



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Alternativas estructurales de diseño en
cimentaciones superficiales fundados en tres tipos
de suelos para un módulo de educación secundaria
en la provincia de Huancayo**

para optar el Título Profesional de
Ingeniera Civil

Carla Berenisse Baltazar Miranda

Huancayo, 2019



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/)

AGRADECIMIENTOS:

En primera instancia agradezco a Dios, por la vida y apoyo constante ante las adversidades.

A mis padres, hermanos y sobrinos por ser mi pilar de superación día a día.

Un agradecimiento singular debo a la Ing. Natividad Sánchez Arévalo, por su entrega desinteresada en la elaboración de tesis.

ÍNDICE

RESUMEN	13
ABSTRACT	14
CAPITULO I	15
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.1 Planteamiento y formulación del problema de la Investigación	15
1.1.1 Planteamiento del problema	15
1.1.2 Problemas de la Investigación.....	17
1.1.3 Justificación e Importancia de la Investigación.....	17
1.1.4 Objetivos de la Investigación	18
1.2 Delimitación de la Investigación.....	18
1.3 Diseño del Proyecto:.....	19
1.3.1 Método de Investigación.....	19
1.3.2 Nivel de Investigación	19
1.3.3 Diseño de Investigación	19
1.4 Metodología del proyecto de tesis	19
.....	20
CAPITULO II	21
MARCO TEÓRICO	21
2.1 Antecedentes	21
2.2 Marco teórico.....	22
2.2.1 Cimentaciones superficiales.....	22
2.2.2 Tipos de cimentaciones superficiales.....	24
CAPITULO III	33
ARQUITECTURA, ESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PROYECTO	33
3.1 Arquitectura del proyecto	33
.....	35
3.1.1 Características arquitectónicas considerando las normas de diseño	38
3.2 Análisis estructural.....	38
3.2.1 Predimensionamiento	38
3.2.2 Metrado de cargas.....	40
3.2.3 Estimación del peso de la estructura.....	48
3.2.4 Análisis con el programa SAP	50

3.2.5	Análisis estático:	51
3.2.5.1	Sistema estructural y coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)	53
3.2.6	Verificación de irregularidades estructurales	57
3.3	Diseño de columnas:.....	68
3.3.1	Diseño por flexo compresión de la columna 1	68
3.3.2	Diagrama de interacción.....	70
3.3.3	Diseño por corte.....	71
3.4	Diseño de muros de albañilería:	73
3.4.1	Esfuerzo axial máximo.....	74
3.4.2	Densidad de muros	75
3.4.3	Resistencia al agrietamiento diagonal.....	76
3.4.4	Control de Fisuración	77
3.4.5	Verificación de la resistencia al corte:	77
3.4.6	Fuerzas internas de diseño.....	78
3.4.7	Verificación para colocar refuerzo horizontal en los muros	79
CAPITULO IV	80
DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	80
4.1.-	Cimentaciones superficiales	81
4.2	Diseño de la cimentación	81
4.2.1	Alternativas de cimentación para suelo blando	81
4.2.1.1	Zapata aislada para el suelo blando	82
4.2.1.2	Zapata combinada para el suelo blando	88
4.2.1.3.	Cimentación reticular sin viga rígida para el suelo blando	90
4.2.1.3.2.	Diseño por corte de la cimentación reticular sin viga rígida.....	95
4.2.1.3.3.	Diseño por punzonamiento de la cimentación reticular sin viga rígida .	97
4.2.1.3.4.	Diseño por flexión de la cimentación reticular sin viga rígida.....	99
4.2.1.4	Diseño de cimentación reticular con viga rígida	102
.2.1.4.1	Diseño por cortante de la losa.....	103
.2.1.4.2	Diseño por flexión de la losa.....	103
4.2.1.4.3	Diseño de murete (Sobre cimiento) para la sección transversal.....	107
4.2.1.4.4	Verificación de asentamiento.....	108
4.2.1.5.	Platea de cimentación sin viga rígida	109
4.2.1.5.1	Platea de cimentación de espesor uniforme	112

4.2.1.5.1.1 Dimensionamiento de la platea de cimentación	112
4.2.1.5.1.2 Diseño por corte de la losa	116
4.2.1.5.1.3 Diseño por punzonamiento de la platea	117
4.2.1.6 Platea de cimentación con viga rígida.....	129
4.2.1.6.2 Platea de cimentación con viga rígida en los ejes A, B, C, D, E.....	133
4.2.1 DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA SUELO INTERMEDIO	148
4.2.2.1 Dimensionamiento para la dirección longitudinal para suelo intermedio 149	
4.2.2.2 Dimensionamiento de la cimentación de los muros portantes:.....	153
4.2.2.2 Dimensionamiento de la cimentación reticular para suelo intermedio	155
4.2.2.4. Diseño por corte de la cimentación reticular sin viga rígida	158
4.2.2.5 Diseño por punzonamiento de la cimentación reticular sin viga rígida.....	159
4.2.2.6. Diseño por flexión de la cimentación reticular sin viga rígida	161
4.2.3 DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA SUELO RÍGIDO	164
4.2.3.1 Dimensionamiento para la dirección longitudinal	165
4.2.3.2 Dimensionamiento para la dirección transversal:	168
4.2.3.2 Dimensionamiento de la cimentación reticular para suelo rígido.....	170
4.2.3.4. Diseño por corte de la cimentación reticular sin viga rígida	172
4.2.3.5 Diseño por punzonamiento de la cimentación reticular sin viga rígida.....	173
4.2.3.6. Diseño por flexión de la cimentación reticular sin viga rígida	175
4.2.4 PLANTEAMIENTO DEL DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN PARA LA SEGUNDA CONFIGURACION	178
4.2.4.1 Dimensionamiento para la segunda configuración	183
4.3 Presupuesto de alternativas estructurales en la cimentación	185
CAPITULO V.....	189
CONCLUSIONES.....	189
Referencias	192

LISTADO DE FIGURAS

<i>Figura 1: Ilustración del sismo del año 1969, magnitud de 6.9º.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2: Tipos de cimentación.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 3: Cimentación reticular.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 4: Losa de cimentación.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 5: Flujograma de las placas directas.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 6: Detalle de losa con viga de cimentación o contratrabe.</i>	<i>29</i>
<i>Figura 7: Plano de arquitectura del proyecto de tesis.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 8: Plano de elevación del proyecto de tesis.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 9: Plano de estructuración o configuración , primera y segunda planta.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 10: Plano de estructuración o configuración, techo tercera planta.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 11: Losa aligerada tradicional.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 12: Ilustración de cargas tributarias de las vigas en dirección x-x.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 13: Ilustración del ancho tributario para las vigas en dirección y-y.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 14: Modelamiento de la estructura.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 15: Zonas Sísmicas.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 16: Ilustración de irregularidad-piso blando.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 17: Ilustración del centro de masa o peso según norma E 030-2016.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 18: Ilustración de geometría vertical, $b_2 > 1.3 b_1$.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 19: Ilustración para la Discontinuidad en los sistemas resistentes.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 20: Ilustración de índice de torsión.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 21: Ilustración de esquinas entrantes.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 22: Ilustración de discontinuidad de diafragma.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 23: Distribución de las columna 1, de dimensiones 25*90.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 24: Diagrama de interacción de la columna de suelo blando.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura 25: Ilustración para diseño de método por capacidad.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 26: Distribución de estribos de acuerdo a la NTP (E-060).....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 27: Flujograma del proceso de diseño de la cimentación.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 28: casos de distribución de presiones frente a una carga axial.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 29: Ilustración de las cargas axiales y momentos en las columnas en la dirección x-x(de acuerdo al tabla 63, se muestra los momentos por cargas de gravedad y sismo en la dirección y, son despreciables, motivo por el cual no se les toma en cuenta).....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 30: Ilustración de las cargas axiales y momentos en los muros portantes - dirección y-y.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 31: Ilustración de la distribución de presiones.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 32: Distribución de las zapatas aisladas que se traslapan.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 33: Ubicación de las zapatas combinadas.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 34: Distribución de las zapatas aisladas y combinadas en la orientación x-x, y-y.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 35: Flujograma del proceso de diseño de la cimentación reticular.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 36: Distribución de franjas para calcular inercias.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 37: Para el momento M_x, se trabaja con la Inercia aplicada alrededor del eje y-y.....</i>	<i>93</i>

Figura 38: Dimensiones de la cimentación reticular	94
Figura 39: Idealización del eje 3-3	95
Figura 40: Ilustración de fuerza cortante del eje 3-3	96
Figura 41: Ilustración de la cortante ultima en el eje 3-3 tramo B-B (Vu más crítico)...	96
Figura 42: Sección crítica del eje 3-3 tramo B-B, detalle 1	97
Figura 43: Distribución de presión uniforme del suelo.....	99
Figura 44: Diagrama de momento flector para el diseño.....	99
Figura 45: Ilustración para el cálculo de acero transversal, vuelo de 1m.....	101
Figura 46: Ilustración del Corte A-A-cimentación reticular sin viga rígida del suelo blando.....	102
Figura 47: Aceros colocados del corte A-A, para la platea de cimentación sin viga rígida-suelo blando	102
Figura 48: Vud de la losa , cimentación reticular sin viga rígida.....	103
Figura 49: Idealización de la viga de cimentación reticular EJE 1-1 y 3-3.....	105
Figura 50: deformación de una viga de cimentación reticular, eje 3-3.....	105
Figura 51: DMF de la cimentación reticular con viga rígida.....	105
Figura 52: Corte D-D de la cimentación reticular con viga rígida- suelo blando.....	107
Figura 53: Corte C-C de los aceros colocados para el murete del suelo blando	108
Figura 54: Ilustración de las cargas axiales y momentos en la dirección x-x.....	111
Figura 55: Ilustración de las cargas axiales y momentos en la dirección y-y.....	111
Figura 56: Ilustración de excentricidades en la dirección x-y.....	113
Figura 57: Ilustración de Cargas aplicadas para la cimentación.....	114
Figura 58: Distribución de la franjas en a dirección x-x.....	115
Figura 59 : cargas de la franja B, eje 3-3	116
Figura 60: Diagrama de fuerzas cortantes para la franja B(eje 3-3).....	116
Figura 61: Secciones de la columna EJE 3-3(detalle 1).....	117
Figura 62: DMF de la platea de cimentación sin viga rígida.....	119
Figura 63: Planta de la platea de cimentación sin viga, corte B-B.....	121
Figura 64: Corte 1-1 de la platea uniforme para la franja B.....	122
Figura 65: Distribución de la franjas en la dirección vertical.....	122
Figura 66: Idealización del eje 1,2,3, se ilustra el diagrama de fuerzas cortantes y momento flector para la franja 2(vertical).....	123
Figura 67: Diagrama de fuerzas cortantes para la franja 3.....	123
Figura 68: diagrama de momentos flectores para la franja vertical(3-3).....	125
Figura 70: Deflexión de la losa bidireccional	129
Figura 70: Secciones de la losa maciza bidireccional	131
Figura 71: Idealización del diagrama de momento flector, para la sección transversal y longitudinal	132
Figura 72: Secciones de la losa maciza bidireccional	133
Figura 73: área tributaria para determinar la fuerza cortante, método de sobre	134
Figura 74: Ilustración de los tres extremos discontinuos del proyecto de tesis.....	135
Figura 75: Ilustración de condiciones de borde , método Joint ACI.....	136
Figura 76: Deformada de la sección longitudinal.....	136
Figura 77: Deformada de la sección transversal	137
Figura 78: Condiciones de borde del tramo 1 y 4.....	137
Figura 79: Ilustración de Aceros colocados por el método de Joint, para el tramo 1-4	138

<i>Figura 80: Distribución de Aceros colocados por el método de Joint, para el tramo 1-4</i>	138
<i>Figura 81: Condiciones de borde del tramo 2 y 3</i>	139
<i>Figura 82: Aceros colocados por el método de Joint, para el tramo 2-3</i>	140
<i>Figura 83: Ilustración de la viga del eje B-B</i>	140
<i>Figura 84: Ilustración de la viga T invertida, eje B-B</i>	141
<i>Figura 85: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje c-c</i>	141
<i>Figura 86: Idealización del diagrama de momento flector</i>	142
<i>Figura 87: Ilustración de la viga del eje 3-3</i>	144
<i>Figura 88: Ilustración de la viga L, eje3-3</i>	144
<i>Figura 89: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje 3-3</i>	145
<i>Figura 90: Idealización del diagrama de momento flector</i>	145
<i>Figura 91: Flujograma del proceso de diseño de la cimentación</i>	148
<i>Figura 92: Distribución de las zapatas para la dirección longitudinal</i>	152
<i>Figura 93: Ilustración de las dimensiones de la sección transversal</i>	153
<i>Figura 94: Distribución de esfuerzos en la cimentación para el suelo intermedio de los muros portantes. Caso zapata combinada aislada en sus respectivos ejes. Se observa posible volteo de la cimentación.</i>	155
<i>Figura 95: Distribución de franjas para el cálculo de inercia</i>	156
<i>Figura 96: Dimensiones de la cimentación reticular sin viga rígida - suelo intermedio</i>	157
<i>Figura 97: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje 3-3</i>	159
<i>Figura 98: Secciones de la columna eje b (detalle 1-1)</i>	160
<i>Figura 99: Distribución de presión uniforme del suelo</i>	161
<i>Figura 100: Diagrama de momento flector para el diseño</i>	161
<i>Figura 101: Corte D-D para la cimentación reticular-suelo intermedio</i>	163
<i>Figura 102: Distribución de las zapatas aisladas para el suelo rígido</i>	167
<i>Figura 103: Ilustración de franjas para el cálculo de inercias</i>	168
<i>Figura 104: Dimensiones de la cimentación reticular sin viga rígida</i>	171
<i>Figura 105: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje 3-3</i>	173
<i>Figura 106: Secciones de la columna y la zona crítica que ocurre a d/2 de alrededor de la columna.</i>	173
<i>Figura 107: Distribución de presión uniforme del suelo</i>	175
<i>Figura 108: Diagrama de momento flector para el diseño</i>	175
<i>Figura 109: Corte D-D de la cimentación reticular para el suelo rígido</i>	177
<i>Figura 110: Plano de arquitectura de la segunda configuración</i>	179
<i>Figura 111: Plano de estructuración de la segunda configuración – 1º planta</i>	180
<i>Figura 112: Plano de estructuración de la segunda configuración – 3º planta</i>	181
<i>Figura 113: Distribución de las zapatas aisladas para el suelo rígido</i>	184
<i>Figura 114: dimensionado de cimentación reticular con un vuelo de 25cm</i>	185
<i>Figura 115: Comparativo de dimensiones de la configuración 1 y 2</i>	188

LISTADO DE TABLAS

<i>Tabla 1: Requisitos para del diseño de locales escolares</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 2: Plano de arquitectura del proyecto de tesis.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 3: Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 4: Metrado de losa aligerada de 1° y 2° nivel, espesor de losa de 30 cm.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 5: Metrado de losa aligerada de 3° nivel, espesor de losa de 17 cm.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 6: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 1-1, 1° y 2° nivel.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 7: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 3-3, 1° y 2° nivel.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 8: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 1-1, 3° nivel.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 9: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 3-3, 3° nivel.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 10: Metrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje A-A y E-E, 1° y 2° nivel</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 11: Metrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje C-C, 1° y 2° nivel</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 12: Metrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje A-A y E-E, 3° nivel</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 13: Metrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje C-C, 3° nivel.....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 14: Metrado de muros (EJE A-A , E-E), 1° 2° piso</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 15: Metrado de muros (EJE A-A , E-E), 3° piso.....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 16: Metrado de muros (C-C), 1° 2° piso</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 17: Resumen del Metrado del eje C-C tercer piso, 3° piso</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 18: peso total del primer piso</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 19: peso del segundo piso</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 20: peso del tercer piso.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 21: Resumen del peso total.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 22: Zonificación del proyecto de acuerdo a la norma E-030.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 23: clasificación del tipo de suelo.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 24: Factor de amplificación sísmica para el proyecto</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 25: Cortante basal para el suelo blando, dirección x-x.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 26: Cortante basal para el suelo blando, dirección y-y</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 27: Cortante basal para el suelo intermedio, dirección x-x</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 28: Cortante basal para el suelo intermedio, dirección y-y</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 29: Cortante basal para el suelo rígido, dirección x-x.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 30: Cortante basal para el suelo rígido, dirección y-y.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 31: Resumen de control de derivas suelo rígido - dirección xx.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 32: Resumen de control de derivas suelo rígido - dirección yy.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 33: resumen de control de derivas suelo intermedio - dirección xx.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 34: resumen de control de derivas suelo intermedio - dirección yy.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 35: resumen de control de derivas suelo blando - dirección xx</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 36: resumen de control de derivas suelo blando - dirección yy</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 37: Categoría y regularidad de las edificaciones según la norma E 030- 2016 .</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 38: Expresiones para determinar irregularidad de rigidez – Piso blando.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 39: Resumen de piso blando - dirección xx.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 40: Resumen de piso blando - dirección yy.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 41: Cuadro comparativo para determinar irregularidad de rigidez de la norma E-030-2016 y norma E-030-2018.</i>	<i>60</i>

Tabla 42: Irregularidad de piso blando dirección x-x, según norma E 030-2018	60
Tabla 43: Irregularidad de piso blando dirección y-y, según norma E 030-2018	61
Tabla 44: Ilustración de irregularidad de resistencia-piso débil	61
Tabla 45: Resumen de piso débil - dirección xx	62
Tabla 46: Resumen de condiciones de irregularidad de masa o peso.	63
Tabla 47: Expresiones para discontinuidad de sistemas resistentes.....	64
Tabla 48: Calculo de irregularidad torsional en la dirección X-X	65
Tabla 49: Calculo de irregularidad torsional en la dirección Y-Y	65
Tabla 50: Diseño de columna 25*90 cm.....	69
Tabla 51: Cargas axiales y momentos nominales de la columna 1B, x-x.	69
Tabla 52: Combinaciones de carga ultima:	69
Tabla 53: Espaciamiento de estribos de columna 25*90.....	72
Tabla 54: Distribución de aceros de la columna 01	73
Tabla 55: Se indica los esfuerzos axiales producidos en el muro del primer nivel.....	74
Tabla 56: Comprobación de esfuerzos por pandeo y flexión.....	75
Tabla 57: Cálculo de densidad de muros para el suelo blando	75
Tabla 58: Resistencia al agrietamiento diagonal de los tres niveles:.....	76
Tabla 59: Control de Fisuración de los tres niveles.....	77
Tabla 60: Verificación de la resistencia al corte	78
Tabla 61: Fuerzas internas de diseño.	78
Tabla 62: Verificación de refuerzo horizontal en muros.....	79
Tabla 63: resultados de cargas de gravedad y sismo para el suelo blando.....	83
Tabla 64: Cuadro de distribución de esfuerzos de la zapata 1A- 1B.	85
Tabla 65: Resúmen de las dimensiones de la zapata.	86
Tabla 66: dimensiones de la zapata combinada	88
Tabla 67: Resumen de dimensiones y Cargas de diseño	91
Tabla 68 : Inercia en la dirección X-X	93
Tabla 69 : Inercia en la dirección Y-Y	93
Tabla 70: esfuerzos producidos en el terreno para cada eje	95
Tabla 71: verificación por punzonamiento para el eje 3-3	98
Tabla 72: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga ..	100
Tabla 73: Acero longitudinal superior (tramo central).....	100
Tabla 74: Aceros inferior transversal de la cimentación reticular.....	101
Tabla 75: dimensiones de la viga.....	104
Tabla 76: Momentos en los apoyos(As-).....	105
Tabla 77: Momentos en la parte central(As +)	106
Tabla 78: cargas axiales y momentos en la base de las columnas para la dirección x-x.	109
Tabla 79: cargas axiales y momentos en la base de las columnas para la dirección y-y.	109
Tabla 80: Cálculo del centro de gravedad.....	112
Tabla 81: verificación por punzonamiento para el eje 3-3, detalle 1	118
Tabla 82: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga ..	119
Tabla 83: Acero longitudinal superior (tramo central).....	119
Tabla 84: Aceros transversales inferior.....	120
Tabla 85: verificación por punzonamiento para el eje c-c.....	124
Tabla 86: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga ..	125
Tabla 87: Acero longitudinal superior (tramo central).....	125

Tabla 88: Aceros transversales inferior.....	126
Tabla 89: coeficiente de balasto (K).....	127
Tabla 90: Coeficientes para el cálculo de los momentos flectores de diseño de las losas apoyadas en vigas.....	130
Tabla 91: Tablas de coeficientes de Joint Comité Asce-ACI 1940.....	135
Tabla 92: Interpolado de las tablas de coeficientes de Joint Comité Asce-ACI 1940.....	135
Tabla 93: Momentos en la parte central(As +).....	142
Tabla 94: Momentos en los apoyos(As -).....	142
Tabla 95: Momentos en la parte central(As +).....	145
Tabla 96: Momentos en los apoyos(As -).....	146
Tabla 97: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección x.....	149
Tabla 98: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección y.....	149
Tabla 99: Resumen de las dimensiones de la zapata para el suelo intermedio.....	150
Tabla 100: Cuadro de distribución de esfuerzos de la zapata 3A- 3B dirección x-x.....	151
Tabla 101 : Inercia en la dirección X-X.....	154
Tabla 102: Inercia en la dirección Y-Y.....	154
Tabla 103: Resumen de dimensiones y Cargas de diseño.....	154
Tabla 104: esfuerzos producidos en el suelo intermedio, para sismo en y-y.....	155
Tabla 105: Resumen de dimensiones.....	156
Tabla 106: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga.....	161
Tabla 107: Acero longitudinal superior (tramo central).....	162
Tabla 108: Aceros transversales de la cimentación reticular.....	163
Tabla 109: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección x.....	164
Tabla 110: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección y.....	165
Tabla 111: Resúmen de las dimensiones de la zapata para el suelo intermedio.....	166
Tabla 112: Cuadro de distribución de esfuerzos de la zapata 3A- .3B.....	166
Tabla 113 : Inercia en la dirección X-X.....	169
Tabla 114: Inercia en la dirección Y-Y.....	169
Tabla 115: Resumen de dimensiones y Cargas de diseño.....	169
Tabla 116: esfuerzos producidos en el terreno.....	170
Tabla 117: Dimensiones por eje de la cimentación reticular-suelo rígido.....	170
Tabla 118: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga.....	176
Tabla 119: Acero longitudinal superior (tramo central).....	176
Tabla 120: Aceros transversales de la cimentación reticular.....	177
Tabla 121: Características de la configuración 2.....	180
Tabla 122: Peso total de la estructura:.....	181
Tabla 123: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección x.....	182
Tabla 124: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección y.....	182
Tabla 125: Resúmen de dimensiones, segunda configuración, de la zapata para el suelo rígido.....	183
Tabla 126: Dimensiones y esfuerzos producidos de la segunda configuración.....	185
Tabla 127: Presupuesto de la cimentación reticular del suelo blando.....	186

<i>Tabla 128: Presupuesto de plateas del suelo blando.....</i>	<i>186</i>
<i>Tabla 129: Presupuesto de cimentación reticular para suelo intermedio y rígido</i>	<i>187</i>
<i>Tabla 130: Presupuesto de la configuración 1 Y 2.</i>	<i>187</i>

RESUMEN

El siguiente proyecto de investigación tiene como objetivo proponer alternativas estructurales en cimentaciones superficiales de un colegio de tres niveles, considerando que la estructura estará fundada sobre tres tipos de suelos: blando, intermedio y rígido. Para el desarrollo de este objetivo se presentó una arquitectura típica de un centro educativo de educación secundaria, configurada para ser analizada en los distritos que conforman el casco urbano de Huancayo: Huancayo, Tambo y Chilca.

