



Universidad  
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de  
Ingeniería Civil

**Alternativas de cimentaciones superficiales  
para edificaciones cimentadas en un terreno  
con asentamiento diferencial**

**Filder Antonio Morales Curo**

Huancayo, 2018

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](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo:

A mis progenitores que amo más en esta vida, a Serafín Morales Janampa e Hilda Curo de Morales por brindarme su gran apoyo incondicional.

**ASESORA DE TESIS**

Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo

## RESUMEN

El objetivo de la presente investigación es encontrar alternativas de diseño de cimentación superficial para suelos con asentamientos diferenciales. Para el logro de este objetivo se ha tomado como referencia un proyecto ya existente y construido, como es el caso del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”. En el cual se presenta un suelo con asentamientos diferenciales. Este proyecto cuenta con un Proyecto Estructural y Estudio de Mecánica de Suelos, ambos, bien elaborados y compatibles entre las características de la edificación y del suelo, lo cual facilita plantear otras soluciones alternativas de cimentación diferentes a la cimentación existente, la cual consiste en zapatas conectadas.

Este proyecto está conformado por doce niveles, dos de los cuales son sótanos. El primero de ellos está destinado a playa de estacionamiento y sala de archivos, y, el segundo a oficinas. El resto de niveles están conformados por oficinas administrativas. El proyecto está ubicado en el distrito de El Tambo (Ciudad Universitaria), de la provincia de Huancayo, y comprende un área construida de 11613.50 m<sup>2</sup>

El proyecto estructural del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú” elaborada por la Mg. Ing. Civil Natividad Antonieta Sánchez Arévalo comprende: memorias de cálculo (Hojas de cálculo, resultados del análisis estructural, criterios de solución, descripción de las soluciones planteadas), planos, especificaciones técnicas. Otros documentos importantes para el desarrollo de esta tesis que conforman este proyecto son: el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) elaborado por el Mg. Ing. Abel Ordoñez Huaman y la Arquitectura del proyecto elaborado por el Dr. Arq. César Martínez Vitor.

Las zapatas conectadas del proyecto existente se caracteriza por tener vigas de conexión de 0.70 x 0.80. El área total de las zapatas ocupa un porcentaje de 31.64%. Esta solución es concordante con la recomendación de Terzaghi (1973), quien especifica el uso de zapatas en una cimentación solamente para el caso en que la suma de las áreas de contacto de estas sea menor al 50% del área cimentada. En base a lo explicado se plantearon cuatro alternativas de cimentación superficial, diferentes a la del proyecto ya construido las cuales son: 1) zapatas aisladas y combinadas concéntricas conectadas con vigas de conexión de 0.60 x 1.20, manteniendo la misma dimensión de las zapatas

consideradas en el proyecto construido. Se decidió elaborar esta alternativa con el fin de comparar el efecto técnico y económico del incremento del peralte de las vigas de conexión del proyecto ya construido; 2) emparrillado de cimentación con viga rígida. 3) platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba. 4) platea de cimentación sin vigas, con espesor uniforme.

Luego de analizar las 04 alternativas de cimentación superficial y de la cimentación existente se encontró que la alternativa 1 planteada con zapatas concéntricas y combinadas conectadas mediante vigas de conexión resultó ser más económica en -5.40% de lo que costo la cimentación existente, debido al incremento del peralte en la viga de conexión, resultando además que las otras tres alternativas planteadas resultan ser muy costosas con respecto a la existente. Por tanto, se concluye que para el caso de cimentaciones con áreas de zapatas menores al 50% de área total de la cimentación la solución más adecuada corresponde al de zapatas conectadas. Los resultados obtenidos concuerdan con el criterio de Terzaghi (1973).

## INTRODUCCIÓN

Para el desarrollo del presente tema de tesis se ha elegido un proyecto que corresponde al “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, ya construido con funcionamiento desde el año 2005. El edificio está, conformado por doce niveles, dos de los cuales son sótanos. El primero de ellos está destinado a playa de estacionamiento y sala de archivos, y el segundo, a oficinas. El resto de niveles están conformados por oficinas administrativas. El punto de partida para el desarrollo de esta tesis está basado en la documentación existente del análisis y diseño estructural del proyecto elaborada por la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo; del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) elaborado por el Mg. Ing. Abel Ordoñez Huaman; y de la Arquitectura del proyecto elaborado por el Dr. Arq. Cesar Martinez Vitor.

El objetivo principal de esta tesis es diseñar cuatro alternativas de cimentaciones superficiales diferente al existente ante sollicitaciones de cargas de gravedad y sismo, donde estas transmiten directamente hacia el suelo y así evitar que existan asentamientos diferenciales excesivos y estimar el costo de cada alternativa de cimentación, de tal forma elegir el más aceptable entre su funcionamiento y el costo. En el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) menciona que tiene presencia de un suelo granular de buena granulometría con pocos finos limo arcillosos denominado GW-GC y adicionalmente tiene presencia de una capa de arcillosa denominado CL de 60 cm de espesor generando conjuntamente un asentamiento total 3.0 a 4.0 cm.

El diseño de las cuatro alternativas de cimentaciones superficiales se ha elaborado manualmente con la ayuda de hojas de cálculo Excel, en concordancia con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) como la E0.50 Suelos y Cimentaciones, E0.60 Concreto Armado y la E0.30 Diseño sismorresistente.

Esta tesis está constituida por cinco capítulos:

Capítulo I. Planteamiento del estudio (Planteamiento y formulación del problema, objetivo del estudio, justificación y factibilidad del proyecto, delimitación del proyecto).

Capítulo II. Marco teórico (Antecedentes de la investigación, bases teóricas).

Capítulo III. Arquitectura, configuración estructural y EMS.

Capítulo IV. Diseño de alternativa de cimentaciones:

- Diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión.
- Diseño de emparrillado de cimentación con viga rígida.
- Diseño de platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.
- Diseño de platea de cimentación de espesor uniforme.

Capítulo V. Análisis de costos de las alternativas de cimentación.

## **AGRADECIMIENTOS**

Mi agradecimiento con todo mi amor y mi cariño:

A Dios por darme la oportunidad de vivir y mostrarme siempre el camino correcto en todos los proyectos que he emprendido.

A mí asesora la Magister Natividad Sánchez Arévalo por su constante guía y aliento.

De manera muy especial a mis padres por el apoyo y confianza que me brindaron en todo momento y brindarme el regalo más grande que es la educación.

A la Universidad Continental por abrirme sus puertas a la educación superior.

Dr. Arq. Cesar Martinez Vitor por la facilitación de planos de arquitectura del proyecto.

Al Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado por su guía incondicional.

Al Ph.d. Juan Carlos Rojas Vidovic por su guía incondicional.

A las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba.

# ÍNDICE

<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>2</b>
<b>ASESORA DE TESIS.....</b>	<b>3</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>4</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>6</b>
<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>8</b>
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>9</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>17</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>22</b>
<b>CAPITULO I .....</b>	<b>24</b>
<b>PROBLEMA DEL ESTUDIO.....</b>	<b>24</b>
<b>1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>24</b>
<b>1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....</b>	<b>29</b>
<b>1.2.1. PROBLEMA GENERAL .....</b>	<b>29</b>
<b>1.3. OBJETIVO DEL ESTUDIO.....</b>	<b>29</b>
<b>1.3.1. OBJETIVO GENERAL .....</b>	<b>29</b>
<b>1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....</b>	<b>29</b>
<b>1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA .....</b>	<b>29</b>
<b>1.5. DELIMITACIONES DEL PROYECTO .....</b>	<b>30</b>
<b>CAPÍTULO II .....</b>	<b>33</b>
<b>MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>33</b>
<b>2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>33</b>
<b>2.2. BASES TEÓRICAS .....</b>	<b>34</b>
<b>2.2.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....</b>	<b>34</b>
<b>2.2.2. CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....</b>	<b>34</b>
<b>2.2.2.1. SUELOS FINOS O COHESIVOS .....</b>	<b>35</b>

2.2.2.2.	SUELOS GRUESOS O NO COHESIVOS .....	36
2.2.3.	TIPOS DE CIMENTACIONES.....	37
2.2.4.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....	38
2.2.4.1.	ZAPATA CONCÉNTRICA .....	39
2.2.4.2.	ZAPATA CONTINUA .....	41
2.2.4.3.	ZAPATA COMBINADA.....	42
2.2.4.4.	ZAPATA CONECTADA .....	43
2.2.4.5.	EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN.....	46
2.2.4.6.	PLATEAS DE CIMENTACIÓN .....	46
2.2.5.	CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES .....	48
2.2.5.1.	TIPOS DE FALLAS .....	48
2.2.5.1.1.	FALLA POR CORTE GENERAL .....	49
2.2.5.1.2.	FALLA POR PUNZONAMIENTO.....	49
2.2.5.1.3.	FALLA POR CORTE LOCAL .....	49
2.2.6.	CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN KARL TERZAGHI.....	51
2.2.6.1.	FACTOR DE SEGURIDAD.....	53
2.2.7.	DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES .....	53
2.2.8.	ASENTAMIENTO Y TEORÍA DE ELASTICIDAD .....	55
2.2.8.1.	ASENTAMIENTO INMEDIATO .....	56
2.2.8.2.	ASENTAMIENTO INMEDIATO EN FUNCIÓN DE UNA PRUEBA DE CARGA DIRECTA .....	57
2.2.8.3.	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA .....	58
2.2.8.4.	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA .....	58
2.2.8.5.	CRITERIO DE ASENTAMIENTOS .....	58
2.2.9.	INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA .....	60
2.2.10.	COEFICIENTE DE BALASTO .....	64

2.2.10.1. OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO A PARTIR DEL ENSAYO DE PLACA DE CARGA.....	64
2.2.10.2. OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO SEGÚN LA CAPACIDAD ADMISIBLE.....	65
2.2.11. FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN .....	66
2.2.11.1. FUNCIÓN.....	67
2.2.11.2. CARGAS.....	68
2.2.11.3. ESTRATIGRAFÍA .....	68
2.2.11.4. TÉCNICA Y ECONOMÍA .....	68
<b>CAPÍTULO III .....</b>	<b>69</b>
<b>METODOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....</b>	<b>69</b>
3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	70
3.1.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN .....	70
3.1.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	70
3.1.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	70
3.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA.....	70
3.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO .....	75
3.3.1. RESEÑA HISTÓRICA DEL PROYECTO.....	76
3.3.2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO .....	76
3.3.2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS VERTICALES.....	76
3.3.2.2. DESCRIPCIÓN DE LOSAS Y VIGAS .....	78
3.3.2.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....	79
3.4. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	80
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>83</b>
<b>DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>83</b>
4.1. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CONEXIÓN DEL PROYECTO.....	87

<b>4.1.1. VERIFICACION DEL DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS DEL PROYECTO.....</b>	<b>87</b>
<b>4.1.2. VERIFICACION VIGAS DE CONEXIÓN DEL PROYECTO .....</b>	<b>87</b>
<b>4.2. DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CONEXIÓN .....</b>	<b>88</b>
<b>4.1.1. CRITERIOS DE DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS .....</b>	<b>89</b>
<b>4.1.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE ÁREA DE CONTACTO .....</b>	<b>89</b>
<b>4.1.1.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE .....</b>	<b>92</b>
<b>4.1.1.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO .....</b>	<b>93</b>
<b>4.1.1.4. DISEÑO POR FLEXIÓN .....</b>	<b>95</b>
<b>4.1.1.5. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1).....</b>	<b>97</b>
<b>4.1.1.5.1. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1).....</b>	<b>98</b>
<b>4.1.1.5.2. DISEÑO POR CORTE DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1).....</b>	<b>100</b>
<b>4.1.1.5.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1) ....</b>	<b>100</b>
<b>4.1.1.5.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1) .....</b>	<b>101</b>
<b>4.1.1.6. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3).....</b>	<b>102</b>
<b>4.1.1.6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3) .....</b>	<b>103</b>
<b>4.1.1.6.2. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3) .....</b>	<b>106</b>
<b>4.1.1.6.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3) .....</b>	<b>107</b>
<b>4.1.1.6.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3).....</b>	<b>107</b>
<b>4.1.1.7. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4).....</b>	<b>109</b>
<b>4.1.1.7.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4) .....</b>	<b>110</b>
<b>4.1.1.7.2. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4) .....</b>	<b>111</b>
<b>4.1.1.7.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4) .....</b>	<b>112</b>

4.1.1.7.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4)	112
4.1.1.8.	DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)	115
4.1.1.8.1.	DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)	116
4.1.1.8.2.	DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)	118
4.1.1.8.3.	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)	118
4.1.1.8.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)	119
4.1.1.9.	DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)	120
4.1.1.9.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)	122
4.1.1.9.2.	DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)	124
4.1.1.9.3.	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)	125
4.1.1.9.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)	125
4.1.2.	CRITERIOS DE DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS	127
4.1.2.1.	DIMENSIONAMIENTO DE ÁREA DE CONTACTO DE ZAPATA COMBINADA	127
4.1.3.	DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS DEL PROYECTO	129
4.1.3.1.	DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA (Z.2)	129
4.1.3.1.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)	130
4.1.3.1.2.	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)	132
4.1.3.1.3.	DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)	133
4.1.3.1.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)	134
4.1.3.2.	DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA CON VIGA RIGIDA (Z.5)	136
4.1.3.2.1.	DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA COMBINADA CON VIGA RIGIDA (Z.5)	138
4.1.3.2.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE ZAPATA COMBINADA CON VIGA RIGIDA (Z.5)	141

4.1.3.2.3.	REFUERZO POR FISURACIÓN DE VIGA RIGIDA.....	146
4.1.3.2.4.	DISEÑO POR CORTE DE VIGA RÍGIDA .....	147
4.1.3.3.	DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA (Z.7) .....	150
4.1.3.3.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.7) .....	151
4.1.3.3.2.	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.7)... .....	153
4.1.3.3.3.	DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2) .....	155
4.1.3.3.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.7).....	156
4.1.3.4.	DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA (Z.9) .....	159
4.1.3.4.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9) .....	161
4.1.3.4.2.	DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9)... .....	163
4.1.3.4.3.	DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9) .....	165
4.1.3.4.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9).....	165
4.1.3.4.5.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGA DE ZAPATA COMBINADA (Z.9)....	167
4.1.4.	CRITERIOS DE DISEÑO DE VIGA DE CONEXIÓN.....	172
4.1.4.1.	DIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN .....	172
4.1.4.2.	CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL SUELO Y ASENTAMIENTO DE ZAPATAS ... .....	172
4.1.4.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE VIGA DE CONEXIÓN POR ASENTAMIENTO DIFERENCIAL .....	174
4.1.4.3.1.	PARRILLA DE ZAPATA (Z.1) .....	174
4.1.5.	DISEÑO DE VIGAS DE CONEXIÓN DEL PROYECTO .....	179
4.1.5.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN DEL EJE D-D .....	179
4.1.5.2.	DISEÑO POR CORTE DE VIGA DE CONEXIÓN DEL EJE D-D .....	180
4.1.5.3.	REFUERZO POR FISURACIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN DEL EJE D-D.... .....	181

4.1.5.4. DETALLADO FINAL DE ZAPATAS CONCÉNTRICA Y COMBINADAS CONECTADAS A VIGAS DE CONEXIÓN .....	182
4.2. DISEÑO DE EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN .....	184
4.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE ÁREA DE CONTACTO DE EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN.....	184
4.2.2. VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN .....	187
4.2.3. DISEÑO DE EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN CON VIGA RÍGIDA .....	188
4.2.3.1. DISEÑO DE CIMENTACIÓN DEL EJE D-D.....	188
4.3. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN .....	202
4.3.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN APOYADA EN VIGAS PERALTADAS .....	203
4.3.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN APOYADA EN VIGAS PERALTADAS HACIA ARRIBA.....	204
4.3.1.2. DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN .....	210
4.3.1.2.1. DISEÑO DE POR CORTE DE LOSA DE CIMENTACIÓN .....	211
4.3.1.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN.....	212
4.3.1.3. DISEÑO DE VIGA PERALTADAS HACIA ARRIBA .....	215
4.3.1.3.1. DISEÑO DE VIGA PERALTADA HACIA ARRIBA DEL EJE D-D .....	215
4.3.2. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME.....	225
4.3.2.1. MÉTODO RÍGIDO .....	226
4.3.2.1.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME POR METODO DE LAS FRANJAS.....	226
4.3.2.1.2. DIMENSIONAMIENTO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME .....	226
4.3.2.1.3. DISEÑO POR CORTE DE LA FRANJA DEL EJE D-D .....	232
4.3.2.1.4. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA FRANJA DEL EJE D-D .....	233
4.3.2.1.5. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA FRANJA DEL EJE D-D .....	234
4.3.2.1.6. VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ DE LA FRANJA DEL EJE D-D .....	234

4.3.2.1.7. DETALLADO DE ACERO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME.....	236
4.3.2.1. MÉTODO FLEXIBLE.....	239
4.3.2.2.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME POR EL METODO FLEXIBLE.....	244
4.3.2.2.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA FRANJA DEL EJE D-D.....	251
4.3.2.2.2. DETALLADO DE ACERO DE LA PLATEA DE CIMENTACION DE ESPESOR UNIFORME OBTENIDOS DEL MÉTODO FLEXIBLE.....	252
<b>CAPÍTULO V.....</b>	<b>253</b>
<b>ANÁLISIS DE COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>253</b>
5.1. COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.....	253
5.2. ELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN MAS ECONÓMICA.....	260
5.2.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.....	261
CONCLUSIONES.....	262
RECOMENDACIONES.....	264
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	265
ANEXOS.....	267

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Zonas sísmicas en Perú. ....	25
Figura 2: Asentamiento de la cimentación por efectos de licuefacción de suelos en Chimbote, terremoto 1970. ....	26
Figura 3: Desplazamiento de la losa de cimentación de una edificación en Pisco-15/08/2007. ....	26
Figura 4: Fisuras a causa de asentamiento en edificaciones. ....	26
Figura 5: Colapso de una edificación en Huancavelica - Lircay. ....	27
Figura 6: Asentamiento de edificio en la playa de Sao Pablo, Brasil. ....	27
Figura 7: Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú. ....	31
Figura 8: Esquema de desarrollo de tesis. ....	32
Figura 9: Carta de plasticidad de los suelos. ....	36
Figura 10: Esquema de tipos de cimentaciones. ....	38
Figura 11: Cimentación superficial del Residencial Las Lomas de San Antonio- Huancayo. ....	39
Figura 12: Zapata concéntrica. ....	40
Figura 13: Zapata concéntrica de Open Plaza - Huancayo. ....	40
Figura 14: Zapata continua. ....	41
Figura 15: Zapata continua Open Plaza - Huancayo. ....	42
Figura 16: Zapatas combinada. ....	42
Figura 17: Zapatas combinada de Open Plaza. ....	43
Figura 18: Zapatas conectadas. ....	44
Figura 19: Zapata conectada del Residencial Las Lomas de San Antonio. ....	44
Figura 20: Momento al extremo de la viga de cimentación por el asentamiento diferencial. ....	45
Figura 21: Tipos de emparrillado de cimentación. ....	46
Figura 22: Platea de Cimentación. ....	47
Figura 23: Platea de Cimentación de Open Plaza. ....	47
Figura 24: Tipo de plateas de cimentaciones. ....	48
Figura 25: Falla por corte general. ....	49
Figura 26: Falla por punzonamiento. ....	49
Figura 27: Falla por corte local. ....	50
Figura 28: Modos de falla de cimentaciones en arena. ....	51
Figura 29: Falla por capacidad de carga en un suelo. ....	51
Figura 30: Factores de capacidad de carga. ....	52
Figura 31: Distribución de presión en el suelo. ....	54
Figura 32: Área de influencia en el suelo. ....	55
Figura 33: Asentamiento diferencial. ....	59
Figura 34: Representación de rigidez del suelo. ....	61

Figura 35: Representación de rigidez del suelo de una edificación. ....	62
Figura 36: Ejemplo de parrilla simple de zapata.....	63
Figura 37: Ensayo de placa de carga.....	64
Figura 38: Localización y ubicación del proyecto. ....	71
Figura 39: Arquitectura del sótano y semisótano del proyecto.....	72
Figura 40: Arquitectura del 1° al 3° nivel del proyecto.....	73
Figura 41: Arquitectura del 6° y 9° nivel del proyecto. ....	74
Figura 42: Corte A-A y elevación principal del proyecto.....	75
Figura 43: Detalle de losas y vigas del primer nivel del “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”. ....	78
Figura 44: Cimentación construida del “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”.....	79
Figura 45: Viga de conexión construido en el “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”.....	80
Figura 46: Estudio de mecánica de suelos del Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú.....	82
Figura 47: Distribución de placas y columnas del proyecto.....	85
Figura 48: Distribución de presión de reacción del suelo ante solo cargas axiales.....	88
Figura 49: Distribución de presión de reacción del suelo ante cargas axiales y momentos flectores. ....	89
Figura 50: Cálculo tentativo del largo y ancho de la zapata. ....	90
Figura 51: Sección para evaluar corte. ....	93
Figura 52: Sección para evaluar punzonamiento. ....	94
Figura 53: Secciones de columnas para evaluar por punzonamiento.....	95
Figura 54: Distribución de presión del suelo. ....	95
Figura 55: Datos de carga de la placa (P.1).....	97
Figura 56: Zapata concéntrica de la placa (P.1) de los ejes 4,4-H,H y 5,5-H,H. ....	98
Figura 57: Secciones para evaluar por punzonamiento de (Z.1) ....	100
Figura 58: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.1) ....	102
Figura 59: Datos de carga de la placa (P.4).....	102
Figura 60: Zapata concéntrica de la placa (P.4) de los ejes 5,5-F,F .....	104
Figura 61: Cambio de sección de zapata de la placa (P.4) de los ejes 5,5-F,F.....	105
Figura 62: Secciones para evaluar por punzonamiento de la zapata concéntrica (Z.3).....	107
Figura 63: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.3) ....	109
Figura 64: Datos de carga de la columna (C.2).....	109
Figura 65: Zapata de la columna (C.2) de los ejes 5,5-D,D y 4,4-D,D.....	110
Figura 66: Secciones para evaluar por punzonamiento de la zapata concéntrica (Z.4).....	112
Figura 67: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.4) ....	114

Figura 68: Ubicación de las columnas (C.4).....	115
Figura 69: Datos de carga de la columna (C.4).....	116
Figura 70: Zapata de la columna (C.4).....	117
Figura 71: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata concéntrica (Z.6).....	119
Figura 72: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.6).....	120
Figura 73: Ubicación de las columnas (C.3).....	121
Figura 74: Datos de carga de la columna (C.3).....	122
Figura 75: Zapata de la columna (C.3).....	123
Figura 76: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata concéntrica (Z.8).....	125
Figura 77: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.8).....	126
Figura 78: Zapata con viga rígida y sin viga rígida.....	127
Figura 79: Datos de carga de la placa (P.3).....	129
Figura 80: Zapata combinada de las placas (P.3) de los ejes 4,4-F,F.....	130
Figura 81: Secciones para evaluar por punzonamiento de la zapata combinada (Z.2).....	132
Figura 82: Análisis estructural de la zapata combinada (Z.2).....	133
Figura 83: Diagrama de fuerza cortante de zapata combinada (Z.2).....	133
Figura 84: Detallado de acero inferior de zapata combinada (Z.2).....	136
Figura 85: Ubicación de las placas (P.1) y columnas (C.5).....	137
Figura 86: Datos de carga de la placa (P.1) y columna (C.5).....	138
Figura 87: Zapata de la placa (P.1) y columna (C.5) de los ejes 4,4-B,B y 5,5-B,B.....	139
Figura 88: Distribución de presiones en la zapata combinada con viga rígida (Z.5).....	140
Figura 89: Viga T concéntrica de la zapata (Z.5).....	142
Figura 90: Análisis estructural de la viga T de la zapata (Z.5).....	143
Figura 91: Detallado de acero de zapata (Z.5).....	149
Figura 92: Ubicación de las columnas (C.6) y (C.1).....	150
Figura 93: Datos de carga de las columnas (C.6) y (C.1).....	151
Figura 94: Zapata combinada de las columnas (C.1) y (C.6).....	152
Figura 95: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata combinada (Z.7).....	154
Figura 96: Análisis estructural de la zapata combinada (Z.7).....	155
Figura 97: Diagrama de fuerza cortante de zapata combinada (Z.2).....	155
Figura 98: Detallado de acero de zapata combinada (Z.7).....	158
Figura 99: Ubicación de las columnas (P.1) y (P.2).....	159
Figura 100: Datos de carga de las columnas (C.6) y (C.1).....	160
Figura 101: Zapata combinada de las placas (P.1) y (P.2).....	161
Figura 102: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata combinada (Z.9).....	163
Figura 103: Análisis estructural de la zapata combinada (Z.9).....	164
Figura 104: Diagrama de fuerza cortante de zapata combinada (Z.9).....	165
Figura 105: Análisis estructural de viga rígida de zapata combinada (Z.9).....	168

Figura 106: Detallado de acero de zapata combinada (Z.9).....	170
Figura 107: Distribución de zapatas concéntricas y combinadas .....	171
Figura 108: Parrilla de zapata (Z.1) a. y b. ....	175
Figura 109: Momentos obtenidos por el modelamiento de parrillas de zapatas.....	178
Figura 110: Diagrama de momento flector del eje D-D .....	179
Figura 111: Diagrama de fuerza cortante del eje D-D .....	180
Figura 112: Detallado de acero de la viga de conexión del eje D-D.....	183
Figura 113: Emparrillado con viga rígida y sin viga rígida.....	184
Figura 114: a) Cimentación flexible b) Cimentación rígida.....	185
Figura 115: Ubicación de las columnas (C.4, C.4', C2 y C.5 y P.1).....	189
Figura 116: Datos de carga de columnas (C.4, C.4', C2 y C.5) y placa (P.1) .....	189
Figura 117: Cimentación del eje D-D.....	191
Figura 118: Distribución de presiones en la cimentación del eje D-D .....	192
Figura 119: Viga T del eje D-D .....	193
Figura 120: Análisis estructural de la cimentación del eje D-D .....	193
Figura 121: Detallado de acero de la cimentación de eje D-D .....	201
Figura 122: Emparrillado de cimentación con viga rígida del proyecto.....	202
Figura 123: Tipos de plateas de cimentación apoyadas en vigas peraltadas .....	204
Figura 124: Área tentativa de la platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba .....	207
Figura 125: Distribución de presiones de la platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba .....	209
Figura 126: Paños bidireccionales .....	210
Figura 127: Verificación por corte de losa de cimentación.....	211
Figura 128: Franjas centrales y extremas en el paño .....	213
Figura 129: Cálculo de momentos M+ y M- en el paño .....	214
Figura 130: Detallado de acero de la losa de cimentación .....	215
Figura 131: Viga T del eje D-D .....	216
Figura 132: Ancho tributario de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D. ....	217
Figura 133: Análisis estructural de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D.....	218
Figura 134: Detalle de acero de viga peraltada hacia arriba del eje D-D .....	223
Figura 135: Vista en 3D de la platea de cimentación con viga peraltada hacia arriba .....	224
Figura 136: Área tentativa de la platea de cimentación de espesor uniforme .....	228
Figura 137: Distribución de presiones de la platea de cimentación de espesor uniforme .....	230
Figura 138: Trazado franjas horizontales en la platea cimentación de espesor uniforme .....	231
Figura 139: Franja del eje D-D .....	232
Figura 140: Análisis estructural de la franja del eje D-D.....	232
Figura 141: Diagrama de fuerza cortante de la franja del eje D-D.....	233

Figura 142: Secciones para evaluar por punzonamiento en la franja D-D .....	233
Figura 143: Secciones para calcular momento de inercia de la franja D-D.....	235
Figura 144: Detallado de acero de la platea de cimentación de espesor uniforme.....	237
Figura 145: Vista en 3D de la platea de cimentación de espesor uniforme .....	238
Figura 146: Principios del método flexible .....	239
Figura 147: Esquema los valores “r” y “Le”. .....	241
Figura 148: Factores para cálculo de momentos, cortantes y asentamientos.....	242
Figura 149: Cargas, cuadrantes y mallado interno en la platea de cimentación. ....	245
Figura 150: Secciones para calcular momento de inercia de la franja D-D.....	246
Figura 151: Obtención factores para cálculo de momentos, cortantes y asentamientos. ....	249
Figura 152: Diagrama de momentos flectores obtenido por el método flexible .....	251
Figura 153: Detallado de acero de la platea de cimentación de espesor uniforme obtenidos del método flexible .....	252

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Asentamiento de sede de la fiscalía en la ciudad de Lambayeque. ....	28
Tabla 2: Símbolos para clasificar un suelo. ....	35
Tabla 3: Simbología de suelos. ....	37
Tabla 4: Métodos de cálculo de asentamientos. ....	56
Tabla 5: Asentamiento admisible. ....	60
Tabla 6: Coeficiente de balasto según su capacidad admisible. ....	66
Tabla 7: Detalle de columnas y placas. ....	77
Tabla 8: Resultados de análisis estructural de proyecto. ....	86
Tabla 9: Verificación de dimensiones de zapatas ....	87
Tabla 10: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.1).....	97
Tabla 11: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.3).....	103
Tabla 12: Diferencias de zapatas combinadas con viga rígida y sin viga rígida.....	128
Tabla 13: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.2).....	129
Tabla 14: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.5).....	138
Tabla 15: Diseño por corte de viga rígida de la zapata (Z.5).....	148
Tabla 16: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.2).....	151
Tabla 17: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.2).....	160
Tabla 18: Diseño por flexión de viga de la zapata combinada (Z.9).....	168
Tabla 19: Diseño por corte de viga de la zapata combinada (Z.9) ....	169
Tabla 20: Cálculo de rigidez del suelo y asentamiento de cada zapata. ....	173
Tabla 21: Modelamiento de parrilla de zapata (Z.1).....	177
Tabla 22: Diseño por flexión de la viga conexión del eje D-D ....	180
Tabla 23: Diseño por corte de la viga conexión del eje D-D.....	181
Tabla 24: Cálculo de C.G. de cargas actuantes de la cimentación del eje D-D ....	190
Tabla 25: Diseño por flexión de la cimentación del eje D-D ....	194
Tabla 26: Diseño por corte de la cimentación del eje D-D.....	197
Tabla 27: Cálculo de C.G. de cargas actuantes de platea cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba ....	206
Tabla 28: Coeficiente para el cálculo de los momentos de diseño de losa apoyada en vigas.....	214
Tabla 29: Diseño por flexión del paño ....	215
Tabla 30: Diseño por flexión de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D.....	218
Tabla 31: Diseño por corte de la viga peraltada del eje D-D ....	220
Tabla 32: Cálculo de C.G. de cargas actuantes de platea cimentación de espesor uniforme ....	227
Tabla 33: Diseño por flexión de la franja D-D ....	234
Tabla 34: Diseño por flexión de la franja D-D ....	251
Tabla 35: Costo de la alternativa I.....	254

Tabla 36: Costo de la alternativa II.....	255
Tabla 37: Costo de la alternativa III.....	256
Tabla 38: Costo de la alternativa IV.....	257
Tabla 39: Costo de la cimentación existente.....	258
Tabla 40: Relación usual carga muerta y carga viva.....	259
Tabla 41: Metrado de acero corregido.....	259
Tabla 42: Costo de la cimentación existente corregido por el factor.....	260
Tabla 43: Resumen comparativo de costos de las 4 alternativas de cimentación con respecto a la cimentación existente.....	261
Tabla 44: Análisis comparativo de costos de las alternativas de cimentación.....	261

## **CAPITULO I**

### **PROBLEMA DEL ESTUDIO**

#### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Motiva el presente tema de tesis la importancia de cimentar con cimentaciones superficiales capaces de transmitir las cargas de gravedad y de sismo desde la superestructura a una fundación que se sustenta en terreno superficial, donde existen problemas geotécnicos como deformaciones o asentamientos diferenciales por efecto de estas cargas, para diferentes alternativas de cimentaciones. Para ello, es necesario analizar las condiciones del suelo como uno de los elementos más significativos, donde el sub suelo no es homogéneo y las cargas que se transmiten a través de diferentes cimentaciones de una edificación, deben ser capaces de controlar asentamientos diferenciales evitando fisuras en los muros, columnas, vigas, losas, etc.

Por otro lado, existen suelos expansivos como las arcillas que presentan expansiones o contracciones; es decir, cambio de volumen cuando varía su humedad o contenido de agua. La arcilla tiene la capacidad de absorber una gran cantidad de agua y retenerla debido a su estructura, el agua produce el incremento de volumen en el material, también reduce drásticamente su volumen cuando el agua se seca, estos suelos expansivos resultan ser un gran problema para las edificaciones generando asentamientos diferenciales importantes.

Estos asentamientos diferenciales se deben, también, a daños producidos por las operaciones de construcción, se manifiestan asentamiento debido a las excavaciones, esto está asociado a un cambio del estado de esfuerzos en el suelo; asimismo, existen

asentamientos por vibraciones, asentamientos debido al abatimiento del agua freática y por eventos sísmicos.

En la ciudad de Huancayo se observa tres tipologías de suelos en el casco urbano comprendido por los distritos de Huancayo, El Tambo y Chilca. Encontrándose que el distrito de El Tambo presenta suelos de cuyas capacidades admisibles de 2 a 3.5 kg/cm<sup>2</sup> por componerse de suelos gravosos y arena. Sin embargo, hay antecedentes para edificaciones de varios pisos con sótano, encontrándose estratos de arcilla, los cuales ante tanto peso excesivo son susceptibles de generar asentamientos.

En el distrito de Chilca, en general, los suelos son arcillosos con resistencia variables de 0.8 a 1.5 kg/m<sup>2</sup>. Por ejemplo, en caso de Huancán y Auquimarca se observan suelos altamente compresibles con capacidades admisibles de 0.8 kg/cm<sup>2</sup>.

En el distrito de Huancayo, los diferentes suelos que lo conforman son arcillosos, limo arcillosos, que se encuentran en la zona de Chorrillo en la Corona de Fraile con una capacidad admisible menores a 1 kg/cm<sup>2</sup>.

Teniendo en consideración que la existencia de suelos en Huancayo son susceptibles a generar asentamientos diferenciales, esta tesis se enfoca a proponer alternativas de cimentación para suelos con asentamientos diferenciales, teniendo en cuenta no solo la acción de cargas de gravedad, sino también las fuerzas de sismo. Huancayo como se sabe está ubicada en zona de sismicidad media alta de acuerdo al mapa de zonificación como se muestra en la figura 1.



Figura 1: Zonas sísmicas en Perú.  
Fuente: E.030 Diseño sísmorresistente.

A continuación, se presenta algunas figuras de edificaciones que han sufrido asentamientos diferenciales:



Figura 2: Asentamiento de la cimentación por efectos de licuefacción de suelos en Chimbote, terremoto 1970.

Fuente: Kuroiwa 2002



Figura 3: Desplazamiento de la losa de cimentación de una edificación en Pisco-15/08/2007.

Fuente: Aporte de la Ingeniería Sísmica al Diseño Sismorresistente, Abel Ordoñez.



Figura 4: Fisuras a causa de asentamiento en edificaciones.

Fuente: Cimentaciones Superficiales, Alberto Moreno C.

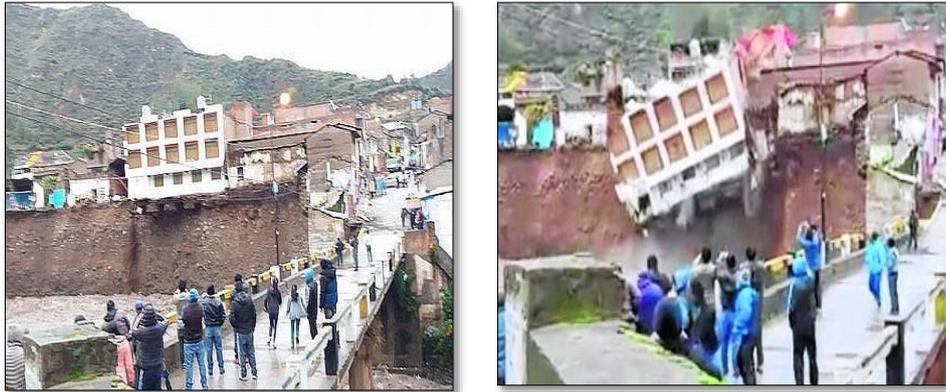


Figura 5: Colapso de una edificación en Huancavelica - Lircay  
Fuente: Diario Correo, Oskar Natteri.



Figura 6: Asentamiento de edificio en la playa de Sao Pablo, Brasil.  
Fuente: Diplomado en Ingeniería Geotecnia Avanzada, Juan C. Rojas Vidovic.

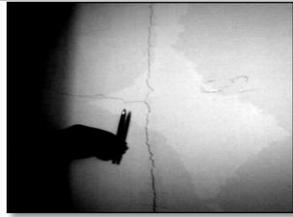
	<p>Asentamiento de sede de la fiscalía en la ciudad de Lambayeque.</p>
	<p>Falla de cerámico del aligerado del primer piso de la fiscalía de Lambayeque.</p>
	<p>Grietas en la pared de la fiscalía de Lambayeque.</p>

Tabla 1: Asentamiento de sede de la fiscalía en la ciudad de Lambayeque.  
Fuente: Ingeniería geotecnia, William Rodríguez.

Lo expuesto, motiva a plantear en la presente tesis con el fin de afianzar los conocimientos referidos a alternativas de cimentaciones superficiales para edificaciones cimentadas en un terreno con asentamiento diferencial y de esta manera contribuir en la mejora de la calidad en los proyectos estructurales que concierne a la cimentación.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál es la mejor alternativa de cimentación superficial para una edificación cimentada en un terreno con asentamiento diferencial?

## **1.3. OBJETIVO DEL ESTUDIO**

### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Analizar y proponer la mejor alternativa de cimentación superficial para una edificación cimentada en un terreno con asentamiento diferencial.

### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Análisis y diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión.
- Análisis y diseño emparrillado de cimentación con viga rígida.
- Análisis y diseño de platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.
- Análisis y diseño de platea de cimentación de espesor uniforme.

## **1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

El propósito del presente tema de tesis sirve de guía en el proceso de análisis y diseño de cimentaciones superficiales para edificaciones cimentadas en un terreno con asentamiento diferencial, específicamente en:

- Diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión.
- Diseño emparrillado de cimentación con viga rígida.
- Diseño de platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.
- Diseño de platea de cimentación de espesor uniforme.

Se pondrá en práctica los factores que determinan el tipo de cimentación. Según Karl Terzaghi, publicado por Peck-Hanson-Thornburn, menciona que el tipo de cimentación más adecuado para una estructura que depende de varios factores como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del suelo y el costo de la cimentación para tal efecto se

debe de diseñar varias alternativas de cimentación y elegir la más económica. En el capítulo 2 en el ítem 2.2.11 se detalla los factores que determinan el tipo de cimentación.

Por otro lado, esta tesis permite conocer la teoría de cimentaciones superficiales y los diseños de esta manera contribuir en la mejora de la calidad en los proyectos estructurales que concierne a la cimentación.

## **1.5. DELIMITACIONES DEL PROYECTO**

Para el desarrollo del presente tema de tesis se ha elegido un proyecto ya existente “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, tal como se muestra en la figura 7 que está conformado por doce niveles, dos de los cuales son sótanos. El primero de ellos está destinado a playa de estacionamiento y sala de archivos, y el segundo, a oficinas. El resto de niveles están conformados por oficinas administrativas. El punto de partida para el desarrollo de esta tesis es con la documentación ya existente como el análisis estructural y diseño estructural del proyecto elaborada por la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) elaborado por el Mg. Ing. Abel Ordoñez Huamán y la arquitectura del proyecto elaborado por el Dr. Arq. César Martínez Vitor quienes son autores del proyecto que bondadosamente han facilitado la información necesaria para el desarrollo de esta tesis.

Dicho Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) menciona que cuenta con un suelo granular de buena granulometría con pocos finos limo arcillosos denominado GW-GC y adicionalmente tiene presencia de una capa de arcillosa denominado CL de 60 cm de espesor generando conjuntamente un asentamiento total 3.0 a 4.0 cm que permitirá el análisis y diseño de las alternativas de cimentaciones superficiales elaborado manualmente con la ayuda de hojas de cálculo Excel, en concordancia con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) como la E0.50 Suelos y Cimentaciones, E0.60 Concreto Armado y la E0.30 diseño sismorresistente.



Figura 7: Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú.  
Fuente: Propia.

Se realizará:

- Diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión.
- Diseño emparrillado de cimentación con viga rígida.
- Diseño de platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.
- Diseño de platea de cimentación de espesor uniforme.

El presente tema de tesis se limita a realizar el análisis estructural ya que se trabajará con los datos ya obtenidos del proyecto “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, el año 2000 y diseños en concreto armado que conforman columnas placas, vigas, losas aligeras.

Para tener una mejor ilustración a continuación se muestra la figura 8 que representa el esquema de la investigación.

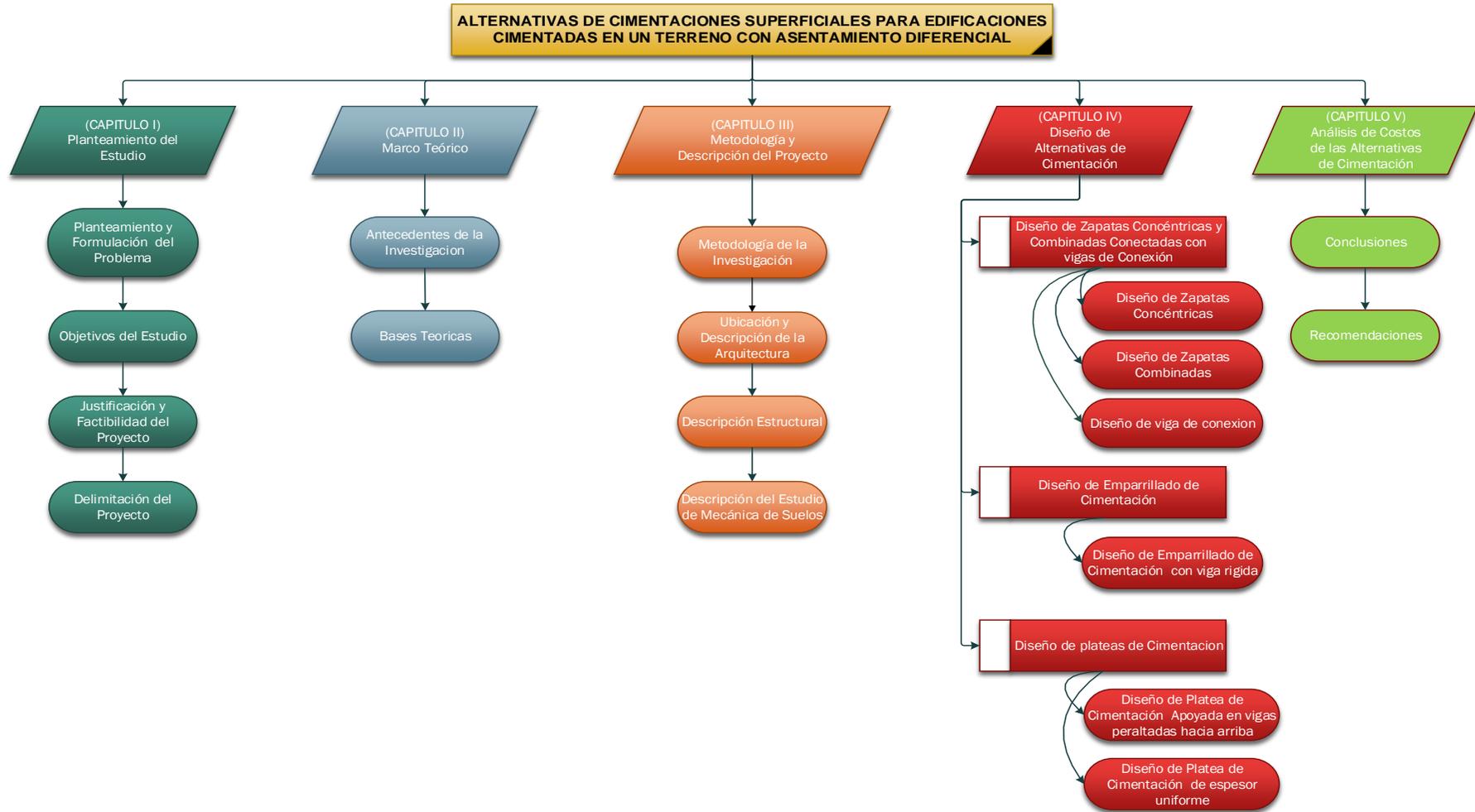


Figura 8: Esquema de desarrollo de tesis.  
Fuente: Propia.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

Santiago (2010) de la Universidad de San Carlos de Guatemala en su trabajo titulado “Cimentaciones especiales para edificios mayores de tres niveles”, ubicado en el área del puerto de San José en el cual analiza una edificación de 5 niveles con cimentaciones por medio de vigas, losas planas, pilotes y su verificación en el costo de sus cimentaciones. Llega a la conclusión que al diseñar la edificación de cinco niveles por medio de losas planas y pilotes se observa que el de pilotes ofrece mayor seguridad estructural.

De acuerdo con la estimación económica realizada, la cimentación a base de pilotes resulta bastante costosa en comparación a la losa plana. Lo anterior se debe en gran medida al costo que conlleva adquirir los servicios de la maquinaria necesaria para el hincado de los pilotes.

Martínez y Lira (2010) de la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Tecnología de la Construcción en su trabajo titulado “Diseño y análisis de cimentaciones para torre de telefónica celular” en el cual analiza la torre de telefónica con cimentaciones superficiales y profundas determinando el costo de sus cimentaciones. Llega a la conclusión que el trabajo es una contribución al aprendizaje de los estudiantes, ya que presenta de forma didáctica el análisis y diseño de cimentaciones, adaptando el procedimiento convencional de análisis de cimentación a los requerimientos especiales de acuerdo al tipo de construcción. Presenta los conceptos necesarios para entender los parámetros que rigen el diseño, así como los que nos permiten mayor entendimiento del suelo como elemento

imprescindible en la construcción, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos a lo largo del curso.

Moya (2015) de la Universidad Técnica de Ambato de la Carrera de Ingeniería Civil en su trabajo titulado “Estudio y análisis del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efecto de consolidación del suelo en fundación, según la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción”, analiza los efectos de consolidación del suelo, para poder proyectar adecuadamente el diseño de la cimentación de una estructura, debido a que pueden presentarse asentamientos provocando comúnmente agrietamientos en paredes, columnas y vigas. En algunos casos los asentamientos pueden ser tan críticos que provocan inestabilidad en la estructura. Llega a la conclusión que mediante el estudio y análisis de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación se garantizará el adecuado comportamiento estructural del edificio de cinco pisos de hormigón armado.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

El EMS es un informe detallado donde la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones nos recomiendan cumplir requisitos que presenta esta norma como la obligatoriedad de realizar un EMS, alcances y responsabilidades del profesional y solicitante. El objetivo del EMS es obtener los parámetros de resistencia del suelo como el ángulo de fricción, cohesión, la capacidad admisible entre otros parámetros necesarios para el diseño de la cimentación.

### **2.2.2. CLASIFICACIÓN DEL SUELO**

Según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones para realizar la clasificación de suelos nos sugiere utilizar el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS) que fue propuesto por Casagrande en el año 1942. Este sistema fundamentó principalmente en la experiencia donde divide a los suelos en dos grandes grupos. Finos, suelos en donde más del 50% pasa el tamiz N° 200. Gruesos, suelos donde más del 50% se retiene en el tamiz N° 200.

El SUCS utiliza símbolos para clasificar un suelo, de acuerdo con su “tipo” y “característica”:

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Suelo orgánico
W	Bien graduado
P	Mal graduado
L	Baja compresibilidad
H	Alta compresibilidad

Tabla 2: Símbolos para clasificar un suelo.

Fuente: Extraído de diapositivas de taller básico de Mecánica de Suelos, Ing. Miguel A. Días Pardave (2005).

### 2.2.2.1. SUELOS FINOS O COHESIVOS

Los suelos finos o cohesivos son las arcillas y limos donde estas están unidas por enlaces químicos, su ángulo de fricción interna es menor a  $20^\circ$ . Estos tipos de suelos apenas pueden drenar, cuando se le carga van sufriendo asentamientos diferenciales con respecto al tiempo a medida que van expulsando el agua donde este proceso puede durar años. Para poder determinar la consistencia de suelos que está en función al contenido de humedad, mediante el límite líquido y límite plástico conocido como límite Atterberg son los siguientes: consistencia muy blanda, consistencia blanda, consistencia media, consistencia firme, consistencia muy firme y consistencia dura.

Para poder subdividir a los suelos finos, una gran cantidad de estos y en diferentes variedades, se han tratado de ubicarlos en el sistema de coordenadas IP (Índice Plástico) versus LL (Limite Liquido). Y, donde empíricamente se ha llegado a la conclusión de que los suelos finos se agrupan en el alineamiento inclinado conforme a sus propiedades de plasticidad y compresibilidad. Dentro de la carta de plasticidad, se trazó empíricamente la línea A, que pasa por los puntos de coordenadas (20-0) y (50-22).

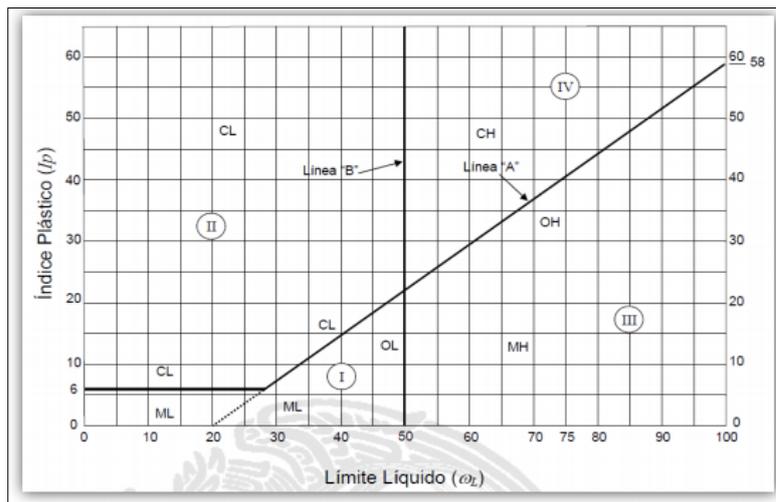


Figura 9: Carta de plasticidad de los suelos.

Fuente: Diapositivas de taller básico de Mecánica de Suelos, Ing. Miguel A. Días Pardave (2005)

Por encima de esta línea A se ubican las arcillas que se simbolizan con la letra C, por debajo de la misma, los limos y suelos orgánicos que se les simboliza con las letras M. Posteriormente, se trazó la línea vertical B y quedó dividida la carta de plasticidad en cuatro grandes zonas.

La línea B divide a los suelos finos en dos grupos:

Suelos finos de alta plasticidad  $LL > 50$

Suelos finos de baja plasticidad  $LL < 50$

De esta manera quedó definida la carta de plasticidad de suelos.

#### 2.2.2.2. SUELOS GRUESOS O NO COHESIVOS

Los suelos gruesos a su vez se subdividen en dos grupos:

Gravas: Más del 50% retiene el tamiz N° 4

Arenas: Más del 50% pasa el tamiz N° 4.

La Norma E. 050 Suelos y Cimentaciones nos presenta una tabla donde representa la simbología de suelos.

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.	

Tabla 3: Simbología de suelos.

Fuente: E-050 Suelos y cimentaciones propuesto (2011).

### 2.2.3. TIPOS DE CIMENTACIONES

La cimentación es una estructura sumamente importante que es una parte de una edificación donde esta se puede clasificar como cimentación superficial y profunda. Esto dependerá de la profundidad del suelo que se pretende cimentar, estos tipos de cimentaciones puede dividirse en diferentes alternativas como se muestra en la figura 10.

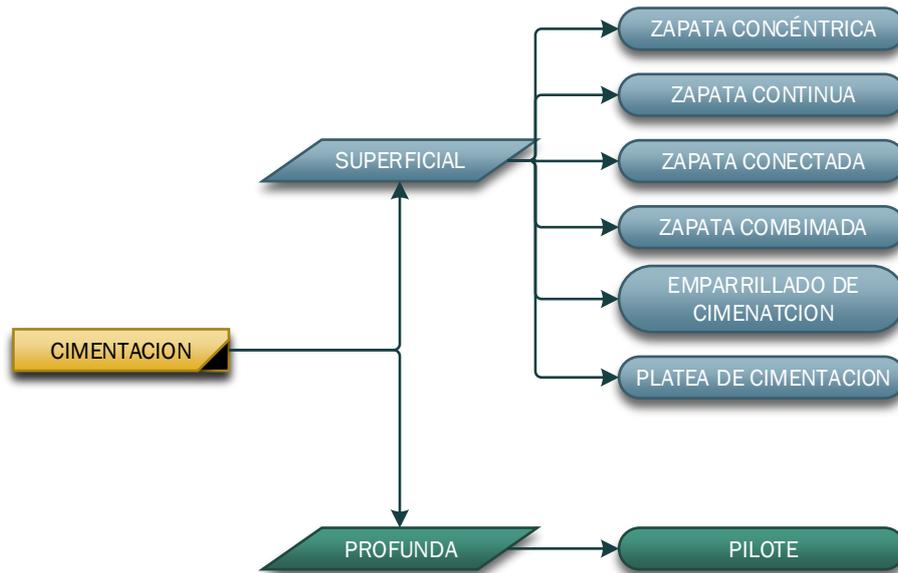


Figura 10: Esquema de tipos de cimentaciones.  
Fuente: Propia.

Para el desarrollo de la tesis solo se analiza las cimentaciones superficiales.

#### 2.2.4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones menciona que se les conoce como cimentaciones superficiales a aquellas cuya relación de profundidad de desplante  $D_f$  entre el ancho sea menor o igual (5); entre estas cimentaciones superficiales se encuentra las zapatas concéntricas, zapatas conectadas, zapatas combinadas, zapatas continuas y plateas de cimentación. Estos son elementos estructurales, por lo general, de forma cuadrada o rectangular, a veces circular, cuya misión es transmitir las cargas de la estructura al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su esfuerzo admisible.



Figura 11: Cimentación superficial del Residencial Las Lomas de San Antonio- Huancayo.  
Fuente: Propia.

#### **2.2.4.1. ZAPATA CONCÉNTRICA**

Según Harmsen (2002), las zapatas concéntricas son losas rectangulares y cuadradas que sirven de base de elementos estructurales verticales; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata concéntrica se debe a que se usa para asentar una sola columna o placa, de ahí el nombre de concéntrica.

Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base de la columna es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas conectadas en las que se asienten más de una columna. La zapata concéntrica no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos.

Cuando las zapatas concéntricas sufren una elevada excentricidad en una o las dos direcciones principales (zapatas medianeros y de esquina) es necesaria la disposición de vigas de conexión entre las zapatas con objeto de disminuir los momentos aplicados. En todo caso, resulta conveniente la disposición de estos elementos en el perímetro de la cimentación al objeto de disminuir la incidencia de los asientos diferenciales.

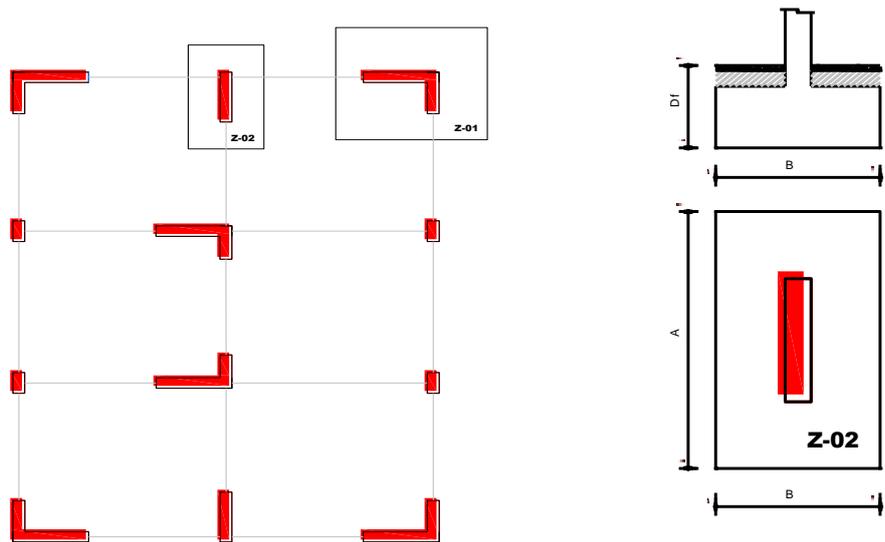


Figura 12: Zapata concéntrica  
Fuente: Propia.



Figura 13: Zapata concéntrica de Open Plaza - Huancayo.  
Fuente: Propia.

### 2.2.4.2. ZAPATA CONTINUA

Según Meli (1985), se puede emplear cuando dos o más columnas están cercas; es decir, sus las zapatas concéntricas se encuentran muy próximas o incluso se solapan, donde se recurre a considerar una sola zapata y se puede ignorar los efectos de los asentamientos diferenciales en el diseño de la cimentación. Esta cimentación tiene que ser rígida en comparación con el suelo y de esta manera los asentamientos serán pequeños. A continuación se muestra figura 14 y 15 de zapatas continuas.

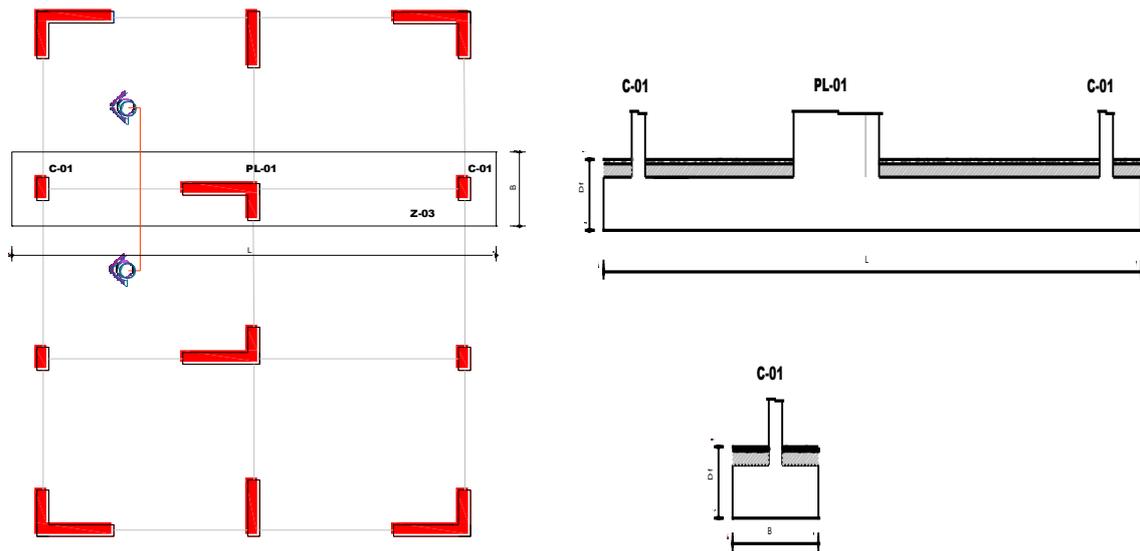


Figura 14: Zapata continúa.  
Fuente: Propia.



Figura 15: Zapata continúa Open Plaza - Huancayo.  
Fuente: Propia.

### 2.2.4.3. ZAPATA COMBINADA

Según Harmsen (2002), las zapatas combinadas consisten en una zapata común a dos o más columnas alineadas. Se utiliza este tipo de cimentación cuando la capacidad admisible es muy bajo y el número de niveles crece y se requieran zapatas de gran área lo que ocasiona que estas se traslapen, que la distancia entre columnas son reducidas, para la solución de estos problemas se puede emplear zapatas combinadas tal como se muestra en la figura 16 y 17.

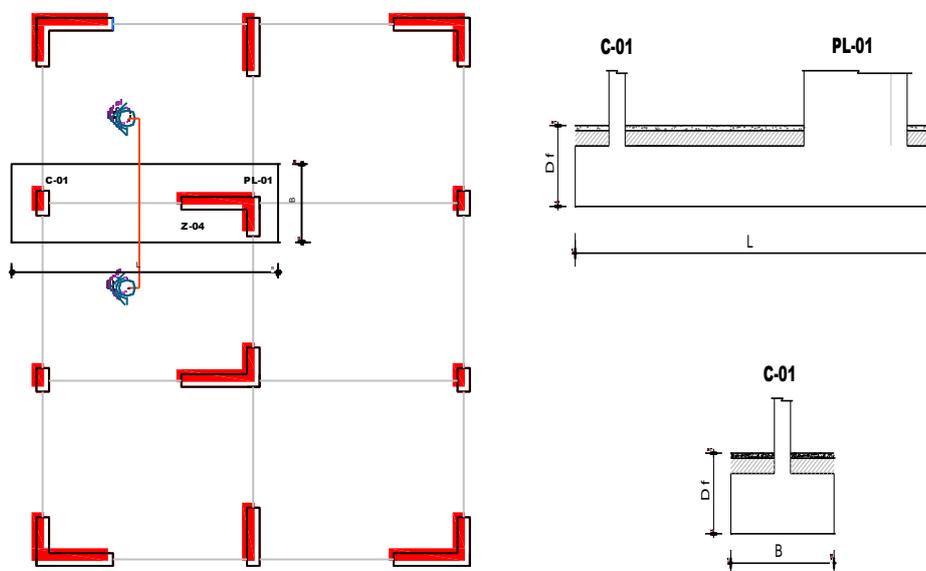


Figura 16: Zapatas combinada  
Fuente: Propia.



Figura 17: Zapatas combinada de Open Plaza.  
Fuente: Propia.

#### **2.2.4.4. ZAPATA CONECTADA**

Según Harmsen (2002), son más usadas que las combinadas cuando se trata de reducir excentricidad que se presenta en la cimentación de columnas exteriores y reducir los asentamientos diferenciales.

Estructuralmente, se tienen dos zapatas concéntricas tal como se muestra en la figura 18, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que unen las dos columnas que conforman la zapata conectada. La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural supuesto. La única complicación es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga. Algunos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se apoye de manera que solo resista su peso propio.

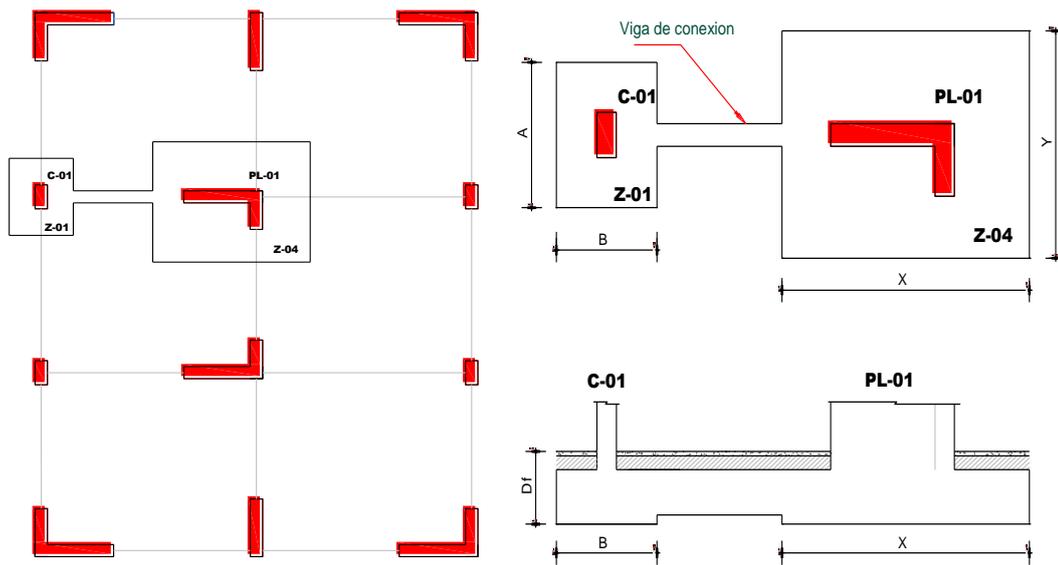


Figura 18: Zapatas conectadas.  
Fuente: Propia.



