. Se tiene que tener cuidado con el lavado, evitando el contacto directo con nuestro cuerpo y manos, ya que de no ser así podemos ser infectados.
- Reponer el lecho filtrante con el material extraído, lavado y filtrado.
- Evitar el crecimiento de plantas dentro del lecho de secado. Si los hubiera debemos sacarla de raíz. También dese deberá quitar la maleza de los alrededores del tanque

7.5. CAUSAS, EVALUACIÓN Y REPARACIÓN DE FISURAS

La fisuración del concreto es atribuible a diferentes causas. Las fisuras pueden afectar la apariencia se la estructura o pueden indicar fallas estructurales significativas o falta de durabilidad. Su importancia depende del tipo de estructura y de la naturaleza de la fisuración.

Las fisuras solo se podrán se reparar s se conocen sus causas y si los procedimientos de reparación seleccionados son los adecuados para dichas causas. Los procedimientos de reparación exitosos a largo plazo son aquellos que atacan no solo las propias fisuras sino también las causas de la fisuración.

A continuación, se realiza una breve descripción de las causas, evaluación y métodos de reparación de fisuras basados en el código ACI 224.1R.

7.5.1. CAUSAS DE LA FISURACIÓN

La presenciad e fisuras se debe a una o varias causas que se presentan a continuación:

- **Fisuración por retracción plástica**: Ocurre cuando la estructura está sujeto a una pérdida de humedad muy rápida provocada por una combinación de factores que incluyen las temperaturas del aire y el concreto, la humedad relativa y la velocidad del viento en la superficie del concreto. Generalmente aparecen en superficies horizontales (losas) inmediatamente después de su vaciado y mientras el concreto está en estado plástico.
- **Fisuración por precipitación de los agregados:** Luego de su colocación inicial, vibrado y el acabado, el hormigón tiende a continuar consolidándose. Durante este período el concreto plástico puede estar restringido por las armaduras, por una colada previa de concreto o por los encofrados. Estas restricciones localizadas pueden provocar vacíos y/o fisuras adyacentes al elemento que impone la restricción. Si está relacionado con las armaduras, la fisuración por asentamiento de los agregados aumenta a medida que aumenta el tamaño de las barras, que aumenta el asentamiento del hormigón y disminuye el recubrimiento.
- **Fisuración por retracción por secado**: La retracción por secado es provocada por la pérdida de humedad de la pasta cementicia, la cual se puede contraer hasta un 1%. Pero los agregados proveen una restricción interna que reduce la magnitud de este cambio de volumen a aproximadamente 0.06%. Cuando se humedece el concreto tiende a expandirse. Estos cambios de volumen inducidos por los cambios de humedad son una característica propia del concreto. Si la retracción del concreto se produjera de manera no restringida el concreto no se fisuraría.
- **Fisuración por reacciones químicas**: Tales como la reacción **álcali-sílice**, que se produce por la presencia de sílice en los agregados y el álcali derivado de la hidratación del cemento, aditivos o fuentes externas (agua usada para el curado, aguas freáticas) provoca un gel expansivo que tiende

a extraer agua de otras partes del concreto, lo cual puede provocar el deterioro de la estructura. La reacción **álcali-carbonato**, producidas por ciertas rocas carbonatadas en contacto con el álcali, pueden producir expansión y fisuración. El **sulfoaluminato**, provocado por la acción de las aguas sulfatas en contacto con el aluminato de calcio hidratado, producen un aumento de volumen, provocando elevadas tensiones de tracción, que a su vez provocan el desarrollo de fisuras y el deterioro del concreto.

- **Fisuración por meteorización**: los procesos de meteorización que pueden provocar fisuración, son el congelamiento, deshielo, humedecimiento, secado, calentamiento y enfriamiento.
- **Fisuración por corrosión de las armaduras**: La corrosión del acero produce óxidos e hidróxidos de hierro, cuyo volumen es mucho mayor que el del hierro metálico original. Este aumento de volumen provoca tensiones radiales de estallido alrededor de las barras de armadura, y por tanto la aparición de fisuras radiales localizadas. Estas fisuras radiales se pueden propagar a lo largo de la barra, provocando la formación de fisuras longitudinales (paralelas a la barra) o provocando el descascaramiento del concreto. También se puede formar una fisura ancha en un plano de barras paralelas a una superficie de hormigón y esto puede llevar a la fisuración laminar (en láminas). Las fisuras permiten que el oxígeno, la humedad y los cloruros ingresen fácilmente; por lo tanto, las pequeñas fisuras radiales pueden crear una condición que acelerará la corrosión y la fisuración.
- **Fisuración por prácticas constructivas inadecuadas:** Las prácticas inadecuadas se presentan como inadecuado método de colocación del concreto, la adición de agua al concreto para mejorar su trabajabilidad, la carencia del curado adecuado y por el tiempo necesario, el uso de apoyos inadecuados para los encofrados, una compactación inadecuada y la colocación de juntas de construcción en puntos de tensión elevada.
- **Fisuración por sobrecargas durante la construcción:** Generalmente las cargas inducidas durante la construcción pueden ser mucho más severas que las que soportará la estructura en servicio. Desafortunadamente, estas condiciones se pueden dar a edades tempranas cuando el hormigón es más susceptible de ser dañado y con frecuencia originan fisuras permanentes.

- **Fisuración por errores de diseño y detallado:** Las fisuras por errores de diseño y detallado pueden provocar estructuras poco estéticas o estructuras deficientes. Entre ellas esta la incorrecta selección y/o detallado de las armaduras, la restricción de elementos sujetos a cambios de volumen provocados por variaciones de temperatura y humedad, la falta de juntas de contracción adecuadas y el incorrecto diseño de las cimentaciones, que provoca movimientos diferenciales dentro de la estructura.

7.5.2. EVALUACIÓN DE LA FISURACIÓN

Antes de reparar las fisuras del concreto, es importante identificar primero su ubicación y extensión. Se debería determinar si las fisuras observadas indican problemas estructurales actuales o futuros, considerando las condiciones actuales y las condiciones de carga anticipadas para el futuro.

Se deberían revisar los planos, especificaciones y registros de construcción y mantenimiento. Si estos documentos, junto con las observaciones recogidas in situ, no proporcionan la información necesaria, antes de proceder con las reparaciones se debería efectuar una investigación in situ y un análisis estructural completo.

Las fisuras se deben reparar si éstas reducen la resistencia, rigidez o durabilidad de la estructura a niveles inaceptables, o si la función de la estructura resulta seriamente perjudicada. En el caso, de las fisuras en estructuras para contención de agua, la función de la estructura determinará la necesidad de realizar reparaciones, aun cuando la resistencia, rigidez o apariencia no estén significativamente afectadas.

La ubicación y magnitud de la fisuración, así como el estado general del concreto de una estructura, se pueden determinar mediante observaciones directas e indirectas, ensayos no destructivos y destructivos, y ensayos de testigos extraídos de la estructura.

- **Observación directa e indirecta**: Se deben registrar las ubicaciones y anchos de las fisuras utilizando un esquema de la estructura. Los anchos de las fisuras se pueden medir con una precisión de alrededor de 0.025 mm utilizando un comparador, que es un pequeño microscopio de mano con una escala de lente más próximo a la superficie observada. Los anchos de las

fisuras también se pueden estimar utilizando una tarjeta de comparación, que es una tarjeta con líneas claramente marcadas, cada una de ellas de un ancho especificado.

- **Ensayos no destructivos**: Se realizan para determinar la presencia de fisuras y vacíos internos y la profundidad de penetración de las fisuras visibles en la superficie. Golpear la superficie con un martillo o usar una cadena de arrastre son técnicas sencillas que permiten identificar la fisuración laminar próxima a la superficie. Un sonido hueco indica la presencia de una o más fisuras debajo de la superficie y paralelas a la misma. La presencia de armaduras se puede determinar usando un pacómetro**.**
- **Ensayos en testigos de concreto:** Se puede obtener información importante extrayendo testigos de zonas seleccionadas de la estructura. Los testigos y sus perforaciones ofrecen la oportunidad de medir con precisión el ancho y la profundidad de las fisuras. Además, se puede obtener una indicación de la calidad del hormigón mediante ensayos de resistencia a la compresión, aunque para determinar la resistencia del hormigón no se deben utilizar testigos fisurados.

7.5.3. MÉTODOS DE REPARACIÓN DE FISURAS

Los métodos de reparación de fisuras según el ACI 224.1R son los siguientes:

A. Inyección de resinas epoxi: Mediante la inyección de resinas epoxi se pueden adherir fisuras de muy poca abertura, hasta 0,05 mm. La técnica generalmente consiste en establecer bocas de entrada y venteo a intervalos poco espaciados a lo largo de las fisuras, sellar la fisura en las superficies expuestas e inyectar la resina epoxi a presión.

La inyección de resinas epoxi requiere un alto grado de capacitación, y la aplicación de la técnica puede estar limitada por la temperatura ambiente. Los siguientes son los procedimientos generales involucrados en la inyección de resinas epoxi (ACI 503R):

- **Limpiar las fisuras**: preferentemente las fisuras se deben limpiar por aspiración o lavado con agua u otras soluciones de limpieza. Las fisuras deben estar libres de aceite, grasa, polvo o partículas finas de concreto que impiden la penetración y adherencia de la resina epoxi.

- **Sellar las superficies**: las fisuras superficiales se deben sellar para evitar que el material epoxídico salga antes de gelificarse. Esta se puede realizar aplicando un material epoxídico, poliéster u otro material sellador adecuado sobre la superficie de las fisuras y permitiendo que endurezca.
- **Instalar las bocas de entrada y venteo**: hay tres métodos de uso generalizado:
- **Accesorios insertados en orificios perforados**: se usa previo perfilado de las fisuras en forma de V. el método consiste en perforar un orificio en la fisura, de aproximadamente 20 mm de diámetro y entre 13 a 25 mm debajo del vértice de la acanaladura en V.
- **Accesorios adheridos a ras**: se utilizan cuando las fisuras no se perfilan en forma de V, consiste en adherir un accesorio a ras con la cara de concreto sobre la fisura.
- **Interrupción del sellado**: se puede utilizar cuando se pueden conseguir dispositivos especiales tipo arandela que cubren la parte no sellada de la fisura y permiten inyectar el adhesivo directamente en la fisura, sin fugas.
- **Mezclar la resina epoxi**: El mezclado de las resinas se debe realizar de acuerdo a las recomendaciones de los fabricantes.
- **Instalar la resina epoxi**: se pueden utilizar bombas hidráulicas, tanques de presión o pistolas neumáticas. Si la fisura es vertical o inclinada, el proceso de inyección debería comenzar bombeando resina epoxi en la boca de entrada ubicada a menor altura hasta que el nivel de resina llegue a la boca de entrada superior. Si la fisura es horizontal, la inyección debería proceder de la misma manera desde un extremo de la fisura hasta el otro.
- **Retirar el sellado superficial**: una vez que se ha curado la resina epoxi inyectada, el sellado superficial se deberá retirar por trituración u otros medios, según resulte adecuado.

B. **Perfilado y sellado:** se puede aplicar en condiciones que requieren una reparación inmediata y cuando no es necesario efectuar una reparación

estructural. Este método consiste en agrandar la fisura a lo largo de su cara expuesta y llenarla y sellarla con un sellador adecuado. El procedimiento se adapta mejor a superficies aproximadamente planas y horizontales (pisos o pavimentos). Sin embargo, también se pueden perfilar y sellar fisuras sobre superficies verticales (utilizando un sellador no fluido) y superficies curvas (tubos, pilas y postes). El perfilado y sellado se usa para tratar tanto fisuras finas de patrón irregular como fisuras aisladas de mayor tamaño. Un uso habitual y efectivo es la impermeabilización mediante sellado de las fisuras en superficies de concreto en contacto con el agua o expuestas a presión hidrostática. Este tratamiento reduce la posibilidad de que la humedad llegue a las armaduras o atraviese el concreto, provocando manchas superficiales u otros problemas.

El procedimiento consiste en preparar en la superficie una ranura de profundidad variable, generalmente entre 6 a 25 mm. Se puede usar una sierra para hormigón, herramientas manuales o herramientas neumáticas. Luego la ranura se limpia con chorro de aire, arena o agua a presión y se seca. Se coloca un sellador en la ranura y se permite su curado.

C. Costura de fisuras: Coser una fisura consiste en perforar orificios a ambos lados de la fisura, insertar unidades metálicas en forma de U de patas cortas (grafas o bridas de costura) y asegurarlas con mortero. Se pueden utilizar cuando es necesario restablecer resistencia a la tracción en fisuras importantes.