El proyecto está conformado por tres niveles, donde el primer nivel está destinado para aulas de primer grado, SUM, del mismo modo el segundo nivel está destinado para aulas del segundo y tercer grado y finalmente el tercer nivel está destinado para aulas del cuarto y quinto grado constituyendo un área total en cada planta de 146.55 m².

La estructura se ha configurado según las recomendaciones de la norma sismo resistente vigente (NTE-030, 2016), garantizando regularidad estructural por tratarse de una edificación de categoría A2. En la dirección longitudinal paralela a los accesos de aulas se utilizarán placas con peraltes de 0.90 con anchos de 0.25 y en la otra dirección se utilizarán muros portantes de albañilería confinada. Asimismo, para suelo rígido, se realizó otro modelo de configuración, conformada por placas de 1.40 x 0.30 en ambas direcciones como se muestra en el detalle de configuración de la figura 97, con el fin de analizar en forma rápida la influencia de la configuración en el diseño de la cimentación.

Una vez analizada las alternativas de cimentación para el suelo blando se determinó que las zapatas reticulares son más económicas, a diferencia de las plateas de cimentación. Para el suelo intermedio y suelo rígido se encontró que las zapatas reticulares se comportan eficazmente considerando los parámetros de seguridad y costo. De la evaluación rápida que se hizo para la segunda configuración conformada por placas de 1.40x0.30 m, se encontró que los momentos sísmicos en la base representan una magnitud considerable por lo que la alternativa de cimentación recomendada debe ser zapatas reticulares aun para con suelo rígido.

ABSTRACT

The following research project aims to propose structural alternatives in superficial foundations of a three-level school, considering that the structure will be based on three types of soils: soft, intermediate and rigid. For the development of this objective, a typical architecture of an educational center of secondary education was presented, configured to be analyzed in the districts that make up the urban area of Huancayo: Huancayo, Tambo and Chilca.

The project consists of three levels, where the first level is intended for first and second grade classrooms, in the same way the second level is intended for third and fourth grade classrooms and finally the third level is intended for fifth grade classrooms constituting a total area on each 146.55 m² floor.

The structure has been configured according to the recommendations of the current earthquake resistant norm (NTE-030, 2016), guaranteeing structural regularity because it is a building of category A2. In the longitudinal direction parallel to the accesses of classrooms will be used plates with superelevations of 0.90 with widths of 0.25 and in the other direction, load-bearing walls of confined masonry will be used. Likewise, for rigid floor, another configuration model was made, consisting of plates of 1.40 x 0.30 in both directions as shown in the configuration detail of figure 97, in order to quickly analyze the influence of the configuration in the design of the foundation.

Once analyzed the foundation alternatives for the soft ground, it was determined that the reticulated shoes are more economical, unlike the foundations. For the intermediate floor and rigid floor, it was found that isolated footings behave efficiently considering the safety and cost parameters. From the rapid evaluation that was made for the configuration consisting of 1.40 x 0.30 m plates, it was found that the seismic moments in the base represent a considerable magnitude, so the recommended reticulated shoes alternative must be a foundation working with rigid floor.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Planteamiento y formulación del problema de la Investigación

1.1.1 Planteamiento del problema

El Perú es una zona sísmicamente activa, donde la mayor actividad sísmica se desarrolla en el cinturón de fuego del pacifico, produciéndose la convergencia de subducción de la placa de Nazca que se introduce por debajo de la placa Sudamericana generando terremotos de magnitud elevada, incluyendo a lo mencionado tenemos actividad sísmica producida por fallas geológicas activas. Una de las principales fallas activas del Perú es la falla de Huaytapallana (Junín) de los cuales se puede descubrir los eventos sísmicos más representativos en el Perú.

La ciudad de Huancayo se ubica en una zona de peligro sísmico medio- alto, por su cercanía a la ciudad de Lima y porque se sitúa a 29kms de la falla del Huaytapallana, asimismo se tienen registros de eventos sísmicos producidos por la falla del Huaytapallana, en los terremotos ocurridos el 24 de Julio y 1 de octubre de 1969.

El sismo de 24 de julio de 1969 tuvo una magnitud de 6.5°; y el sismo de 1 de octubre de 1969 una magnitud similar de 6.9°, con un total de 130 muertos.



Figura 1: Ilustración del sismo del año 1969, magnitud de 6.9°

Fuente: INGEMET

De acuerdo a la (Norma técnica E- 030 Diseño Sismoresistente, 2016) Clasifica a los colegios como edificaciones esenciales debido a que alojan a personas involucradas en la educación, como son: profesores, niños y jóvenes que constituyen el futuro del país y además que servirán como refugio después de suceder un desastre natural. Por tanto, según la norma sismo resistente E-030, 2016 especifica que los centros educativos deben mantenerse operacionales después de la ocurrencia de un sismo severo. Para ello, los centros educativos deben tener estructuras bien configuradas, suficientemente resistentes, cimentadas en bases sólidas capaces de transmitir adecuadamente las fuerzas provenientes de la estructura al suelo donde se edificará.

Los tipos de suelos en las cimentaciones superficiales presentan diferentes características diferenciados en general como suelos: rocosos, rígidos, intermedios y blandos. En tal sentido, una cimentación deberá interactuar correctamente entre la estructura y el suelo. Es por eso que además de conocer las características de los suelos a través de Estudios obligatorios de Mecánica de Suelos, según la norma E-050, será necesario preparar a las estructuras de los centros educativos para resistir además de las cargas de gravedad otros tipos de cargas procedentes de fenómenos naturales, tales como: huaicos, sismos, inundaciones e incendios.

En otros casos, además de los suelos descritos, existen suelos susceptibles a asentamientos, en cuyo caso estos generan grandes esfuerzos en la cimentación.

En la ciudad de Huancayo, cuyo casco urbano está constituido por los distritos de Huancayo, Tambo y Chilca, existen diferencias entre los suelos de cada uno de estos distritos por ejemplo en el suelo del distrito de El Tambo en general encontramos un suelo rígido constituido por gravas y arenas; el suelo del distrito de Huancayo es en general un suelo variable en cuanto a su estratigrafía donde se observan suelos arenosos, arcillosos, arcillosos gravosos, arenosos gravosos; y en el distrito de Chilca el suelo está caracterizado por ser arcilloso.

Lamentablemente, las malas administraciones de los entes gubernamentales, como es el caso de las municipalidades no ejercen su labor en forma responsable tal como se puede observar en los siguientes casos:

- 1) no existe un estudio de microzonificación de suelos de parte de la municipalidad provincial de Huancayo.
- 2) para autorizar las licencias de construcción no se cumple con la norma técnica E-050, E- 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los suelos son elementos fundamentales en el soporte de las estructuras desde dos puntos de vista:

- 1) el suelo como soporte de la estructura a través de cimentaciones superficiales, que es el caso más usual.
- 2) La influencia de las características estratigráficas y topográficas del suelo en la amplificación de los sismos que se dan en zonas sísmicas. Se debe tener presente que la ciudad de Huancayo se ubica en una zona de peligro sísmico medio- alto, identificada como zona 3 en la norma sismo resistente E-030-2016.

Por lo expuesto considerando la importancia que tienen los centros educativos, en esta tesis se desarrolla un módulo estándar de un Centro Educativo de tres pisos para ser construido en los tres tipos de suelos más representativos del casco urbano de Huancayo.

1.1.2 Problemas de la Investigación

¿Cuál es la alternativa estructural óptima de diseño en cimentaciones superficiales sobre tres tipos de suelos para un módulo de educación secundaria en la provincia de Huancayo?

1.1.3 Justificación e Importancia de la Investigación

1.1.3.1 Justificación técnica

La presente investigación se considerará importante debido que permitirá conocer la alternativa más óptima de diseño de cimentación considerando la seguridad y economía del proyecto. Actualmente existen 364 instituciones educativas con daños estructurales graves a raíz de las lluvias intensas y huaicos presenciados a nivel nacional lo que repercute a reconstruir desde el nivel de la cimentación.

1.1.3.2 Justificación metodológica.

La investigación consistió en elaborar un proyecto que garantice el procedimiento de diseño cumpliendo con los requisitos de diseño exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.1.3.3 Justificación económica

La alternativa de cimentación óptima está cumpliendo con los requisitos de diseño exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones considerando el costo mínimo bajo los parámetros de seguridad y economía.

1.1.4 Objetivos de la Investigación

1.1.4.1 Objetivo general

- Diseñar alternativas estructurales de cimentaciones superficiales sobre tres tipos de suelos para un módulo de educación secundaria en la provincia de Huancayo.

1.1.4.2 Objetivos específicos

- Determinar la influencia del suelo flexible en el diseño de la cimentación superficial de un módulo de educación secundaria en la provincia de Huancayo.
- Determinar la influencia del suelo intermedio en el diseño de la cimentación superficial de un módulo de educación secundaria en la provincia de Huancayo.
- Determinar la influencia del suelo rígido en el diseño de la cimentación superficial de un módulo de educación secundaria en la provincia de Huancayo.

1.2 Delimitación de la Investigación

En la presente tesis se investigará cual es la alternativa estructural óptima en cimentaciones superficiales sobre tres tipos de suelos para un módulo de educación secundaria, de tres niveles, ubicado en el casco urbano del distrito de Huancayo.

Tal como se ha mencionado en el planteamiento del problema, el casco urbano de Huancayo está ubicado según el mapa de zonificación sísmica de la Norma E-0.30-2016 vigente en zona 3 que corresponde a zona de sismicidad media-alta. Ante esta realidad, se quiere demostrar la influencia de las características de los suelos en el comportamiento sísmico de las estructuras de los centros educativos en la cimentación. Sin embargo, se aclara que las características de los suelos no solo influyen en la magnitud de las fuerzas que se transmiten a la cimentación también influye en el tamaño de las fuerzas de cada una de las componentes estructurales que conforman la superestructura.

En base a lo que antecede en esta tesis se presentará una arquitectura típica de un centro educativo de educación secundaria, para ser analizada y diseñada en los tres tipos de suelos existentes en el casco urbano de Huancayo.

1.3 Diseño del Proyecto:

1.3.1 Método de Investigación

El método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones en que se presenta sucesos específicos, caracterizado generalmente por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica. Asimismo, es un conjunto de procedimientos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo. (Tamayo, 2003, pág. 28). Según estas consideraciones, en la esta investigación se aplicó el método científico.

1.3.2 Nivel de Investigación

La presente investigación se ubica en el nivel descriptivo.

1.3.3 Diseño de Investigación

Según este análisis, el diseño a aplicar en la presente investigación será el no- experimental. (Hernandez Sampieri, Fernández Collado , & Baptista Lucio, Metodología de la investigación, 2010, pág. 149) Manifiesta que “la investigación No - Experimental es un grupo de estudios donde no se manipulan ninguna variable solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos”.

1.4 Metodología del proyecto de tesis

La presente tesis se desarrolló en dos partidas principales, primero se desarrolló el análisis de la superestructura y segundo el diseño de la cimentación, tal como se muestra en la ilustración 1.

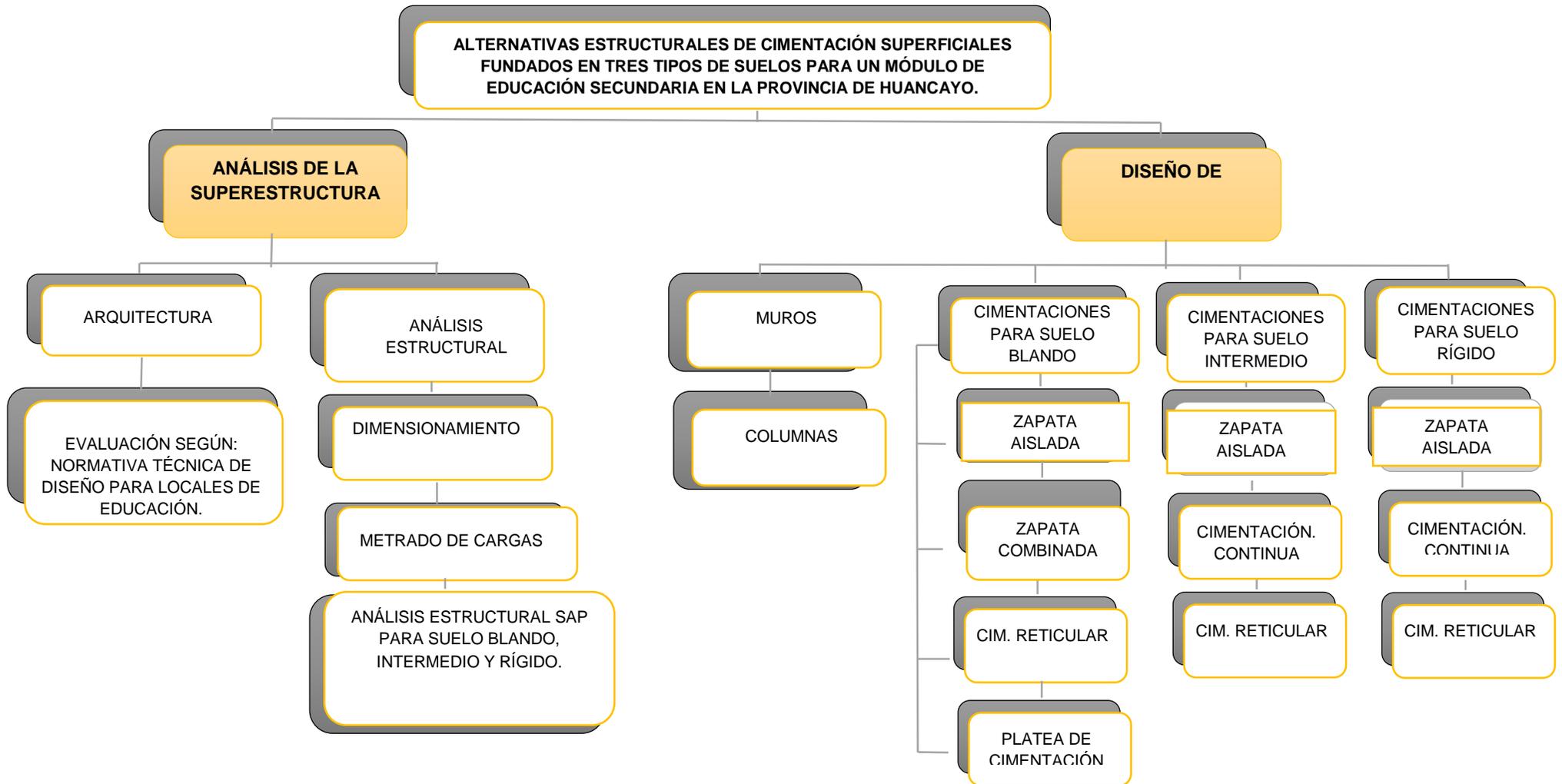


Ilustración 1: Esquema de desarrollo de la investigación
Fuente: Elaboración propia

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Según (Shiroma, 2008) En la tesis **titulada** “Construcción del Colegio Fe y Alegría N° 65 en San Juan de Miraflores-Pamplona Alta”, se fijó como **objetivo** describir el proceso constructivo y diseño de cimentaciones de los pabellones a construir, aplicando la **metodología** del diseño descriptivo. El autor describe el tipo de cimentación para un pabellón de tres pisos. Se trabajó con cimentaciones de tipo zapatas aisladas, con una profundidad de desplante de 1.00 m. en un suelo de roca maciza con una capacidad portante de 20 Kg/cm².

Para otra zona del colegio Fe y Alegría N° 65 se ejecutó con cimientos corridos armados con una profundidad de desplante de 1.00 m asentados sobre suelo de tipo grava limosa arenosa con cantos y boleos con una capacidad portante de 1.39 kg/cm² y un asentamiento de 1.00 cm. La investigación **culmina** indicando lo siguiente. El proyecto, consiste en la construcción de pabellón de aulas de 3 pisos en la plataforma superior e intermedia de material noble con luces máximas consideradas de hasta 7,50m (distancia entre apoyos) los que transmitirán cargas al subsuelo del orden de 45,00Tn como carga puntual, el presupuesto del proyecto, fue de \$ 1,374912.34.

Según (Condori y Barreto, 2009) El estudio **titulado** “Análisis Geotécnico de El Tambo - Huancayo. Perú”. Fijo como **objetivo** conocer las características físicas y mecánicas de los suelos en el distrito de el tambo –Huancayo.

El autor realiza estudios de sondeo, pruebas de terreno y laboratorio de 12 puntos explorados. La investigación indica los resultados de carga admisible de 1.21 Kg/cm², Los parámetros obtenidos en el suelo a cimentar fueron los siguientes: Cohesión: Regular, sobre 0.04 Y 0.27 Kg/cm². Angulo de fricción: alto entre 10 y 36°.

La ciudad de El Tambo- Huancayo está formado por un conglomerado aluvial antiguo del rio Mantaro conformado por suelo granular. Obteniéndose buena resistencia del suelo hasta 8m. de profundidad con capacidad de carga hasta 12 Kg/cm².

(Espinoza y Perez, 2015) En la tesis **titulada** “Análisis comparativo técnico económico para 2 tipos de cimentaciones de una edificación de concreto armado de 6 pisos en las ciudades de Trujillo, Chiclayo y Lima” fijo como **objetivo** realizar un análisis comparativo técnico – económico de una edificación de 6 pisos ubicado en las ciudades de Trujillo, Chiclayo y Lima., aplicando la **metodología** del diseño descriptivo, se procedió con el análisis dinámico de 06 pisos con el programa ETABS.

La tesis señala el costo de cada alternativa, para zapatas combinadas S/80,174.38 y para losa de cimentación S/ 78,681.64. Para el diseño de las zapatas combinadas se tuvo el problema que estas ocupan más del 90% del área total, cabe agregar que los peraltes de las zapatas combinadas aumentan o disminuyen dependiendo a la cortante que resisten, por ejemplo, hubo zapatas combinadas de hasta 0.95 m. para este proyecto se recomienda diseñar con losa de cimentación considerando la seguridad y economía del proyecto.

2.2 Marco teórico.

2.2.1 Cimentaciones superficiales.

La cimentación es parte de la estructura encargada de transferir las cargas de la estructura hacia el suelo. En general los suelos se comprimen al someterlos a cargas y generan asentamientos o hundimientos. (Nilson, 2001). Los requerimientos fundamentales en el diseño de cimentaciones son:

- ✓ el asentamiento total de la estructura sea limitado a una cantidad tolerablemente pequeña
- ✓ en lo posible el asentamiento diferencial de las partes de la estructura se elimine.

Para que el asentamiento sea limitado es necesario:

- ✓ Transmitir el peso de la estructura en un estrato del suelo donde su resistencia del suelo sea apta para resistir a la estructura.

- ✓ Distribuir el peso sobre un área competentemente grande para disminuir las presiones de contacto.

De acuerdo a (Harmsen, 2002) para definir el tipo de cimentación depende de los siguientes factores:

- ✓ La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo.
- ✓ Las cargas de las columnas
- ✓ Existencia de la napa freática
- ✓ Profundidad de cimentación de las construcciones colindantes.

En la figura 2 y 3 se indica los tipos de cimentación, entre estos se tiene a las zapatas aisladas, cimiento corrido o llamados también zapatas de muro, zapatas combinadas, zapatas conectadas, zapatas sobre pilotes, zapatas continuas, reticulares, solados o plateas.

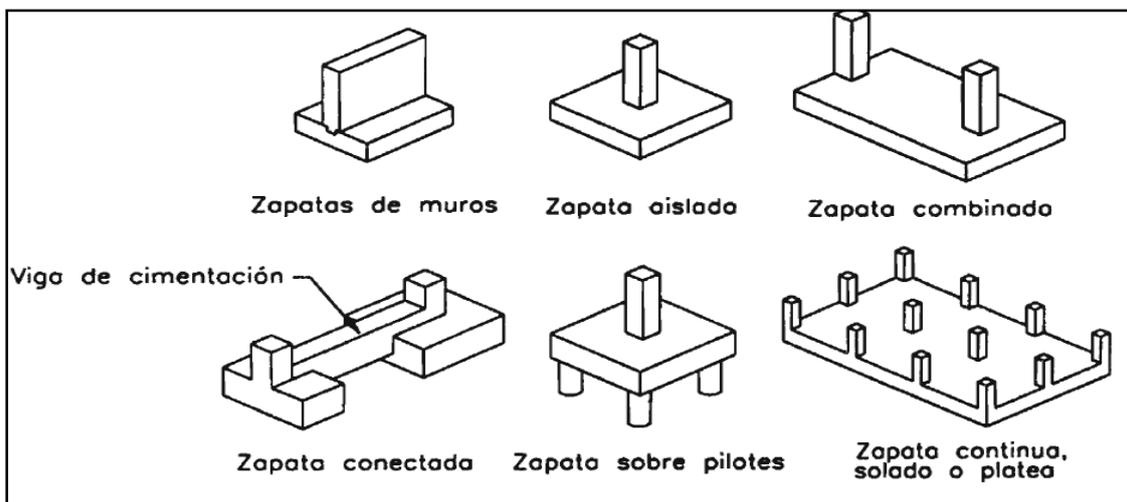


Figura 2: Tipos de cimentación

Fuente: (Harmsen, 2002)

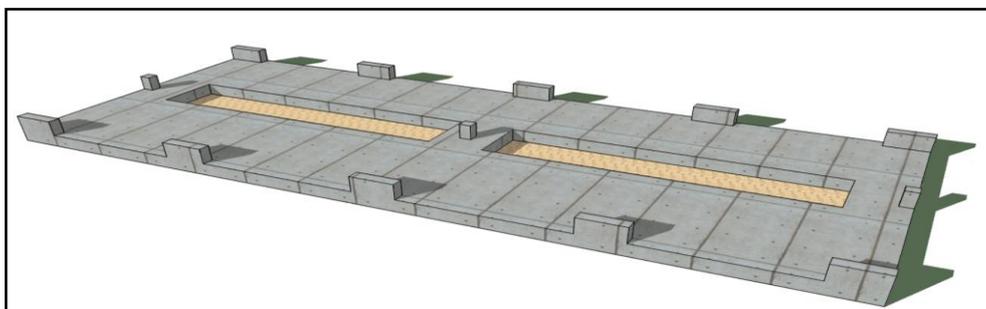


Figura 3: Cimentación reticular

Fuente: Elaboración propia

La superestructura transmite las cargas hacia el terreno, La interacción suelo –cimiento es de suma importancia para proceder con el diseño de las cimentaciones debido a que depende fuertemente de las deformaciones relativas del suelo y del cimiento., además las cimentaciones son altamente hiperestáticas, lo que conlleva al proyectista evaluar detalladamente los métodos de cálculo y la alternativa estructural a escoger. (Calavera, 2000) En el libro titulado “Cálculo de Estructuras de Cimentaciones”.

2.2.2 Tipos de cimentaciones superficiales

2.2.2.1 Zapata aislada

Las zapatas aisladas son aquellos elementos que cargan una sola columna, en algunos casos cargan dos columnas separados con una junta de dilatación. Para proceder con el cálculo se realiza con el método simplificado considerando la distribución uniforme de presiones. (Calavera, 2000) En el libro titulado “Calculo de Estructuras de cimentaciones”

(Valderrama y Mesa, 2014) En la tesis “Influencia en la Interacción Suelo -Estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticado con zapatas aisladas” indican que las zapatas aisladas son losas de concreto, generalmente son de forma cuadrada, en la parte inferior se diseña con varillas de acero en mallas con separación entre barras de 30 cm. El recubrimiento recomendado es de 7 cm, para evitar corrosión en los aceros.