Figura 19: Zapata conectada del Residencial Las Lomas de San Antonio.  
Fuente: Propia.

Esta viga de conexión cumple una función muy importante cuando se tiene asentamientos diferenciales, el efecto de esta viga de conexión es controlar los asentamientos diferenciales que dependerá su rigidez, consecuente a ello tiene un mejor comportamiento sísmico en la estructura.

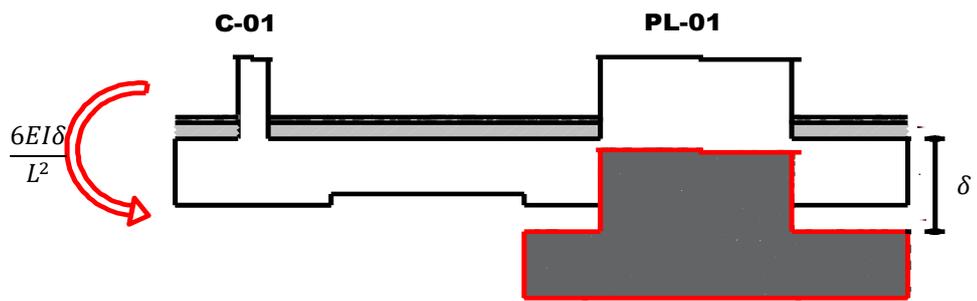


Figura 20: Momento al extremo de la viga de cimentación por el asentamiento diferencial.  
Fuente: Extraído de diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza V.

#### 2.2.4.5. EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN

Según Meli (1985), un emparrillado de cimentación está conformado por zapatas continuas. Se emplea cuando la capacidad admisible del terreno es muy bajo o cuando presenta heterogeneidad, lo que hace es proveer que se produzca asentamientos diferenciales importantes.

El emparrillado de cimentación consiste en varias zapatas continuas en los ejes X y Y, donde puede ser con viga rígida o sin viga rígida, en otras ocasiones pueden ser mixtas.

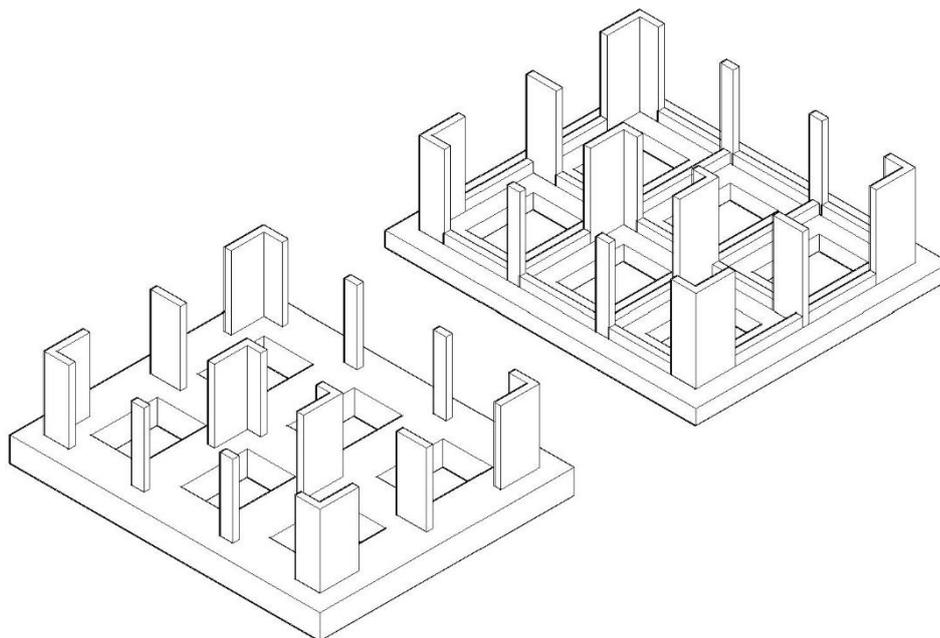


Figura 21: Tipos de emparrillado de cimentación.  
Fuente: Propia.

#### 2.2.4.6. PLATEAS DE CIMENTACIÓN

Una platea de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas.

Terzaghi (1973) menciona que cuando las cargas de un edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan baja, las dimensiones de las zapatas de las columnas y muros son tan grandes, de forma que se llega a superar un área mayor al 50% de área a construir, para ello se optará una platea de cimentación.

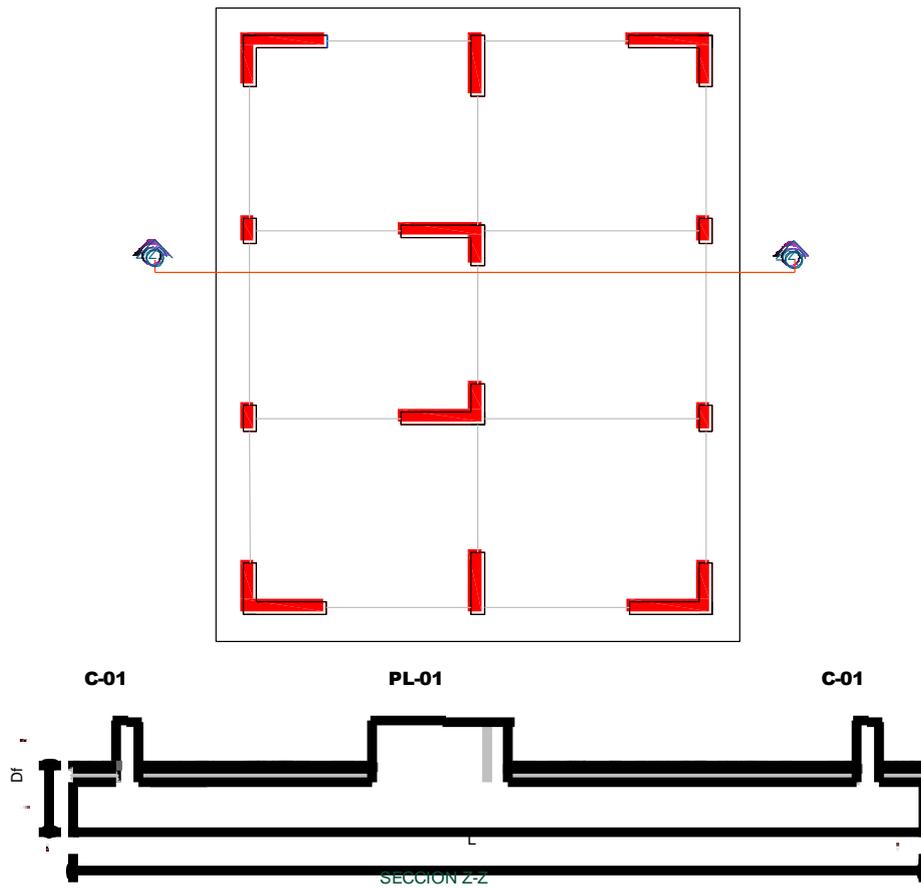


Figura 22: Plata de Cimentación.  
Fuente: Propia.



Figura 23: Plata de Cimentación de Open Plaza.  
Fuente: Propia.

Existen varios tipos de plateas de cimentación, para la presente tesis se efectuó el diseño de plateas de cimentación como diseño de losa de espesor uniforme, diseño de losa con vigas peraltas hacia arriba.

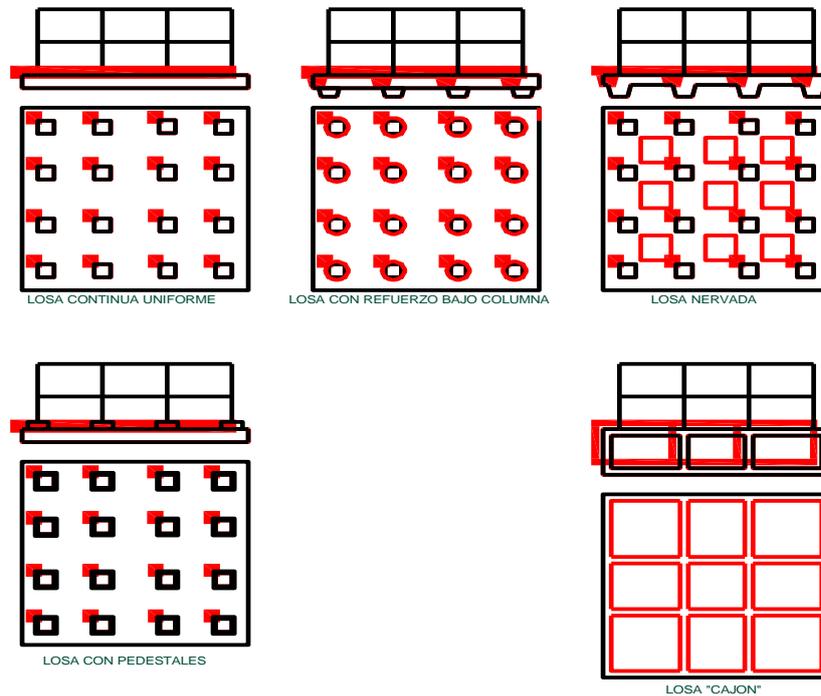


Figura 24: Tipo de plateas de cimentaciones.

Fuente: Extraído de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.

## 2.2.5. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES

Según Crespo (2004), la capacidad de carga en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir falla o daños en la estructura soportada. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también el tipo de cimentación, característica de la estructura y el coeficiente de seguridad que se adopte.

### 2.2.5.1. TIPOS DE FALLAS

Las fallas por capacidad de carga se presentan debido a la rotura por corte del suelo bajo la cimentación, existen tres tipos de falla: falla por corte general, falla por punzonamiento y falla por corte local.

### 2.2.5.1.1. FALLA POR CORTE GENERAL

Según Crespo (2004), este tipo de falla se da en arenas densas y arcillas rígidas, se caracteriza de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno como se muestra en la figura 25.

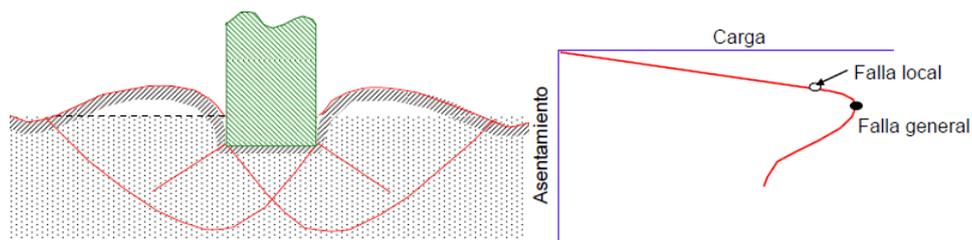


Figura 25: Falla por corte general.  
Fuente: Diseño de cimentaciones superficiales, Dr. Jorge E. Alva H.

### 2.2.5.1.2. FALLA POR PUNZONAMIENTO

Crespo (2004), sostiene que este tipo de falla se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación

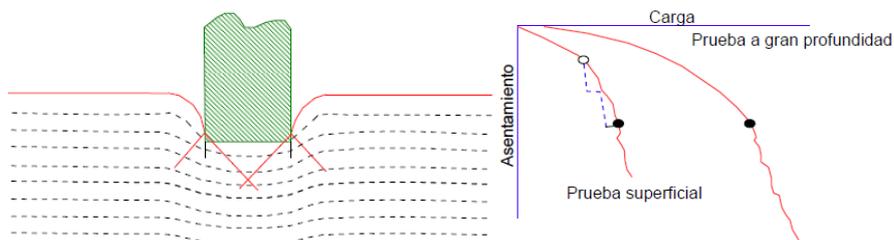


Figura 26: Falla por punzonamiento.  
Fuente: Diseño de cimentaciones superficiales, Dr. Jorge E. Alva H.

### 2.2.5.1.3. FALLA POR CORTE LOCAL

Crespo (2004), arguye que este tipo de falla presenta una transición entre las fallas por corte general y punzonamiento se da en arenas medias y flojas y en arcillas suaves. Al aumentar la carga, también ocurre un incremento en el asentamiento, pero la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie o en algunos casos cuando el

desplazamiento vertical es grande (la mitad del lado o diámetro de la zapata) termina dentro de la Propia. masa de suelo, pero aun este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de zapata.

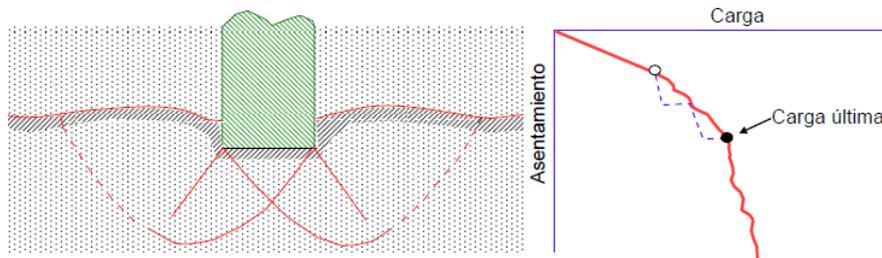


Figura 27: Falla por corte local.

Fuente: Diseño de cimentaciones superficiales, Dr. Jorge E. Alva H.

Todas las fallas mencionadas pueden ser bien diferenciadas unas de otras, pero no hay parámetro numérico que permitan predecir el tipo de falla a ocurrir; sin embargo, una forma de llegar a un estimado es basándose en la compresibilidad del suelo, debido a las condiciones de carga y geometría de la cimentación.

Vesic (1963) realizó una estimación para el modo de falla de cimentaciones en arenas, como lo muestra la figura 28. Por medio de la densidad relativa de la arena y las dimensiones de la cimentación así como la profundidad de desplante de la misma, donde:

$C_r$  = Compacidad relativa de la arena

$D_f$  = Profundidad de desplante de la cimentación, medida desde la superficie

$$B^* = \frac{2 \cdot BL}{B + L}$$

$B$  = Base de la cimentación

$L$  = Longitud de la cimentación

En cimentaciones cuadradas,  $B = L$ ; en cimentaciones circulares  $B = L =$  diámetro, por lo que:

$$B^* = B$$

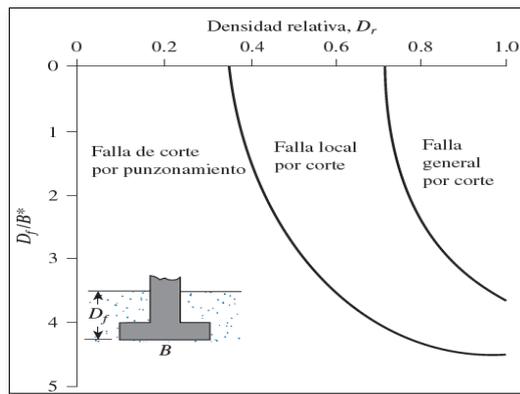


Figura 28: Modos de falla de cimentaciones en arena.  
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.

### 2.2.6. CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN KARL TERZAGHI

Terzaghi en 1943 fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales considerando la rugosidad de la zapata y el peso del suelo sobre el plano horizontal a través de la base, y modificó la expresión obtenida de Prandtl, correspondiente a la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede interpretarse según la figura 29.

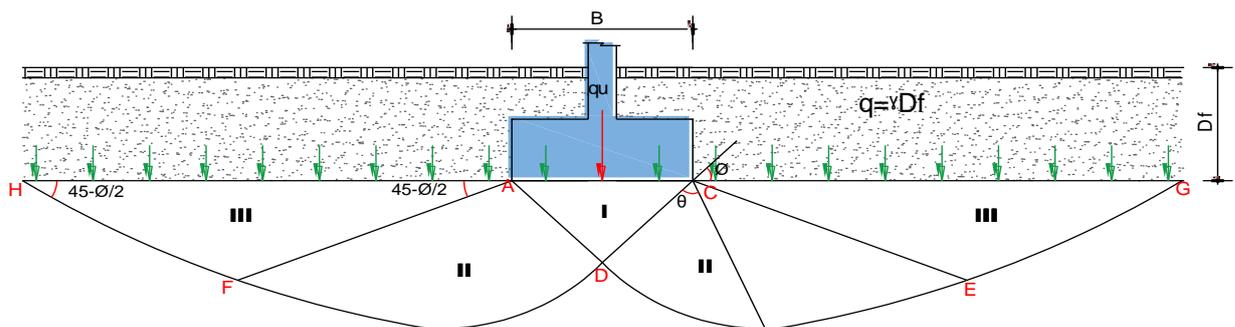


Figura 29: Falla por capacidad de carga en un suelo.

Fuente: Extraído de fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.

**Zona I.** Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, esta zona no puede ser separada. Se mueve hacia abajo como una cuña elástica y el suelo en esta zona se comporta como si fuera parte de la zapata. Los dos lados de la cuña AD y CD forman un ángulo  $\phi$  con la horizontal.

**Zona II.** Las zonas AFD y CED son zonas radiales de corte. El suelo en esta zona es empujado hacia la zona III.

**Zona III.** Estas son dos zonas pasivas de Rankine. Los bordes de estas zonas forman ángulos de  $(45^\circ - \phi/2)$  con la horizontal.

Usando el análisis de equilibrio, la capacidad de carga última se expresa:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación continua})$$

Donde:

$c$  = Cohesión del suelo

$\gamma$  = Peso específico

$D_f$  = Profundidad de desplante.

$q = \gamma \cdot D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga adimensional en función del ángulo de fricción del suelo.

$$N_c = \cot\phi \cdot (N_q - 1)$$

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan\phi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

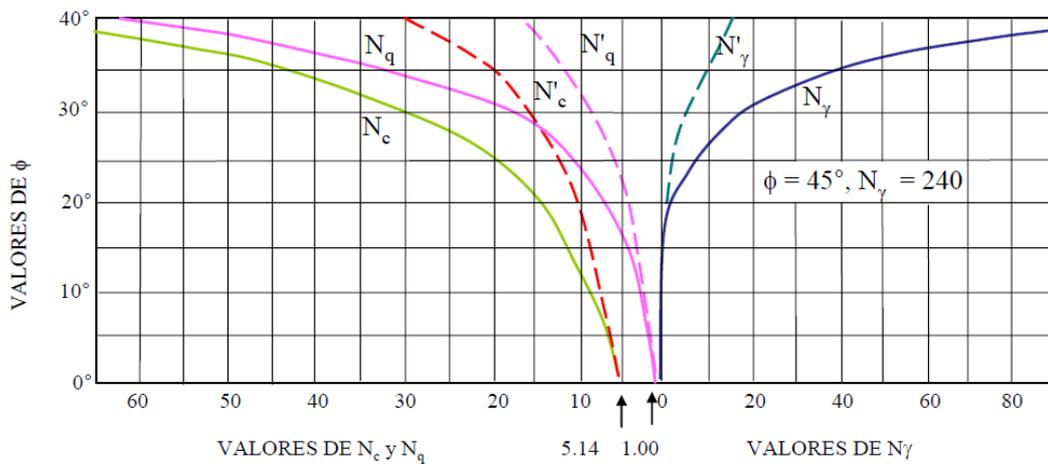


Figura 30: Factores de capacidad de carga.

Fuente: Diseño de cimentaciones superficiales, Dr. Jorge E. Alva H.

Para cimentaciones cuadradas o circulares la ecuación puede modificarse.

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4 \gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada})$$

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.3 \gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación circular})$$

### 2.2.6.1. FACTOR DE SEGURIDAD

La capacidad de carga admisible,  $q_{adm}$ , consiste una reducción de la capacidad de carga última con la aplicación de un factor de seguridad FS:

$$FS = \frac{\text{Capacidad portante untima}}{\text{Carga aplicada por la estructura}}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

La capacidad de carga última neta es la carga última,  $q_u$ , menos el exceso de presión de sobrecarga producida por el suelo alrededor de la cimentación y puede utilizarse en caso que la diferencia entre el peso específico del suelo y el concreto sea considerada pequeña:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde:

$$q_{neta(u)} = \text{Capacidad de carga última neta}$$

$$q = \gamma D_f$$

Por lo tanto:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

$$FS = \frac{\text{Capacidad portante untima}}{\text{Carga aplicada por la estructura}}$$

La Norma E.050 Suelos y Cimentaciones nos recomienda usar un factor de seguridad 3.0 cuando se trabaja solo con cargas de gravedad, 2.50 para solicitaciones de sismo o vientos.

### 2.2.7. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

La distribución de presiones transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia, tiene una distribución geométrica denominado habitualmente bulbo de presiones, donde este bulbo de presiones nos ayudará a determinar hasta qué punto o distancia afecta al terreno.



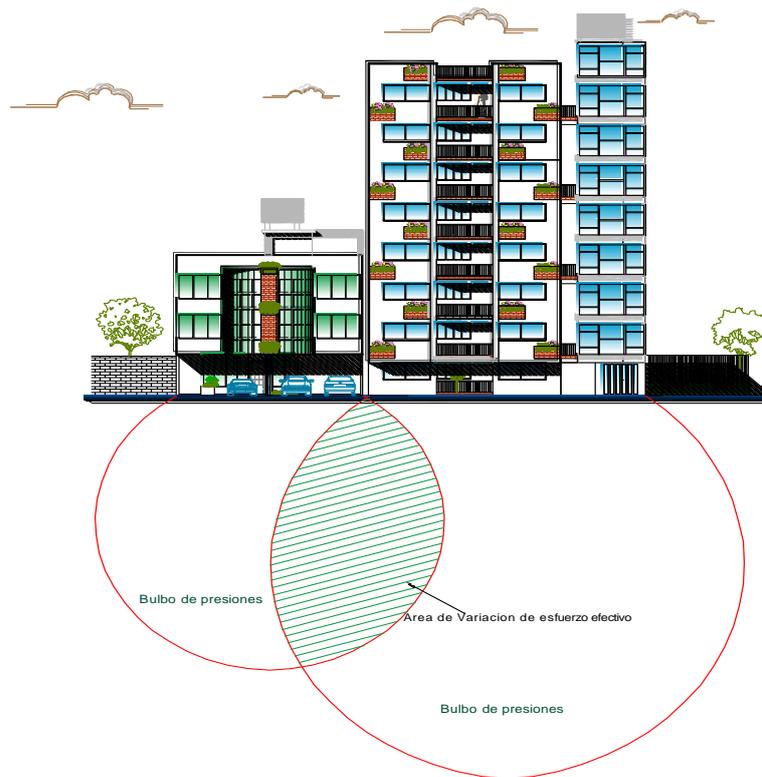


Figura 32: Área de influencia en el suelo.  
Fuente: Propia.

### 2.2.8. ASENTAMIENTO Y TEORÍA DE ELASTICIDAD

La Teoría de la Elasticidad puede utilizarse siempre que se considere al suelo como un compuesto homogéneo, isotrópico y linealmente elástico para así obtener expresiones de las deformaciones que resultan de una masa de suelo cuando se aplica carga. En la práctica es de interés conocer las deformaciones verticales, es decir, los asentamientos. Las soluciones para los asentamientos basados en la Teoría de la Elasticidad utilizan el módulo de elasticidad  $E$  y la relación de Poisson  $\nu$ .

El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales, asentamiento elástico o inmediato y el asentamiento por consolidación (primaria y secundaria), la suma de ambos asentamientos se da el asentamiento global o total.

TIPO DE ASENTAMIENTO	MÉTODO	PARÁMETRO BASE	APLICACIÓN
Inmediato	Elástico	Propiedades Elásticas del Suelo	Arenas, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y rocas
Inmediato	MEYERHOF	N(SPT)	Arenas, gravas y similares
Inmediato	Prueba de carga	Prueba de Carga	Arenas, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y rocas
Consolidación Primaria	Teoría de la Consolidación	Ensayo Consolidación	Arcillas blandas a medias saturadas
Consolidación Primaria y Secundaria	IDEM	IDEM	Arcillas blandas a muy blandas, turbas y suelos orgánicos y similares

Tabla 4: Métodos de cálculo de asentamientos.

Fuente: Extraído de diseño de cimentaciones superficiales, Dr. Jorge E. Alva H.

$$St = Si + Scp + Scs$$

Donde:

$Si$ : Asentamiento inmediato

$Scp$ : Asentamiento por consolidación primaria

$Scs$ : Asentamiento por consolidación secundaria

En arenas, gravas, arcillas duras, y suelos no saturados en general:  $St = Si$

En arcillas saturadas:  $St = Scp$

En suelos de gran deformabilidad como turbas y otros:  $St = Scp + Scs$

### 2.2.8.1. ASENTAMIENTO INMEDIATO

A partir de los parámetros elásticos del suelo. Para suelos predominantemente cohesivos, esta teoría es buena, debido a que se asumen condiciones de homogeneidad e isotropía no tan alejadas de la realidad. Como datos para el cálculo, se requieren el módulo de elasticidad ( $E_s$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\mu$ ).

$$\rho_i = pB \frac{(1 - \mu^2)}{E} I$$

Donde:

$\rho_i$  = Asentamiento inicial.

$p$  = Esfuerzo promedio transmitido.

$B$  = Dimensión característica del área cargada.

$E$  = Módulo de Young.

$I$  = factor de influencia

$\mu = 0.5$ , relación de Poisson

### 2.2.8.2. ASENTAMIENTO INMEDIATO EN FUNCIÓN DE UNA PRUEBA DE CARGA DIRECTA

Este método fue propuesto por Terzaghi – Peck en el año 1967 que solo es válido para arenas.

$$S_z = S_p \left( \frac{2 B_z}{B_z + B_p} \right)^2$$

Donde:

$S_z$  = Asentamiento de la zapata (cm).

$S_p$  = Asentamiento medido en la prueba (cm).

$B_z$  = Ancho de la zapata (m).

$B_p$  = Ancho de la placa (m).

Para arcillas se usa el método de Bonb que fue publicado en el año 1961.

$$S_z = S_p \left( \frac{B_z}{B_p} \right)^{n+1}$$

Donde:

$n$  = Coeficiente que depende del suelo.

Arcilla	$n = 0.03$ a $0.05$
Arcilla arenosa	$n = 0.08$ a $0.10$
Arena densa	$n = 0.40$ a $0.50$
Arena media a densa	$n = 0.25$ a $0.35$
Arena suelta	$n = 0.20$ a $0.25$

### 2.2.8.3. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

El asentamiento por consolidación primaria es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos, el asentamiento por consolidación primaria está representado por el ensayo edométrico, y al igual que la Teoría de Consolidación, corresponde a una deformación unidimensional.

$$\rho_c = \mu \sum \frac{C_c}{1 + e_o} H \text{Log} \frac{P_o + \Delta p}{P_o}$$

Donde:

$\frac{C_c}{1+e_o}$  = Índice de compresibilidad de la arcilla.

H= Espesor del estrato compresible.

$p_o$ = Presión de sobrecarga in-situ en el centro del estrato.

$\Delta p$ = Incremento del esfuerzo vertical en el centro del estrato debido a la carga en la cimentación.

$\mu$ = Factor de corrección por presión de poro.

### 2.2.8.4. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

El asentamiento por consolidación secundaria es el ajuste plástico de la estructura del suelo y ocurre cuando la consolidación primaria ha terminado; es decir, después que los excesos de presión en el agua se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura de suelo.

$$\rho_s = \sum H C_\alpha \text{Log} \frac{t_c}{t_p}$$

Donde:

$t_c$  = Tiempo desde la mitad del período de carga.

$t_p$  = Tiempo requerido para consolidación primaria.

### 2.2.8.5. CRITERIO DE ASENTAMIENTOS

La Norma E.050 Suelos y Cimentaciones menciona que en todo EMS debe de indicar los asentamientos tolerables, dependiendo del tipo de estructura fundada. Esta permite ciertos asentamientos sin afectar su funcionalidad o estética, muchas estructuras son capaces de resistir las deformaciones sin inconvenientes apreciables si estas llegan a ser de algunos

pocos centímetros, e instantáneas a la carga, pero no lo son para resistir asentamientos diferenciales, y menos cuando estos se producen entre dos soportes cercanos. En el caso de suelos granulares, el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

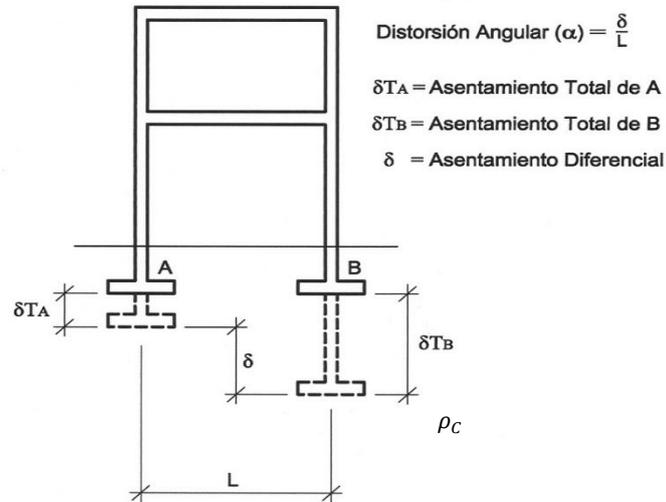


Figura 33: Asentamiento diferencial.  
Fuente: E-050 Suelos y cimentaciones, propuesto 2011.

Según Skempton y McDonald (1995) las siguientes consideraciones con referencia al asentamiento diferencial máximo.

- Arenas:** 25 mm
- Arcillas:** 40 mm

La Norma E.050 Suelos y Cimentaciones nos recomienda que el asentamiento diferencial no debe ocasionar una distorsión angular mayor que indica en la tabla 5.

$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Tabla 5: Asentamiento admisible.

Fuente: E-050 Suelos y Cimentaciones, propuesto 2011.

### 2.2.9. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

Según San Bartolomé (1998), las zapatas de concreto armado es rígida en comparación con el suelo, el cual a su vez adoptará como un material elástico con el coeficiente de balasto que es igual a "Ks", en el cual este valor se obtiene al ensayar el suelo a compresión, empleando un plato estándar.

La rigidez que ofrece el suelo al tratar de impedir la rotación ( $\theta$ ) la zapata, se calcula como un momento (M) que proviene del eje de la columna, placa o muro de albañilería dividiendo entre la rotación.

$$K_z = M/\theta$$

Dicha restricción se representa mediante un resorte helicoidal cuya constante es:

$$K_z = K_s \times I_z$$

Donde:

$I_z$  = Momento de inercia de la zapata.

San Bartolomé (1998), recomienda que la fórmula para calcular  $K_z$  es válida siempre y cuando el suelo trabaje a compresión, como resultado de la acción compuesta Carga Axial - Momento Flector; en caso contrario,  $I_z$  debe calcularse empleando sólo la zona comprimida.

En suelos muy duros  $K_z \gg K_{columna}$  ( $4 E I_c / h$ ), con lo cual, la base de la columna estará empotrada; en cambio, en suelos muy blandos  $K_z \ll K_{columna}$ , por lo cual, la base estará articulada.

Cuando existan problemas por asentamiento diferencial, al suelo se puede reemplazar por un resorte vertical, donde este resorte representa la rigidez del suelo tal como se muestra en la figura 34.

$$K_v = K_s \times A_z$$

Donde:

$A_z$  = Área de la zapata.

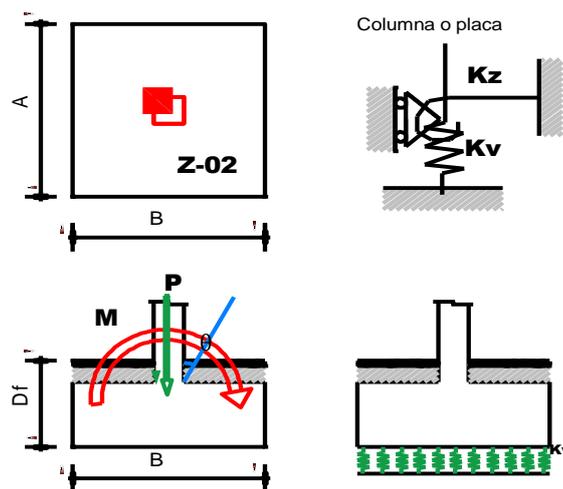


Figura 34: Representación de rigidez del suelo.

Fuente: Extraído de análisis de edificios, Ángel San Bartolomé.

También, Villareal (2015) menciona que para calcular el asentamiento de una zapata o edificación se debe de tener el coeficiente de balasto, que nos ayudará para determinar la

rigidez del suelo, este coeficiente de balasto se obtiene a partir de un EMS que contenga el ensayo de carga directa estática.

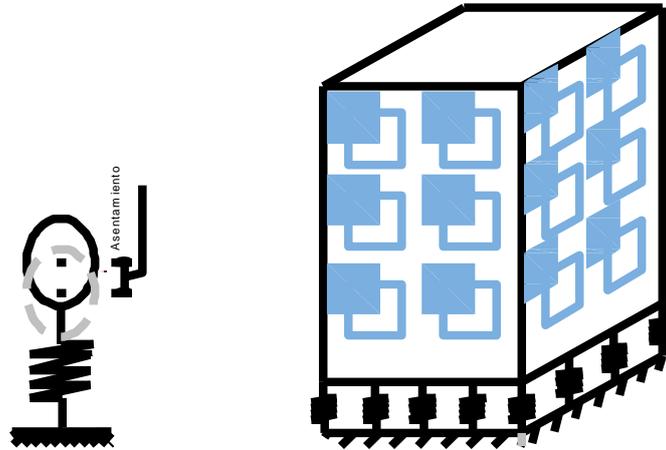


Figura 35: Representación de rigidez del suelo de una edificación.  
Fuente: Extraído de Diseño estructural sismorresistente en edificaciones, Genner Villareal.

Según San Bartolomé (1998) cuando se tiene un terreno con asentamiento diferencial se tiene que calcular los momentos por asentamiento diferencial, de tal forma se pueda controlar los asentamientos colocando una viga de conexión, para ello se tiene que efectuar un parrilla simple de zapatas tal como se muestra en la figura 36.

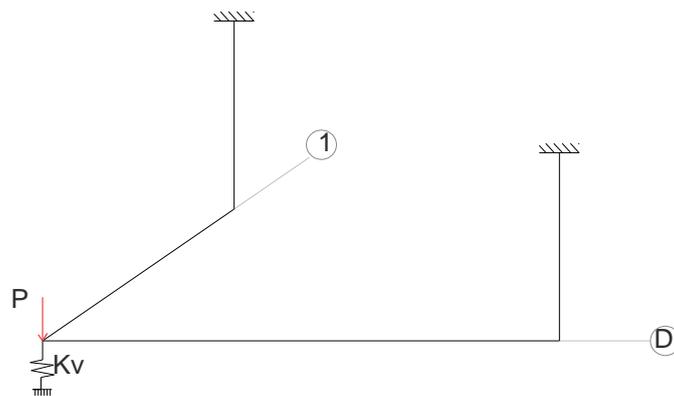
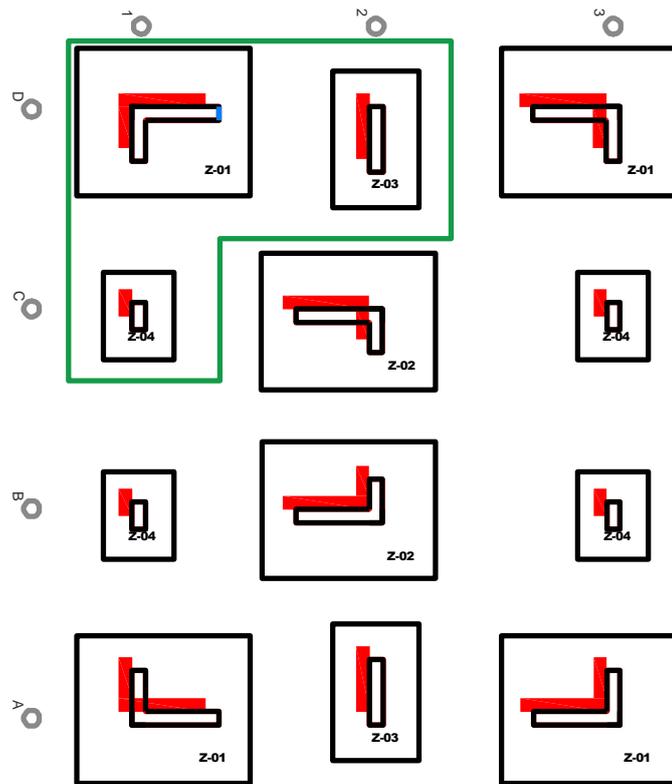


Figura 36: Ejemplo de parrilla simple de zapata.  
Fuente: Propia.

Para obtener los momentos por asentamiento, consiste en seleccionar 2 a más zapatas tal como se muestra en la figura 36, donde se empotra a los extremos y dejar libre una de la zapatas y aplicar las cargas actuantes (P) y colocar su rigidez de suelo (Kv) representado por un resorte. Para realizar el análisis estructural de estas vigas de conexión se puede efectuar por el programa SAP2000 V17.

## 2.2.10. COEFICIENTE DE BALASTO

El coeficiente de balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto ( $q$ ) y el desplazamiento ( $\delta$ ).

$$K_1 = \frac{q}{\delta}$$

Entonces, el coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de cimentaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas de conexión, plateas de cimentación.

### 2.2.10.1. OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO A PARTIR DEL ENSAYO DE PLACA DE CARGA

Este coeficiente tiene su ecuación básica cuando se usa los datos de placa de carga:

$$K_1 = \frac{q}{\delta}$$



Figura 37: Ensayo de placa de carga.

Fuente: [http://www.gtklaboratorio.com/productos/ensayos-de-carga-con-placas-de-300-y-600-mm\\_2074059\\_1.html](http://www.gtklaboratorio.com/productos/ensayos-de-carga-con-placas-de-300-y-600-mm_2074059_1.html)

Una de las primeras contribuciones para estimar el valor numérico de  $K_s$  lo hizo Terzaghi, quien propuso que  $K_s$  para zapatas a tamaño real puede ser obtenido del ensayo de placa de carga usando las siguientes ecuaciones:

Para zapatas en arcilla:

$$K_s = K_1 \frac{0.30}{B}$$

Para zapatas en arena:

$$K_s = K_1 \left( \frac{B + 0.30}{2 \cdot B} \right)^2$$

Donde:

$K_s$ = Valor encontrado del coeficiente de balasto para una zapata en tamaño real.

$K_1$ = Valor obtenido del ensayo de carga de placa usando la placa de 0.30m x 0.30m.

#### **2.2.10.2. OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO SEGÚN LA CAPACIDAD ADMISIBLE.**

Esta tabla se extrajo de la tesis de maestría “Interacción suelo – Estructura: Semi-espacios de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona-España (1993), que fue publicada por Morrison Ingenieros, donde se indica el resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que ha realizado el profesor Terzaghi y otros cinco ingenieros connotados en diferentes épocas.

<b>Esf Adm</b>	<b>Winkler</b>	<b>Esf Adm</b>	<b>Winkler</b>	<b>Esf Adm</b>	<b>Winkler</b>
<b>(Kg/Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/Cm<sup>3</sup>)</b>	<b>(Kg/Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/Cm<sup>3</sup>)</b>	<b>(Kg/Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/Cm<sup>3</sup>)</b>
<b>0.25</b>	0.65	<b>1.55</b>	3.19	<b>2.85</b>	5.7
<b>0.3</b>	0.78	<b>1.6</b>	3.28	<b>2.9</b>	5.8
<b>0.35</b>	0.91	<b>1.65</b>	3.37	<b>2.95</b>	5.9
<b>0.4</b>	1.04	<b>1.7</b>	3.46	<b>3</b>	6
<b>0.45</b>	1.17	<b>1.75</b>	3.55	<b>3.05</b>	6.1
<b>0.5</b>	1.3	<b>1.8</b>	3.64	<b>3.1</b>	6.2
<b>0.55</b>	1.39	<b>1.85</b>	3.73	<b>3.15</b>	6.3
<b>0.6</b>	1.48	<b>1.9</b>	3.82	<b>3.2</b>	6.4
<b>0.65</b>	1.57	<b>1.95</b>	3.91	<b>3.25</b>	6.5
<b>0.7</b>	1.66	<b>2</b>	4	<b>3.3</b>	6.6
<b>0.75</b>	1.75	<b>2.05</b>	4.1	<b>3.35</b>	6.7
<b>0.8</b>	1.84	<b>2.1</b>	4.2	<b>3.4</b>	6.8
<b>0.85</b>	1.93	<b>2.15</b>	4.3	<b>3.45</b>	6.9
<b>0.9</b>	2.02	<b>2.2</b>	4.4	<b>3.5</b>	7
<b>0.95</b>	2.11	<b>2.25</b>	4.5	<b>3.55</b>	7.1
<b>1</b>	2.2	<b>2.3</b>	4.6	<b>3.6</b>	7.2
<b>1.05</b>	2.29	<b>2.35</b>	4.7	<b>3.65</b>	7.3
<b>1.1</b>	2.38	<b>2.4</b>	4.8	<b>3.7</b>	7.4
<b>1.15</b>	2.47	<b>2.45</b>	4.9	<b>3.75</b>	7.5
<b>1.2</b>	2.56	<b>2.5</b>	5	<b>3.8</b>	7.6
<b>1.25</b>	2.65	<b>2.55</b>	5.1	<b>3.85</b>	7.7
<b>1.3</b>	2.74	<b>2.6</b>	5.2	<b>3.9</b>	7.8
<b>1.35</b>	2.83	<b>2.65</b>	5.3	<b>3.95</b>	7.9
<b>1.4</b>	2.92	<b>2.7</b>	5.4	<b>4</b>	8
<b>1.45</b>	3.01	<b>2.75</b>	5.5		
<b>1.5</b>	3.1	<b>2.8</b>	5.6		

Tabla 6: Coeficiente de balasto según su capacidad admisible.  
Fuente: [www.morrisoningenieros.com](http://www.morrisoningenieros.com)

### 2.2.11. FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

Según Karl Terzaghi, publicado por Peck-Hanson-Thornburn, el tipo de cimentación adecuado para una estructura dada, depende de varios factores: su función, las cargas que debe soportar, las condiciones estratigráficas del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

Cada tipo de cimentación deberá diseñarse para cumplir con lo siguiente:

- Ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo.
- No deberá asentarse o emerger más allá de los valores tolerables por la estructura y obras colindantes.

- Deberá localizarse y protegerse adecuadamente contra probables agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.
- Además, deberá ser segura contra falla catastrófica y proporcionar un comportamiento que permita la utilización de la obra. Los reglamentos de construcción no hablan de factores de seguridad, sino de factores de carga y factores de reducción para los estados límites de falla y de servicio. Es decir, acotan el diseño para evitar una falla catastrófica, y aseguran que el comportamiento de la obra cumpla con las condiciones de servicio para las que se diseña.

En general, en cualquier estudio de cimentación va a interesar el conocimiento de la geología local, la estratigrafía del suelo y las propiedades índice y mecánico (resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad) de los suelos que lo componen; además, del conocimiento de otros factores como sismicidad, vientos, comportamiento del subsuelo y de cimentaciones existentes, etc.

Establecidos los requisitos que debe llenar una cimentación apropiada, los pasos involucrados en su elección y análisis son los siguientes.

### **2.2.11.1. FUNCIÓN**

Es frecuente que para una estructura existan varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. La cimentación tiene que cumplir con los requisitos básicos de funcionalidad, a saber:

- Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga.
- Por otra parte, el suelo o roca de apoyo pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura puede agrietarse y dañarse.

Este puede ser el caso de un edificio alto y pesado que proyecte construirse en suelos altamente compresibles – como arcillas blandas o depósitos de suelos orgánicos y turba – para el que a primera vista resultaría inadecuada una cimentación superficial a base de zapatas o plateas de cimentación.

### **2.2.11.2. CARGAS**

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción, es necesario evaluar las acciones permanentes (carga muerta), las acciones variables (carga viva), y las acciones accidentales (sismo, viento, maquinaria, etc.), a las que se encontrará sometida.

Una vez determinadas estas acciones, es necesario conocer su distribución y determinar la magnitud de los esfuerzos a los que se verá sometido el suelo de cimentación.

### **2.2.11.3. ESTRATIGRAFÍA**

El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizará la estabilidad del sistema.

El estudio de mecánica de suelos deberá incluir exploraciones de campo que determinen la configuración y composición de los diferentes estratos, las propiedades índices y las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. Esta información servirá de base para la correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al suelo.

### **2.2.11.4. TÉCNICA Y ECONOMÍA**

Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicará considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución sea económicamente aceptable y conduzca a tiempos de ejecución reales y convenientes, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

El objetivo de este capítulo es dar a conocer la metodología de la investigación y la descripción del proyecto como su ubicación, descripción de la arquitectura, descripción estructural y descripción es estudio de mecánica de suelos del proyecto del Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú.

Para el desarrollo del presente tema de tesis se ha elegido un proyecto ya existente asignado por el asesor, tal como se indica en el anexo A, "Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú", conformado por doce niveles, dos de los cuales son sótanos; el primero de ellos está destinado a playa de estacionamiento y sala de archivos, y el segundo, a oficinas. El resto de niveles están conformados por oficinas administrativas

El punto de partida para el desarrollo de esta tesis es con la documentación ya existente como el análisis estructural y diseño estructural del proyecto elaborada por la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) elaborado por el Mg. Ing. Abel Ordoñez Huamán y la arquitectura del proyecto elaborado por el Dr. Arq. César Martínez Vitor quienes son autores del proyecto que bondadosamente han facilitado la información necesaria para el desarrollo de esta tesis.

Con respecto a la descripción estructural del Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú, se menciona una reseña histórica con la norma que se ha trabajado para efectuar el análisis estructural de este proyecto y de esta manera dar a conocer las dimensiones de los elementos estructurales que lo conforman como

placas, columnas, vigas, losas aligeradas, losas macizas, escalera, etc. Concerniente al Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se describirá el contenido de dicho estudio.

### **3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.1.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN**

En el presente tema de tesis se empleó el método cuantitativo porque se realizó el cálculo de momentos flectores, fuerzas cortantes y refuerzo de acero en las cuatro alternativas de cimentaciones superficiales.

#### **3.1.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN**

El tipo de investigación según su finalidad es aplicada, porque se usa en la ciencia la teoría ya existente para aplicarla de manera directa en casos prácticos y reales.

#### **3.1.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

Según el tema de investigación se empleó el nivel descriptivo, el cual busca conocer el método y diseño de las cuatro alternativas de cimentaciones superficiales ante asentamiento diferencial.

### **3.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA**

El Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú, acorde a su localización y ubicación de proyecto se encuentra situada en el departamento de Junín provincia de Huancayo del distrito de El Tambo en la Av. Mariscal Castilla y la Av. Universitaria, para tener un mejor ilustrado se muestra la figura 38.

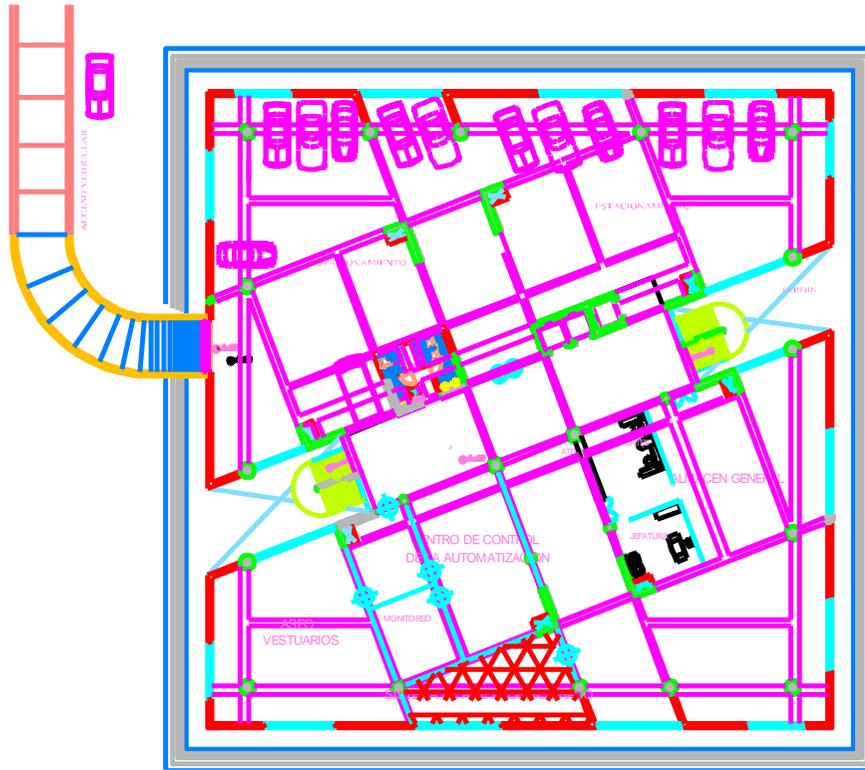


Figura 38: Localización y ubicación del proyecto.  
Fuente: Propia.

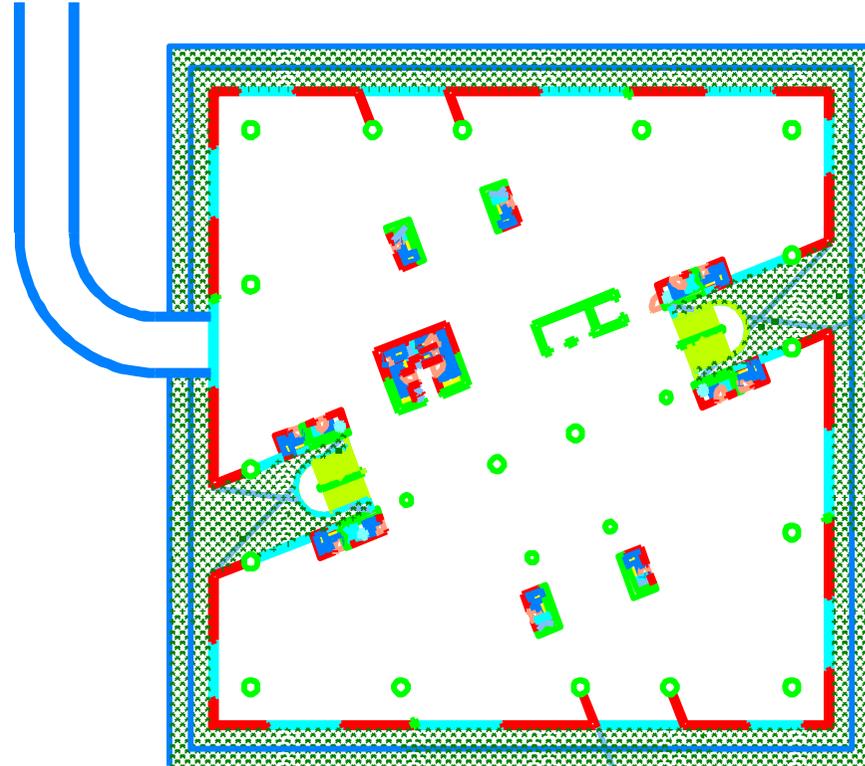
El Arq. César Martínez Vitor plantea una arquitectura de los años 70. Recoge la presencia andina expresada en la fuerza de su folklore musical (movimientos, colorido y especialmente el guapido Huanka y su presentación: KAI TRHUPES MAI TRHUPES WANKA WALARSH MIKA), también toma los Tokapus incas (cuadra diagonal a  $1/3$  y la diagonal a  $1/2$ ), los tejidos WARI, las esculturas y bajo relieves Chavin, considerando la diagonal al tercio de cuadrado, para la circulación en la base y el edificio en sus volúmenes elevados ha hecho coincidir esta diagonal funcional en planta del cuadrado Inka con la diagonal del cuadrado con el norte magnético, de tal manera que el edificio tenga asoleamiento todo el año, las paredes y los pisos están basadas en los tejidos Wari y Wanka y los colores de la fachada en base al esplendor azul de su cielo, tal como se muestra en la figura 7.

El Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú está conformado por doce niveles, dos de los cuales son sótanos; el primero de ellos está destinado a playa de estacionamiento y sala de archivos, y el segundo, a oficinas. El resto de niveles están conformados por oficinas administrativas con un área construida de  $11613.50 \text{ m}^2$ .

A continuación, se muestran las figuras 39, 40, 41, 42 donde se muestra algunas plantas de la arquitectura, cortes y elevaciones.



SÓTANO



SEMI SÓTANO

Figura 39: Arquitectura del sótano y semisótano del proyecto.  
Fuente: Elaborado por Dr. Arq. Cesar, Martínez vitor (2000).

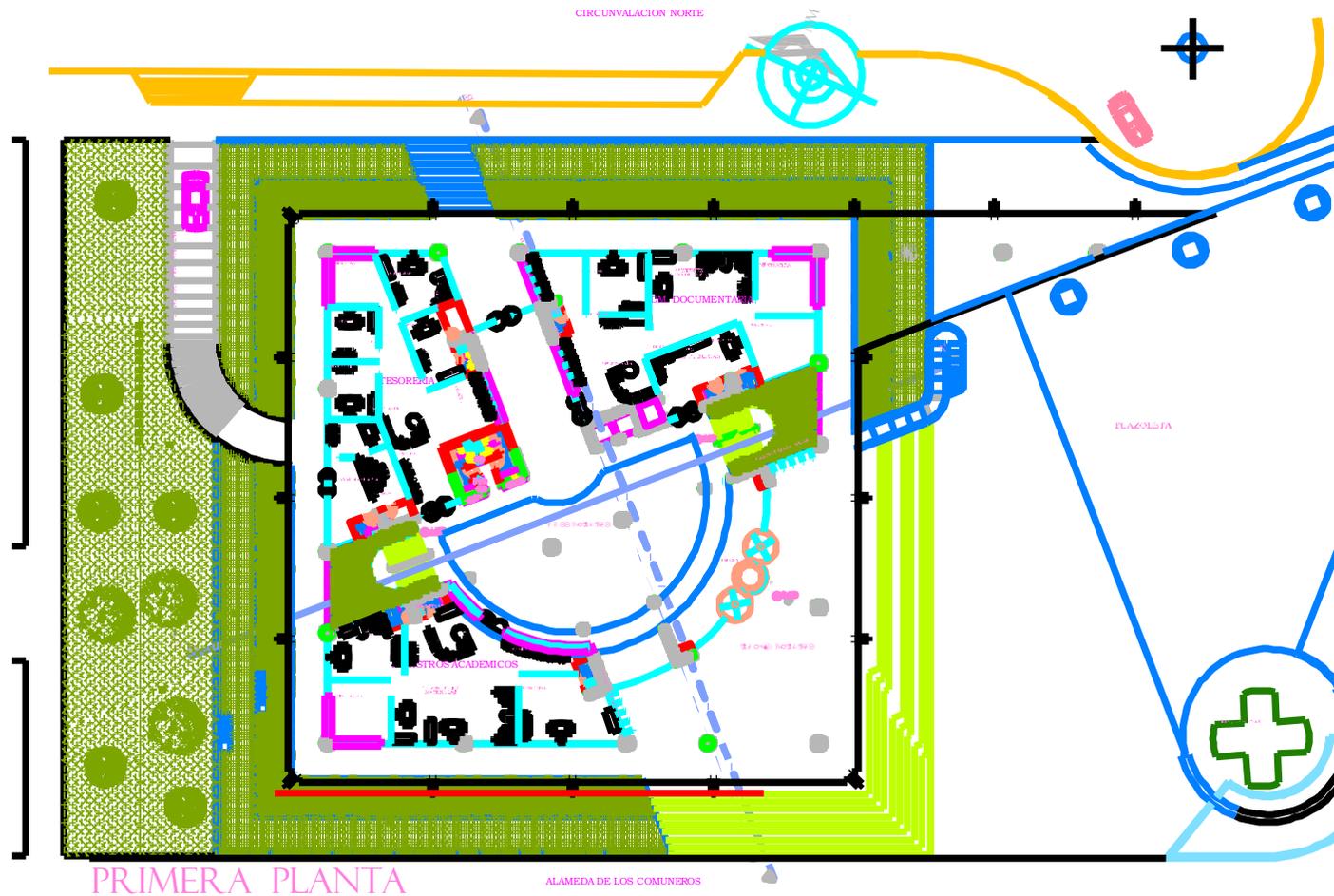


Figura 40: Arquitectura del 1° al 3° nivel del proyecto.  
 Fuente: Elaborado por Dr. Arq. César Martínez Vitor (2000).

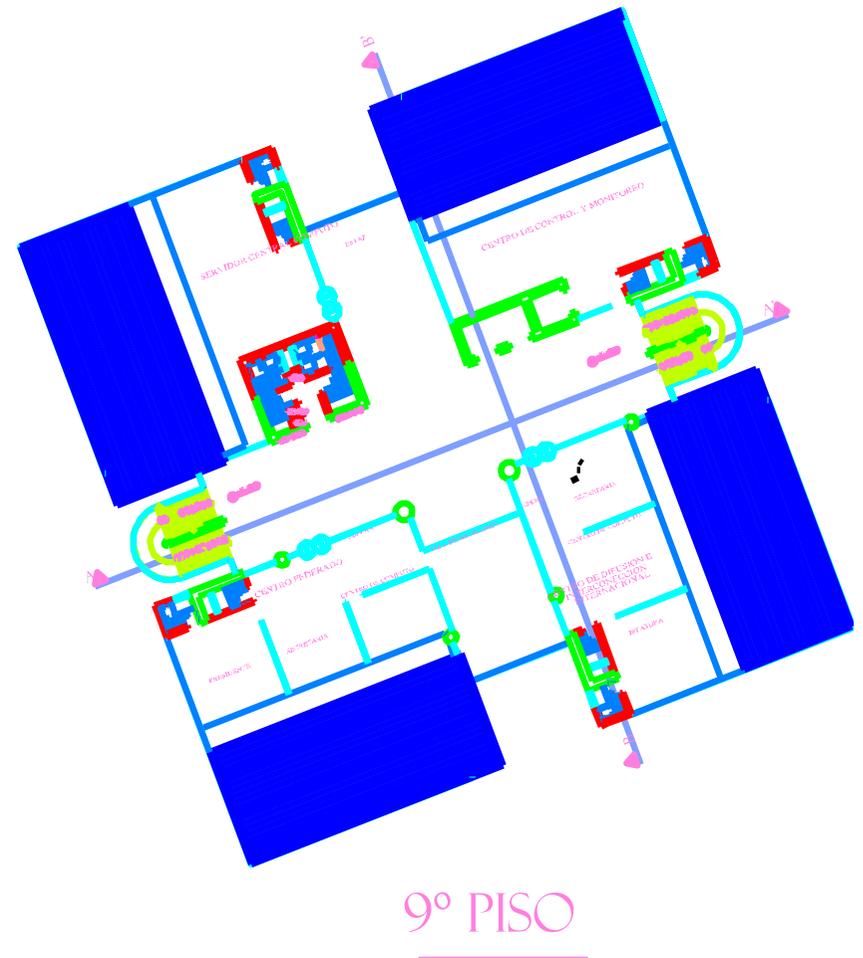
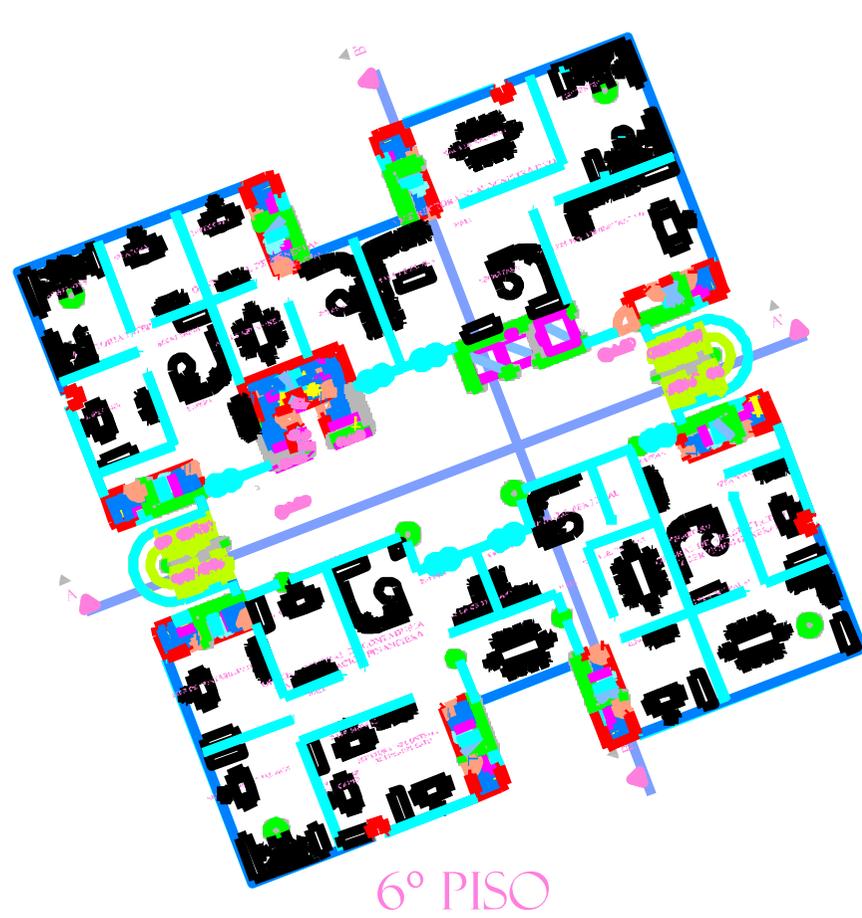


Figura 41: Arquitectura del 6° y 9° nivel del proyecto.  
 Fuente: Elaborado por Dr. Arq. César Martínez Vitor (2000).