D. El procedimiento de costura consiste en perforar orificios a ambos lados de la fisura, limpiar los orificios y anclar las patas de las grampas en los orificios, utilizando un mortero que no se contraiga, o bien un sistema adhesivo en base a resina epoxi.

E. Armadura adicional: Estas pueden ser armadura convencional o acero de pretensado. La primera consiste en sellar la fisura, perforar orificios que interseques el plano de fisuración aproximadamente a 90º, inyectar adhesivo epoxi en el orificio y la fisura hasta llenarlos y colocar una barra de armadura (de 1/2” o 5/8”) en el orificio perforado, con una extensión de 0.50 m a cada lado de la fisura. El segundo método, emplea barras o cables de pretensado para aplicar una fuerza de compresión, siendo una mejor solución cuando se

debe reforzar una parte importante del elemento, o cuando se deben cerrar las fisuras que se han formado.

F. Perforación y obturación: La perforación y obturación de una fisura consiste en perforar hacia abajo en toda la longitud de la fisura y llenarla con mortero de manera de formar una cuña o tapón. Esta técnica se aplica cuando las fisuras son razonablemente rectas y uno de sus extremos sea accesible. Por lo general se emplea para reparar fisuras verticales de muros de contención.

G. El procedimiento consiste en perforar un orificio de 50 a 75 mm de diámetro, centrado sobre la fisura y siguiendo la misma, luego el orificio se debe limpiar, impermeabilizar y llenar con mortero.

H. Llenado por gravedad: Se pueden usar monómeros y resinas de baja viscosidad para sellar fisuras con anchos superficiales de entre 0.03 a 2 mm. Mientras menor sea la viscosidad, más finas serán las fisuras que se puedan llenar.

I. El procedimiento comienza con limpiar la superficie con chorro de aire o agua (dejar secar la superficie), para luego verter el monómero sobre la superficie y esparcirla empleando cepillos, rodillos o escobas de goma. Debido a que el monómero o la resina penetra en las fisuras lentamente, se debe trabajar el material sobre las fisuras moviéndolo hacia adelante y hacia atrás para lograr el máximo llenado.

J. Llenado con mortero: El mortero puede ser de cemento portland o un mortero químico. Los morteros de cemento portland son efectivos para detener las fugas de agua, pero no para unir estructuralmente las secciones fisuradas. El procedimiento consiste en limpiar el concreto en las caras de la fisura; instalar asientos armados (boquillas de mortero); sellar la fisura entre los asientos utilizando pintura cementicia, sellador o mortero; lavar la fisura para limpiarla y probar el sellado; y luego llenar toda el área con mortero. Dependiendo del ancho de la fisura, los morteros pueden contener cemento y agua o cemento más arena y agua.

K. Los morteros químicos consisten en una solución de dos o más productos químicos, que se combinan para formar un gel, un precipitado solido o una espuma, con los cuales se podrán llenar fisuras de muy poca abertura, hasta 0.05 mm.

L. **Colocación de mortero como mezcla seca (drypacking):** Es la colocación manual de mortero de bajo contenido de agua y su posterior apisonado. Debido a la baja relación a/c del material hay poca retracción y el parche permanece hermético y puede resultar de buena calidad desde el punto de vista de la durabilidad, resistencia e impermeabilidad. Antes de colocar el mortero como mezcla seca en una fisura se debería ensanchar la porción adyacente a la superficie hasta tener una ranura de alrededor de 25 mm de ancho y 25 mm de profundidad. La ranura debería ser ligeramente más ancha en la base que en la superficie. Una vez que se ha limpiado y secado la ranura, se debería aplicar una capa de adherencia consistente en una lechada cementicia o cantidades iguales de cemento y arena fina mezcladas con agua hasta tener la consistencia de una pasta fluida, o bien un compuesto adherente adecuado a base de látex. El mortero seco se debería comenzar a colocar de inmediato. El mortero consiste en una parte de cemento, una a tres partes de arena pasante tamiz (1,18 mm) y apenas agua suficiente para que el mortero se ligue al formar con él una bola en la mano.

M. **Autocurado:** Es un proceso natural de reparación de fisuras, el cual ocurre en presencia de humedad y en ausencia de tensión de tracción. Se produce por la continua hidratación del cemento y carbonatación del hidróxido de calcio de la pasta cementicia por parte del dióxido de carbono presente en el aire y el agua que rodea al concreto. Alternativamente, se puede acumular agua sobre la superficie de concreto de manera de saturar la fisura. La saturación debe ser continua durante la totalidad del proceso de curado. Un único ciclo de secado y reinmersión reducirá drásticamente el valor de la resistencia por curado. El curado debería comenzar tan pronto como sea posible luego de la aparición de la fisura. Demorando el curado se obtiene menos restauración de la resistencia que corrigiendo el problema de inmediato.

CAPÍTULO VIII
IMPACTO AMBIENTAL PRODUCIDO POR LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUES RECTANGULARES

8.1. OBJETIVO

El objetivo general del presente Estudio de Impacto Ambiental es identificar, evaluar y mitigar los posibles impactos sobre el medio ambiente que se puedan generan por la construcción de los diferentes tipos de tanques rectangulares.

8.2. IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES

A continuación, se describen los principales impactos que se producirían durante la etapa de construcción de las obras correspondientes a los tanques rectangulares.

A. EN ETAPA DE CONSTRUCCIÓN:

La etapa de construcción comprende traslado de equipos y materiales, excavación de zanjas, habituación del encofrado y desencofrado, habilitación y colocado de acero de refuerzo, mezclado y colocación de concreto, acabados y limpieza final de obra.

- **Impactos positivos:**
    - Generación de empleo local temporal (mano de obra calificada y no calificada).

- Incremento de la actividad comercial (hoteles, restaurantes, ferreterías, entre otros)

- **Impactos negativos:**

Ocurrirían principalmente en los medios físico, biológico y socioeconómico.

IMPACTOS NEGATIVOS		
En el medio físico	**En el medio biológico**	**En el medio socio económico**
Aire • Generación de niveles de ruido, debido a los trabajos de movimiento de tierra, instalación de campamentos, traslado de maquinaria, utilización de herramientas y equipos. • Generación de humos, debido a cantidad de vehículos que se concentran en la zona de trabajos, empleo de herramientas y maquinarias. • Generación de gases tóxicos, por debido a cantidad de vehículos que se concentran en la zona de trabajo. • Emisión de polvos debido al movimiento de tierras, excavación de zanjas, relleno de zanjas, flujo vehicular y eliminación de desmontes. **Tierra** • Alteración de la calidad del suelo debido a los derrames de materiales con lubricantes y combustibles. • Erosión por la alteración de la estructura del suelo. • Contaminación de suelos por residuos de obra (cemento, arena, bolsas, etc.) **Agua** • Alteración de las aguas superficiales próximas a la obra por lavado de vehículos, herramientas o equipos.	**Fauna** • Afectación de la fauna (aves, perros, etc.) por la generación de ruidos como consecuencia de los trabajos, uso de maquinarias y herramientas, uso de vehículos motorizados, concentración de vehículos por el desvío de tráfico. **Paisaje** • Alteración temporal del paisaje, debido a la presencia de campamentos, herramientas, materiales, maquinarias, vehículos, personal de obra y concentración de vehículos por posibles desvíos del tráfico.	• La calidad de vida de los pobladores va ser alterada temporalmente, debido a las emisiones de polvo por los movimientos de zanjas, las excavaciones, posibles alteraciones del tráfico, presenciad e ruidos y generación de gases. • La salud de los pobladores se podrá ver disminuida por la presencia de polvos, olores, gases, lo que podría producir algunas alergias o problemas de respiración en forma temporal. • Los pobladores se podrían ver afectados en su desarrollo normal por la presencia de factores relacionados con la obra generación de polvos, ruidos y gases tóxicos.

Fuente: Sedam Huancayo

8.3. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

- **PROGRAMAS DE MITIGACIÓN EN ETAPA DE CONSTRUCCIÓN:**

Actividad	**Alteración temporal del paisaje**
Elementos causantes	Movimiento de maquinarias, presencia de materiales de construcción y de instalaciones temporales.
Objetivo de las medidas	Restituir la calidad paisajística
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• La señalización se realizará de acuerdo a los desvíos indicados. E lo posible el material acumulado en los frentes de trabajo ubicados en zonas urbanas, no deberán permanecer expuestos por más de 72 horas. • Al final de la etapa constructiva se realizará el levantamiento y demolición total de los pisos de concreto, paredes y cualquier otra construcción provisional, para trasladarlos al lugar de disposición de materiales excedentes. El are donde estuvo el campamento debe quedar totalmente limpia de basura, papeles, trozos de madera, etc.
Actividad	**Generación de gases, olores y polvo.**
Elementos causantes	Actividades constructivas
Objetivo de las medidas	Evitar el incremento de los niveles de emisión de material particulado generados durante la construcción del proyecto.
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• Se deberán tener los vehículos y maquinarias en buen estado de funcionamiento ya que de no ser así se afectará la calidad del aire debido a la emisión de gases contaminantes producidos por su mal funcionamiento. • Se realiza los posibles desvíos de tránsito de acuerdo a lo indicado en Estudio de Tráfico realizado. • Se recomienda el humedecimiento diario en todas las áreas de trabajo para evitar la emisión de material particulado (polvo). • La disposición de materiales excedentes será efectuada cuidadosamente, de manera que el material particulado originado sea mínimo. • Está prohibido todo tipo de quemas, incluyendo basura, plásticos, cartón, etc. • Los materiales transportados deben ser humedecidos adecuadamente y cubiertos para evitar su dispersión. La cubierta debe ser de un material resistente para evitar que se rompa o se rasgue y estará sujeta a las paredes exteriores del contenedor, en forma tal que sobresalga del mismo por lo menos 30 cm a partir de su borde superior. • Se realizará el mantenimiento periódico de las maquinarias a fin de garantizar su buen estado y reducir las emisiones de gases y material particulado (polvo).

Actividad	**Generación de altos niveles de ruido**
Elementos causantes	Uso de maquinaria pesada y equipo mecánico
Objetivo de las medidas	Reducir la afectación al personal y al ecosistema por efectos de ruidos fuertes.
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• Se realizará el mantenimiento periódico de las maquinarias, a fin de garantizar el buen estado y reducir la generación de ruidos bulliciosos. • El trabajo deberá realizarse en horas del día dado que estas su afectación es menor. • Se realizarán monitoreos para verificar los niveles de ruidos por efectos de la obra.

Actividad	**Contaminación de los suelos**
Elementos causantes	Vertidos accidentales de cementos, aceites, combustibles, disposición inadecuada del material excedente y disposición inadecuada de residuos sólidos domésticos.
Objetivo de las medidas	Evitar la contaminación del suelo
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• Los depósitos de residuos sólidos tendrán la identificación y color correspondiente para los depósitos, a fin de lograr una adecuada segregación de materiales. • Se dispondrá de sistemas adecuados para la eliminación de residuos sólidos. Para ello se dotará los campamentos de sistemas de limpieza, que incluyan el recojo sistemático de basura y su traslado a un relleno sanitario. • En los campamentos se instalarán sistemas para el manejo y disposición de grasas y aceites. Para ello es necesario contar con recipientes herméticos para la disposición de residuos de aceites y lubricantes, os cuales se dispondrán en lugares adecuados para su posterior eliminación. • El abastecimiento de combustible se efectuará de forma que se evite el derrame de hidrocarburos u otras sustancias contaminantes a los suelos. • Si existen derrames de concreto sobre la superficie del suelo, de inmediato se realizarán las acciones correspondientes para la limpieza del mismo y serán eliminados en las áreas de disposición de material excedente. • Se verificará que las maquinarias y equipos empleados se encuentran en perfecto estado de funcionamiento, ya que no existan fugas de combustible, grasas y aceites.

Actividad	**Pérdida de cobertura vegetal**
Elementos causantes	La realización de actividades de remoción, excavación de zanjas, acumulación de escombros, movimiento de tierras y traslado de materiales.
Objetivo de las medidas	Evitar la remoción de la cobertura vegetal.
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• En caso que el constructor remueva algún tipo de vegetación, deberá preocuparse de que la remoción de vegetación se restrinja a lo mínimo necesario, de manera que se evite su perjuicio, así como posibles procesos erosivos. • En caso de remoción de cobertura vegetal, se deberá realizar la reposición correspondiente, de manera de dejarlo en su estado original.