2.2.2.2 Zapata conectada

En la Tesis “Análisis comparativo técnico económico para 2 tipos de cimentaciones de una edificación de concreto armado de 6 pisos en las ciudades de Trujillo, Chiclayo y Lima”, menciona que las zapatas conectadas soportan cargas excéntricamente aplicadas en las columnas estas se unen con las vigas rígidas para así eliminar o anular el efecto de volcamiento.

Cuando están unidas por una viga, estas a su vez controlan la rotación de una zapata, por ejemplo, en las zapatas excéntricas las cimentaciones conectadas son más económicas a diferencia de las zapatas combinadas con una separación de columnas con luces aproximadas de 6 m, así controlar la rotación de una zapata las vigas conectadas deben ser rígidas, con una altura menor a $1/8$ de la separación de columnas.

2.2.2.3 Zapata combinada

En el libro titulado "Cálculo de Estructuras de cimentaciones" define las zapatas combinadas, como elementos que cargan dos columnas y transfieren el esfuerzo al suelo se recomienda que el centro de gravedad de su superficie coincida con el centroide de las cargas que llegan a la zapata, para conseguir el prototipo se puede diseñar una zapata de ancho constante de modo que el centro de gravedad de la planta de zapata coincida con las cargas de las dos o más columnas. (Calavera, 2000)

De acuerdo a (Nilson, 2001). Las zapatas superficiales que sostienen más de una columna o muro se denominan zapatas combinadas, la clasificación de las zapatas combinadas son aquellas que soportan dos columnas y las que soportan más de dos columnas. Para nuestro proyecto sostienen dos columnas.

Por ejemplo, para considerar zapatas apoyadas en dos columnas ocurre cuando la presión del suelo es mayor lo que impide colocar zapatas aisladas. Las zapatas para dos columnas se consideran necesario cuando:

- Cuando las columnas están cerca del límite de propiedad.
- Cuando las zapatas aisladas se traslapan.

2.2.2.4 Sistema reticulado

En el libro "Diseño estructural de cimentaciones" menciona, las losas de cimentación se clasifican en planas (sin vigas) y retículas de vigas o llamadas también contratraves, el análisis para las retículas de vigas se aplica el método de piso invertido. Para el cálculo de los momentos podemos aplicar el método del ACI, después de ello se dividirá la losa de cimentación en dos franjas independientes. (Meli, 1985)

2.2.2.5 Platea de cimentación.

De acuerdo a (Alva, 2003) En el libro titulado "Diseño de Cimentaciones" menciona: es una cimentación de áreas considerables que recibe las cargas de varias columnas, el diseño con plateas de cimentación son recomendables cuando el área de las zapatas son mayores que la mitad del área del terreno a construir, también se recomienda cuando la capacidad portante del terreno es bajo o se presencia un suelo compresible, la platea de cimentación disminuirá los asentamientos probables siempre y cuando el terreno blando se encuentra a profundidades relativamente superficiales. Para su diseño se considera una distribución uniforme de presión en la base, de modo que proporcionara valores conservadores en los momentos de flexión.

Para proceder con el diseño ,Terzaghi y Peck recomiendan $FS= 3$ Y $F S= 2$ para cargas vivas maximas. Finalmente el autor explica que la platea trabajara como una cimentacion flexible es asi que el asentamiento sera en forma de plato siempre y cuando las cargas de las columnas esten uniformemnte distribuidas , si fuese el caso donde las cargas de las columnas no esten distribuidas de una manera uniforme se puede optar por juntas de construccion .

Según (Melli,1985). Las plateas de cimentación pertenecen a las cimentaciones superficiales que cubre al 100% de toda el area de la estructura, este tipo de cimentacion se propone cuando la capacidad portante del suelo es baja o cuando se tiene que limitar los asentamientos uno de los factores que favorecen esta alternativa es la sencillez en su proceso constructivo.

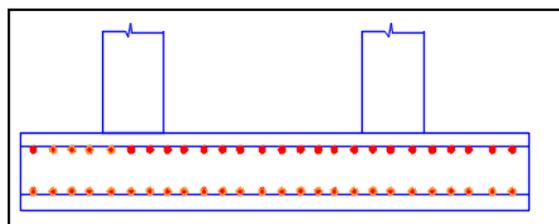


Figura 4: Losa de cimentación

Fuente: (Melli,1985)

De acuerdo a (Fratelli, 1993) Las plateas se pueden clasificar:

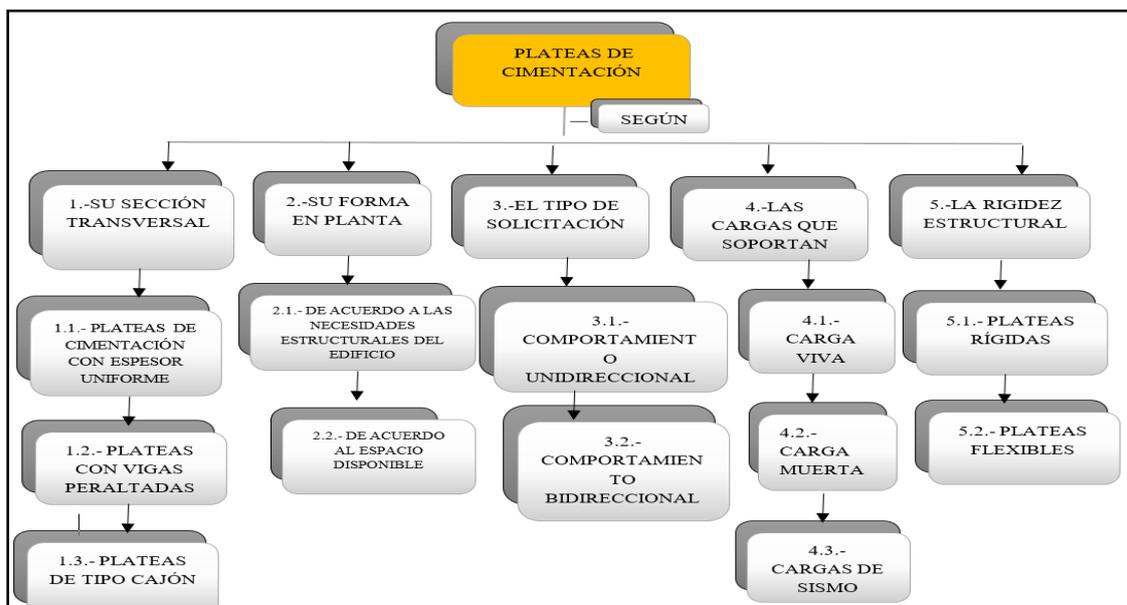


Figura 5: Flujograma de las placas directas

Fuente: (Fratelli. 1993)

De acuerdo a (Fratelli,1993) referente a la clasificación de platea según su sección transversal, se clasifican en:

2.2.2.5.1 Plateas de cimentación con espesor uniforme

Las plateas de espesor uniforme varían en altura entre 0.75 a 2 m, en general los muros y las columnas se apoyan en las placas y se alinean perpendicularmente entre sí, en estos casos se debe corroborar que las cargas transmitidas no sobrepasen a los esfuerzos admisibles del suelo y tampoco no debe sobrepasar los esfuerzos límites en las secciones de concreto armado es decir al diseño por flexión, corte y punzonamiento.

2.2.2.5.2 Las plateas con vigas peraltadas

Según (Fratelli,1993), se subdividen en vigas conectando con las columnas, es así que se aumenta la rigidez de la cimentación, las plateas peraltadas pueden ser unidireccionales o pueden ser plateas de cimentación con vigas peraltadas bidireccionales.

➤ Las plateas con vigas peraltadas unidireccionales

Trabajan como una losa transversalmente apoyada en las dos vigas paralelas en la luz más corta, estas vigas trabajan como T invertida, apoyada en las columnas y sollicitaciones por la reacción del suelo. Para ser plateas unidireccionales se cumple que la relación de los lados es mayor 2.

➤ Las plateas con vigas peraltadas bidireccionales

Para el caso de las vigas peraltadas bidireccionales las losas trabajan bidireccionalmente y dividen la platea total en áreas menores, cuando se tiene los nervios conectados, estos controlan los esfuerzos de punzonamiento, pero se tiene que verificar diseño por corte y flexión.

Referente a (Fratelli, 1993), para el diseño de las plateas mencionadas consideramos la rigidez de la platea de cimentación, estos se subdividen en:

- Plateas rígidas
- Plateas flexibles

Referente a (Fratelli,1993), Para clasificar las plateas flexibles o rígidas dependen de su espesor, distancia entre columnas, la magnitud de cargas que intervienen hacia la cimentación.

Las plateas rígidas presentan una distribución lineal o uniforme en el suelo a cimentar, debido a que cumple los siguientes requisitos:

- Las columnas están alineadas en ambas direcciones.
- Las cargas entre columnas adyacentes no cambian en más del 20 % entre sí.
- El espesor de la losa de cimentación es lo suficientemente rígido para que el concreto resista los esfuerzos tangenciales sin apoyo del acero de refuerzo por corte.
- El espaciamiento entre columnas no son mayores o menores en más 20% , además estas no deben ser inferior a $S \leq \frac{\pi}{2} * Le + b$.

Donde:

S: espaciamiento entre columnas

b: ancho de columna

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 * Ec * I}{k * B}}$$

Donde:

B: ancho de la banda

K: módulo de balasto

I: inercia de la sección trasversal

Ec: módulo de elasticidad del concreto

El método tradicional para el diseño de las plateas rígidas con columnas doblemente alineadas cumple los parámetros para aplicar el Método de las franjas y el Método de áreas tributarias.

De acuerdo a (Nilson, 2001). La losa de cimentación se constituye como una losa maciza de concreto armado, su comportamiento estructural obedece a una losa plana pero volteada esto indica que está cargada hacia arriba por la presión de contacto y hacia abajo por las reacciones juntas en las columnas.

Según (Meli,1985) Las losas de cimentación con vigas de cimentación o también llamados contratraves se emplea cuando las cargas son elevadas y se convierten en una estructura rectangular o tipo cajón con la losa en la zona inferior y superior de la viga de cimentación.

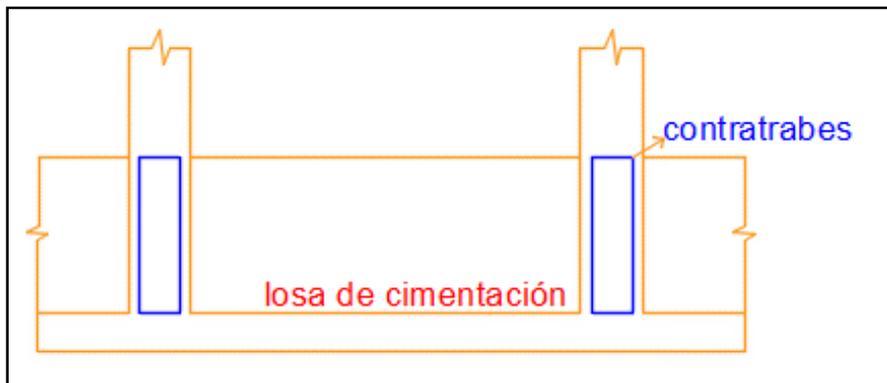


Figura 6: Detalle de losa con viga de cimentación o contratraves.

Fuente: Meli,1985

Según (Fratelli,1993), para las plateas de cimentación con vigas peraltadas bidireccionales las losas trabajan bidireccionalmente y dividen la platea total en áreas menores, cuando se tiene los nervios conectados, estos controlan los esfuerzos de punzonamiento, pero se tiene que verificar diseño por corte y flexión.

2.2.2.6 Normas de diseño.

Es obligatorio efectuar el EMS, en edificaciones que alberguen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, entre estos se encuentran los colegios quienes servirán de refugio después de desastres o sismos de gran intensidad. Además, se tomará en consideración el uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, indicar si la edificación tendrá sótanos, luces y cargas transmitidas a la cimentación.

(Norma Técnica E 050 "Suelos y Cimentaciones., 2006) fija como objetivo establecer los requisitos de ejecución de estudio de mecánica de y las cimentaciones de las edificaciones.

Según la (Normativa Técnica para el diseño de locales de educación básica regular , primaria y secundaria) define las siguientes características para colegios.

Tabla 1: Requisitos para del diseño de locales escolares

- Área mínima neta por aula	- 56 m ² .(35 alumnos, máximo para zona urbana)
- Índice de Ocupación Mínimo:	- 1.60 m ² /x alumno
- Altura libre al interior de aulas para tipo de clima de la Sierra (Huancayo).	- 2.85 a 3.00 m
- Altura de alfeizar recomendado	- 1.10 m. a mas
- Nuestra estructura es de categoría A (edificaciones esenciales) y zona 3 deberá tener las siguientes características:	- Estructura regular - Sistema estructural: acero, muros de concreto armado, albañilería armada y sistema dual.
- Para incrementar la rigidez lateral se recomienda el siguiente modelo:	- Columnas alargadas o Placas de concreto armado en la dirección vulnerable a efecto de columna corta. - Muros de albañilería de 20-25 cm en la dirección transversal. Y columna adicional en el eje central.

Fuente: Adaptación de la Norma técnica del MINEDU -2006

Referente a la (Norma Técnica E 030, 2016) en el ítem 1.4, Concepción estructural sismo resistente, nos indica las configuraciones a tener en cuenta para una estructuración sismo resistente, entre estos se tiene: Simetría para la distribución de masas y las rigideces de la estructura, se debe de considerar peso mínimo especialmente en los pisos altos, continuidad estructural en la planta y elevación de la estructura, ductilidad en la estructura y deformación lateral limitada.

Se debe de evitar irregularidades en planta por ejemplo en formas tales como: H, T, L. la norma recomienda que las alas de estas formas sean como máximo 20% de la distancia en cada dirección, sin embargo, si sobrepasa esta configuración se debe colocar juntas sísmicas.

2.2.2.7 Estructuración

La estructuración de construcciones de concreto armado debe alinearse con los siguientes requisitos: simetría, de tal modo que durante un sismo se produzcan desplazamientos laterales, pero se minimicen los giros en planta (torsión), buscar además de la rigidez lateral halla rigidez torsional, uniformidad y continuidad en los elementos estructurales evitando cambios bruscos, rigidez lateral en las dos direcciones. (Blanco, 2010) " Estructuración y Diseño de Edificaciones De Concreto Armado".

En el libro titulado " Análisis y diseño de edificaciones de albañilería" menciona que la primera etapa de un diseño se enfocará en la distribución de muros y estructuración correcta, en efecto los elementos resistentes son justamente los muros que determinan el uso del espacio interior. Sin embargo, muchos de los profesionales que siguen diseñando con los criterios clásicos de estructuración, según se ha visto consideran para el análisis estructural un sentido principal asociado a aquel que soporta el techo (carga vertical). (Abanto, 2014).

En efecto consideran para esta sección muros en aparejo de cabeza y con una longitud total muy por encima del requerido realmente, en cambio al otro sentido no le dan importancia, por eso lo denominan secundario. Dadas las condiciones que anteceden la situación se vuelve más crítica todavía porque al sentido principal la refuerzan aún más mediante la inclusión de pórticos y en sentido secundario arman pórticos mediante las columnas de amarre y vigas con peraltes igual al espesor del techo, de ahí que nace las famosas vigas chatas.

El resultado es un diseño desproporcionado, para un sentido sobredimensionado y el otro muy débil y frente a un movimiento sísmico la edificación podría colapsar. Cabe agregar, para que un muro se considere confinado, será obligatorio que la albañilería está rodeada en todo su perímetro por elementos de concreto armado (columnas de amarre y vigas soleras). Además, La distancia máxima entre columnas de amarre debe ser menor o igual al doble de la altura entre la viga solera, si se omite esta aclaración podría correr el riesgo de que aparezcan grieta en la parte central. Finalmente existen varias alternativas de solución, tales como: reemplazar algunos muros de soga por cabeza en la dirección desfavorable o también considerar uno o más pórticos en la dirección desfavorable y como tercera alternativa tenemos diseñar con secciones de concreto armado (placas en la dirección crítica).

De acuerdo a (Blanco, 2010) nos recomienda que la estructuración debe ser lo más simple y limpia posible, de esta manera la idealización para el análisis sísmico será el más aproximado y real, con respecto a los criterios de estructuración, además nos indica que para obtener una estructura sismo resistente se deberá configurar de la siguiente manera:

- Simplicidad y simetría: De acuerdo a los antecedentes en configuraciones estructurales se ha demostrado que mientras más simples sean las estructuras tiene un mejor comportamiento frente a los sismos, debido a que la idealización o modelamiento de la estructura pueda ser más concordante con la realidad. La simetría es importante en las dos direcciones x, y para evitar efectos torsionales ante la acción de un sismo. Es recomendable que el centro de masa y el centro de rigidez en planta, se encuentren lo más cerca posible para evitar movimientos de traslación, torsión frente a un movimiento sísmico. Además, el autor indica que mientras mayor excentricidad exista se tendrá mayores problemas.
- Resistencia
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido).

Con respecto al Predimensionamiento (Sánchez, 2006) recomienda por la economía del proyecto armar el aligerado en la dirección más corta, solo si los apoyos de las vigas sean peraltados., con respecto a los paños cuadrados se recomienda el armado de losa en una dirección. Estos espesores de aligerado deben ser múltiplos de 5 para agilizar durante el proceso constructivo.

La (Norma Técnica E 060 Concreto Armado, 2009) indica que el Predimensionamiento del peralte de la viga será de $L_c/25$, para evitar deflexiones considerando que el Predimensionamiento se utilizara para sobrecargas menores a 350 kg/cm^2 , además para la sobrecargas mayores a lo indicado el Predimensionamiento será equivalente a $L_c/21$. (Blanco, 2010) nos recomienda que el dimensionamiento para vigas sismo resistente se recomienda Luz libre (L), comprendidos entre $L/10$ a $L/12$.

CAPITULO III

ARQUITECTURA, ESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

En este capítulo se desarrolló la delineación del proyecto de tesis, iniciando del plano arquitectónico, para luego realizar la estructuración del proyecto.

3.1 Arquitectura del proyecto

El proyecto se basa en la propuesta planteada por el asesor de tesis. El planteamiento consiste en una institución educativa de nivel secundario de tres niveles. Este proyecto se replicó para tres tipos de suelos, suelo rígido, intermedio y blando, ubicado en el distrito de Huancayo, Tambo y Chilca correspondientemente. El área total en cada planta es de 146.55 m², la altura de entepiso es de 2.85 m.

El ambiente destinado es de aulas (1^o-5^o grado) y SUM.

El plano de arquitectura se plasma en la figura 7, este planteamiento se inició a desarrollar en armonía con las normas técnicas para luego controlar los desplazamientos relativos, y proceder con el diseño de la cimentación.