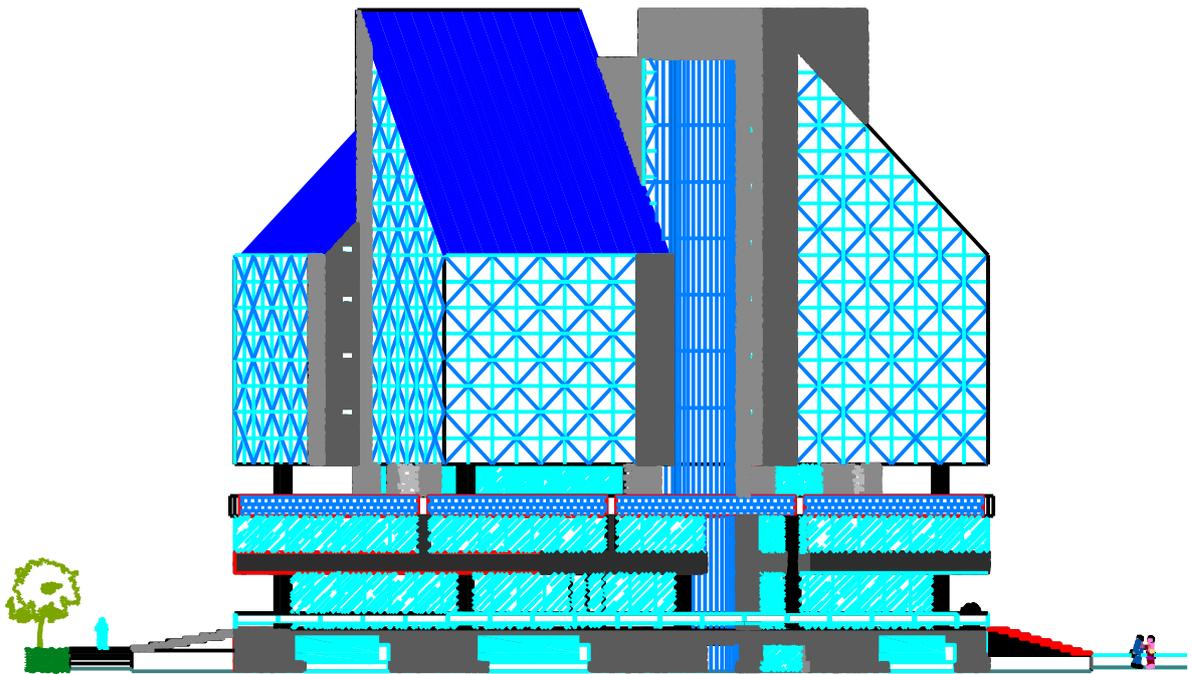
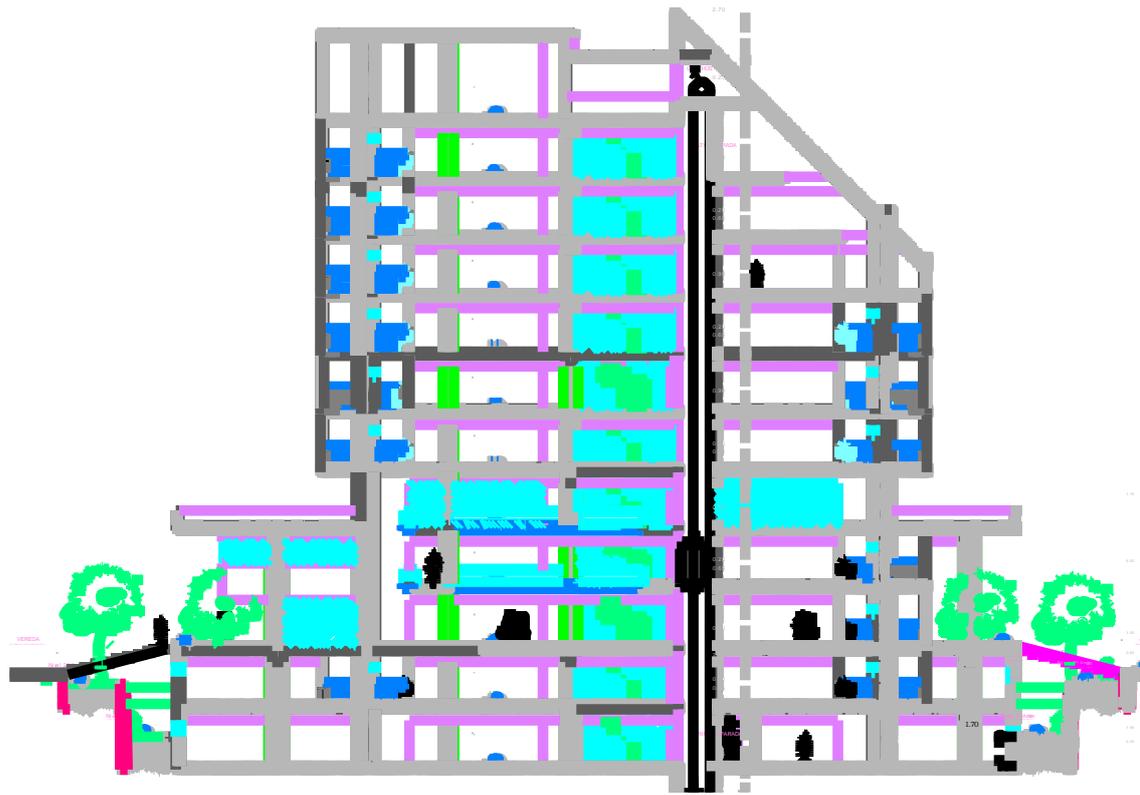


Figura 42: Corte A-A y elevación principal del proyecto.  
Fuente: Elaborado por Arq. César Martínez Vitor (2000).

### 3.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO

### **3.3.1. RESEÑA HISTÓRICA DEL PROYECTO**

El Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú, ha sido diseñado por la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo que hoy en la actualidad se encuentra en óptimas condiciones, fue diseñada con la norma E0.30 Diseño Sismorresistente del año 1997.

El diseño en concreto armado del proyecto se diseñó con la norma del año 1989, la cual ha sido reemplazada por la actual Norma E-060 vigente desde el 2009 que se rige hasta nuestros días, esta norma es casi similar al ACI pero con variantes para edificaciones peruanas.

El análisis estructural del proyecto fue elaborada en el año 1998 por el programa AMITRI de la PUCP, dicho proyecto está conformado de 01 sótano destinado a playa de estacionamiento, 01 semi sótano destinado a oficinas, del 01 nivel al 10 nivel destinado a oficinas, haciendo un total de 12 niveles, los momentos obtenidos por cargas de gravedad en la base son despreciables ya que son muy bajos.

El 24 de enero del 2016 se publicó la nueva Norma E0.30 Diseño Sismorresistente que se encuentra vigente hasta la actualidad, para efectuar las diferentes alternativas de cimentaciones superficiales se evaluará teniendo las consideraciones esta norma.

Para el desarrollo de esta tesis se trabajó con los datos obtenidos del análisis estructural del proyecto de aquellos, asumiendo que los momentos obtenidos son correctos y a partir de estos momentos obtenidos se diseñara las 04 alternativas de cimentaciones superficiales.

### **3.3.2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO**

#### **3.3.2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS VERTICALES**

Los elementos verticales como las columnas y placas han sido diseñados correctamente por la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, que a continuación se muestra la tabla 7 que se indica las dimensiones y distribución de acero en cada elemento vertical como columnas y placas.

		CUADRO DE COLUMNAS						
NIVEL	TIPO	C.1	C.1'	C.2	C.3-C.4	C.3'-C.4'	C.5	C.6
SOTANO HASTA TERRAZA (3° Piso)								
		D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*15034' CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*15034' CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB. N.C. EN EL CASO LA COLUMNA PASA HASTA EL CUARTO PISO	D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.
TERRAZA (3° Piso) HASTA EL ULTIMO PISO								
		D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB. N.C. EN EL CASO LA COLUMNA CAMBIA D= 10A PARTIR DEL CUARTO PISO			D= 90m ACEB: 1501*1501* CONCRETOFc: 200Kg/m2 ESTRIBOS: Ø38' VER DISTRIB.	
		CUADRO DE PLACAS						
NIVEL	TIPO	P.1	P.2	P.3	P.4			
DEL SOTANO HASTA EL ULTIMO PISO								
		CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de sotano hasta piso) CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de 2do piso ultimo piso) CL CONFIN: Ø38'	CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de sotano hasta piso) CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de cuarto piso ultimo piso) CL CONFIN: Ø38'	CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de sotano hasta piso) CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de 2do piso ultimo piso) CL CONFIN: Ø38'	CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de sotano hasta piso) CONCRETOFc: 200Kg/m2 (de 2do piso ultimo piso) CL CONFIN: Ø38'			

Tabla 7: Detalle de columnas y placas.

Fuente: Proyecto estructural elaborado por Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo.

### 3.3.2.2. DESCRIPCIÓN DE LOSAS Y VIGAS

Las vigas y losas han sido diseñadas correctamente por la Mg. Ing. Natividad Antonieta, Sánchez Arévalo, a continuación se muestra la figura 43 que indica las dimensiones y distribución de acero en cada viga y losa.

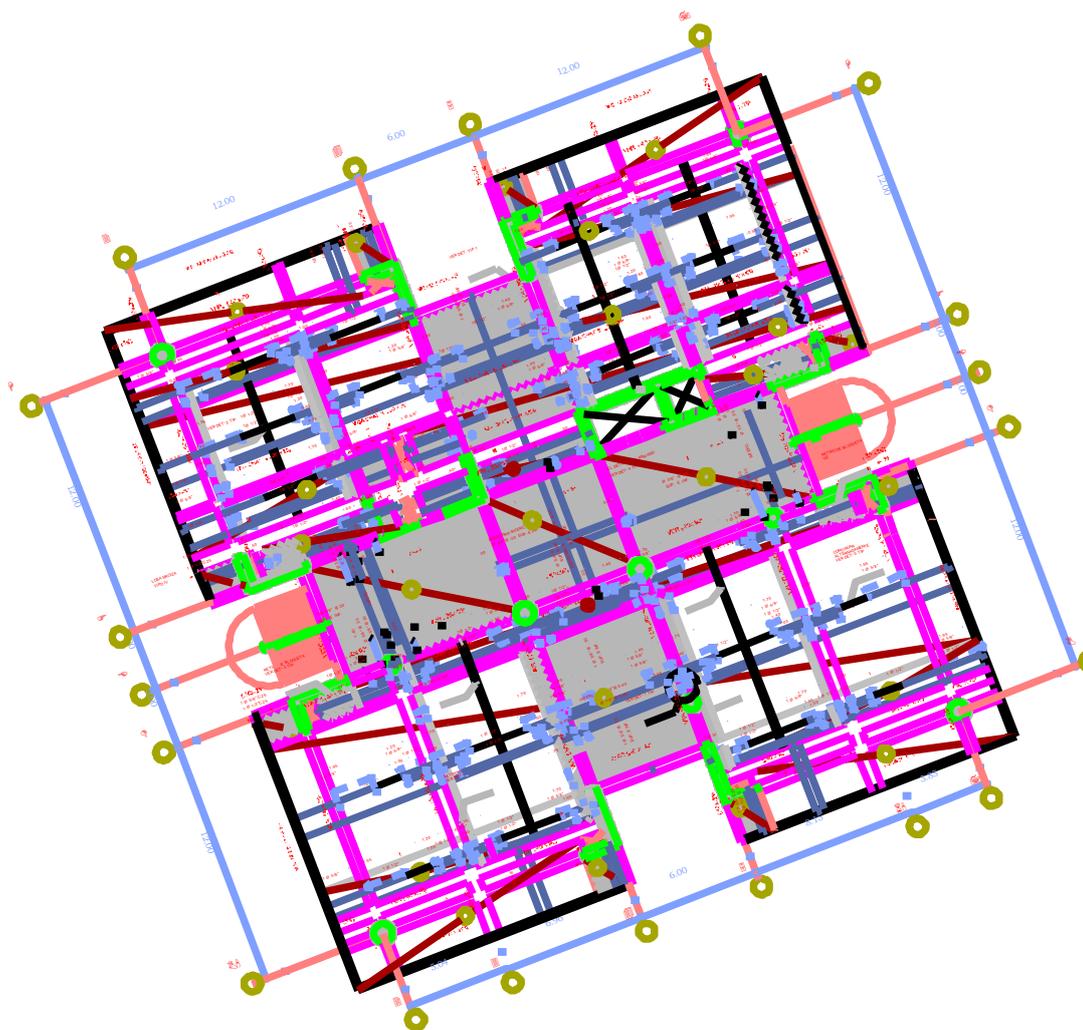


Figura 43: Detalle de losas y vigas del primer nivel del “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”.

Fuente: Proyecto estructural elaborado por Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo.

### 3.3.2.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación del “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú” ha sido diseñado correctamente por la Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, tal como se muestra en la figura 44.

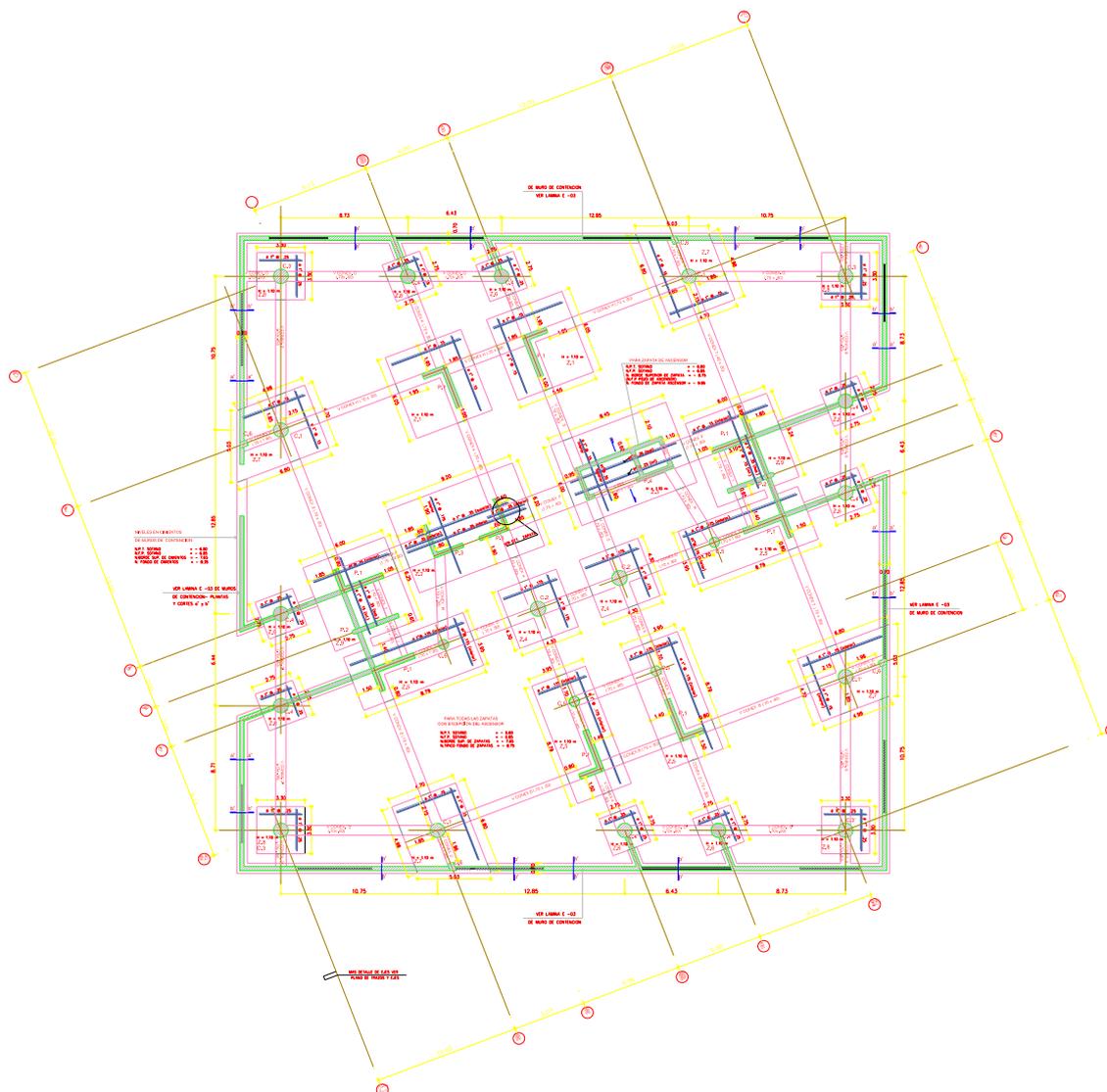


Figura 44: Cimentación construida del “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”.

Fuente: Proyecto Estructural elaborado por Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo.

En la figura 45 se muestra la viga de conexión 7, como se puede apreciar la viga está sobre las zapatas, esto se dio cuando ya se había concluido la colocación del concreto en las zapatas, cuando realizaron otro estudio de mecánica de suelos en pleno proceso constructivo se encontró arcilla de buena consistencia y baja plasticidad CL en estado semicompacto y húmedo de 60 cm de espesor donde acuden a colocar vigas de conexión para controlar los asentamientos diferenciales.

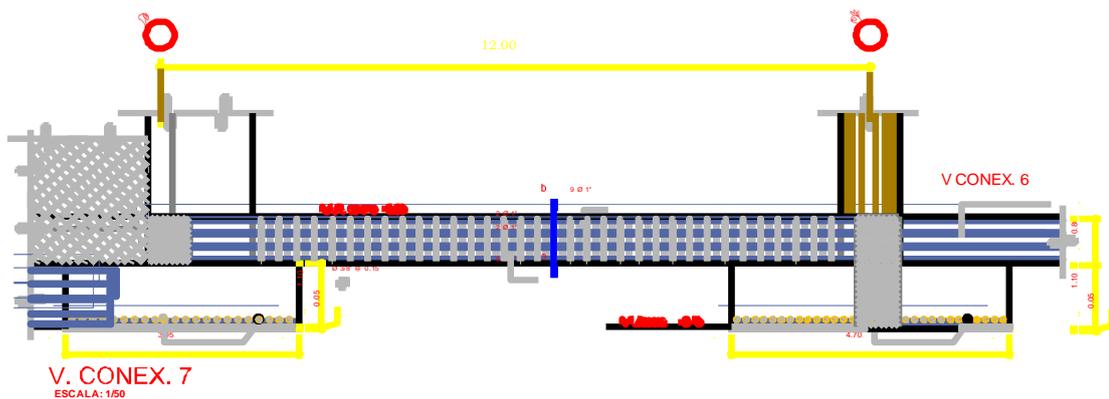


Figura 45: Viga de conexión construido en el “Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”.

Fuente: Proyecto Estructural elaborado por Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo

### 3.4. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

El presente estudio de mecánica de suelos titulado “**Estudio de mecánica de suelos del Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú**” menciona que los trabajos de campo se han realizado cuando se concluyó la excavación de los sótanos con una profundidad de 8.00 m. A partir de los 8.00 m se realizó excavaciones para la zapatas con una profundidad de desplante de 1.90 m.

En el estudio de mecánica de suelos menciona también que se ha realizado 03 calicatas excavadas manualmente a una profundita de 8.00m que se describe a continuación:

**Calicata P-1.** Se encontró a una profundidad de 5.40 m un suelo granular grueso de buena granulometría con pocos finos de limo arcilloso GW-GC de color marrón. De 5.40 m a 6.00 m se presenta la misma grava arcillosa GW-GC pero con

coloración rojiza debido a la presencia de oxidaciones. De 6.00 m a 8.00 m se presenta otra vez la grava arcillosa GW-GC pero con finos limosos.

**Calicata P-2.** Se encontró a una profundidad de 4.60 m un suelo granular grueso de buena granulometría con pocos finos de limo arcilloso GW-GC de color marrón oscuro. De 4.60 m a 5.00 m se presenta la misma grava arcillosa GW-GC de baja plasticidad pero con coloración rojiza debido a la presencia de oxidaciones. De 5.00 m a 8.00 m se presenta otra vez la grava arcillosa GW-GC pero con finos limosos y en estado más denso.

**Calicata P-3.** Se encontró a una profundidad de 4.60 m un suelo granular grueso de buena granulometría con pocos finos de limo arcilloso GW-GC de color marrón oscuro. De 4.60 m a 4.80 m se presenta un lente de arcilla de buena consistencia y baja plasticidad CL en estado semicompacto y húmedo. De 4.80 m a 5.20 m se presenta una grava arcillosa GC de baja plasticidad en estado semicompacto y húmedo. De 5.20 m a 8.00 m se presenta otra vez la grava arcillosa GW-GC pero con finos limosos y en estado más denso.

En el estudio de mecánica de suelos se realizó 02 ensayos de carga directa según la norma ASTM D-1194, donde han utilizado una placa de 30 cm de diámetro, una gata hidráulica de 20 tn. De capacidad y 02 deformímetros. Los resultados de estos ensayos indican un asentamiento del orden de 1.0 a 1.2 mm de asentamiento para una presión transmitida de  $3.5 \text{ kg/cm}^2$  que los valores de módulos elásticos son en el orden de 1000 a  $1200 \text{ kg/cm}^2$ , considerando una dimensión mínima de la cimentación de 6.00 m y un módulo de Poisson de 0.20 se obtiene asentamientos de 2.5 a 3.0 cm y adicionalmente considerando la presencia de la arcilla de 60 cm de espesor se tiene un asentamiento adicional de 0.7 cm. Para obtener de la capacidad admisible de  $3.50 \text{ kg/cm}^2$  han usado un factor de seguridad de 3 y con referencia a la capacidad de carga han utilizado la expresión de Karl Terzaghi (1943).

El estudio mecánica de suelos fue elaborado por el Msc. Ing. Abel Ordoñez Huamán - Laboratorio de la UNI.



Figura 46: Estudio de mecánica de suelos del Pabellón Administrativo y De Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú.

Fuente: Elaborado por el Mg. Ing. Abel Ordoñez Huamán - Laboratorio de la UNI.

## **CAPÍTULO IV**

### **DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN**

El objetivo de este capítulo es diseñar 04 alternativas de cimentaciones superficiales diferentes a la cimentación planteada en el proyecto estructural del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, Sánchez (2000). Donde se tuvo que determinar la alternativa de cimentación que fuera la más adecuada, que dependerá de varios factores como su funcionalidad, que sean capaces de transmitir las cargas de la superestructura y las cargas dinámicas provenientes del sismo por las columnas o placas hacia el terreno de la cimentación que dichas cargas no generen esfuerzos en el suelo mayor que al admisible y eliminar los asentamientos diferenciales excesivos.

Por tal motivo de acuerdo a las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos (EMS) del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, debe considerarse soluciones que controlen los asentamientos diferenciales. De esta manera se consideran 04 alternativas que impidan los asentamientos diferenciales. Estas soluciones que se dan ante los asentamientos diferenciales de tal forma evitar las fisuras en las columnas, vigas, muros, losas y etc.

Para ello, el punto de partida para el desarrollo de este capítulo es con la documentación ya existente, de acuerdo a la memoria de cálculo del análisis y diseño estructural; y de los planos de estructuras del proyecto elaborada por la Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo, el estudio de mecánica de suelos (EMS) elaborado por el Mg. Ing. Abel Ordoñez Huamán y la arquitectura del proyecto elaborado por el Dr. Arq. Cesar Martínez Vítor

quienes son autores del proyecto que bondadosamente han facilitado la información necesaria para el desarrollo de esta tesis.

La cimentación que presenta en la actualidad el “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú” es de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión, donde estas vigas de conexión se encuentran situadas sobre las zapatas concéntricas y combinadas con una sección de (0.70 x 0.80m).

El desarrollo de este capítulo, comprende los siguientes temas:

**a) Verificación del diseño de la cimentación existente**

- Zapatas concéntricas
- Zapatas combinadas
- Vigas de conexión (0.70 x 0.80)

**b) Diseño de una nueva alternativa de zapatas, manteniendo las dimensiones del proyecto existente, con vigas de conexión de mayor peralte:**

- Zapatas concéntricas
- Zapatas combinadas
- Vigas de conexión

**c) Diseño de emparrillado de cimentación:**

- Diseño emparrillado de cimentación con viga rígida.

**d) Diseño de plateas de cimentación**

- Diseño de platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.
- Diseño de platea de cimentación de espesor uniforme.

Para el diseño de las 04 alternativas de cimentación, según el estudio de mecánica de suelos (EMS) del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú ” menciona que se tiene una capacidad admisible  $3.50 \text{ kg/cm}^2$ , el proyectista del proyecto trabajo con una capacidad admisible de  $3.00 \text{ kg/cm}^2$ , en tal sentido

para el desarrollo de las diferentes alternativas de cimentación se trabaja con una capacidad admisible de  $3.00 \text{ kg/cm}^2$  de tal forma ser más conservador en el diseño. A continuación, se muestra la distribución de placas y columnas del proyecto tal como se muestra en la figura 47.

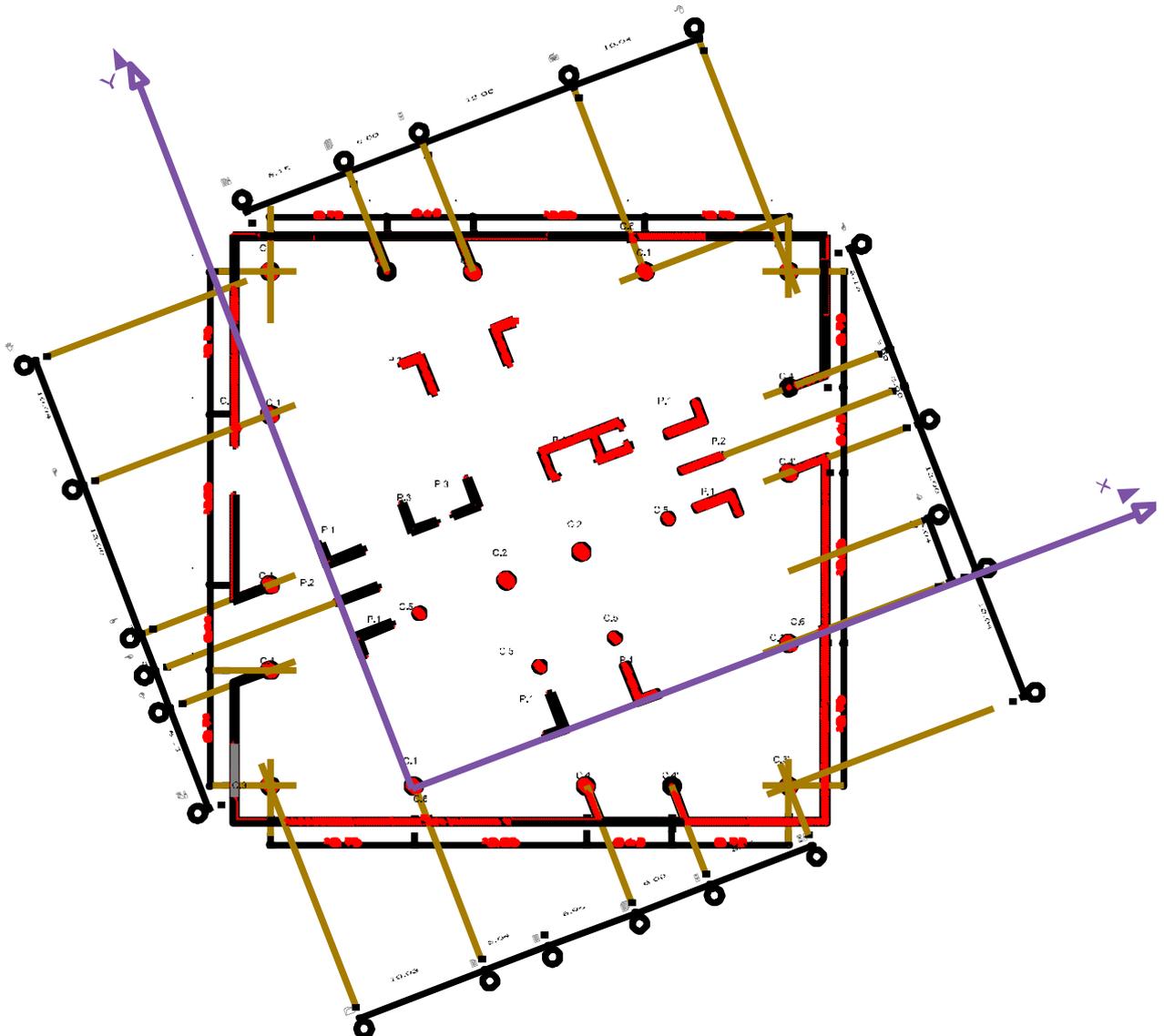


Figura 47: Distribución de placas y columnas del proyecto.  
Fuente: Propia

En el análisis estructural del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, los momentos por cargas de gravedad y momentos por sismo suelen disminuir en gran magnitud en la base o cimentación por tener un sótano y un semisótano donde los momentos de gravedad son muy bajos. Para el desarrollo de esta tesis no se considerara los momentos por cargas de gravedad en los diseños por ser tan bajos. A continuación se muestra los resultados de análisis estructural en la tabla 8.

TIPO	EJES	DESCRIPCION	PESO (CM+CV)	Psx	Psy	Msx	Msy	(Mcm+Mcv)x	(Mcm+Mcv)y
COLUMNA	EJE 7-7 y G-G	C.1	622.072	72.07	98.65	10.39	12.94	8.23	3.89
	EJE 2-2 y B-B	C.1	622.072	72.07	98.65	10.39	12.94	8.23	3.89
	EJE 1-1 y H-H	C.1'	622.072	72.07	98.65	10.39	12.94	8.23	3.89
	EJE 7-7 y B-B	C.1'	622.072	72.07	98.65	10.39	12.94	8.23	3.89
	EJE 4-4 y D-D	C.2	467.324	38	18	10.83	12	3.25	1.69
	EJE 5-5 y D-D	C.2	467.324	38	18	10.83	12	3.25	1.69
	EJE 1-1 y B-B	C.3	278.76	28.28	26.86	9.33	12.99	1.23	1.63
	EJE 8-8 y G-G	C.3	278.76	28.28	26.86	9.33	12.99	1.23	1.63
	EJE 2'-2' y I-I	C.3'	278.76	28.28	26.86	9.33	12.99	1.23	1.63
	EJE 6'-6' y A-A	C.3'	278.76	28.28	26.86	9.33	12.99	1.23	1.63
	EJE 4-4 y A'-A'	C.4	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 5-5 y I'-I'	C.4	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 8'-8' y D-D	C.4	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 1'-1' y F-F	C.4	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 5-5 y A'-A'	C.4'	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 4-4 y I'-I'	C.4'	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 1'-1' y D-D	C.4'	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 8'-8' y F-F	C.4'	186.894	20.993	33.327	13.662	315	1.28	9.56
	EJE 4-4 y C-C	C.5	417.897	84.20	21.46	189.69	48.51	0.62	4.63
	EJE 5-5 y C-C	C.5	417.897	84.20	21.46	189.69	48.51	0.62	4.63
	EJE 3'-3' y D-D	C.5	417.897	84.20	21.46	189.69	48.51	0.62	4.63
	EJE 5'-5' y D-D	C.5	417.897	84.20	21.46	189.69	48.51	0.62	4.63
	EJE 2-2 y B'-B'	C.6	46.328	5.37	7.35	0.77	0.96	0.14	0.35
	EJE 2'-2' y H-H	C.6	46.328	5.37	7.35	0.77	0.96	0.14	0.35
	EJE 7-7 y G'-G'	C.6	46.328	5.37	7.35	0.77	0.96	0.14	0.35
	EJE 7-7 y B'-B'	C.6	46.328	5.37	7.35	0.77	0.96	0.14	0.35
	PLACA	EJE 4-4 y H-H	P.1	774.173	123	53	293	100	15
EJE 5-5 y H-H		P.1	774.173	123	53	293	100	15	7
EJE 2-2 y D-D		P.1	445.72	70.82	30.51	168.69	57.57	8.64	4.03
EJE 7-7 y D-D		P.1	445.72	70.82	30.51	168.69	57.57	8.64	4.03
EJE 4-4 y B-B		P.1	445.72	70.82	30.51	168.69	57.57	8.64	4.03
EJE 5-5 y B-B		P.1	445.72	70.82	30.51	168.69	57.57	8.64	4.03
EJE 2-2 y F-F		P.1	594.235	94.41	40.68	224.90	76.76	11.51	5.37
EJE 5-5 y F-F		P.1	595.235	54.36	23.42	129.48	44.19	6.63	3.09
EJE 2-2 y E-E		P.2	342.962	63.67	42.08	282.14	23.91	3.59	8.96
EJE 7-7 y E-E		P.2	342.962	63.67	42.08	282.14	23.91	3.59	8.96
EJE 3'-3' y F-F		P.3	648.352	8.68	109.62	102.00	93.24	8.25	6.52
EJE 4-4 y F-F		P.3	648.352	8.68	109.62	102.00	93.24	8.25	6.52
EJE 5-5 y F-F		P.4	1038.441	9.81	208	287	1426	9.26	4.6

Tabla 8: Resultados de análisis estructural de proyecto.

Fuente: Proyecto Estructural elaborado por Mg. Ing. Natividad Antonieta Sánchez Arévalo

#### 4.1. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CONEXIÓN DEL PROYECTO.

##### 4.1.1. VERIFICACION DEL DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS DEL PROYECTO

Se efectuó la verificación del diseño de zapatas concéntricas y combinadas con la norma E 060 concreto armado del año 1989 y la norma E030 del año 1997. A continuación se muestra en la tabla 9

DIMENSIONES DE ZAPATAS			
DESCRIPCION	BASE(m)	ANCHO(m)	PERALTE(m)
Z.1	5.55	6.05	1.10
Z.2	9.20	6.20	1.10
Z.3	9.35	6.40	1.10
Z.4	4.30	4.30	1.10
Z.5	8.80	4.20	1.10
Z.6	3.50	4.95	1.10
Z.7	4.70	5.90	1.10
Z.8	3.25	3.25	1.10
Z.9	6.30	6.00	1.10

Tabla 9: Verificación de dimensiones de zapatas  
Fuente: propia

##### 4.1.2. VERIFICACION VIGAS DE CONEXIÓN DEL PROYECTO

Los momentos obtenidos en proyecto son del orden de 100 ton-m por que se ha tomado para el diseño  $M_u=117$  ton-m en promedio y debidamente amplificado por 1.25.

$$K_u = \frac{M_u}{bh^2} = 30.41$$

$$\rho = 0.009$$

$$A_s = 45.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{colocado} = 9 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

Se verifica que las vigas de conexión es de (0.70 x 0.80) con aceros positivo y negativo de 9  $\emptyset$  1"

## 4.2. DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CONEXIÓN

El objetivo de diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión consiste en que la viga de conexión contrarreste los asentamientos diferenciales, donde este diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión representa nuestra primera alternativa de cimentación superficial.

La metodología a emplear es como sigue. Para el dimensionamiento de las áreas de contacto de la cimentación, se trabajará con cargas de servicio (carga viva y carga muerta) controlando que los esfuerzos de aplastamiento actuantes de tal forma que no superen el esfuerzo admisible del suelo y para el dimensionamiento de los peraltes y diseño de la cimentación se trabajará con cargas amplificadas, para asegurar la capacidad resistente de la cimentación, para ello se debe de identificar la presión de reacción del suelo donde se tiene 02 casos:

En el primer caso se da cuando la presión de reacción del suelo de la zapata tramite solo por cargas axiales donde la presión de reacción del suelo es uniformemente distribuido tal como se muestra en la figura 48.

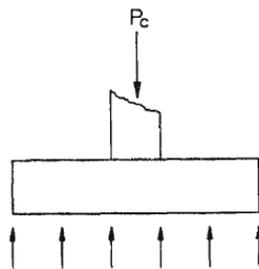


Figura 48: Distribución de presión de reacción del suelo ante solo cargas axiales.  
Fuente: Apuntes de clases de Ingeniería de Cimentaciones, Sánchez (2016).

En el segundo caso se da cuando la presión de reacción del suelo de la zapata tramite por cargas axiales y momentos flectores donde la presión de reacción del suelo es variable tal como se muestra en la figura 49.

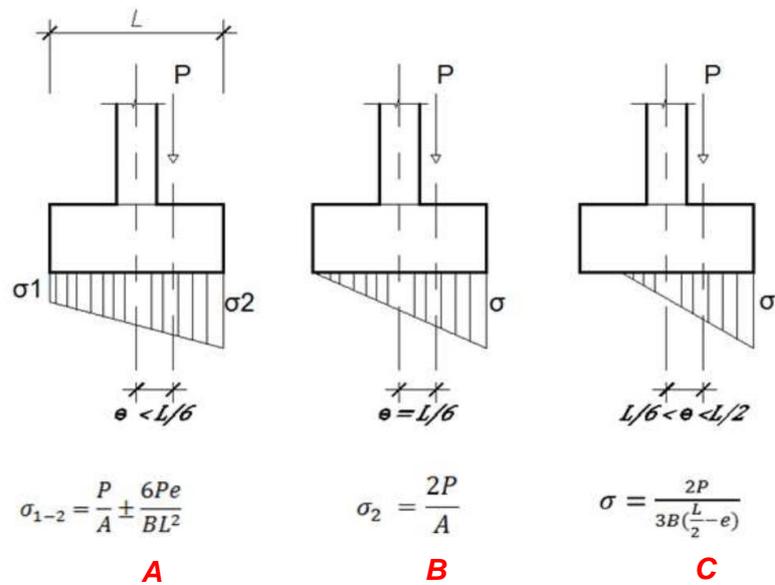


Figura 49: Distribución de presión de reacción del suelo ante cargas axiales y momentos flectores.

Fuente: Apuntes de clases de Ingeniería de Cimentaciones, Sánchez (2016).

**Caso A.** Se da cuando la carga axial actúa en el núcleo central como se muestra al lado izquierdo de la figura 49.

**Caso B.** Se da cuando la carga axial actúa en el límite del núcleo central como se muestra en la parte central de la figura 49.

**Caso C.** Se da cuando la carga axial actúa fuera del núcleo central como se muestra a lado derecha de la figura 49.

Para calcular la excentricidad.

$$e = \frac{M}{P}$$

Donde:

$M$ : Momento actuante

$P$ : Carga axial actuante

#### 4.1.1. CRITERIOS DE DISEÑO DE ZAPATAS CONCÉNTRICAS

##### 4.1.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE ÁREA DE CONTACTO

Para el dimensionamiento de una zapata concéntrica considerando que este elemento transfiere esfuerzos de aplastamiento al suelo por cargas axiales y momentos, el esfuerzo de aplastamiento tiene que ser menor al esfuerzo admisible, para ello, se toma las cargas

de servicio que se transmiten a través de la placas y columnas, incluyendo el peso propio de la zapata y del relleno.

Para considerar el peso propio de la zapata y de relleno, Blanco (1999) recomienda que se estime como un porcentaje de carga de servicio que viene a través de la columna o placa, esto dependerá básicamente del tipo de suelo, 5% en suelos duros, 7% en suelos intermedios y 10% en suelos blandos, para calcular el área tentativa de la zapata se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_{tentativa} = \frac{(Pm + Pv) + Pz}{q}$$

Donde:

$Pm$ : Carga muerta

$Pv$ : Carga viva

$Pz$ : Peso propio de zapata

$q$  : Esfuerzo admisible neto ( $q = q_{adm} - 3$ )

Para determinar el largo y ancho de la zapata se calcula tal como se muestra en la figura 50.

$$A = \sqrt{A_{tentativa}} + \left(\frac{a - b}{2}\right)$$

$$B = \sqrt{A_{tentativa}} - \left(\frac{a - b}{2}\right)$$

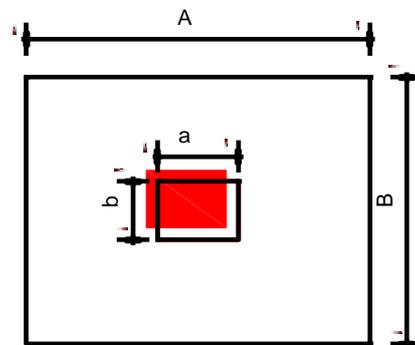


Figura 50: Cálculo tentativo del largo y ancho de la zapata.

Fuente: Propia.

Se tiene que verificar el esfuerzo de presiones generados por cargas axiales, momentos, simultaneidad de momentos en ambas direcciones y biaxialmente por sismo donde esta presión tiene que ser menor a la presión admisible y por otro lado la norma E-060 en el artículo 15.2.4 estipula que se debe de considerar un incremento de 30% a la presión admisible de suelos para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales como por ejemplo el sismo o viento.

$$q_{adm \text{ por sismo}} = q_{adm} \times 1.30$$

Cálculo de esfuerzos de presiones por cargas axiales y momentos se calcula mediante la siguiente expresión.

$$q_1 = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_2 = \frac{P + Pz}{AB} - \frac{6 M_x}{BA^2}$$

Donde:

$P$ : Carga axial ( $Pm + Pv$ )

$Mx$ : Momentos en X ( $Mmx + Mvx$ )

$Pz$ : Peso propio de zapata

Se tiene que verificar que  $q_1, q_2 < q_{adm}$

Cálculo de esfuerzos de presiones por cargas axiales y momentos, teniendo en cuenta la simultaneidad en ambas direcciones, se calcula mediante la siguiente expresión.

$$q_1 = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2} + \frac{6M_y}{AB^2}$$

$$q_2 = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2} - \frac{6M_y}{AB^2}$$

$$q_3 = \frac{P + Pz}{AB} - \frac{6 M_x}{BA^2} + \frac{6M_y}{AB^2}$$

$$q_4 = \frac{P + Pz}{AB} - \frac{6 M_x}{BA^2} - \frac{6M_y}{AB^2}$$

Donde:

$P$ : Carga axial ( $Pm + Pv$ )

$Mx$ : Momentos en X ( $Mmx + Mvx$ )

$My$ : Momentos en Y ( $Mmy + Mvy$ )

$Pz$ : Peso propio de zapata

Se tiene que verificar que  $q_1, q_2, q_3, q_4 < q_{adm}$

Cálculo de esfuerzos de presiones por cargas axiales y momentos, teniendo en cuenta el biaxial para sismo X, se calcula mediante la siguiente expresión.

$$q_1 = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2} + \frac{6M_y}{AB^2}$$

$$q_2 = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2} - \frac{6M_y}{AB^2}$$

$$q_3 = \frac{P + Pz}{AB} - \frac{6 M_x}{BA^2} + \frac{6M_y}{AB^2}$$

$$q_4 = \frac{P + Pz}{AB} - \frac{6 M_x}{BA^2} - \frac{6M_y}{AB^2}$$

Donde:

*P*: Carga axial (*Pm + Pv + Psx*)

*Mx*: Momentos en X (*Mmx + Mvx + Msx*)

*My*: Momentos en Y (*Mmy + Mvy*)

*Pz*: Peso propio de zapata

Se tiene que verificar que  $q_1, q_2, q_3, q_4 < q_{adm \text{ por sismo}}$

Cabe resaltar que para el diseño por el método de resistencia se debe de amplificar los esfuerzos de presiones obtenidas mediante cargas axiales, momentos, simultaneidad en ambas direcciones y biaxialmente por sismo, para efectuar el diseño se seleccionó la presión mayor asumiéndola uniformemente distribuida.

#### 4.1.1.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Para definir el peralte de la zapata se debe verificar que el concreto debe ser suficientemente resistente para absorber la fuerza cortante actuante en la zapata.

Se tiene que hacer una verificación a una distancia “d” de la cara del apoyo como se muestra en la figura 51.

Por otro lado, en la Norma E0.60 en el artículo 15.7 menciona que el peralte mínimo en zapatas es de 40 cm.

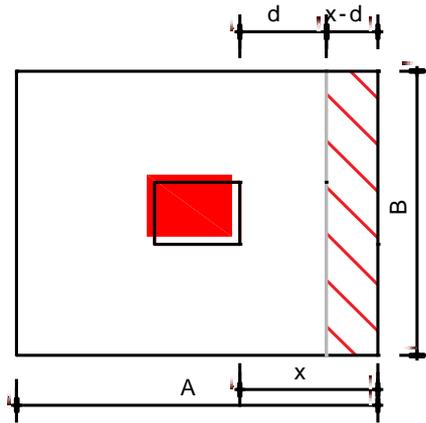


Figura 51: Sección para evaluar corte.  
Fuente: Propia.

$$V_u = q_u x (X - d)$$

$$\phi V_c = \phi x 0.53 x \sqrt{f'_c} x B x d$$

$$V_u < \phi V_c$$

Donde:

$V_c$ : Resistencia al corte del concreto.

$\phi$ : Factor de reducción de capacidad,  $\phi = 0.85$

$B$ : Longitud de la sección crítica

$d$  : Peralte efectivo de la zapata.

$V_u$ : Cortante último a “d” de la cara de la columna o placa.

#### 4.1.1.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Para el diseño por punzonamiento se tiene que hacer una verificación a una distancia “d/2” de la cara de la columna o placa tal como se muestra en la figura 52.

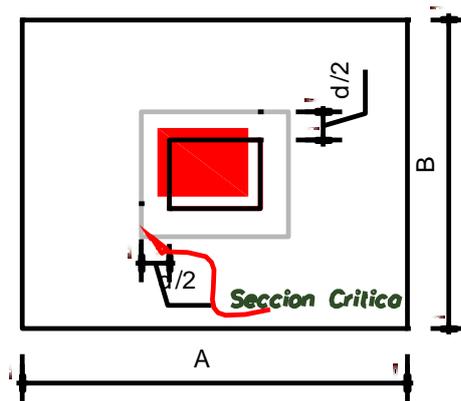


Figura 52: Sección para evaluar punzonamiento.  
Fuente: Propia.

Para el caso de una zapata con comportamiento en ambas direcciones, el  $\phi V_c$  debe ser igual que la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f'_c} \times L_o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{L_o} + 2\right) \times \sqrt{f'_c} \times L_o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times L_o \times d$$

$$V_u = q_u \times (A - A_o)$$

$$V_u < \phi V_c$$

Donde:

$V_c$ : Resistencia al corte del concreto.

$\phi$ : Factor de reducción de capacidad,  $\phi = 0.85$

$L_o$ : Perímetro de la sección crítica.

$A_o$ : Área de la sección crítica.

$A$ : Área de la zapata.

$d$ : Peralte efectivo de la zapata  $d = h - 10 \text{ cm}$

$$\alpha_s : \begin{cases} 40, \text{ columnas interiores} \\ 30, \text{ columnas exteriores,} \\ 20, \text{ columnas en esquina} \end{cases}$$

$V_u$ : Cortante último a "d/2" de la cara de la columna o placa

$\beta_c$ : Relación de largo/ancho de la columna o placa

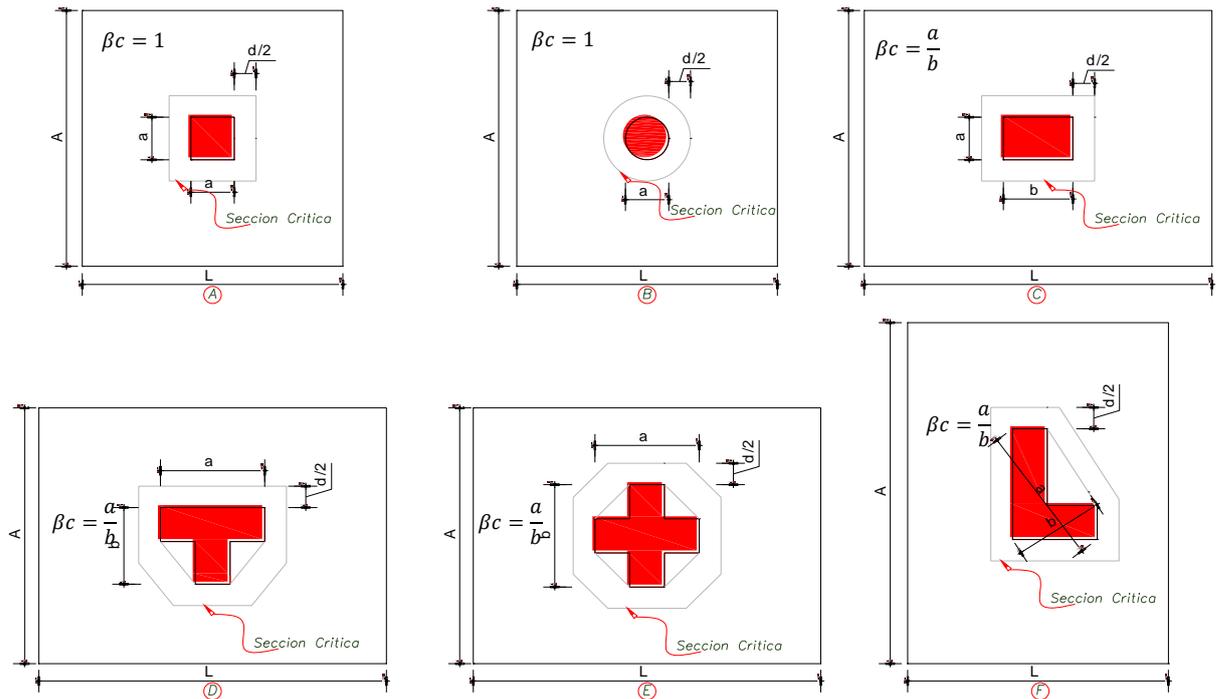


Figura 53: Secciones de columnas para evaluar por punzonamiento.  
Fuente: Extraído de Bases de hormigón armado, Carlos R. Llopiz (2007)

#### 4.1.1.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de una zapata es igual que una viga en voladizo ya que tiene un comportamiento estructural igual, donde tiene una distribución uniformemente distribuida generada por la presión de suelo como se muestra en la figura 54.

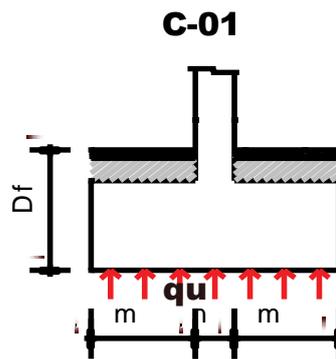


Figura 54: Distribución de presión del suelo.

Fuente: Propia.

Para calcular el momento último se realiza a la cara de columna o placa mediante la siguiente expresión.

$$Mu = \frac{qu \times m^2}{2}$$

Para calcular la cuantía requerida se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\rho = \left(\frac{f'c}{fy}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}\right)$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho$$

Para el cálculo de aceros requerido en la cimentación (Acero transversal y longitudinal) mediante la siguiente expresión.

$$As = \rho \times b \times d$$

Con los criterios de dimensionamiento y diseño se procede a diseñar las zapatas concéntricas que se muestra a continuación.

#### 4.1.1.5. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1)

Para el diseño de la zapata (Z.1), se diseñó como una zapata concéntrica para soportar la placa (P.1) que están en los ejes 4,4-H,H y 5,5-H,H tal como se muestra en la figura 47. Las cargas axiales y momentos por sismo son idénticos entre sí obtenidos del análisis estructural. En la figura 55 se muestra los datos necesarios para el diseño.

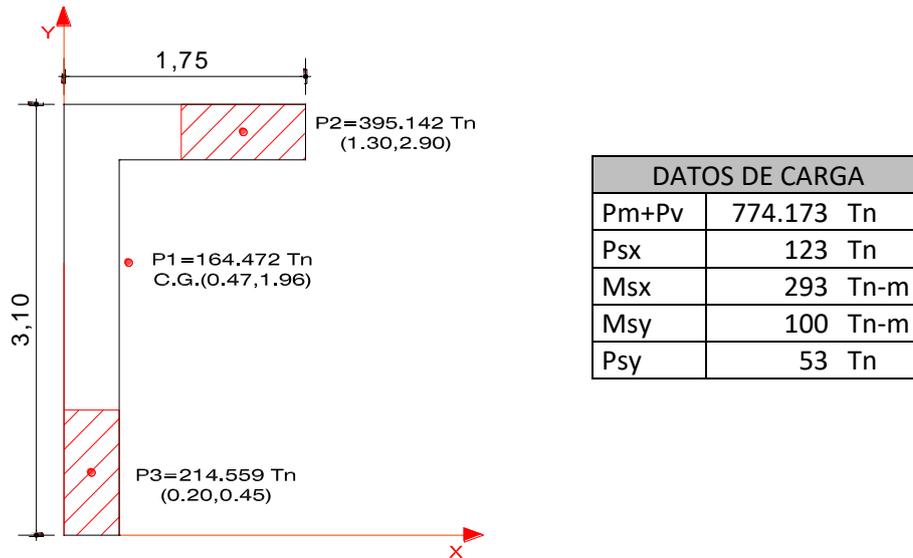


Figura 55: Datos de carga de la placa (P.1).  
Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

PUNTO	PESO	X	PESO. X	Y	PESO. Y
1	164.472	0.47	77.302	1.96	322.365
2	395.142	1.3	513.685	2.9	1145.912
3	214.559	0.2	42.912	0.45	96.552
$\Sigma$	<b>774.173</b>		<b>633.899</b>		<b>1564.829</b>

$$X = \frac{633.899}{774.173} = 0.82 \text{ m}$$

$$Y = \frac{1564.829}{774.173} = 2.02 \text{ m}$$

Tabla 10: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.1).  
Fuente: Propia.

#### 4.1.1.5.1. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1)

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimó el 7% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{774.173 \text{ Tn} \times 1.07}{27 \text{ Tn/m}^2} = 30.68 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 30.68 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 5.55m x 6.05 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

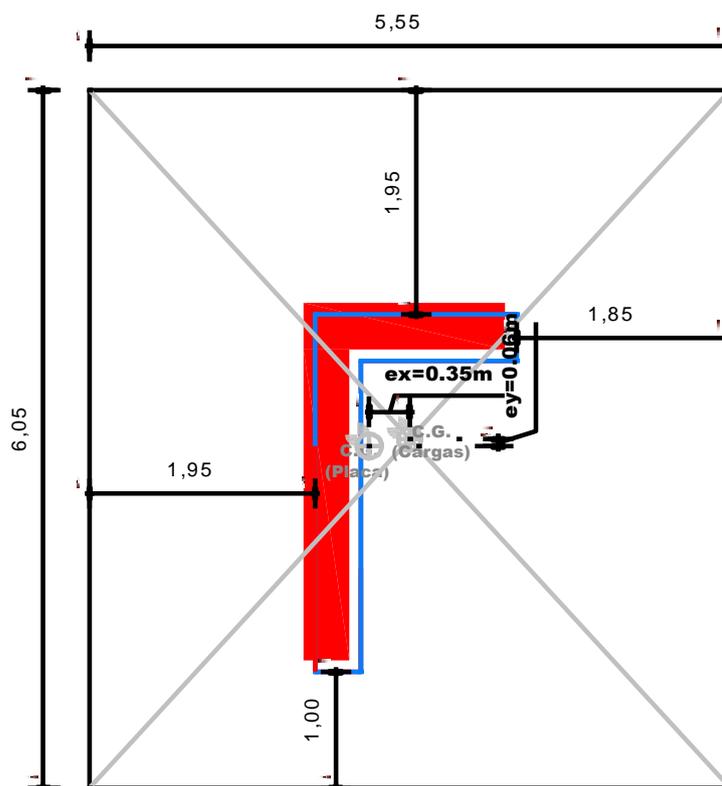


Figura 56: Zapata concéntrica de la placa (P.1) de los ejes 4,4-H,H y 5,5-H,H.  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 56 que no presenta excentricidad excesiva ya que está dentro del núcleo central, en la que estamos en el caso tres de la figura 49 donde la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$
$$q_x = \frac{774.173 + 123 + 54.19}{5.55 \times 6.05} + \frac{6 \times 293}{5.55 \times 6.05^2} = 36.99 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$36.99 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$
$$q_y = \frac{774.173 + 53 + 54.19}{5.55 \times 6.05} + \frac{6 \times 100}{6.05 \times 5.55^2} = 29.47 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$29.47 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, en la que se diseñó por el método de la resistencia.

$$q_x = 36.99 \times 1.25 = 46.24 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 29.47 \times 1.25 = 36.84 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 46.24 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.1.1.5.2. DISEÑO POR CORTE DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1)

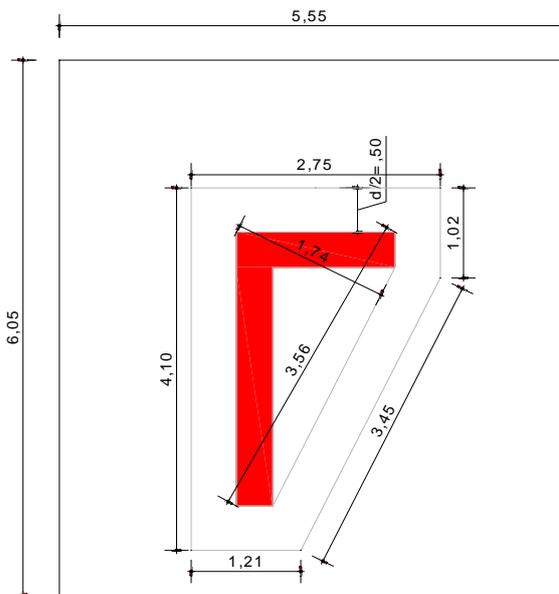
Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10\text{m}$  con un peralte efectivo  $d=1.00\text{ m}$ .

$$V_u = 46.24 \times (1.95 - 1.00) = 43.93 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 1.00 = 65.28 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.5.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1)



$$L_o = 12.53 \text{ m}$$

$$A_o = 8.90 \text{ m}^2$$

$$A = 33.58 \text{ m}^2$$

$$\beta_c = \frac{3.56}{1.74} = 2.05$$

Figura 57: Secciones para evaluar por punzonamiento de (Z.1)  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{2.05}\right) \times \sqrt{210} \times 12.53 \times 1 \times 10 = 1,616.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{40 \times 1}{12.53} + 2 \right) \times \sqrt{210} \times 12.53 \times 1 \times 10 = 2,163.75 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 12.53 \times 1 \times 10 = 1,636.01 \text{ ton}$$

$$V_u = 46.24 \times (33.58 - 8.90) = 1,141.20 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.5.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.1)

Con un volado de 1.95 m:

$$M_u = \frac{46.24 \times 1.95^2}{2} = 87.91 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 87.91 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}} \right) = 0.002395$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.002395 \times 100 \times 100 = 23.95 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\phi$  de 1":

$$23.95 \text{ -----} 100$$

$$5.10 \text{ -----} S$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{23.95} = 21.29 \approx \phi 1" @ 20 \text{ cm}$$

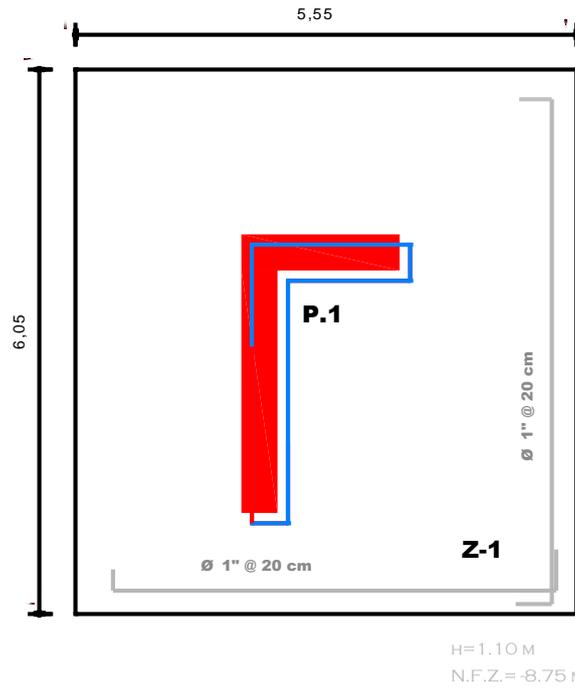


Figura 58: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.1)  
Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.1.1.6. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3)

Para el diseño de la zapata (Z.3) se diseñara como una zapata concéntrica para soportar la placa placas (P.4) del ascensor que están en los ejes 5,5-F,F tal como se muestra en la figura 47. En la figura 59 se muestra los datos necesarios para el diseño.

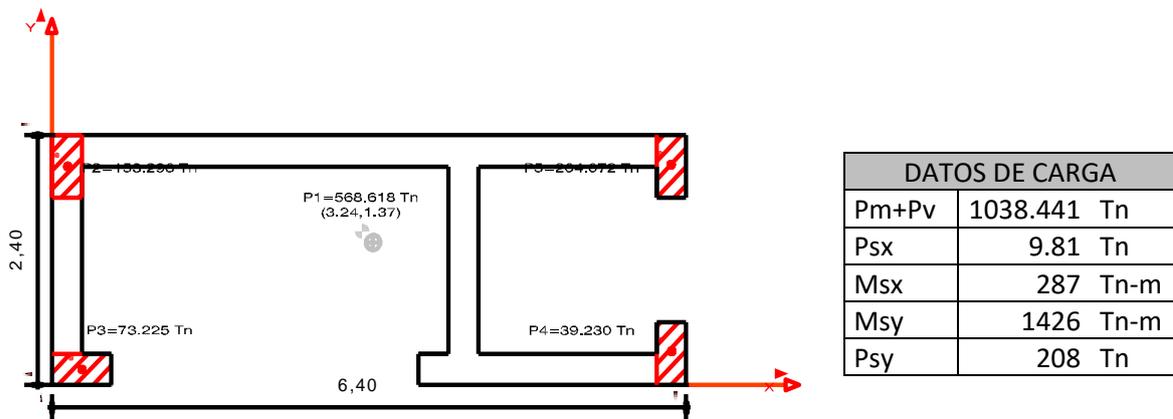


Figura 59: Datos de carga de la placa (P.4)  
Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

PUNTO	PESO	X	PESO. X	Y	PESO. Y
1	568.618	3.24	1842.322	1.37	779.007
2	153.296	0.15	22.994	2.10	321.922
3	73.225	0.3	21.968	0.15	10.984
4	39.23	6.25	245.188	0.30	11.769
5	204.072	6.25	1275.45	2.10	428.551
$\Sigma$	1038.441		3407.922		1552.233

$$X = \frac{3407.922}{1038.441} = 3.28 \text{ m}$$

$$Y = \frac{1552.233}{1038.441} = 1.49 \text{ m}$$

Tabla 11: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.3)

Fuente: Propia.

#### 4.1.1.6.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3)

Se calcula un área tentativa, asumiendo la resistencia del terreno castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimó el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{1038.441 \text{ Tn} \times 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 44.23 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 44.23 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 8.45 m x 6.00 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

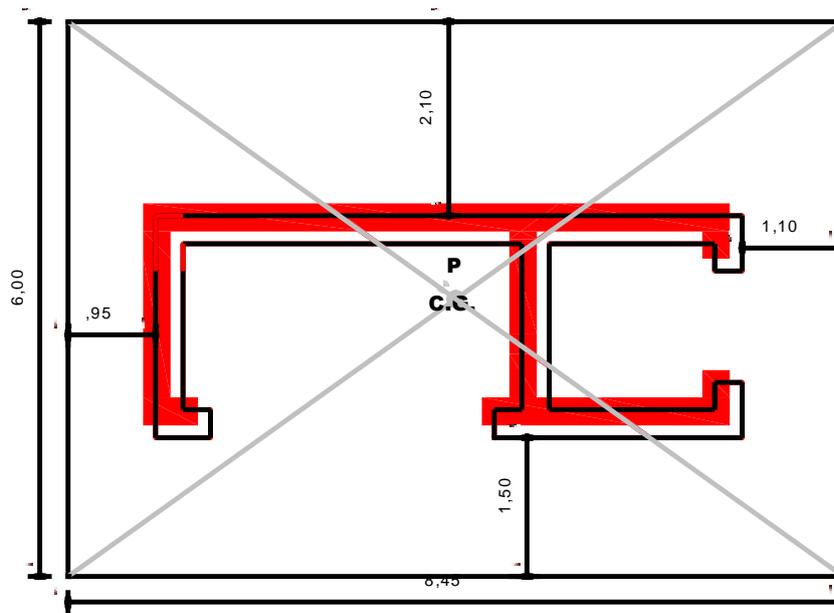


Figura 60: Zapata concéntrica de la placa (P.4) de los ejes 5,5-F,F  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 60 que no presenta excentricidad excesiva ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 donde la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar que las presiones por efecto de sismo:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{1038.441 + 155.77 + 9.81}{8.45 \times 6.00} + \frac{6 \times 287}{8.45 \times 6.00^2} = 29.41 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$29.41 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Dirección en Y:

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$
$$q_y = \frac{1038.441 + 155.77 + 208}{8.45 \times 6.00} + \frac{6 \times 1426}{6.00 \times 8.45^2} = 47.63 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$47.63 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{No Cumple}$$

Como no cumple se tiene que modificar la sección de la zapata.

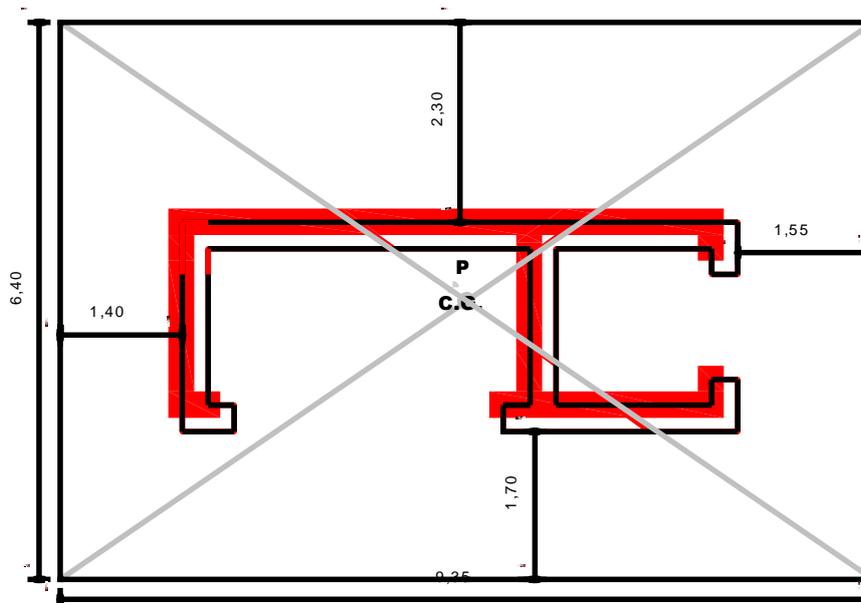


Figura 61: Cambio de sección de zapata de la placa (P.4) de los ejes 5,5-F,F  
Fuente: Propia.