Actividad	**Riegos de accidentes laborales y afectación de la salud de los trabajadores**
Elementos causantes	Inadecuada maniobra de maquinarias y equipos, falta de capacitación a los trabajadores sobre seguridad laboral.
Objetivo de las medidas	Reducir riesgos de accidentes.
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• Capacitación a los profesionales y técnicos, orientada a los fundamentos de salud y seguridad ocupacional. • Los campamentos deberán contar con equipos de extinción de incendios y material de primeros auxilios. • En caso de excavaciones profundas, se verificará que no exista material en los bordes de la zanja excavada, a fin de evitar la ocurrencia de derrumbes. • Verificar que los cercos de seguridad estén instalados convencionalmente, manteniendo barreras, tranqueras, etc. • El personal de obra deberá estar debidamente identificado con prendas distintivas, usando los implementos de seguridad tales como cascos, guantes, botas, uniforme, protectores buco-nasales, tapa oídos y lentes protectores, en casos que sean necesarios. • Se colocará la señalización respectiva y el personal deberá llevar chalecos de seguridad fosforescentes. • Se deberá contar con un servicio médico y botiquín de primeros auxilios. • En casos de emergencias, los accidentados serán transportados a los centros de salud u hospitales más cercanos.

Actividad	**Erosión de suelos provocados por actividades e construcción**
Elementos causantes	Excavación de zanjas, instalación de tuberías
Objetivo de las medidas	Restituir los suelos
Ámbito de aplicación	Zonas de trabajo
Medidas recomendadas	• La señalización se realizará de acuerdo a la Cartilla de Señalización • De acuerdo a la naturaleza del terreno será necesario utilizar tablaestacado, entibado y/o pañeteo de las paredes, a fin de que mantengan su estabilidad. • Las excavaciones no deberán de efectuarse con demasiada anticipación a la construcción o instalación de las estructuras, para evitar derrumbes, accidentes y problemas de tránsito. • Limitar estrictamente el movimiento de tierras a los frentes de trabajo, de tal manera que se tengan excavaciones abiertas por periodos prolongados. • El material de préstamo, deberá ser apilado y humedecido adecuadamente para su posterior utilización en las obras. • El material sobrante excavado, si es apropiado, podrá ser acumulado y usado como material seleccionado. • En lo posible el material acumulado en los frentes de trabajo ubicados en las zonas urbanas, no deberán permanecer expuestos por más de 72 horas.

Fuente: Sedam Huancayo

8.4. PROGRAMA DE MONITOREO

El programa de Monitoreo Ambiental consiste en la evaluación periódica de las variables ambientales durante las etapas de construcción y operación de las obras contempladas en el proyecto, con el fin de tomar decisiones orientadas a la conservación del ambiente.

El monitoreo ambiental se basará principalmente en información obtenida de los registros e informes de cada uno de los componentes o áreas de ejecución del proyecto durante su desarrollo. Esta información será procesada y analizada en forma mensual, trimestral o de acuerdo al periodo de recojo de información que se requiera.

Para ejecutar el monitoreo será necesario, al momento de implementar el proyecto desarrollar un sistema informatizado que permita el procesamiento y análisis de los datos. Para tal efecto será necesario contar con personal encargado del registro e ingreso de información.

- **Monitoreo del aire**

Parámetros a ser monitoreados	Material particulado (PM10), dióxido de azufre (SO_2), dióxido de nitrógeno (NO_2), monóxido de carbono (CO).
Puntos de monitoreo	El monitoreo se realizará en dos puntos por cada frente de trabajo, uno en el lugar de la obra y otro en sus alrededores (radio de 50 – 100 m)
Frecuencia de monitoreo	Durante la construcción la frecuencia de monitoreo será cada 2 meses y se realizará según las formas y métodos de análisis establecidos en el decreto Supremo Nº074-2001-PCM (Entandares Nacionales e Calidad del Aire)
Límites máximos permisibles	Con el fin de garantizar la salud, los valores obtenidos deben estar por debajo de los señalados en los Entandares Nacionales de Calidad Ambiental del Aire

Fuente: Sedam Huancayo

- **Monitoreo de ruidos**

Parámetros a ser monitoreados	Niveles ambientales de ruido de acuerdo a la escala db (A)
Puntos de monitoreo	El monitoreo se realizará en dos puntos por cada frente de trabajo, uno en el lugar de la obra y otro en sus alrededores (radio de 50 - 100 m)
Frecuencia de monitoreo	Durante la construcción la frecuencia de monitoreo será cada 2 meses. Las horas del día en que deben hacerse los muestreos se establecerán teniendo como base el cronograma de actividades del proyecto.
Límites máximos permisibles	Con el fin de garantizar la salud, los valores obtenidos deben estar por debajo de los señalados en los Entandares Nacionales de Calidad Ambiental par Ruido.

Fuente: Sedam Huancayo

8.5. PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL

Tiene como objetivo principal resguardar la salud de los trabajadores, tomando las medidas de seguridad e higiene en el trabajo, prevención de accidentes, primeros auxilios, medidas a tomar en caso de accidentes y organización de las operaciones de socorro.

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

En esta etapa se tiene como objetivo principal resguardar la salud de los trabajadores, tomando en cuenta las medidas de seguridad aplicables para la ejecución de obras debiendo la Supervisión verificar en todo momento e cumplimiento de las normas de seguridad vigente, especialmente brindando todo tipo de implementos de seguridad para

el personal como guantes, cascos, mamelucos, tapones en caso de uso de equipos muy ruidosos, lentes especiales en caso de uso de soldadura.

Además, se requiere de dispositivos de seguridad y señalización de tránsito como tranqueas de madera tipo tijeras para señal de peligro, tipo baranda para señalización y protección, tipo caballete para señalización, protección y contención de material de excavado y artefactos luminosos de señalización, tranquera de metal tipo baranda plegable 3 cuerpos para entrar a los buzones. Uso de señales preventivas para indicar el peligro de obras, peligro obras a 100 m, desvíos, calle de entrada, uso de un solo carril, etc.

Por otro lado, cabe mencionar que es obligación y responsabilidad del contratista tablestacar y/o entibar en todas las zonas donde se requiera su uso, con el fin de prevenir los deslizamientos de material que afecten la seguridad del personal, las estructuras mismas y las propiedades adyacentes.

ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Será de responsabilidad de la Empresa Prestadora de Servicios, el verificar el cumplimiento de las disposiciones internas emitidas por el estudio para la etapa de operación y mantenimiento, correspondiente a los operarios que realizan las funciones de mantenimiento, limpieza y monitoreo del sistema de agua potable y alcantarillado.

8.6. PLAN DE CONTINGENCIAS

El objetivo es establecer las acciones que se deben de ejecutar frente a la ocurrencia de eventos de carácter técnico, accidental o humano, con el fin de proteger la vida humana, los recursos naturales y los bienes en el área del proyecto, así como de evitar retrasos y costos durante la ejecución de la obra proyectada.

Durante la construcción del proyecto el Contratista, a través de su brigada de Contingencia, será el responsable de ejecutar las acciones para hacer frente a las distintas contingencias que pudieran presentarse (accidentes laborales, incendios, sismos, etc.).

Durante la etapa de operación, la Unidad de Contingencias estará a cargo de la Empresa Prestadora de Servicios.

Se identificará los posibles eventos impactantes, tomando como base el plan de Manejo Ambiental en razón de sus causas, según se pueden clasificar en:

- Contingencias accidentales: aquellas originadas por accidentes ocurridos en los frentes de trabajo y que requieren una atención médica y de organismos de rescate y socorro. Las consecuencias son posibles caídas imprevistas, explosiones, incendios, y accidentes de trabajo.
- Contingencias técnicas: son las originadas por procesos constructivos que requieren una atención técnica, ya sea de construcción o de diseño. Sus consecuencias pueden reflejarse en atrasos y costos adicionales para el proyecto.
- Contingencias humanas: son las originadas por eventos resultantes de la ejecución misma del proyecto y su acción sobre la población establecida en el área de influencia de la obra, o por conflictos humanos exógenos. Las consecuencias pueden ser atrasos en la obra, dificultades de orden público, etc.se consideran como contingencias humanas el deterioro en el medio ambiente, el deterioro en salubridad, los paros cívicos y las huelgas de los trabajadores.

A. ANÁLISIS DE RIESGOS

A continuación, se presenta el análisis de riesgos y las medidas preventivas para la atención de las contingencias, realizado para determinar el grado de afectación en relación con los eventos de carácter técnico, accidental y/o humano.

Riesgos previsibles en la zona de influencia del proyecto

Riesgos	Localización	Medidas preventivas
Incendios	Sitios de almacenamiento y manipulación de combustibles y/o líquidos inflamables.	Cumplimiento cuidadoso de las normas de seguridad ocupacional e industrial en lo relacionado con el manejo y almacenamiento de combustibles o líquidos inflamables
Movimientos sísmicos	Generación de sismos de mayor o menor magnitud, que puedan generar desastres y poner en peligro la vida de los trabajadores.	Cumplimiento de las normas de seguridad industrial Coordinación con defensa civil del distrito Señalización de rutas de escape y de rápida evacuación
Falla estructural	Estribos, cimentación, estructuras de desvío	Llevar un control adecuado, tanto de la calidad de los materiales utilizados, como de los procesos constructivos.
Accidentes de trabajo	Se pueden presentar en todos los frentes de las obras	Cumplimento cuidadoso de las normas de seguridad ocupacional Señalización clara que ponga en aviso al personal y a la comunidad al tipo de riesgo que se someten. Cierre con cintas reflectivas, mallas, tranqueras y barreras, en los sitios de más posibilidades de accidentes.
Huelga de trabajadores	Cualquier parte del proyecto podría verse afectado	Cumplir con rigurosidad de las normas de trabajo establecidas por la legislación peruana. Garantizar buenas condiciones físicas y psicológicas en el trabajo. Mantener una buena comunicación entre los trabajadores y la empresa contratista.
Paro cívico	Cualquier parte del proyecto podría verse afectado	Establecer una buena comunicación entre las diferentes participantes del proyecto (supervisión, municipio, contratista, trabajadores y miembros de la comunidad de la zona del proyecto)

Fuente: Sedam Huancayo

B. IMPLANTACIÓN DEL PLAN DE CONTINGENCIAS

- **Capacitación al personal**: todo el personal que labore en la obra, deberá ser y estar capacitado para afrontar cualquier caso de riesgo identificado. En cada grupo de trabajo se designará a un encargado del plan de contingencias, quien estará a

cargo de las labores iniciales de rescate o auxilio e informará el tipo y magnitud del desastre.

- **Unidades móviles de desplazamiento rápido**: el contratista designará entre sus unidades un vehículo que integrará el equipo de contingencias, el mismo que además de cumplir sus actividades normales, estará en condiciones de acudir de inmediato al llamado de auxilio del personal y/o de los equipos de trabajo. En caso que la unidad móvil sufriera algún desperfecto, deberá ser reemplazada por otro vehículo en buen estado.
- **Equipos contra incendios**: los equipos móviles estarán compuestos por extintores de polvo químico. Estos estarán implementados en todas las unidades móviles del Proyecto, además de las instalaciones auxiliares (campamento y patio de máquinas) deberán contar con extintores y cajas de arena.

C. PLAN DE CIERRE O REHABILITACIÓN

El plan de cierre y rehabilitación tiene como objetivo, establecer el programa de actividades y acciones que el contratista realizará para remediar los impactos operacionales, a fin de restablecer las condiciones del ambiente y los recursos usados durante la ejecución de la obra, devolviendo de esta manera las condiciones que tenía el ambiente antes de ejecutar la obra, es decir consolidar el compromiso de uso sostenible de los recursos naturales del Proyecto.

El Programa de Cierre estará bajo responsabilidad de los profesionales de las empresas Contratistas, que actuaran durante las etapas de construcción y operación. Estos serán los encargados de coordinar permanentemente los trabajos de abandono y restauración del área ocupada por el proyecto.

CIERRE EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Instalaciones temporales (campamento, taller, canteras, etc.)

- En el proceso de desmantelamiento, la empresa contratista deberá hacer el levantamiento y demolición total de los pisos de concreto, paredes o cualquier otra construcción y trasladarlos a las áreas de disposición de material excedente.
- El área utilizada debe quedar totalmente limpia de basura, papeles, trozos de madera, trozos de metal (clavos, fierros), etc.

- En la recomposición del área, los suelos contaminados deben ser removidos hasta 10 cm por debajo del nivel inferior alcanzado por la contaminación.
- Los materiales reciclables podrán ser entregados a las comunidades cercanas en calidad de donación paras ser reutilizados, como sería el caso de destinarlos a escuelas o centros de salud.