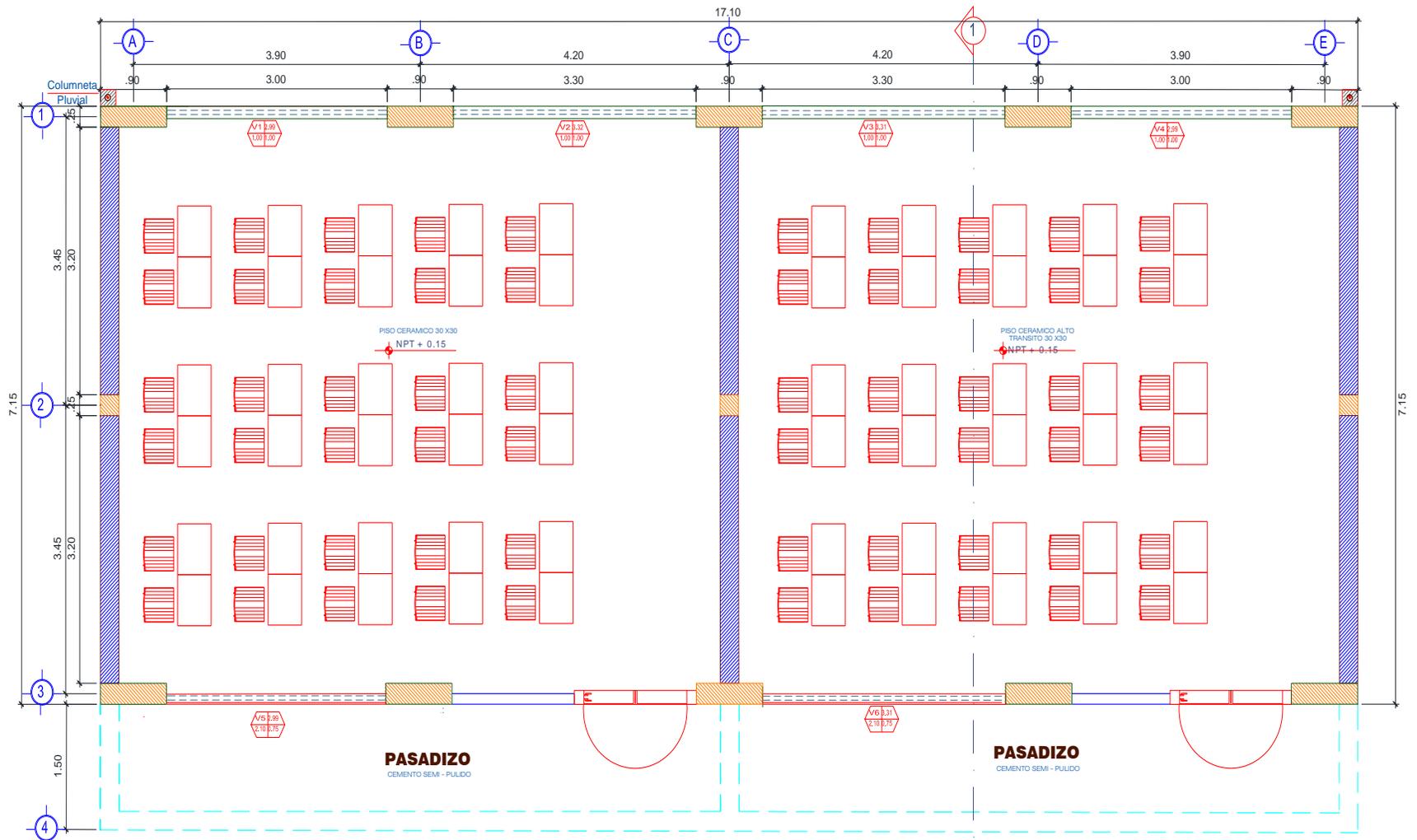


Figura 7: Plano de arquitectura del proyecto de tesis

Fuente: Propuesta del asesor

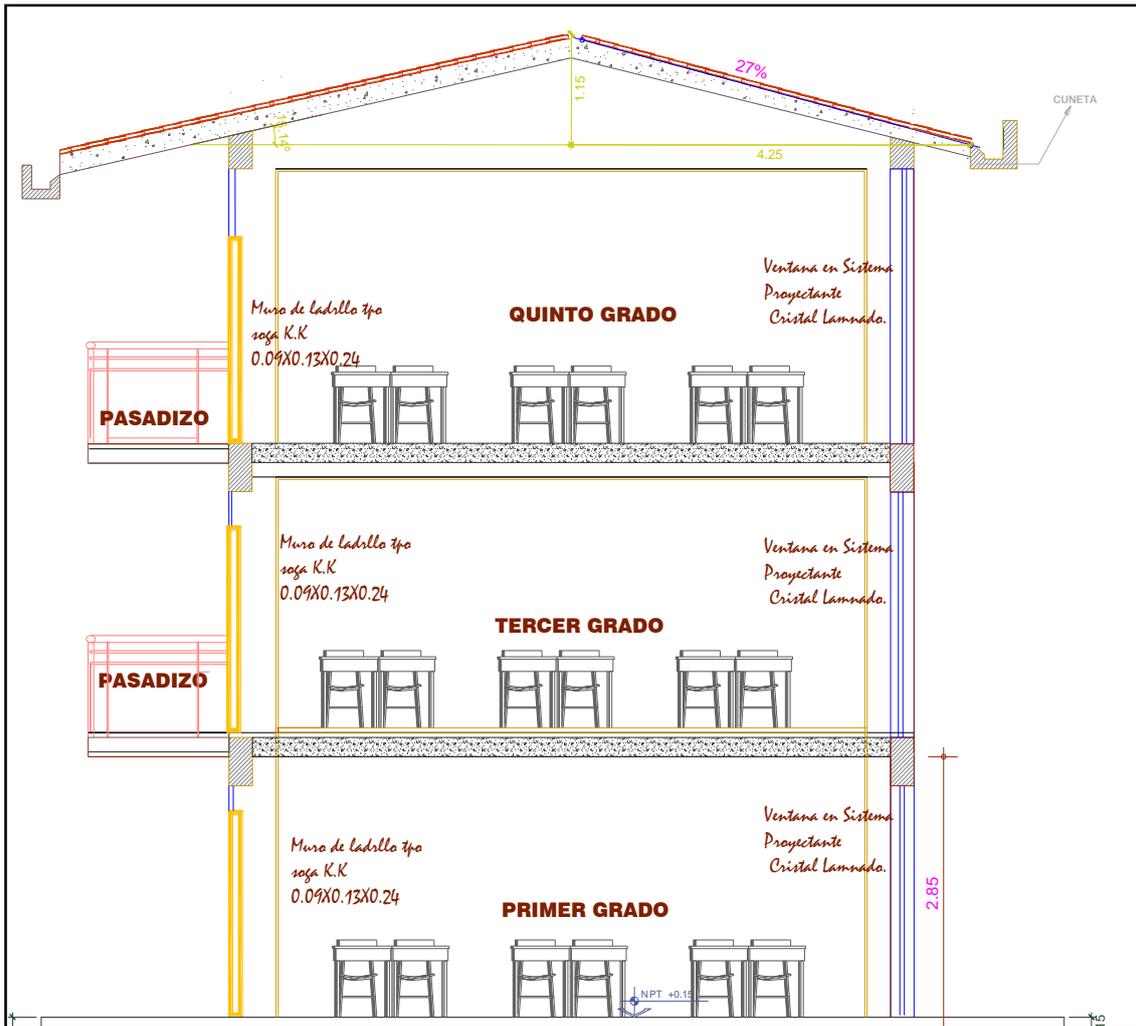


Figura 8: Plano de elevación del proyecto de tesis

Fuente: Propuesta del asesor

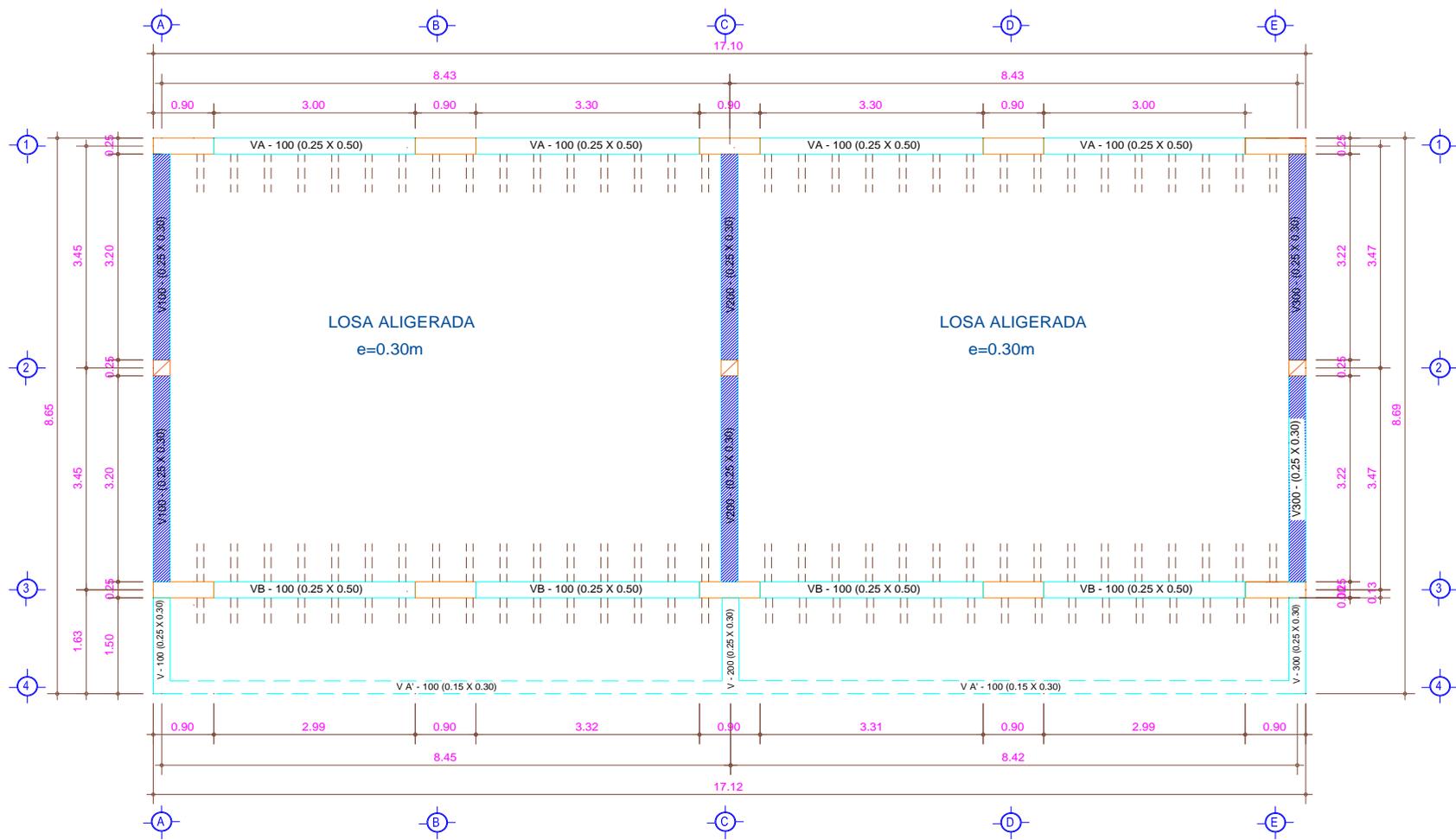


Figura 9: Plano de estructuración o configuración , primera y segunda planta

Fuente: Elaboración propia

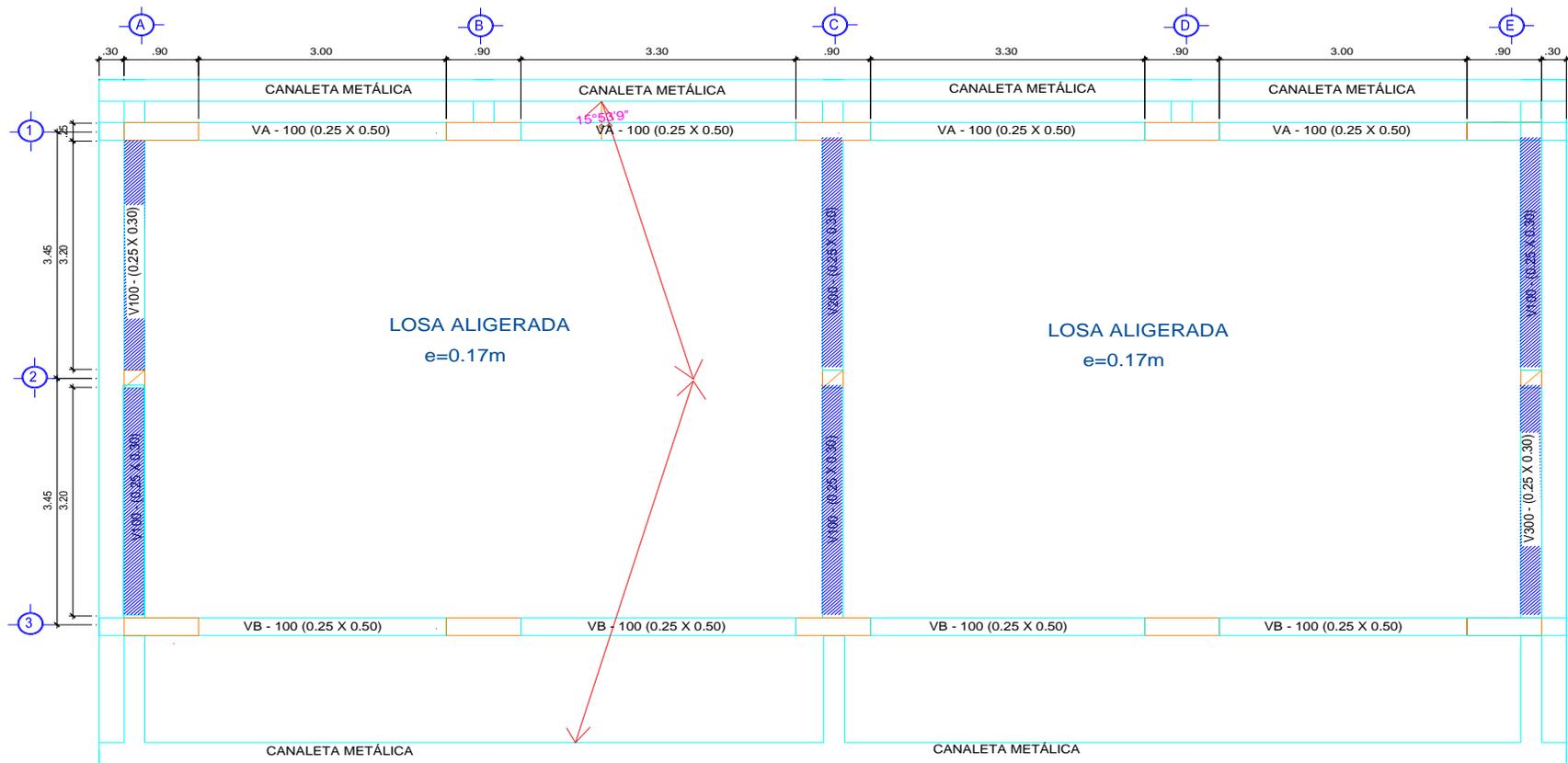


Figura 10: Plano de estructuración o configuración, techo tercera planta

Fuente: Elaboración propia

3.1.1 Características arquitectónicas considerando las normas de diseño

Se muestra las características arquitectónicas del proyecto de tesis:

Tabla 2: Características arquitectónicas considerando las normas de diseño

Área neta por aula para 35 alumnos	61.15 m ²
Área neta por alumno	1.75 m ²
Altura libre al interior de aulas para tipo de clima de la Sierra (Huancayo).	2.85 m.
Altura de alfeizar	1.10 m.
Nuestra estructura es de categoría A 2 (edificaciones esenciales) y zona 3 considerando la Tabla N° 6 de la norma E-030(categoría y sistema estructural de las edificaciones), se propuso el siguiente sistema estructural:	Muros de concreto armado en la dirección longitudinal y Muros de albañilería confinada en la dirección transversal

Fuente: Norma Minedu 2009

La arquitectura concebida corresponde a una configuración estructural sismo resistente, según las especificaciones de la norma técnica (Norma Técnica E 030, 2016)

3.2 Análisis estructural

3.2.1 Predimensionamiento

3.2.1.1 Predimensionamiento de losa aligerada

El Metrado se realiza con una losa tradicional, En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7,5 m.

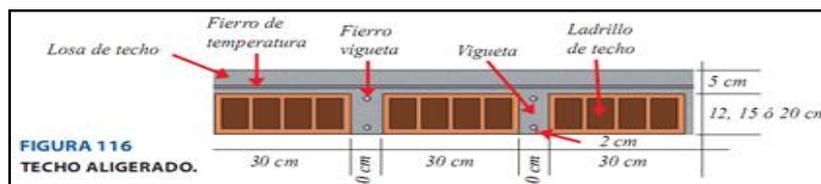


Figura 11: Losa aligerada tradicional

Fuente: Balotario aceros Arequipa

Se predimensiona la losa empleando la siguiente expresión: (Blanco, 2010)

$$e = \frac{L}{25} = \frac{6.65}{25} = 0.30m$$

Donde:

L: luz libre

3.2.1.2 Pre dimensionamiento de viga:

se predimensiona la viga principal empleando la siguiente fórmula: (Blanco, 2010)

$$H = \frac{1}{10} a \frac{1}{12} \text{ de luz libre} = \frac{3.20}{10 - 12} = 0.50$$

$$B = 0.3 \text{ a } 0.5 \text{ de altura} = 0.25$$

Se predimensiona la viga volado empleando la siguiente fórmula: (Blanco, 2010)

$$H = \frac{1}{4} a \frac{1}{6} \text{ de luz libre} = 0.30$$

$$B = 0.3 \text{ a } 0.5 \text{ m de la altura} = 0.25$$

3.2.1.3 Predimensionamiento de muro

De acuerdo al artículo 19.1 de la norma E 070 pre dimensionamos el muro así:

$$t = \frac{h}{20} = 0.23 \text{ cm}$$

Donde:

H: altura libre

En adelante se indica en resumen las dimensiones de los elementos estructurales:

Tabla 3: Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales.

ELEMENTO	BASE (m)	PERALTE (m)
Losa aligerada 1º, 2º nivel		0.30
Vigas X-X	0.25	0.50
Vigas Y-Y ejes: A'-A', C- C, E'-E'.	0.25	0.30
Muros de concreto armado	0.25	0.90
Muro portante de albañilería confinada ejes: A'-A', C- C, E'-E'.	0.25	7.15

3.2.2 Metrado de cargas

3.2.2.1 Metrado de losa aligerada

Para el Metrado de cargas se considera el peso propio del aligerado de 0.30 de espesor, piso terminado y la sobrecarga. Considerando un ancho de losa de 0.40 m.

Tabla 4: Metrado de losa aligerada de 1º y 2º nivel, espesor de losa de 30 cm

Elemento	P.U(Kg/m ²)	ancho (m)	Peso(kg/m)
Losa aligerada 1º y 2º piso(e=0.30 m)			
peso propio	420	0.4	168
Piso terminado	100	0.4	40
		W D	208
Sobrecarga	250	0.4	100
		W L	100

Tabla 5: Metrado de losa aligerada de 3° nivel, espesor de losa de 17 cm

Elemento	P.U(Kg/m ²)	Ancho (m)	Peso(kg/m)
Losa aligerada 3° piso(e=0.17 m)			
peso propio	280	0.4	120
teja andina	2.7	0.4	1.08
		WD	121.08
Sobrecarga	50	0.4	20
		WL	20

3.2.2.2 Metrado de cargas para las vigas:

Las vigas en el eje (1-1 y 3-3) tienen dimensiones de 25 cm x 50 cm (1° y 2° y 3° piso), para el Metrado de cargas se consideró el peso propio de la viga, losa aligerada, cargas de piso terminado y la s/c. Para el Metrado de piso terminado, será el ancho tributario sumado de 10 cm debido a que si presenta tabiquería.

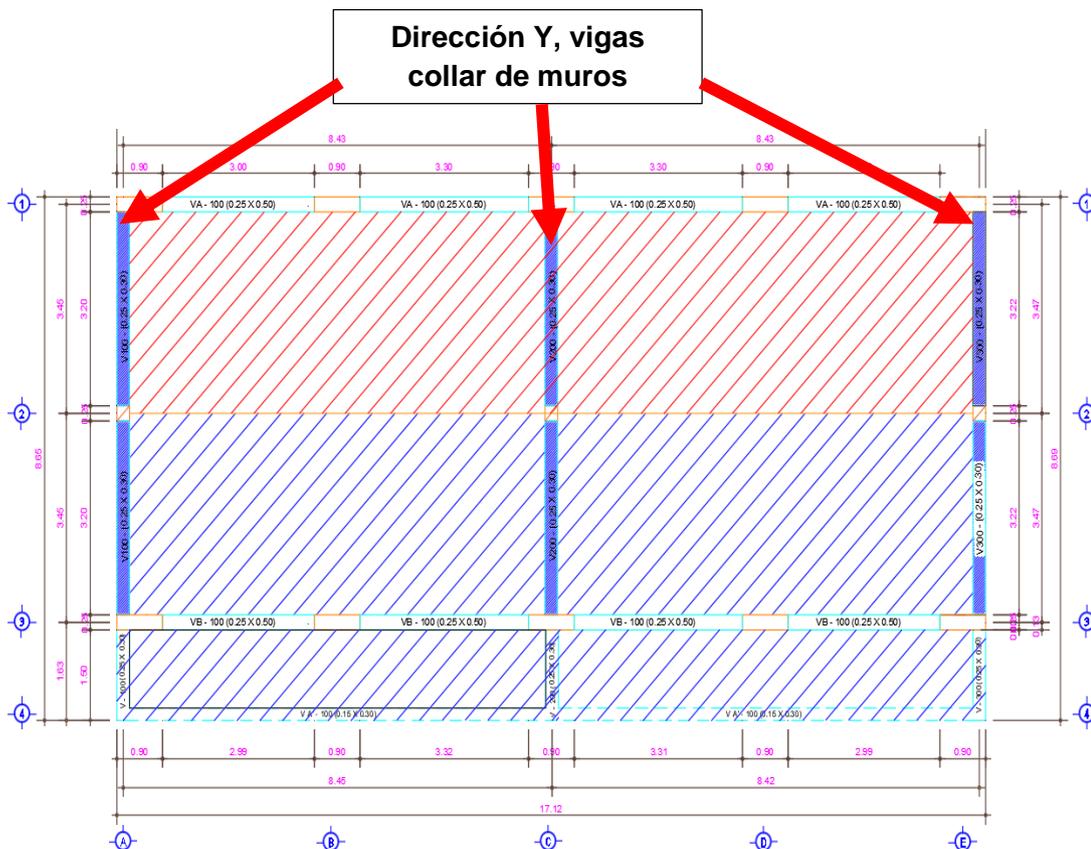


Figura 12: Ilustración de cargas tributarias de las vigas en dirección x-x

Tabla 6: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 1-1, 1° y 2° nivel

viga X-X (0.25*0.50) eje 1-1					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte (m)	Ancho tributario (m)	Peso (Kg/m)
peso propio	2400(kg/m ³)	0.25	0.5		300
peso aligerado	420(kg/m ²)			3.34	1402.8
Piso terminado	100(kg/m ²)			3.44	344
				WD	2046.8
S/C aulas	250(kg/m ²)			3.44	860
				WL	860

Tabla 7: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 3-3, 1° y 2° nivel

viga X-X (0.25*0.50) eje 3-3					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte (m)	Ancho tributario (m)	Peso (Kg/m)
peso propio eje 3-3	2400 (kg/m ³)	0.25	0.5		300
peso propio eje 4-4	2400 (kg/m ³)	0.15	0.3		108
peso aligerado tramo 2-3	420 (kg/m ²)			3.34	1402.8
peso aligerado tramo 3-4	420 (kg/m ²)			1.5	630
Piso terminado tramo 2-3	100 (kg/m ²)			3.44	344
Piso terminado tramo 3-4	100 (kg/m ²)			1.6	160
tabiquería	1350 (kg/m ³)	0.15	2.1		425.25
				WD	3370.05
S/C aulas	250 (kg/m ²)			3.44	860
S/C pasadizo	400			1.6	640
				WL	1500

Tabla 8: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 1-1, 3° nivel

viga X-X (0.25*0.50) eje 1-1 (ESPESOR DE LOSA 17 cm)					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte(m)	Ancho tributario (m)	Peso(Kg/m)
peso propio	2400 (kg/m ³)	0.25	0.5		300
peso aligerado	280 (kg/m ²)			2.18	610.4
teja andina	2.7 (kg/m ²)			2.18	5.886
				WD	916.29
Sobrecarga	100 (kg/m ²)			2.18	218
				WL	218

Tabla 9: Metrado de viga X-X (0.25*0.50) eje 3-3 , 3° nivel

Viga X-X (0.25*0.50) eje 3-3 (ESPESOR DE LOSA 17 cm)					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte(m)	Ancho tributario (m)	Peso(Kg/m)
peso propio	2400 (kg/m ³)	0.25	0.5		300
peso aligerado	280 (kg/m ²)			2.82	789.6
teja andina	2.7 (kg/m ²)			2.82	7.614
				WD	1097.21
Sobrecarga	100(kg/m ²)			2.82	282
				WL	282

Las vigas del eje Y-Y, vigas collar del muro portante están ubicados en el tramo (A-A, C-C y E-E) tienen dimensiones de 25 cm x 30 cm (1° y 2° y 3° piso), para el Metrado de cargas se consideró el peso propio de la viga, losa aligerada considerando 4 veces el espesor de losa por monolitismo, cargas de piso terminado y la s/c.

Para el piso terminado, será el ancho tributario considerado para la losa (1.20 cm) más el espesor de la viga = 25.