Se vuelve a verificar las presiones por efecto de sismo:

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$
$$q_x = \frac{1038.441 + 155.77 + 9.81}{9.35 \times 6.40} + \frac{6 \times 287}{9.35 \times 6.40^2} = 24.62 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$24.62 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$
$$q_y = \frac{1038.441 + 155.77 + 208}{9.35 \times 6.40} + \frac{6 \times 1426}{6.40 \times 9.35^2} = 38.72 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$38.72 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tuvo que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, donde se diseñó por el método de la resistencia.

$$q_x = 24.62 \times 1.25 = 30.78 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 24.62 \times 1.25 = 48.40 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 48.40 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.1.1.6.2. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3)

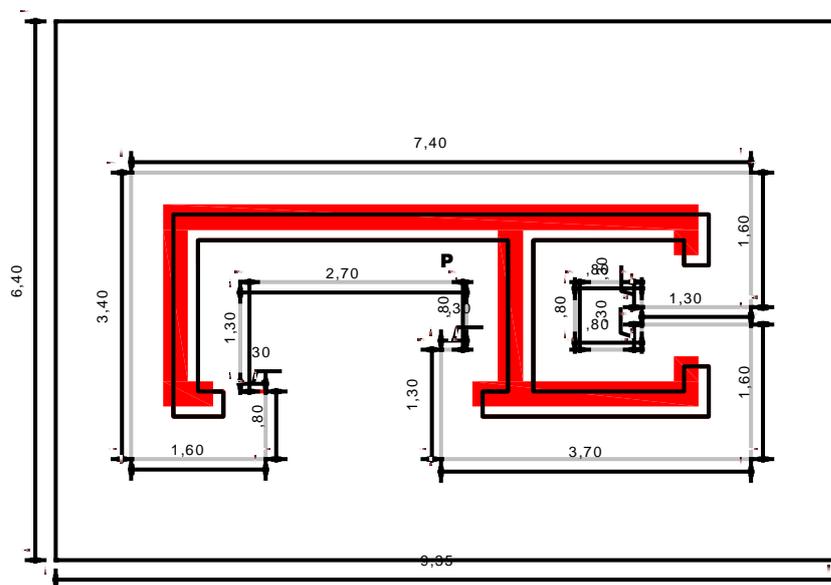
Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10\text{m}$  con un peralte efectivo  $d=1.00\text{m}$

$$V_u = 48.40 \times (2.30 - 1.00) = 62.92 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.6.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3)



$$L_o = 32.10 \text{ m}$$

$$A_o = 19.22 \text{ m}^2$$

$$A = 59.84 \text{ m}^2$$

$$\beta_c = \frac{6.40}{2.40} = 2.67$$

Figura 62: Secciones para evaluar por punzonamiento de la zapata concéntrica (Z.3)  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{2.67}\right) \times \sqrt{210} \times 32.10 \times 1 \times 10 = 3,665.35 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{40 \times 1}{32.10} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 32.10 \times 1 \times 10 = 3,465.45 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 32.10 \times 1 \times 10 = 4191.21 \text{ ton}$$

$$V_u = 48.40 \times (59.84 - 19.22) = 1,126.64 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.6.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.3)

Con un volado de 2.30m:

$$Mu = \frac{48.40 \times 2.30^2}{2} = 92.02 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 92.02 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}}\right) = 0.002510$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.002510 \times 100 \times 100 = 25.10 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$25.10 \text{ -----} 100$$

$$5.10 \text{ -----} S$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{25.10} = 20.32 \approx \emptyset 1" @ 20 \text{ cm}$$

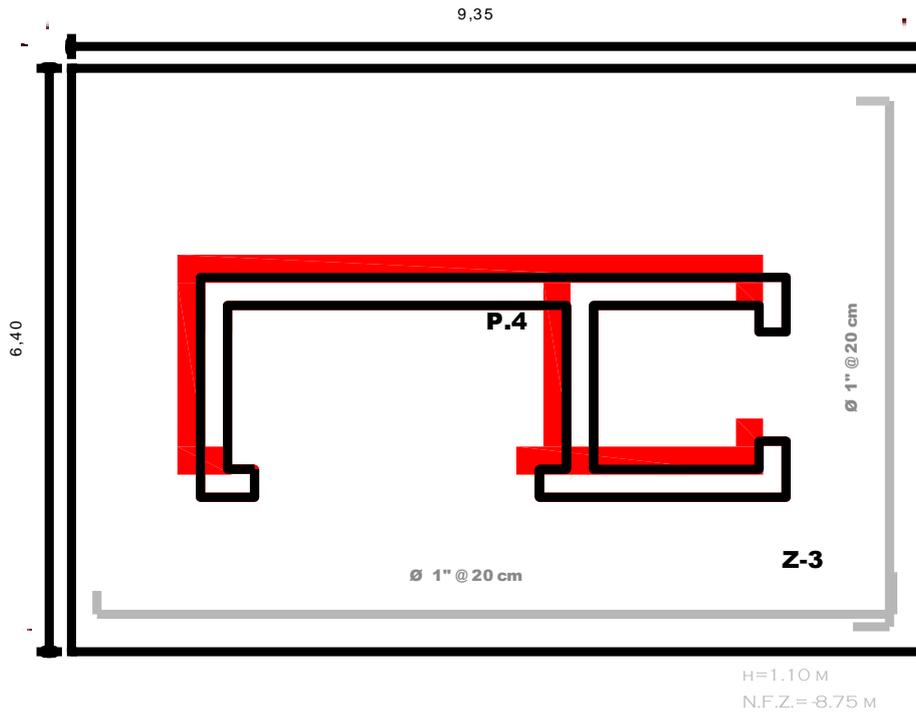


Figura 63: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.3)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.1.7. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4)

Para el diseño de la zapata (Z.4) se diseñó como una zapata concéntrica para soportar la columna (C.2) que están en los ejes 5,5-D,D y 4,4-D,D tal como se muestra en la figura 47. En la figura 64 se muestra los datos necesarios para el diseño.

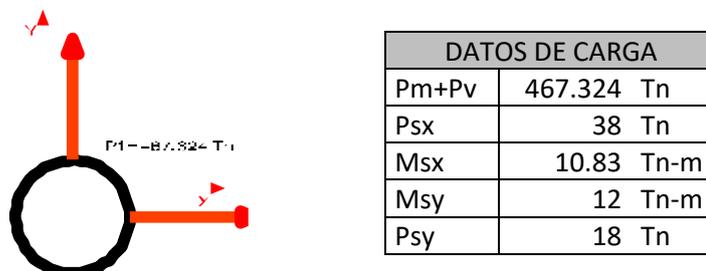


Figura 64: Datos de carga de la columna (C.2)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.1.7.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4)

Se calcula un área tentativa, asumiendo la resistencia del terreno castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimó el 7% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{467.324 \text{ Tn} \times 1.07}{27 \text{ Tn/m}^2} = 18.52 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 18.52 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección cuadrada 4.30 m x 4.30 m. Se tiene el siguiente esquema.

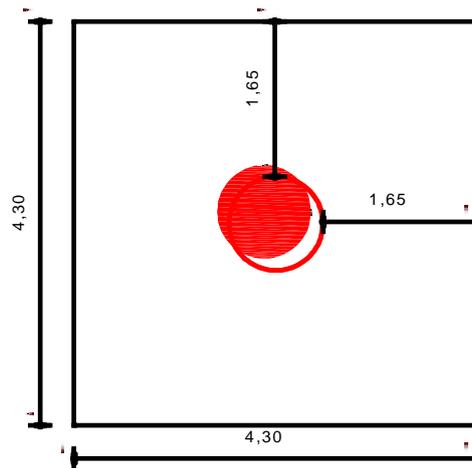


Figura 65: Zapata de la columna (C.2) de los ejes 5,5-D,D y 4,4-D,D  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 65 que no presenta excentricidad excesiva ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 en la que la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar que las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$
$$q_x = \frac{467.324 + 32.71 + 38}{4.30 \times 4.30} + \frac{6 \times 10.83}{4.30 \times 4.30^2} = 29.92 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$29.92 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$
$$q_y = \frac{467.324 + 32.71 + 18}{4.30 \times 4.30} + \frac{6 \times 12}{4.30 \times 4.30^2} = 28.92 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$28.92 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, en la que se diseñó por el método de la resistencia.

$$q_x = 29.92 \times 1.25 = 37.40 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 28.92 \times 1.25 = 36.15 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 37.40 \text{ ton/m}^2$$

#### **4.1.1.7.2. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4)**

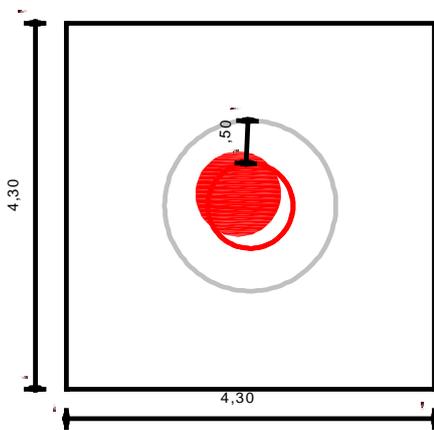
Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10\text{m}$  con un peralte efectivo  $d=1.00\text{m}$

$$Vu = 37.40 \times (1.65 - 1.00) = 24.31 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.7.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4)



$$Lo = 6.28 \text{ m}$$

$$Ao = 3.142 \text{ m}^2$$

$$A = 18.49 \text{ m}^2$$

$$\beta c = \frac{1}{1} = 1$$

Figura 66: Secciones para evaluar por punzonamiento de la zapata concéntrica (Z.4)  
Fuente: Propia.

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 1,229.94 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{40 \times 1}{2} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 1,748.03 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 819.96 \text{ ton}$$

$$Vu = 37.40 \times (18.49 - 3.142) = 574.02 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.7.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.4)

Con un volado de 1.65m:

$$Mu = \frac{37.40 \times 1.65^2}{2} = 71.11 \text{ ton x m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 92.02 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}}\right) = 0.001927$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.001927 \times 100 \times 100 = 19.27 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$19.27 \text{ ----- } 100$$

$$5.10 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{19.27} = 26.47 \approx \emptyset 1" @ 25 \text{ cm}$$

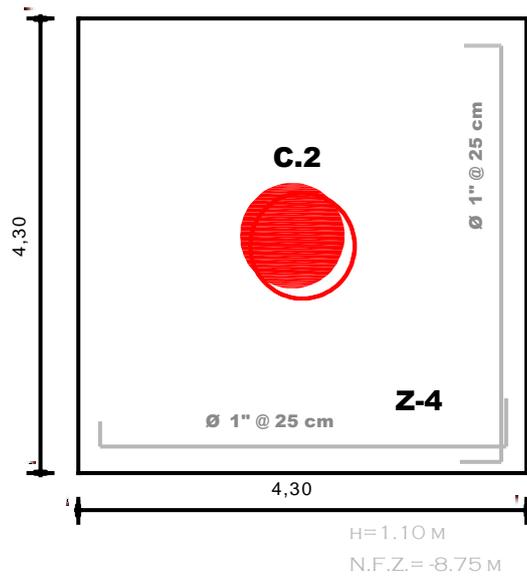


Figura 67: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.4)  
Fuente: Elaboración Propia.



Para el diseño de la zapata concéntrica (Z.6) en la figura 69 se muestra los datos necesarios para el diseño.

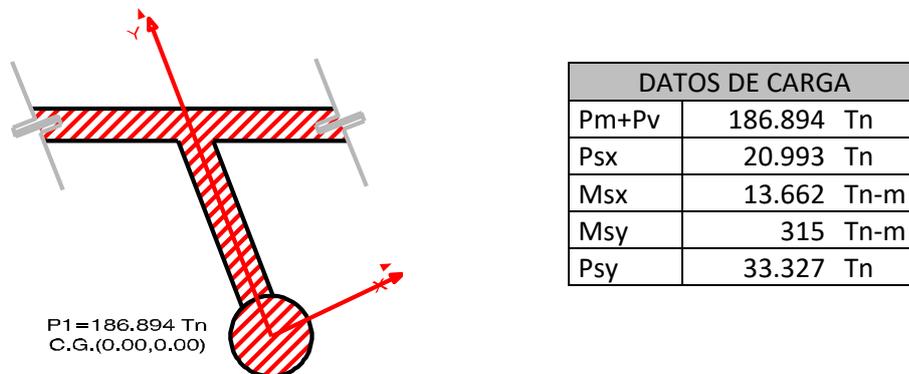


Figura 69: Datos de carga de la columna (C.4)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.1.8.1. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimó el 7% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{186.894 \text{ Tn} \times 1.07}{27 \text{ Tn/m}^2} = 7.41 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 7.41 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 4.95 m x 3.50 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

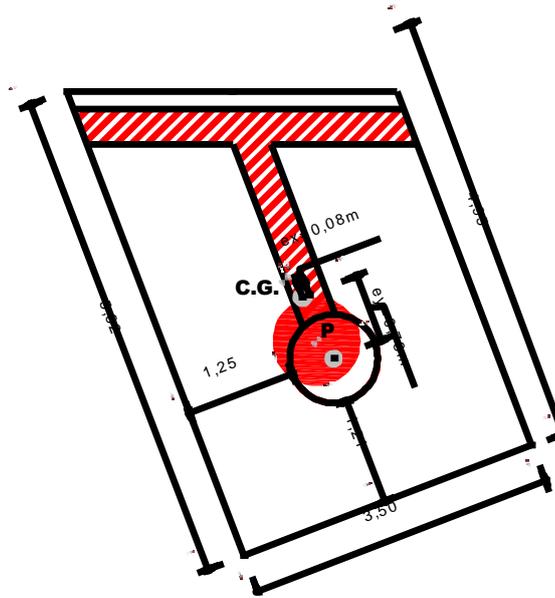


Figura 70: Zapata de la columna (C.4)  
Fuente: Propia.

$$e = \frac{L}{6} = \frac{4.95}{6} = 0.825m > 0.78m \dots \text{ok}$$

Se observa en la figura 70 que no presenta excentricidad excesiva ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 en la que la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar que las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + Pz}{AB} \pm \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{186.894 + 13.08 + 20.993}{4.95 \times 3.50} + \frac{6 \times 13.662}{4.95 \times 3.50^2} = 14.10 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$14.10 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} \pm \frac{6 M_y}{AB^2}$$
$$q_y = \frac{186.894 + 13.08 + 33.327}{4.95 \times 3.50} + \frac{6 \times 315}{3.50 \times 4.95^2} = 35.50 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$35.50 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, donde se diseñó por el método de la resistencia.

$$q_x = 14.10 \times 1.25 = 17.63 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 35.50 \times 1.25 = 44.38 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 44.38 \text{ ton/m}^2$$

#### **4.1.1.8.2. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)**

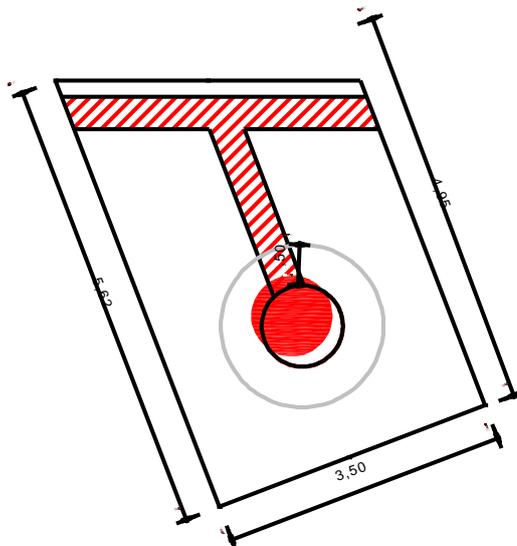
Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10\text{m}$  con un peralte efectivo  $d=1.00 \text{ m}$ .

$$Vu = 44.38 \times (1.25 - 1.00) = 11.10 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \dots \text{ok}$$

#### **4.1.1.8.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)**



$$\begin{aligned}
 L_o &= 6.28 \text{ m} \\
 A_o &= 3.142 \text{ m}^2 \\
 A &= 17.325 \text{ m}^2 \\
 \beta_c &= \frac{1}{1} = 1
 \end{aligned}$$

Figura 71: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata concéntrica (Z.6)

Fuente: Propia.

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 1,229.94 \text{ ton} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{30 \times 1}{2} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 1,415.45 \text{ ton} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 819.96 \text{ ton} \\
 V_u &= 44.38 \times (17.325 - 3.142) = 629.66 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.8.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.6)

Con un volado de 1.25m:

$$M_u = \frac{44.30 \times 1.25^2}{2} = 34.67 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 34.67 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}}\right) = 0.000929$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{No cumple se trabajara con } \rho_{min}$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 100 = 18.00 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$18.00 \text{ ----- } 100$$

$$5.10 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{18.00} = 28.33 \approx \emptyset 1" @ 25 \text{ cm}$$

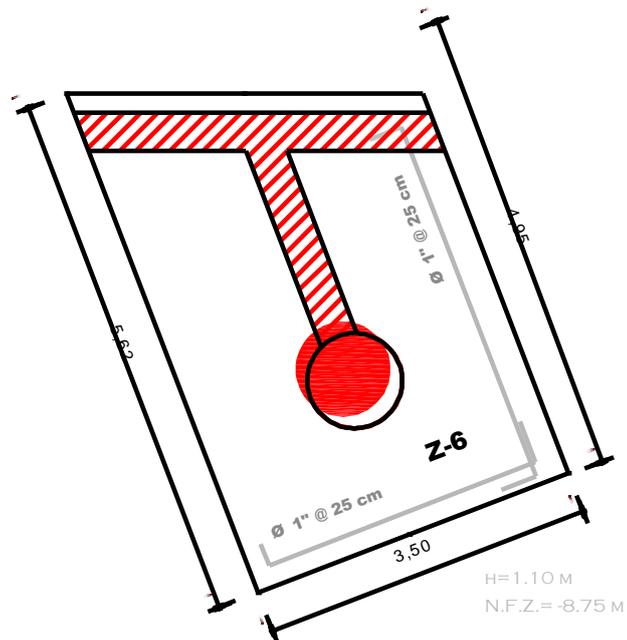


Figura 72: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.6)

Fuente: Propia.

#### 4.1.1.9. DISEÑO DE ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)

Para el diseño de la zapata (Z.8) se diseñó como una zapata concéntrica para soportar las columnas (C.3) tal como se muestra en la figura 73.

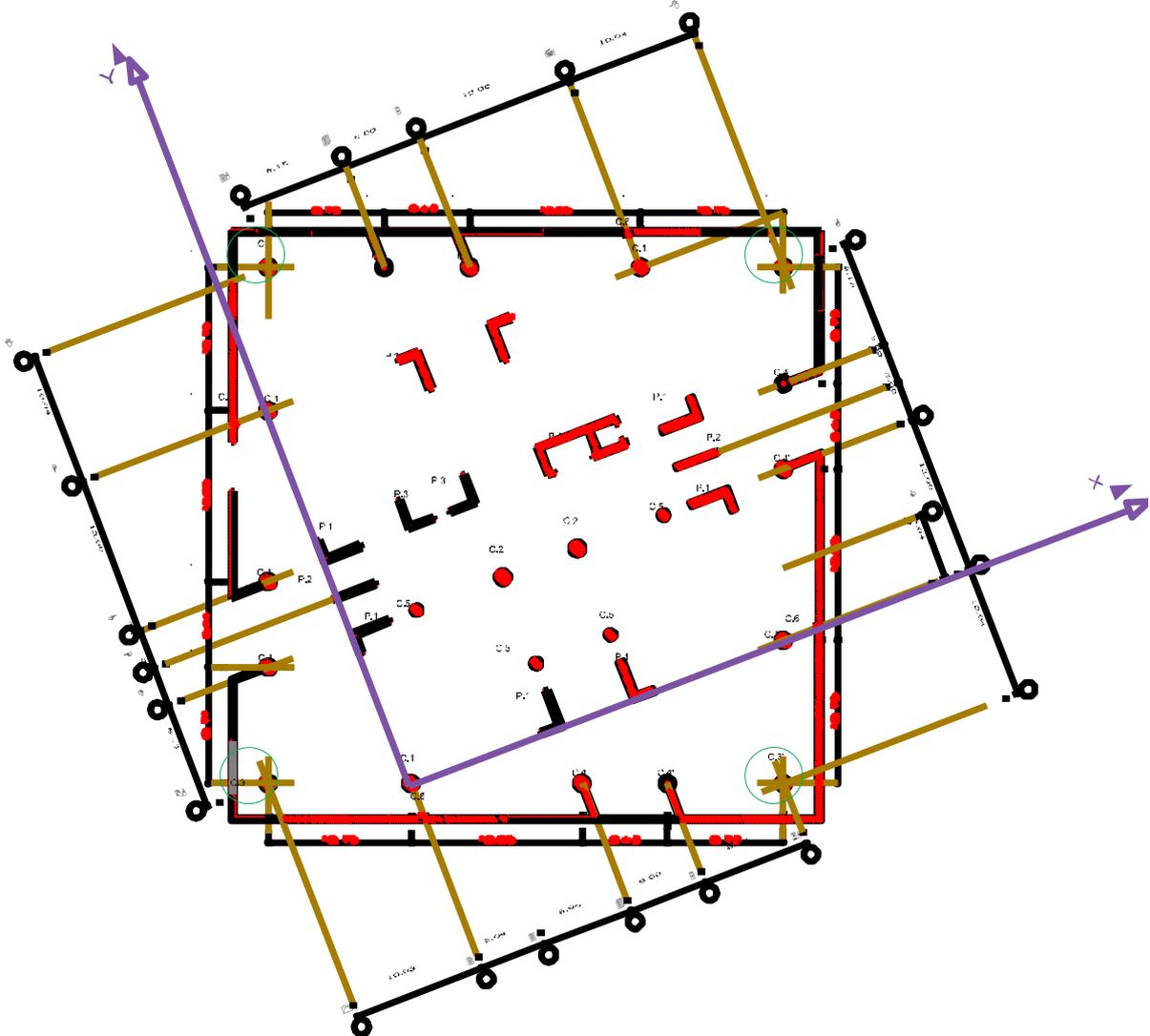


Figura 73: Ubicación de las columnas (C.3).  
Fuente: Propia.

Para el diseño de la zapata concéntrica (Z.8) en la figura 74 se muestra los datos necesarios para el diseño.

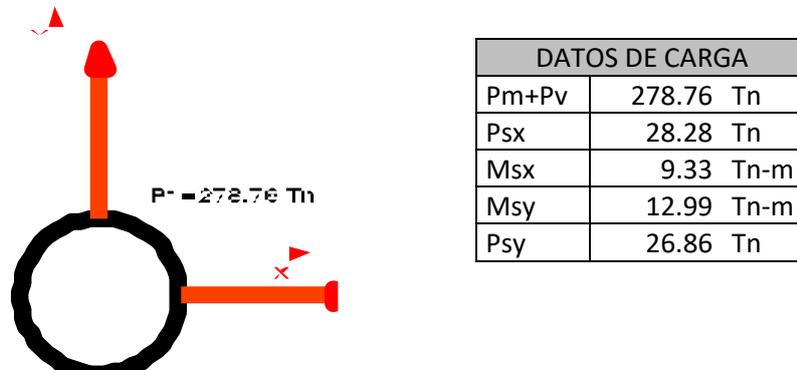


Figura 74: Datos de carga de la columna (C.3)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.1.9.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimara el 7% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{278.76 \text{ Tn} \times 1.07}{27 \text{ Tn/m}^2} = 11.05 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de  $18.52 \text{ m}^2$ , y se escoge una sección cuadrada  $4.30 \text{ m} \times 4.30 \text{ m}$ . Se tiene el siguiente esquema.

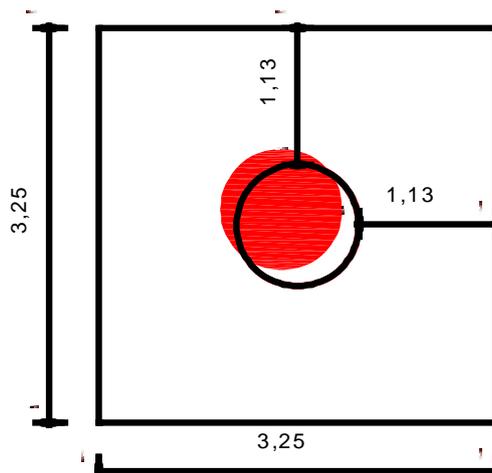


Figura 75: Zapata de la columna (C.3)  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 75 no presenta excentricidad ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 en la que la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar que las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{278.76 + 19.51 + 28.28}{3.25 \times 3.25} + \frac{6 \times 9.33}{3.25 \times 3.25^2} = 32.55 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$32.55 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$
$$q_y = \frac{278.76 + 19.51 + 26.86}{3.25 \times 3.25} + \frac{6 \times 12.99}{3.25 \times 3.25^2} = 33.06 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$
$$33.06 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, donde se diseñó por el método de la resistencia.

$$q_x = 32.55 \times 1.25 = 40.69 \text{ ton/m}^2$$
$$q_y = 33.06 \times 1.25 = 41.33 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 41.33 \text{ ton/m}^2$$

#### **4.1.1.9.2. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)**

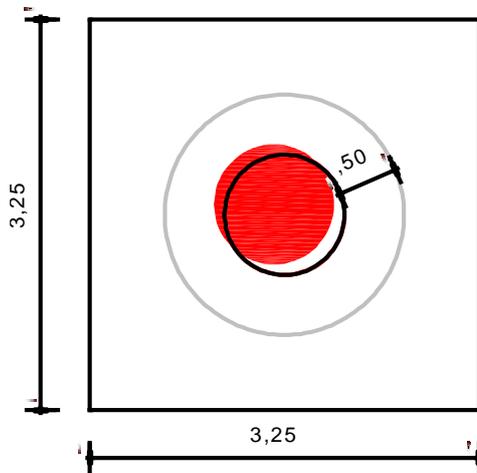
Para el diseño por fuerza cortante se iniciara con un peralte de h=1.10m con un peralte efectivo d=1.00m

$$Vu = 37.40 \times (1.13 - 1.00) = 5.37 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.9.3. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)



$$L_o = 6.28 \text{ m}$$

$$A_o = 3.142 \text{ m}^2$$

$$A = 10.56 \text{ m}^2$$

$$\beta_c = \frac{1}{1} = 1$$

Figura 76: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata concéntrica (Z.8)  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 1,229.94 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{20 \times 1}{2} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 1,082.87 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 6.28 \times 1 \times 10 = 819.96 \text{ ton}$$

$$V_u = 41.33 \times (10.56 - 3.142) = 306.59 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{ok}$$

#### 4.1.1.9.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA CONCÉNTRICA (Z.8)

Con un volado de 1.13m:

$$M_u = \frac{41.33 \times 1.13^2}{2} = 26.39 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 26.39 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}}\right) = 0.000706$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{No cumple se trabajara con } \rho_{min}$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 100 = 19.27 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{l} 18.00 \text{ ---} \\ 5.10 \text{ ---} \end{array} \begin{array}{l} \text{---} 100 \\ \text{---} S \end{array}$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{18.00} = 28.33 \approx \emptyset 1" @ 25 \text{ cm}$$

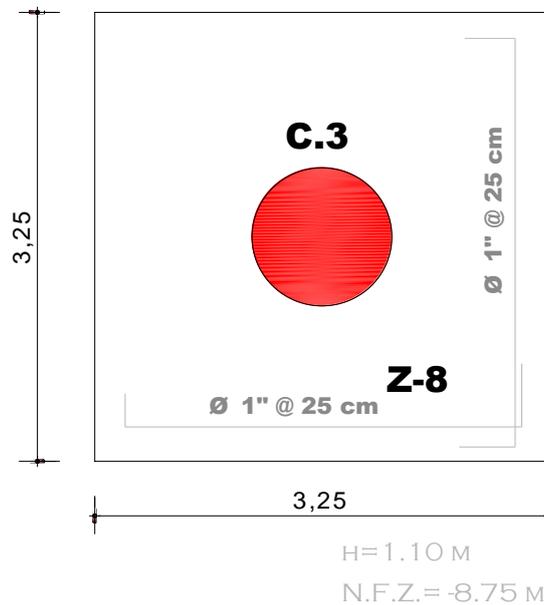


Figura 77: Detallado de acero de zapata concéntrica (Z.8)  
Fuente: Elaboración Propia.

## 4.1.2. CRITERIOS DE DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS

### 4.1.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE ÁREA DE CONTACTO DE ZAPATA COMBINADA

Existen dos tipos de zapatas combinadas con viga rígida y sin viga rígida tal como se muestra en la figura 78

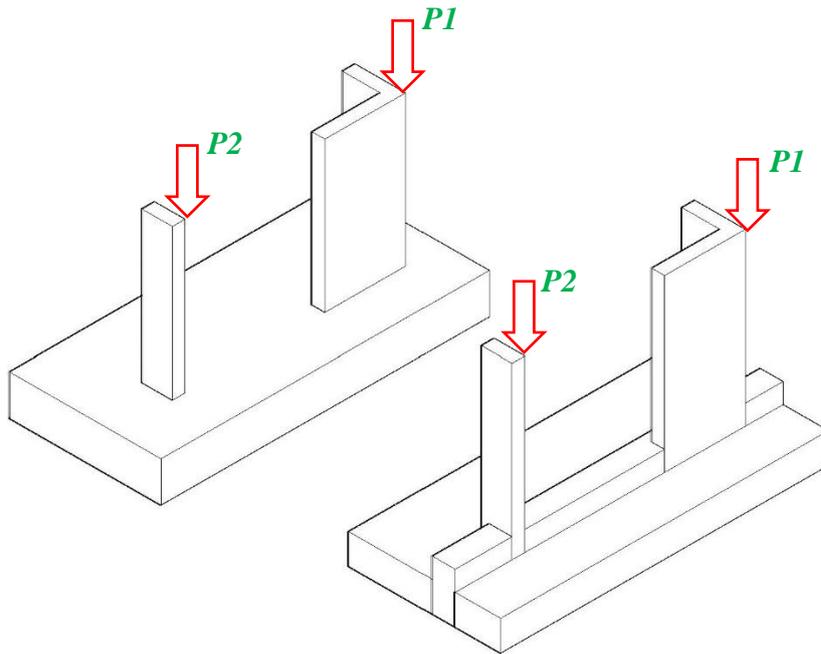


Figura 78: Zapata con viga rígida y sin viga rígida  
Fuente: Propia.

El dimensionamiento de área de contacto para una zapata combinada con viga rígida o sin viga rígida es igual, se calcula mediante la siguiente expresión

$$A_{tentativa} = \frac{(P1 + P2) + Pz}{q}$$

Para considerar el peso propio de la zapata combinada y de relleno, Blanco Blasco (1999) recomienda que se estime como un porcentaje de carga de servicio que viene a través de las columnas o placas, esto dependerá básicamente del tipo de suelo, 10% en suelos buenos, 15% en suelos medios y 20% en suelos blandos, para calcular el área tentativa de la zapata se obtiene con la siguiente expresión:

Donde:

$P_1$ : Carga de columna

$P_2$ : Carga de placa

$P_z$ : Peso propio de zapata

$q$  : Esfuerzo admisible neto ( $q = q_{adm} - 3$ )

Para el dimensionamiento de la zapata combinada, se tiene que encontrar el centro de gravedad de cargas actuantes y hacer coincidir con el centro geométrico de la zapata combinada. Posteriormente verificar las presiones reales teniendo en cuenta las presencia de momentos y si no las hubiese se asume una reacción uniformemente distribuida del terreno.

El comportamiento estructural para el diseño es diferente tal como se muestra en la tabla 12:

DIFERENCIAS DE ZAPATA COMBINADA	
CON VIGA RÍGIDA	SIN VIGA RÍGIDA
La viga absorbe los momentos flectores y fuerzas cortantes de todo el ancho "B" de la zapata combinada.	Toda la losa de la zapata absorbe los momentos flectores y fuerza cortante.
El comportamiento es similar a la losa maciza de un techo apoyado sobre viga con cargas verticales.	El comportamiento es similar a la losa maciza de un techo apoyado directamente sobre las columnas con carga vertical.
La viga soporta la resultante de la reacción del suelo transmitida por la losa.	Toda la losa soporta las reacciones del terreno, y se recomienda trabajar para una franja de 1 m de losa.

Tabla 12: Diferencias de zapatas combinadas con viga rígida y sin viga rígida  
Fuente: Propia.

Teniendo en cuenta el criterio mencionado en el ítem 4.1.2.1 con referencia al dimensionamiento de zapatas combinadas se procede a diseñar las zapatas combinadas, para tener un mejor entendimiento se muestra ejemplos de diseño a continuación.

### 4.1.3. DISEÑO DE ZAPATAS CONBINADAS DEL PROYECTO

#### 4.1.3.1. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA (Z.2)

Para el diseño de la zapata (Z.2) se diseñara como una zapata combinada para soportar las placas (P.3) del baño que están en los ejes 4,4-F,F tal como se muestra en la figura 47, en la figura 79 se muestra los datos necesarios para el diseño.

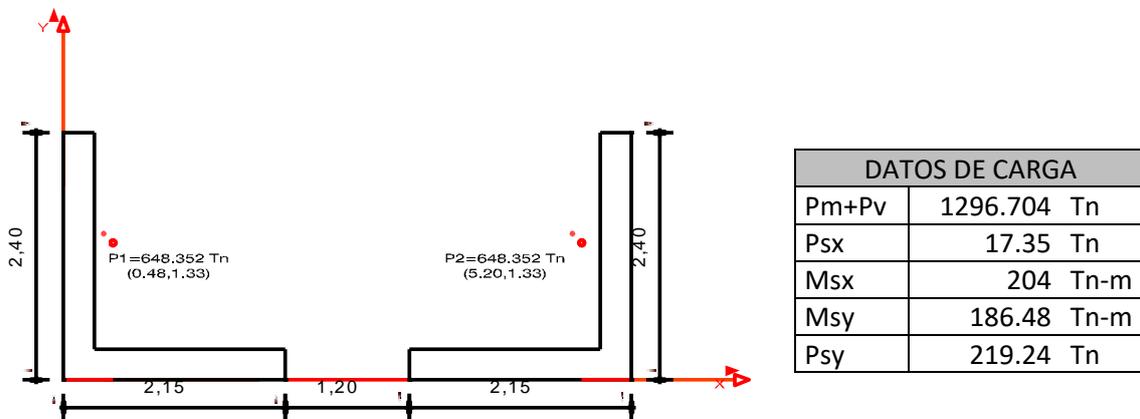


Figura 79: Datos de carga de la placa (P.3)  
Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

ITEM	PESO	X	PESO. X	Y	PESO. Y
1	648.352	0.48	311.209	1.33	862.308
2	648.352	5.2	3371.43	1.33	862.308
$\Sigma$	1296.704		3682.639		1724.616

$$X = \frac{3682.639}{1296.704} = 2.84 \text{ m}$$

$$Y = \frac{1724.616}{1296.704} = 1.33 \text{ m}$$

Tabla 13: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.2)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimara el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$Az = \frac{1296.704 \text{ Tnx } 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 55.23 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 55.23 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 6.20 m x 9.20 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

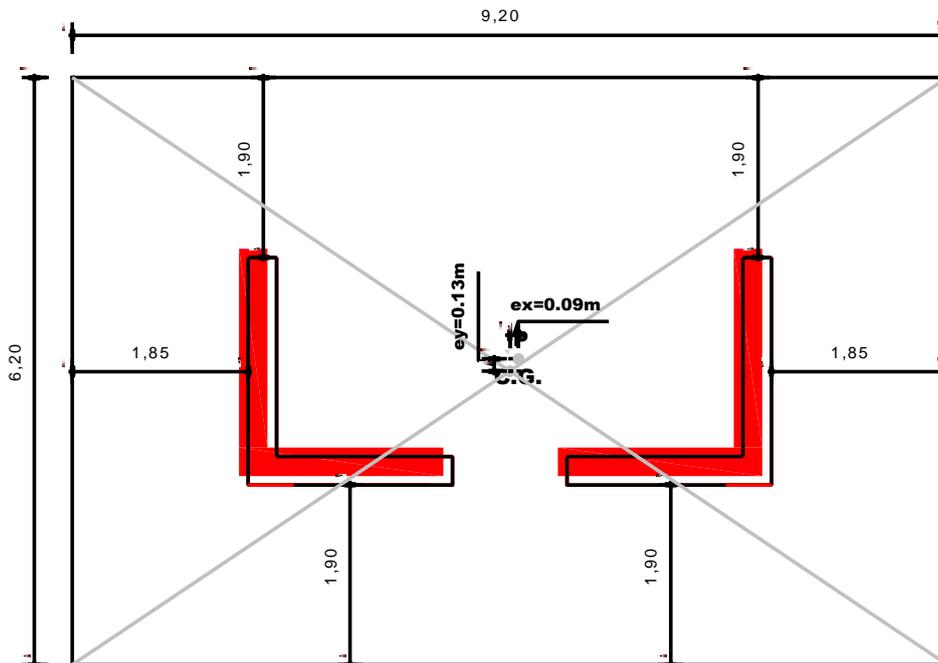


Figura 80: Zapata combinada de las placas (P.3) de los ejes 4,4-F,F  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 80 que no presenta excentricidad excesiva ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 en la que la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{1296.704 + 194.51 + 17.35}{6.20 \times 9.20} + \frac{6 \times 204}{9.20 \times 6.20^2} = 29.91 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$29.91 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$

$$q_y = \frac{1296.704 + 194.51 + 219.24}{6.20 \times 9.20} + \frac{6 \times 186.48}{6.20 \times 9.20^2} = 32.12 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$32.12 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, donde se diseñó por el método de la resistencia.

$$q_x = 29.91 \times 1.25 = 37.39 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 32.12 \times 1.25 = 40.15 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 40.15 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.1.3.1.2. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)

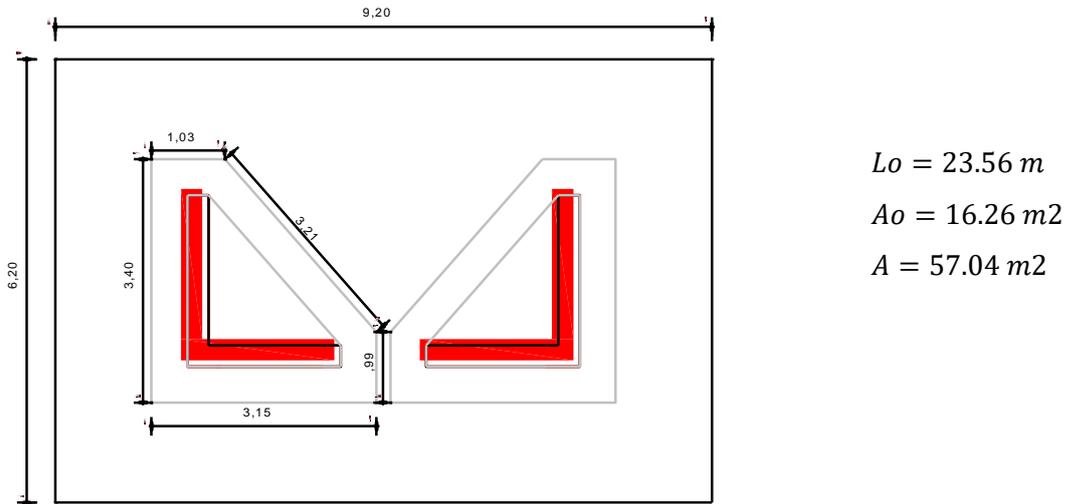


Figura 81: Secciones para evaluar por punzonamiento de la zapata combinada (Z.2)  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{40 \times 1}{23.56} + 2 \right) \times \sqrt{210} \times 23.56 \times 1 \times 10 = 2,897.41 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 12.53 \times 1 \times 10 = 3,076.17 \text{ ton}$$

$$V_u = 40.15 \times (57.04 - 16.26) = 1,637.32 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{ok}$$

Para efectuar el diseño por corte y flexión se trabajó para 01 metro de ancho donde se tiene que realizar el análisis estructural de la zapata combinada (Z.2)

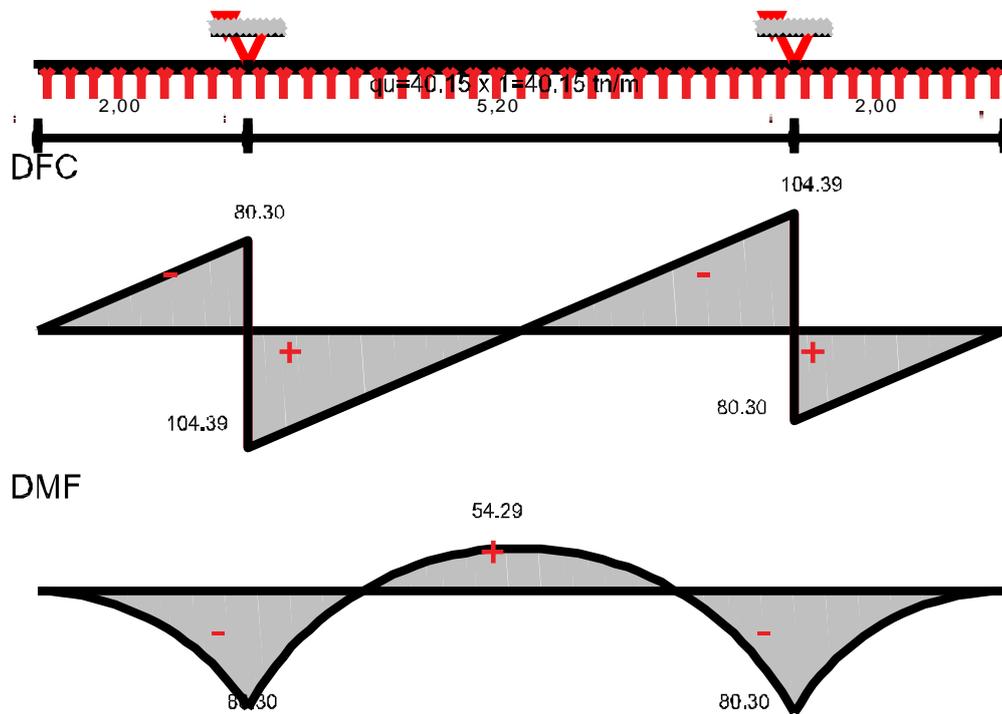


Figura 82: Análisis estructural de la zapata combinada (Z.2)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.1.3. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)

Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10 \text{ m}$  y verificar a una distancia  $d=1.00 \text{ m}$ .

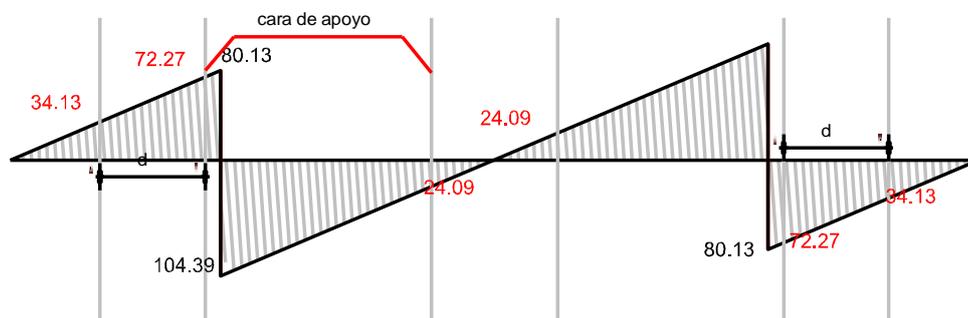


Figura 83: Diagrama de fuerza cortante de zapata combinada (Z.2)  
Fuente: Propia.

$$Vu = 34.13 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \dots ok$$

#### 4.1.3.1.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)

##### Armadura inferior:

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 80.30 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}} \right) = 0.002182$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \dots ok$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.002182 \times 100 \times 100 = 21.82 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\phi$  de 1":

$$21.82 \text{ ----- } 100$$

$$5.10 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{21.82} = 23.37 \approx \phi 1" @ 20 \text{ cm}$$

**Armadura superior:**

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) x \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 x 54.29 x 10^5}{0.9 x 210 x 1 x 1^2}}\right) = 0.001463$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{No cumple para ello se trabaja con } \rho_{min}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.0018 x 100 x 100 = 18.00 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{l} 18.00 \text{ -----} 100 \\ 5.10 \text{ -----} S \end{array}$$

$$S = \frac{100 x 5.10}{18.00} = 28.33 \approx \emptyset 1" @ 25 \text{ cm}$$

**Armadura transversal:**

Con un volado de 1.90m:

$$Mu = \frac{40.15 x 1.90^2}{2} = 72.47 \text{ ton x m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) x \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 x 72.47 x 10^5}{0.9 x 210 x 1 x 1^2}}\right) = 0.001964$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots ok$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.001964 \times 100 \times 100 = 19.64 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\phi$  de 1":

$$\begin{aligned} 19.64 & \text{-----} 100 \\ 5.10 & \text{-----} S \end{aligned}$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{19.64} = 25.96 \approx \phi 1" @ 25 \text{ cm}$$

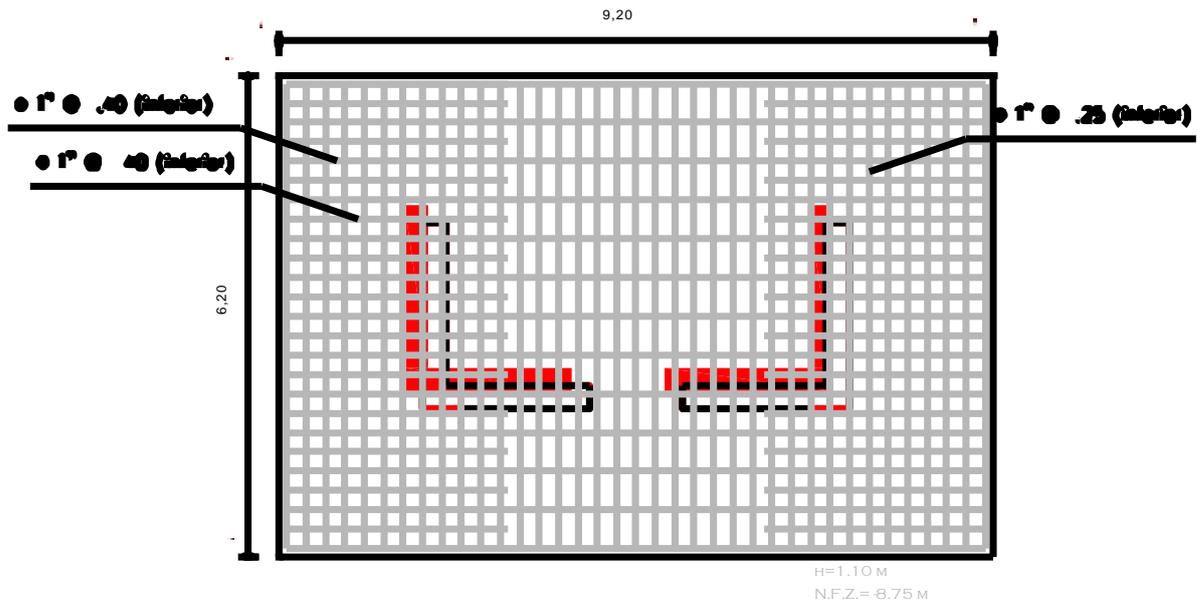


Figura 84: Detallado de acero inferior de zapata combinada (Z.2)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.2. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA CON VIGA RIGIDA (Z.5)

Para el diseño de la zapata (Z.5) se diseñara como una zapata combinada con viga rígida para soportar las placas (P.1) y Columna (C.5) tal como se muestra en la figura 85.

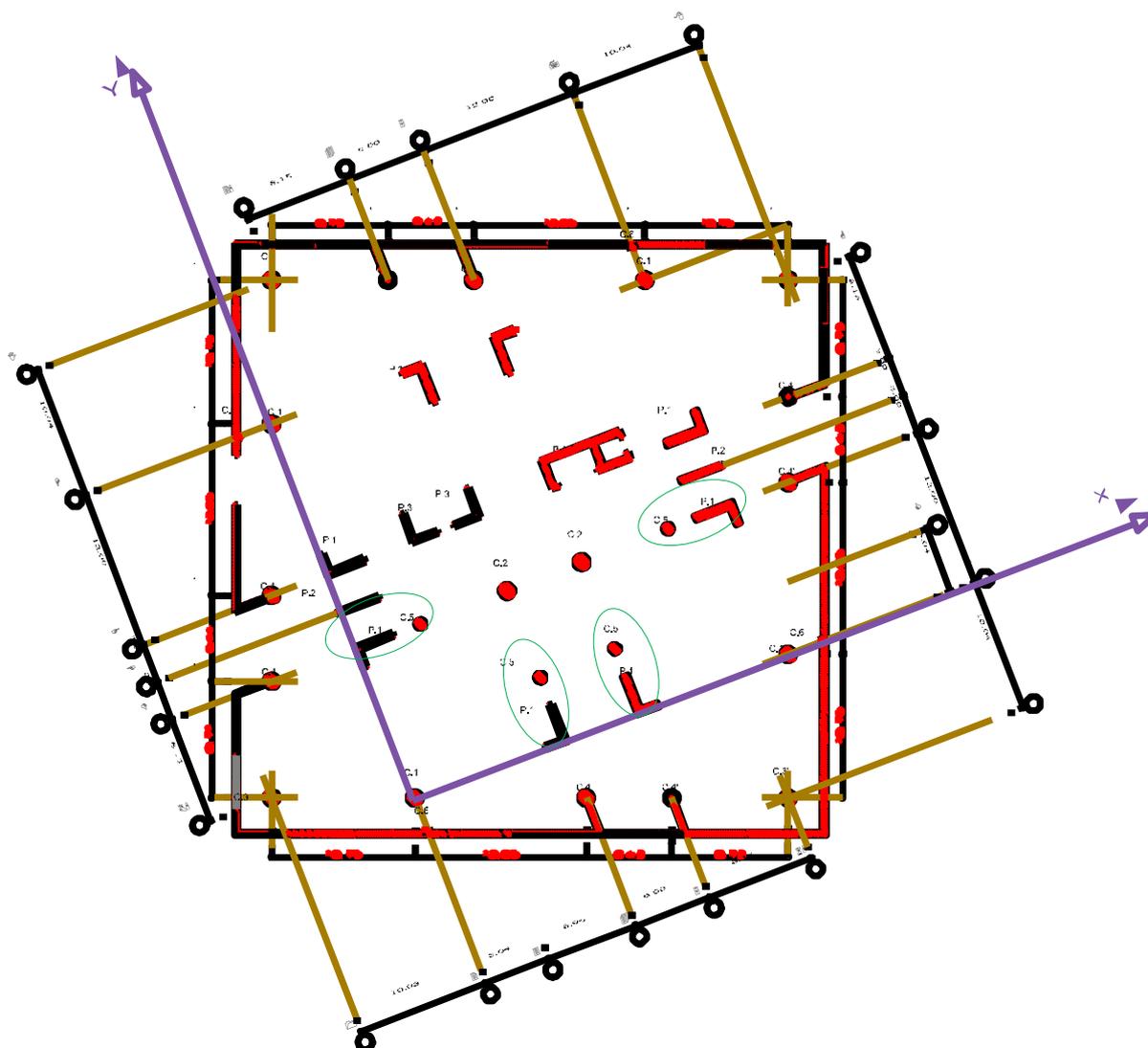


Figura 85: Ubicación de las placas (P.1) y columnas (C.5)  
Fuente: Propia.

Para el diseño de la zapata combinada con viga rígida (Z.5) en la figura 86 se muestra los datos necesarios para el diseño.

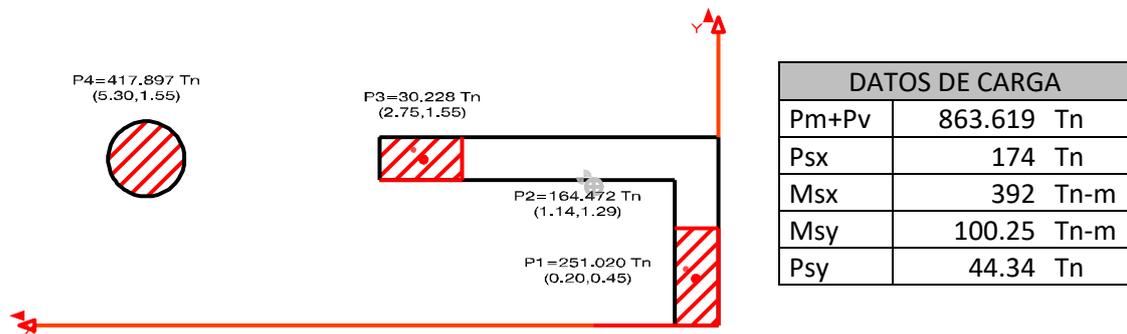


Figura 86: Datos de carga de la placa (P.1) y columna (C.5)

Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

TIPO	PESO	X	PESO. X	Y	PESO. Y
1	251.02	0.20	50.204	0.45	112.959
2	164.472	1.14	187.498	1.29	212.169
3	30.228	2.75	83.127	1.55	46.853
4	417.897	5.30	2214.854	1.55	647.74
$\Sigma$	<b>863.617</b>		<b>2535.683</b>		<b>1019.721</b>

$$X = \frac{2535.683}{863.617} = 2.94 \text{ m}$$

$$Y = \frac{1019.721}{863.617} = 1.18 \text{ m}$$

Tabla 14: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.5)

Fuente: Propia.

#### 4.1.3.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA COMBINADA CON VIGA RIGIDA (Z.5)

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimara el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{863.617 \text{ Tnx } 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 36.78 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 36.78 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 8.80 m x 4.20 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

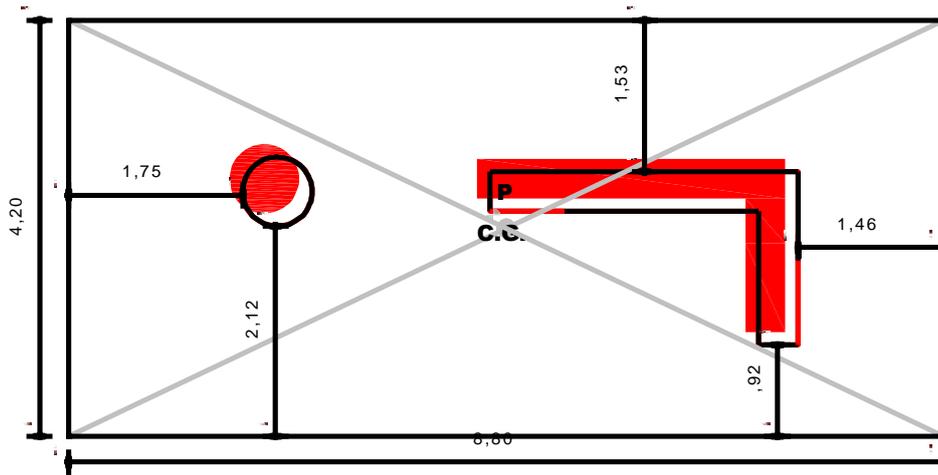


Figura 87: Zapata de la placa (P.1) y columna (C.5) de los ejes 4,4-B,B y 5,5-B,B  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 87 que no presenta excentricidad ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 en la que la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar que las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} \pm \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{863.617 + 129.54 + 174}{4.20 \times 8.80} + \frac{6 \times 392}{4.20 \times 8.80^2} = 38.81 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = \frac{863.617 + 129.54 + 174}{4.20 \times 8.80} - \frac{6 \times 392}{4.20 \times 8.80^2} = 24.35 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

38.81 ton/m<sup>2</sup>, 24.35 ton/m<sup>2</sup> < 39.00 ton/m<sup>2</sup> ... .. ok

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + Pz}{AB} \pm \frac{6 M_y}{AB^2}$$

$$q_y = \frac{863.617 + 129.54 + 44.34}{4.20 \times 8.80} + \frac{6 \times 100.25}{8.80 \times 4.20^2} = 31.95 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = \frac{863.617 + 129.54 + 44.34}{4.20 \times 8.80} - \frac{6 \times 100.25}{8.80 \times 4.20^2} = 24.20 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

31.95 ton/m<sup>2</sup>, 24.20 ton/m<sup>2</sup> < 39.00 ton/m<sup>2</sup> ... .. ok

Los esfuerzos más desfavorables son en el X, se buscó una distribución uniforme para el diseño, tal como se muestra en la figura 88.

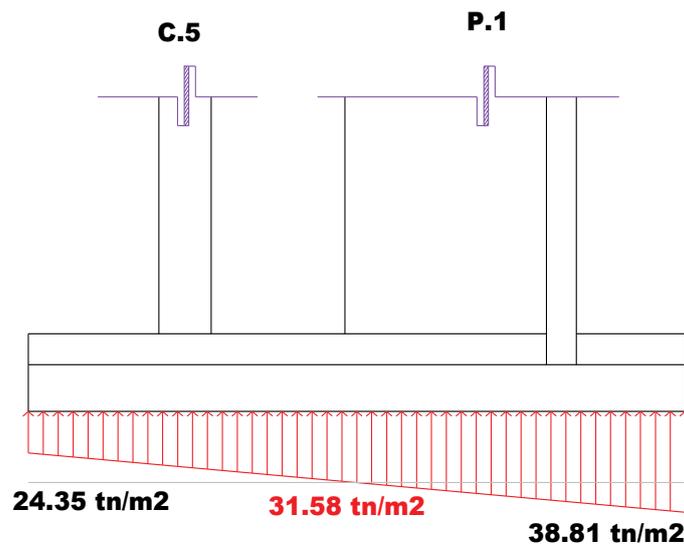


Figura 88: Distribución de presiones en la zapata combinada con viga rígida (Z.5)

Fuente: Propia.

Donde tiene que verificar que las presiones por efecto de sismo:

$$q_x = 31.58 \times 1.25 = 39.48 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 39.48 \text{ ton/m}^2$$

El diseño de esta zapata (Z.5) con viga rígida ya no es necesario controlar el efecto de punzonamiento debido a la existencia de la viga peraltada que impide que esta se puede presentar. Por otro lado esta viga absorbe los momentos flectores y fuerzas cortantes de todo el ancho de la zapata combinada.

#### **4.1.3.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE ZAPATA COMBINADA CON VIGA RIGIDA (Z.5)**

Para el diseño por flexión se trabaja con el ancho de la zapata  $B=4.20\text{m}$  y garantizar que la viga se rígida, Según Morales (2006) menciona que el dimensionamiento de vigas apoyadas en el terreno para que sea rígida se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

$$h_{viga} = \frac{L}{6} = \frac{5.04}{6} = 0.845 \approx 1.30 \text{ m}$$

$$b_{viga} = \frac{1}{2}h \text{ a } \frac{3}{4}h = \frac{1}{2} \times 1.30 \text{ a } \frac{3}{4} \times 1.30 = 0.65 \text{ a } 0.975 \approx 0.60 \text{ m}$$

La viga rígida tiene un peralte de 1.30m y un ancho de 0.60m, al existir monolitismo entre la viga y losa se comportara como una viga T concéntrica, tal como se muestra en la figura 89, el tal sentido se tiene que verificar las siguiente:

$$hf \geq bw/2$$

$$be \leq 4bw$$

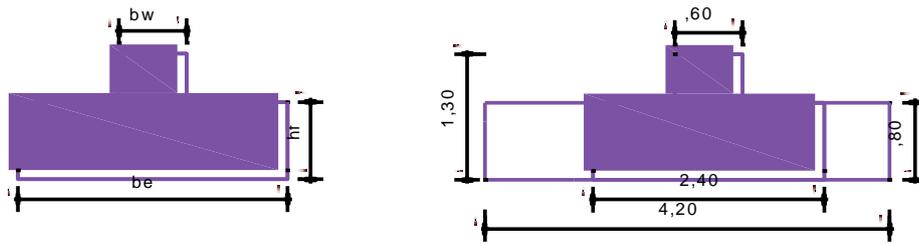


Figura 89: Viga T concéntrica de la zapata (Z.5)  
Fuente: Propia.

Teniendo esta consideración, se debe identificar el comportamiento estructural de la viga T, en la figura 90 se muestra el análisis estructural de la viga T. En el diagrama de momentos flectores se muestra las secciones de color morado que se adoptó para el diseño de la viga T, en la parte central se observa la compresión de las alas donde se trabajó con una sección de 2,40m x 1.30m y para los volados donde la compresión es el alma se trabaja con una sección de 0.60m x 1.30m.

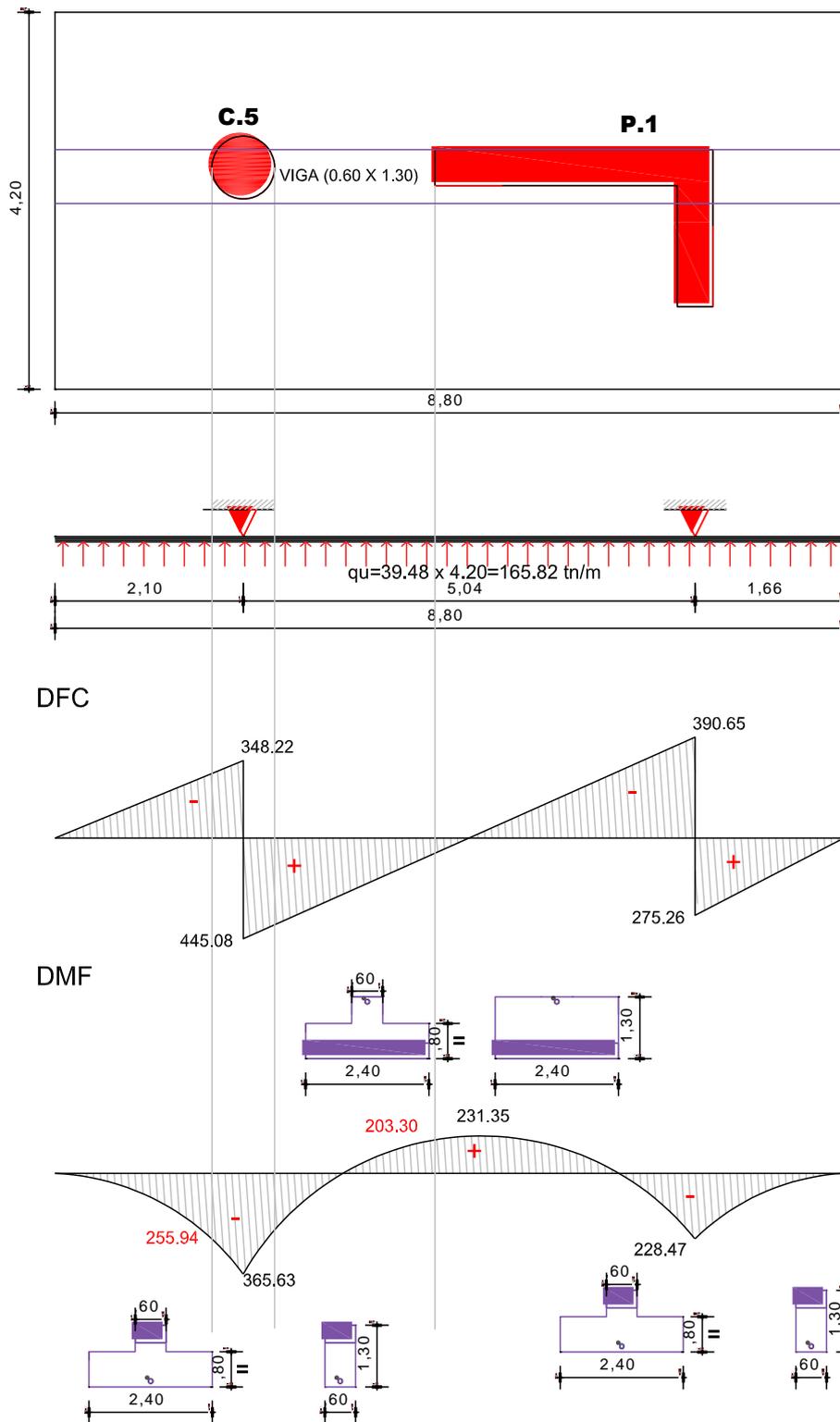


Figura 90: Análisis estructural de la viga T de la zapata (Z.5)  
Fuente: Propia.