Áreas de disposición de material excedente

El lugar de disposición de materiales excedentes será readecuado de acuerdo a su entorno, de manera que guarde armonía con la morfología existente. En esta tarea se utilizará la cobertura vegetal previamente retirada.

CONCLUSIONES

1. De acuerdo a las aplicaciones de tanques rectangulares desarrolladas en esta tesis, como reservorio apoyado, tanque cisterna, tanque imhoff y lecho de secado, se tiene que sus elementos estructurales (paredes, losa de tapa y losa de fondo) pueden tener comportamiento unidireccional, cuyos análisis son sencillos; o comportamiento bidireccional, que requieren de matemáticas avanzadas para su análisis. En tal sentido, cuando se tenga el segundo caso, el cual es más frecuente en los tanques rectangulares, sirve de mucha ayuda las tablas de la PCA, Bares, coeficientes de la NTE E.060, etc. ya que facilitan el análisis y posterior diseño de cada elemento estructural del tanque.

2. Para el caso de tanques rectangulares con dimensiones horizontales grandes con relación a su altura, como el caso de la piscina, el estanque para crianza de truchas y el lecho de secado, la metodología que más se acomoda a la situación y que permite diseñar de forma sencilla este tipo de tanques es la metodología de diseño de un muro de contención en voladizo.

3. Para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos, como lo son los tanques rectangulares, es importante aplicar las especificaciones del Código Ambiental ACI 350-06, lo cual se representa en la aplicación del diseño por resistencia en etapa última, amplificado por los coeficientes sanitarios (para flexión,1.3 y para tracción, 1.65), además de la verificación del acero para el control de fisuras.

4. Para obtener valores de esfuerzos más exactos al utilizar la metodología de la PCA y de Bares, se debe realizar el dimensionamiento de los tanques teniendo en cuenta las relaciones de lados desarrolladas en cada metodología de diseño.

5. Basado en las consideraciones del ACI 350, los tanques rectangulares con paredes con comportamiento bidireccional de altura menor a 3.00 metros, el espesor mínimo de pared determinado es de 0.20 m. el cual permite una buena distribución del acero sin provocar congestión de acero. Cuando la altura de pared sea mayor a 3.00 metros el espesor mínimo normado es de 0.30 m.

6. Al no contener requisitos para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos, la norma E.060 solo garantiza diseños por resistencia en etapa última, a diferencia del ACI 350, que además de diseñar por resistencia en etapa última, amplifica dichos valores multiplicándolos por un coeficiente de durabilidad sanitaria (para flexión,1.3 y para tracción, 1.65), con lo cual se garantiza la durabilidad e impermeabilidad de

los tanques. Para ello es de mucha importancia aplicar métodos constructivos adecuados que contemplen los requisitos mencionados en el ACI 350 como la colocación adecuada del concreto f´c=280 kg/cm2, cuantía de acero mínimo de 0.0030, diámetro de acero mínimo de 1/2” y sobre todo la adecuada colocación de las varillas de acero teniendo en cuenta los espaciamientos máximos determinados para el control de fisuras.

7. Cuando los tanques estén conformados por losas de comportamiento unidireccional se diseña de forma sencilla con los métodos clásicos existentes. Por otro lado, cuando se tengan losas con comportamiento bidireccional, una manera de diseñar de forma sencilla es aplicando las tablas de la PCA, Bares y coeficientes de la NTE E.060.

8. Debido a que en la malla curricular de las universidades no consideran temas como el diseño de estructuras contenedoras de líquidos, en esta tesis se muestra cómo se utilizan las tablas de la PCA y Bares para el diseño de las diferentes aplicaciones de los tanques rectangulares.

9. En términos de calidad de concreto, la norma ACI 350 utiliza un concreto f´c=280 kg/cm2 y la E.060 utiliza f´c=210 kg/cm2, por lo tanto, el ACI 350 es 33% más seguro que la norma E.060.

10. Al incrementar las cargas amplificadas de la Norma E.060 por el coeficiente de durabilidad sanitaria “S” (1.3, para flexión y 1.65, para tracción), se concluye que la Norma ACI 350 es 30% y 65% más segura que la Norma E.060.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la difusión de las tablas empleadas en esta tesis, como son Tablas de la PCA, tablas de Bares y Tablas del método de coeficientes de la NTE E..060, para el desarrollo del análisis y posterior diseño de estructuras de concreto armado como son: los tanques rectangulares, muros de contención con contrafuertes, muros de sotano, losas de ciemntacion y otras estructuras de concreto armado que presenten losas con comportamiento bidireccional.

2. Adicionar en la malla curricular de la rama de ingeniería civil temas relacionados con el análisis y diseño de tanques rectangulares, debido a que es un tema de gran importancia en nuestro medio, mas aun cuando se quieren tener estructuras resistentes e impermeables que contribuyan con el medio ambiente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AGÜERO, ROGER (1870). *Agua potable para poblaciones rurales*. Lima – Perú: Editorial Asociación Servicios Educativos Rurales (SER).
2. ARÉVALO, PABLO Y BARAHONA, RENÉ (2013). *Diseño comparativo de tanques para el almacenamiento de agua de hormigón armado, enterrados hasta el nivel de la tapa*. Tesis previa a la obtención del título de Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca.
3. AROCHA, SIMÓN (1979). *Abastecimientos de Agua*.
4. BARES, RICHARD (1970). *Tablas para el cálculo de placas y vigas pared*. Barcelona: Editorial Gustavo Gili
5. BLANCO, ANTONIO (1999). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Programa de actualización a nivel nacional, Lima, Perú.
6. CALAVERA, JOSE (1993). *Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado.* Intemac Ediciones.
7. CALDAS, ANA Y SALAS, CRISTIAN (2010). *Diseño de la losa de cimentación de un tanque de almacenamiento de agua ubicado en la Universidad de Cuenca: criterios de estabilidad por fallo en la base y por deformación (asentamiento absoluto)*. Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, Universidad de Cuenca, Ecuador.
8. CHOQUEHUAYTA, HAROLD (2008). *Manual de crianza de truchas en estanques y lombricultura*. Proyecto Corredor Puno – Cusco.
9. DAS, BRAJA M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. México: International Thomson Editores.
10. FERNÁNDEZ, DEMETRIO et al. *Diseño, construcción, operación y mantenimiento de un tanque de regulación de agua potable de concreto reforzado*. Secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación, México.
11. Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social - FONCODES. *Manual de operación, conservación y mantenimiento de piscigranja.*
12. Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social - FONCODES (2006). *Manual de truchicultura*. Lima, Perú.
13. Fondo Nacional de Desarrollo Pesquero – FONDEPES (2014). *Manual de crianza de truchas en ambientes convencionales.* Lima, Perú.
14. GARCÍA, ÁLVARO (2001). *Estructuras de hormigón armado 3 – Elementos estructurales.* Madrid: Editorial Fundación Escuela de la Edificación.
15. GIRALDO, JULIÁN (2012). *Proceso constructivo de las piscinas*. Informe de práctica académica. Universidad Católica de Pereira.
16. GONZALES, HÉCTOR (2012). *Manual técnico de diseño y construcción de piscinas*. Tesis para optar el título de Arquitecto. Universidad San Carlos de Guatemala.
17. HARMSEN, TEODORO (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Editorial PUCP. 3ra edición.
18. HERNANDEZ, ELIUD. *Manual de aplicación del programa SAP2000 V14*
19. JIMÉNEZ, PEDRO; GARCÍA, ÁLVARO Y MORÁN, FRANCISCO (2000). *Hormigón armado*. Barcelona: Editorial Gustavo Gili. 14ava edición
20. Manual de Detallamiento para elementos de Hormigón Armado (2009). Instituto del Cemento y Hormigón de Chile (ICH)
21. MONTAÑEZ, NANCY (2015). *Comportamiento estructural y diseño de losas macizas de concreto armado en infraestructura de Ingeniería Civil*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Univesidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Perú.
22. MORA, GUSTAVO (2008). *Manual para el diseño y construcción de piscinas residenciales y semideportivas.* Proyecto final de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
23. MORENO, OMAR (2005). *Teoría análisis y diseño de tanques rectangulares de concreto reforzado*. Tesis profesional para obtener el título de ingeniero civil. Instituto Politécnico Nacional - Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, México.
24. MUNSHI, JAVEED (1998). *Rectangular concrete tanks*. Illinois, EE.UU.: Portland Cement Association. 5ta edición.

25. NILSON, ARTHUR (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Santafé de Bogotá, Colombia: Editorial McGraw-Hill Interamericana. Duodécima edición.
26. OLDER, RODOLFO Y DONINI, HUGO (2011). *Introducción al cálculo de hormigón estructural*. Buenos Aires: Editorial Nobuko. 2da edición.
27. ONOFRE, EDUARDO (2014). *Procedimiento constructivo de tanques rectos en la planta de tratamiento de aguas residuales Atotonilco*. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México.
28. Organización Panamericana de la Salud OPS (2004). *Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados.* Lima.
29. Organización Panamericana de la Salud OPS (2005). *Guías para la construcción de reservorios elevados de agua potable*. Lima.
30. Organización Panamericana de la Salud OPS (2005). *Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable.* Lima.
31. Organización Panamericana de la Salud OPS (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores.* Lima.
32. Organización Panamericana de la Salud OPS (2005). *Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización*. Lima.
33. OTTAZI, GIANFRANCO (2011). *Apuntes del curso concreto armado I.* Lima, Perú: Universidad Católica del Perú. Duodécima edición.
34. PAVÓN, VÍCTOR (2001). *Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos*. México: Editorial Fundación ICA – Universidad Autónoma del Estado de México.
35. PASTILLO, JAIME (2014). *Cálculo y diseño de tanques rectangulares de hormigón armado con sistema de recirculación y bombeo*. Trabajo de graduación previo la obtención del título de Ingeniero Civil, Quito, Ecuador.
36. PERLES, PEDRO (2009). *Hormigón armado – Tomo II*. Buenos Aires: Editorial Nobuko. 1ra edición.
37. PORTILLO, ELMAN (2009). *Análisis y diseño para estructuras de hormigón armado en tanques elevados*. Trabajo de Graduación, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
38. PRIALE, ALFONSO (2003). *Las obras hidráulicas de concreto en el Perú*. Asociación de Productores de Cemento – ASOCEM
39. RODRÍGUEZ, PEDRO (2001). *Abastecimiento de agua*. Instituto Tecnológico de Oaxaca, Departamento de Ciencias de la Tierra.
40. ROMERO, JOSÉ (2011). *Diseño de criaderos y cultivo de truchas y tilapias*. Informe final de proyecto de investigación. Universidad Nacional del Callao, Bellavista, Callao.
41. SÁNCHEZ, CÉSAR (2008). *Aprovechamiento productivo de truchas del rio Viscas en la zona de Zutuli Pampa en el distrito de Quilcas*. Proyecto de Inversión Pública, Junín.
42. SÁNCHEZ, CÉSAR (2011). *Aprovechamiento productivo de truchas del manantial en la zona de Ranra Pata Pampachacra en el distrito de Huancavelica*. Proyecto de Inversión Pública, Huancavelica.
43. SANZ, JOSÉ et al (2014). *Manual de piscinas*. Monografía de Sanidad Ambiental. Edita Consejería de Sanidad y Política Social Dirección General de Salud Pública y Drogodependencias. 1ra edición.
44. TORRES, ALFREDO (1961). *Trazado urbano, cálculo de la red de desagüe y diseño de la planta de tratamiento para la Urbanización independencia.* Proyecto de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

NORMAS VIGENTES

45. ACI 224.1R (1993) – CAUSAS EVALUACIÓN Y REPARACIÓN DE FISURAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
46. ACI 224.3R (1995) – JUNTAS EN LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
47. ACI 304R – GUIA PARA LA PREPARACIÓN, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO
48. ACI 308 – CURADO DEL CONCRETO

49. ACI 309 – COMPACTACIÓN DEL CONCRETO
50. ACI 318 (2014) - REQUISITOS DE REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA CONCRETO ESTRUCTURAL
51. ACI 347.04 – GUIA PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MATERIALES DE CIMBRAS PARA CONCRETO
52. ACI 350 (2006) - ESTRUCTURAS SANITARIAS DE CONCRETO PARA EL MEJORAMIENTO DE AMBIENTE
53. E.060 CONCRETO ARMADO (2009) - NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES
54. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES IS.020, OS.090, E.020 (2009)
55. REGLAMENTO SANITARIO DE PISCINAS DS-007-2003-SA..