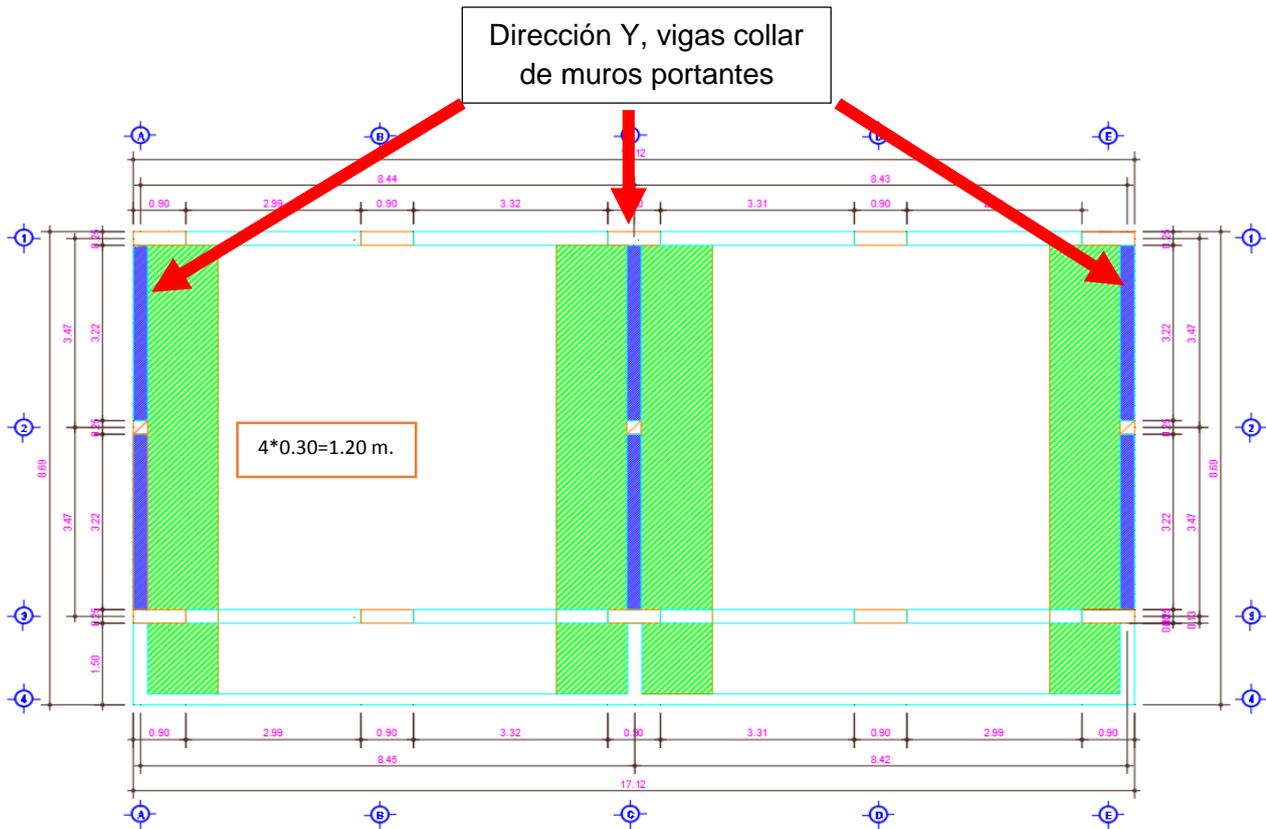


Figura 13: Ilustración del ancho tributario para las vigas en dirección y-y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10: Metrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje A-A y E-E, 1° y 2° nivel

viga Y-Y (0.25*0.30) eje A-A y E-E					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte (m)	Ancho tributario (m)	Peso (Kg/m)
peso propio	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3		180
peso aligerado	420 (kg/m ²)			1.2	504
Piso terminado	100 (kg/m ²)			1.45	145
				WD	829
S/C aulas	250 (kg/m ²)			1.45	362.5
				WL	362.5

Tabla 11: Medrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje C-C, 1° y 2° nivel

viga Y-Y (0.25*0.30) eje C-C tramo 1-2					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte(m)	Ancho tributario (m)	Peso(Kg/m)
peso propio	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3		180
peso aligerado	420 (kg/m ²)			2.4	1008
Piso terminado	100 (kg/m ²)			2.65	265
				WD	1453
S/C aulas	250 (kg/m ²)			2.65	663
				WL	663

Tabla 12: Medrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje A-A y E-E, 3° nivel

PESO PROPIO DE LA LOSA DOS AGUAS					
Elemento	P.U	Base (m)	Peralte(m)	Ancho tributario (m)	Peso(Kg/m)
peso propio	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3		180
peso aligerado	280 (kg/m ²)			0.8	224
				WD	404
s/c	50 (kg/m ²)			1.05	52.5
				WL	52.5

Tabla 13: Metrado de viga Y-Y (0.25*0.30) eje C-C, 3° nivel

Elemento	P.U	Base (m)	Peralte(m)	Ancho tributario (m)	Peso(Kg/m)
peso propio	2400	0.25	0.3		180
peso aligerado	280 (kg/m ²)			1.6	448
				WD	628
s/c	50 (kg/m ²)			1.05	52.5
				WL	52.5

3.2.2.3 Metrado de cargas en muros portantes, eje y-y

Se considera muros portantes de albañilería a los ejes A-A, C-C, E-E. En su metrado de cargas se consideró su peso de losa, el peso de los muros, piso terminado, peso de vigas y s/c.

Tabla 14: Metrado de muros (EJE A-A , E-E), 1° 2° piso

ELEMENTO	P.U	Ancho tributario (m)	Alto(m)	Peso(Kg/m)
1° 2° piso				
Peso de losa	420 (kg/m ²)	1.2		504
Peso de muro	1800 (kg/m ³)	0.25	2.85	1282.5
Piso terminado	100 (kg/m ²)	1.20		120
Peso de viga	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3	180
Sobrecarga	250 (kg/m ²)	1.20		300
			WD	2086.5
			WL	300

Tabla 15: Metrado de muros (EJE A-A , E-E), 3° piso

ELEMENTO	P.U	Ancho tributario (m)	Alto(m)	Peso(Kg/m)
3° piso				
Peso de losa	280(kg/m ²)	1.2		336
Peso de muro	1800 (kg/m ³)	0.25	2.85	1282.5
Piso terminado	100 (kg/m ²)	1.20		120

Peso de viga horizontal	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3	180
Peso de viga diagonal	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3	180
Sobrecarga	250 (kg/m ²)	1.20		300
			WD	2098.5
			WL	300

Tabla 16: Metrado de muros (C-C), 1° 2° piso

ELEMENTO	P.U	Ancho tributario (m)	Alto(m)	Peso(Kg/m)
1° 2° piso				
Peso de losa	420 (kg/m ²)	2.4		1008
Peso de muro	1800 (kg/m ³)	0.25	2.85	1282.5
Piso terminado	100 (kg/m ²)	2.40		240
Peso de viga	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3	180
Sobrecarga	250 (kg/m ²)	2.40		600
			WD	2710.5
			WL	600

Tabla 17: Resumen del Metrado del eje C-C tercer piso, 3° piso

ELEMENTO	P.U	Ancho tributario (m)	Alto(m)	Peso(Kg/m)
3° piso				
Peso de losa	300 (kg/m ²)	2.4		720
Peso de muro	1800 (kg/m ³)	0.25	2.85	1282.5
Piso terminado	100 (kg/m ²)	2.40		240
Peso de viga horizontal	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3	180
Peso de viga diagonal	2400 (kg/m ³)	0.25	0.3	180
Sobrecarga	250 (kg/m ²)	2.40		600
			WD	1320
			WL	600

3.2.3 Estimación del peso de la estructura

De acuerdo a la (Norma Técnica E 030, 2016) el proyecto se encuentra en la CATEGORÍA A, representando a los centros educativos, donde el Artículo 4.3 indica que al peso se adicionará la carga permanente y un porcentaje de la carga viva, para el caso de centros educativos se considera 50% de la carga viva.

Tabla 18: peso total del primer piso

ELEMENTO	EJE	B	H	L	PU	# VECES		TOTAL
viga x-x	1 , 3	0.25	0.5	17.10	2.4	2		10.26
viga y-y	A, C,E	0.25	0.3	8.65	2.4	3		4.67
columnas		0.25	0.9	4.45	2.4	10		24.03
columnas de confinamiento		0.25	0.25	4.45	2.4	3		2.003
Muros portantes		0.23	2.85	3.22	1.8	6		22.80
tabiquería		0.13	2.1	12.61	1.35	1		4.65
losa del aula			8.19	6.66	0.42	2		45.82
losa del pasadizo			8.19	1.3	0.42	2		8.94
piso terminado			8.56	8.69	0.1	2		14.88
							WD	138.05
s/c aula			7.06	8.56	0.25	2		30.22
s/c pasadizo			1.5	8.56	0.4	2		10.27
							WL	37.02

Tabla 19: peso del segundo piso

ELEMENTO	EJE	B	H	L	PU	# VECES		TOTAL
viga x-x	1 , 3	0.25	0.5	17.10	2.4	2		10.26
viga y-y	A, C,E	0.25	0.3	8.65	2.4	3		4.67
columnas		0.25	0.9	2.65	2.4	10		14.31
columnas de confinamiento		0.25	0.25	2.65	2.4	3		1.19

Muros portantes		0.23	2.85	3.22	1.8	6		22.80
tabiquería		0.13	2.1	12.61	1.35	1		4.65
losa del aula			8.19	6.66	0.42	2		45.82
losa del pasadizo			8.19	1.3	0.42	2		8.94
piso terminado			8.56	8.69	0.1	2		14.88
							WD	127.52
s/c aula			7.06	8.56	0.25	2		30.22
s/c pasadizo			1.5	8.56	0.4	2		10.27
							WL	37.02

Tabla 20: peso del tercer piso

ELEMENTO	EJE	B	H	L	PU	C		TOTAL
viga x-x	1 , 3	0.25	0.5	17.10	2.4	2		10.26
viga y-y	A, C, E	0.25	0.3	8.65	2.4	3		4.67
columnas		0.25	0.9	2.65	2.4	10		14.31
columnas de confinamiento		0.25	0.25	2.65	2.4	3		1.19
muros		0.23	1.875	3.22	1.8	3		7.50
vigas diagonal		0.25	0.3	9.91	2.4	5		8.92
viga 2'-2'		0.25	0.3	17.10	2.4	1		3.08
losa 3° nivel			9.59	17.10	0.28	1		47.43
piso terminado			8.56	8.69	0.1	2		1.71
							WD	100.89
s/c techo			9.91	17.10	0.1	1		16.97
							WL	16.95

Tabla 21: Resumen del peso total

CARGAS	1° PISO	2° PISO	3° PISO	PESO TOTAL
WD	138.05	127.52	99.07	
WL	37.02	37.02	16.95	
PESO TOTAL=(WD+50%WL)	156.56	146.03	107.55	410.14 Ton

Finalmente, para la estructura se considera un peso total de **410.14 Ton**.

3.2.4 Análisis con el programa SAP

Se utiliza el programa SAP V 16, el programa modela la estructura en tres dimensiones, para lo cual se define las siguientes propiedades:

- El material a emplearse es concreto armado, debido a condiciones de durabilidad mínima, se ha elegido usar concreto de relación agua cemento $a/c < 0.45$ con resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ para superestructura y la subestructura.
- El acero de refuerzo empleado es ASTM A615 Grado 60, el cual tiene esfuerzo de fluencia igual a $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, aunque en Perú las siderúrgicas comerciales llegan a $f_y = 4280 \text{ kgf/cm}^2$.

Para concreto/concreto armado:

- ✓ Módulo de elasticidad : $15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217370.6512 \text{ (kgf/cm}^2)$
- ✓ Módulo de Poisson : 0.15
- ✓ Peso : $2400 \text{ (kg/m}^3)$

Para Albañilería: ladrillo tipo industrial

- ✓ $F'm$: $65 \text{ (kg/cm}^2)$
- ✓ E_m : $500 \cdot f'm \text{ (kg/cm}^2)$
- ✓ Peso : $1800 \text{ (Kg/ m}^3)$

Una vez asignada las propiedades de los elementos estructurales, se procede a asignar las secciones de las columnas, vigas. Se consideró la base como empotrada. Se ubicó el centro de gravedad de cada piso, Se define los diafragmas rígidos de cada piso.

Para el proyecto se desarrolló el análisis estático se asigna las fuerzas horizontales por cada piso, consignando distribución de fuerzas en X y distribución de fuerzas en Y.

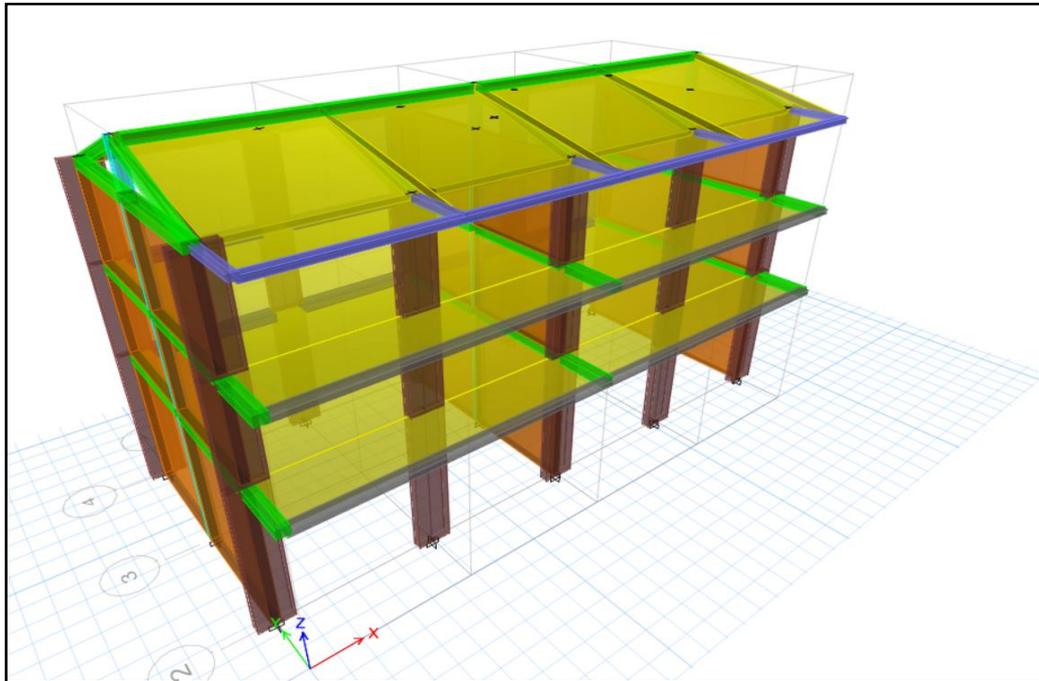


Figura 14: Modelamiento de la estructura

Fuente: Elaboración propia

3.2.5 Análisis estático:

Se realizó el análisis estático según a la norma E-030-2016, ítem 4.5 Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, para proceder con el análisis estático se debe considerar lo siguiente:

3.2.5.1 Zonificación:

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 15.

La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral.

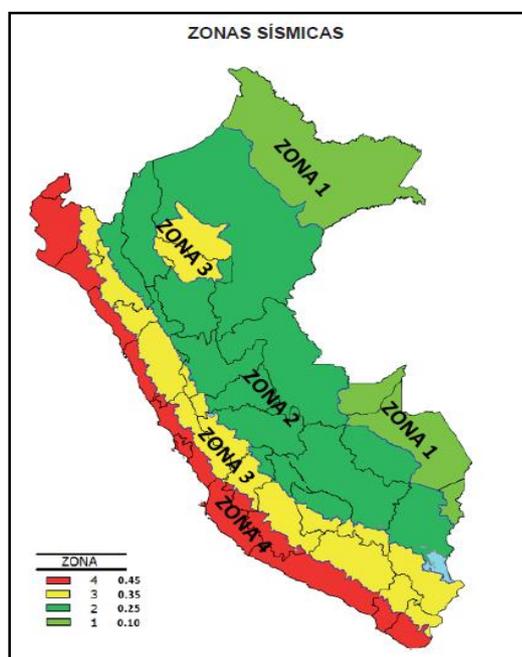


Figura 15: Zonas Sísmicas

Fuente: NTP 030- 2016

Tabla 22: Zonificación del proyecto de acuerdo a la norma E-030.

Ubicación del proyecto	Zona Sísmica	Factor z
Huancayo, Tambo y Chilca	3	0.35

3.2.5.2 Perfiles de suelo:

La ubicación del proyecto está construida en tres tipos de suelo, es decir se proyectará en un suelo blando, un suelo intermedio y un suelo rígido.

Tabla 23: clasificación del tipo de suelo

Tipo de suelo	Factor S
Suelo blando	1.2
Suelo Intermedio	1.15
Suelo Rígido	1

3.2.5.3 Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a la Norma E- 030, en el Ítem 2.5, la característica del sitio se define con las siguientes expresiones:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

Donde:

T_p = Periodo fundamental de vibración del suelo.

T = Periodo fundamental de la estructura.

Además, el factor de amplificación debe ser menor a 2.5.

Tabla 24: Factor de amplificación sísmica para el proyecto

Tipo de suelo	Factor C(Factor de amplificación sísmica)
Suelo blando, Intermedio y rígido	2.5

3.2.5.1 Sistema estructural y coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

El sistema estructural se clasifica según los materiales usados y el sistema de estructuración sísmo resistente en cada dirección de análisis, para el proyecto se tiene el siguiente sistema estructural:

- R_{o xx}=6(sistema de muros estructurales)
- R_{o yy}=3(sistema de albañilería)

Asimismo, El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas depende de los factores de irregularidad en planta y altura. Donde se determinó en el ítem 3.2.6

3.2.5.5 Categoría de la estructura

De acuerdo al ítem 3.1 de la norma E-030, Los tres tipos de suelo se encuentra en la categoría A, y con un factor U de 1.5.

3.2.5.6 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S * P}{R}$$

Donde:

- Z: Representa la aceleración de la base rocosa de la zona en estudio, con una probabilidad de 10% de ser superada en los 50 años de exposición (0.3 g).

- U: es un coeficiente que depende de la categoría de la edificación
- C: es el coeficiente de amplificación sísmica
- S: es un factor que permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa.
- P: es el peso de la edificación, suma del 100% de la CM y el 50 % de la CV para edificaciones esenciales.

Se muestra en adelante la cortante basal en las dos direcciones del suelo blando:

- $V_x=107.7$ Ton
- $V_y=215.3$ Ton

Tabla 25: Cortante basal para el suelo blando, dirección x-x

PISOS	Altura hi	Pi	Pi*hi	Alfa i	Fuerza cortante
	m	ton			ton
T3	9.55	156.38	1493.4182	0.51735137	55.699
T2	6.7	146.06	978.584778	0.33900228	36.498
T1	3.85	107.70	414.658379	0.14364635	15.465

Tabla 26: Cortante basal para el suelo blando, dirección y-y

PISOS	Altura hi	Pi	Pi*hi	Alfa i	Fuerza i
	m	ton			ton
T3	9.55	156.37887	1493.4182	0.51735137	111.398
T2	6.7	146.05743	978.584778	0.33900228	72.995
T1	3.85	107.703475	414.658379	0.14364635	30.930

Se muestra en adelante la cortante basal en las dos direcciones del suelo intermedio:

- $V_x=203.2$ Ton
- $V_y=206.4$ Ton

Tabla 27: Cortante basal para el suelo intermedio, dirección x-x

PISOS	Altura hi	Pi	Pi*hi	Alfa i	Fuerza i
	m	ton			ton
T3	9.55	156.38	1493.4182	0.51735137	53.4
T2	6.7	146.06	978.584778	0.33900228	35.0
T1	3.85	107.70	414.658379	0.14364635	14.8

Tabla 28: Cortante basal para el suelo intermedio, dirección y-y

PISOS	Altura hi	Pi	Pi*hi	Alfa i	Fuerza i
	m	ton			ton
T3	9.55	156.37887	1493.4182	0.51735137	106.8
T2	6.7	146.05743	978.584778	0.33900228	70.0
T1	3.85	107.703475	414.658379	0.14364635	29.6

Se muestra en adelante la cortante basal en las dos direcciones del suelo rígido:

- $V_x=89.7$ Ton
- $V_y=179.4$ Ton

Tabla 29: Cortante basal para el suelo rígido, dirección x-x

PISOS	Altura hi	Pi	Pi*hi	Alfa i	Fuerza i
	m	ton			ton
T3	9.55	156.38	1493.4182	0.51735137	46.4
T2	6.7	146.06	978.584778	0.33900228	30.4
T1	3.85	107.70	414.658379	0.14364635	12.9

Tabla 30: Cortante basal para el suelo rígido, dirección y-y

PISOS	Altura hi	Pi	Pi*hi	Alfa i	Fuerza i
	m	ton			ton
T3	9.55	156.37887	1493.4182	0.51735137	92.8
T2	6.7	146.05743	978.584778	0.33900228	60.8
T1	3.85	107.703475	414.658379	0.14364635	25.8

3.2.5.6 Control de derivas

En el eje Y-Y están conformados por muros portantes de albañilería siendo su máxima distorsión admisible (desplazamiento relativo/altura del entrepiso) de 0.005, del mismo modo en la dirección X, aun cuando en edificaciones de concreto armado su máxima distorsión admisible es de 0.007, (Norma Técnica E 030, 2016), según la norma de albañilería E-070, debe también considerarse en la dirección X una distorsión admisible de 0.005, para evitar el agrietamiento de los muros de albañilería.

Una vez realizado el modelamiento en el programa SAP, se muestra el resumen de control de derivas para los tres suelos:

Resumen de control de derivas suelo rígido

Tabla 31: Resumen de control de derivas suelo rígido - dirección xx

NIVEL	Dabs(cm) Elastico	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Distortion /h
3	0.73 cm	0.17	0.77	0.0027
2	0.56 cm	0.26	1.17	0.004
1	0.3 cm	0.3	1.35	0.0035

Tabla 32: Resumen de control de derivas suelo rígido - dirección yy

NIVEL	Dabs(cm) Elastico	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Distortion /h
3	1.46	0.52	1.17	0.0041
2	0.94	0.52	1.17	0.0041
1	0.42	0.42	0.95	0.002

Resumen de control de derivas suelo intermedio

Tabla 33: resumen de control de derivas suelo intermedio - dirección xx

NIVEL	Dabs Elastico(cm)	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Distortion /h
3	0.82	0.19	0.86	0.0030
2	0.63	0.29	1.31	0.005
1	0.34	0.34	1.53	0.0040

Tabla 34: resumen de control de derivas suelo intermedio - dirección yy

NIVEL	Dabs Elastico(cm)	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Distortion /h
3	1.68	0.6	1.35	0.0047
2	1.08	0.59	1.33	0.005
1	0.49	0.49	1.10	0.0029

Resumen de control de derivas suelo blando

Tabla 35: resumen de control de derivas suelo blando - dirección xx

NIVEL	Dabs Elastico(cm)	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Distortion /h
3	0.85	0.2	0.90	0.0032
2	0.65	0.29	1.31	0.005
1	0.36	0.36	1.62	0.0042

Tabla 36: resumen de control de derivas suelo blando - dirección yy

NIVEL	Dabs Elastico(cm)	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Distortion /h
3	1.75	0.63	1.42	0.005
2	1.12	0.61	1.37	0.005
1	0.51	0.51	1.15	0.003

Por tanto, considerando la norma técnica se verifica que está dentro de los rangos los desplazamientos máximos laterales.

3.2.6 Verificación de irregularidades estructurales

Según la norma E 030- 2016, Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

El modulo analizado, está ubicado en la zona 3, y es una categoría de edificación del tipo A2, para lo cual se tiene la siguiente restricción.

Tabla 37: Categoría y regularidad de las edificaciones según la norma E 030- 2016
Fuente: norma E 030- 2016

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

De acuerdo a lo mencionado norma E 030- 2016, como ejemplo se procedió a desarrollar los cálculos de irregularidades estructurales para el suelo más crítico, suelo blando.

3.2.6.1 Irregularidad de Rigidez – Piso blando

Para que exista irregularidad de rigidez, piso blando deberá cumplir lo siguiente:

- La distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o cuando es mayor que 1.25 veces del promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

La Irregularidad de rigidez-piso blando se ilustra de la siguiente manera:

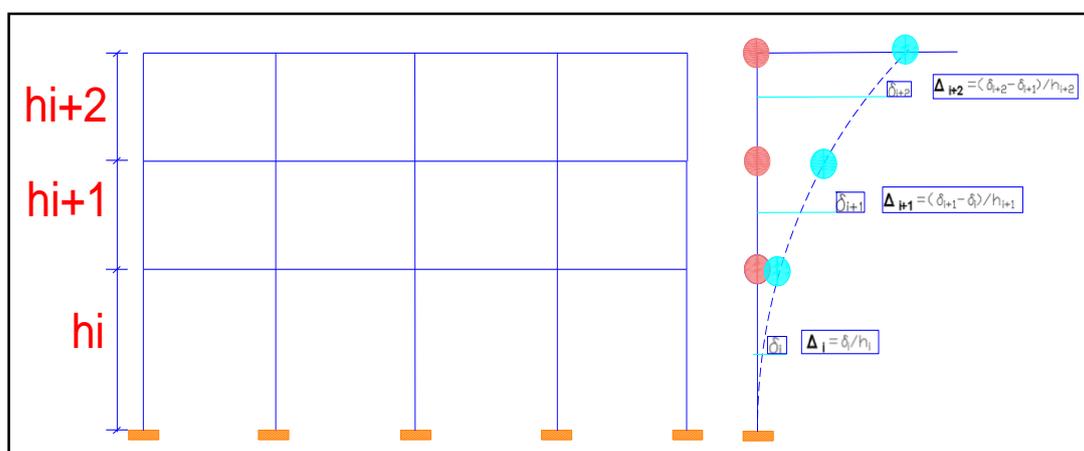


Figura 16: Ilustración de irregularidad-piso blando

Existirá piso blando para cuándo se cumpla por lo menos una de las siguientes condiciones:

Tabla 38: Expresiones para determinar irregularidad de rigidez – Piso blando

Irregularidad moderada de rigidez-piso blando ($\lambda_a=0.75$)	Irregularidad extrema de rigidez – Piso blando ($\lambda_a=0.50$)
$\Delta e(i) > 1.25 \cdot \frac{(\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3))}{3}$ $\Delta e(i) > 1.4 \cdot (\Delta e(i+1))$	$\Delta e(i) > 1.6 \cdot (\Delta e(i+1))$ $\Delta e(i) > 1.4 \cdot \frac{(\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3))}{3}$

<p>En conclusión: No hay irregularidad si:</p> $\Delta e(i) \leq 1.25$ $* \frac{(\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3))}{3}$ $\Delta e(i) \leq 1.4 * ((\Delta e(i+1)))$ <p>por lo tanto la=1</p>	<p>En conclusión: No hay irregularidad si:</p> $\Delta e(i) \leq 1.6 * ((\Delta e(i+1)))$ $\Delta e(i) \leq 1.4$ $* \frac{(\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3))}{3}$ <p>por lo tanto la=1</p>
--	---

Fuente: Norma E 030-2016

De tal modo se procedió a reemplazar las expresiones de la tabla 38.