### Cálculo de acero en la viga para el momento (+)

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) x \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 x 203.30 x 10^5}{0.9 x 210 x 240 x 121^2}}\right) = 0.001561$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 x \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7 x \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{No cumple para ello se trabajara con } \rho_{min}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.0024 x 240 x 121 = 71.42 \text{ cm}^2$$

$$14 \text{ } \emptyset \text{ 1" } = 69.69 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de acero en la viga para el momento (-)

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) x \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 x 255.94 x 10^5}{0.9 x 210 x 60 x 121^2}}\right) = 0.008577$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 x \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7 x \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.008577 x 60 x 124 = 62.27 \text{ cm}^2$$

$$14 \text{ } \emptyset \text{ 1" } = 71.40 \text{ cm}^2$$

**Armadura transversal:**

Con un volado de 2.12 m:

$$Mu = \frac{39.48 \times 2.12^2}{2} = 88.72 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) \times \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 88.72 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 100 \times 70^2}}\right) = 0.005098$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.005098 \times 100 \times 70 = 35.689 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{aligned} 35.689 & \text{-----} 100 \\ 5.10 & \text{-----} S \\ S &= \frac{100 \times 5.10}{35.689} = 14.29 \approx \emptyset 1" @ 12.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

**Armadura transversal longitudinal:**

En la Norma E0.60 en el artículo 10.5.3 menciona que no es necesario satisfacer los requisitos del área de acero mínimo si el área de acero en tracción proporcionado es al menos un tercio superior a la requerida, para estos casos la cuantía requerida será 0.0012, en el artículo 10.5.4 menciona que el espaciamiento máximo del refuerzo entre ejes debe ser menor o igual 40 cm.

Teniendo en cuenta esta consideración se calculó el acero requerido para la armadura transversal longitudinal

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.0012 \times 100 \times 70 = 8.40 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\phi$  de 1":

$$S = \frac{100 \times 5.10}{8.40} = 60.71 \approx \phi 1" @ 40 \text{ cm}$$

#### 4.1.3.2.3. REFUERZO POR FISURACIÓN DE VIGA RIGIDA

La Norma E 0.60 concreto armado menciona que en el (Art. 9.9.6) para controlar de fisuras por flexión para vigas mayor o igual de 90 cm de peralte se deberá colocar acero longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras con un espaciamiento menor o igual tal como se muestra en las expresiones:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 C_c$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

Donde:

$$f_s = 0.6 f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Cc: recubrimiento libre (5cm)

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) - 2.5 \times 5 = 25.20 \text{ cm}$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) = 29.76 \text{ cm}$$

Se colocó aceros de 3/8" cada 30 cm en ambas caras laterales de la viga.

#### 4.1.3.2.4. DISEÑO POR CORTE DE VIGA RÍGIDA

En todo diseño de viga se debe verificar que el cortante nominal sea mucho mayor que al cortante último.

$$V_u = \phi \times V_n$$

Donde  $V_n$  es la sumatoria de del aporte al corte del concreto ( $V_c$ ) más de acero transversal ( $V_s$ ).

$$V_n = V_c + V_s$$

El porte del concreto y del acero transversal se calcula mediante las siguientes presiones

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Se tiene que verificar con un límite que:

$$V_s < 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

El cálculo de espaciamiento de estribos "S" en la zona crítica se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

El cálculo de espaciamiento de estribos "S" en la zona de estivos mínimos, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \times F_y}{3.5 \times b}$$

Con los criterios mencionados se procederá a diseñar el diámetro y espaciamiento de estribos, a continuación se muestra la tabla 15 diseños por corte de la viga que pertenece a la zapata combinada con viga rígida (Z.5).

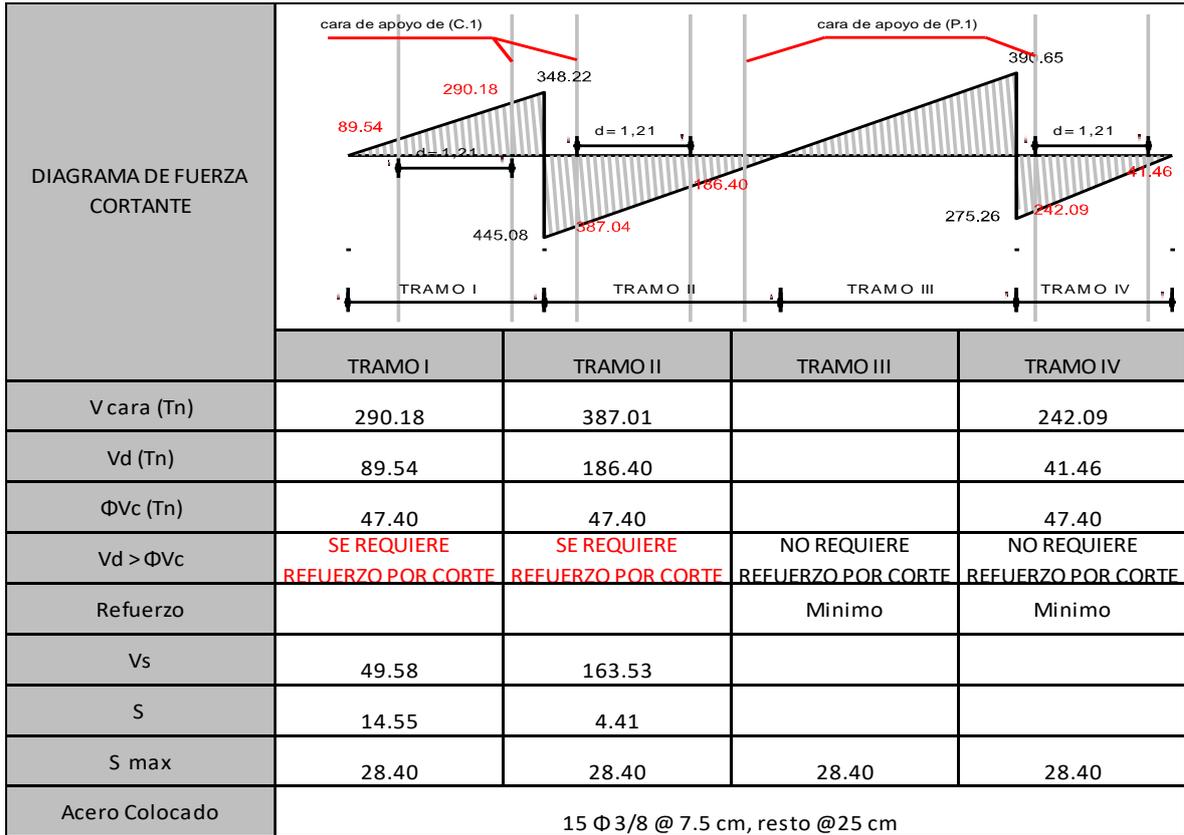


Tabla 15: Diseño por corte de viga rígida de la zapata (Z.5)  
Fuente: Propia.

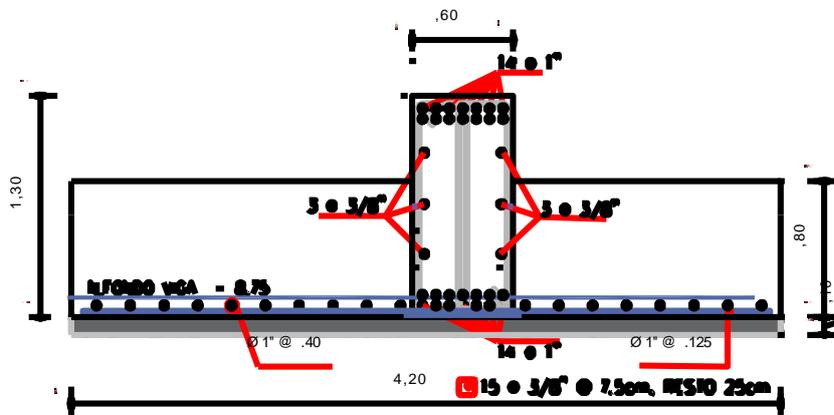
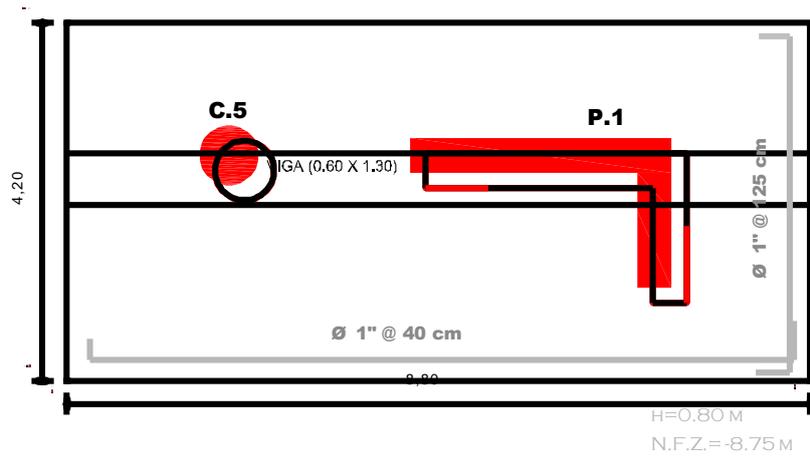


Figura 91: Detallado de acero de zapata (Z.5)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.3. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA (Z.7)

Para el diseño de la zapata (Z.7) se diseñó como una zapata combinada para soportar las columnas (C.6) y (C.1) tal como se muestra en la figura 92.

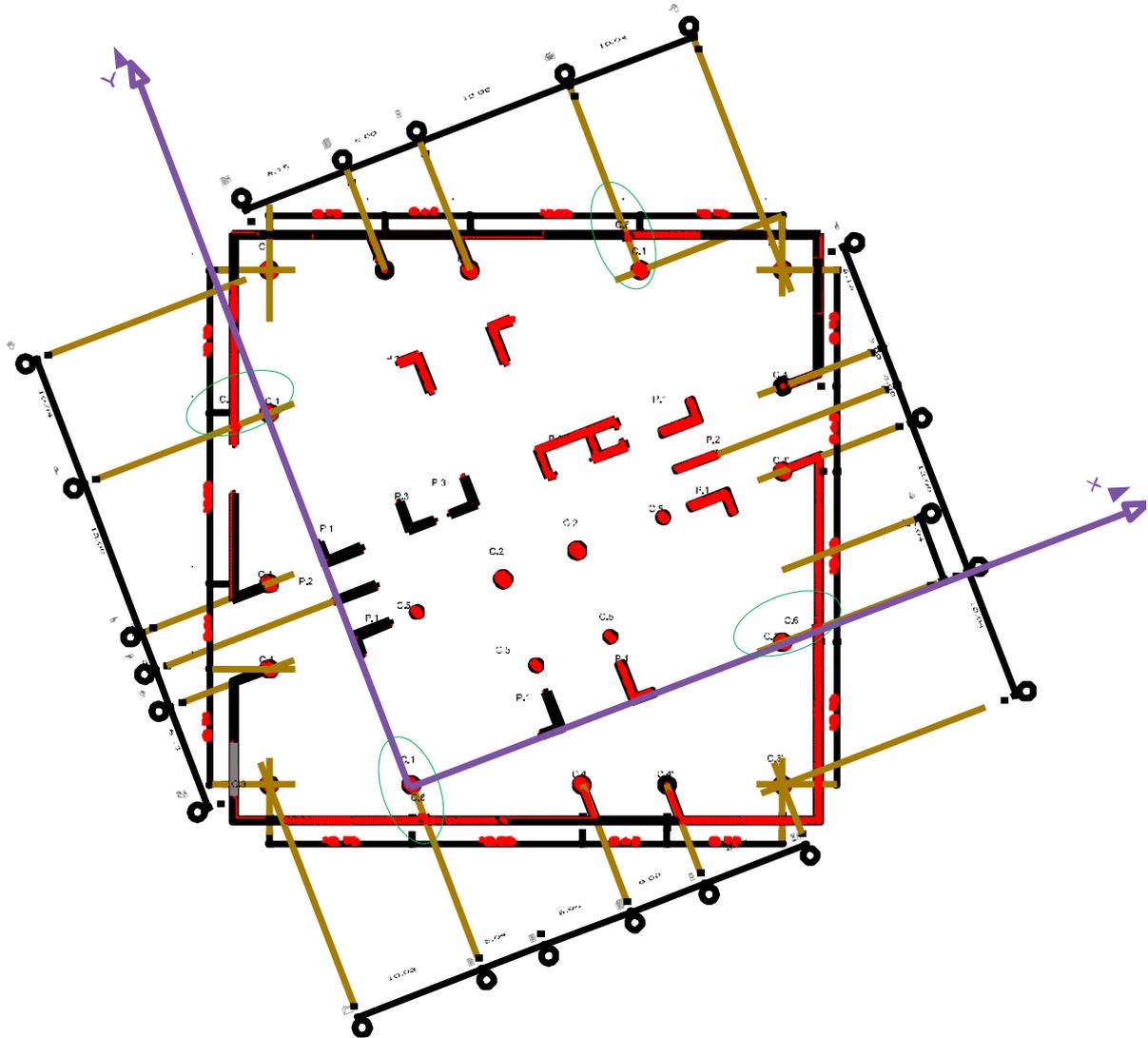


Figura 92: Ubicación de las columnas (C.6) y (C.1)  
Fuente: Propia.

Para el diseño de la zapata concéntrica (Z.7) en la figura 93 se muestra los datos necesarios para el diseño.

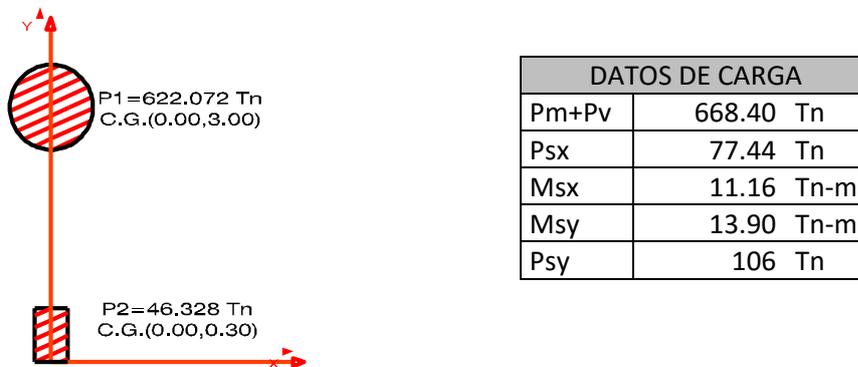


Figura 93: Datos de carga de las columnas (C.6) y (C.1)  
Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

PUNTO	PESO	Y	PESO. Y
1	622.072	3	1866.216
2	46.328	0.3	13.898
$\Sigma$	668.4		1880.114

$$X = \frac{1880.114}{668.40} = 2.81 \text{ m}$$

Tabla 16: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.2)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.7)

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimara el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{668.40 \text{ Tnx } 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 28.47 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 28.47 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 5.90 m x 4.70 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

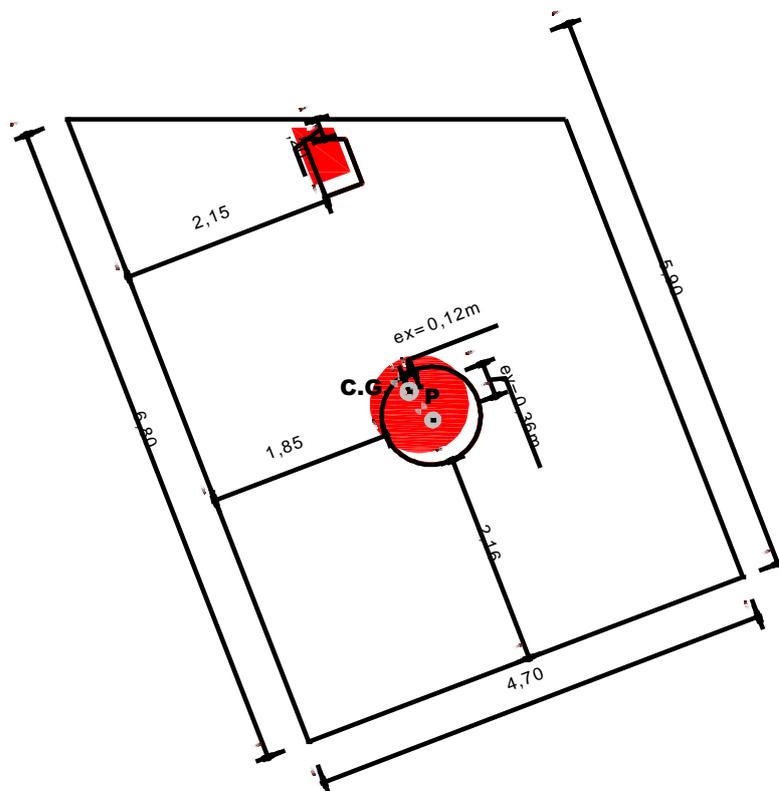


Figura 94: Zapata combinada de las columnas (C.1) y (C.6)  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 94 que no presenta excentricidad ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 donde la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{668.40 + 100.26 + 77.44}{4.70 \times 5.90} + \frac{6 \times 102}{5.90 \times 4.70^2} = 35.21 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$35.21 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$

$$q_y = \frac{668.40 + 100.26 + 106}{4.70 \times 5.90} + \frac{6 \times 13.90}{4.70 \times 5.90^2} = 32.05 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$32.05 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, donde se diseñó por el método de la resistencia.

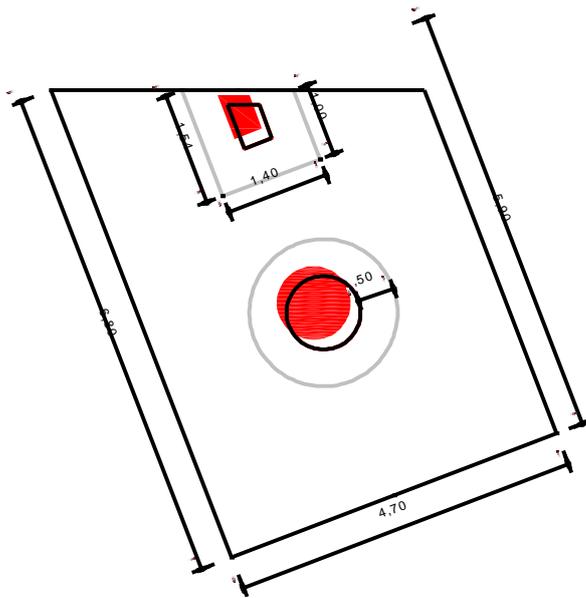
$$q_x = 35.21 \times 1.25 = 44.01 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 32.05 \times 1.25 = 40.06 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 44.01 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.1.3.3.2. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.7)



$$L_o = 10.22 \text{ m}$$

$$A_o = 4.92 \text{ m}^2$$

$$A = 27.73 \text{ m}^2$$

Figura 95: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata combinada (Z.7)  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{30 \times 1}{10.22} + 2 \right) \times \sqrt{210} \times 10.22 \times 1 \times 10 = 1,677.52 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 10.22 \times 1 \times 10 = 1,334.40 \text{ ton}$$

$$V_u = 44.01 \times (27.73 - 4.92) = 1,003.87 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{ok}$$

Para efectuar el diseño por corte y flexión se trabajó para 01 metro de ancho donde se tiene que realizar el análisis estructural de la zapata combinada (Z.7)

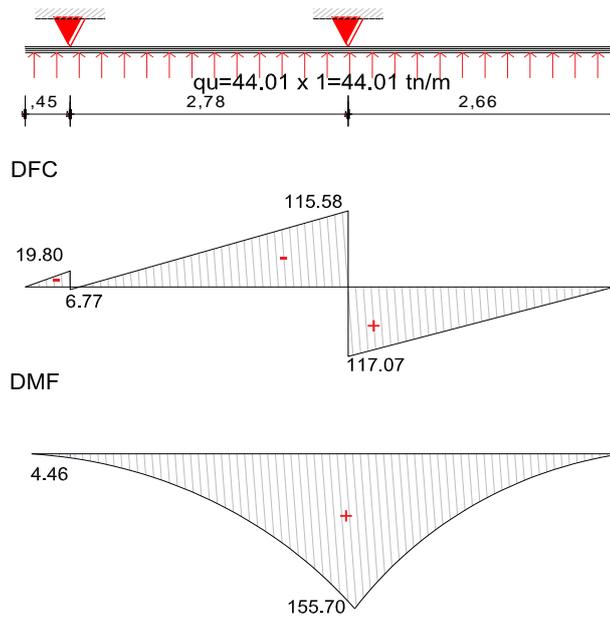


Figura 96: Análisis estructural de la zapata combinada (Z.7)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.3.3. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.2)

Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10\text{m}$  y verificar a una distancia  $d=1.00\text{m}$

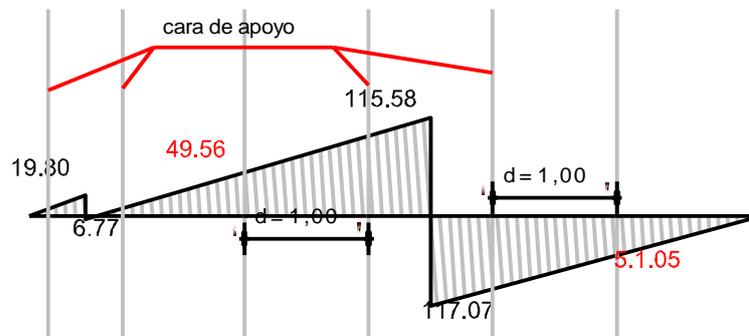


Figura 97: Diagrama de fuerza cortante de zapata combinada (Z.2)  
Fuente: Propia.

$$V_u = 51.05 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 65.28 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.1.3.3.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.7)

##### Armadura inferior:

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) x \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 x 155.70 x 10^5}{0.9 x 210 x 1 x 1^2}}\right) = 0.004343$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.004343 x 100 x 100 = 43.43 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{l} 43.43 \text{ ----- } 100 \\ 5.10 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{100 x 5.10}{43.43} = 11.74 \approx \emptyset 1" @ 10 \text{ cm}$$

##### Armadura superior:

Si observamos el diagrama de momento flector no hay momento positivo de tal forma se trabajó con la siguiente cuantía:

$$\rho_{min} = 0.0012$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.0012 x 100 x 100 = 12.00 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{l} 12.00 \text{ -----} 100 \\ 5.10 \text{ -----} S \end{array}$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{12.00} = 42.50 \approx \emptyset 1" @ 40 \text{ cm} \dots \text{en ambos sentidos}$$

**Armadura transversal Inferior:**

Con un volado de 1.90m:

$$Mu = \frac{44.01 \times 2.15^2}{2} = 101.72 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 101.72 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}} \right) = 0.002784$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.002784 \times 100 \times 100 = 27.84 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{l} 27.84 \text{ -----} 100 \\ 5.10 \text{ -----} S \end{array}$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{27.84} = 18.32 \approx \emptyset 1" @ 15 \text{ cm}$$

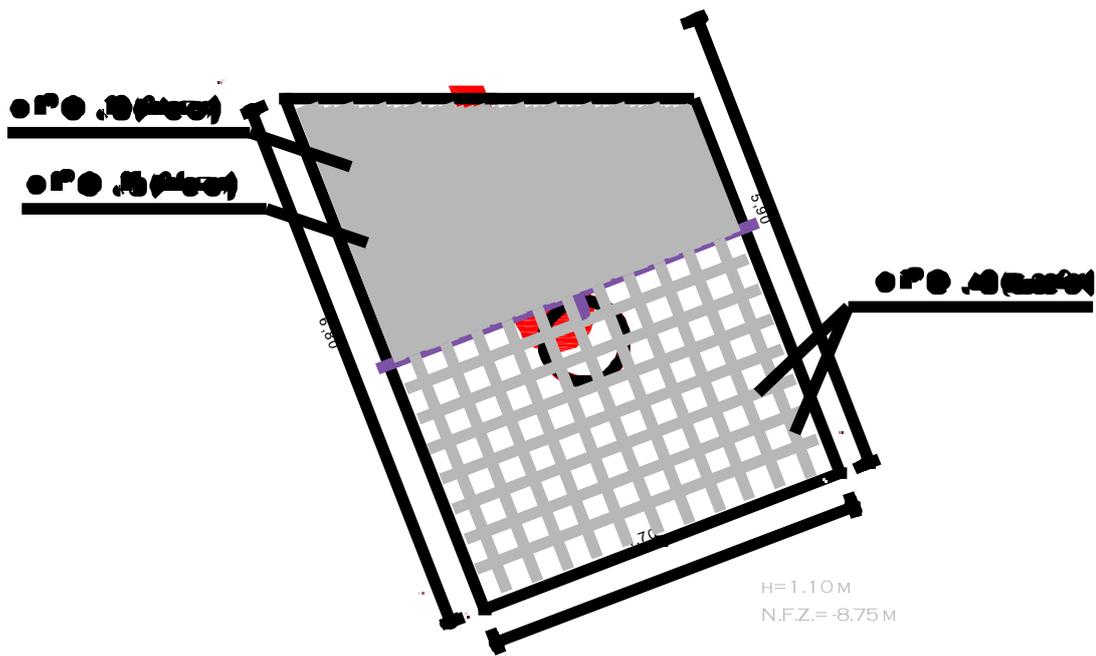


Figura 98: Detallado de acero de zapata combinada (Z.7)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.4. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA (Z.9)

Para el diseño de la zapata (Z.9) se diseñó como una zapata combinada para soportar las Placas (P1) y (P.2) tal como se muestra en la figura 99.

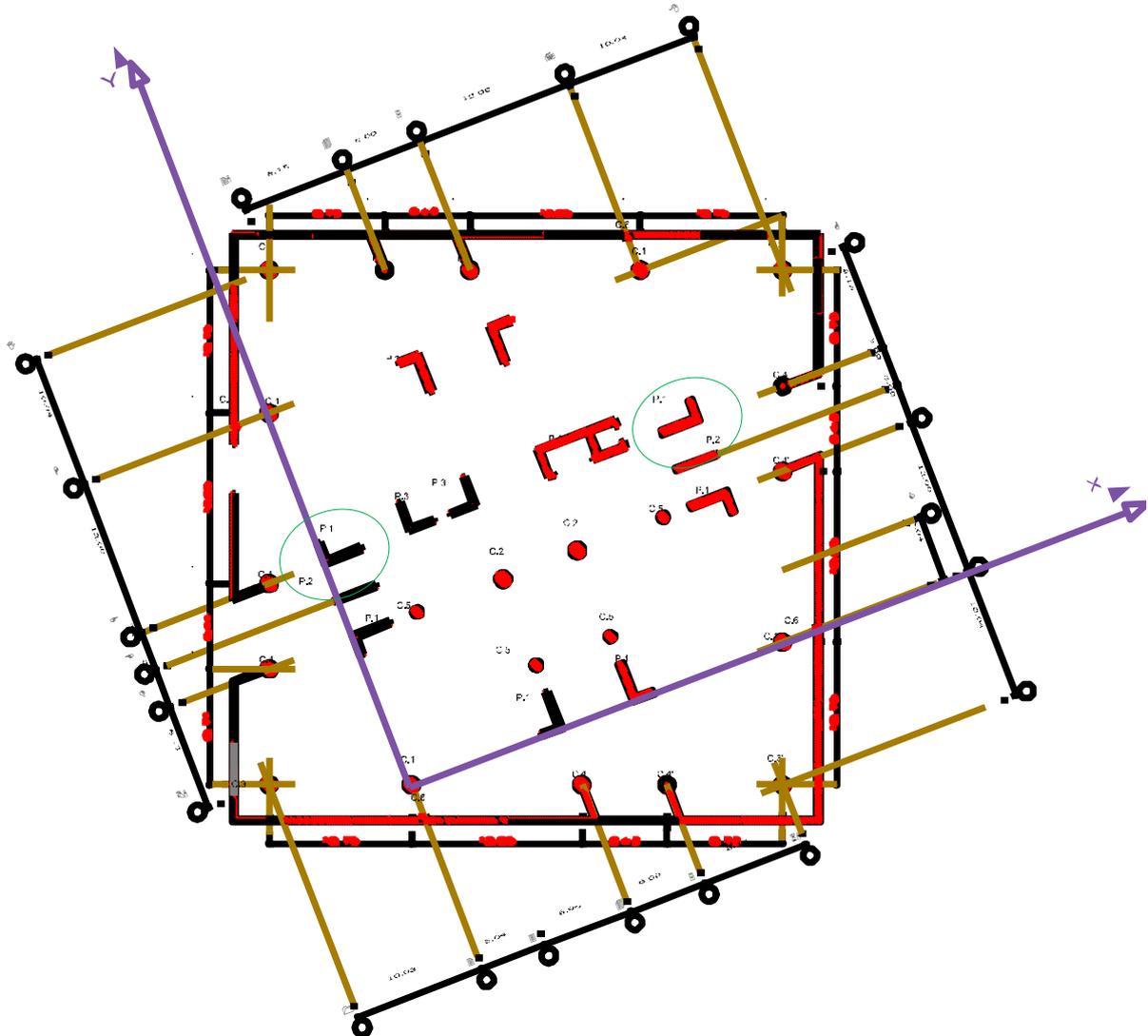


Figura 99: Ubicación de las columnas (P.1) y (P.2)  
Fuente: Propia.

Para el diseño de la zapata concéntrica (Z.7) en la figura 100 se muestra los datos necesarios para el diseño.

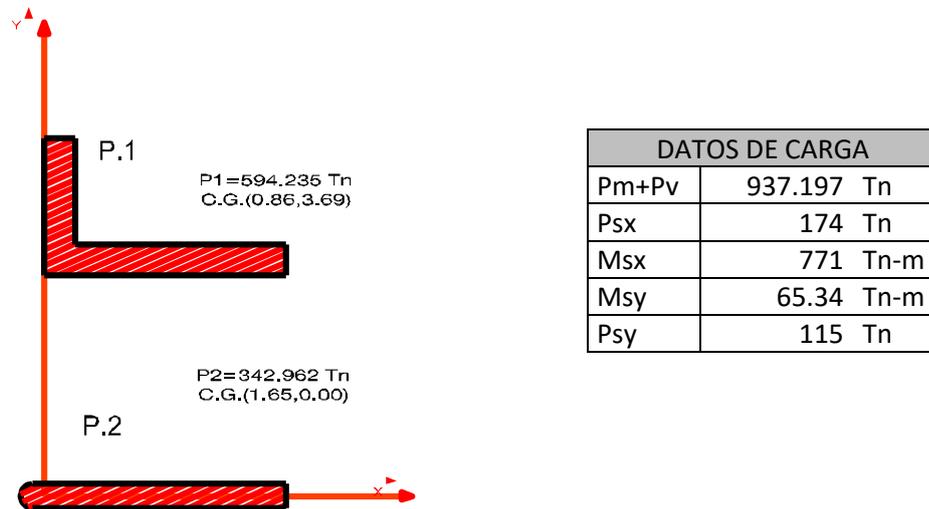


Figura 100: Datos de carga de las columnas (C.6) y (C.1)  
Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

PUNTO	PESO	X	PESO. X	Y	PESO. Y
1	594.235	0.86	511.042	3.69	2192.727
2	342.962	1.65	565.887	0	0
$\Sigma$	937.197		1076.929		2192.727

$$X = \frac{1076.929}{937.197} = 1.15 \text{ m}$$

$$Y = \frac{2192.727}{937.197} = 2.34 \text{ m}$$

Tabla 17: Cálculo de C.G. de cargas actuantes para (Z.2)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9)

Se calcula un área tentativa, asumiendo la resistencia del terreno castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimara el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{937.197 \text{ Tn} \times 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 39.92 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 39.92 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 6.30m x 6.00m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

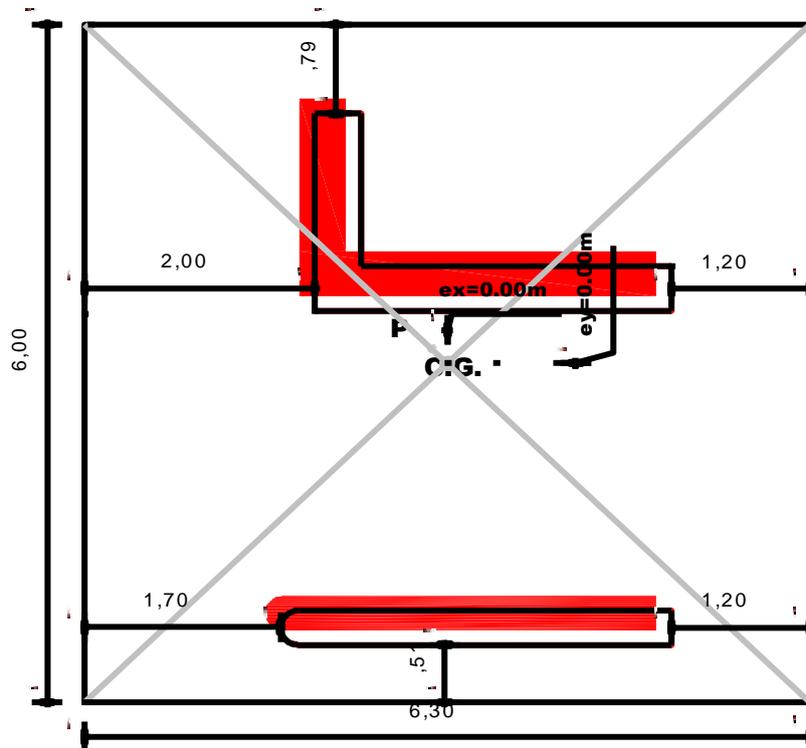


Figura 101: Zapata combinada de las placas (P.1) y (P.2)  
Fuente: Propia.

Se observa en la figura 101 no presenta excentricidad ya que está dentro del núcleo central, donde estamos en caso tres de la figura 49 donde la distribución va ser trapezoidal que nos ayudó a calcular la presión de suelo tanto en el eje X y Y.

Donde tiene que verificar las presiones por efecto de sismo que:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.00 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y, q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{937.197 + 140.58 + 174}{6.00 \times 6.30} + \frac{6 \times 771}{6.30 \times 6.00^2} = 53.51 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$53.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 39.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \dots \dots \text{No cumple}$$

Al ver que no cumple las presiones por efecto de sismo se hará lo siguiente:

$$53.51 \text{ ton/m}^2 - 39.00 \text{ ton/m}^2 = 14.51 \text{ ton/m}^2$$

Para la dirección "X" se utilizó una viga rígida para absorber el momento sobrante de 14.51ton/m<sup>2</sup>.

Y para la dirección en "X" la presión será:

$$q_x = 39.00 \text{ ton/m}^2$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + P_z}{AB} + \frac{6 M_y}{AB^2}$$

$$q_y = \frac{937.197 + 140.58 + 115}{6.00 \times 6.30} + \frac{6 \times 65.34}{6.00 \times 6.30^2} = 33.32 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$33.32 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para el cálculo del peralte de la zapata se tuvo que verificar por corte y punzonamiento, para realizar estas verificaciones se tiene que amplificar las presiones calculas por cargas de sismo, el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, donde se diseñara por el método de la resistencia.

$$q_x = 39.00 \times 1.25 = 48.75 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = 33.32 \times 1.25 = 41.50 \text{ ton/m}^2$$

Para el diseño se selecciona el más desfavorable, en este caso el valor más alto.

$$q_u = 48.75 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.1.3.4.2. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9)

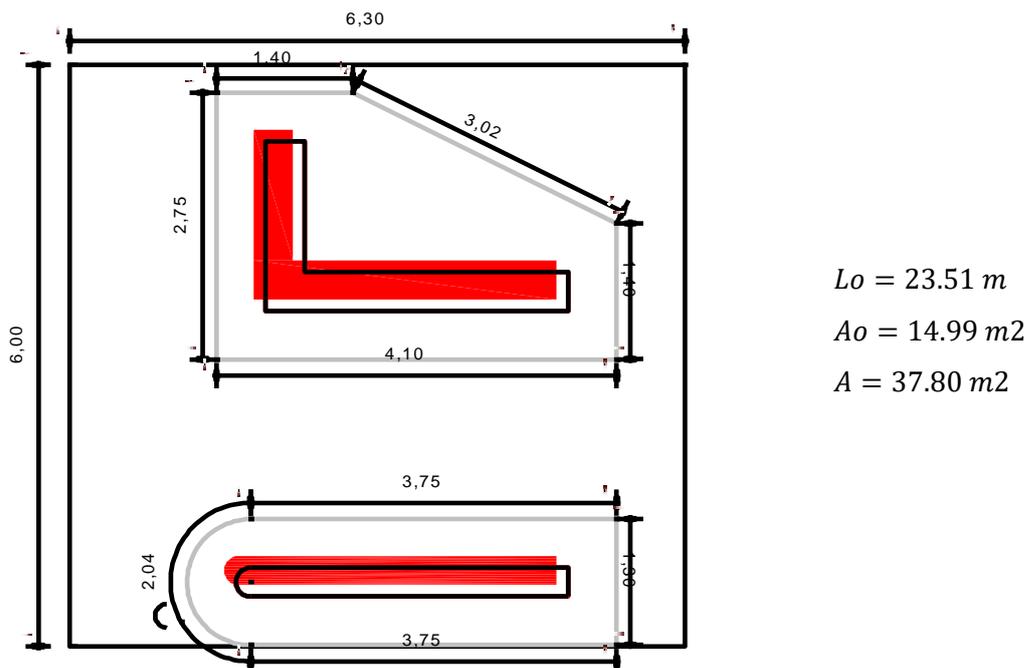


Figura 102: Secciones para evaluar por punzonamiento de zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{40 \times 1}{23.51} + 2 \right) \times \sqrt{210} \times 23.51 \times 1 \times 10 = 2,894.09 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 23.51 \times 1 \times 10 = 3,069.64 \text{ ton}$$

$$V_u = 48.75 \times (37.80 - 14.99) = 1,111.99 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{ok}$$

Para efectuar el diseño por corte y flexión se trabajó para 01 metro de ancho donde se tiene que realizar el análisis estructural de la zapata combinada (Z.9).

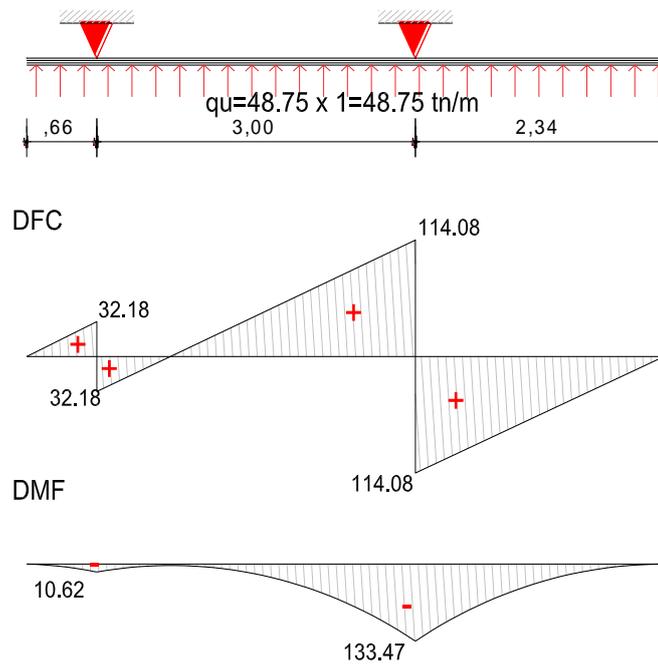


Figura 103: Análisis estructural de la zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

#### 4.1.3.4.3. DISEÑO POR CORTE DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9)

Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.10\text{m}$  y verificar a una distancia  $d=1.00\text{ m}$

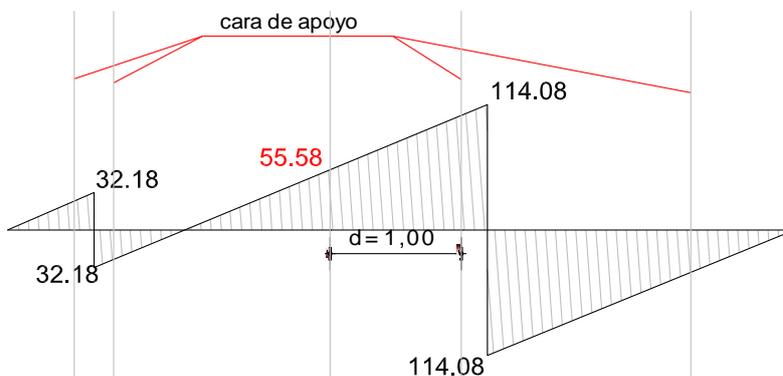


Figura 104: Diagrama de fuerza cortante de zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

$$V_u = 55.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 1 \times 10 = 65.28 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \dots ok$$

#### 4.1.3.4.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA COMBINADA (Z.9)

**Armadura inferior:**

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left( \frac{210}{4200} \right) \times \left( 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 133.47 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 1 \times 1^2}} \right) = 0.003694$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \dots ok$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.003694 \times 100 \times 100 = 36.94 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{r} 36.94 \text{ -----} 100 \\ 5.10 \text{ -----} S \end{array}$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{36.94} = 13.81 \approx \emptyset 1" @ 12.5 \text{ cm}$$

**Armadura superior:**

Si observamos el diagrama de momento flector no hay momento positivo de tal forma se trabajó con la siguiente cuantía:

$$\rho_{min} = 0.0012$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.0012 \times 100 \times 100 = 12.00 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$\begin{array}{r} 12.00 \text{ -----} 100 \\ 5.10 \text{ -----} S \end{array}$$

$$S = \frac{100 \times 5.10}{12.00} = 42.50 \approx \emptyset 1" @ 40 \text{ cm} \dots \text{ en ambos sentidos}$$

**Armadura transversal Inferior:**

Con un volado de 1.90m:

$$Mu = \frac{48.75 \times 2.00^2}{2} = 97.50 \text{ ton} \times \text{m}$$

Se calcula la cuantía requerida:

$$\rho = \left(\frac{210}{4200}\right) x \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 x 97.50 x 10^5}{0.9 x 210 x 1 x 1^2}}\right) = 0.002665$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ para losas!!!}$$

Se debe de verificar que:

$$\rho_{min} < \rho \dots \text{ok}$$

Cálculo del acero requerido.

$$A_s = 0.002665 x 100 x 100 = 26.65 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 1":

$$26.65 \text{ ----- } 100$$

$$5.10 \text{ ----- } S$$

$$S = \frac{100 x 5.10}{26.65} = 19.14 \approx \emptyset 1" @ 15 \text{ cm}$$

#### 4.1.3.4.5. DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGA DE ZAPATA COMBINADA (Z.9)

En el cálculo de presiones se observó que superaba al  $q_{adm \text{ por sismo}}$  con un 14.51 ton/m<sup>2</sup> donde se tiene que considera un viga rígida para que pueda absorber este esfuerzo de además, para el diseño por flexión se trabaja con el ancho de la zapata B=6.30 y amplificar y posteriormente se realizara el análisis estructural de la viga.

$$q_u = 14.51 x 6.30 x 1.25 = 114.27 \text{ tn/m}$$

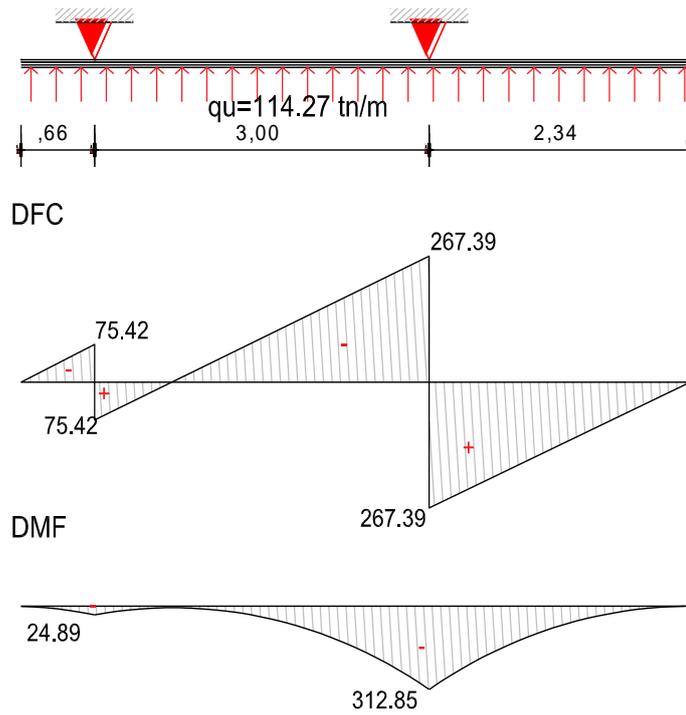


Figura 105: Análisis estructural de viga rígida de zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

Una vez realizado el análisis estructural se procedió a realizar el diseño de la viga por flexión y corte tal como se muestra en las tablas 18 y 19.

PUNTO	ACERO NEGATIVO			ACERO POSITIVO
	1	2	3	
Mu (Ton)	15.52	244.54	90.27	0
P requerido	0.00047	0.00815	0.00281	0.00000
Pmin	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
As requerido (cm <sup>2</sup> )	17.42	59.17	20.43	69.70
As colocado	4 $\Phi$ 1"	12 $\Phi$ 1"	5 $\Phi$ 1"	14 $\Phi$ 1"

Tabla 18: Diseño por flexión de viga de la zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

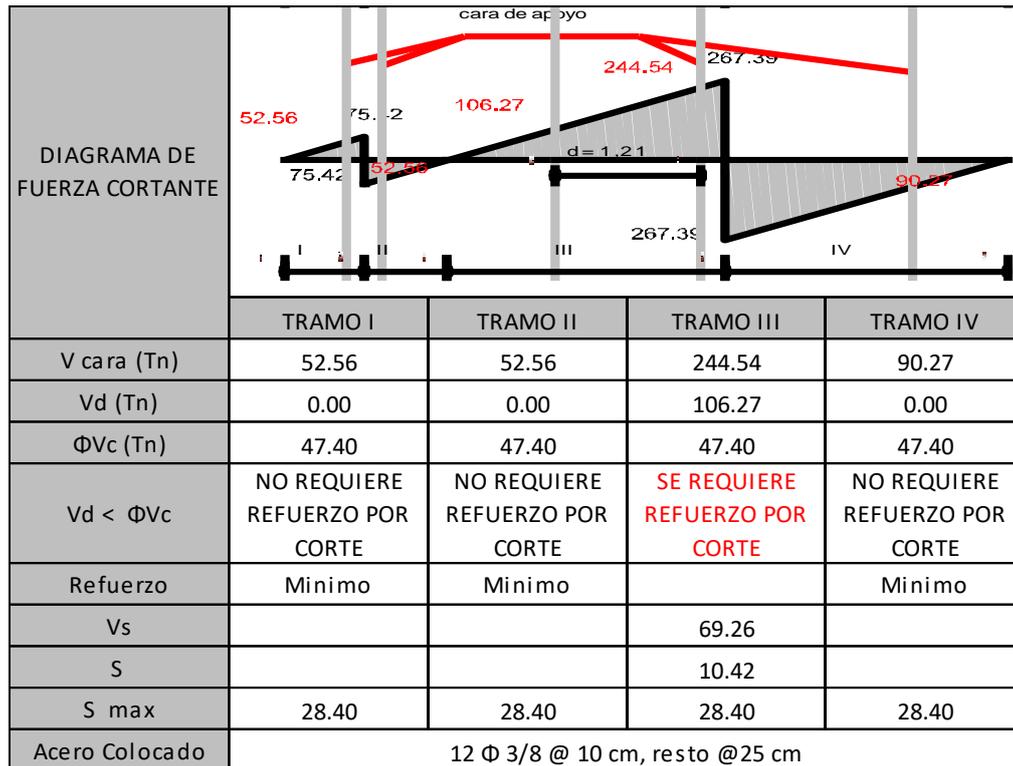


Tabla 19: Diseño por corte de viga de la zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

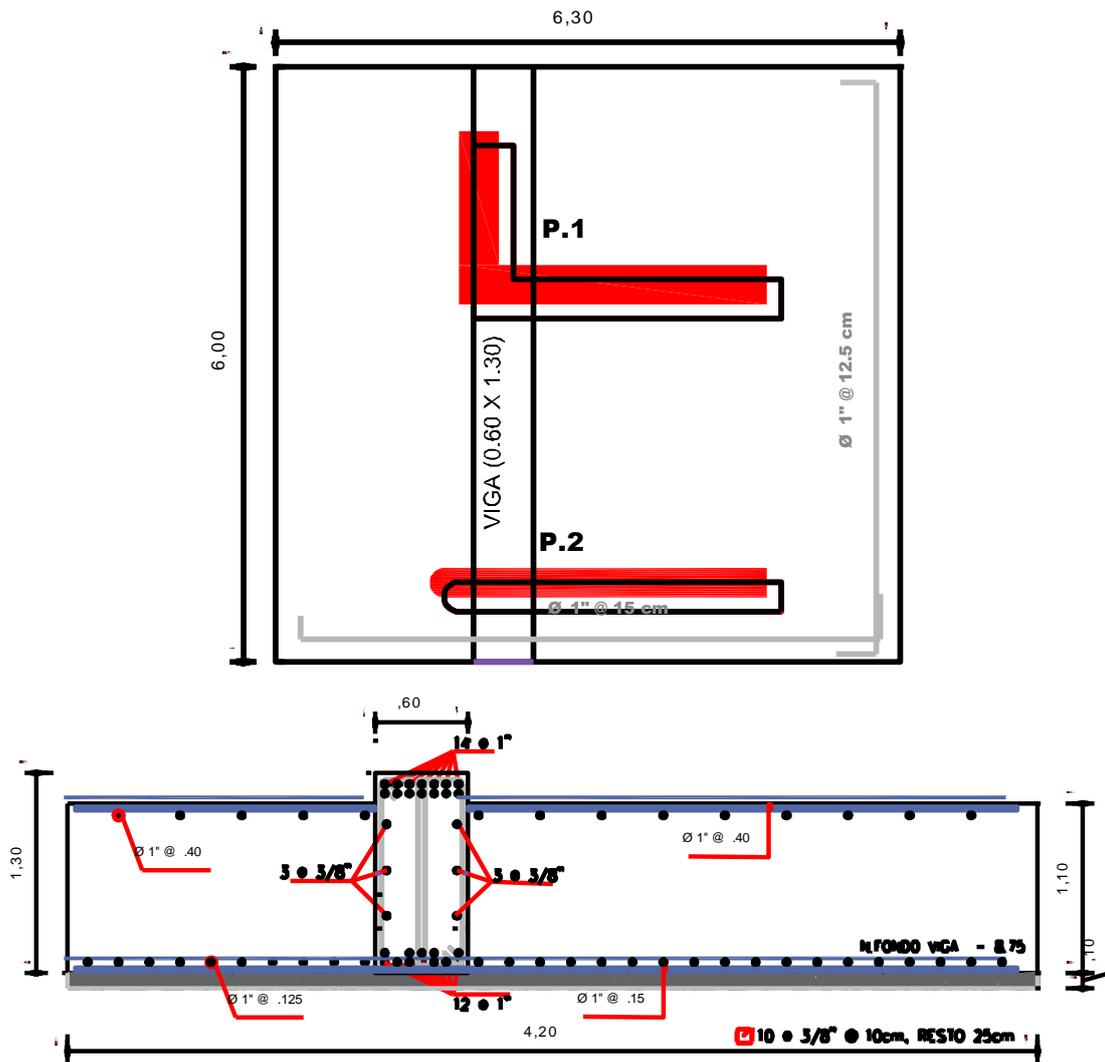


Figura 106: Detallado de acero de zapata combinada (Z.9)  
Fuente: Propia.

Una vez concluido con los diseños de la zapata concéntricas y combinadas se muestra en la figura 107 la distribución de zapatas en planta.

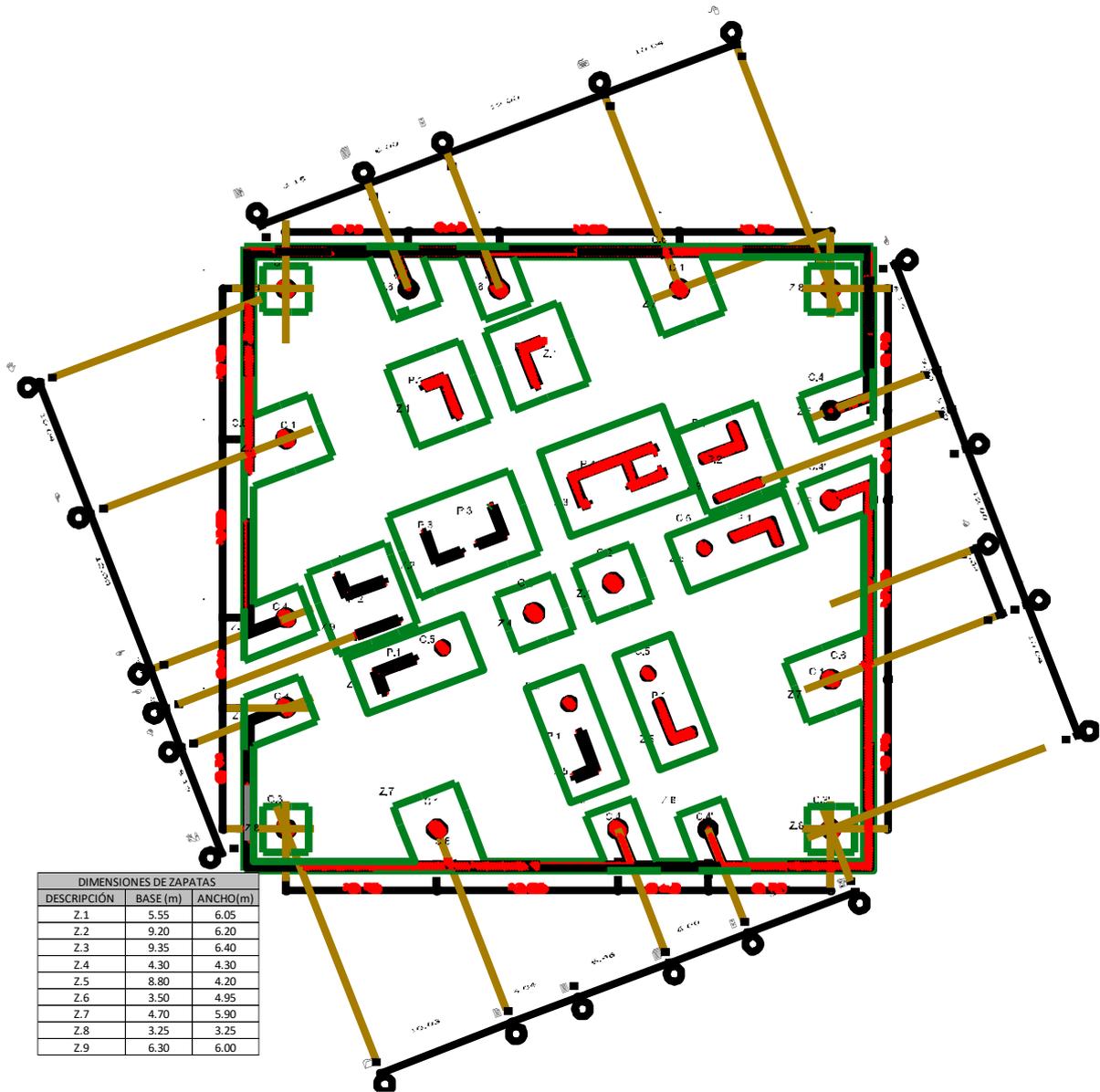


Figura 107: Distribución de zapatas concéntricas y combinadas  
Fuente: Propia.

#### 4.1.4. CRITERIOS DE DISEÑO DE VIGA DE CONEXIÓN

##### 4.1.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE VIGA DE CONEXIÓN

Para el dimensionamiento de la viga de conexión, según Morales (2006) menciona que las vigas apoyadas sobre el terreno tienen que ser muy rígidas para que sea compatible con el modelo de la estructura supuesto, para ello establece la siguiente expresión:

$$h_{viga} = \frac{L}{6} \text{ a } \frac{L}{10} = \frac{12}{6} \text{ a } \frac{12}{10} = 2.0 \text{ o } 1.20 \approx 1.20 \text{ m}$$
$$b_{viga} = \frac{1}{2}h \text{ a } \frac{3}{4}h = \frac{1}{2} \times 1.20 \text{ a } \frac{3}{4} \times 1.20 = 0.60 \text{ a } 0.90 \approx 0.60 \text{ m}$$

##### 4.1.4.2. CÁLCULO DE RIGIDEZ DEL SUELO Y ASENTAMIENTO DE ZAPATAS

Según San Bartolomé (1998), las zapatas deben ser rígidas en comparación con el suelo, el cual se adopta como un material elástico con el módulo de balasto "Ks". El valor "Ks" se obtiene al ensayar el suelo a compresión empleando un plato estándar, el que se define como la presión necesaria para producir un asentamiento vertical unitario igual al esfuerzo entre el asentamiento tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{q}{\delta}$$

Para el cálculo de la rigidez al desplazamiento vertical, del suelo, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_v = K_s \times A_{zapata}$$

El asentamiento, Si, de una zapata se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{\text{Carga axial que se transmite por la columna más peso propio de la zapata}}{K_v}$$

Para el diseño de las vigas de conexión, se cumple que las zapatas calculadas en los ítems 4.1.1. y 4.1.2, son rígidas en comparación con el suelo, adoptado como un material elástico

con el módulo de balasto ( $K_s$ ). Las zapatas calculadas en los ítem 4.1.1 y 4.1.2 basan su rigidez en que sus vuelos “c” son menores que 2 veces el peralte “h” de las zapatas, según Montoya (2002).

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú ” menciona que se tiene un asentamiento total de 4cm para un área de 1 m<sup>2</sup> donde han usado presión de 3.50kg/cm<sup>2</sup> según el ensayo de placa de carga directa, en primer lugar se tuvo que calcular el módulo de balasto.

$$\delta = 0.04 \text{ m}$$

$$q_{adm} = 3.50 \text{ kg/cm}^2 = 35 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 35 \text{ ton/m}^2 \times 1.00 \text{ m}^2 = 35 \text{ ton}$$

$$K_s = q/\delta = (35 \text{ ton})/(0.04 \text{ m}) = 875 \text{ ton/m}^3 \text{ (EMS)}$$

Con el módulo de balasto calculado en base al EMS, se calculó la rigidez del suelo ( $K_v$ ), y el asentamiento de cada zapata según Meli (2007) tal como se muestra a continuación los resultados mostrados en la tabla 20. Cabe aclarar que los pesos son obtenidos de la memoria del proyecto Sánchez (2000).

$$K_v = K_s \times A_{zapata}$$

$$K_v = 875 \text{ ton/m}^3 \times A_{zapata}$$

DESCRIPCION	BASE (B)	ANCHO(A)	AREA	Kv	PESO (P)	ASENTAMIENTO
Z.1	5.55	6.05	33.58	29380.31	828.37	0.028
Z.2	9.20	6.20	57.04	49910.00	1491.21	0.030
Z.3	9.35	6.40	59.84	52360.00	1194.21	0.023
Z.4	4.30	4.30	18.49	16178.75	500.04	0.031
Z.5	8.80	4.20	36.96	32340.00	993.16	0.031
Z.6	3.50	4.95	17.33	15159.38	199.98	0.013
Z.7	4.70	5.90	27.73	24263.75	768.66	0.032
Z.8	3.25	3.25	10.56	9242.19	298.27	0.032
Z.9	6.30	6.00	37.80	33075.00	1077.78	0.033

Tabla 20: Cálculo de rigidez del suelo y asentamiento de cada zapata.  
Fuente: Propia.

Tal como se muestra en la tabla 20 los asentamientos máximos de cada zapata están por el orden de 3.0 cm.

#### **4.1.4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE VIGA DE CONEXIÓN POR ASENTAMIENTO DIFERENCIAL**

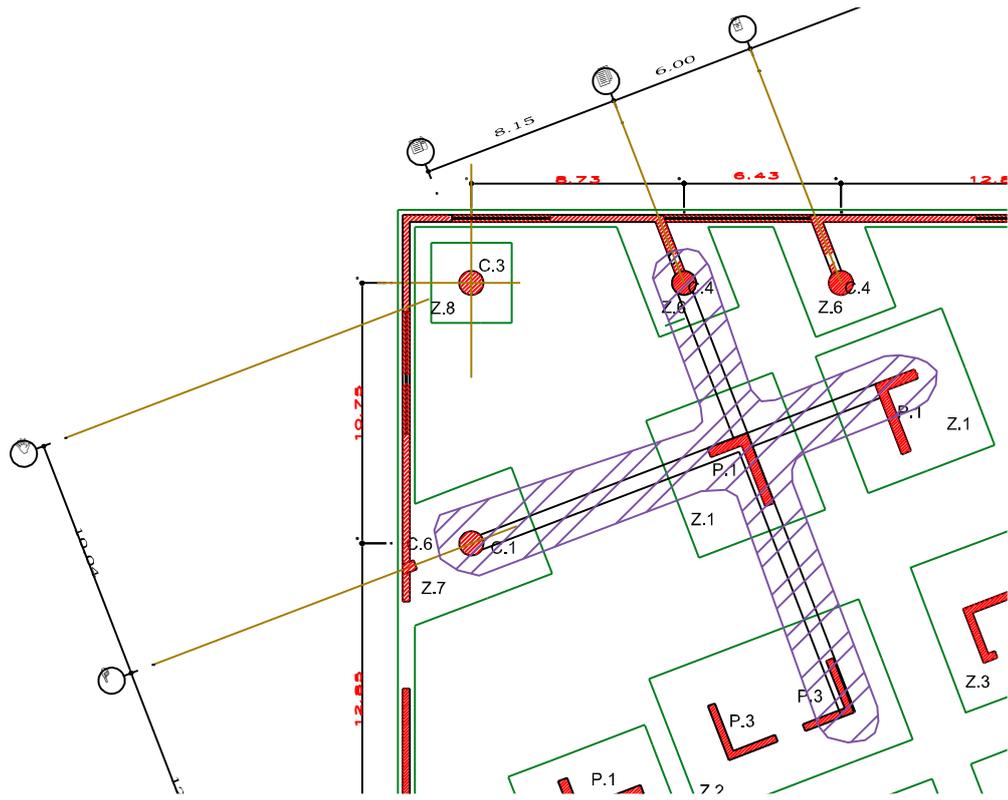
Para la obtención de momentos por asentamiento diferencial se trabajó como una parrilla apoyada en un resorte una de las zapatas y las otras zapatas empotradas, para tener un mejor entendimiento se muestra un ejemplo en el ítem 4.1.5.3.1.