ANEXOS

ANEXO A: TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NTE E.060

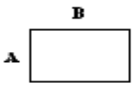
TABLA A.1

Tabla 13.1 de la NTE E.060 con coeficientes para el cálculo de momentos negativos

$Ma\ neg = Ca\ wu\ A^2$

$Mb\ neg = Cb\ wu\ B^2$

wu = carga amplificada total



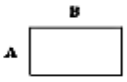
Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	*Ca*		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
	Cb		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95	*Ca*		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
	Cb		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90	*Ca*		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
	Cb		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85	*Ca*		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
	Cb		0,031	0,065	0,034			0.057	0,046	0,021
0,80	*Ca*		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
	Cb		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75	*Ca*		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
	Cb		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70	*Ca*		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
	Cb		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65	*Ca*		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
	Cb		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60	*Ca*		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
	Cb		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55	*Ca*		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
	Cb		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50	*Ca*		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
	Cb		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

TABLA A.2

Tabla 13.2 de la NTE E.060 con coeficientes para el cálculo de momentos positivos debido a la carga muerta

$Ma\ pos\ d = Ca\ wud\ A^2$ $\quad$ wud = carga muerta amplificada

$Mb\ pos\ d = Cb\ wud\ B^2$



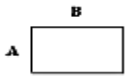
Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	*Ca*	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023
	Cb	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020
0,95	*Ca*	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
	Cb	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
0,90	*Ca*	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026
	Cb	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
0,85	*Ca*	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0.040	0,029	0,028
	Cb	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013
0,80	*Ca*	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029
	Cb	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010
0,75	*Ca*	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031
	Cb	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007
0,70	*Ca*	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033
	Cb	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
0,65	*Ca*	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	44	0,034
	Cb	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	09	0,005
0,60	*Ca*	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
	Cb	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004
0,55	*Ca*	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
	Cb	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
0,50	*Ca*	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
	Cb	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

TABLA A.3

Tabla 13.2 de la NTE E.060 con coeficientes para el cálculo de momentos positivos debido a la carga viva

$Ma\ pos\ l = Ca\ wul\ A^2$ $\quad$ $wul =$ carga viva amplificada

$Mb\ pos\ l = Cb\ wul\ B^2$



Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	*Ca*	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
	Cb	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
0,95	*Ca*	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	Cb	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0,90	*Ca*	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
	Cb	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0,85	*Ca*	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0.045	0,040	0,039
	Cb	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
0,80	*Ca*	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	Cb	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0,75	*Ca*	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	Cb	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
0,70	*Ca*	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
	Cb	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0,65	*Ca*	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
	Cb	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
0,60	*Ca*	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
	Cb	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0,55	*Ca*	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
	Cb	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0,50	*Ca*	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	Cb	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

TABLA A.4

Tabla 12.6 de Nilson (1999), correspondiente a la relación de la carga W para el cálculo de las cargas en los apoyos

Relación $m=\frac{l_a}{l_b}$		Caso 1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso 6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	W_a	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_b	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_a	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_b	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_a	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_b	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_a	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_b	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_a	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_b	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_a	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_b	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_a	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_b	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_a	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_b	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_a	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_b	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_a	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_b	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_a	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_b	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

ANEXO B: TABLA DE CUANTIA ρ vs. Ku

Tabla para diseño por flexion Mu = Ku b d²

Ku = Mu / b d²

As = **ρ b d**

f´c =	**280**
fy =	4200
ρb =	0.0289
0.75ρb =	0.0217
ρ	**Ku**
0.0216	66.0402
0.0214	65.5719
0.0212	65.1009
0.0210	64.6272
0.0208	64.1509
0.0206	63.6719
0.0204	63.1902
0.0202	62.7058
0.0200	62.2188
0.0198	61.7291
0.0196	61.2367
0.0194	60.7416
0.0192	60.2439
0.0190	59.7435
0.0188	59.2404
0.0186	58.7346
0.0184	58.2262
0.0182	57.7150
0.0180	57.2012
0.0178	56.6848
0.0176	56.1656
0.0174	55.6438
0.0172	55.1193
0.0170	54.5921
0.0168	54.0623
0.0166	53.5297
0.0164	52.9945
0.0162	52.4566
0.0160	51.9161
0.0158	51.3728
0.0156	50.8269
0.0154	50.2783
0.0152	49.7271
0.0150	49.1731
0.0148	48.6165
0.0146	48.0572
0.0144	47.4952

f´c =	**280**
fy =	4200
ρb =	0.0289
0.75ρb =	0.0217
ρ	**Ku**
0.0142	46.9306
0.0140	46.3633
0.0138	45.7933
0.0136	45.2206
0.0134	44.6452
0.0132	44.0672
0.0130	43.4865
0.0128	42.9031
0.0126	42.3170
0.0124	41.7283
0.0122	41.1369
0.0120	40.5428
0.0118	39.9461
0.0116	39.3466
0.0114	38.7445
0.0112	38.1397
0.0110	37.5322
0.0108	36.9221
0.0106	36.3093
0.0104	35.6938
0.0102	35.0756
0.0100	34.4548
0.0098	33.8312
0.0096	33.2050
0.0094	32.5762
0.0092	31.9446
0.0090	31.3104
0.0088	30.6735
0.0086	30.0339
0.0084	29.3916
0.0082	28.7467
0.0080	28.0991
0.0078	27.4488
0.0076	26.7958
0.0074	26.1402
0.0072	25.4819
0.0070	24.8209

f´c =	**280**
fy =	4200
ρb =	0.0289
0.75ρb =	0.0217
ρ	**Ku**
0.0068	24.1572
0.0066	23.4909
0.0064	22.8218
0.0062	22.1501
0.0060	21.4758
0.0058	20.7987
0.0056	20.1190
0.0054	19.4366
0.0052	18.7515
0.0050	18.0637
0.0048	17.3733
0.0046	16.6802
0.0044	15.9844
0.0042	15.2860
0.0040	14.5848
0.0038	13.8810
0.0036	13.1745
0.0034	12.4684
0.0032	11.7335
0.0030	11.0390
0.0028	10.3218
0.0026	9.6019
0.0024	8.8794
0.0022	8.1542
0.0020	7.4263
0.0018	6.6957
0.0016	5.9624
0.0014	5.2265
0.0012	4.4879
0.0010	3.7466
0.0008	3.0027
0.0006	2.2560
0.0004	1.5067
0.0002	0.7547
0.0000	0.0001

ANEXO C: PARÁMETROS DEL SUELO PARA EL DISEÑO DE TANQUES RECTANGULARES

PARÁMETROS DEL SUELO	VALOR
TIPO DE SUELO (SUCS)	GW-GM (Grava limosa bien gradada)
ANGULO DE FRICCION	Φ=32.9º
COHESION	0.00 kg/cm2
CAPACIDAD PORTANTE	4.33 kg/cm2
PESO ESPECIFICO	1680.00 kg/m3
AGRESIVIDAD	NO PRESENTA
NAPA FREATICA	NO PRESENTA
Fuente: Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para la obra "Adecuación, mejoramiento, y sustitución de la infraestructura educativa de la I.E. Santa Isabel, Junín – Huancayo" Responsable: José Pereyra Araujo/Javier Santa Cruz Veliz	

ANEXO D: DISEÑO DE MEZCLA PARA f´c=280 kg/cm2

DISEÑO DE MEZCLA

METODO ACI 211

DATOS DE LABORATORIO

DATOS DE LAB.*	Pd	Ar	CEMENTO	AGUA
CANTERA	PILCOMAYO			
Contenido de humedad (%)	1.31	5.75		
Absorcion (%)	1.31	1.08	TIPO I	
Peso especifico (Kg/m3)	2840.00	1145.40	3150	1000
PUS (Kg/m3)	1010.39	1025.50		
PUC (Kg/m3)	1374.40	1122.87		
MF		3.356		
TAMAÑO MAXIMO	1"			

* Datos obtenidos en el Laboratorio de Pavimentos, Suelos y Concreto
Universidad Continental

PASO 1: DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA

ACI 211	
f´c	f´cr
< 210	f´c + 70
210 A 350	f´c + 84
> 350	f´c + 98

RESISTENCIA REQUERIDA	
f´c	280
f´cr	350
f´cr	364
f´cr	378

PASO 2: SELECCIÓN DEL ASENTAMIENTO (SLUMP)

TIPO DE CONSTRUCCION	ASENTAMIENTO	
	Máximo	Mínimo
ZAPATAS Y MUROS DE CIMENTACION ARMADOS	3"	1"
ZAPATAS SIMPLES, CAJONES Y SUBESTRUCTURA DE MUROS	3"	1"
VIGAS Y MUROS ARMADOS	4"	1"
COLUMNAS	4"	1"
LOSAS Y PAVIMENTOS	3"	1"
CONCRETO CICLOPEO	2"	1"

ESTRUCTURA A DISEÑAR **LOSAS Y PAVIMENTOS**
SLUMP: **3"**

PASO 3: DETERMINACION DE LA CANTIDAD DE AGUA POR M3

	TAMAÑO MAXIMO NOMINAL (TMN)							
SLUMP	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	6"
CONCRETO SIN AIRE INCORPORADO								
1" - 2"	205	200	185	180	160	155	145	125
3" - 4"	225	215	200	195	175	170	160	140
6" - 7"	240	230	210	205	185	180	170	
CONCRETO CON AIRE INCORPORADO								
1" - 2"	180	175	165	160	145	140	135	180
3" - 4"	200	190	180	175	160	155	150	135
6" - 7"	215	205	190	185	170	165	160	

TMN: **3/4"**
SLUMP: 3"
AGUA POR M3 SIN AIRE INCORPORADO: **200** lts/m3

PASO 4: DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AIRE

TMN	AIRE ATRAPADO (%)
3/8"	3.0%
1/2"	2.5%
3/4"	2.0%
1"	1.5%
1 1/2"	1.0%
2"	0.5%
3"	0.3%
6"	0.2%

TMN: **3/4"**

AIRE ATRAPADO: **0.02**

PASO 5: **DETERMINACION DE LA RELACION A/C**

RELACION A/C POR RESISTENCIA:

f´c (kg/cm2)	RELACION A/C DE DISEÑO EN PESO	
	SIN AIRE INCORPORADO	CON AIRE INCORPORADO
150	0.8	0.71
200	0.7	0.6
250	0.62	0.53
300	0.55	0.46
350	0.48	0.4
400	0.43	
450	0.38	

RESISTENCIA REQUERIDA (f´cr): **364**

INTERPOLACION DE RESISTENCIAS f´cr

	350	
		14
50	364	
	400	

INTERPOLACION DE RELACIONES A/C

	0.48	
		0.014
0.05	**0.466**	
	0.43	

RELACION A/C POR RESISTENCIA: **0.466**

RELACION A/C POR DURABILIDAD:

	CONDICION DE EXPOSICION	RELACION MAXIMA A/C (EN PESO)	f´c MINIMO Kg/cm2
1	CONCRETO QUE SE PRETENDE TENGA BAJA PERMEABILIDAD EN EXPOSICION AL AGUA	0.50	280
2	CONCRETO EXPUESTO A CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO	0.45	310
3	CONCRETO EXPUESTO A CLORUROS PROVENIENTES DE PROD. DESCONGELANTES, SAL, AGUA SALOBRE O AGUA DE MAR	0.40	350
4	MODERADA EXPOSICION A SULFATOS	0.50	280
5	SEVERA EXPOSICION A SULFATOS	0.45	310
6	MUY SEVERA EXPOSICION A SULFATOS	0.45	310

CONDICION: **1** **RELACION A/C POR DURABILIDAD:** **0.50**

PARA EL DISEÑO SE DEBE UTILIZAR LA MENOR RELACION A/C DEL OBTENIDO POR RESISTENCIA Y POR DURABILIDAD:

POR LO TANTO LA RELACION A/C DE DISEÑO ES : **0.466**

PASO 6: **DETERMINACION DE LA CANTIDAD DE CEMENTO**

$$C = \frac{A}{a/c} = \frac{200}{0.466} = \begin{matrix} \mathbf{429}\ \text{Kg} \\ 10.10\ \text{Bolsas} \end{matrix}$$

PASO 7: **CALCULO DEL PESO DEL AGREGADO GRUESO**

TMN (grava)	MF (arena)			
	2.40	**2.60**	**2.80**	**3.00**
3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
1"	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.7
2"	0.78	0.76	0.74	0.72
3"	0.81	0.79	0.77	0.75
6"	0.87	0.85	0.83	0.81