Se muestra el Resumen de evaluación de regularidad por piso blando para suelo blando de acuerdo a la Norma E030-2016.

Tabla 39: Resumen de piso blando - dirección xx

Piso	(a) D/h	a) $\Delta e(i) > 1.4 * ((\Delta e(i+1)))$	(b) D/h	b) $\Delta e(i) > 1.25 * ((\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3)) / 3)$	Condición
3º	0.0032		0.00387		
2º	0.005	1.45000	0.00387	1.00000	IRREGULAR
1º	0.0042	0.91894	0.00421	1.08773	

Tabla 40: Resumen de piso blando - dirección yy

Piso	D/h	a) $\Delta e(i) > 1.4 * ((\Delta e(i+1)))$	(b) D/h	b) $\Delta e(i) > 1.25 * ((\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3)) / 3)$	Condición
3º	0.005		0.0038		
2º	0.005	0.96825	0.0048	1.26531	REGULAR
1º	0.003	0.61891	0.0029	0.60892	

Se observa que la estructura en el segundo nivel no cumple con los parámetros, tal es así que:

Como investigación adicional, para verificar si realmente existe la irregularidad obtenida con la Norma E030-2016, se realiza un comparativo de irregularidad de piso blando con la Norma E030-2018.

Tabla 41: Cuadro comparativo para determinar irregularidad de rigidez de la norma E-030-2016 y norma E-030-2018.

Expresiones para determinar irregularidad de rigidez, piso blando Según Norma E030-2016	Expresiones para determinar irregularidad de rigidez, piso blando Norma E030-2018
Irregularidad de rigidez-piso blando($la=0.75$) $\Delta e(i) > 1.25 * \frac{(\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3))}{3}$ $\Delta e(i) > 1.4 * (\Delta e(i+1))$	Irregularidad de rigidez-piso blando($la=0.75$) $R_{lat} < 0.70 * R(i+1)$ $R_{lat} < 0.80 * \frac{(R(i+1) + R(i+2) + R(i+3))}{3}$
Irregularidad extrema de rigidez($la=0.50$) $\Delta e(i) > 1.6 * (\Delta e(i+1))$ $\Delta e(i) > 1.4 * \frac{(\Delta e(i+1) + \Delta e(i+2) + \Delta e(i+3))}{3}$	Irregularidad extrema de rigidez($la=0.50$) $R_{lat} < 0.60 * R(i+1)$ $R_{lat} < 0.70 * \frac{(R(i+1) + R(i+2) + R(i+3))}{3}$

Donde:

$\Delta e(i)$ =distorsión de entrepiso i

Δinf = deriva de piso inferior

Δsup =deriva de piso superior

$$R = \text{Rigidez lateral} = R = \frac{F_{\text{cortante de entrepiso } i}}{\text{desplazamiento relativo en el centro de masa}}$$

Tabla 42: Irregularidad de piso blando dirección x-x, según norma E 030-2018

Piso	Fuerza cortante(Ton)	Dabs(m) Elastico	Drel (cm) Elastico	0.75*R* Drel Inelas.	Rigidez en cada piso ($V_i / (D_{rel} Inelas)_i$)	$R_i > 0.7 * R(i+1)$ %	Rigidez prom.	$R_i > 0.8 * ((R(i+1) + R(i+2))/2)$ %
3º	55.699	0.0085	0.2	0.90	6188.77			
2º	92.197	0.0065	0.29	1.31	7064.86	1.14156	6855.32	1.0306
1º	107.662	0.0036	0.36	1.62	6645.78	0.94068	6855.32	0.96943

Tabla 43: Irregularidad de piso blando dirección y-y, según norma E 030-2018

Piso	Fuerza cortante (Ton)	Dabs(m) Elastico	Drel(cm) Elastico	0.75*R*Drel Inelastico	Rigidez en cada piso (Vi/(Drel Inelas) _i)	$R_i > 0.7 * R_{(i+1)}$	Rigidez promedi	$R_i > 0.8 * ((R_{(i+1)} + R_{(i+2)}) / 2)$
3º	111.398	0.0175	0.63	1.42	7858.75889			
2º	184.393	0.0112	0.61	1.37	13434.8316	1.70954	16099.70	0.8345
1º	215.324	0.0051	0.51	1.15	18764.5751	1.39671	18764.57	1.16552

Por tanto, la estructura es regular por piso blando, se demuestra que la norma E 030-2018 es más técnica y entendible.

3.2.6.2 Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Existe irregularidad de piso débil cuando en cualquiera de las direcciones de análisis la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Tabla 44: Ilustración de irregularidad de resistencia-piso débil

Irregularidad moderada de resistencia – piso débil ($\lambda_a=0.75$)	Irregularidad extrema de resistencia ($\lambda_a=0.50$)
<p>$R(i) < 80\% R(i+1)$</p>	<p>$R(i) < 65\% R(i+1)$</p>
<p>En conclusión: La estructura es regular, si cumple: $R(i) > 80\% R(i+1)$, por lo tanto, $\lambda_a=1$</p>	

Dónde:

R_i = Suma de Área resistente a corte del entrepiso d.

R_{i+1} = Suma de áreas resistente a corte del entrepiso d+1

En adelante se muestra el factor de irregularidad por piso débil como ejemplo se analiza el suelo blando, suelo más crítico.

Tabla 45: Resumen de piso débil - dirección xx

PISOS	Cortante actuante x-x	$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b w d$	$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b w d$	(b)h	$R(i) > 80\% R(i+1)$	$R(i) < 65\% R(i+1)$	condición
2°	92.19	13709.567	255344.3842	61528.76729			
1°	107.662	13709.567	211222.2103	74113.05623	0.830		REGULAR

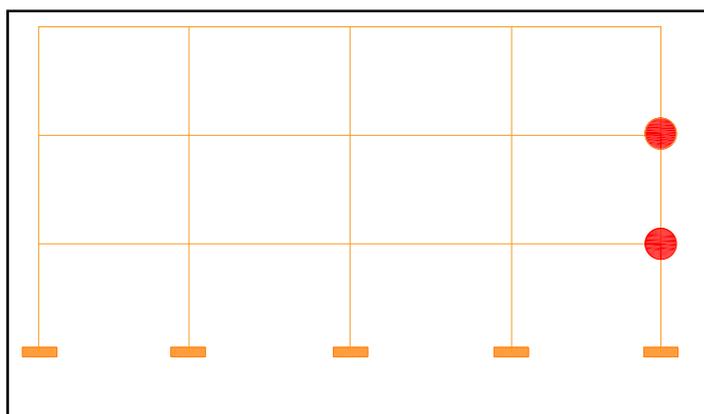
Donde:

h: altura de entrepiso

Se observa que la configuración estructural no presenta irregularidad de piso débil.

3.2.6.3 Irregularidades de Masa o peso

Se tiene irregularidad de masa o peso cuando el peso sísmico de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni sótanos, Para nuestro proyecto es de categoría A, por lo que se consideró el 50% de la carga viva.



Si:

$$M_{i+1} > 1.5M_{i+1}$$

o

$$M_i > 1.5M_{i-1}$$

Entonces:

$$I_a = 0.90$$

Figura 17: Ilustración del centro de masa o peso según norma E 030-2016

Fuente: Elaboración propia

De tal modo se procedio a detereminar irregularidad de masa

Tabla 46: Resumen de condiciones de irregularidad de masa o peso.

PISO	CM	CV	PESO TOTAL=(WD+50%WL))	PROPORCIÓN	CONDICION
1°	138.079	37.017	156.587	0.07	REGULAR
2°	127.549	37.017	146.057	0.07	REGULAR
3°	99.221	16.966	107.703	0.26	REGULAR

3.2.6.4 Irregularidades de geometría vertical

La configuración es irregular cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente. Este criterio no se aplica ni en azoteas ni sótanos.

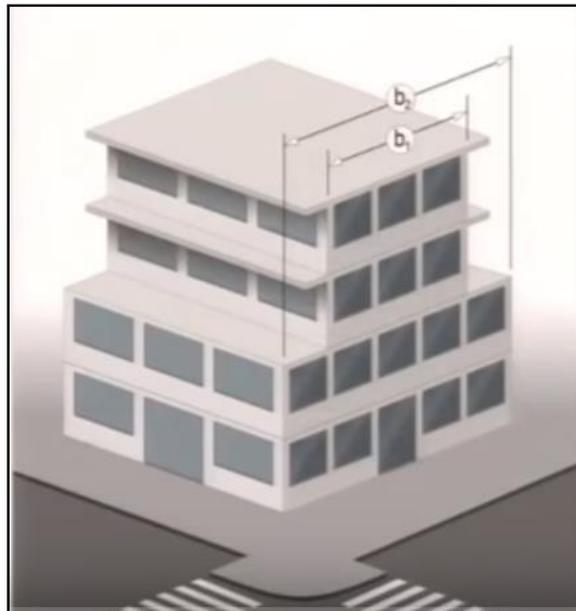


Figura 18: Ilustración de geometría vertical, $b_2 > 1.3 b_1$

Fuente: Conferencia PUCP

Para nuestro proyecto de tesis, modelado en la figura N° 14, se observa que no se presenta irregularidad de geometría vertical, debido a que las secciones son simétricas.

3.2.6.5 Discontinuidad en los sistemas resistentes

De acuerdo a la norma, existe irregularidad cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical tanto un cambio de orientación como un desplazamiento de eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Tabla 47: Expresiones para discontinuidad de sistemas resistentes

Discontinuidad en los sistemas resistentes MODERADA($la=0.80$)	Discontinuidad en los sistemas resistentes EXTREMA($la=0.60$)
V_i o $V_{i+1} > 10\% V$ piso	V_i o $V_{i+1} > 25\% V$ piso
En conclusión: No hay irregularidad si: V_i o $V_{i+1} \leq 10\% V$ piso por lo tanto $la=1$	En conclusión: No hay irregularidad si: V_i o $V_{i+1} \leq 25\% V$ piso por lo tanto $la=1$

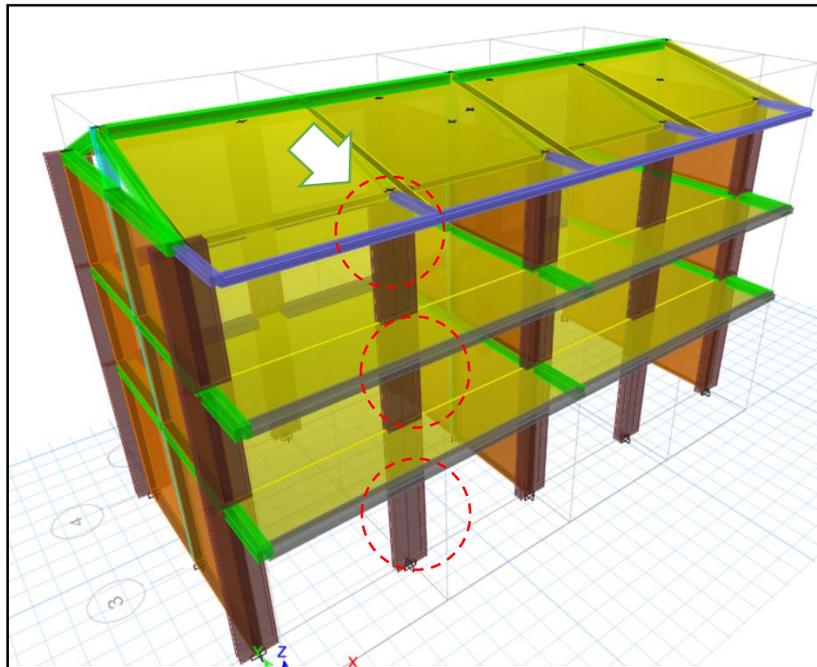


Figura 19: Ilustración para la Discontinuidad en los sistemas resistentes
Fuente: Elaboración propia

Por lo expuesto se observa que no existe discontinuidad de los elementos resistentes, debido a que se tiene el mismo elemento resistente, columnas de 90×25 para todos los ejes. Una vez evaluada las características en altura, se procedió a analizar las Irregularidades en Planta. Para ello se procedió a analizar con la tabla N°9, del NT-E030-2016.

3.2.6.6 Irregularidad Torsional

Existe irregularidad torsional, cuando el cociente entre la deriva máxima y la del centro de masa es superior a 1.2 y a la vez la deriva máxima es superior al 50% de la máxima indicada por la norma.

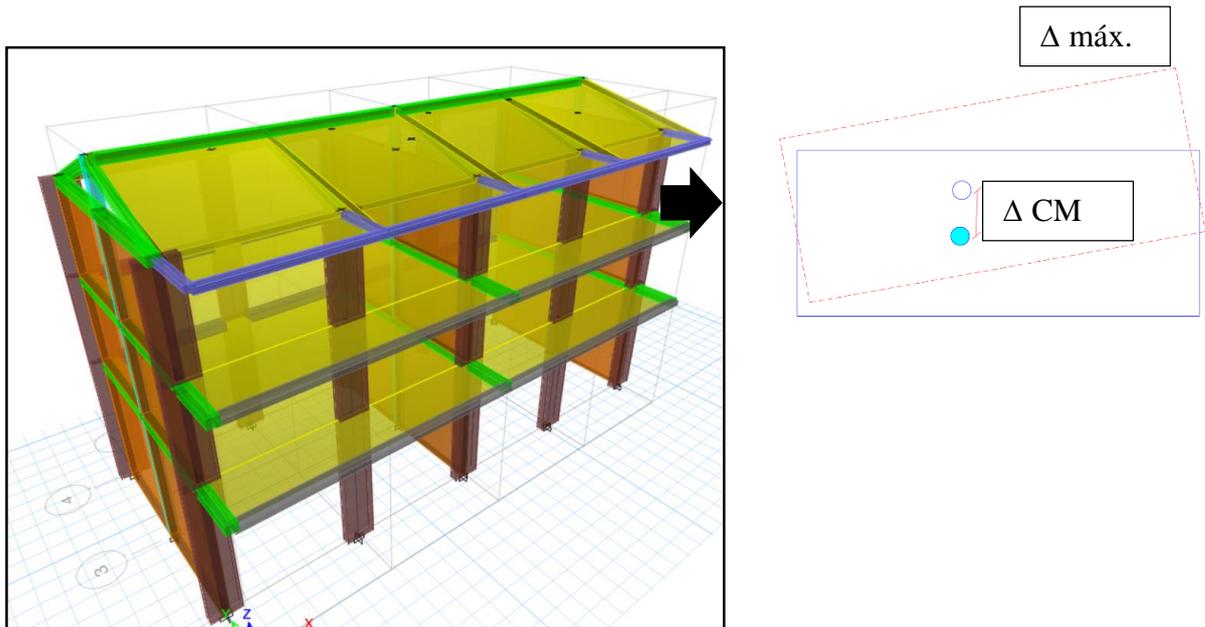


Figura 20: Ilustración de índice de torsión

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48: Calculo de irregularidad torsional en la dirección X-X

	Deriva CM	Deriva Max	Deriva permitida	Condición	
Piso	(Deriva cm)	Deriva max	(Deriva max Norma)*1000	$(\Delta_{max}/\Delta_{cm}) < 1.2$	
3°	0.00316	0.00363	7	1.15	REGULAR
2°	0.00458	0.00489	7	1.07	REGULAR
1°	0.00420	0.00432	7	1.03	REGULAR

Tabla 49: Calculo de irregularidad torsional en la dirección Y-Y

	Deriva CM	Deriva Max	Deriva permitida	Condición	
Piso	(Deriva CM)	Deriva max	(Deriva max Norma)*1000	$(\Delta_{max}/\Delta_{cm})$	
3°	0.00497	0.005	5	1.03	REGULAR
2°	0.00482	0.00489	5	1.02	REGULAR
1°	0.00298	0.00298	5	1.00	REGULAR

Se demuestra que no existe irregularidad torsional.

3.2.6.7 Esquinas entrantes

Según la norma E-0302016, existe esquinas entrantes, cuando las dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la dimensión total en planta.

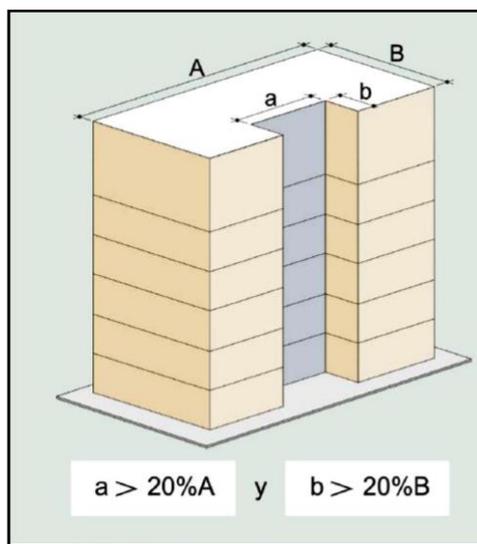


Figura 21: Ilustración de esquinas entrantes

Fuente: Conferencia PUCP

En la tesis se observa que no existen esquinas entrantes, debido a que las dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión de la planta.

Para el desarrollo de nuestro proyecto en la figura 20 ilustra que no existe esquinas entrantes, de tal manera demostramos que la estructura de regular.

3.2.6.8 Discontinuidad de diafragma

Según la norma E-030-2016 existe irregularidad de diafragma cuando existe variaciones abruptas de diafragmas mayores a 50% de su área bruta. Asimismo, existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones o pisos se tiene una sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor al 25% del área total de la sección transversal calculada con las dimensiones totales de la planta.

Se ilustra en la figura 22 la discontinuidad de diafragma .

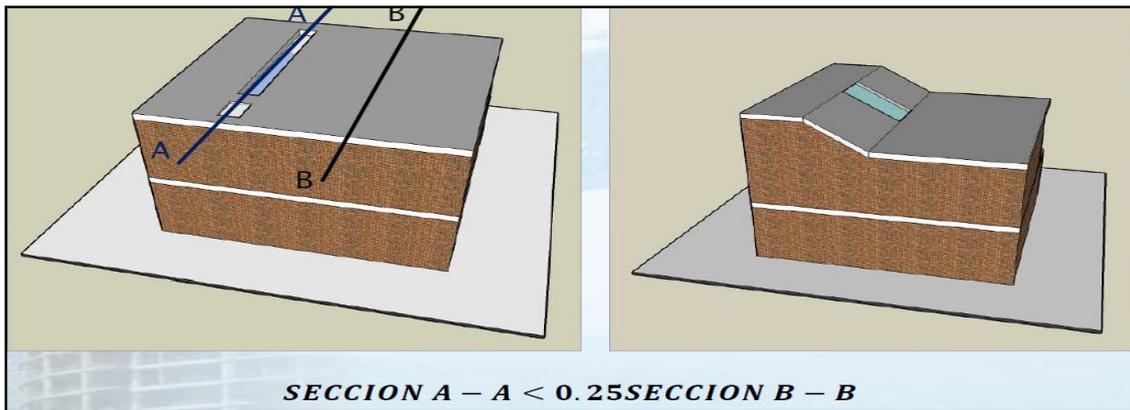


Figura 22: Ilustración de discontinuidad de diafragma

Fuente: Conferencia PUCP

Finalmente, Las losas del proyecto cubren más del 50% del área total, en los primeros dos pisos, Por lo tanto, no existe discontinuidad del diafragma.

3.2.6.9 Sistemas no paralelos

Según la norma E- 030 - 2016, existe irregularidad de sistemas no paralelos cuando los elementos a fuerzas resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, cabe resaltar que no se aplica si los ejes de los pórticos o muro forman ángulos inferiores a 30° o tampoco para elementos no paralelos que resisten menos al 10% de la fuerza cortante del piso.

Finalmente, en la figura 19 se ilustra que la condición para sistemas no paralelos es regular, debido a que los elementos de soporte son paralelos.

3.3 Diseño de columnas:

Se comprende que las columnas son elementos verticales que soportan carga axial y flexión. Las columnas son diseñadas por flexo compresión y corte. Para la resistencia de diseño se calcula considerando las cargas amplificadas a través de las combinaciones de

Para el proyecto de tesis se tiene 10 columnas de dimensiones de 25*90 como se muestra en la figura 23, se diseñó una columna a la que se denominó Columna 1.

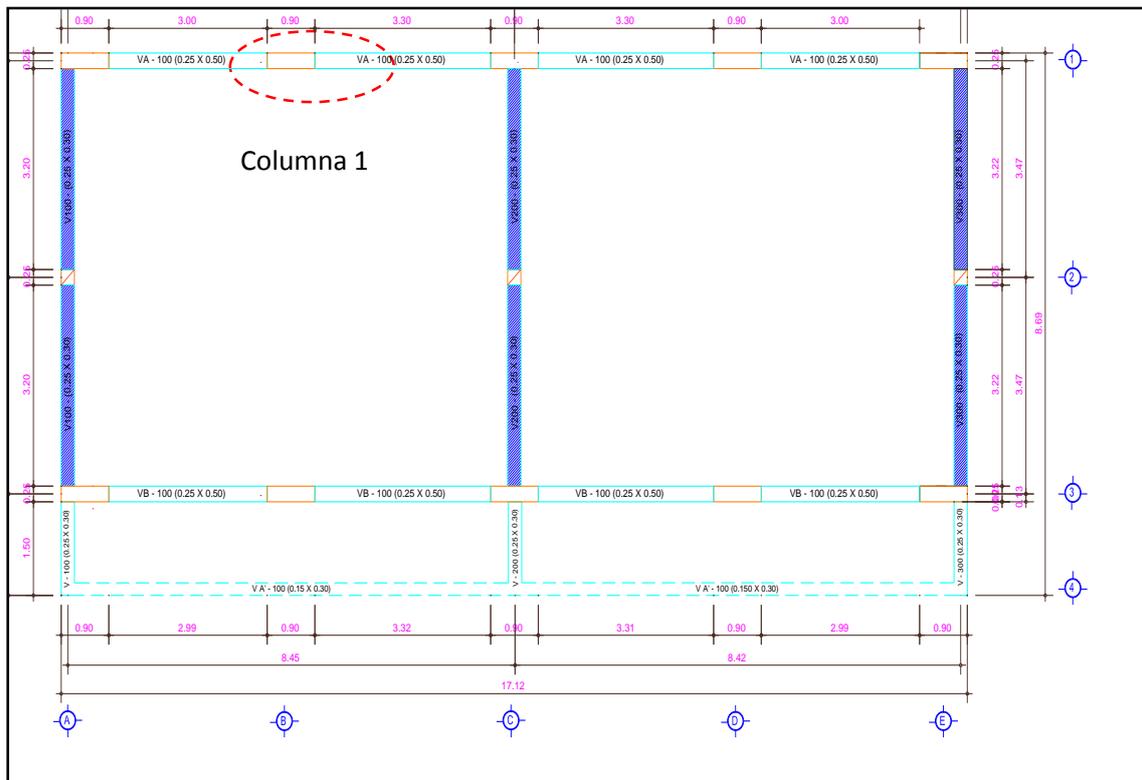


Figura 23: Distribución de la columna 1, de dimensiones 25*90

Fuente: Elaboración propia

3.3.1 Diseño por flexo compresión de la columna 1

Para el cálculo de acero de columna se realizó con el 1% de cuantía. En la tabla 50 se muestra el acero requerido considerando la cuantía de 1%.