##### **4.1.4.3.1. PARRILLA DE ZAPATA (Z.1)**

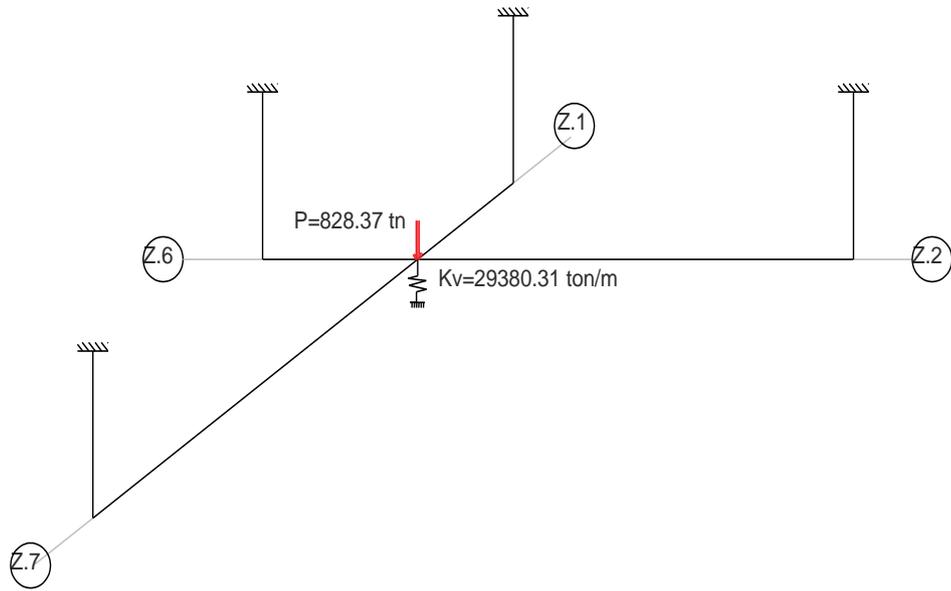
En base al ítem 4.1.5.2., que precede, se han obtenido las rigideces de los resortes que simulan la rigidez ( $K_v$ ) del suelo para cada una de las zapatas. Esta simulación considera a las zapatas sostenidas por un medio elástico, el cual puede producir asentamientos en la cimentación de 2 tipos: uniformes y diferenciales. Los uniformes no hacen daño a la estructura. Los diferenciales si hacen daño a la estructura.

Para la obtención de momentos por asentamiento diferencial se asume que cada una de las zapatas se asienta por separado con respecto a zapatas fijas a las cuales se conectan vigas de conexión, perfectamente empotrados. Este modelamiento estructural corresponde al caso de las parrillas simples apoyadas en un resorte que representa la rigidez del suelo según San Bartolomé (1998).

El método consiste en considerar la acción de carga axial en una de las zapatas apoyada en resorte vertical que representa al suelo con rigidez,  $K_v$ , conectada a través de vigas de conexión a zapatas restringidas de desplazamientos mediante apoyos perfectamente empotrados. Este proceso se efectúa para cada una de las zapatas por separados. Ver figuras 108 a y b.



a.



b.

Figura 108: Parrilla de zapata (Z.1) a. y b.  
Fuente: Propia.

A continuación, se muestra la forma como se han obtenido los momentos flectores en las 4 vigas de conexión que une la zapata Z.1 (H-4) con las zapatas Z.7, Z.1 (H-5), Z.6 y Z.2. Para dicho fin se suelta la zapata Z.1 (H-4) mientras que las otras zapatas a las cuales están conectadas se mantienen fijas. Ver figura 108 a. La idealización de este sistema se muestra en la figura 108 b donde se puede observar a la zapata Z.1 sometida a la carga axial que viene de la superestructura y que será transmitida a través de un resorte que simula la rigidez del suelo.

Para realizar el análisis estructural de la parrilla de la zapata (Z.1) se ha efectuado previamente el modelamiento mostrado en la tabla 21, en la cual se muestra además los resultados obtenidos con el programa SAP2000 V.17.

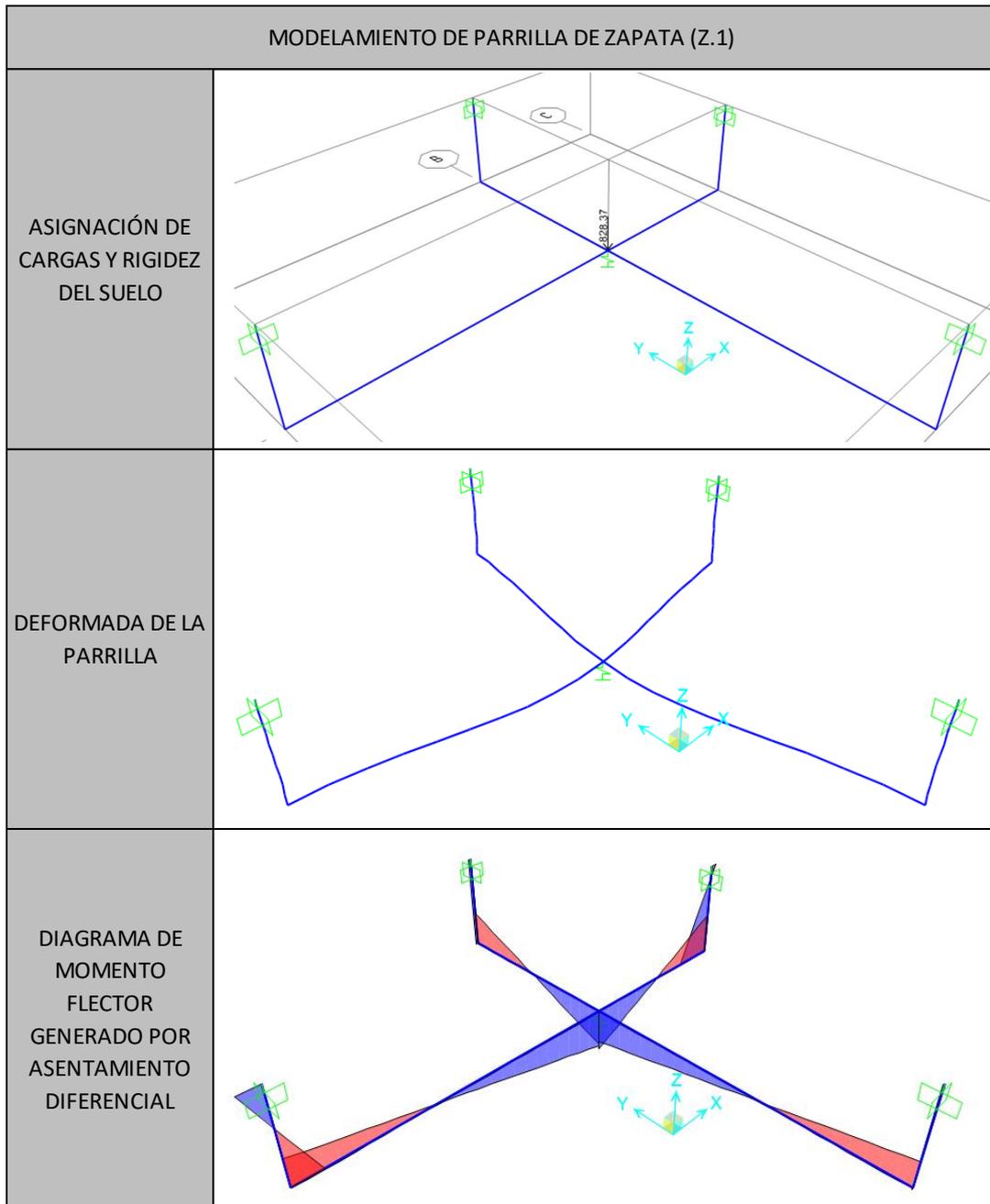


Tabla 21: Modelamiento de parrilla de zapata (Z.1)  
Fuente: Propia.

Con el mismo criterio se realiza los modelamientos para toda las zapatas, a continuación se muestra los momentos por asentamiento diferencial a la cara del apoyo (columnas y placas), tal como se muestra en la figura 109.

EJE 2'-2', B'-B', 6'-6', G-G

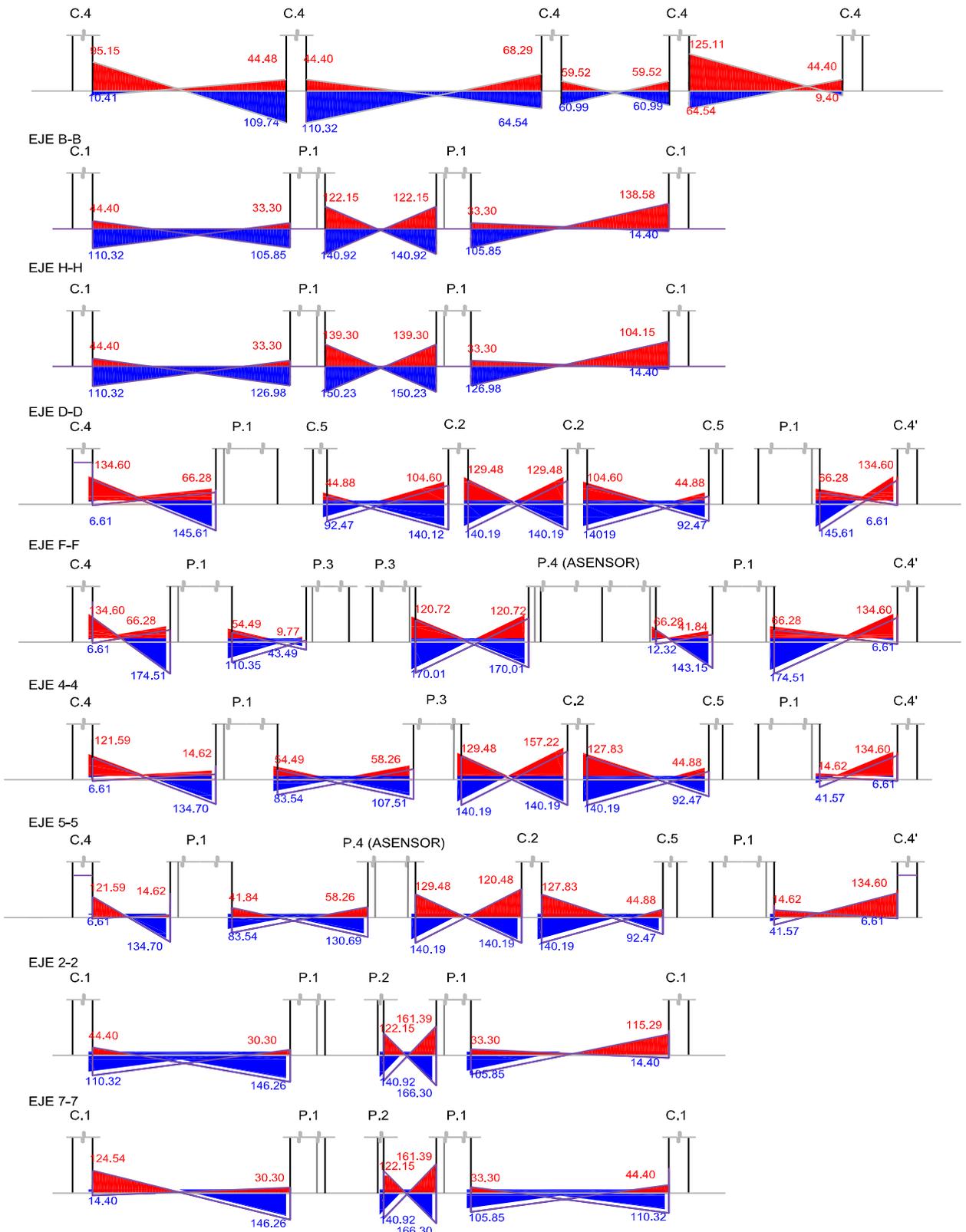


Figura 109: Momentos obtenidos por el modelamiento de parrillas de zapatas  
Fuente: Propia.

En la figura 109 se muestra los valores de los momentos en la cara del apoyo (columna y placa), los de color azul son (M-) y los de color rojo son (M+) que servirá para realizar el diseño de las vigas de conexión, a continuación se muestra un ejemplo de diseño de viga de conexión del eje D-D.

#### 4.1.5. DISEÑO DE VIGAS DE CONEXIÓN DEL PROYECTO

##### 4.1.5.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN DEL EJE D-D

En base al ítem que precede se ha obtenido los momentos (M+) y (M-) como se muestra en la figura 109, para tener un mejor ilustrate se muestra el diagrama flector del eje D-D tal como se muestra en la figura 110.

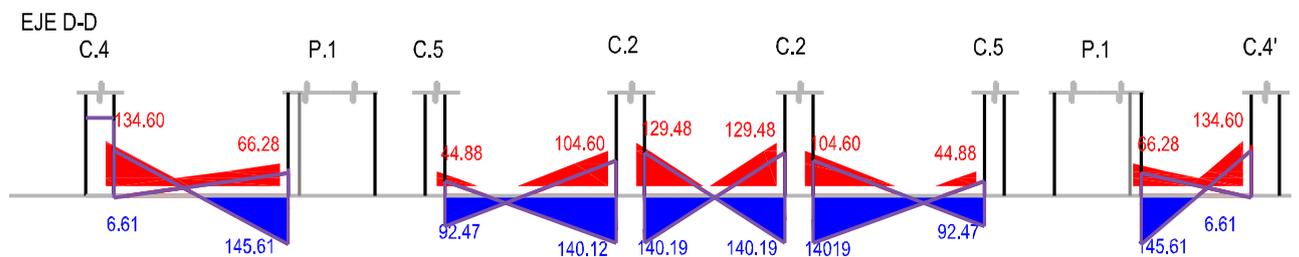


Figura 110: Diagrama de momento flector del eje D-D  
Fuente: Propia.

En base a los momentos obtenidos por asentamiento diferencial del eje D-D se procede al diseño de la viga de conexión del eje D-D tal como se muestra en la tabla 22, en el diseño ya se ha considerado los efectos por sismo de 1.25 por asentamiento diferencial

ACERO POSITIVO					
PUNTO	Z.6	Z.5		Z.4	
Mu (Ton)	134.6	66.28	44.88	104.48	129.48
P requerido	0.00485	0.00231	0.00155	0.00371	0.00465
Pmin	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
As requerido (cm2)	32.27	16.42	16.42	25.37	30.97
As colocado	7Φ 1"	4Φ 1"	4Φ 1"	5Φ 1"	7Φ 1"
ACERO NEGATIVO					
PUNTO	Z.6	Z.5		Z.4	
Mu (Ton)	6.61	145.61	92.47	140.12	140.12
P requerido	0.00023	0.00527	0.00326	0.00506	0.00506
Pmin	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
As requerido (cm2)	16.42	35.09	22.33	34.59	34.59
As colocado	4Φ 1"	7Φ 1"	5Φ 1"	7Φ 1"	7Φ 1"

Tabla 22: Diseño por flexión de la viga conexión del eje D-D  
Fuente: Propia.

#### 4.1.5.2. DISEÑO POR CORTE DE VIGA DE CONEXIÓN DEL EJE D-D

El diseño por corte de la viga de conexión del eje D-D se muestra en la tabla 23, a continuación se muestra el diagrama de fuerza cortante del eje D-D

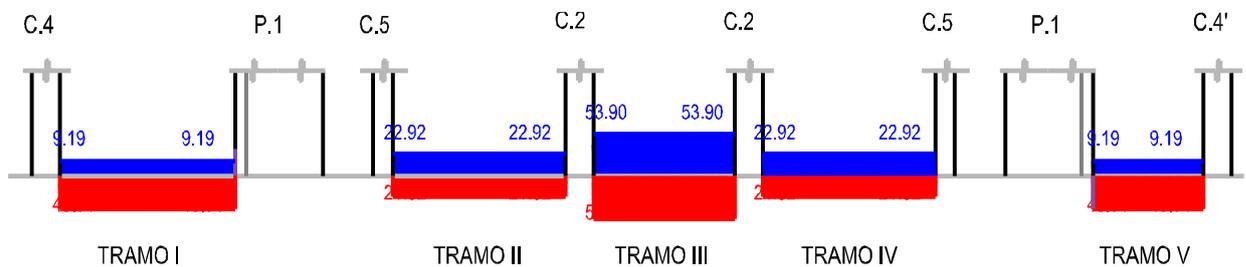


Figura 111: Diagrama de fuerza cortante del eje D-D  
Fuente: Propia.

	TRAMO I	TRAMO II	TRAMO III	TRAMO IV	TRAMO V
V cara (Tn)	48.01	22.92	53.90	22.92	48.01
Vd (Tn)	48.01	22.92	53.90	22.92	48.01
$\Phi Vc$ (Tn)	43.48	43.48	43.48	43.48	43.48
Vd < $\Phi Vc$	SE REQUIERE REFUERZO POR CORTE	NO REQUIERE REFUERZO POR CORTE	SE REQUIERE REFUERZO POR CORTE	NO REQUIERE REFUERZO POR CORTE	SE REQUIERE REFUERZO POR CORTE
Refuerzo		Minimo		Minimo	Minimo
Vs	5.33		12.26		
S	124.19		54.00		
S max	28.40		28.40	28.40	28.40
Acero Colocado	$\Phi$ 3/8 @ 20 cm				

Tabla 23: Diseño por corte de la viga conexión del eje D-D  
Fuente: Propia.

Con el mismo criterio se diseñó todas las vigas de conexión tanto por flexión y corte, teniendo en cuenta el control de fisuras en las vigas de conexión.

#### 4.1.5.3. REFUERZO POR FISURACIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN DEL EJE D-D

La norma E 0.60 concreto armado menciona que en el (Art. 9.9.6) para controlar de fisuras por flexión para vigas mayor o igual de 90 cm de peralte se deberá colocar acero longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras con un espaciamiento menor o igual tal como se muestra en las expresiones:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 Cc$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

Donde:

$$f_s = 0.6 f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Cc: recubrimiento libre (5cm)

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) - 2.5 \times 5 = 25.20 \text{ cm}$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) = 29.76 \text{ cm}$$

Se colocó aceros de 3/8" cada 25 cm en ambas caras laterales de la viga.

Con el mismo criterio se procede a diseñar todas las vigas de conexión del proyecto.

#### **4.1.5.4. DETALLADO FINAL DE ZAPATAS CONCÉNTRICA Y COMBINADAS CONECTADAS A VIGAS DE CONEXIÓN**

El detallado de refuerzo de zapatas concéntrica y combinadas conectadas a vigas de conexión, se muestra en el anexo I, donde se representa la sección de la viga de conexión, secciones de las zapatas concéntrica y combinadas y entre otros detalles.

A continuación se muestra el detalle de la viga de conexión de eje D-D, tal como se indica en la figura 112.

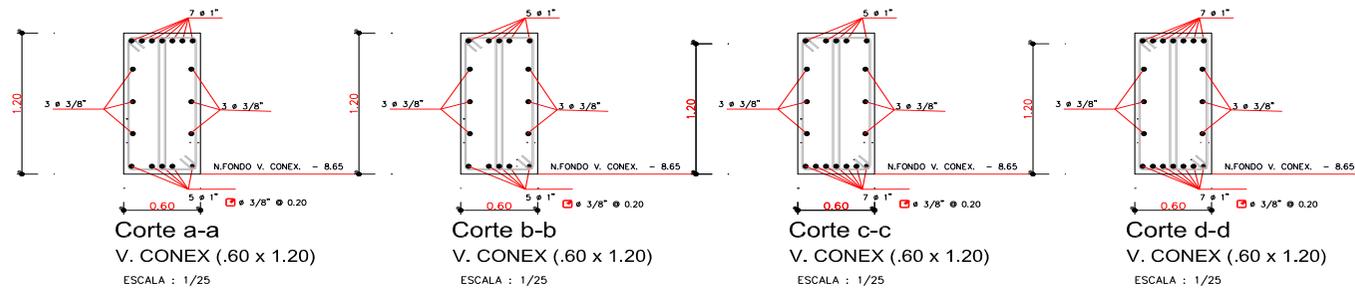
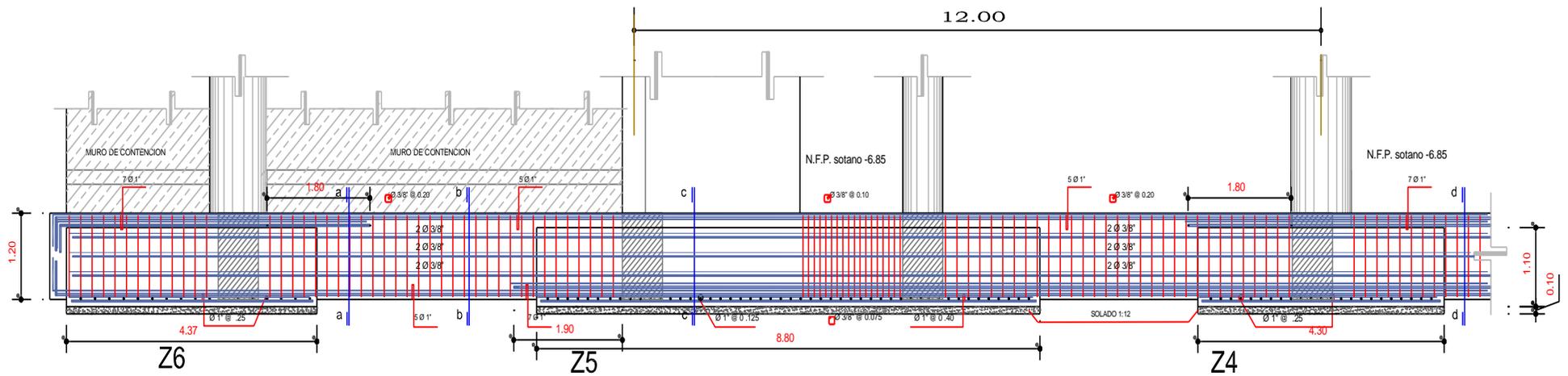


Figura 112: Detallado de acero de la viga de conexión del eje D-D  
Fuente: Propia.

## 4.2. DISEÑO DE EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN

### 4.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE ÁREA DE CONTACTO DE EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN

En el presente ítem, se diseñó un emparrillado de cimentación para fines de comparación en cantidad de acero, concreto y encofrado con la primera alternativa que se ha desarrollado en el ítem 4.1. Que viene a ser diseño de zapatas concéntricas y combinadas conectadas a vigas de conexión.

Existen tres tipos de emparrillado de cimentación con viga rígida, sin viga rígida y mixta en la figura 113 se muestra dos tipos de emparrillado de cimentación.

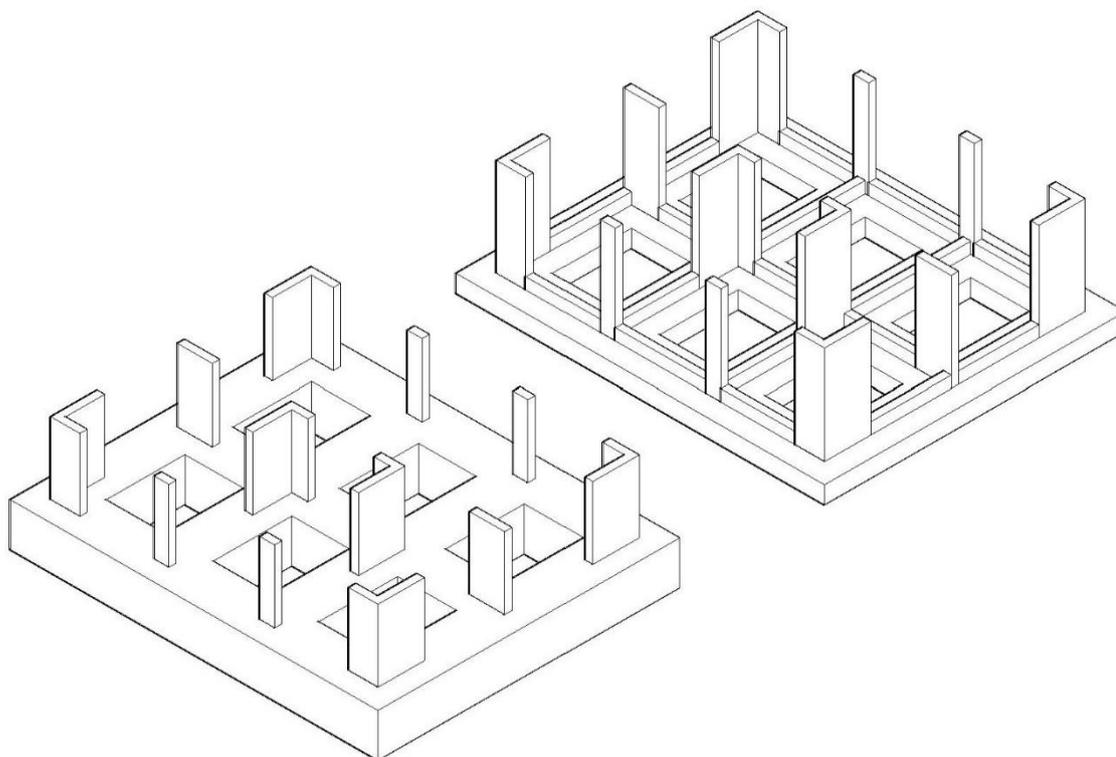


Figura 113: Emparrillado con viga rígida y sin viga rígida  
Fuente: Propia.

Para el desarrollo de esta tesis solo se analizó el diseño de emparrillado de cimentación con viga rígida ya que es más económica. Cuando se pretende diseñar un emparrillado de cimentación sin viga rígida que está conformado de zapatas continuas tanto en eje X y Y, se considera un ancho total de la zapata continua para realizar el diseño por flexión donde

nos conlleva a colocar más acero. Por otro lado la losa de la zapata continua se lleva toda la fuerza cortante que conllevaría a considerar un mayor peralte y de esta manera es más costosa que un emparrillado con viga rígida.

Cuando se pretende dimensionar un emparrillado de cimentación que está conformado por zapatas continuas tal como se ha mostrado en la figura 113.

Según Fratelli (1993) y otros autores mencionan que cuando se desea dimensionar y diseñar una zapata continua de tal forma de anular los asentamientos diferenciales considerables en el sub suelo existen 03 métodos para poder desarrollarlo:

- Método rígido.
- Método flexible.
- Método de elementos finitos.

Para emplear cualquiera de los dos primeros métodos tanto rígido y flexible se debe de identificar si la zapata continua es rígida o flexible tal como se observa en la figura 114. y el método de elementos finitos se emplearía programas de cómputo avanzado, en la que esta tesis se limitó a este método.

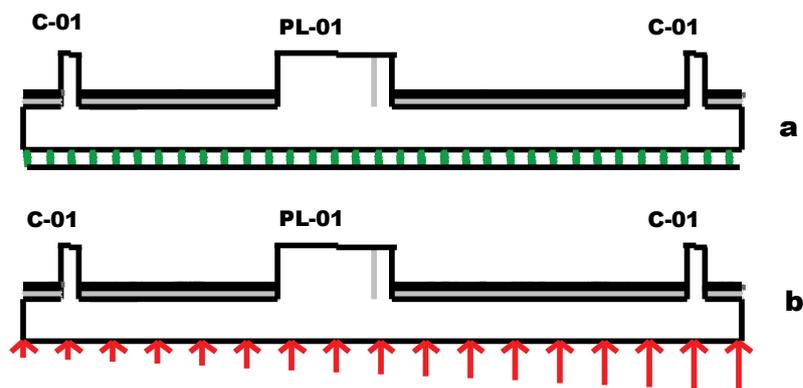


Figura 114: a) Cimentación flexible b) Cimentación rígida  
Fuente: Propia.

En esta tesis solo se abarcó el método rígido o también conocido como el método convencional donde se asume que la zapata continua es infinitamente rígida y por lo tanto indeformable, de manera que las cargas provenientes de la superestructura se tramiten

hacia el terreno sin deformarlo, y la presión del terreno tuvo una distribución lineal como se muestra en la figura 114-b.

Una vez que haya demostrado la rigidez de la zapata que se describirá 4.2.2. se puede proceder al dimensionamiento de un emparrillado de cimentación ya sea con viga rígida o sin viga rígida. Se analiza por ejes como si fuese un zapata continua o combinada. Se calcula mediante la siguiente expresión

$$A_{tentativa} = \frac{(P1 + P2 + P3 + P4 \dots \dots) + Pz}{q}$$

Para considerar el peso propio de la zapata continua o combinada de un emparrillado y el relleno, Blanco (1999) recomienda que se estime como un porcentaje de carga de servicio que viene a través de la columnas o placas, esto dependerá básicamente del tipo de suelo, 10% en suelos buenos, 15% en suelos medios y 20% en suelos blandos. Para calcular el área tentativa de la zapata se obtiene con la siguiente expresión:

Donde:

$P1$ : Carga de columna

$P2$ : Carga de placa

$Pz$ : Peso propio de zapata

$q$  : Esfuerzo admisible neto ( $q = q_{adm} - 3$ )

Para dar las dimensiones de la zapata continua o combinada de un emparrillado, se tiene que encontrar el centro de gravedad de cargas actuantes y hacer coincidir con el centro geométrico de la zapata continua o combinada. Luego se tiene que verificar las presiones reales teniendo en cuenta las presencia de momentos y si no las hubiese se asume una reacción uniformemente distribuida del terreno.

Las diferencias que existe entre un emparrillado de cimentación con viga rígida y sin viga rígida son idénticos al de una zapata combinada con viga rígida y sin viga rígida descrito en el ítem 4.1.2.1, tabla 12.

#### 4.2.2. VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN

Para la verificación de rigidez del emparrillado de cimentación donde son zapatas continuas o combinadas con o sin vigas rígidas, según Meli (1985) menciona que se puede ignorar los efectos por asentamiento diferencial en el diseño de la cimentación siempre y cuando, que el hundimiento del suelo es sumamente pequeño o que la cimentación tenga una rigidez mucho mayor que el suelo.

Según Blasco (1998) menciona el criterio para establecer si una cimentación es rígida o (flexible, elástica), se debe establecer a partir del parámetro  $\lambda$  o  $\lambda L$  denominado "longitud característica",  $\lambda$  donde es un coeficiente que relaciona la rigidez del suelo a la rigidez de la estructura.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

Donde:

$K_s$ = Módulo de balasto (kg/cm<sup>3</sup>)

$E$ = Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)

$I$ = Momento de inercia de la sección transversal (cm<sup>4</sup>)

Piralla (1985) menciona, que para utilizar el criterio que antecede se puede ignorar los hundimientos o asentamientos si se cumple la relación:

$$\lambda L < \pi/2$$

Blasco (1998) menciona que la cimentación es rígida y se puede suponer una distribución lineal de presiones si cumple lo siguiente:

$$\lambda L < 0.75$$

Teniendo en cuenta el criterio mencionado en el presente ítem 4.2.1 con referencia al dimensionamiento de zapata continua o combinada de un emparrillado se procede a diseñar, tal como se muestra a continuación, la cimentación del "Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú "

### **4.2.3. DISEÑO DE EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN CON VIGA RÍGIDA**

El método que se empleó para el diseño de emparrillado de cimentación con viga rígida, se diseñara como una zapata continua o combinada por ejes, donde la capacidad admisible es de  $3.50 \text{ kg/cm}^2$ ; pero según condiciones del diseño de la cimentación del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú”, se trabajó con  $3.00 \text{ kg/cm}^2$  para poder hacer las comparaciones pertinentes.

Las vigas rígidas que se plantean son recomendados cuando los asentamientos diferenciales resultan ser excesivos. Estas vigas no se diseñaron para resistir los asentamientos sino que deben ser muy rígidas para ignorar los posibles asentamientos, Meli (1985).

A continuación se muestra un ejemplo de diseño de zapata continua y posteriormente unir todas las cimentaciones para obtener un emparrillado de cimentación.

#### **4.2.3.1. DISEÑO DE CIMENTACIÓN DEL EJE D-D**

Para el diseño de la cimentación del eje D-D se diseñó como una zapata continúa para soportar las columnas (C.4, C.4', C2 y C.5) y placa (P.1) tal como se muestra en las figuras 115 y 116.

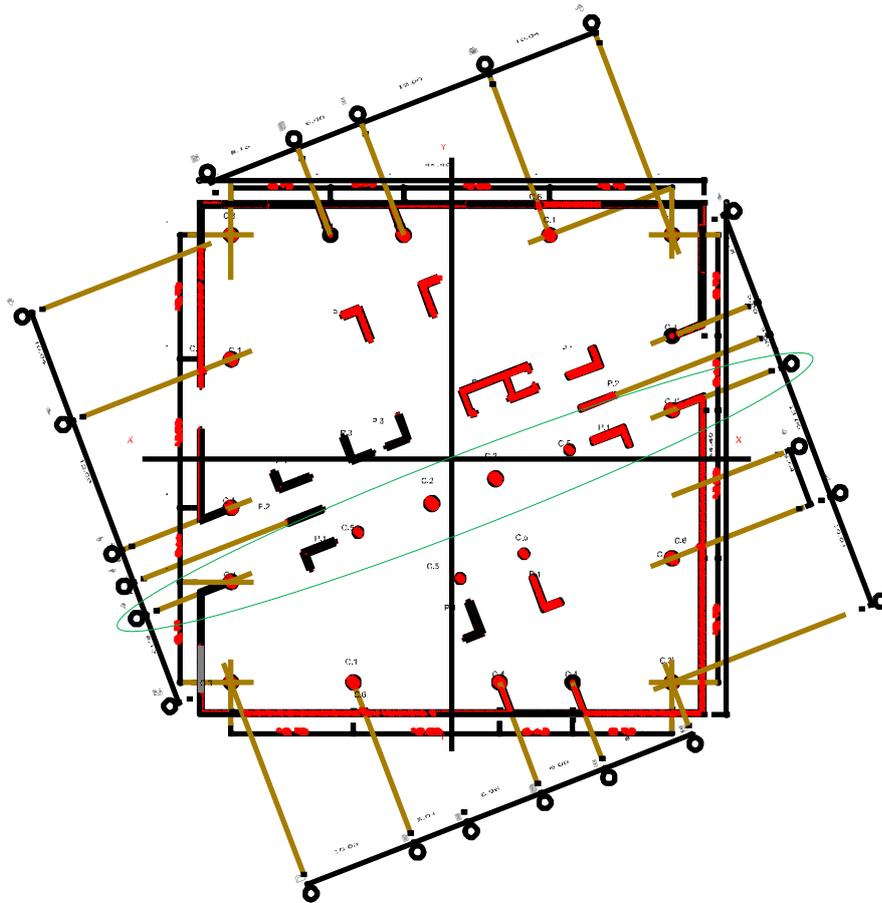
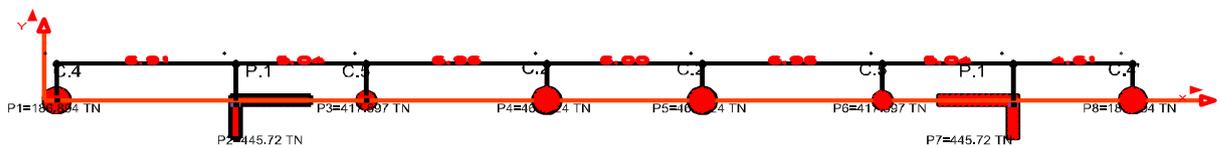


Figura 115: Ubicación de las columnas (C.4, C.4', C.2 y C.5 y P.1).  
Fuente: Propia.



DATOS DE CARGA	
Pm+Pv	3035.67 Tn
Psx	832.984 Tn
Msx	465.986 Tn-m

Figura 116: Datos de carga de columnas (C.4, C.4', C.2 y C.5) y placa (P.1)  
Fuente: Propia.

Cálculo de centro de gravedad de cargas actuantes

TIPO	PESO	X	PESO. X
1	186.894	0.50	93.447
2	445.720	7.41	3302.785
3	417.897	12.45	5202.818
4	467.324	19.41	9070.759
5	467.324	25.41	11874.703
6	417.897	32.37	13527.326
7	445.720	37.41	16674.385
8	186.894	42.02	7853.286
$\Sigma$	3035.67		67599.51

$$X = \frac{67599.51}{3035.67} = 22.27 \text{ m}$$

Tabla 24: Cálculo de C.G. de cargas actuantes de la cimentación del eje D-D

Fuente: Propia.

#### 4.2.3.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACION DEL EJE D-D

Se calcula un área tentativa, asumiendo que la resistencia del terreno es castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimara el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$Az = \frac{3035.67 \text{ Tnx } 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 129.30 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 129.30 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 48.12 m x 3.20 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la zapata se tiene el siguiente esquema.

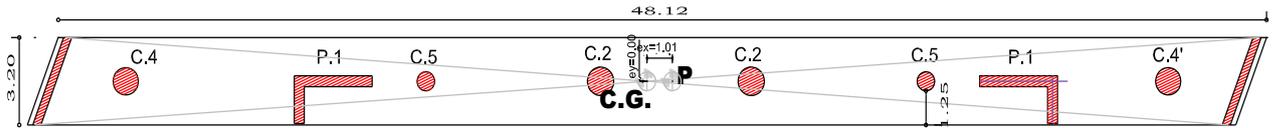


Figura 117: Cimentación del eje D-D  
Fuente: Propia.

$$e = \frac{L}{6} = \frac{48.12}{6} = 8.02m$$

Se observa en la figura 117 el centro de cargas, está dentro del núcleo central, por lo tanto la distribución de reacciones será trapezoidal.

Para efectos de sismo se considera la capacidad admisible del suelo, incrementada por tratarse de una carga temporal:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{3035.67 + 455.35 + 832.984}{3.60 \times 47.56} + \frac{6 \times 465.986}{47.56 \times 3.60^2} = 34.15 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = \frac{3035.67 + 455.35 + 832.984}{3.60 \times 47.56} - \frac{6 \times 465.986}{47.56 \times 3.60^2} = 22.67 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$34.15 \text{ ton/m}^2, 22.67 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

El diseño de la cimentación de eje D-D con viga rígida ya no es necesario controlar el efecto de punzonamiento debido a la existencia de la viga peraltada que impide dicho efecto. Por otro lado, esta viga absorbe los momentos flectores y fuerzas cortantes de todo el ancho de la cimentación del eje D-D.

Para tener una distribución uniformemente distribuida de presiones, para facilitar el diseño, se pueden promediar las presiones como en la figura 118, debido a que los momentos sísmicos se presentarán en los dos sentidos.

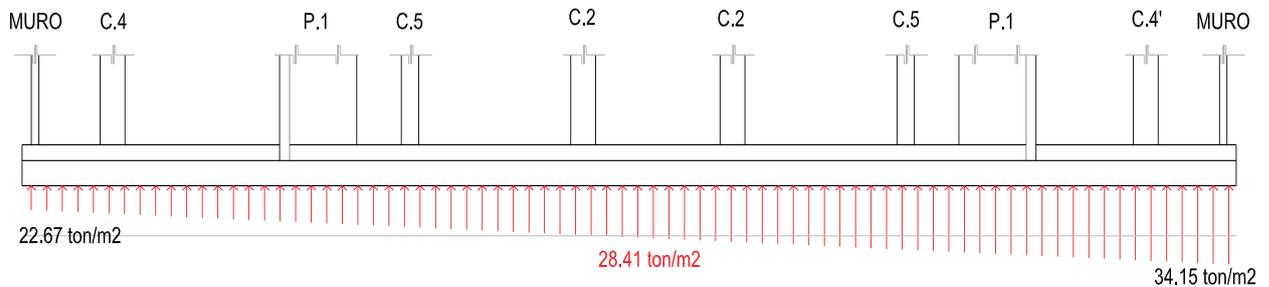


Figura 118: Distribución de presiones en la cimentación del eje D-D  
Fuente: Propia.

$$\frac{34.15 + 22.67}{2} = 28.41 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = 28.41 \times 1.25 = 35.51 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 35.51 \text{ ton/m}^2$$

#### 4.2.3.1.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE CIMENTACIÓN DEL EJE D-D

Para el diseño por flexión se trabaja con el ancho de la zapata  $B=3.20\text{m}$  y para garantizar que la viga sea rígida, Morales (2006), recomienda que el predimensionamiento de vigas rígidas apoyadas en el terreno, se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$h_{viga} = \frac{L}{6} = \frac{6.96}{6} = 1.16 \approx 1.30 \text{ m}$$

$$b_{viga} = \frac{1}{2}h \text{ a } \frac{3}{4}h = \frac{1}{2} \times 1.30 \text{ a } \frac{3}{4} \times 1.30 = 0.60 \text{ a } 0.975 \approx 0.60 \text{ m}$$

La viga rígida tiene un peralte de 1.30 m y un ancho de 0.60 m, al existir monolitismo entre la viga y losa se comportará como una viga T invertida, tal como se muestra en la figura 119. Para dicho fin se debe encontrar el ancho efectivo del ala utilizando las siguientes expresiones:

$$hf \geq bw/2$$

$$be \leq 4bw$$

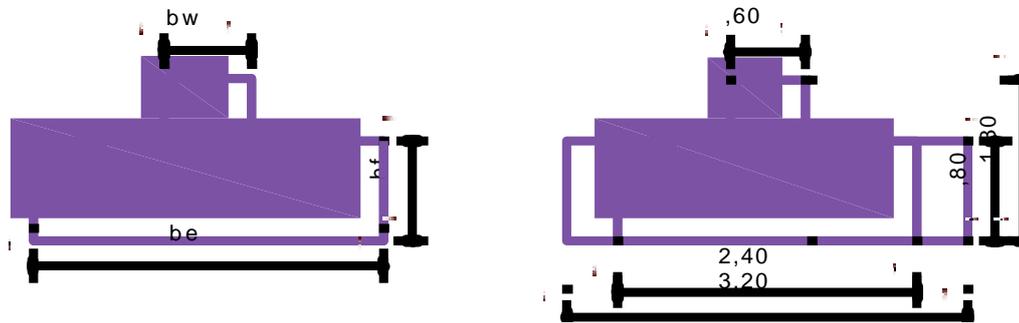


Figura 119: Viga T del eje D-D  
Fuente: Propia.

Teniendo esta consideración, se debe identificar el comportamiento estructural de la viga T, en la figura 120 se muestra el análisis estructural de la viga T donde se observa el diagrama de momentos flectores tanto (M+) y (M-). Para el diseño de la viga T en los (M-) donde existe compresión en las alas, se trabajó con una sección de 2.40 m x 1.30 m y para los (M+), la compresión es el alma, se trabaja con una sección de 0.60 m x 1.30 m.

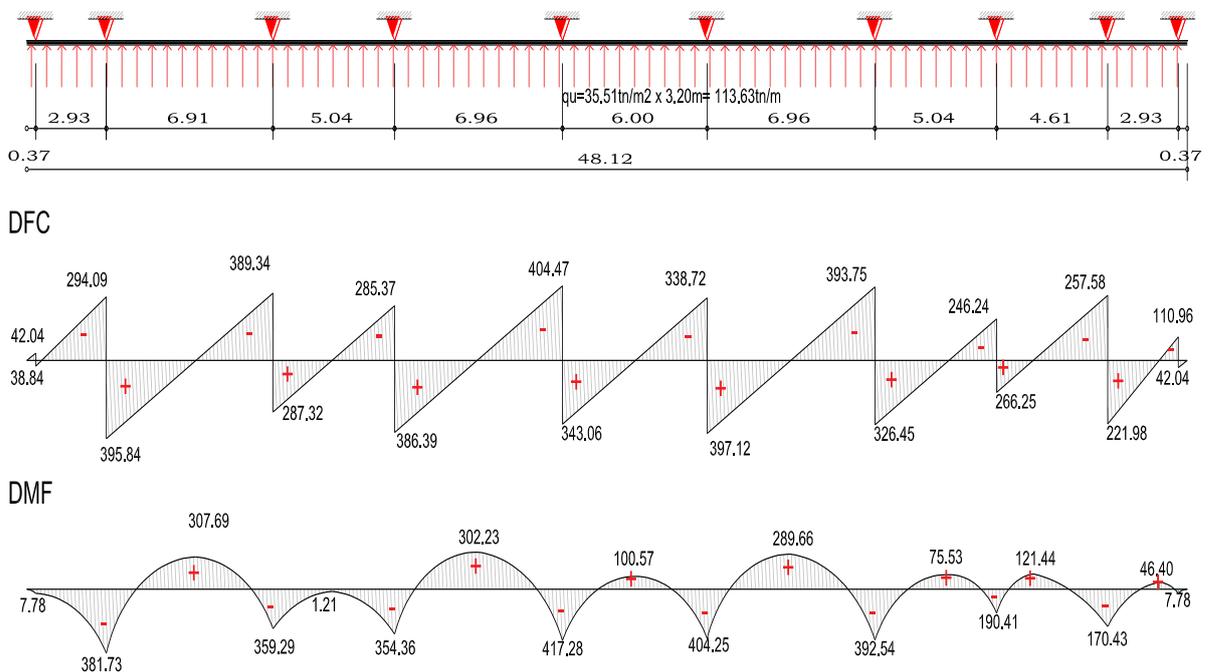


Figura 120: Análisis estructural de la cimentación del eje D-D  
Fuente: Propia.

Para efectuar el diseño por flexión de la cimentación del eje D-D se empleara hojas de cálculo Excel tal como se muestra en la tabla 25.



$$2.85 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$S = \frac{100 \times 2.85}{12.60} = 22.62 \approx \emptyset 3/4" @ 22.50 \text{ cm}$$

**Armadura longitudinal inferior en las alas:**

Para la armadura longitudinal inferior no presenta ningún esfuerzo por tracción, por otro lado la Norma E0.60 en el artículo 10.5.4 menciona que cuando se distribuya a las dos caras de la losa deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo a la tracción por flexión no deberá ser menor que:

$$\rho_{min} = 0.0012$$

Cálculo del acero requerido.

$$As = 0.0012 \times 100 \times 70 = 8.40 \text{ cm}^2$$

Se trabajó con aceros de  $\emptyset$  de 3/4":

$$8.40 \text{ --- --- --- --- --- } 100$$

$$2.85 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$S = \frac{100 \times 2.85}{8.40} = 33.92 \approx \emptyset 3/4" @ 22.50 \text{ cm}$$

**4.2.3.1.3. DISEÑO POR CORTE DE LA CIMENTACIÓN DEL EJE D-D**

En todo diseño de viga se debe verificar que el cortante nominal sea mucho mayor que al cortante último.

$$V_u = \emptyset \times V_n$$

Donde  $V_n$  es la sumatoria del aporte al corte del concreto ( $V_c$ ) más de acero transversal ( $V_s$ ).

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto y del acero transversal se calcula mediante las siguientes expresiones.

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Se tiene que verificar con un límite que:

$$V_s < 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

El cálculo de espaciamiento de estribos "S" en la zona crítica se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

El cálculo de espaciamiento de estribos "S" en la zona de estivos mínimos, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \times F_y}{3.5 \times b}$$

Con los criterios mencionados se procederá a diseñar el diámetro y espaciamiento de estribos, a continuación se muestra la tabla 26 diseños por corte de la viga que pertenece a la cimentación del eje D-D.

El diseño por corte de la cimentación del eje D-D, se ha efectuado para una distancia  $d=1.21m$ , donde los valores de esta distancia son de color rojo tal como se muestra en la tabla 26



Tabla 26: Diseño por corte de la cimentación del eje D-D  
Fuente: Propia.

Con el mismo criterio se diseñó todas las cimentaciones por ejes, tanto por flexión y corte, teniendo en cuenta el control de fisuras en las vigas.

#### 4.2.3.1.4. REFUERZO POR FISURACIÓN DE CIMENTACIÓN DEL EJE D-D

La norma E 0.60 concreto armado menciona que en el (Art. 9.9.6) para controlar de fisuras por flexión para vigas mayor o igual de 90 cm de peralte se colocó acero longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras con un espaciamiento menor o igual tal como se muestra en las expresiones:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 C_c$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

Donde:

$f_s = 0.6 f_y$  (kg/cm<sup>2</sup>)

$C_c$ : recubrimiento libre (5cm)

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) - 2.5 \times 5 = 25.20 \text{ cm}$$

$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) = 29.76 \text{ cm}$$

Se colocó aceros de 3/8" cada 25 cm en ambas caras laterales de la viga. Donde este mismo criterio se empleó en toda las cimentaciones por ejes.

#### 4.2.3.1.5. VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN DEL EJE D-D

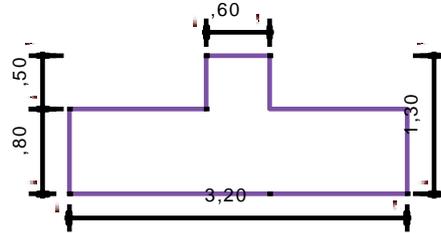
Para el diseño de la cimentación del eje D-D se tuvo que verificar si es rígido o flexible la cimentación:

Determinamos el módulo de elasticidad:

$$E = 15000 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula el momento de inercia de la sección transversal de la zapata continua por el teorema de los ejes paralelos o el primer teorema de Steiner:



$$I_{AA} = \frac{b \times h^3}{12} + (bh) \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_{A1} = \frac{320 \times 80^3}{12} + (320 \times 80) \left(46.8 - \frac{80}{2}\right)^2 = 48321877.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{A2} = \frac{60 \times 50^3}{12} + (60 \times 50)(105 - 46.8)^2 = 10786720.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{A2} + I_{A1} = 59108597.33 \text{ cm}^4$$

El módulo de balasto:

$$K_s = 0.875 \text{ kg/cm}^3$$

Una vez obtenido los datos necesario se verifica si la cimentación es rígido o flexible:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{0.875 \times 320}{4 \times 217370.65 \times 59108597.33}} = 1.53 \times 10^{-3}$$

$$L = \frac{6.91 + 5.04 + 6.96 + 6.00 + 6.96 + 5.04 + 4.61}{7} = 5.93 \text{ m} \approx 593 \text{ cm}$$

$$\lambda L = 1.53 \times 10^{-3} \times 593 = 0.907$$

$$\lambda L < \pi/2 \implies 0.907 < 1.57 \dots \dots \text{ok}$$

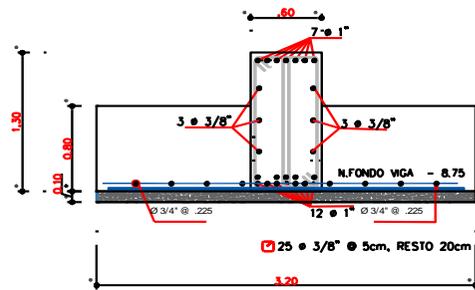
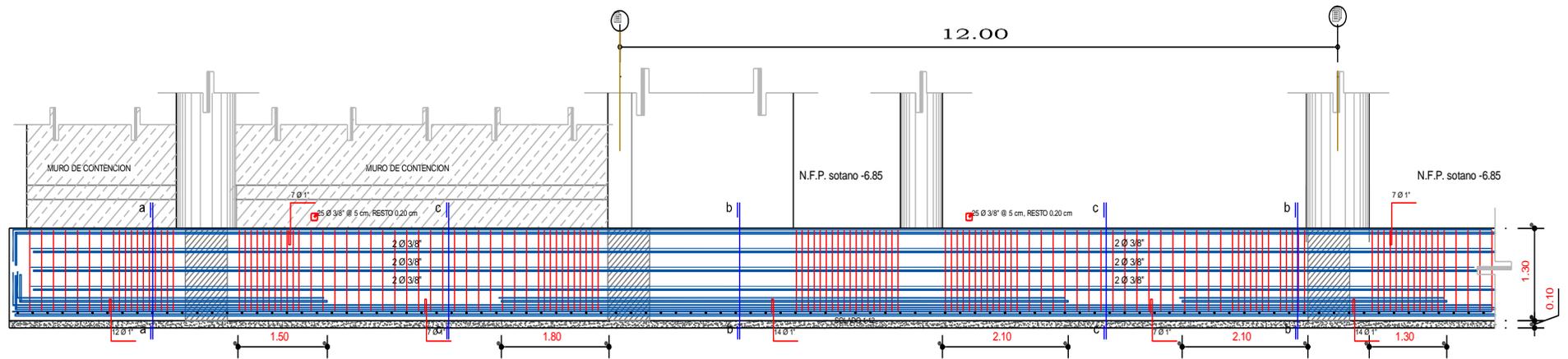
La cimentación de eje D-D es rígida y se puede ignorar los hundimientos del suelo.

#### **4.2.3.1.6. DETALLADO DE ACERO DEL EMPARRILLADO DE CIMENTACIÓN CON VIGA RÍGIDA**

El detallado de refuerzo de las zapatas continuas o combinadas del emparrillado de cimentación con viga rígida que viene a ser la segunda alternativa de cimentación se muestra en el anexo II, donde se representa la sección de la viga de rígida, secciones de las zapatas continuas y entre otros detalles.

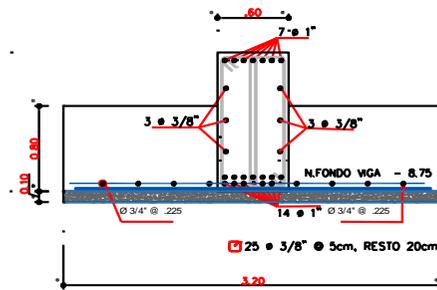
Para realizar el detallado de acero se ha tenido en cuenta lo que estipula la Norma E0.60 concreto armado en especial al artículo 21.5.2.2 que menciona que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

Teniendo en cuenta estas disposiciones en la norma se realiza el siguiente detalle que se muestra en la figura 121, detallado de acero de la cimentación del eje D-D.



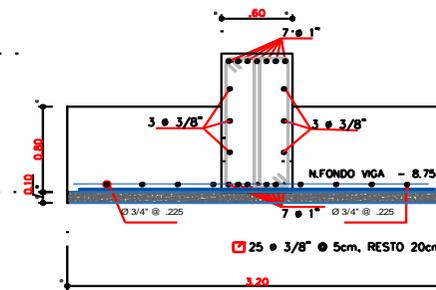
Corte a-a

ESCALA : 1/25



Corte b-b

ESCALA : 1/25



Corte c-c

ESCALA : 1/25

Figura 121: Detallado de acero de la cimentación de eje D-D  
Fuente: Propia.



En el presente ítem se planteó una tercera y cuarta alternativa de cimentación, donde el objetivo es disminuir los asentamientos diferenciales, para ello, se diseñó una platea de cimentación apoyada en vigas peraltas y una platea de cimentación de espesor uniforme de tal forma se analizó la funcionalidad y la economía con las alternativas 1 y 2.

Con fines de tesis se diseñó una platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba y una platea de cimentación de espesor uniforme para el “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú ” para contrarrestar los asentamientos diferenciales donde el estudio de mecánicas de suelos (EMS) del proyecto menciona que se tiene un asentamiento total de 4cm y una capacidad admisible es de  $3.50\text{kg/cm}^2$  que se trabajó con  $3.00\text{kg/cm}^2$  para ser más conservadores en el diseño.

Las plateas de cimentación tal como su nombre indica, es una zapata de gran tamaño que recibe todas las columnas y placas de una edificación según Terzaghi (1973) menciona que cuando las cargas de un edificio son tan pesadas, la capacidad admisible es muy bajo, las dimensiones de las zapatas de las columnas y placas son tan grandes de forma que llega a superar un área mayor que al 50% del área a construir se adoptó una platea de cimentación.

Según Piralla (1985) menciona que se emplea cuando las cargas de servicio son elevados, el suelo a cimentar tiene una baja capacidad admisible y se traslapan las zapatas entre sí.

#### **4.3.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN APOYADA EN VIGAS PERALTADAS**

Las plateas de cimentación que presentan vigas peraltadas, que trabajan bidireccionalmente conectadas a las columnas y placas donde se logra incrementar la rigidez de la platea cimentación, estas vigas dividen a la superficie en áreas más reducidas. La losa se apoya sobre las vigas peraltadas en sus cuatro bordes originando que la losa trabaje bidireccionalmente, las vigas peraltadas al estar conectados con las columnas y placas se elimina el peligro de punzonamiento en la platea y de esta manera requerirá un espesor menor y con respecto a los esfuerzos de corte se pueden controlar en el diseño.

Si se desea minimizar o anular los asentamientos diferenciales especialmente en suelos débiles y compresibles o defectos en el sub suelo tal como el “Pabellón de Administración

y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú ” que presenta una capa de arcilla de buena consistencia y baja plasticidad (CL) de 60 cm de espesor donde se puede emplear una platea de cimentación apoyadas en vigas.

Existen dos tipos de platea de cimentación apoyadas en vigas peraltadas tal como se muestra en la figura 123. El tipo I es como una viga T invertida y el tipo II una viga en T donde tienen el mismo comportamiento estructural, donde en el de tipo II el nivel de fondo superior de la platea sirve como falso piso, para el desarrollo de esta tesis te trabajó con el tipo I.

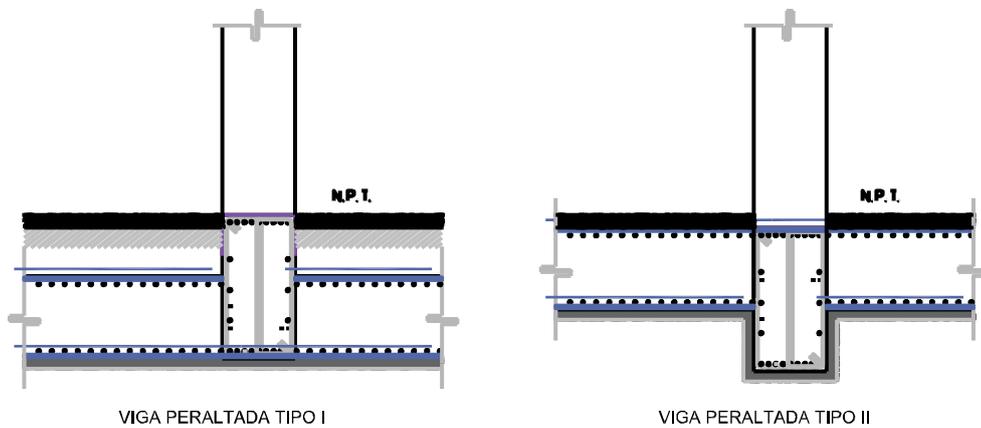


Figura 123: Tipos de plateas de cimentación apoyadas en vigas peraltadas  
Fuente: Propia.

Para el cálculo y diseño de la platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba se tiene los siguientes pasos.

#### 4.3.1.1. DIMENSIONAMIENTO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN APOYADA EN VIGAS PERALTADAS HACIA ARRIBA.

Se debe de encontrar el centro de gravedad de las cargas actuantes de la edificación (carga viva y carga muerta) y verificar si estas cargas actuantes están dentro del núcleo central.

DATOS DE CARGA	
Pm+Pv	17757.849 Tn
Psx	1915.584 Tn
Msx	4399.916 Tn-m
Psy	1774.556 Tn
Msy	4992.92 Tn-m

A continuación, se muestra la tabla 27 para determinar el centro de gravedad de las cargas actuantes.

TIPO	EJES	DESCRIPCION	PESO (CM+CV)	X	PESO. X	Y	PESO. Y
COLUMNA	EJE 7-7 y G-G	C.1	622.072	30.83	19178.48	41.58	25865.75
	EJE 2-2 y B-B	C.1	622.072	13.57	8441.52	2.82	1754.24
	EJE 1-1 y H-H	C.1'	622.072	2.82	1754.24	30.83	19178.48
	EJE 7-7 y B-B	C.1'	622.072	41.58	25865.75	13.57	8441.52
	EJE 4-4 y D-D	C.2	467.324	20.47	9566.12	18.32	8561.38
	EJE 5-5 y D-D	C.2	467.324	26.08	12187.81	20.47	9566.12
	EJE 1-1 y B-B	C.3	278.76	2.82	786.1	2.82	786.1
	EJE 8-8 y G-G	C.3	278.76	41.58	11590.84	41.58	11590.84
	EJE 2'-2' y I-I	C.3'	278.76	2.82	786.1	41.58	11590.84
	EJE 6'-6' y A-A	C.3'	278.76	41.58	11590.84	2.82	786.1
	EJE 4-4 y A'-A'	C.4	186.894	26.43	4939.61	2.82	527.04
	EJE 5-5 y I'-I'	C.4	186.894	17.97	3358.49	41.58	7771.05
	EJE 8'-8' y D-D	C.4	186.894	41.58	7771.05	26.43	4939.61
	EJE 1'-1' y F-F	C.4	186.894	2.82	527.04	17.97	3358.49
	EJE 5-5 y A'-A'	C.4'	186.894	32.85	6139.47	2.82	527.04
	EJE 4-4 y I'-I'	C.4'	186.894	11.55	2158.63	41.58	7771.05
	EJE 1'-1' y D-D	C.4'	186.894	2.82	527.04	11.55	2158.63
	EJE 8'-8' y F-F	C.4'	186.894	41.58	7771.05	32.85	6139.47
	EJE 4-4 y C-C	C.5	417.897	22.97	9599.09	11.83	4943.72
	EJE 5-5 y C-C	C.5	417.897	28.57	11939.32	20.47	8554.35
	EJE 3'-3' y D-D	C.5	417.897	13.98	5842.2	15.83	6615.31
	EJE 5'-5' y D-D	C.5	417.897	32.57	13610.91	22.97	9599.09
	EJE 2-2 y B'-B'	C.6	46.328	14.45	669.44	0.3	13.9
	EJE 2'-2' y H-H	C.6	46.328	0.3	13.9	29.95	1387.52
	EJE 7-7 y G'-G'	C.6	46.328	29.95	1387.52	43.88	2032.87
	EJE 7-7 y B'-B'	C.6	46.328	43.88	2032.87	14.45	669.44
PLACA	EJE 4-4 y H-H	P.1	774.173	14.1	10915.84	33.21	25710.29
	EJE 5-5 y H-H	P.1	774.173	20.86	16149.25	35.8	27715.39
	EJE 2-2 y D-D	P.1	445.72	10.24	4564.17	14.12	6293.57
	EJE 7-7 y D-D	P.1	445.72	36.49	16264.32	24.2	10786.42
	EJE 4-4 y B-B	P.1	445.72	24.2	10786.42	7.91	3525.65
	EJE 5-5 y B-B	P.1	445.72	30.29	13500.86	10.24	4564.17
	EJE 2-2 y F-F	P.1	594.235	7.91	4700.4	20.2	12003.55
	EJE 5-5 y F-F	P.1	595.235	34.16	20333.23	30.29	18029.67
	EJE 2-2 y E-E	P.2	342.962	9.32	3196.41	17.25	5916.09
	EJE 7-7 y E-E	P.2	342.962	35.08	12031.11	27.14	9307.99
	EJE 3'-3' y F-F	P.3	648.352	13.35	8655.5	23.28	15093.63
	EJE 4-4 y F-F	P.3	648.352	17.59	11404.51	24.91	16150.45
	EJE 5-5 y F-F	P.4	1038.441	26.36	27373.3	28.46	29554.03
<b>Σ TOTAL</b>			<b>17757.849</b>		<b>391537.25</b>		<b>401411.22</b>

$$X = \frac{391537.25}{17757.849} = 22.05 \text{ m}$$

$$Y = \frac{401411.22}{17757.849} = 22.60 \text{ m}$$

Tabla 27: Cálculo de C.G. de cargas actuantes de platea cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba  
Fuente: Propia.

Se calcula un área tentativa, asumiendo la resistencia del terreno castigada aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno, tratándose de un suelo intermedio se estimó el 15% de la carga de servicio.

Se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_z = \frac{17757.849 \text{ Tnx } 1.15}{27 \text{ Tn/m}^2} = 756.35 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 756.35 m<sup>2</sup>, y se escoge una sección rectangular 44.40 m x 44.40 m. Teniendo en consideración el centro de gravedad de cargas y el centro de gravedad de la platea de cimentación, donde se tiene el siguiente esquema.