TMN: **3/4"**

MF: **3.356**

DE LA TABLA: **b/bo =** **0.60**

CANTIDAD DE PIEDRA SERA: **Pd =** **825** Kg

PASO 8: **DETERMINACION DEL PESO DEL AGREGADO FINO**

MATERIAL	PESO (KG)	P.E.(Kg/m3)	V=1 m3
CEMENTO	429	3150.00	0.13625
H2O	200	1000.00	0.2
Pd	825	2840.00	0.29037
% AIRE	2.0	-	0.02
			0.64662

VOLUMEN DEL AGREGADO FINO: 0.353385
P. E. DEL AGREGADO FINO: 1145.40

CANTIDAD DE ARENA SERA: **Ar =** **405** Kg

RESUMEN DE MATERIALES:

MATERIAL	PESO SECO (KG)
CEMENTO	429.18
H2O	200.00
Pd	824.64
Ar	404.77
% AIRE	2.0

PASO 9: **CORRECCION POR HUMEDAD DE LOS AGREGADOS**

$$Pd = Pds(1 + \frac{\omega}{100})$$

Pd	835

$$Ar = Ars(1 + \frac{\omega}{100})$$

Ar	428

CALCULO DEL APORTE DE AGUA DE LOS MATERIALES

$$Aporte\ de\ agua\ de\ la\ Pd = Pds(\omega - Ab)/100$$

Pd	0

$$Aporte\ de\ agua\ de\ la\ Ar = Ars(\omega - Ab)/100$$

Ar	18.90

APORTE DE AGUA DE LOS AGREGADOS SERA: Pd+ Ar = 18.90

PASO 10: **CALCULO DEL AGUA EFECTIVA**

AGUA EFECTIVA = **181.10** lts

DOSIFICACION DEL CONCRETO

	EN PESO			EN PESO		EN PESO	EN VOLUMEN
MATERIAL	DISEÑO EN SECO	V=1 m3	P.U.	DISEÑO EN OBRA	P.U.	PARA UNA BOLSA 1p3	PARA UNA BOLSA 1p3
CEMENTO	429.18 Kg	0.1362	1	429.18 Kg	1	42.50 Kg	1
H2O	200.00 Lts	0.2000	0.47	181.10 Lts	0.42	17.93 Lts	17.9
Pd	824.64 Kg	0.2904	1.92	835.44 Kg	1.95	82.73 Kg	2.9
Ar	404.77 Kg	0.3534	0.94	428.04 Kg	1.00	42.39 Kg	1.5
% AIRE	2.00 %	0.0200					
		1					

DOSIFICACION EN OBRA:

CEMENTO	ARENA	PIEDRA
1	1.00	1.95

ANEXO E: REGISTRO DE PROYECTOS RELACIONADOS CON TANQUES RECTANGULARES

TABLA E.1

La tabla siguiente muestra el conteo de proyectos de abastecimiento y tratamiento de agua según regiones, donde para el sector saneamiento contemplan tanques rectangulares como reservorios, tanques imhoff, lecho de secado; y el sector educación contempla tanques rectangulares como cisternas y tanques elevados.

PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO Y TRATAMIENTO DE AGUA APROBADOS DESDE EL AÑO 2010 HASTA EL AÑO 2017		
SECTOR / REGIÓN	SANEAMIENTO (reservorios, tanques imhoff, lecho de secado)	EDUCACION (Tanque cisternas y tanque elevado)
JUNIN	13	26
HUANCAVELICA	55	13
AYACUCHO	22	12
PASCO	20	3
HUANUCO	6	23
CUSCO	37	1
CAJAMARCA	5	2
APURIMAC	39	1
PUNO	89	2

Fuente: Banco de Proyectos del SNIP http://ofi5.mef.gob.pe/wp/busquedaavanzada.aspx

TABLA E.2

La tabla siguiente se muestra un listado de lugares en Chanchamayo donde se tiene la construcción de piscinas rectangulares.

PISCINAS EN CHANCHAMAYO - JUNIN
LA TRANQUERA RESTAURANTE HOSPEDAJE Y PISCINA / SAN RAMÓN / CHANCHAMAYO
RECREO CAMPESTRE EL PIONERO (HOTEL - PISCINA - RESTAURANTE) / LA MERCED / CHANCHAMAYO.
FANNY´S HOTELES Y PISCINAS / LA MERCED / CHANCHAMAYO
RECREO CAMPESTRE ISLA LAS TURUNAS / LA MERCED / CHANCHAMAYO
COMPLEJO VILLA DORADA / SAN RAMÓN / CHANCHAMAYO
HOTEL EL TIROL / SAN RAMÓN / CHANCHAMAYO
HOSPEDAJE - PISCINA - RESTAURANTE CASA BLANCA / SAN RAMÓN / CHANCHAMAYO
HOSPEDAJE - PISCINA - RESTAURANTE PORTADA DEL SOL / SAN RAMÓN / CHANCHAMAYO
HOTEL - PISCINA- RESTAURANTE SHIRAMPARI HOTEL / SAN RAMÓN / CHANCHAMAYO

http://www.negociosenchanchamayo.com/index.php/piscina.html

TABLA E.3

La tabla siguiente muestra un listado de lugares en Huancayo donde se tiene la construcción de piscinas rectangulares.

PISCINAS EN HUANCAYO - JUNIN
CENTRO RECREACIONAL MAYOPAMPA - VIQUES
CENTRO RECREACIONAL CONAFOVICER (LA COLOMBINA)
CERRITO DE LA LIBERTAD - HUANCAYO
PISCINA TEMPERADA DEL COLEGIO SALESIANO SANTA ROSA - HUANCAYO
PISCINA TEMPERADA DEL COLEGIO ANDINO - HUANCAYO
PISCINA SEMIOLIMPICA DEL COLEGIO TUPAC AMARU - CHILCA
PISCINA SEMIOLIMPICA DE HUAYUCACHI