Tabla 50: Diseño de columna 25*90 cm

COLUMNA 25*90:	
Acero requerido, Ag (cm ²) :	2250.00
Cuantía, ρ (%) :	1.0
Acero requerido: (cm ²)	1%*2250=22.5
fy (kg/cm ²):	4200.00
f'c (gk/cm ²):	210.00
Es (kg/cm ²):	217370.7
Ey :	0.0021
Ecu :	0.003
Ast (cm ²) :	22.50

Para la columna 1 se colocó acero de 4 Ø 3/4" + 6 Ø 5/8" = 23.3 cm²

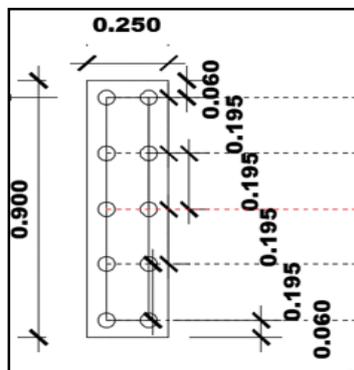


Tabla 51: Cargas axiales y momentos nominales de la columna 1B, x-x.

Cargas de gravedad				Cargas de sismo	
Pm	Mm	Pv	Mv	Ps	Ms
39.62	-0.05	8.46	-0.01	0.36	22.62

Tabla 52: Combinaciones de carga ultima:

COMBINACIONES	FÓRMULA	Pu	Mu
Combinación 1	1.4*CM +1 .7*CV	69.85	0.36
Combinación 2	1.25*(CM+CV)+CS	63.10	1.54
Combinación 3	1.25*(CM+CV)-CS	57.43	-0.91
Combinación 4	0.9*CM+CS	40.86	1.43
Combinación 5	0.9*CM-CS	35.19	-1.02

3.3.2 Diagrama de interacción

El diagrama de interacción considera las combinaciones de la carga axial y su momento correspondiente, para el diagrama de interacción se considera lo siguiente:

La deformación última del concreto se considera $\epsilon_u=0.003$, así mismo se considera perfecta adherencia entre el acero y el concreto, la resistencia a la tracción del concreto se desprecia.

Se muestra un ejemplo de diagrama de interacción de una columna, donde la línea azul representa las combinaciones de P_n , M_n donde se denomina carga axial nominal y momento nominal respectivamente, la línea roja representa las combinaciones de P_u , M_u donde se denomina carga axial última y momento último respectivamente. La norma E 060 en el artículo 9.3.2.2 indica que el valor de ϕ puede incrementarse de un valor de 0.7 a 0.9, por ejemplo, ϕ equivale a 0.7 cuando el elemento trabaja a compresión, y consideramos 0.9 cuando el elemento trabaja a flexión.

Los puntos rojos representan las combinaciones de carga última de las fuerzas de gravedad y cargas sísmicas.

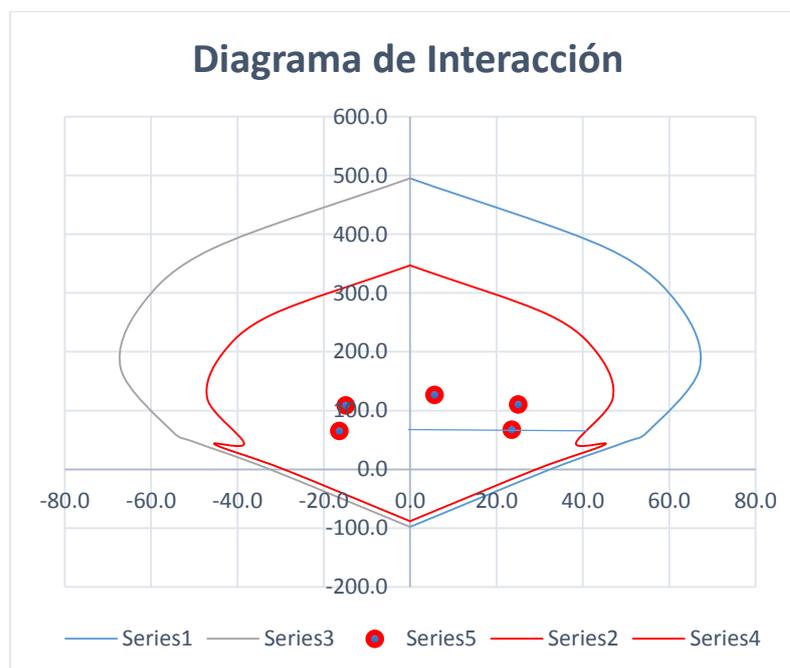


Figura 24: Diagrama de interacción de la columna de suelo blando

Para que el diseño de columnas sea correcto, las cargas últimas producidas por las fuerzas de gravedad y cargas sísmicas (puntos rojos) se deben encontrar dentro de las combinaciones de carga de P_u , M_u (líneas rojas). Si se encuentran fuera de ellos se tendrá que revisar y considerar otras dimensiones.

Finalmente, para la columna 1 se colocó acero de $4 \text{ } \varnothing 3/4" + 8 \text{ } \varnothing 5/8" = 23.3 \text{ cm}^2$

3.3.3 Diseño por corte

De acuerdo a (Ottazzi, 2011), realizamos el método por capacidad, para ajustar el diseño por cortante a los aceros colocadas, de esa manera evitamos la falla frágil frente a un sismo severo. En adelante se muestran el cálculo de la resistencia probable en flexión, multiplicado el M_n por un factor de sobre resistencia en flexión.

$$M_{pr} = 1.25 * M_n$$

Donde:

M_{pr} : resistencia probable a flexión

M_n : Momento nominal

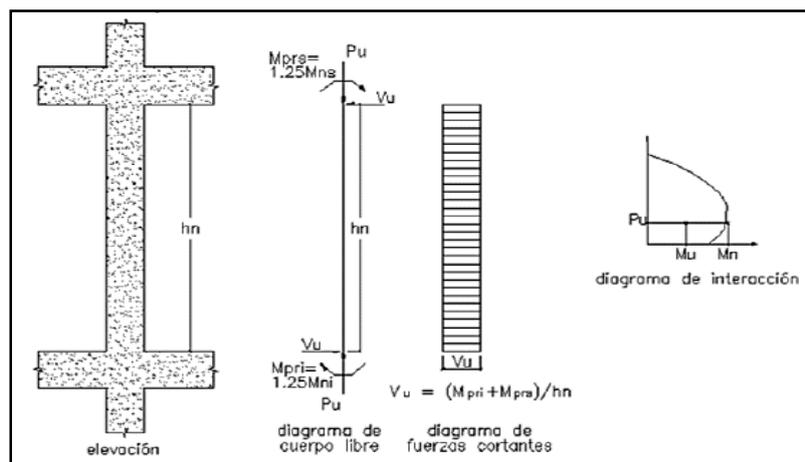


Figura 25: Ilustración para diseño de método por capacidad

Luego se procedió a calcular la fuerza cortante probable con la siguiente fórmula:

$$V_{pr} = 2 * \frac{M_{pr}}{h}$$

Donde:

V_{pr} : fuerza cortante probable

h : altura de columna

Además, calculamos el aporte del concreto con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{P_u}{140 * A_g}\right) * b * d$$

Luego se procedió a calcular el aporte de refuerzo V_s :

$$V_s = \frac{V_{pr}}{\phi} - V_c < 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde: ϕ : 0.85

Finalmente calculamos los refuerzos mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Finalmente se tiene los siguientes refuerzos

Tabla 53: Espaciamiento de estribos de columna 25*90

Pu	Mn	Mpr	Vpr	Vc	Vs	S
126.84	65	81.250	57.018	35.245	31.83	15 cm

La norma E 060, en el artículo (21.4.5.3) indica la distribución de estribos de acuerdo a los siguientes criterios:

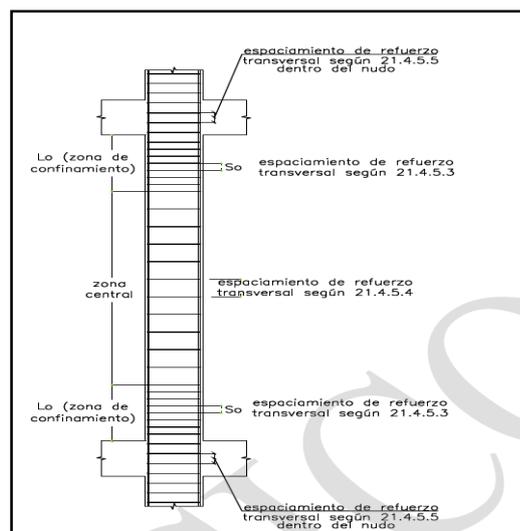


Figura 26: Distribución de estribos de acuerdo a la NTP (E-060)

Fuente: Norma E-030

Tabla 54: Distribución de aceros de la columna 01

Zona de confinamiento	El mayor valor de:	cm	Lo(cm)
	Ln/6	47.5	
	Mayor dimensión de la sección	90	90
	500 mm	50	
Espaciamiento del refuerzo	El menor valor de:		
	6db	13.32	
	menor dimension/3	10	10
	100 mm	10	
Zona central(Espaciamiento del refuerzo)	El menor valor de:		
	10 db	22.2	22.5
	25 cm	25	
Ø3/8"	<u>1@5 cm,9@10cm,resto @ 22.5 cm</u>		

3.4 Diseño de muros de albañilería:

De acuerdo al artículo 20 de la norma E-070, se considera como muro portante cuando cumple lo siguiente:

- El muro de albañilería queda enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concretos armados verticales y horizontales, estos elementos son las columnas de confinamiento y las vigas soleras.
- Que la distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor de 5m.
- Los empalmes y anclajes deben de la armadura desarrollen plena capacidad de tracción.
- Los elementos de confinamiento deben funcionar integralmente con la albañilería.

De acuerdo al Artículo 24 de la norma E 070. El análisis estructural de los edificios de albañilería se realizará por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por la carga muerta, viva y sismo.

La cortante basal se determinará de acuerdo a lo indicado a la norma E 030.

Considerando los parámetros de la Norma E 070, se realizó el Predimensionamiento de acorde al (artículo 19.1), donde indica que el espesor efectivo de los muros para zona sísmica 2 y 3 será:

$$t \geq \frac{h}{20} = \frac{2.85}{20} = 0.23 \text{ m}$$

Donde:

h: altura libre entre arriostres horizontales.

De modo que el espesor de losa será de 0.23 cm. Una vez realizada el Predimensionamiento se procedió con el cálculo de los esfuerzos:

Para el proyecto de tesis se evaluó para el piso blando, es decir el suelo más crítico, con capacidad portante de 0.8 kg/cm².

3.4.1 Esfuerzo axial máximo

Según el ítem 19.1b de la norma E- 070 el esfuerzo axial máximo producido por la carga de gravedad máxima de servicio será inferior a la siguiente expresión:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m$$

Donde:

- σ_m : esfuerzo axial máximo
- P_m : peso del muro
- f'_m : resistencia a la compresión axial del ladrillo (65 Kg/cm²)
- h : altura del muro
- t : espesor efectivo del muro (23 cm)

Remplazando en la expresión se tiene:

Tabla 55: Se indica los esfuerzos axiales producidos en el muro del primer nivel

Eje	Pm(Kg/m)	$\sigma = \frac{P_m}{L t}$ (Kg/cm ²)
A- A	6271.5	3.01
C-C	7674.72	3.93
E-E	6271.5	3.01

En adelante se muestra los esfuerzos calculados por pandeo y Ductibilidad.

Tabla 56: Comprobación de esfuerzos por pandeo y flexión

Eje	$\sigma = 0.2 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (Kg/cm ²)	$\sigma = 0.15 * f_m$ (Kg/cm ²)
A-A	13.00	9.75
C-C	13.00	9.75
E-E	13.00	9.75

Se verificó que los esfuerzos los esfuerzos producidos (Pm), son menores a los esfuerzos axiales por pandeo y flexión.

3.4.2 Densidad de muros

De acuerdo a la norma E 070 Albañilería, en el artículo 19.2, se calculó la densidad de muros mediante lo siguiente:

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\sum Lt}{Ap} \geq \frac{Z U S N}{56}$$

Donde:

Z=0.35 (Zona 3)

U=1.5 Edificaciones esenciales

S=1.2 suelo blando (S 3)

N=3 Número de pisos

Tabla 57: Cálculo de densidad de muros para el suelo blando

MURO	$\frac{Z U S N}{56}$	T(m)	L(m)	L*t(m ²)
A-A	4.15	0.23	7.15	1.654
C-C	4.15	0.23	7.15	1.654
E-E	4.15	0.23	7.15	1.654
			$\sum(L*t)=$	4.961

Se corrobora el valor de $\sum(L*t) = (4.961)$ es mayor a (4.15 cm²). según indica la norma E 070.

3.4.3 Resistencia al agrietamiento diagonal

De acuerdo a la norma E 070 el Art. 26.3 la resistencia al agrietamiento diagonal del muro se calcula con la siguiente formula:

$$V_m = 0.5 v'm * \alpha * t * L + 0.23 P_g$$

Donde:

- V_m : resistencia al agrietamiento diagonal del muro
- V_e : fuerza cortante al muro, obtenido en análisis Elastico.
- M_e : momento flector del muro
- $v'm$: resistencia característica al corte del ladrillo (8.1 Kg/cm²)
- t : espesor efectivo del muro
- L : longitud del muro
- P_g : carga gravitacional con sobrecarga reducida.
- α : factor de reducción de resistencias al corte por efecto de la esbeltez.

En adelante se muestra la resistencia al agrietamiento diagonal (V_m).

Tabla 58: Resistencia al agrietamiento diagonal de los tres niveles:

1 nivel	t	L	Ve	Me	Pg	a	Vm(Tn)
A-A	0.23	7.15	35.95	246.00	47.43	1.00	77.51
C-C	0.23	7.15	36.00	243.36	56.99	1.00	79.71
E-E	0.23	7.15	35.84	246.35	47.43	1.00	77.51

2 nivel	t	L	Ve	Me	Pg	a	Vm(Tn)
A-A	0.23	7.15	30.12	103.25	31.39	1.00	73.82
C-C	0.23	7.15	30.45	102.35	36.47	1.00	74.99
E-E	0.23	7.15	30.42	102.36	31.39	1.00	73.82

3 nivel	t	L	Ve	Me	Pg	a	Vm(Tn)
A-A	0.23	7.15	18.26	34.25	15.35	1.00	70.13
C-C	0.23	7.15	18.15	35.36	15.95	1.00	70.27
E-E	0.23	7.15	18.36	34.26	15.35	1.00	70.13

3.4.4 Control de Fisuración

La norma indica que los muros portantes no deben fisurarse ante un sismo moderado, verificando en cada entrepiso la siguiente relación:

Dónde: “Ve” es la fuerza cortante del muro; “Me” es el momento flector del muro.

Los muros de los niveles 1, 2 y 3 no se agrietan por corte ante el sismo moderado siempre y cuando cumple la siguiente expresión:

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

Tabla 59: Control de Fisuración de los tres niveles

MURO	Vm(Tn)	Ve	0.55*Vm
Primer nivel			
A-A	77.51	35.95	42.63
C-C	79.71	36.00	43.84
E-E	77.51	35.84	42.63
segundo nivel			
A-A	73.82	30.12	40.60
C-C	74.99	30.45	41.24
E-E	73.82	30.42	40.60
tercer nivel			
A-A	70.13	18.26	38.57
C-C	70.27	18.15	38.65
E-E	70.13	18.36	38.57

3.4.5 Verificación de la resistencia al corte:

De acuerdo al art. 26.4 de la Norma 070, para proveer una adecuada resistencia y rigidez al edificio en cada entrepiso, debe cumplirse que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde:

- V Ei: fuerza cortante producida en un sismo severo en el nivel “i”.
- $\sum V_{mi}$: \sum de resistencia al corte

Tabla 60: Verificación de la resistencia al corte

Nivel	1º	2º	3º
ΣV_{mi}	234.73	222.63	210.54
V_{Ei}	215.28	170.60	93.85

Se verifica que los muros no se agrietan ante un sismo severo.

3.4.6 Fuerzas internas de diseño

De acuerdo a la norma E.070 (Art. 27.c), las fuerzas internas para el diseño de los muros de cada entrepiso serán las del sismo severo, obtenidas de la amplificación de las fuerzas

V_e (fuerza cortante del muro) y M_e (momento flector del muro).

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad 2 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3. \quad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

Tabla 61: Fuerzas internas de diseño.

MURO	$V_m(Tn)$	V_e	V_m/V_e	V_u	M_u
Primer nivel					
A-A	77.51	35.95	2.16	77.51	530.39
C-C	79.71	36.00	2.21	79.71	538.83
E-E	77.51	35.84	2.16	77.51	532.78
segundo nivel					
A-A	73.82	30.12	2.45	73.82	253.06
C-C	74.99	30.45	2.46	74.99	252.06
E-E	73.82	30.42	2.43	73.82	248.40
tercer nivel					
A-A	70.13	18.26	3.00	54.78	102.75
C-C	70.27	18.15	3.00	54.45	106.08
E-E	70.13	18.36	3.00	55.08	102.78

3.4.7 Verificación para colocar refuerzo horizontal en los muros

De acuerdo a la Norma E. 070 (Artículo 27. 1.a), menciona lo siguiente:

Si la siguiente expresión:

$[\sigma_m = P_m / (L * t)]$, es mayor o igual que $0.05 * f'_m$. Debe llevar refuerzo horizontal continuo.

Tabla 62: Verificación de refuerzo horizontal en muros

Primer piso	CM+CV (Tn)	T(m)	L(m)	Σm (Tn/m ²)	$0.05 * f'_m$ (Tn/m ²)
A-A	55.91	0.23	7.15	34.00	32.50
C-C	61.27	0.23	7.15	36.94	32.50
E-E	55.91	0.23	7.15	34.00	32.50
Segundo piso					
A-A	33.15	0.23	7.15	20.23	32.50
C-C	39.02	0.23	7.15	23.45	32.50
E-E	33.15	0.23	7.15	20.23	32.50

Considerando las condiciones de la norma E 070, se observó que los esfuerzos de compresión axial del primer piso (34.00) son mayores a $0.05 f'_m$, por lo que se requiere refuerzo horizontal en el primer piso.

De acuerdo a la norma E 070 el cálculo de cuantía de acero de refuerzo horizontal se calcula de la siguiente manera:

$$r = A_s / (s * t) \geq 0.001.$$

$$A_s = 0.001 * 23 * 30$$

$$A_s = 0.69 \text{ cm}^2$$

Finalmente se colocará como refuerzo horizontal, acero de 8 mm cada dos hiladas.

CAPITULO IV

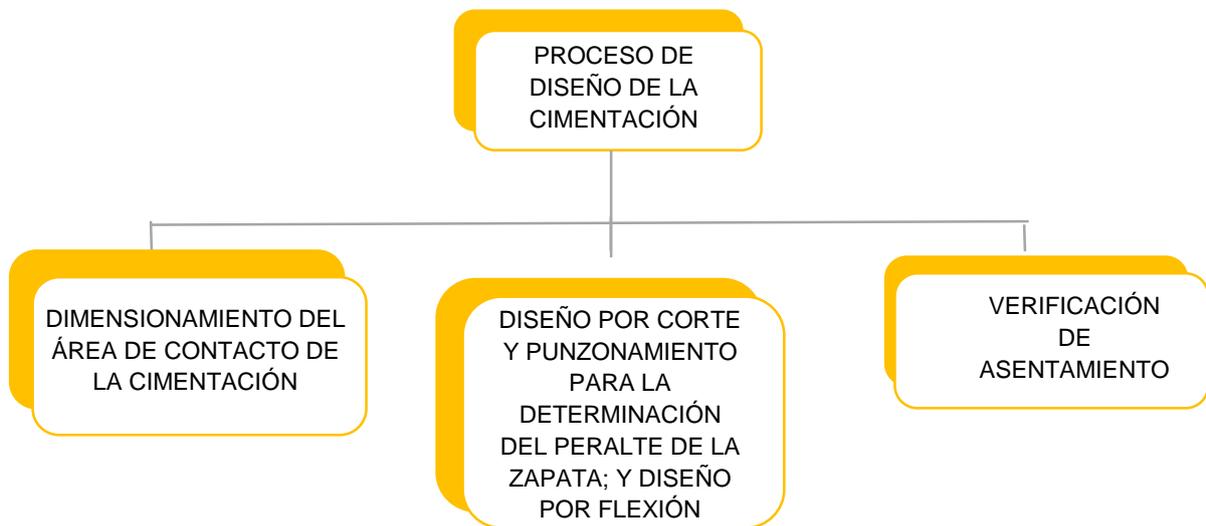
DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

En el presente capítulo se desarrolló alternativas estructurales en cimentaciones superficiales, la estructura está fundada sobre tres tipos de suelos, suelo blando, intermedio y rígido. Se presentó una arquitectura típica de un centro educativo de educación secundaria, configurada para ser analizada y diseñada en los tres tipos de suelos existentes en el casco urbano del distrito de Huancayo, Tambo y Chilca. La configuración se detalla a continuación: Configuración I) En la dirección longitudinal paralela a los accesos de aulas se utilizarán columnas con peraltes de 0.90 con anchos de 0.25 y en la dirección transversal se utilizarán muros estructurales de albañilería confinada.

Asimismo, para suelo rígido, se realizó otro modelo de configuración denominada Configuración II, conformada por placas de 1.40 x 0.30 en ambas direcciones como se muestra en el detalle de configuración de la figura 97, con el fin de analizar en forma rápida la influencia de la configuración en el diseño de la cimentación.

4.1.- Cimentaciones superficiales

Se procedió a desarrollar un flujograma que explica el proceso de diseño de las cimentaciones superficiales. En adelante se propone el proceso de diseño para la cimentación en tres tipos de suelos: blando, intermedio y rígido.



*Figura 27:Flujograma del proceso de diseño de la cimentación
Fuente. Elaboración propia.*

4.2 Diseño de la cimentación

4.2.1 Alternativas de cimentación para suelo blando

De acuerdo a la norma E-030 en el ítem 7.4, menciona que para las zonas 3 y 4 que vendría a ser nuestro caso del proyecto se proveerá elementos de conexión los que deben soportar en tracción o compresión una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata. Para suelos con capacidad portante menor a 1.5 se proveerá de vigas de conexión en ambas direcciones.

La característica del terreno es:

- ✓ Capacidad portante del suelo a cimentar: 0.8 Kg/cm²
- ✓ Profundidad de desplante: 1.60 m
- ✓ Condiciones de lindero: no presenta construcciones aledañas (ver plano de ubicación)

Considerando los parámetros para el diseño se propone cuatro alternativas:

- ✓ Zapata aislada
- ✓ Zapata combinada para 02 soportes.
- ✓ Cimentación reticular
- ✓ Platea de cimentación

De tal modo se desarrolló con la primera alternativa: zapata aislada.