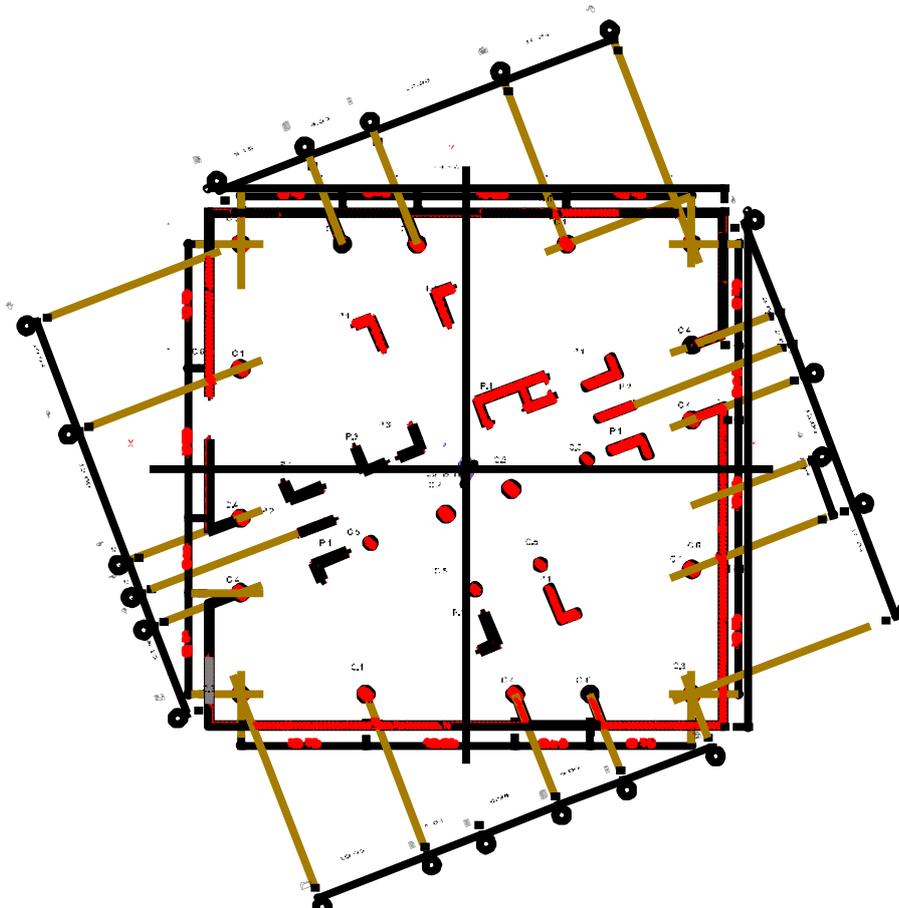


Figura 124: Área tentativa de la platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba

Fuente: Propia.

$$e = \frac{L}{6} = \frac{44.40}{6} = 7.40m$$

Se observa en la figura 124 el centro de cargas, está dentro del núcleo central; por lo tanto, la distribución de reacciones será trapezoidal-

Para efectos de sismo se considera la capacidad admisible del suelo, incrementada por tratarse de una carga temporal:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{17757.849 + 2663.68 + 1915.584}{44.40 \times 44.40} + \frac{6 \times 4399.916}{44.40 \times 44.40^2} = 11.63 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = \frac{17757.849 + 2663.38 + 1915.584}{44.40 \times 44.40} - \frac{6 \times 4399.916}{44.40 \times 44.40^2} = 11.03 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$11.63 \text{ ton/m}^2, \quad 11.03 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + Pz}{AB} \pm \frac{6 M_y}{AB^2}$$

$$q_y = \frac{17757.849 + 2663.68 + 1774.556}{44.40 \times 44.40} + \frac{6 \times 4992.92}{44.40 \times 44.40^2} = 11.60 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = \frac{17757.849 + 2663.38 + 1774.556}{44.40 \times 44.40} - \frac{6 \times 4992.92}{44.40 \times 44.40^2} = 10.92 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$11.60 \text{ ton/m}^2, \quad 10.92 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para tener una distribución uniformemente de presiones para ello se tuvo que promediar las presiones y seleccionar el más desfavorable y posteriormente amplificar donde el coeficiente de amplificación por sismo es 1.25, tal como se muestra en la figura 125.

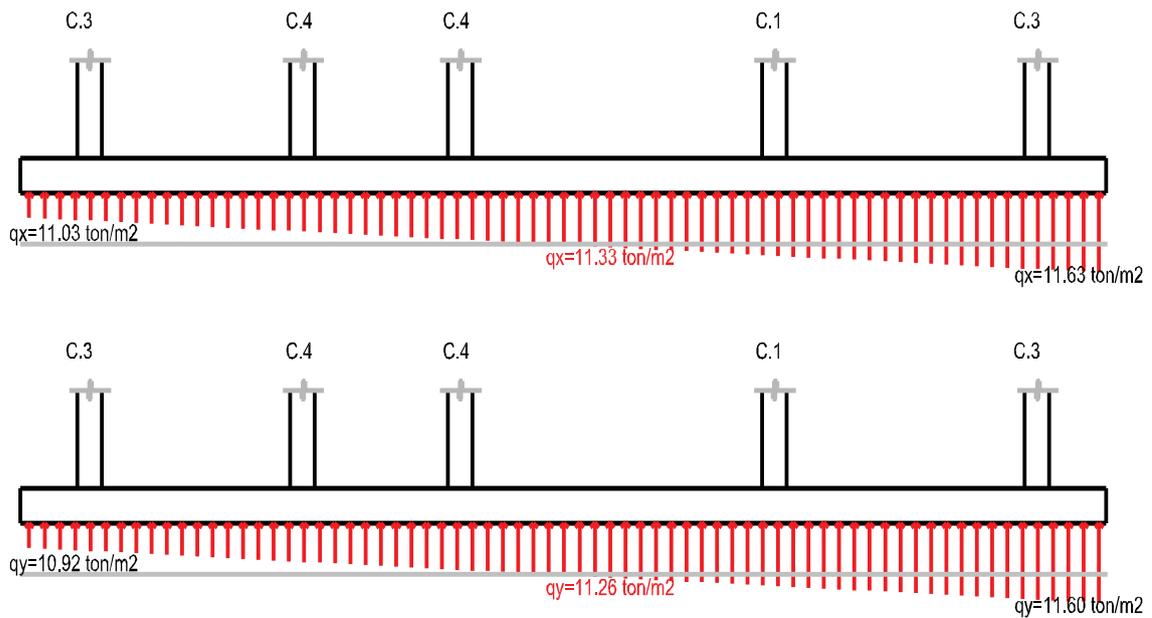


Figura 125: Distribución de presiones de la platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba  
Fuente: Propia.

$$q_x = \frac{11.63 + 11.03}{2} = 11.33 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = \frac{11.60 + 10.92}{2} = 11.26 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = 11.33 \times 1.25 = 14.16 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 14.16 \text{ ton/m}^2$$



#### 4.3.1.2.1. DISEÑO DE POR CORTE DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Según la Norma E0.60 menciona en el artículo 15.7 que las zapatas apoyadas sobre el terreno el peralte mínimo es 40 cm, para el diseño por corte de la losa de cimentación se iniciara con un peralte de 40 cm.

Para realizar el diseño por corte, se empleara el método del sobre tal como se muestra en la figura 127, donde la cortante se encuentra en función a la reacción y del área del triángulo, para este caso se trabajó con el paño más desfavorable, el que tiene mayor área. La fuerza cortante crítica se da a una distancia  $d = (h-r) = 0.34$  m.

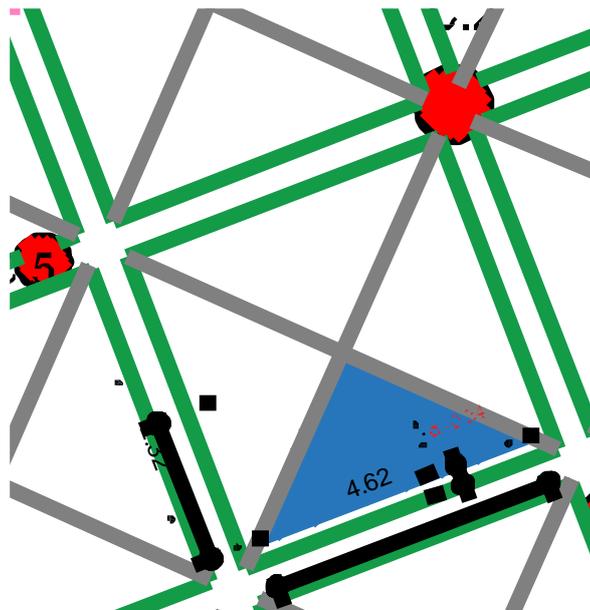


Figura 127: Verificación por corte de losa de cimentación  
Fuente: Propia.

$$\text{Area del trinagulo} = \frac{4.62 \times 2.32}{2} = 5.36 \text{ cm}^2$$

$$Vu = \frac{qu \times \text{Area}}{B}$$

$$Vu = \frac{14.16 \times 5.36}{4.62} = 16.43 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 34 = 22.19 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \text{ok}$$

#### 4.3.1.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN

Para realizar el diseño por flexión de las losas armadas bidireccionalmente que comprende en cálculo de los M+ y M- se utilizara el método de Joint Comittee ASCE-ACI 1940, este método es aplicable solo para losas armadas en dos direcciones apoyadas en vigas o muros, se define los siguientes parámetros:

$L_s$ : Luz menor de eje a eje.

$L_l$ : Luz mayor de eje a eje.

$W_u$ : Carga uniformemente distribuido por unidad de área

$m$ : Cociente de luz mayor entre luz menor,  $m = L_s/L_l$

$C$ : Coeficiente que depende de las condiciones de apoyo

$$M = C \times W_u \times L_s^2$$

La Norma E0.60 en el artículo 13.7 da a conocer unas limitaciones para emplear este método que se describe a continuación:

- Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

Teniendo en cuenta esta consideración se procederá a calcular los M+ y M- donde el método establece en dividir en franjas centrales y franjas extremas tal como se muestra en la figura 128.

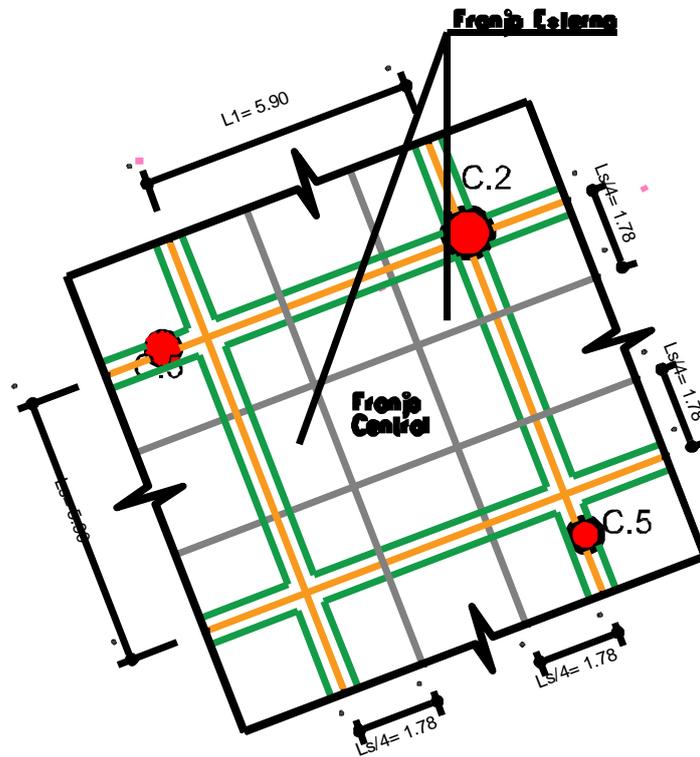


Figura 128: Franjas centrales y extremas en el paño  
Fuente: Propia.

Como primer paso Se calcula el cociente de luz mayor entre luz menor,  $m = L_s/L_l$

$$m = \frac{5.90}{5.90} = 1.0$$

Con el valor  $m$  se entra a la tabla de coeficiente para el cálculo de los momentos de diseño de losa apoyada en vigas tal como se muestra en la tabla 28.

Momentos	Luz Corta						Luz Larga para todo m
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	≤ 5	
<b>Panel Interior</b>							
Momento Negativo en:							
Extremo Continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo Discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento Positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
<b>Un Extremo Discontinuo</b>							
Momento Negativo en:							
Extremo Continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo Discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento Positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
<b>Dos Extremos Discontinuos</b>							
Momento Negativo en:							
Extremo Continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo Discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento Positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
<b>Tres Extremos Discontinuos</b>							
Momento Negativo en:							
Extremo Continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo Discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento Positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
<b>Cuatro Extremos Discontinuos</b>							
Momento Negativo en:							
Extremo Continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo Discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento Positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Tabla 28: Coeficiente para el cálculo de los momentos de diseño de losa apoyada en vigas

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado "Teodoro e. Harmsen (2002)."

Como segundo paso Se calcula los momentos en las franjas tal como se muestra en la figura 129.

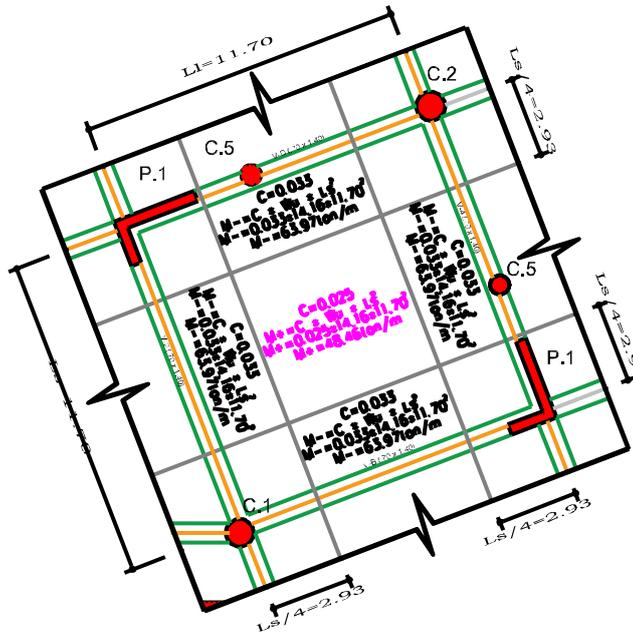


Figura 129: Cálculo de momentos  $M^+$  y  $M^-$  en el paño  
Fuente: Propia.

Una vez calculado los momentos solo queda calcular el acero requerido tal como en la tabla 29.

	M (+)	M (-)
M(Tn)	12.32	13.32
P REQUERIDA	0.0029	0.0032
P MIN	0.0018	0.0024
ACERO REQUERIDO (cm <sup>2</sup> )	9.93	10.77
S (cm)	28.59	26.36
ACERO COLOCADO	Φ 3/4 @25cm	Φ 3/4 @25cm

Tabla 29: Diseño por flexión del paño  
Fuente: Propia.

Con el mismo criterio se diseñó todo los paños restantes, a continuación se muestra el corte transversal de la losa de cimentación.

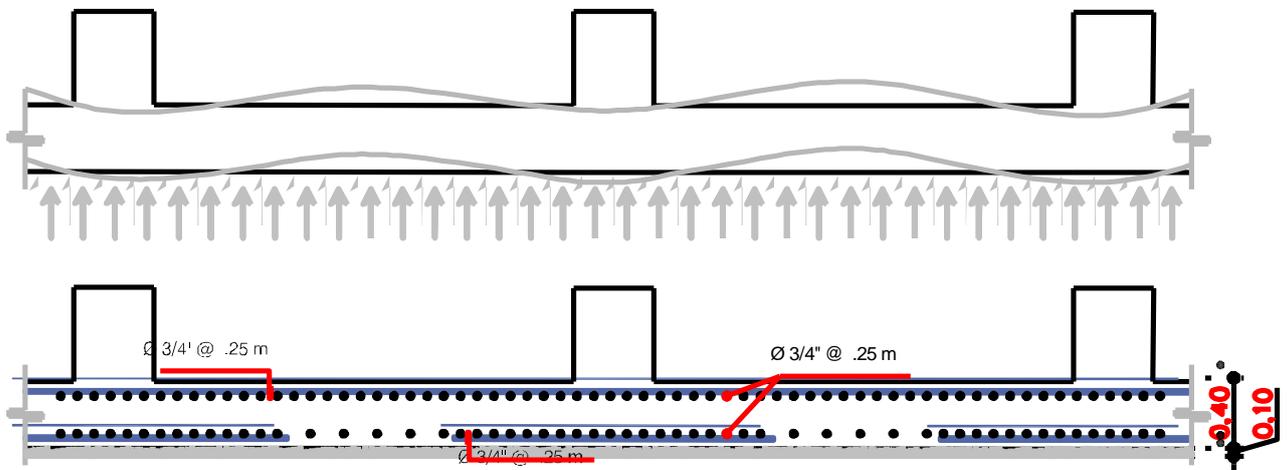


Figura 130: Detallado de acero de la losa de cimentación  
Fuente: Propia.

#### 4.3.1.3. DISEÑO DE VIGA PERALTADAS HACIA ARRIBA

Una vez concluido el diseño de la losa de cimentación se procede a diseñar las vigas peraltadas hacia arriba de la platea de cimentación, considerando en ancho tributario asumido por el método del sobre donde estas cargas se transmiten directamente a la viga peraltada hacia arriba, el comportamiento estructural es al igual que un techo de una edificación.

##### 4.3.1.3.1. DISEÑO DE VIGA PERALTADA HACIA ARRIBA DEL EJE D-D

El diseño de las vigas peraltadas hacia arriba se diseñó por el método de la resistencia que comprende el diseño por corte y flexión.

Para el diseño de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D se tiene que dimensionar, Según Morales (2006) menciona que para el dimensionamiento de vigas apoyados en el terreno, se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

$$h_{viga} = \frac{L}{6} = \frac{6.96}{6} = 1.16 \approx 1.20 \text{ m}$$

$$b_{viga} = \frac{1}{2}h \text{ a } \frac{3}{4}h = \frac{1}{2} \times 1.20 \text{ a } \frac{3}{4} \times 1.20 = 0.60 \text{ a } 0.90 \approx 0.60 \text{ m}$$

La viga peraltada hacia arriba tuvo un peralte de 1.20 m y un ancho de 0.60 m, al existir monolitismo entre la viga y losa se comportara como una viga T, tal como se muestra en la figura 131, el tal sentido se tiene que verificar lo siguiente:

$$hf \geq bw/2$$

$$be \leq 4bw$$

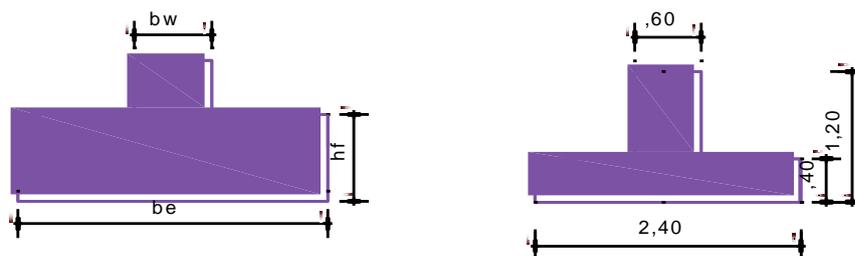


Figura 131: Viga T del eje D-D  
Fuente: Propia.

Teniendo esta consideración, se debe identificar el comportamiento estructural de la viga T, en la figura 133, donde se muestra el análisis estructural de la viga T donde se observa el diagrama de momentos flectores tanto (M+) y (M-). Para el diseño de la viga T en los (M-) donde existe compresión en las alas, se trabajó con una sección de 2.40 m x 1.20m y para los (M+), la compresión es el alma, se trabaja con una sección de 0.60 m x 1.20 m.

Para realizar el análisis estructural de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D se ha tenido en cuenta tiene la distribución de cargas tal como se muestra en la figura 132.

Para realizar el análisis estructural de la viga se empleara el programa SAP2000 V.17

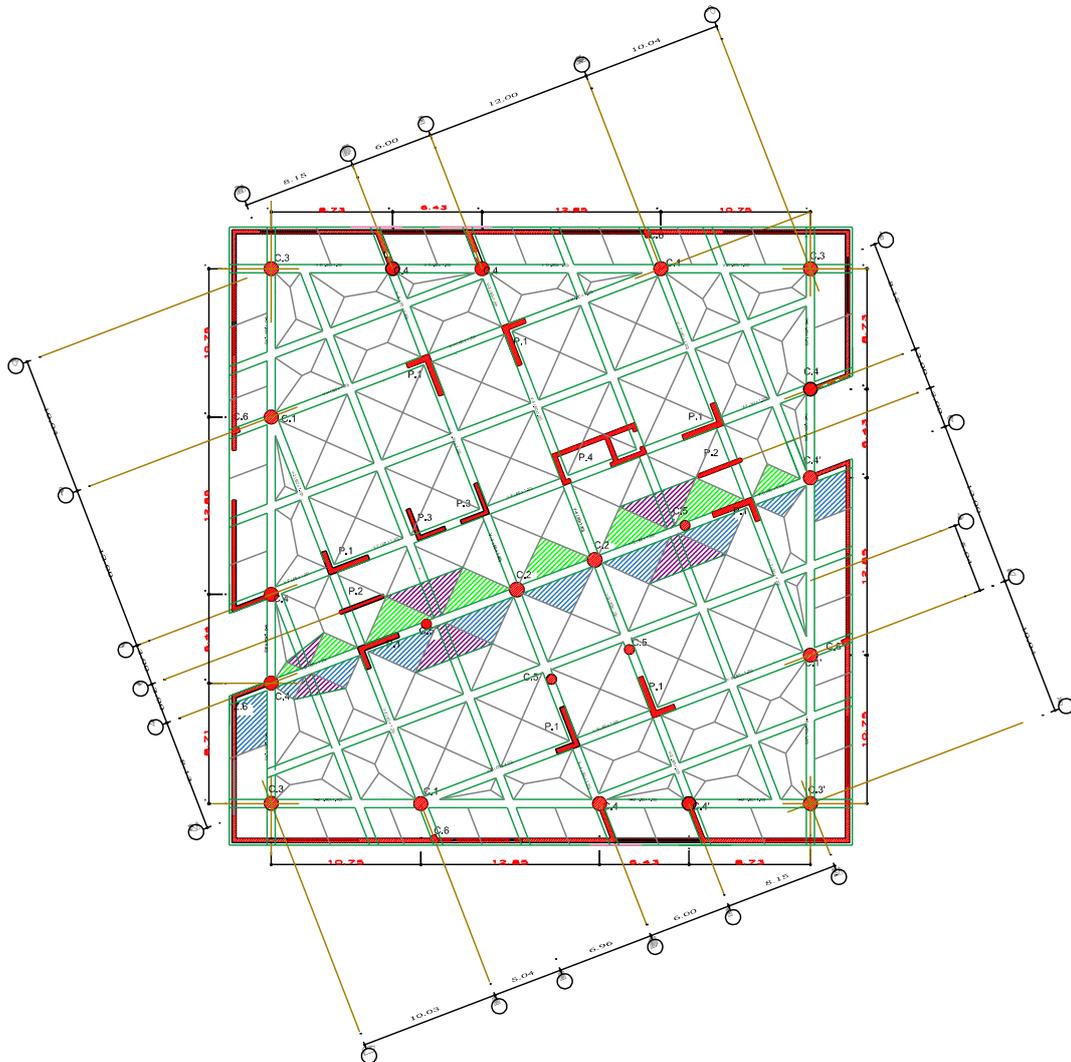


Figura 132: Ancho tributario de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D.  
Fuente: Propia.

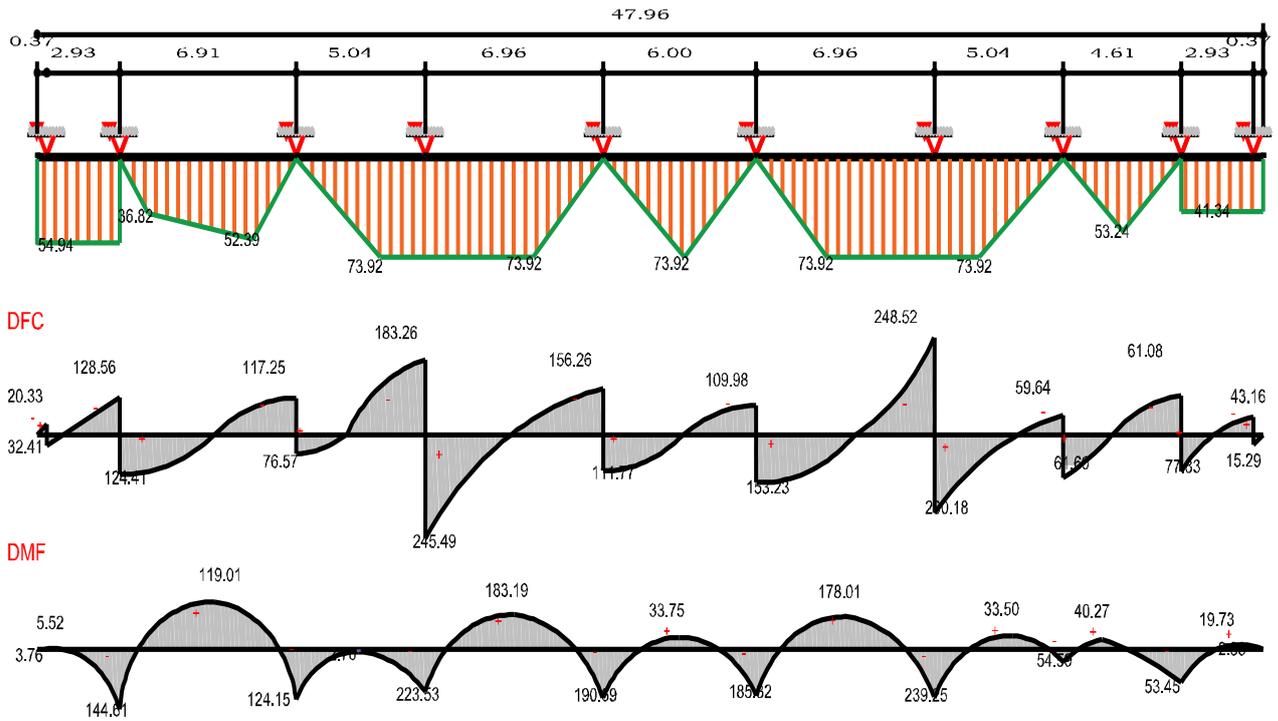


Figura 133: Análisis estructural de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D  
Fuente: Propia.

Para efectuar el diseño por flexión de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D se empleara hojas de cálculo Excel tal como se muestra en la tabla 30.

PUNTO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R									
M(Tn)	5.52	144.61	119.01	124.15	2.70	223.53	183.19	190.69	33.75	185.32	178.01	239.25	33.50	54.59	40.27	53.45	19.73	2.83									
M. Cara del Apoyo (Tn)		87.32	83.13	100.91	2.26	165.31	144.04	113.07	135.32	130.85	109.22	124.28	175.11	18.23	42.43	23.49	19.81										
P REQUERIDA	0.0002	0.0033	0.0031	0.0010	0.0038	0.0001	0.0000	0.0064	0.0055	0.0016	0.0043	0.0052	0.0003	0.0050	0.0041	0.0015	0.0047	0.0068	0.0003	0.0007	0.0015	0.0003	0.0015	0.0020	0.0002	0.0001	
P MIN	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	
ACERO REQUERIDO (cm2)	15.98	21.65	20.57	15.98	25.19	15.98	15.98	42.63	36.73	15.98	28.39	34.35	15.98	33.14	27.37	15.98	31.38	45.40	15.98	15.98	15.98	15.98	15.98	15.98	15.98	15.98	15.98
ACERO COLOCADO	4 Ø 1"	5 Ø 1"	4 Ø 1"	5 Ø 1"	4 Ø 1"	9 Ø 1"	4 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	9 Ø 1"	4 Ø 1"												

Tabla 30: Diseño por flexión de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D  
Fuente: Propia.

#### 4.3.1.3.2. DISEÑO POR CORTE DE LA VIGA PERALTADA HACIA ARRIBA DEL EJE D-D

En todo diseño de viga se debe verificar que el cortante nominal sea mucho mayor que al cortante último.

$$V_u = \phi \times V_n$$

Donde  $V_n$  es la sumatoria del aporte al corte del concreto ( $V_c$ ) más de acero transversal ( $V_s$ ).

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto y del acero transversal se calcula mediante las siguientes expresiones.

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Se tiene que verificar con un límite que:

$$V_s < 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

El cálculo de espaciamiento de estribos "S" en la zona crítica se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

El cálculo de espaciamiento de estribos "S" en la zona de estivos mínimos, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v \times F_y}{3.5 \times b}$$

Con los criterios mencionados se procederá a diseñar el diámetro y espaciamiento de estribos, a continuación se muestra la tabla 31 diseños por corte de la viga peraltada hacia arriba del eje D-D.

El diseño por corte de la viga peralta hacia arriba del eje D-D, se ha efectuado para una distancia  $d=1.11\text{m}$ , donde los valores de esta distancia son de color rojo tal como se muestra en la tabla 31.

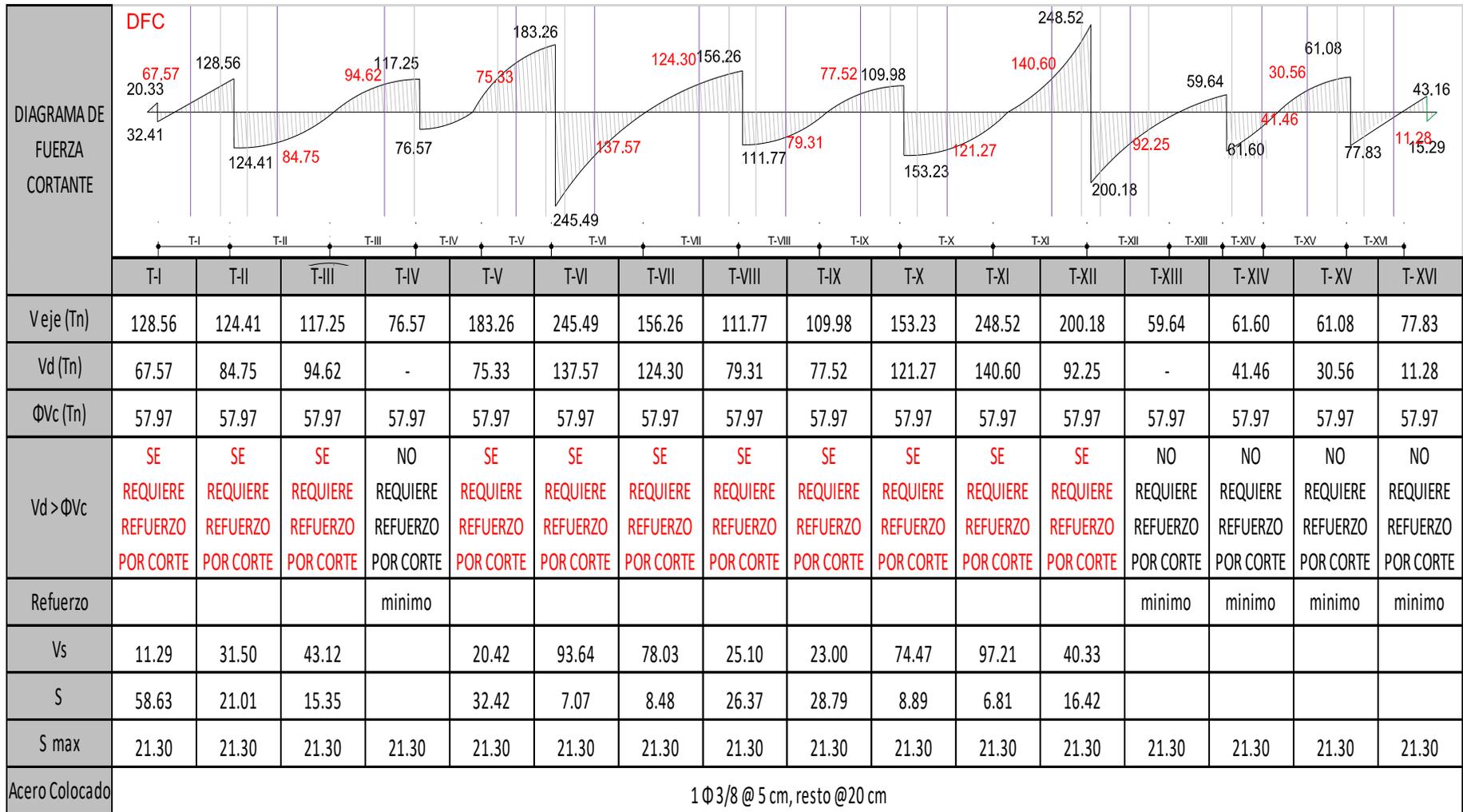


Tabla 31: Diseño por corte de la viga peraltada del eje D-D  
Fuente: Propia.

Con el mismo criterio se diseñó todas las vigas peraltadas hacia arriba de todos los ejes, tanto por flexión y corte, teniendo en cuenta el control de fisuras en las vigas.

#### **4.3.1.3.3. REFUERZO POR FISURACIÓN EN LA VIGA PERALTADA HACIA ARRIBA DEL EJE D-D**

La norma E 0.60 concreto armado menciona que en el Art. 9.9.6 para controlar de fisuras por flexión para vigas mayor o igual de 90 cm de peralte se deberá colocar acero longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras con un espaciamiento menor o igual tal como se muestra en las expresiones:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$
$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{f_s} \right) - 2.5 Cc$$
$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{f_s} \right)$$

Donde:

$$f_s = 0.6 f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Cc: recubrimiento libre (5cm)

$$S \leq 30 \text{ cm}$$
$$S \leq 380 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) - 2.5 \times 5 = 25.20 \text{ cm}$$
$$S \leq 300 \times \left( \frac{250}{0.6 \times 4200} \right) = 29.76 \text{ cm}$$

Se colocó aceros de 3/8" cada 30 cm en ambas caras laterales de la viga. Donde este mismo criterio se empleó en toda las cimentaciones por ejes.

#### **4.3.1.3.4. DETALLADO DE ACERO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN APOYADO SOBRE VIGAS PERALTADAS HACIA ARRIBA.**

El detallado de refuerzo de la platea de cimentación apoyado sobre vigas peraltas hacia arriba que viene a ser la tercera alternativa de cimentación se muestra en el anexo III, donde se representa la sección de vigas peraltadas hacia arriba, la losa armada en dos direcciones y entre otros detalles.

Para realizar el detallado de acero se ha tenido en cuenta lo que estipula la Norma E0.60 concreto armado, en especial al artículo 21.5.2.2 que menciona que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

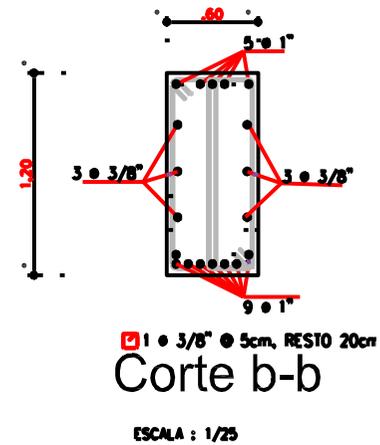
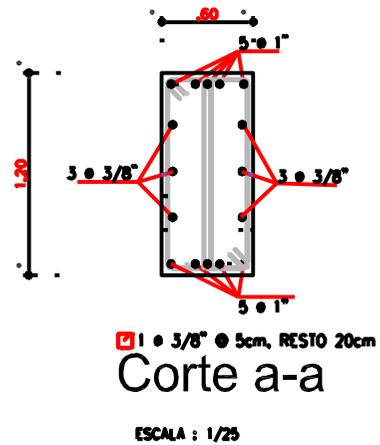
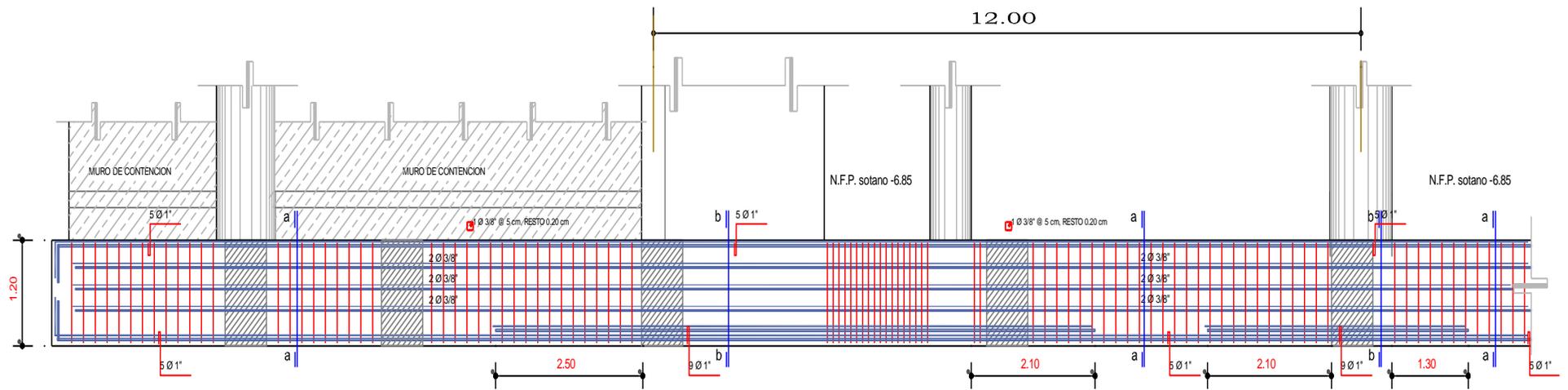


Figura 134: Detalle de acero de viga peraltada hacia arriba del eje D-D  
Fuente: Propia.



### 4.3.2. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME

Fratelli (1993), menciona que cuando se pretende anular los asentamientos diferenciales considerables en el sub suelo, cuando presente una capacidad admisible baja y si existiese la posibilidad de ascenso del nivel freático con una sub presión que pueda levantar las bases aisladas se emplearía numerosas plateas de cimentación. Para el desarrollo de este ítem se empleó una platea de cimentación de espesor uniforme donde se considera como un piso invertido, esto es suponer que las columnas y placas son apoyos fijos y la losa está cargada con una presión uniforme.

Para el diseño de una platea de cimentación de espesor uniforme se puede analizar por 03 métodos:

- Método rígido.
- Método flexible.
- Método de elementos finitos.

La presente tesis, se diseñará por los dos primeros métodos: rígido y flexible. Para cualquiera de los dos métodos, previamente, se debe de identificar si la platea de cimentación es rígida o flexible

Según Meli (1985) menciona cuando es rígida se ignora los efectos por asentamiento diferencial en el diseño de la cimentación siempre y cuando, la platea de cimentación tenga una rigidez mucho mayor que la del suelo. Según Blasco (1998) menciona el criterio para establecer si una cimentación es rígida o (flexible), a partir del parámetro  $\lambda$  o  $\lambda L$  denominado "longitud característica", donde  $\lambda$  es un coeficiente que relaciona la rigidez del suelo a la rigidez de la estructura.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

Asimismo:

$K_s$ = Módulo de balasto (kg/cm<sup>3</sup>);  $E$ = Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>);

$I$ = Momento de inercia de la sección transversal (cm<sup>4</sup>)

Piralla (1985) menciona, que para utilizar el criterio que antecede se puede ignorar los hundimientos o asentamientos si se cumple la relación:

$$\lambda L < \pi/2$$

Blasco (1998) menciona que la cimentación es rígida y se puede suponer una distribución lineal de presiones si cumple lo siguiente:

$$\lambda L < 0.75$$

#### **4.3.2.1. MÉTODO RÍGIDO**

##### **4.3.2.1.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME POR METODO DE LAS FRANJAS.**

Para el diseño de la platea de cimentación de espesor uniforme por el método de franjas se detallan los siguientes pasos.

##### **4.3.2.1.2. DIMENSIONAMIENTO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME**

El dimensionamiento de la platea de cimentación de espesor uniforme, es idéntico al de la platea de cimentación apoyadas en vigas peraltadas hacia arriba, para ello, se debe de encontrar el centro de gravedad de las cargas actuantes de la edificación (carga viva y carga muerta) y verificar si estas cargas actuantes están dentro del núcleo central, a continuación se muestra una tabla con los datos necesarios para el diseño.

DATOS DE CARGA	
Pm+Pv	17757.849 Tn
Psx	1915.584 Tn
Msx	4399.916 Tn-m
Psy	1774.556 Tn
Msy	4992.92 Tn-m

**PRIMER PASO.** Como primer paso se tiene que calcular el centro de gravedad de las cargas actuantes en la platea de cimentación. A continuación, se muestra la tabla 32 donde se ha calculado el centro de gravedad de las cargas actuantes.

TIPO	EJES	DESCRIPCION	PESO (CM+CV)	X	PESO. X	Y	PESO. Y
COLUMNA	EJE 7-7 y G-G	C.1	622.072	30.83	19178.48	41.58	25865.75
	EJE 2-2 y B-B	C.1	622.072	13.57	8441.52	2.82	1754.24
	EJE 1-1 y H-H	C.1'	622.072	2.82	1754.24	30.83	19178.48
	EJE 7-7 y B-B	C.1'	622.072	41.58	25865.75	13.57	8441.52
	EJE 4-4 y D-D	C.2	467.324	20.47	9566.12	18.32	8561.38
	EJE 5-5 y D-D	C.2	467.324	26.08	12187.81	20.47	9566.12
	EJE 1-1 y B-B	C.3	278.76	2.82	786.1	2.82	786.1
	EJE 8-8 y G-G	C.3	278.76	41.58	11590.84	41.58	11590.84
	EJE 2'-2' y I-I	C.3'	278.76	2.82	786.1	41.58	11590.84
	EJE 6'-6' y A-A	C.3'	278.76	41.58	11590.84	2.82	786.1
	EJE 4-4 y A'-A'	C.4	186.894	26.43	4939.61	2.82	527.04
	EJE 5-5 y I'-I'	C.4	186.894	17.97	3358.49	41.58	7771.05
	EJE 8'-8' y D-D	C.4	186.894	41.58	7771.05	26.43	4939.61
	EJE 1'-1' y F-F	C.4	186.894	2.82	527.04	17.97	3358.49
	EJE 5-5 y A'-A'	C.4'	186.894	32.85	6139.47	2.82	527.04
	EJE 4-4 y I'-I'	C.4'	186.894	11.55	2158.63	41.58	7771.05
	EJE 1'-1' y D-D	C.4'	186.894	2.82	527.04	11.55	2158.63
	EJE 8'-8' y F-F	C.4'	186.894	41.58	7771.05	32.85	6139.47
	EJE 4-4 y C-C	C.5	417.897	22.97	9599.09	11.83	4943.72
	EJE 5-5 y C-C	C.5	417.897	28.57	11939.32	20.47	8554.35
	EJE 3'-3' y D-D	C.5	417.897	13.98	5842.2	15.83	6615.31
	EJE 5'-5' y D-D	C.5	417.897	32.57	13610.91	22.97	9599.09
	EJE 2-2 y B'-B'	C.6	46.328	14.45	669.44	0.3	13.9
	EJE 2'-2' y H-H	C.6	46.328	0.3	13.9	29.95	1387.52
	EJE 7-7 y G'-G'	C.6	46.328	29.95	1387.52	43.88	2032.87
	EJE 7-7 y B'-B'	C.6	46.328	43.88	2032.87	14.45	669.44
PLACA	EJE 4-4 y H-H	P.1	774.173	14.1	10915.84	33.21	25710.29
	EJE 5-5 y H-H	P.1	774.173	20.86	16149.25	35.8	27715.39
	EJE 2-2 y D-D	P.1	445.72	10.24	4564.17	14.12	6293.57
	EJE 7-7 y D-D	P.1	445.72	36.49	16264.32	24.2	10786.42
	EJE 4-4 y B-B	P.1	445.72	24.2	10786.42	7.91	3525.65
	EJE 5-5 y B-B	P.1	445.72	30.29	13500.86	10.24	4564.17
	EJE 2-2 y F-F	P.1	594.235	7.91	4700.4	20.2	12003.55
	EJE 5-5 y F-F	P.1	595.235	34.16	20333.23	30.29	18029.67
	EJE 2-2 y E-E	P.2	342.962	9.32	3196.41	17.25	5916.09
	EJE 7-7 y E-E	P.2	342.962	35.08	12031.11	27.14	9307.99
	EJE 3'-3' y F-F	P.3	648.352	13.35	8655.5	23.28	15093.63
	EJE 4-4 y F-F	P.3	648.352	17.59	11404.51	24.91	16150.45
	EJE 5-5 y F-F	P.4	1038.441	26.36	27373.3	28.46	29554.03
<b>Σ TOTAL</b>			<b>17757.849</b>		<b>391537.25</b>		<b>401411.22</b>

$$X = \frac{391537.25}{17757.849} = 22.05 \text{ m}$$

$$Y = \frac{401411.22}{17757.849} = 22.60 \text{ m}$$

Tabla 32: Cálculo de C.G. de cargas actuantes de placa cimentación de espesor uniforme

Fuente: Propia.

**SEGUNDO PASO.** Consiste en calcular un área tentativa, asumiendo la resistencia del terreno disminuida aproximadamente en 3 para prever la presencia de momentos. Se tiene que estimar el peso propio de la zapata y el relleno. Por tanto: el área tentativa de la zapata, considerando el incremento del peso propio y el relleno, es:

$$A_z = \frac{20421.53}{27 \text{ Tn/m}^2} = 756.35 \text{ m}^2$$

Mediante el cálculo obtenido se necesitaría un área tentativa de 756.35 m<sup>2</sup>, pero considerando que la platea abarcará todo el área de cimentación, resultará un área mayor equivalente a 44.40 m x 44.40 m igual a 1971.36 m<sup>2</sup>. A continuación en la figura 136 se muestra el siguiente esquema que ilustra la ubicación del centro de gravedad de cargas y el centro geométrico de la platea de cimentación:

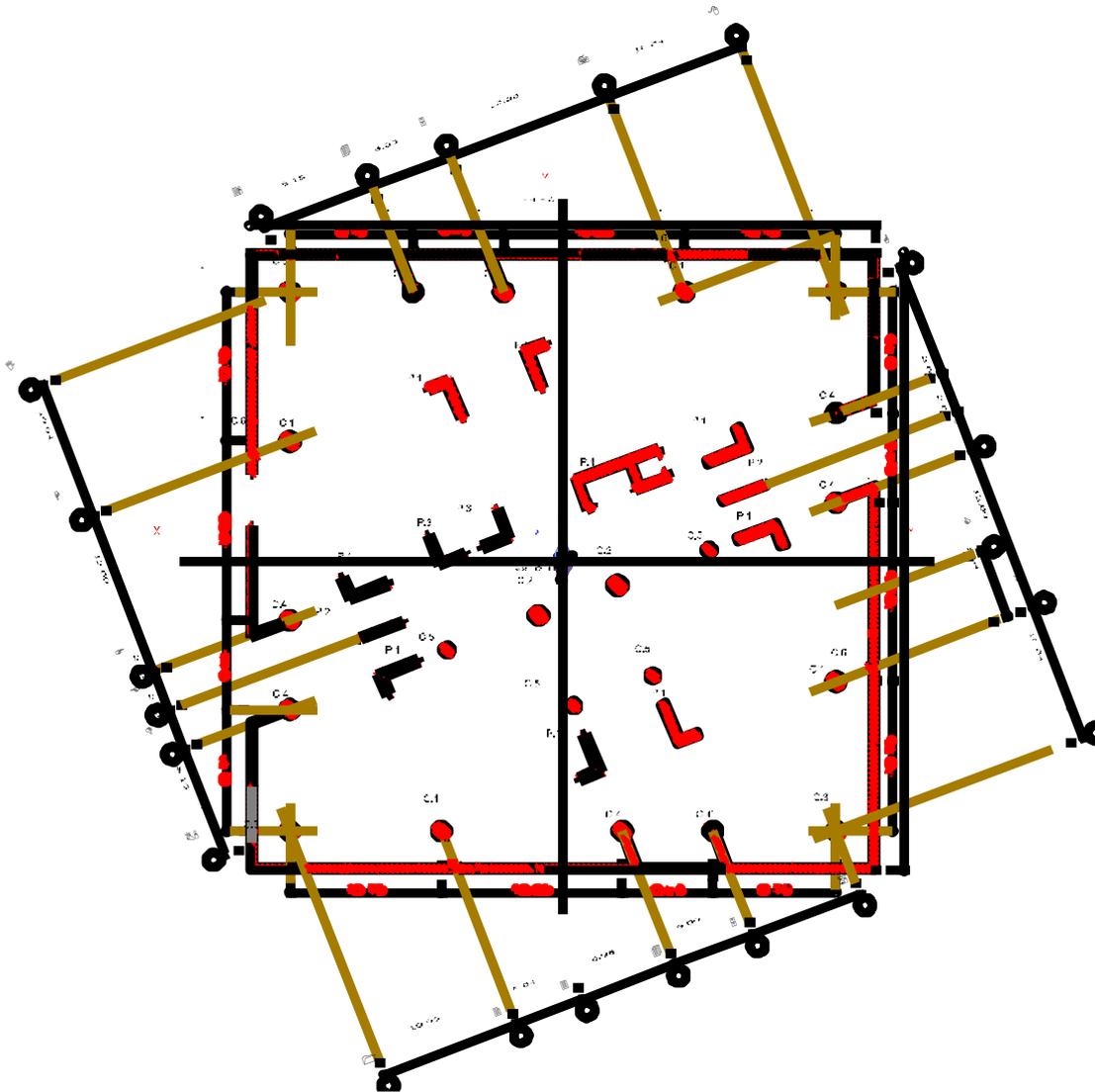


Figura 136: Área tentativa de la platea de cimentación de espesor uniforme  
Fuente: Propia.

$$e = \frac{L}{6} = \frac{44.40}{6} = 7.40m$$

Se observa en la figura 136 el centro de cargas, está dentro del núcleo central, por lo tanto, la distribución de reacciones será trapezoidal.

Para efectos de sismo se considera la capacidad admisible del suelo, incrementada por tratarse de una carga temporal:

$$q_{adm \text{ por sismo}} = 30 \times 1.30 = 39.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

**Dirección en X:**

$$q_x = \frac{P + Pz}{AB} + \frac{6 M_x}{BA^2}$$

$$q_x = \frac{17757.849 + 2663.68 + 1915.584}{44.40 \times 44.40} + \frac{6 \times 4399.916}{44.40 \times 44.40^2} = 11.63 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = \frac{17757.849 + 2663.38 + 1915.584}{44.40 \times 44.40} - \frac{6 \times 4399.916}{44.40 \times 44.40^2} = 11.03 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$11.63 \text{ ton/m}^2, \quad 11.03 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

**Dirección en Y:**

$$q_y = \frac{P + Pz}{AB} \pm \frac{6 M_y}{AB^2}$$

$$q_y = \frac{17757.849 + 2663.68 + 1774.556}{44.40 \times 44.40} + \frac{6 \times 4992.92}{44.40 \times 44.40^2} = 11.60 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = \frac{17757.849 + 2663.38 + 1774.556}{44.40 \times 44.40} - \frac{6 \times 4992.92}{44.40 \times 44.40^2} = 10.92 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y < q_{adm \text{ por sismo}}$$

$$11.60 \text{ ton/m}^2, \quad 10.92 \text{ ton/m}^2 < 39.00 \text{ ton/m}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Para tener una distribución uniformemente repartida de presiones, estas se tuvieron que promediar y seleccionar el más desfavorable, posteriormente para el diseño de la losa se amplificó por el factor de amplificación de sismo igual a 1.25, en consideración a que la combinación con sismo resultó ser más desfavorable. En la figura 137, se muestra el promedio de las presiones uniformemente distribuidas.

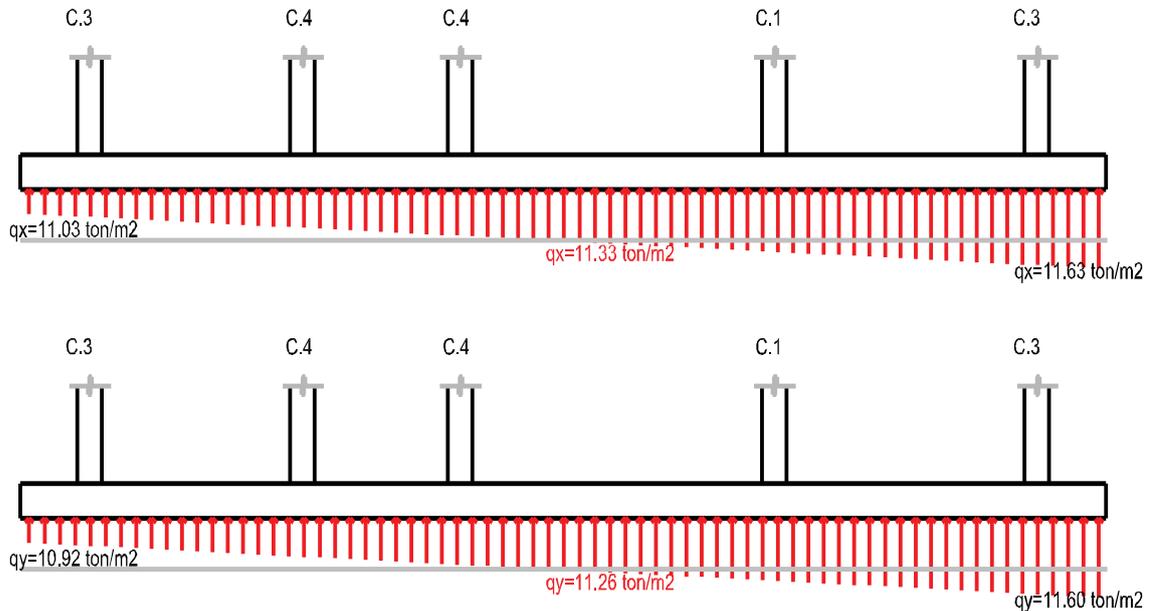


Figura 137: Distribución de presiones de la platea de cimentación de espesor uniforme  
Fuente: Propia.

$$q_x = \frac{11.63 + 11.03}{2} = 11.33 \text{ ton/m}^2$$

$$q_y = \frac{11.60 + 10.92}{2} = 11.26 \text{ ton/m}^2$$

$$q_x = 11.33 \times 1.25 = 14.16 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 14.16 \text{ ton/m}^2$$

**TERCER PASO:** Para realizar el diseño por flexión, corte y punzonamiento de la platea de cimentación de espesor uniforme, se dividió la platea en franjas, rectas equidistantes de los ejes de las columnas y placas para realizar el análisis estructural de la platea de cimentación, donde se han obtenido cuatro franjas horizontales tal como se muestra en la

figura 138, donde cada una de ellas se analizan en forma independiente. Este mismo análisis se empleara en el eje perpendicular de la platea de cimentación.

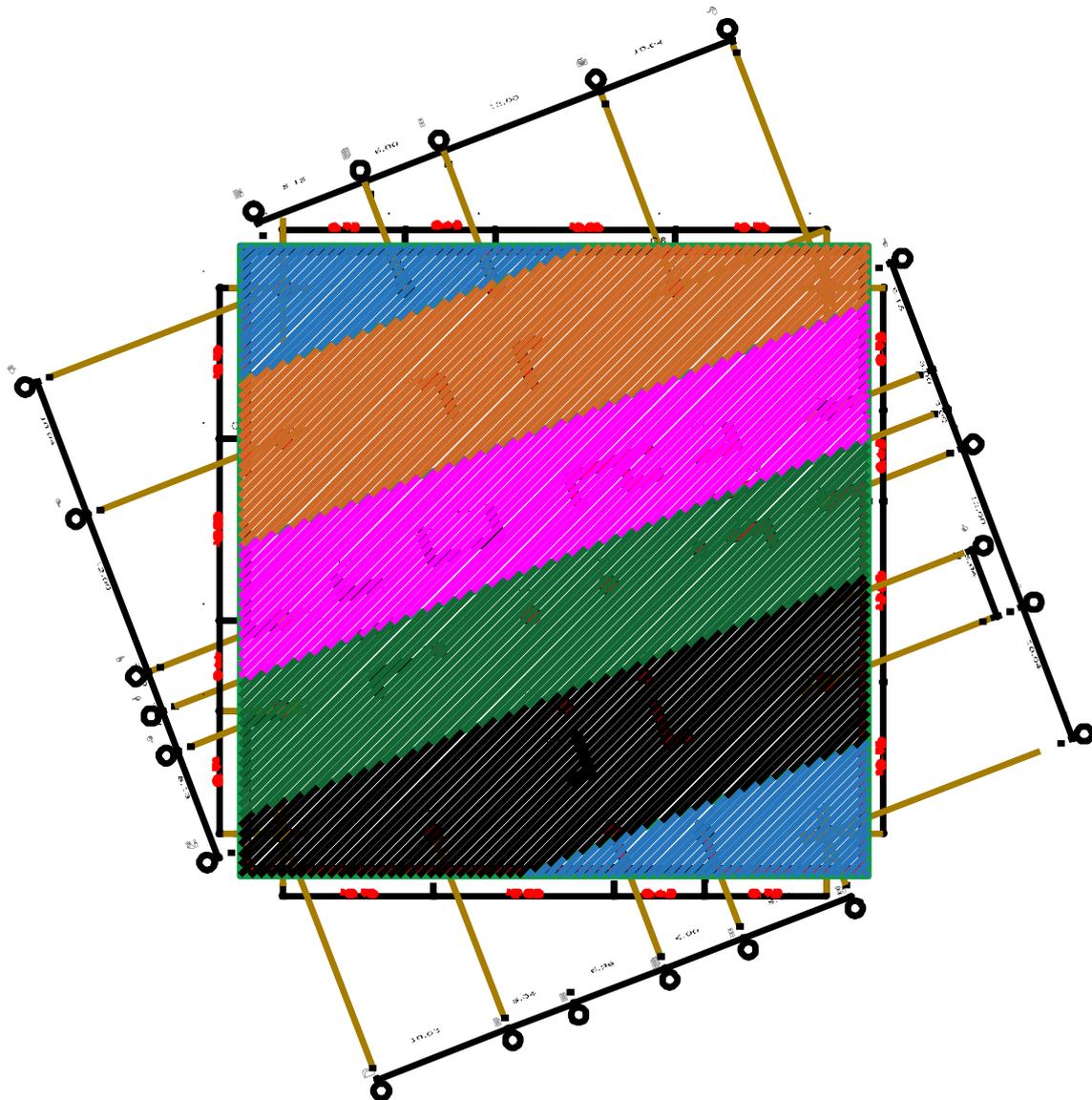


Figura 138: Trazado franjas horizontales en la platea cimentación de espesor uniforme  
Fuente: Propia.

**CUARTO PASO.** Se realiza el análisis estructural por franjas. Como ejemplo se selecciona aleatoriamente una de ellas, en este caso la franja de color verde que pertenece al eje D-D tal como se muestra en el figura 139.

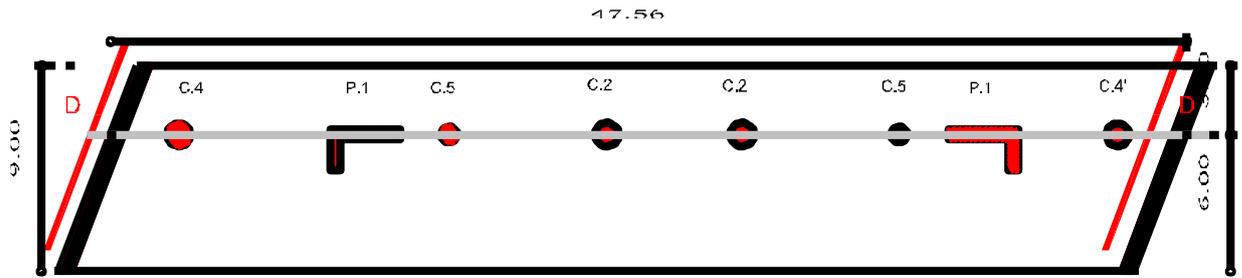


Figura 139: Franja del eje D-D  
Fuente: Propia.

Para realizar el análisis estructural se trabaja con todo el ancho de la franja de color verde, según se muestra en la figura 140.

$$q_u = 14.16 \text{ ton/m}^2 \times 9.00\text{m} = 127.44 \text{ ton/m}$$

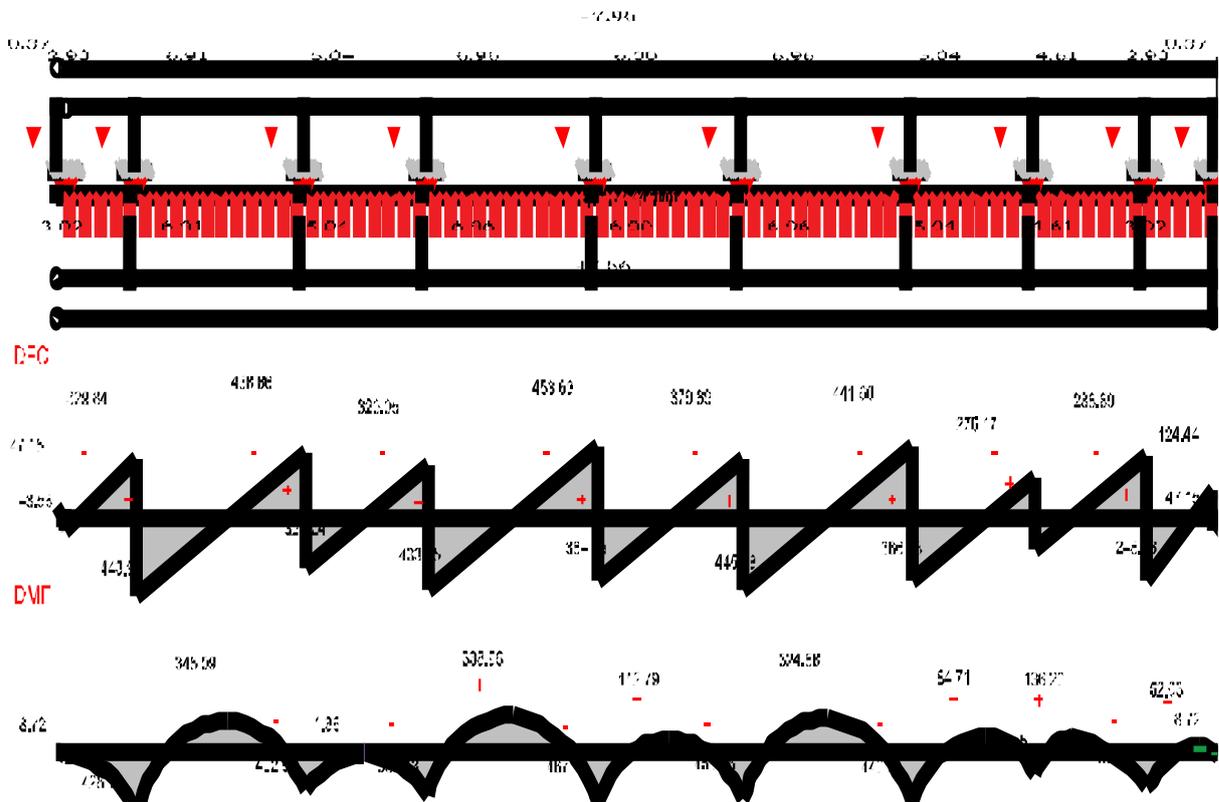


Figura 140: Análisis estructural de la franja del eje D-D  
Fuente: Propia.

#### 4.3.2.1.3. DISEÑO POR CORTE DE LA FRANJA DEL EJE D-D

Una vez realizado el análisis estructural desarrollado en el ítem que precede proveniente del cuarto paso. Para el diseño por fuerza cortante se inició con un peralte de  $h=1.20$  m con un peralte efectivo de  $d=1.10$  m, las líneas de color plomo indican la cara del apoyo y las líneas de color morado indican la fuerza cortante a una distancia  $d=1.100$  m tal como se muestra en la figura 141.