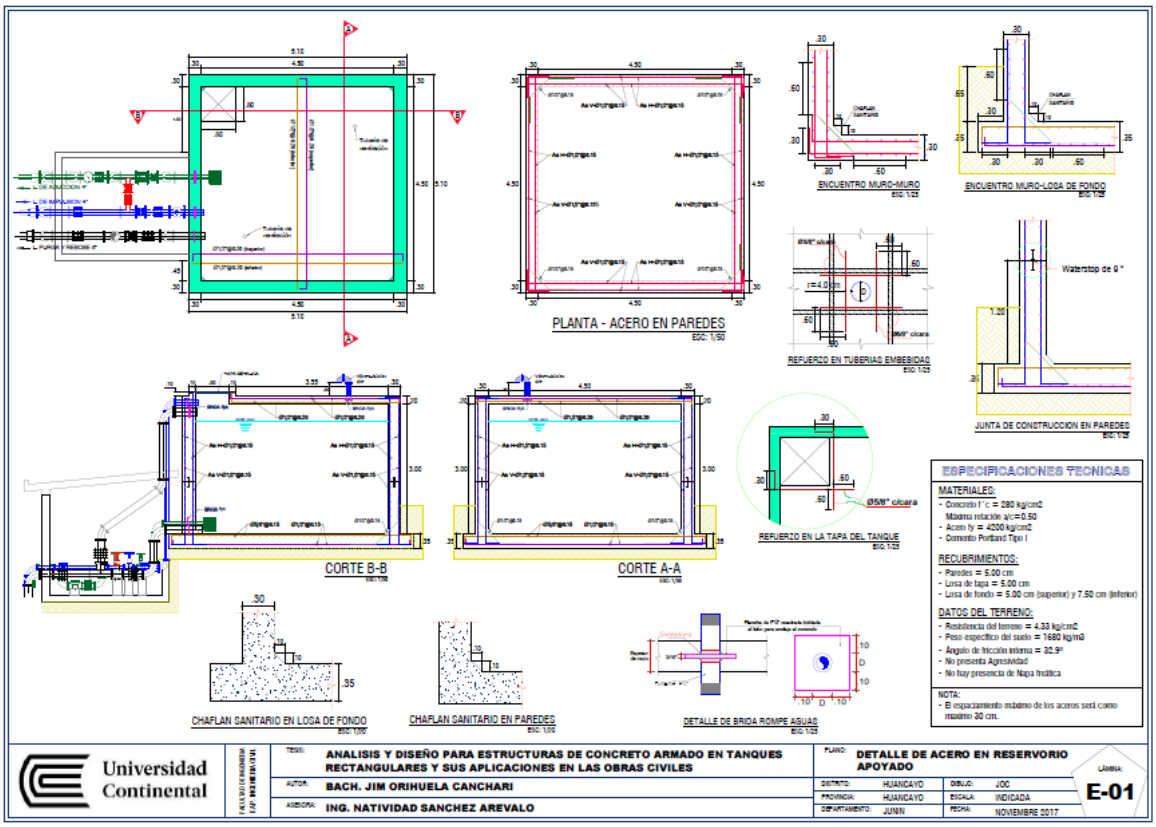
Fuente: https://www.google.com.pe

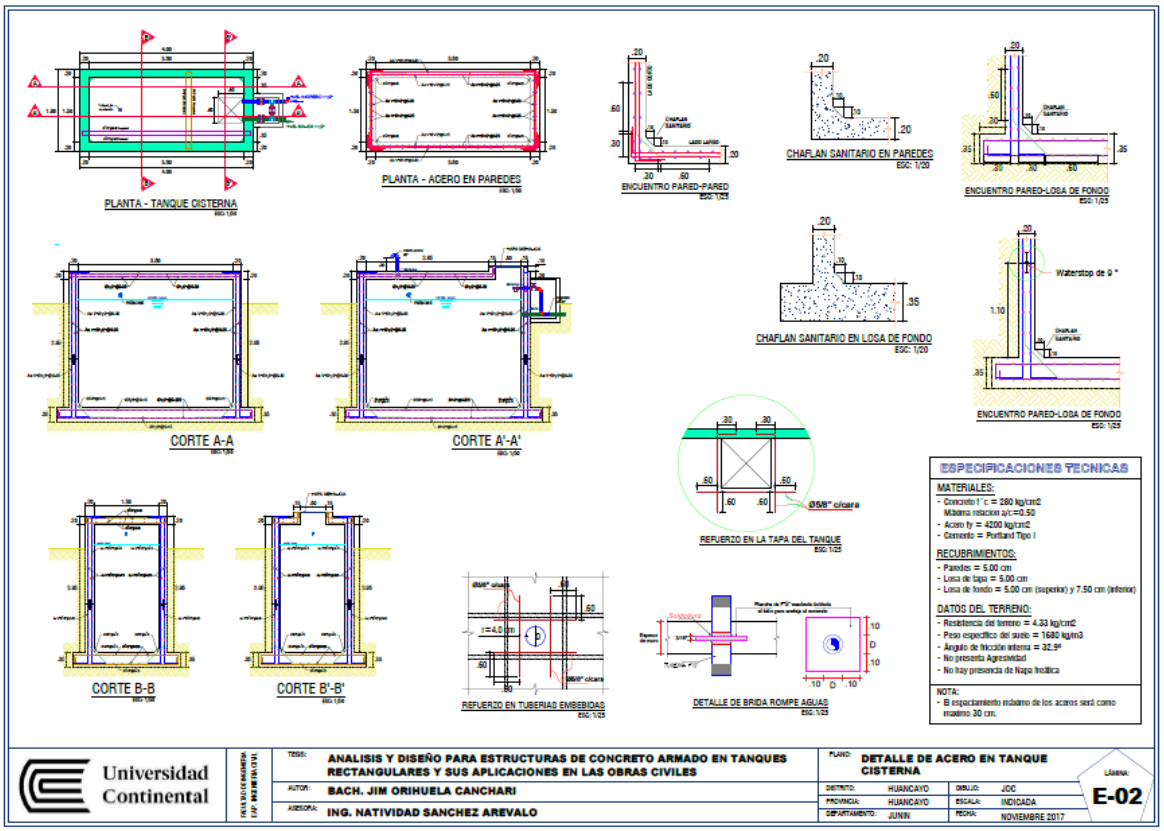
TABLA E.4

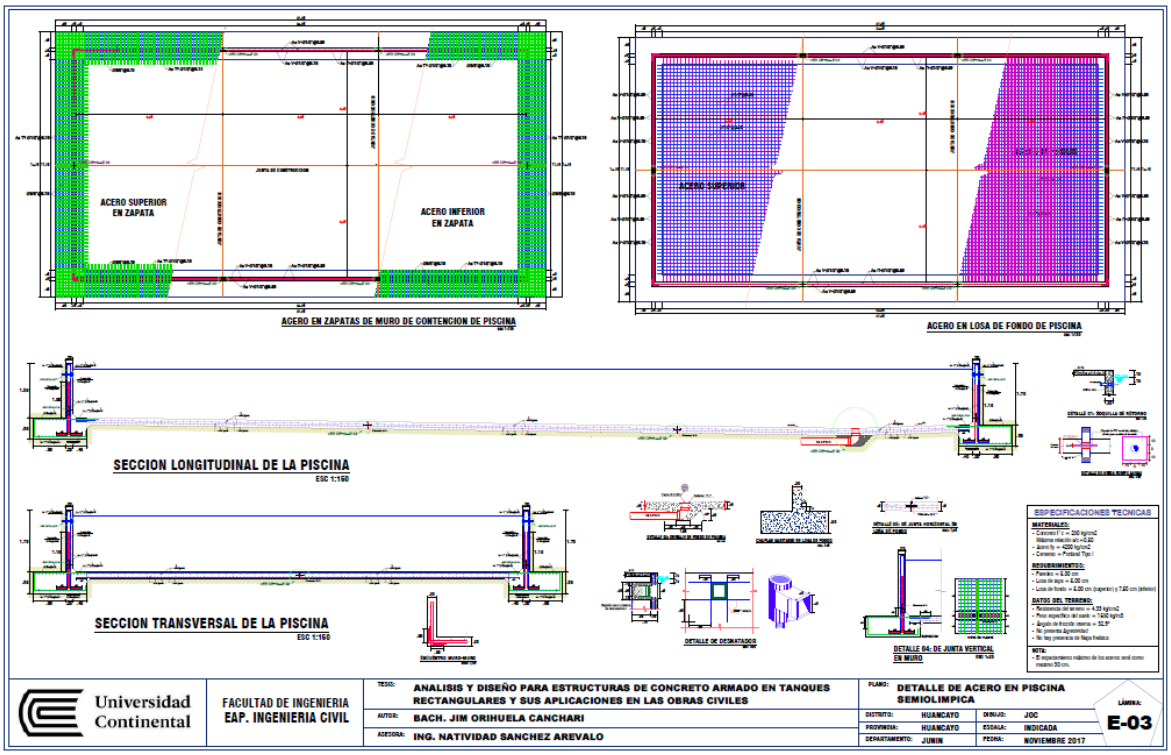
La tabla siguiente muestra un listado de lugares en Lima donde se tiene la construcción de piscinas rectangulares.

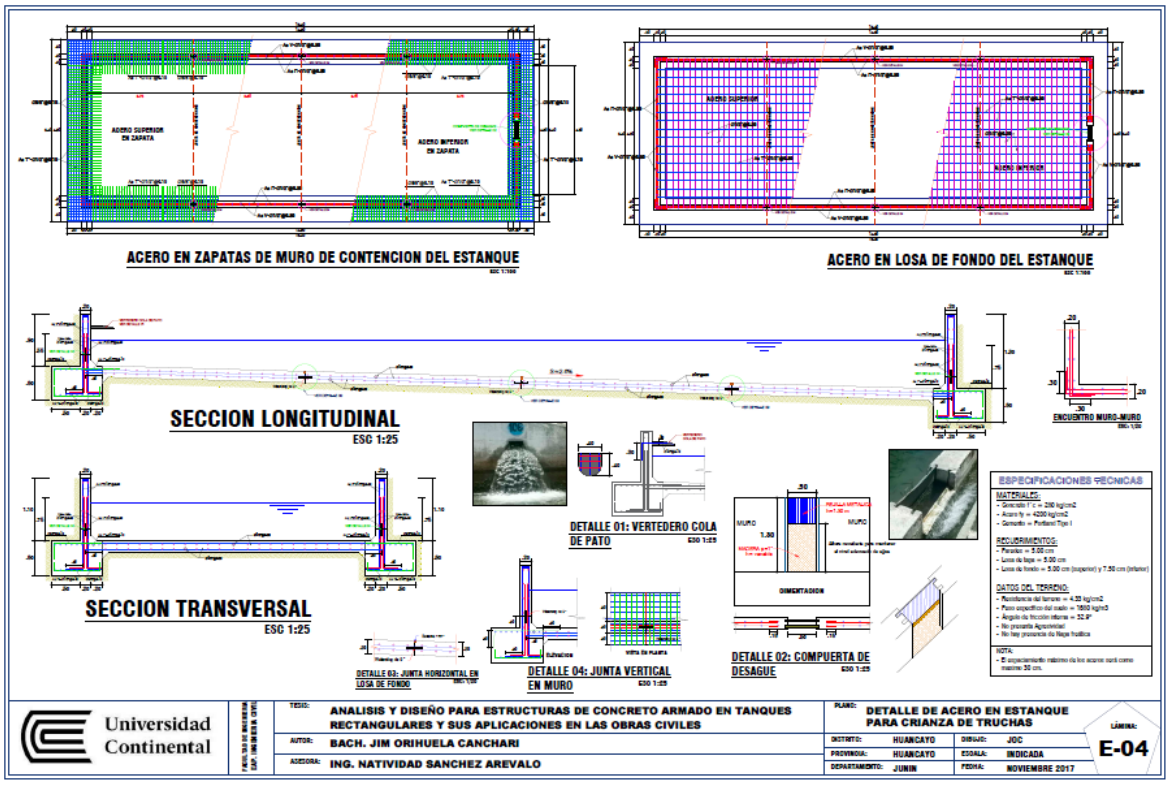
PISCINAS EN LIMA
LAS PALMERAS DE CIENEGUILLA
CENTRO CAMPESTRE TURÍSTICO ROSARIO - HUACHIPA
CLUB CAMPESTRE ESMON FAP - CHOSICA
HOSTAL RESTAURAT CAMPESTRE EL PIONERO - HUACHIPA
HOSPEDAJE BUNGALOWS Y PISCINA - CHOSICA
SANTA ROSA VILLA CLUB - SANTA ROSA
PARQUE ACUÁTICO LAGUNA AZUL - INDEPENDENCIA
CLUB CAMPESTRE CEANDE - CHOSICA
CLUB CAMPESTRE ARRAYANES - RICARDO PALMA
CLUB RICARDO PALMA DE LA MARINA DE GUERRA
RECREO CAMPESTRE GRANJA ORTIZ - HUARAL

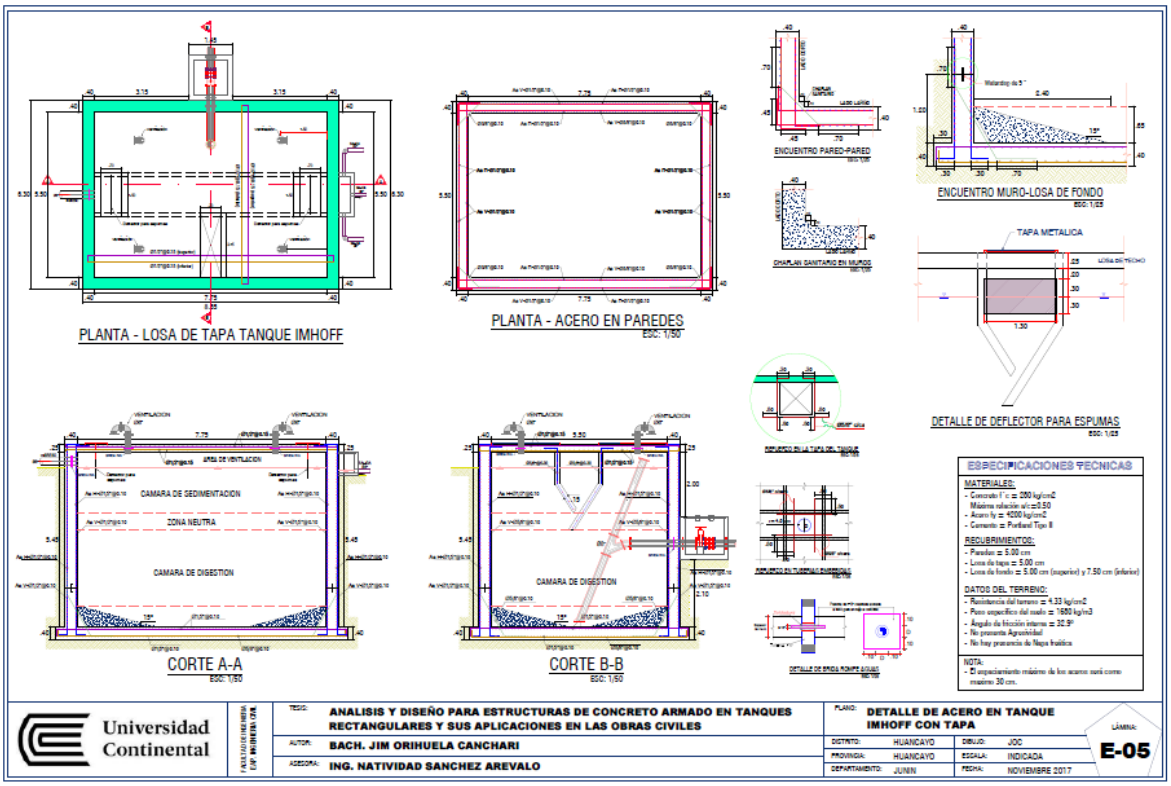
Fuente: https://www.google.com.pe

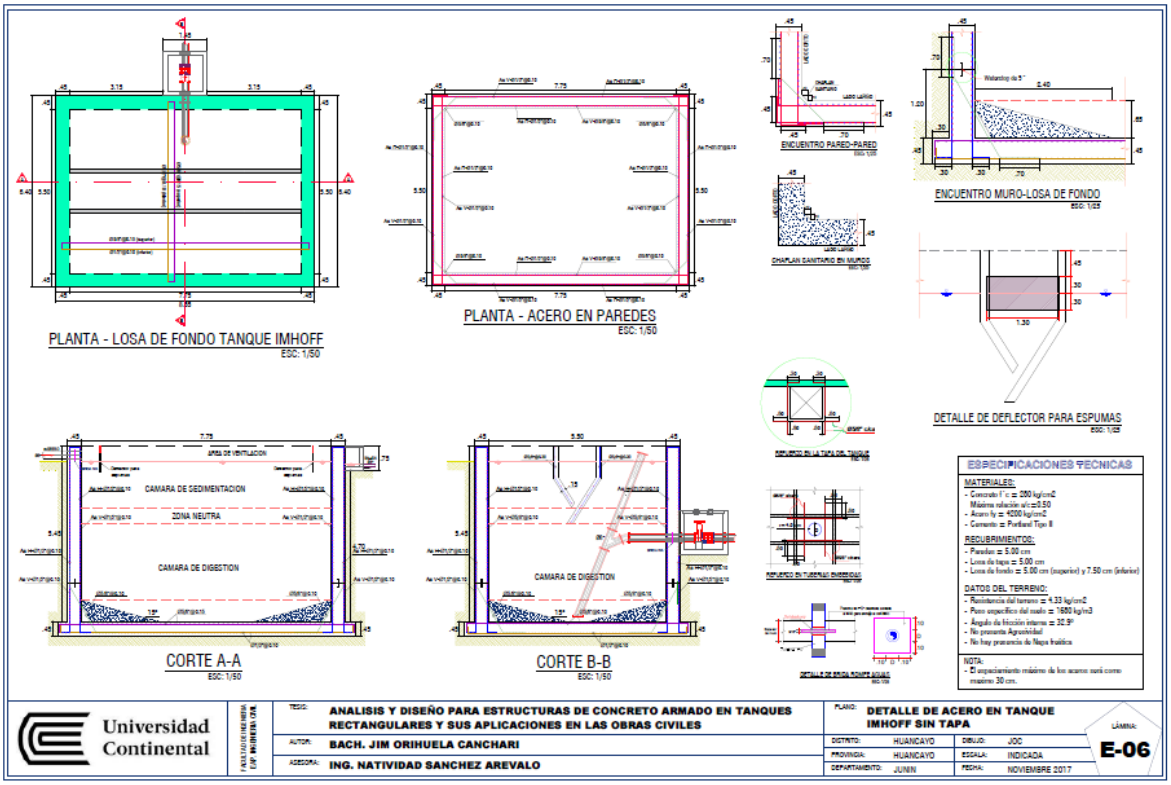

PLANTA - ACERO EN PARADES
ESC: 1/50
ENCUENTRO MURO-MURO
ESC:1/25
ENCUENTRO MURO-LOSA DE FONDO
ESC:1/25
REFUERZO EN TUBERIAS EMBEBIDAS
ESC:1/25
JUNTA DE CONSTRUCCION EN PARADES
ESC:1/25
Waterstop de 9 "
REFUERZO EN LA TAPA DEL TANQUE
ESC:1/25
Ø5/8" c/cara
CORTE B-B
ESC:1/50
CORTE A-A
ESC:1/50
CHAFLAN SANITARIO EN LOSA DE FONDO
ESC:1/20
CHAFLAN SANITARIO EN PAREDES
ESC: 1/20
DETALLE DE BRIDA ROMPE AGUAS
ESC:1/25
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIALES:
- Concreto f´c = 280 kg/cm2
Máxima relación a/c=0.50
- Acero fy = 4200 kg/cm2
- Cemento Portland Tipo I
RECUBRIMIENTOS:
- Paredes = 5.00 cm
- Losa de tapa = 5.00 cm
- Losa de fondo = 5.00 cm (superior) y 7.50 cm (inferior)
DATOS DEL TERRENO:
- Resistencia del terreno = 4.33 kg/cm2
- Peso especifico del suelo = 1680 kg/m3
- Ángulo de fricción interna = 32.9°
- No presenta Agresividad
- No hay presencia de Napa freática
NOTA:
- El espaciamiento máximo de los aceros será como maximo 30 cm.
Universidad Continental
TESIS: ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR: BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA: ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO
PLANO: DETALLE DE ACERO EN RESERVORIO APOYADO
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN
DIBUJO: JOC
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2017
LÁMINA: E-01