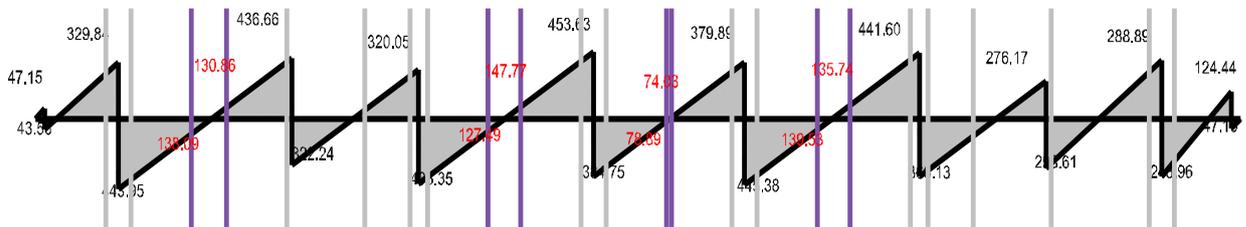


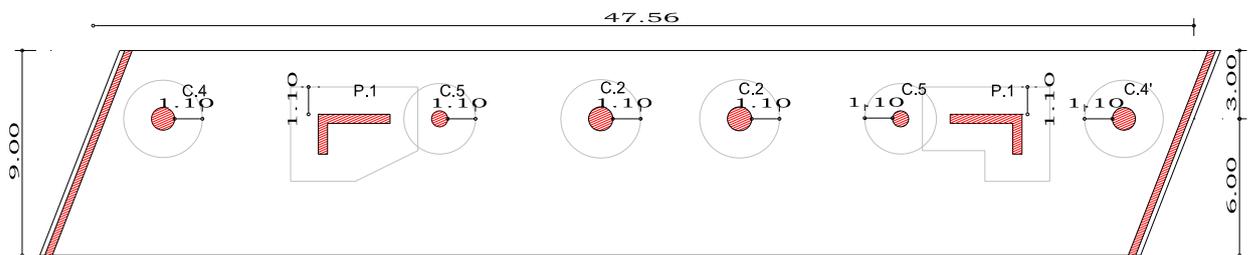
Figura 141: Diagrama de fuerza cortante de la franja del eje D-D  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 900 \times 110 = 646.31 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \dots \text{Si cumple !!!!}$$

#### 4.3.2.1.4. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO DE LA FRANJA DEL EJE D-D

El diseño por punzonamiento de la franja del eje D-D se detalla a continuación para ello se presenta las secciones para evaluar punzonamiento en la figura 142.



$$L_o = 98.72 \text{ m}$$

$$A_o = 89.48 \text{ m}^2$$

$$A = 428.04 \text{ m}^2$$

Figura 142: Secciones para evaluar por punzonamiento en la franja D-D  
Fuente: Propia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \times \left( \frac{30 \times 1}{98.72} + 2 \right) \times \sqrt{210} \times 98.72 \times 1 \times 10 = 7,564.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 98.72 \times 1 \times 10 = 12,889.60 \text{ ton}$$

$$Vu = 14.16 \times (428.04 - 89.48) = 4,794.00 \text{ ton}$$

$$Vu < \phi Vc \dots \text{Si cumple !!!!}$$

#### 4.3.2.1.5. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA FRANJA DEL EJE D-D

Para efectuar el diseño por flexión de la franja del eje D-D se empleara hoja de cálculo Excel tal como se muestra en la tabla 33.

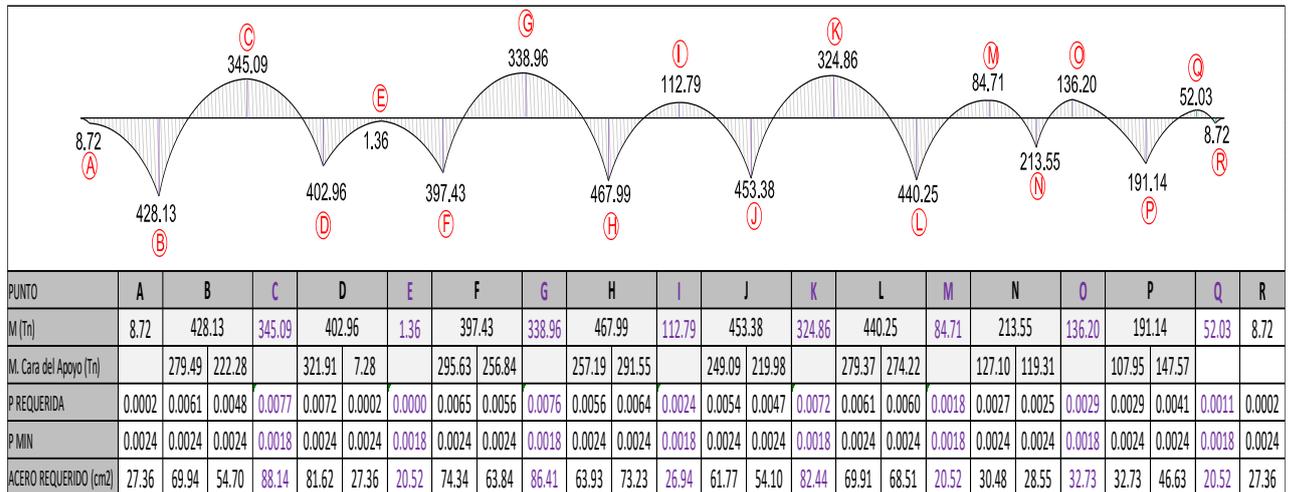


Tabla 33: Diseño por flexión de la franja D-D  
Fuente: Propia.

Cálculo de espaciamiento para acero (+)

$$88.14 \text{ --- --- --- --- --- } 100$$

$$10.06 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$S = \frac{100 \times 10.06}{88.14} = 11.41 \approx \phi 1 \ 3/8" @ 10.00 \text{ cm}$$

Cálculo de espaciamiento para acero (-)

$$81.62 \text{ --- --- --- --- --- } 100$$

$$10.06 \text{ --- --- --- --- --- } S$$

$$S = \frac{100 \times 10.06}{81.62} = 12.33 \approx \phi 1 \ 3/8" @ 10.00 \text{ cm}$$

#### 4.3.2.1.6. VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ DE LA FRANJA DEL EJE D-D

Para concluir el diseño de la franja del eje D-D correspondiente a la platea de cimentación de espesor uniforme se tiene verificar si el método rígido que se ha empleado es lo correcto. Para ello se tiene que verificar la rigidez de todas las franjas en este caso se realizara la verificación de rigidez de franja del eje D-D:

Determinamos el módulo de elasticidad:

$$E = 15000 \times \sqrt{f'c}$$

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula el momento de inercia de la sección transversal por el Teorema de los Ejes Paralelos o el primer Teorema de Steiner:

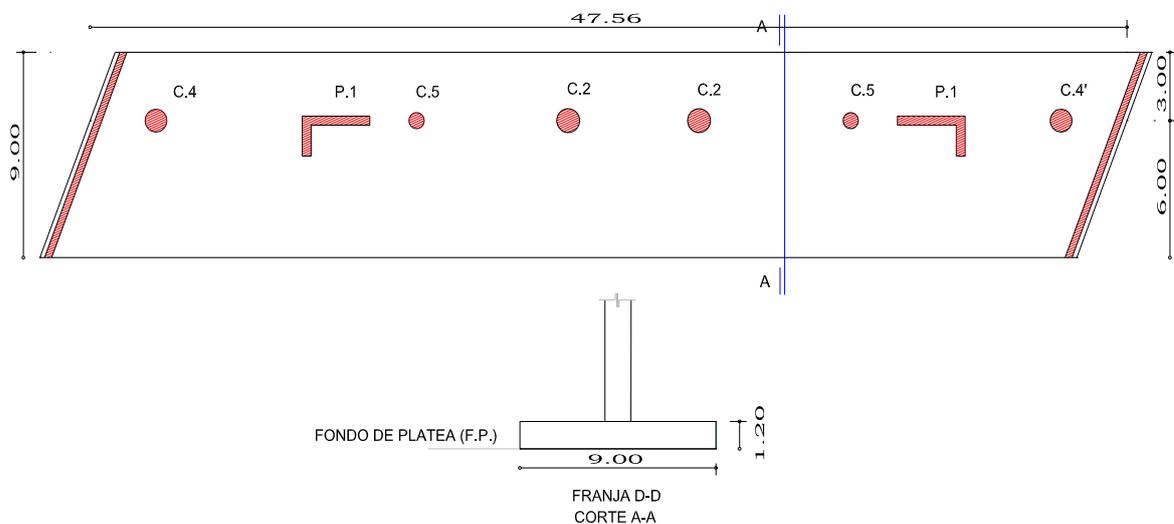


Figura 143: Secciones para calcular momento de inercia de la franja D-D  
Fuente: Propia.

$$I_{FP} = \frac{b \times h^3}{12} + (bh) \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_{FP} = \frac{900 \times 120^3}{12} + (900 \times 120) \left(\frac{120}{2}\right)^2 = 518400000 \text{ cm}^4$$

El módulo de balasto:

$$K_s = 0.875 \text{ kg/cm}^3$$

Una vez obtenido los datos necesario se verificara si la cimentación es rígido o flexible:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{0.875 \times 900}{4 \times 217370.65 \times 518400000}} = 1.149 \times 10^{-3}$$

$$L = \frac{6.91 + 5.04 + 6.96 + 6.00 + 6.96 + 5.04 + 4.61}{7} = 5.93 \text{ m} \approx 593 \text{ cm}$$

$$\lambda L = 1.149 \times 10^{-3} \times 593 = 0.68$$

$$\lambda L < \pi/2 \implies 0.68 < 1.57 \dots \dots \text{ok}$$

$$\lambda L < 0.75 \implies 0.68 < 0.75 \dots \dots \text{ok}$$

La platea de cimentación de espesor uniforme es rígida ya que se ha verificado la rigidez de la franja del eje D-D. Entonces, el método rígido empleado para este diseño es correcto. Y si es rígido se puede ignorar los hundimientos del suelo.

#### 4.3.2.1.7. DETALLADO DE ACERO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME.

El detallado de refuerzo de la platea de cimentación de espesor uniforme que viene a ser la cuarta alternativa de cimentación se muestra en el anexo IV, donde se representa la sección de la platea de cimentación, espaciamiento de aceros y entre otros.

Se ha tenido en cuenta en el detallado de acero las disposiciones de la norma para la platea de cimentación de espesor uniforme.

A continuación se muestra el corte transversal de la platea de cimentación de espesor uniforme.

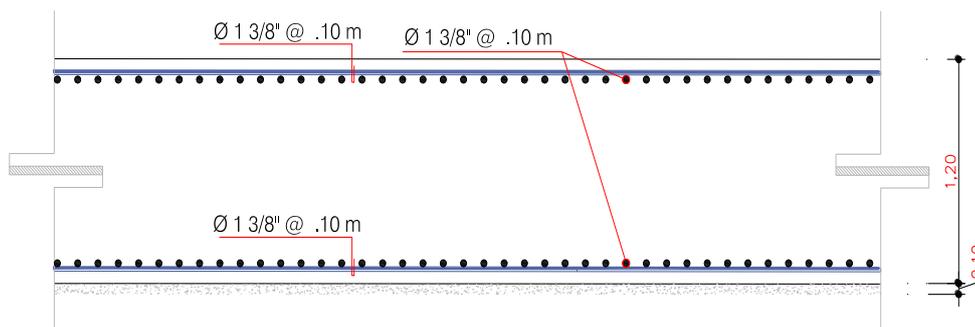


Figura 144: Detallado de acero de la platea de cimentación de espesor uniforme  
Fuente: Propia.

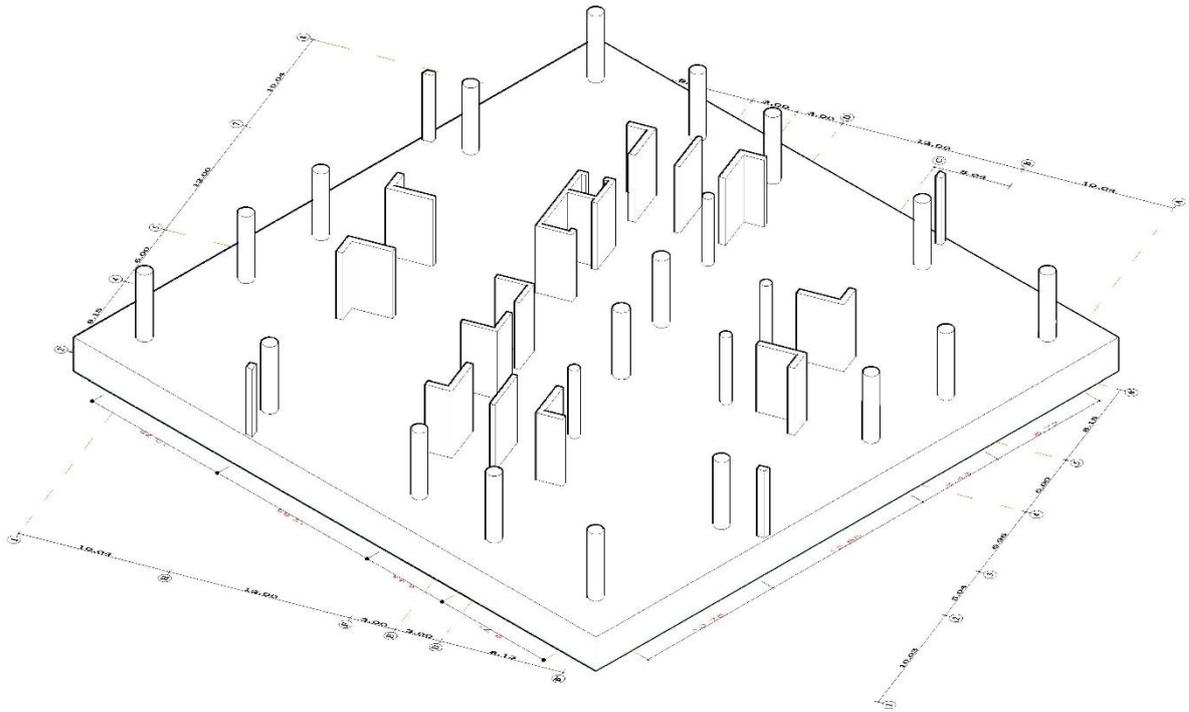


Figura 145: Vista en 3D de la platea de cimentación de espesor uniforme  
Fuente: Propia.

#### 4.3.2.1. MÉTODO FLEXIBLE

El diseño por el método flexible desarrollado en el presente ítem tiene como objetivo contrastar y verificar los valores obtenidos por el método rígido.

El método flexible es más preciso que el método rígido, ya que considera la flexibilidad de la cimentación ante la presencia de cargas que llegan a la base. Este método es más real pero no deja de ser un método aproximado, Fratelli (1993). Asimismo, menciona que la platea de cimentación se comporta como apoyada en un medio elástico tal como se muestra en la figura 146, cuya resolución matemática es muy compleja.

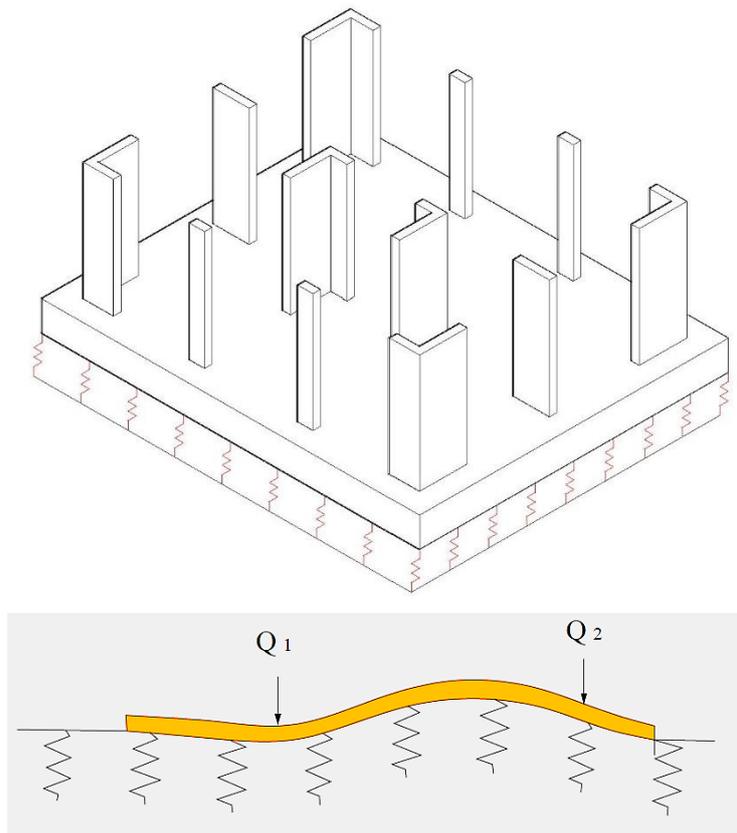


Figura 146: Principios del método flexible  
Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das"

Para el desarrollo se debe aplicar hipótesis simplificadas. La norma ACI 436 propone un método aproximado para plateas de cimentación, la cual sugiere los siguientes pasos para su desarrollo.

**PRIMER PASO:** Determinar el peralte útil de la placa, como si fuera rígida.

Según Blanco (1998) menciona el criterio para establecer si una cimentación es rígida o flexible, a partir del parámetro  $\lambda$  o  $\lambda L$  denominado "longitud característica", donde  $\lambda$  es un coeficiente que relaciona la rigidez del suelo a la rigidez de la estructura.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

Asimismo:

$K_s$ = Módulo de balasto (kg/cm<sup>3</sup>);  $E$ = Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>);

$I$ = Momento de inercia de la sección transversal (cm<sup>4</sup>)

Blanco (1998) menciona que la cimentación es rígida y se puede suponer una distribución lineal de presiones si cumple lo siguiente:

$$\lambda L < 0.75$$

**SEGUNDO PASO:** Determinar la rigidez a flexión,  $D$ , de la platea de cimentación.

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \nu^2)} [Lb.in]$$

Donde:

$E_c$ = módulo de elasticidad del concreto.

$t$ = peralte efectiva de la platea.

$\nu$ = módulo de poisson del concreto

**TERCER PASO:** Determinar el radio de rigidez efectiva

$$L = \left(\frac{D}{K_s}\right)^{0.25} [cm]$$

Donde:

$K_s$ = módulo de balasto.

$D$ = rigidez a flexión de la platea

En la figura 147, se puede observar que “ $r$ ”, es la distancia del punto de aplicación de carga hacia la distancia que se desea calcular momentos, cortantes y asentamientos. “ $L$ ” es el radio de rigidez efectiva.

Para tener un mejor entendimiento se muestra la figura 147.

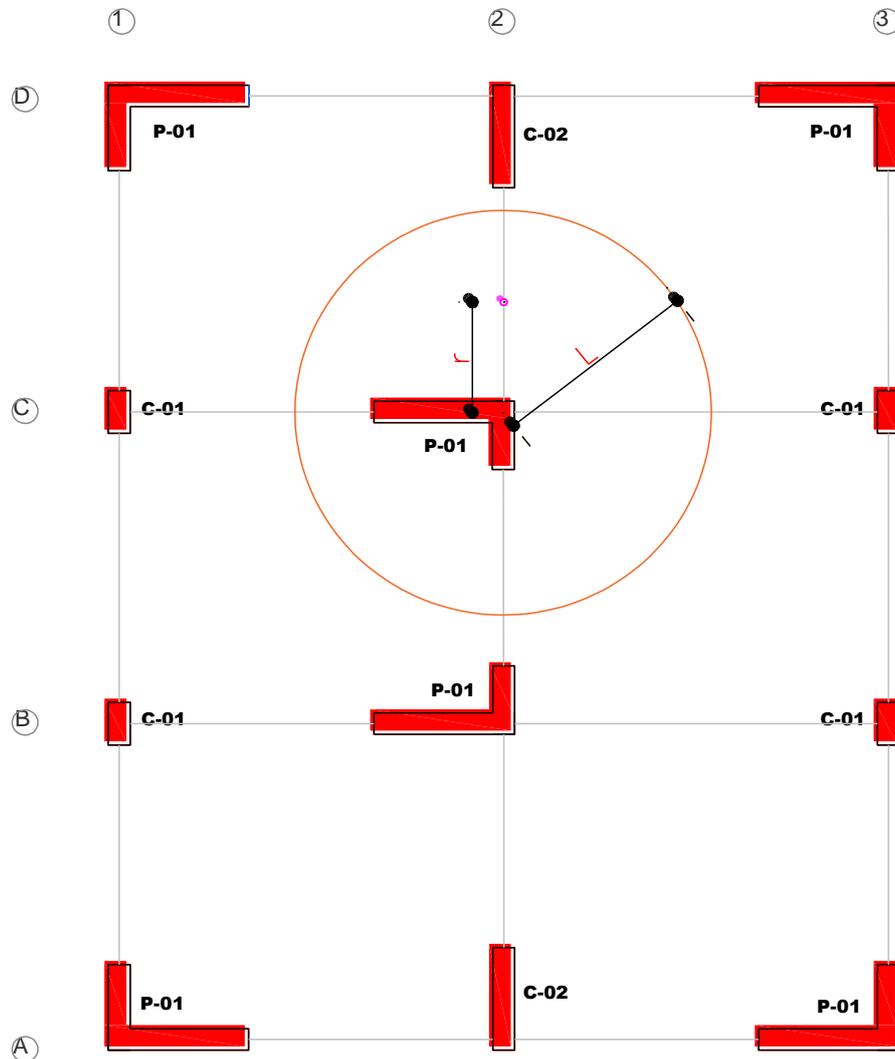


Figura 147: Esquema los valores “ $r$ ” y “ $L$ ”.  
Fuente: propia

**CUARTO PASO:** Hetenyi (1946) menciona se debe determinar los factores  $Z$ , que está a razón de distancia  $r/L$ , donde,  $r$  representa la distancia desde el punto de aplicación de la carga a donde se quiere calcular los esfuerzos de la patea, a continuación se muestra la figura 148.

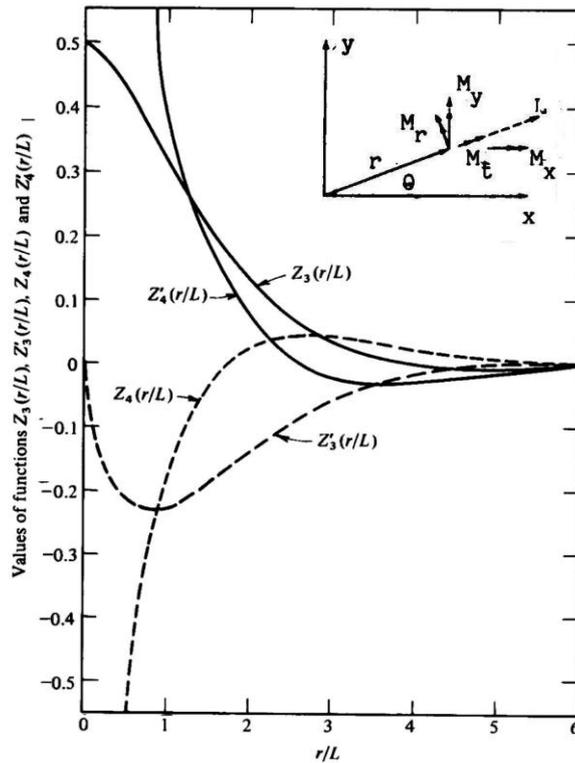


Figura 148: Factores para cálculo de momentos, cortantes y asentamientos.  
Fuente: Método del comité ACI 436

Una vez determinado los factores Z se calcula momentos radiales y tangenciales, cortantes y asentamientos mediante las siguientes expresiones:

Momento radial:

$$M_r = -\frac{P}{4} \left[ Z_4 - \frac{(1-\nu)}{x} Z'_3 \right]$$

Momento tangencial:

$$M_t = -\frac{P}{4} \left[ \nu Z_4 + \frac{(1-\nu)}{x} Z'_3 \right]$$

Cortante:

$$V = -\frac{P}{4L_e} Z'_4$$

Asentamiento:

$$\delta = \frac{PL_e^2}{4D} Z_3$$

En la figura 148,  $\theta$ , representa el ángulo de inclinación desde donde se pretende descomponer al momento tangencial y radial.

Los momentos que se calcula se encuentran en coordenadas polares, por lo que habrá que hacer modificaciones para trasladarlos a coordenadas cartesianas.

$$M_x = M_r \cos^2 \theta + M_T \operatorname{sen}^2 \theta$$

$$M_y = M_r \operatorname{sen}^2 \theta + M_T \cos^2 \theta$$

#### **4.3.2.2.1. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN DE ESPESOR UNIFORME POR EL METODO FLEXIBLE**

Tal como se ha manifestado en el acápite que antecede, en el cuál se da a conocer los fundamentos teóricos del método flexible, se desea verificar la credibilidad del método de las franjas, con la aplicación de este otro método.

Para iniciar el diseño de platea de cimentación de espesor uniforme por el método flexible que ha sido desarrollado por el Comité 436 del ACI, se identificó las cargas actuantes en la platea de cimentación de espesor uniforme, en la figura 149 se muestra los valores de carga en cada columna y placa.

Para el análisis de momentos y fuerzas cortantes se eligió aleatoriamente el eje D-D, donde será analizado punto por punto, 10 puntos de análisis. Como ejemplo de análisis se eligió aleatoriamente el punto 6 donde se calculara el momento flector, fuerzas cortantes y asentamiento de dicho punto.

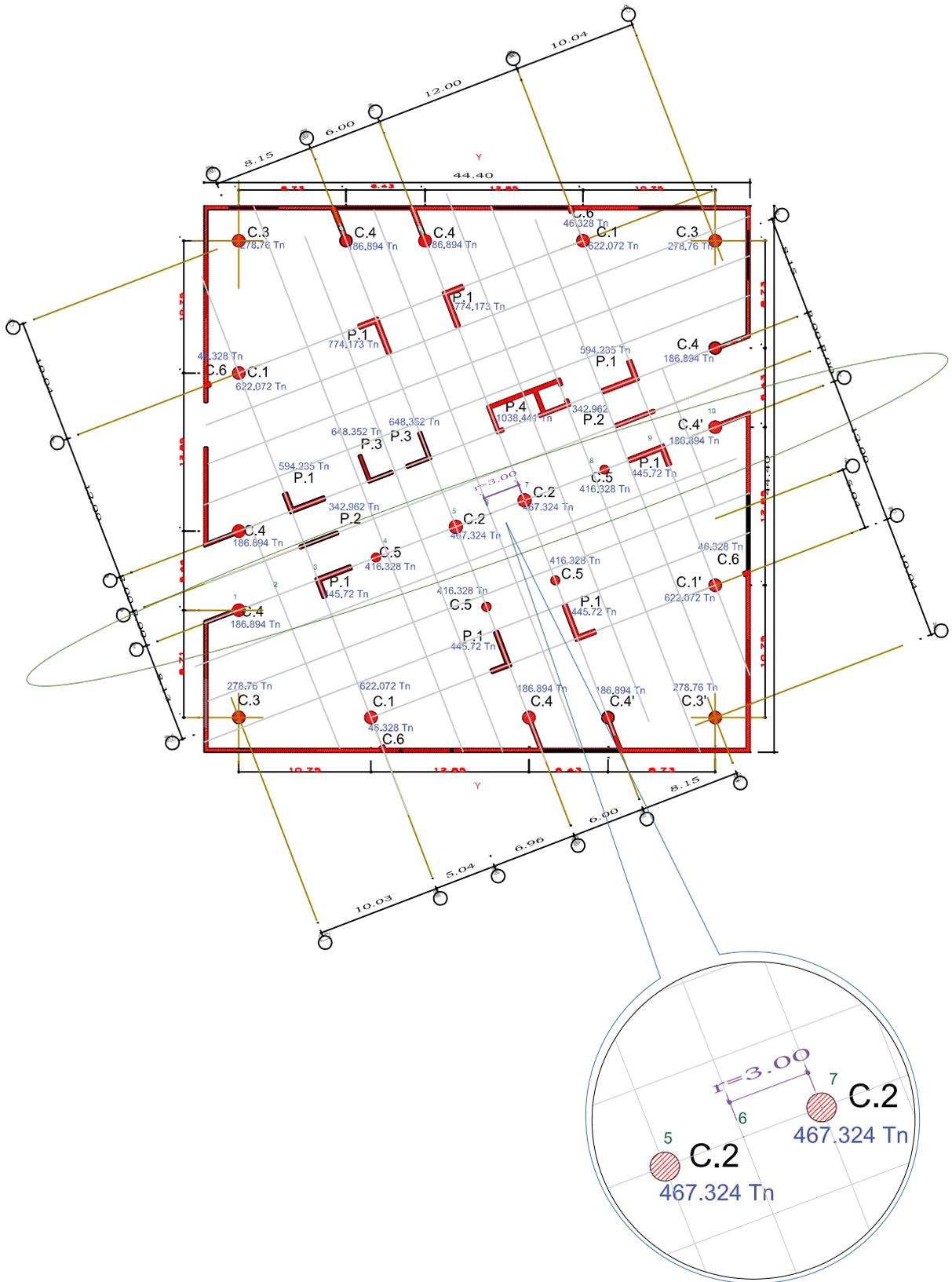


Figura 149: Cargas, cuadrantes y mallado interno en la platea de cimentación.  
Fuente: Propia

El referente para la obtención de momentos flectores, fuerzas cortantes y asentamiento son las columnas y placas, donde los momentos negativos se darán en las columnas y placas y los momentos positivos máximos estará aproximadamente en la mitad entre columna y placa.

A continuación se muestra el procedimiento de diseño:

**PRIMER PASO:** Como primer paso en el ítem 4.3.2.1.2. Se ha observado el procedimiento del cálculo del peralte de la platea de cimentación. Como si fuera rígida.

Determinamos el módulo de elasticidad:

$$E = 15000 \times \sqrt{f'c}$$

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula el momento de inercia de la sección transversal por el Teorema de los Ejes Paralelos o el primer Teorema de Steiner:

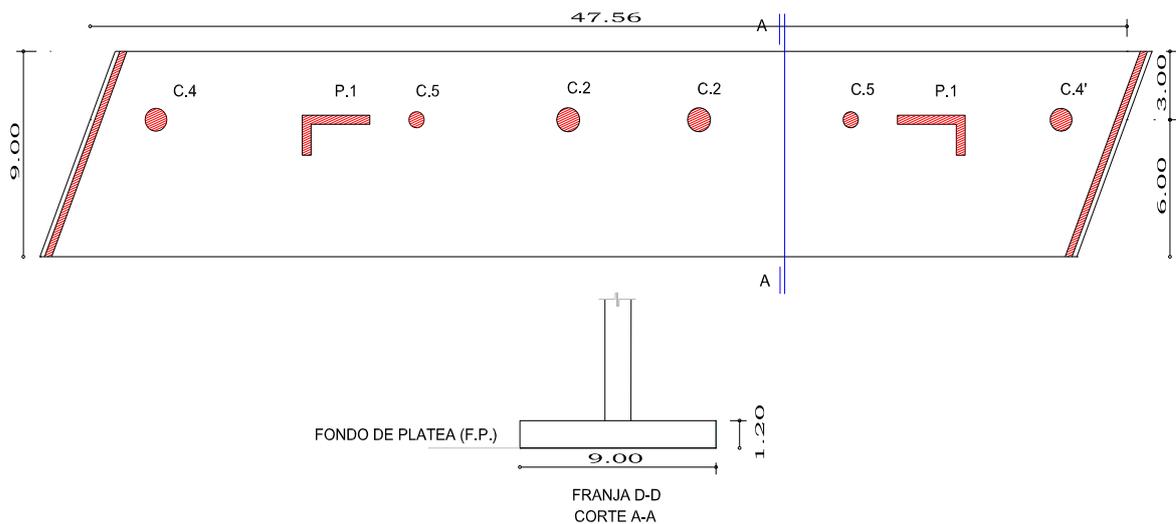


Figura 150: Secciones para calcular momento de inercia de la franja D-D  
Fuente: Propia.

$$I_{FP} = \frac{b \times h^3}{12} + (bh)(h/2)^2$$

$$I_{FP} = \frac{900 \times 120^3}{12} + (900 \times 120)(60)^2 = 518400000 \text{ cm}^4$$

El módulo de balasto:

$$K_s = 0.875 \text{ kg/cm}^3$$

Una vez obtenido los datos necesario se verificara si la cimentación es rígido o flexible:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{0.875 \times 900}{4 \times 217370.65 \times 518400000}} = 1.149 \times 10^{-3}$$

$$L = \frac{6.91 + 5.04 + 6.96 + 6.00 + 6.96 + 5.04 + 4.61}{7} = 5.93 \text{ m} \approx 593 \text{ cm}$$

$$\lambda L = 1.149 \times 10^{-3} \times 593 = 0.68$$

$$\lambda L < \pi/2 \implies 0.68 < 1.57 \dots \dots \text{ok}$$

$$\lambda L < 0.75 \implies 0.68 < 0.75 \dots \dots \text{ok}$$

La platea de cimentación de espesor uniforme es rígida ya que se ha verificado la rigidez de la franja del eje D-D.

**SEGUNDO PASO:** Se calcula de la rigidez a flexión, D, de la platea de cimentación, para dicho cálculo previamente se debe determinar el módulo de elasticidad de concreto, el módulo de poisson y el peralte efectivo tal como se muestra a continuación:

- Módulo de elasticidad del concreto:

$$E = 15000 \times \sqrt{f'c}$$

$$E = 15000 \times \sqrt{210} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 217370.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{2.54^2 \text{ cm}^2}{1^2 \text{ pulg}^2} \times \frac{2.2 \text{ lb}}{1 \text{ kg}}$$

$$E = 3085254.67 \text{ Psi}$$

- Módulo de poisson del concreto:

$$v = 0.20$$

- Peralte efectiva de la platea:

$$t = \frac{120 \text{ cm}}{2.50 \text{ cm}} = 48 \text{ in}$$

Con los datos obtenidos se calculó la rigidez a flexión.

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1 - v^2)} [\text{Lb. in}]$$

$$D = \frac{3085254.67 \times 48^3}{12(1 - 0.20^2)} = 2.9618444 \times 10^{10} \text{ Lb. in}$$

$$D = 3.4195834 \times 10^{10} \text{ kg. cm}$$

**TERCER PASO:** cálculo de radio de rigidez efectiva, de acuerdo a la teoría presentada en el presente ítem será igual a:

$$L = \left( \frac{D}{K_s} \right)^{0.25}$$

$$L = \left( \frac{3.4195834 \times 10^{10}}{0.875} \right)^{0.25} = 444.62 \text{ cm}$$

**CUARTO PASO:** Para efectuar el cálculo de momentos flectores, fuerzas cortantes y asentamientos se calcula nudo por nudo, en la figura 149 se muestra el número de nudos de color verde.

Una vez definidos los nudos se calculó el valor de  $r$ , que es la distancia desde un punto de aplicación de carga hacia donde se quiere obtener el momento para este ejemplo se ha tomado el nudo 6.

$$r = 300 \text{ cm}$$

Una vez obtenido la distancia desde el punto de aplicación de carga se calculó el valor del coeficiente para entrar al ábaco de factores para cálculo de momentos, cortantes y asentamientos.

$$\frac{r}{L} = \frac{300}{444.62} = 0.675$$

Una vez calculado el coeficiente se determinó los factores  $Z$ , a continuación se muestra las obtenciones de factores:

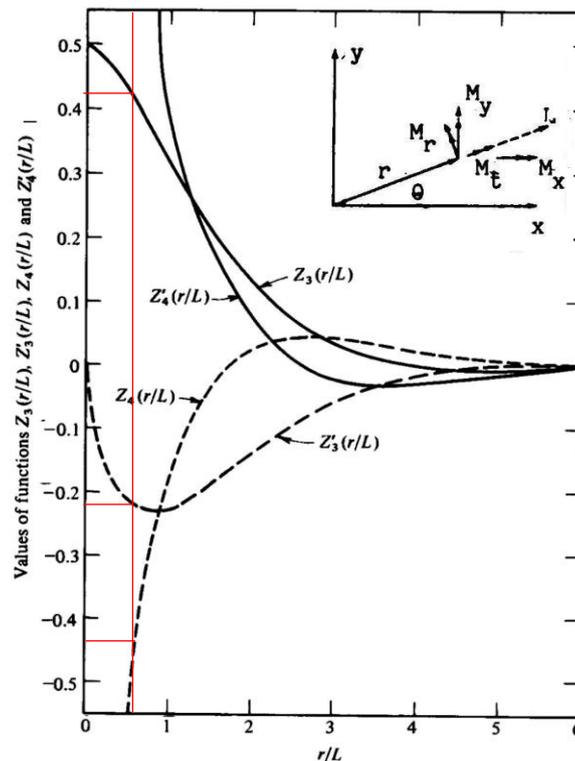


Figura 151: Obtención factores para cálculo de momentos, cortantes y asentamientos.  
Fuente: Método del comité ACI 436

$$Z_3 = 0.42 \quad Z'_3 = -0.22 \quad Z_4 = -0.44$$

Una vez determinado los factores Z, se procedió a calcular las fuerzas cortantes y momentos radiales y tangenciales.

Momento radial:

$$M_r = -\frac{467324.00}{4} \left[ (-0.44) - \frac{(1 - 0.20)}{0.675} (-0.22) \right] = 20943.038 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Momento tangencial:

$$M_t = -\frac{467324.00}{4} \left[ (0.20)(-0.44) + \frac{(1 - 0.20)}{0.675} (-0.22) \right] = 40743.729 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Cortante:

$$V = -\frac{467324.00}{4(444.62)} (-0.44) = 115.617 \text{ kg}$$

Asentamiento:

$$\delta = \frac{(467324.00)(444.62)^2}{4(3.4195834 \times 10^{10})} (0.42) = 0.2836 \text{ cm}$$

Una vez calculado los momentos radiales y tangenciales se procedió finalmente a calcular los momentos en las direcciones principales de análisis X y Y.

$$M_x = 20943.038 \cos^2 180 + 40743.729 \sen^2 180 = 20943 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_y = 20943.038 \sen^2 180 + 40743.729 \cos^2 180 = 40743.729 \text{ kg} - \text{cm}$$

Los momentos calculados han sido calculados para efectos que se produce en el nudo 6 sin embargo alrededor hay otras cargas, por lo que se debería realizar los mismos cálculos, por efecto de las demás cargas y aplicar el método de superposición para determinar los efectos totales.

A continuación se muestra los momentos flectores obtenidos por el método flexible, tal como se muestra en la figura 152.

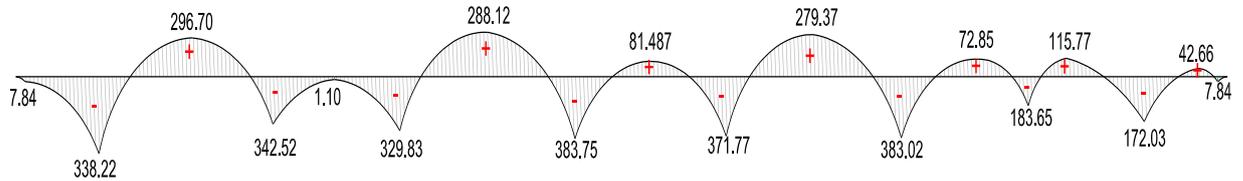


Figura 152: Diagrama de momentos flectores obtenido por el método flexible  
Fuente: Propia

#### 4.3.2.2.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA FRANJA DEL EJE D-D

Para efectuar el diseño por flexión de la franja del eje D-D se empleó hoja de cálculo Excel tal como se muestra en la tabla 34.

PUNTO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R								
M(Tn)	7.84	338.22	296.70	342.52	1.10	329.83	288.12	383.75	81.49	371.77	279.37	383.02	72.85	183.65	115.77	172.03	42.66	7.84								
M. Cara del Apoyo (Tn)		189.58	132.37	261.47	0.00	228.03	189.24	172.95	207.31	167.48	138.37	222.14	216.99	97.20	89.41	88.84	128.46									
P REQUERIDA	0.0002	0.0041	0.0028	0.0065	0.0057	0.0000	0.0000	0.0049	0.0040	0.0063	0.0037	0.0045	0.0017	0.0036	0.0029	0.0061	0.0048	0.0047	0.0015	0.0020	0.0019	0.0024	0.0024	0.0037	0.0009	0.0002
P MIN	0.0024	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024	0.0024	0.0018	0.0024
ACERO REQUERIDO (cm <sup>2</sup> )	27.36	46.22	31.78	74.64	65.08	27.36	20.52	56.21	46.14	72.29	41.98	50.80	20.52	40.59	33.28	69.91	54.66	53.32	20.52	27.36	27.36	27.68	27.68	41.74	20.52	27.36

Tabla 34: Diseño por flexión de la franja D-D  
Fuente: Propia

Calculo de espaciamento para acero (+)

$$74.64 \text{ --- } 100$$

$$10.06 \text{ --- } S$$

$$S = \frac{100 \times 10.06}{74.64} = 13.48 \approx \phi 1 \ 3/8" \ @ \ 12.50 \text{ cm}$$

Calculo de espaciamento para acero (-)

$$\begin{aligned}
 &65.08 \text{ --- --- --- --- --- } 100 \\
 &10.06 \text{ --- --- --- --- --- } S \\
 S &= \frac{100 \times 10.06}{81.62} = 15.45 \approx \text{Ø } 1 \frac{3}{8}'' @ 15.00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### 4.3.2.2.2. DETALLADO DE ACERO DE LA PLATEA DE CIMENTACION DE ESPESOR UNIFORME OBTENIDOS DEL MÉTODO FLEXIBLE

El detallado de refuerzo de la platea de cimentación de espesor uniforme obtenido del método flexible es tal igual a la alternativa cuatro, con la única diferencia del espaciamiento de aceros

Se ha tenido en cuenta en el detallado de acero las disposiciones de la norma para la platea de cimentación de espesor uniforme obtenidos por el método flexible.

A continuación se muestra el corte transversal de las platea de cimentación de espesor uniforme.

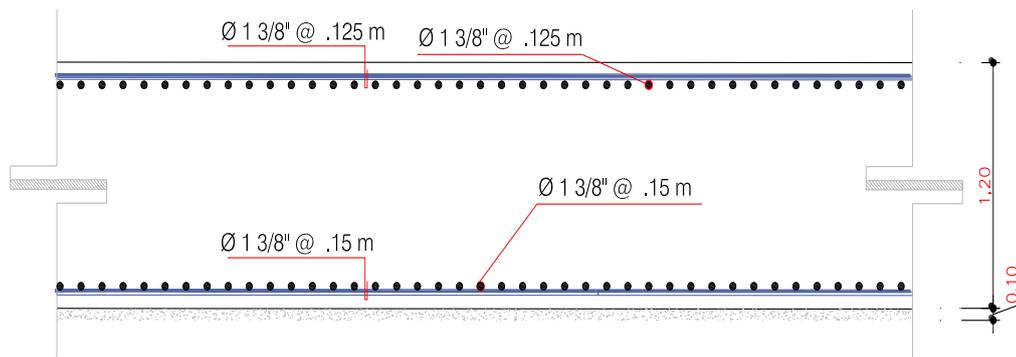


Figura 153: Detallado de acero de la platea de cimentación de espesor uniforme obtenidos del método flexible  
Fuente: Propia

## **CAPÍTULO V**

### **ANÁLISIS DE COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN**

En el presente capítulo se efectuó el metrado de materiales de la cimentación existente y de las cuatro alternativas de cimentación desarrolladas en el capítulo V. Una vez determinado la cantidad de insumo de la cimentación existente y de las cuatro alternativas de cimentación, se procedió al cálculo del costo de cada alternativa de cimentación considerando la mano de obra de cada partida.

Se efectuó un análisis comparativo en costos teniendo como patrón de referencia la cimentación existente y de esta forma se eligió la cimentación más económica.

La consideración de los precios unitarios para el costo de cada alternativa de cimentación y de la cimentación existente se extrajo de la Revista Costos (04-2018), Construcción, Arquitectura e Ingeniería.

#### **5.1. COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN**

Para el desarrollo del presente ítem se realizó el metrado de las partidas que comprende cada alternativa de cimentación y de la cimentación existente como excavaciones de zanjas, concreto, acero, encofrado y así mismo se calculó el costo de cada alternativa de cimentación.

**ALTERNATIVA I. Zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión.**

<b><u>COSTO DE LA ALTERNATIVA 01</u></b>					
<b>TESIS:</b> ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA EDIFICACIONES CIMENTADAS EN UN TERRENO CON ASENTAMIENTO					
<b>ALTER. 01:</b> ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CC					
<b>ELABOR:</b> BACH. MORALES CURO, FILDER ANTONIO					
<b>FECHA:</b> ABRIL - 2018					
<b>ITEM</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UND</b>	<b>METRADO</b>	<b>PRECIO S/.</b>	<b>PARCIAL S/.</b>
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>9,405.16</b>
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,007.04	3.65	7,325.70
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	1,004.57	2.07	2,079.47
<b>02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>166,149.54</b>
02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	1,769.99	49.85	88,234.16
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	509.10	45.69	23,260.92
02.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	894.83	4.64	4,152.03
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,639.16	30.81	50,502.44
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>19,816.15</b>
03.01	SOLADOS e=4"	m2	796.47	24.88	19,816.15
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>750,923.96</b>
04.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2	m3	1,029.51	322.16	331,667.94
04.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	68,202.44	6.05	412,624.77
04.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	117.87	56.26	6,631.25
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>946,294.81</b>

Tabla 35: Costo de la alternativa I  
Fuente: Propia (Precios extraído de R. Costos)

**ALTERNATIVA II. Emparrillado de cimentación con viga rígida.**

<b><u>COSTO DE LA ALTERNATIVA 02</u></b>					
<b>TESIS:</b> ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA EDIFICACIONES CIMENTADAS EN UN TERRENO CON ASENTAMIENTO					
<b>ALTER. 01:</b> EMPARRILLADO DE CIMENTACION CON VIGA RIGIDA					
<b>ELABOR:</b> BACH. MORALES CURO, FILDER ANTONIO					
<b>FECHA:</b> ABRIL - 2018					
ITEM	DESCRIPCION	UND	METRADO	PRECIO S/.	PARCIAL S/.
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>10,709.77</b>
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,007.04	3.65	7,325.70
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	1,634.82	2.07	3,384.07
<b>02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>244,884.45</b>
02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	2,576.13	49.85	128,419.98
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	1,296.11	45.69	59,219.47
02.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	1,288.06	4.64	5,976.62
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,664.02	30.81	51,268.38
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>32,047.03</b>
03.01	SOLADOS e=4"	m2	1,288.06	24.88	32,047.03
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>930,491.59</b>
04.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2	m3	1,280.01	322.16	412,369.18
04.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	83,526.55	6.05	505,335.64
04.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	227.28	56.26	12,786.77
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>1,218,132.84</b>

Tabla 36: Costo de la alternativa II  
Fuente: Propia (Precios extraído de R. Costos)

**ALTERNATIVA III. Platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.**

<b><u>COSTO DE LA ALTERNATIVA 03</u></b>					
<b>TESIS:</b> ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA EDIFICACIONES CIMENTADAS EN UN TERRENO CON ASENTAMIENTO					
<b>ALTER. 01:</b> 0.00					
<b>ELABOR:</b> BACH. MORALES CURO, FILDER ANTONIO					
<b>FECHA:</b> ABRIL - 2018					
<b>ITEM</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UND</b>	<b>METRADO</b>	<b>PRECIO S/.</b>	<b>PARCIAL S/.</b>
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>11,480.27</b>
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,007.04	3.65	7,325.70
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	2,007.04	2.07	4,154.57
<b>02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>386,029.66</b>
02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	4,014.08	49.85	200,101.89
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	2,809.86	45.69	128,382.32
02.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	2,007.04	4.64	9,312.67
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,565.49	30.81	48,232.78
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>49,935.16</b>
03.01	SOLADOS e=4"	m2	2,007.04	24.88	49,935.16
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>894,602.54</b>
04.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2	m3	1,021.00	322.16	328,926.91
04.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	90,118.48	6.05	545,216.80
04.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	363.65	56.26	20,458.84
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>1,342,047.62</b>

Tabla 37: Costo de la alternativa III  
Fuente: Propia (Precios extraído de R. Costos)

**ALTERNATIVA IV. Platea de cimentación de espesor uniforme.**

<b><u>COSTO DE LA ALTERNATIVA 04</u></b>					
<b>TESIS:</b> ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA EDIFICACIONES CIMENTADAS EN UN TERRENO CON ASENTAMIENTO					
<b>ALTER. 01:</b> 0.00					
<b>ELABOR:</b> BACH. MORALES CURO, FILDER ANTONIO					
<b>FECHA:</b> ABRIL - 2018					
ITEM	DESCRIPCION	UND	METRADO	PRECIO S/.	PARCIAL S/.
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>11,480.27</b>
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,007.04	3.65	7,325.70
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	2,007.04	2.07	4,154.57
<b>02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>378,110.08</b>
02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	4,014.08	49.85	200,101.89
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	1,404.93	45.69	64,191.16
02.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	2,007.04	4.64	9,312.67
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	3,391.90	30.81	104,504.37
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>49,935.16</b>
03.01	SOLADOS e=4"	m2	2,007.04	24.88	49,935.16
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>4,790,405.50</b>
04.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2	m3	2,408.45	322.16	775,905.61
04.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	663,553.70	6.05	4,014,499.89
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>5,229,931.00</b>

Tabla 38: Costo de la alternativa IV  
Fuente: Propia (Precios extraído de R. Costos)

## CIMENTACIÓN EXISTENTE:

<b><u>COSTO DE LA CIMENTACION EXISTENTE</u></b>					
<b>TESIS:</b> ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA EDIFICACIONES CIMENTADAS EN UN TERRENO CON ASENTAMIENTO					
<b>ALTER. 01:</b> ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CC					
<b>ELABOR:</b> BACH. MORALES CURO, FILDER ANTONIO					
<b>FECHA:</b> ABRIL - 2018					
ITEM	DESCRIPCION	UND	METRADO	PRECIO S/.	PARCIAL S/.
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>9,476.96</b>
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,007.04	3.65	7,325.70
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	1,039.26	2.07	2,151.26
<b>02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>158,385.49</b>
02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	1,684.74	49.85	83,984.51
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	477.88	45.69	21,834.40
02.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	911.23	4.64	4,228.09
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,568.92	30.81	48,338.48
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>19,816.15</b>
03.01	SOLADOS e=4"	m2	796.47	24.88	19,816.15
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>869,102.58</b>
04.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2	m3	1,070.35	322.16	344,822.76
04.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	81,497.30	6.05	493,058.67
04.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	554.94	56.26	31,221.15
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>1,056,781.17</b>

Tabla 39: Costo de la cimentación existente  
Fuente: Propia (Precios extraído de R. Costos)

Para realizar el análisis comparativo de las alternativas de cimentación planteadas en esta tesis, con la cimentación existente, se ha tenido que encontrar un factor de corrección, tal, que permita modificar los valores de los momentos flectores obtenidos para efectos de asentamientos diferenciales puesto que la cimentación del proyecto existente se trabajó con la norma de concreto armado E060 del año 1989, donde el factor de amplificación por asentamiento era de 1.25. Cabe aclarar que el diseño de todas las alternativas de cimentación planteadas en la presente tesis se han trabajado con la norma E060 vigente desde agosto del 2009, donde el factor de amplificación por asentamiento, se especifica de 1.05. El factor de corrección es:

$$\text{factor de correccion por asentamiento} = \frac{1.25}{1.05} = 1.19$$

Por otro lado la amplificación de cargas con la norma E 060 del año 1989 fué (1.5CM+1.8CV) y en la norma actual es (1.4CM+1.7CV), teniendo esta diferencia Otazzi (2011) realizo un comparativo de la relación entre las cargas amplificadas y las cargas de servicio, según las normas 1989 y del 2009, a continuación se muestra la tabla 40.

D/L	Cociente Wu/Ws Norma E060 -1989 (1.5,1.8)	Cociente Wu/Ws Norma E060 - 2009 (1.4,1.7)
1.0	1.65	1.55
1.5	1.62	1.52
2.0	1.60	1.50
3.0	1.58	1.48
4.0	1.56	1.46

Tabla 40: Relación usual carga muerta y carga viva  
Fuente: Apuntes de concreto armado, Otazzi(2011)

El proyecto existente, tiene relaciones aproximadas de carga muerta / carga viva de 3 la cual en la norma E060 de 1989 daba una relación de carga ultima / carga de servicio igual 1.58. Con la norma vigente la relación de carga ultima / carga de servicio es 1.48

$$\text{Factor de correccion por cambio de factores de amplificacion CM y CV} = \frac{1.58}{1.48} = 1.068$$

Teniendo los factores, se realizó la corrección de cantidad de acero que debería de ir de acuerdo a la norma vigente 2009.

ITEM	DESCRIPCION	UND	PARCIAL	FACTOR(F)	SUB TOTAL
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				
04.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg			
	VIGAS DE CONEXIÓN		38,266.34	1.068	35,829.91
	ZAPATAS CONCENTRICAS Y COMBINADAS		43,230.96	1.19	36,328.54
	<b>TOTAL</b>		<b>81,497.30</b>		<b>72,158.44</b>

Tabla 41: Metrado de acero corregido  
Fuente: Propia (Precios extraído de R. Costos)

<b><u>COSTO DE LA CIMENTACION EXISTENTE CORREGIDA</u></b>					
<b>TESIS:</b> ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA EDIFICACIONES CIMENTADAS EN UN TERRENO CON ASENTAMIENTO					
<b>ALTER. 01:</b> ZAPATAS CONCÉNTRICAS Y COMBINADAS CONECTADAS CON VIGAS DE CO					
<b>ELABOR:</b> BACH. MORALES CURO, FILDER ANTONIO					
<b>FECHA:</b> ABRIL - 2018					
<b>ITEM</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UND</b>	<b>METRADO</b>	<b>PRECIO S/.</b>	<b>PARCIAL S/.</b>
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>9,476.96</b>
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,007.04	3.65	7,325.70
01.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	1,039.26	2.07	2,151.26
<b>02</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>158,385.49</b>
02.01	EXCAVACIONES MASIVAS	m3	1,684.74	49.85	83,984.51
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	477.88	45.69	21,834.40
02.03	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	m2	911.23	4.64	4,228.09
02.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,568.92	30.81	48,338.48
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>19,816.15</b>
03.01	SOLADOS e=4"	m2	796.47	24.88	19,816.15
<b>04</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>812,602.48</b>
04.01	CONCRETO F'C=210KG/CM2	m3	1,070.35	322.16	344,822.76
04.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	72,158.44	6.05	436,558.56
04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	554.94	56.26	31,221.15
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>1,000,281.07</b>

Tabla 42: Costo de la cimentación existente corregido por el factor  
Fuente: Propia.

## 5.2. ELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN MAS ECONÓMICA

En el presente ítem se realizó el análisis comparativo de las cuatro alternativas de cimentación y de la cimentación existente en costos y de esta manera elegir la alternativa más adecuada.

Como patrón de referencia para el comparativo será la cimentación existente.

A continuación, se muestra la tabla 43, donde se observa el resumen de costos de cada alternativa de cimentación y su porcentaje de incidencia:

DESCRIPCION	COSTO DIRECTO S/.	%	% INCIDENCIA
ALTERNATIVA DE CIMENTACION I	946,294.81	94.60%	-5.40%
ALTERNATIVA DE CIMENTACION II	1,218,132.84	121.78%	21.78%
ALTERNATIVA DE CIMENTACION III	1,342,047.62	134.17%	34.17%
ALTERNATIVA DE CIMENTACION IV	5,229,931.00	522.85%	422.85%
CIMENTACION EXISTENTE	1,000,281.07	100.00%	0.00%

Tabla 43: Resumen comparativo de costos de las 4 alternativas de cimentación con respecto a la cimentación existente  
Fuente: Propia.

### 5.2.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.

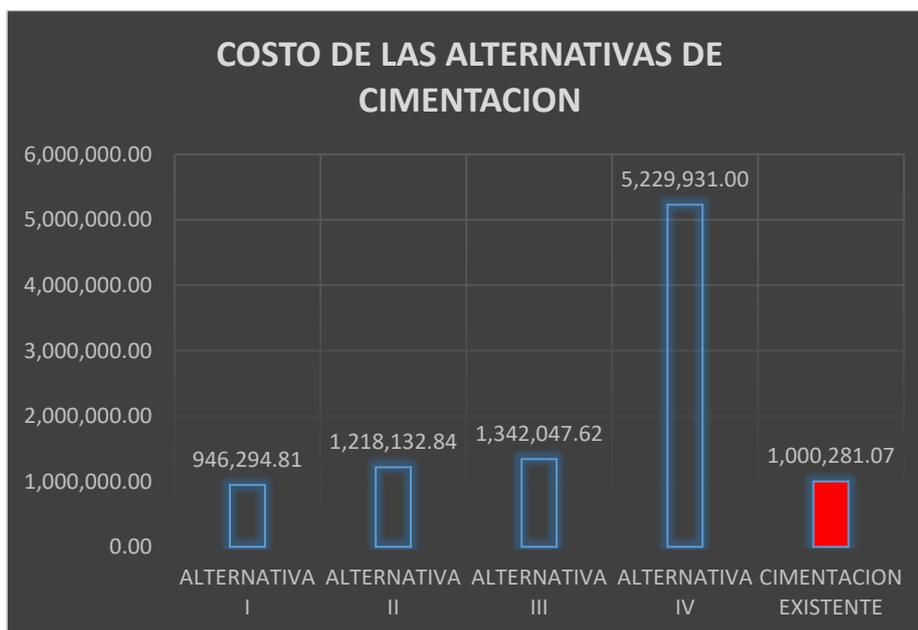


Tabla 44: Análisis comparativo de costos de las alternativas de cimentación  
Fuente: Propia.

En la tabla 44, se puede visualizar que la cimentación de la primera alternativa es la más económica tomando como patrón de medición la cimentación existente.

## CONCLUSIONES

- La cimentación existente, que consiste de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión de 0.70m x 0.80m resulto ser económica ante asentamientos diferenciales, cumpliendo satisfactoriamente el criterio de Terzaghi (1973), porque el área total de contacto de las zapatas es de 31.64%, menor que el 50% de área total de la cimentación a construir.
- La mejor alternativa planteada de cimentación superficial ante asentamientos diferenciales del proyecto del “Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú” es la Alternativa I, que consta de zapatas concéntricas y combinadas conectadas a vigas de conexión, con dimensiones de las vigas de 0.60m x 1.20m. Esta cimentación es la solución más económica respecto a las tres alternativas estudiadas en la presente investigación. Asimismo, resulto ser algo más económica en -5.40% que la cimentación existente, debido al incremento del peralte en la viga de conexión.
- La primera alternativa de cimentación (zapatas concéntricas y combinadas conectadas a vigas de conexión) desarrollado en esta investigación cumple con el criterio de Karl Terzaghi debido a que el área de la cimentación no supera el 50 % del área total a construir, de la misma forma, cumple con todas las verificaciones de diseño.
- La segunda alternativa planteada de cimentación desarrollada en esta tesis es el diseño de un emparrillado de cimentación con viga rígida, el peralte del emparrillado es de 0.80m y las dimensiones de las vigas rígidas peraltadas hacia arriba es de 0.60m x 1.30m. Esta cimentación en función de costos resulto 21.78% más elevada que la cimentación existente y que la cimentación planteada en la alternativa I.
- La tercera alternativa de cimentación (platea de cimentación con vigas peraltadas hacia arriba), se diseñó con un espesor de losa de 0.50m y con vigas peraltadas hacia arriba de 0.60x 1.20m. Esta cimentación resulto ser más costosa que las dos primeras alternativas y representa el 34.17% más que la cimentación existente. Cuando se pretende diseñar plateas de cimentación apoyadas en vigas peraltadas

hacia arriba es recomendable colocar vigas peraltadas en la mitad de los paños con la finalidad de reducir el peralte de la losa de cimentación y controlar efecto de corte.

- La cuarta alternativa de cimentación (platea de cimentación de espesor uniforme) es la más costosa y representa un 522.85% de la cimentación existente, es decir, encarece la construcción en 5.2 veces más que la cimentación ejecutada en obra (zapatas concéntricas y combinadas conectadas a vigas de conexión).
- Las cuatro alternativas de cimentación superficial diseñadas en la presente tesis cumplen un buen comportamiento estructural ante asentamientos diferenciales.
- En conclusión se reitera que se cumple el criterio de Terzaghi (1973), en el sentido de que para una cimentación conformada por zapatas resulte económica el área total de contacto de las zapatas debe ser menor que el 50% de área total de la cimentación a construir.

## RECOMENDACIONES

- En el momento de proyectar una cimentación de un edificio es conveniente que el Ing. Especialista en suelos e Ing. Estructural, estén siempre en comunicación para un desarrollo efectivo y económico de la cimentación.
- Es conveniente que la facultad de ingeniería civil implemente el curso de ingeniería de cimentaciones II donde en este curso desarrolle con mayor profundidad estos temas.
- Es conveniente que en todo Estudio de Mecánica de suelos se debe detallar los ensayos de carga directa para obtener el módulo de balasto y esta manera presidir los asentamientos en situ.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Blanco Blasco, A. (1999). Diseño y Construcción de Cimentaciones. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Blanco Blasco, A. (s.f.). Concreto Armado II. Apuntes del curso Concreto Armado II. Lima: PUCP.
- PECK, HANSON y THORNBURN, *Ingeniería de cimentaciones*. Editorial Limusa, México.
- Jimenes Montoya (2001), Hormigon Armado, Editorial Gustavo Gili, Barcelona.
- Calavera Ruiz, J. (1982). Cálculo de Estructuras de Cimentación. Madrid: INTEMAC.
- Clarence W., D. (1968). Cimentaciones de estructuras. Madrid (España): Taller Grafico de Ediciones Castilla, S.A.
- VILLAREAL, Genner (2013). Predimensionamiento de elementos estructurales.
- E. Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: PUCP.
- Graciela Fratelli, M. (1993). Suelos, Fundaciones y Muros. Caracas: Astrom.
- H. Nilson, A. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Bogotá: Mc Graw Hill Interamericana.
- Morales Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima: ICG.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2014). Lima.
- San Bartolomé, A. (1998). Análisis de Edificios. Lima (Perú): Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Meli Piralá. Diseño de estructuras. Editorial Limusa - México 1985.

- Metodo del comité ACI 436, (1966) Análisis de losas de fundación
- Otazzi(2011), Apuntes de concreto armado.
- SANCHES, NATIVIDAD. Diseño de estructuras del Pabellón de Administración y de Gobierno de la Universidad Nacional del Centro del Perú – Perú (2000).
- Crespo Villalaz. (2004), Mecánica de suelos y cimentaciones, Editorial Limusa, México.
- Santiago. (2010), “Cimentaciones especiales para edificios mayores de tres niveles”.
- Martínez y Lira. (2010), Diseño y análisis de cimentaciones para torre de telefónica celular.
- Moya. (2015), Estudio y análisis del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efecto de consolidación del suelo en fundación, según la metodología propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción”.
- R. Costos (04-2018), Construcción, Arquitectura e Ingeniería.

## **ANEXOS**

ANEXO A: Descripción del proyecto planteado por el asesor.

ANEXO B: Estudio de mecánica de suelos del proyecto.

ANEXO C: Planilla de metrados.

ANEXO I: Planos de zapatas concéntricas y combinadas conectadas con vigas de conexión.

ANEXO II: Planos de emparrillado de cimentación con viga rígida.

ANEXO III: Planos de platea de cimentación apoyada en vigas peraltadas hacia arriba.

ANEXO IV: Planos de platea de cimentación de espesor uniforme.