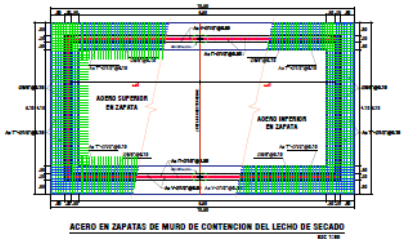

PLANTA - TANQUE CISTERNA
PLANTA - ACERO EN PARADES
ENCUENTRO PARED-PARED
ESC:1/25
CHAFLAN SANITARIO EN PAREDES
ESC: 1/20
ENCUENTRO PARED-LOSA DE FONDO
ESC:1/25
CHAFLAN SANITARIO EN LOSA DE FONDO
ESC: 1/20
Waterstop de 9 "
CORTE A-A
CORTE A'-A'
CORTE B-B
CORTE B'-B'
REFUERZO EN TUBERIAS EMBEBIDAS
ESC:1/25
REFUERZO EN LA TAPA DEL TANQUE
ESC:1/25
Ø5/8" c/cara
DETALLE DE BRIDA ROMPE AGUAS
ESC:1/25
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIALES:
- Concreto f´c = 280 kg/cm2
Máxima relación a/c=0.50
- Acero fy = 4200 kg/cm2
- Cemento = Portland Tipo I
RECUBRIMIENTOS:
- Paredes = 5.00 cm
- Losa de tapa = 5.00 cm
- Losa de fondo = 5.00 cm (superior) y 7.50 cm (inferior)
DATOS DEL TERRENO:
- Resistencia del terreno = 4.33 kg/cm2
- Peso especifico del suelo = 1680 kg/m3
- Ángulo de fricción interna = 32.9°
- No presenta Agresividad
- No hay presencia de Napa freática
NOTA:
- El espaciamiento máximo de los aceros será como maximo 30 cm.
Universidad Continental
TESIS: ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR: BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA: ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO
PLANO: DETALLE DE ACERO EN TANQUE CISTERNA
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN
DIBUJO: JOC
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2017
LÁMINA: E-02


ACERO SUPERIOR EN ZAPATA
ACERO INFERIOR EN ZAPATA
ACERO EN ZAPATAS DE MURO DE CONTENCION DE PISCINA
ACERO SUPERIOR
ACERO INFERIOR
ACERO EN LOSA DE FONDO DE PISCINA
SECCION LONGITUDINAL DE LA PISCINA
ESC 1:100
SECCION TRANSVERSAL DE LA PISCINA
ESC 1:100
DETALLE DE DESMATADOS
DETALLE 04: DE JUNTA VERTICAL EN MURO
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIALES:
RECUBRIMIENTOS:
DATOS DEL TERRENO:
NOTA:
Universidad Continental
FACULTAD DE INGENIERIA
EAP. INGENIERIA CIVIL
TESIS: ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR: BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA: ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO
PLANO: DETALLE DE ACERO EN PISCINA SEMIOLIMPICA
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN
DIBUJO: JOC
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2017
LÁMINA: E-03

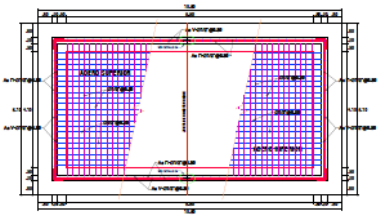

ACERO SUPERIOR EN ZAPATA
ACERO INFERIOR EN ZAPATA
ACERO EN ZAPATAS DE MURO DE CONTENCION DEL ESTANQUE
ACERO SUPERIOR
ACERO INFERIOR
ACERO EN LOSA DE FONDO DEL ESTANQUE
SECCION LONGITUDINAL
ESC 1:25
SECCION TRANSVERSAL
ESC 1:25
DETALLE 01: VERTEDERO COLA DE PATO
ESC 1:25
DETALLE 02: COMPUERTA DE DESAGUE
ESC 1:25
DETALLE 03: JUNTA HORIZONTAL EN LOSA DE FONDO
DETALLE 04: JUNTA VERTICAL EN MURO
ESC 1:25
ENCUENTRO MURO-MURO
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIALES:
RECUBRIMIENTOS:
DATOS DEL TERRENO:
NOTA:
Universidad Continental
TESIS: ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR: BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA: ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO
PLANO: DETALLE DE ACERO EN ESTANQUE PARA CRIANZA DE TRUCHAS
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN
DIBUJO: JOC
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2017
LÁMINA: E-04


PLANTA - LOSA DE TAPA TANQUE IMHOFF
PLANTA - ACERO EN PAREDES
ESC: 1/50
ENCUENTRO PARED-PARED
CHAFLAN SANITARIO EN MUROS
ENCUENTRO MURO-LOSA DE FONDO
ESC: 1/25
TAPA METALICA
DETALLE DE DEFLECTOR PARA ESPUMAS
ESC: 1/25
ENCUENTRO EN LA TAPA DEL TANQUE
ENCUENTRO EN TUBERIAS EMBEBIDAS
DETALLE DE BRIDA PONTE AGUAS
CAMARA DE SEDIMENTACION
ZONA NEUTRA
CAMARA DE DIGESTION
AREA DE VENTILACION
CORTE A-A
ESC: 1/50
CORTE B-B
ESC: 1/50
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIALES:
- Concreto f´c = 280 kg/cm2
Máxima relación a/c=0.50
- Acero fy = 4200 kg/cm2
- Cemento = Portland Tipo II
RECUBRIMIENTOS:
- Paredes = 5.00 cm
- Losa de tapa = 5.00 cm
- Losa de fondo = 5.00 cm (superior) y 7.50 cm (inferior)
DATOS DEL TERRENO:
- Resistencia del terreno = 4.33 kg/cm2
- Peso específico del suelo = 1600 kg/m3
- Ángulo de fricción interna = 30.9°
- No presenta Agresividad
- No hay presencia de Napa freática
NOTA:
- El espaciamiento máximo de los aceros será como máximo 30 cm.
Universidad Continental
TESIS: ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR: BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA: ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO
PLANO: DETALLE DE ACERO EN TANQUE IMHOFF CON TAPA
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN
DIBUJO: JOC
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2017
LÁMINA: E-05

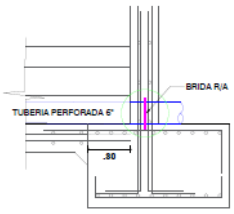

PLANTA - LOSA DE FONDO TANQUE IMHOFF
ESC: 1/50
PLANTA - ACERO EN PAREDES
ESC: 1/50
ENCUENTRO PARED-PARED
CHAFLAN SANITARIO EN MUROS
ENCUENTRO MURO-LOSA DE FONDO
ESC: 1/25
DETALLE DE DEFLECTOR PARA ESPUMAS
ESC: 1/25
ENCUENTRO EN LA TAPA DEL TANQUE
ENCUENTRO EN TUBERIAS EMBEBIDAS
DETALLE DE BRIDA PONTE AGUAS
CAMARA DE SEDIMENTACION
ZONA NEUTRA
CAMARA DE DIGESTION
AREA DE VENTILACION
CORTE A-A
ESC: 1/50
CORTE B-B
ESC: 1/50
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIALES:
- Concreto f´c = 280 kg/cm2
Máxima relación a/c=0.50
- Acero fy = 4200 kg/cm2
- Cemento = Portland Tipo II
RECUBRIMIENTOS:
- Paredes = 5.00 cm
- Losa de tapa = 5.00 cm
- Losa de fondo = 5.00 cm (superior) y 7.50 cm (inferior)
DATOS DEL TERRENO:
- Resistencia del terreno = 4.33 kg/cm2
- Peso específico del suelo = 1600 kg/m3
- Ángulo de fricción interna = 30.9°
- No presenta Agresividad
- No hay presencia de Napa freática
NOTA:
- El espaciamiento máximo de los aceros será como máximo 30 cm.
Universidad Continental
TESIS: ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR: BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA: ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO
PLANO: DETALLE DE ACERO EN TANQUE IMHOFF SIN TAPA
DISTRITO: HUANCAYO
PROVINCIA: HUANCAYO
DEPARTAMENTO: JUNIN
DIBUJO: JOC
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2017
LÁMINA: E-06



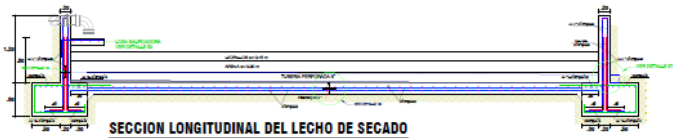
ACERO EN ZAPATAS DE MURO DE CONTENCION DEL LECHO DE SECADO



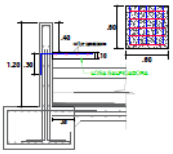
ACERO EN LOSA DE FONDO DEL LECHO DE SECADO



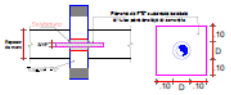
DETALLE 01: TUBERIA EMBEBIDA EN MURO ESC 1:10



SECCION LONGITUDINAL DEL LECHO DE SECADO
ESC 1:25



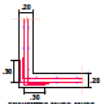
DETALLE 02: LOSA SALPICADORA



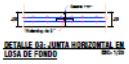
DETALLE DE BRIDA ROMPE AGUAS



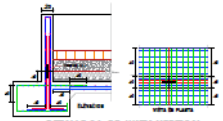
SECCION TRANSVERSAL DEL LECHO DE SECADO
ESC 1:25



ENCUENTRO MURO-MURO



DETALLE 03: JUNTA HORIZONTAL EN LOSA DE FONDO



DETALLE 04: DE JUNTA VERTICAL EN MURO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIALES:
- Concreto f'c = 280 kg/cm2
  Máxima relación a/c=0.50
- Acero fy = 4200 kg/cm2
- Cemento = Portland Tipo II

RECUBRIMIENTOS:
- Paredes = 5.00 cm
- Losa de tapa = 5.00 cm
- Losa de fondo = 5.00 cm (superior) y 7.50 cm (inferior)

DATOS DEL TERRENO:
- Resistencia del terreno = 4.33 kg/cm2
- Peso específico del suelo = 1600 kg/m3
- Ángulo de fricción interno = 30.9°
- No presenta Agresividad
- No hay presencia de Napa freática

NOTA:
- El espaciamiento máximo de los aceros será como maximo 30 cm.

Universidad Continental

FACULTAD DE INGENIERIA (E.P. INGENIERIA CIVIL)

TESIS:	ANALISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO EN TANQUES RECTANGULARES Y SUS APLICACIONES EN LAS OBRAS CIVILES
AUTOR:	BACH. JIM ORIHUELA CANCHARI
ASESORA:	ING. NATIVIDAD SANCHEZ AREVALO

PLANO:	DETALLE DE ACERO EN LECHO DE SECADO		
DISTRITO:	HUANCAYO	DIBUJO:	JOC
PROVINCIA:	HUANCAYO	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	JUNIN	FECHA:	NOVIEMBRE 2017

LÁMINA: **E-07**