4.2.1.1 Zapata aislada para el suelo blando

Para su diseño se resumió en 2 etapas:

- ✓ **Etapa 1:** Comprende la determinación del área de contacto de la zapata ante la acción de cargas que serán transmitidas al terreno estas se trabajan con cargas de servicio y con la resistencia admisible del terreno según el EMS.
- ✓ **Etapa 2:** Comprende la determinación del peralte y acero en la zapata ante la acción de la reacción del suelo hacia la zapata, se trabaja con cargas ultimas. Para ello se verifica corte, punzonamiento y flexión.

Además, en las cimentaciones con cargas excéntricas, la reacción del suelo no es uniforme y se presenta una distribución trapezoidal o triangular. Esto dependerá de la excentricidad de la carga, es así que se propone tres casos, primer caso es cuando la carga axial actúa dentro del núcleo central, el segundo caso es cuando la carga axial está dentro de los límites del núcleo central, en el tercer caso se obtiene una distribución de presiones triangular esto ocurre cuando la carga axial esta fuera del núcleo central.

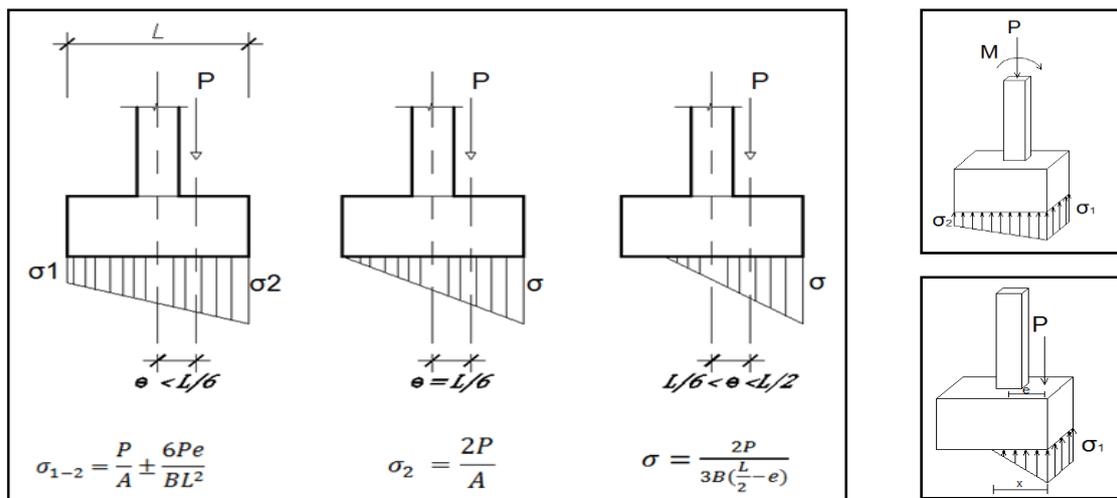


Figura 28: casos de distribución de presiones frente a una carga axial

Fuente: (Sánchez,2015)

El resultado obtenido del análisis estructural se trabaja con las cargas de servicio las cargas de sismo (P_{sx} , P_{sy} , M_{sx} , M_{sy}) son divididos entre 1.25.

En adelante se muestra las cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas, obtenidos mediante el programa SAP v 16.

Tabla 63: resultados de cargas de gravedad y sismo para el suelo blando

EJE	Cargas de gravedad						Cargas de sismo x			
	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY
A-1	21.91	3.63	-0.63	-0.47	0.06	-0.01	11.792	18.016	21.08	2.728
B-1	39.62	8.46	0.009	0.007	0.005	0.0095	-0.368	1.936	22.608	2.032
C-1	37.08	7.42	-0.008	-0.008	0.03	-0.03	0.28	17.272	22.544	2.744
D-1	40.19	8.6	0.05	0.04	0.05	0.009	-1.248	2.024	22.72	2.048
E-1	22.46	3.77	0.6	0.43	0.06	-0.01	12.8	17.984	21.168	2.752
A-3	28.19	6.69	-0.26	-0.84	0.21	0.026	11.024	-18.072	22.36	2.728
B-3	45.24	14.72	-0.035	-0.006	-0.014	0.0129	-0.08	-1.944	24.23	2.032
C-3	43.15	13.55	0.003	-0.016	0.01	0.05	0.728	-17.336	24.056	2.744
D-3	45.88	14.97	0.045	0.07	-0.04	-0.0006	-1.48	-2.032	24.056	2.048
E-3	28.84	6.94	0.26	0.79	0.21	0.03	12.16	-18.04	22.456	2.76

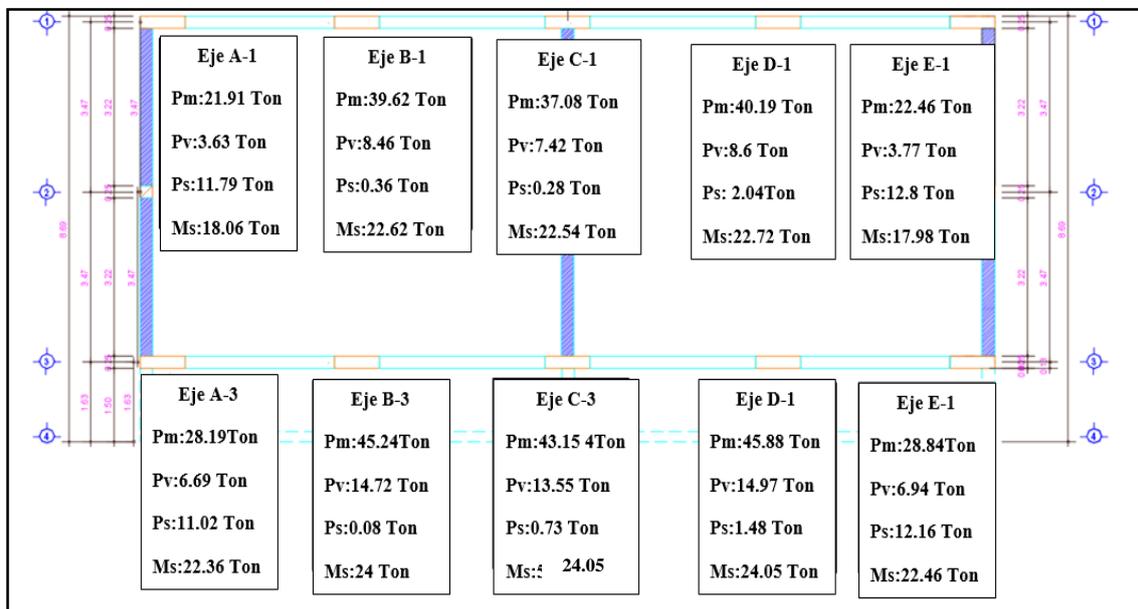


Figura 29: Ilustración de las cargas axiales y momentos en las columnas en la dirección x-x(de acuerdo al tabla 63, se muestra los momentos por cargas de gravedad y sismo en la dirección y, son despreciables, motivo por el cual no se les toma en cuenta)

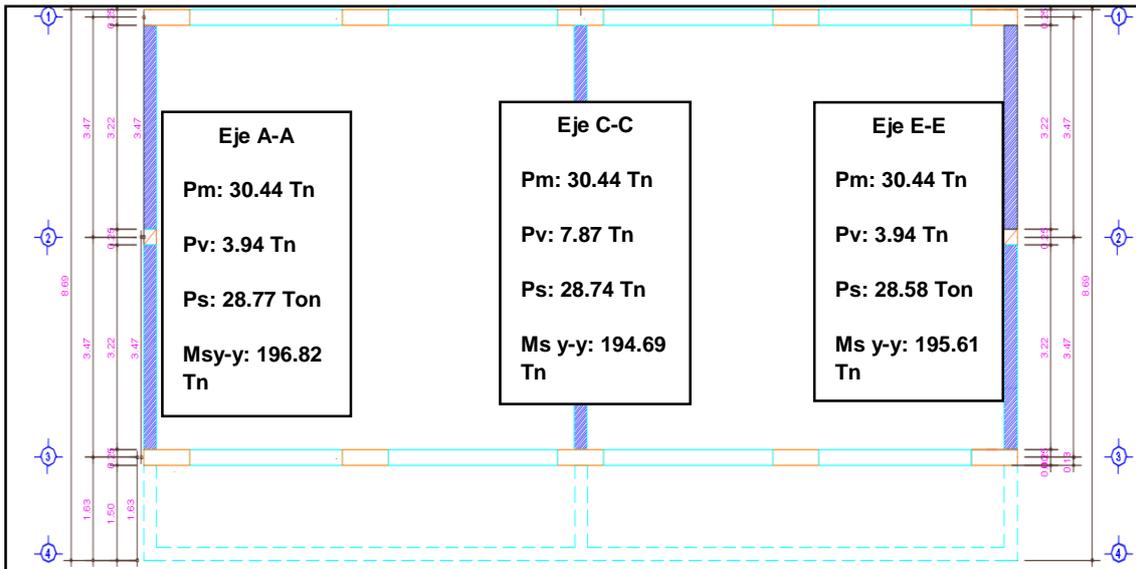


Figura 30: Ilustración de las cargas axiales y momentos en los muros portantes - dirección y-y

Para proceder con el cálculo del área se considera las cargas axiales y momentos. además, se deberá disminuir la capacidad portante en 3 ton /m², con el fin de dar holgura para la verificación de los momentos.

4.2.1.1.1 Dimensionamiento de la zapata aislada para el suelo blando.

Se procedió con el cálculo para las zapatas aisladas, para ello tomaremos la zapata el eje 1 y 3. Se indica las cargas axiales y momentos flectores en adelante:

El área tentativa se determina mediante la siguiente expresión:

$$A = \frac{(Pm + Pv) * Fs}{q'}$$

Donde:

Fs: factor de estimación del suelo blando = 1.1

q': q admisible -3 (Tn/m²), para considerar efecto de momentos

Una vez calculada el área tentativa se procedió a calcular las dimensiones de la zapata mediante la siguiente formula:

$$L = \sqrt{A} + (t - b) * 0.5$$

$$B = \sqrt{A} - (t - b) * 0.5$$

Siendo:

A: área de la cimentación

t: peralte de columna

b: base de columna

Del mismo modo se deberá evaluar la distribución de esfuerzos de aplastamiento en el suelo, estos deberán ser menor a la capacidad portante del suelo. Además, según la norma E 060(Art 15.2.4) recomienda incrementar 30% de la capacidad por considerarse una carga temporal. En este caso serán menores a $Q_{adm} = 1.3 * 8 = 10.4 \text{ Ton/m}^2$

$$\sigma_1 = \frac{\sum P * F_s}{B * L} + \frac{6 * M}{B * L^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum P * F_s}{B * L} - \frac{6 * M}{B * L^2}$$

Donde:

P: carga axial en la base de los apoyos.

Fs: factor de estimación del suelo blando

B: es el ancho de la zapata

L: es la longitud dela zapata

M: es el momento flector que se transmite.

Tabla 64: Cuadro de distribución de esfuerzos de la zapata 1A- 1B.

	σ_1	σ_2
ZAPATA 1-A	7.09	1.62
ZAPATA 1-B	7.48	2.89

De esta manera se obtuvo una distribución de presiones de forma trapezoidal, tal como se muestra en la siguiente figura.

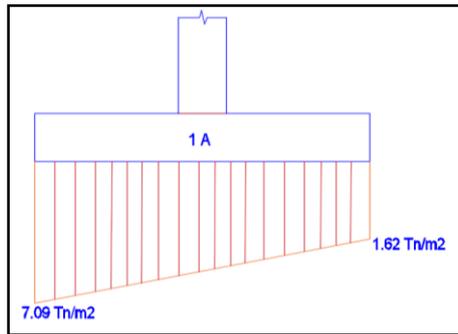


Figura 31: Ilustración de la distribución de presiones.

De esa manera se procedió a obtener las siguientes dimensiones de la zapata aislada para el suelo blando.

Tabla 65: Resumen de las dimensiones de la zapata.

Resumen	L	B
zapata A-1	3.75	2.50
zapata B-1	4.25	2.50
zapata C-1	3.85	3.20
zapata A-3	3.55	2.90
zapata B-3	4.25	2.90
zapata C-3	4.00	3.20

En la figura 32 se observa que las zapatas se **traslapan**, de modo que no se recomienda la alternativa.

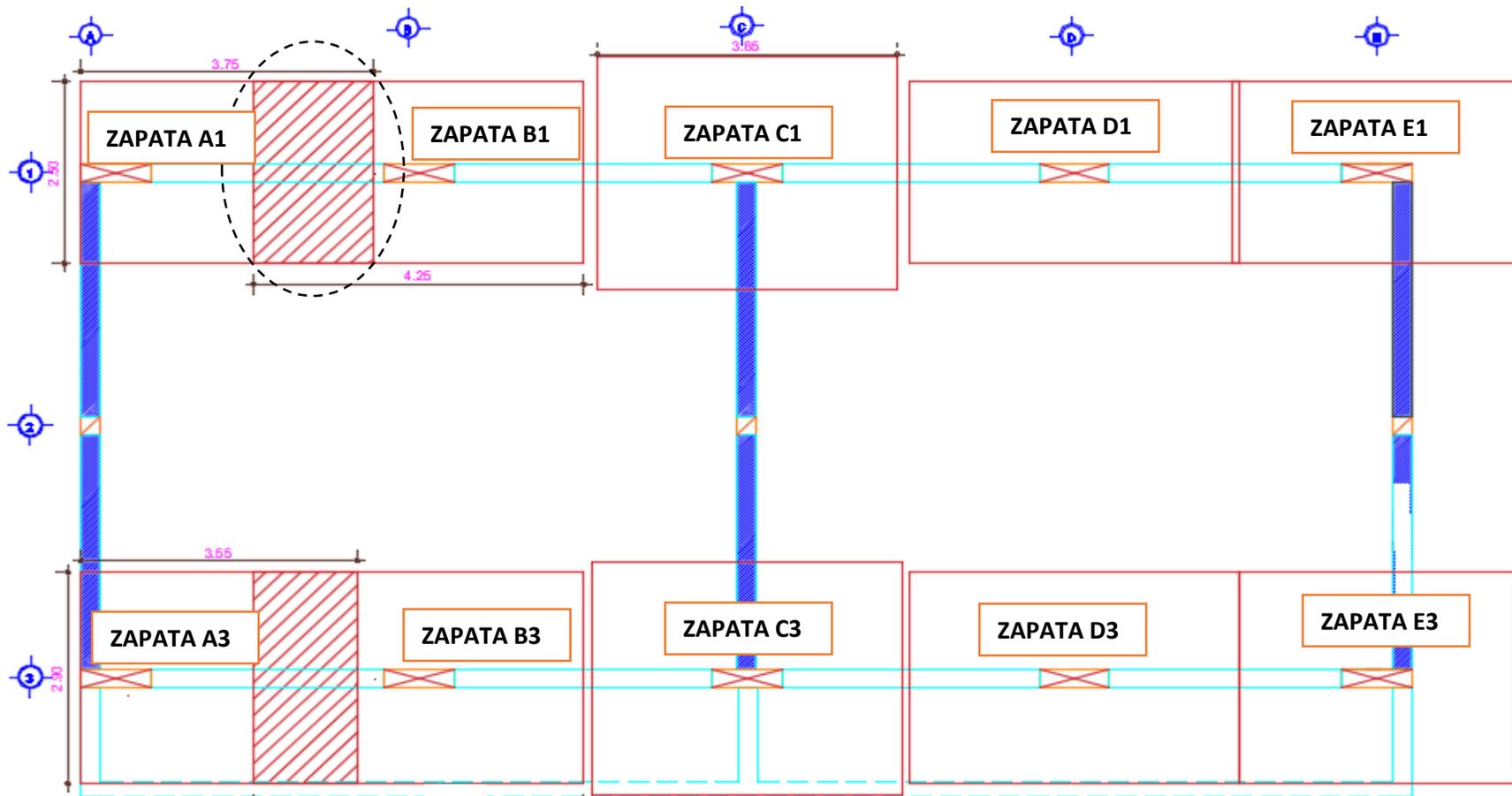


Figura 32: Distribución de las zapatas aisladas que se traslapan

Se pudo observar el traslape de las zapatas, de modo que se procedió a analizar la siguiente alternativa, zapata combinada.

4.2.1.2 Zapata combinada para el suelo blando

De acuerdo al dimensionamiento de las zapatas aisladas se observa traslape de las zapatas extremas, sin embargo, la zapata central (EJE C-C) no presenta traslape por lo que se propone zapatas combinada con dos apoyos y zapata aislada en la parte central. En adelante se muestra la ubicación de las zapatas combinadas y aisladas.

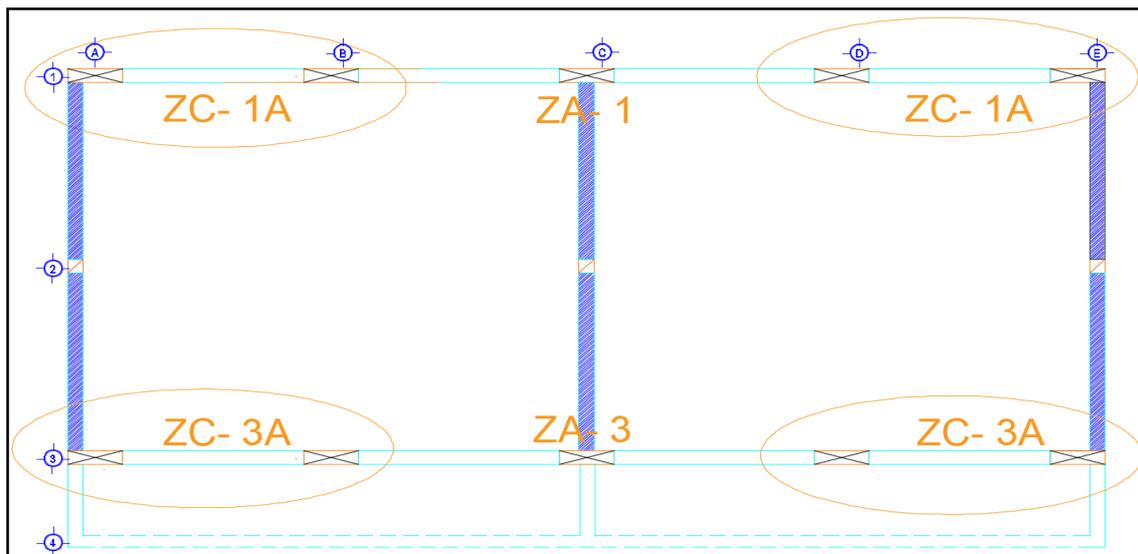


Figura 33: Ubicación de las zapatas combinadas.

Una vez identificadas las zapatas se procede con el dimensionado de las zapatas. Que es similar a la de zapatas aisladas.

Tabla 66: dimensiones de la zapata combinada

TIPO DE CIMENTACIÓN	ÁREA TENTATIVA	B(m)	L(m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 Ton/m ²
zapata combinada eje 1-A	7.88	1.5	5.25	8.77	6.60
zapata aislada eje 1 A	12.32	3.2	3.85	7.53	2.93
zapata aislada eje 3 C	12.8	3.2	4	7.59	3.25
zapata combinada eje 3-A	10.5	2	5.25	9.88	6.71

De acuerdo a la distribución de esfuerzos obtenemos esfuerzos positivos (compresión), pero si presentaría en las zapatas combinadas esfuerzos de tracción (-9.11 Ton/m², en la dirección transversal), se trabaja con una distribución triangular de esfuerzos en el suelo, pero el suelo no admite tal distribución por lo que se recalculó el esfuerzo con otras alternativas.

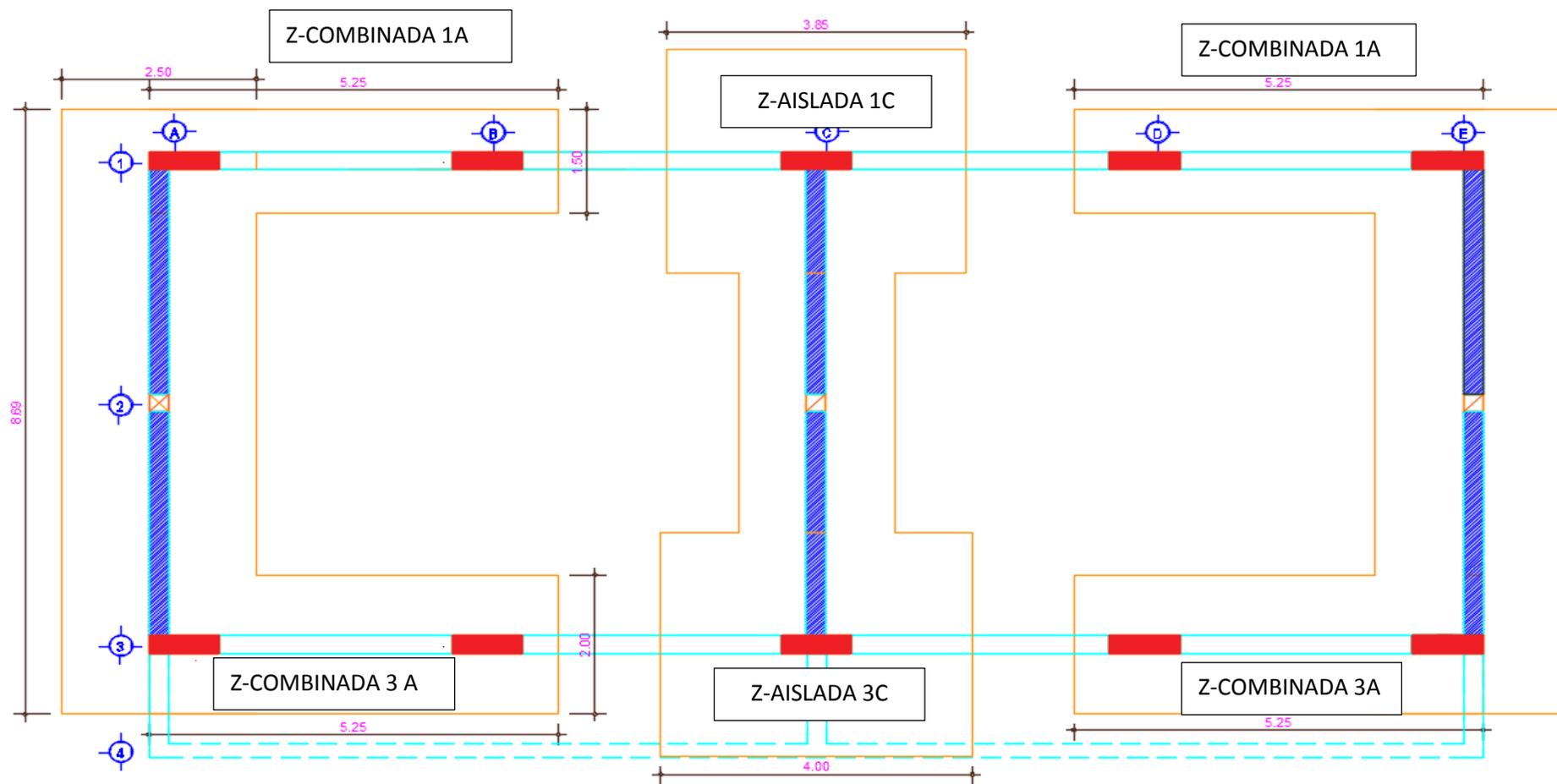


Figura 34: Distribución de las zapatas aisladas y combinadas en la orientación x-x, y-y.

Según el plano de la figura 34, la zapata combinada tiene un área de contacto de 103.19 m², que resulta un 70.55% del área total que es 146.55 m².

Prosiguiendo con la recomendación de (Terzaghi 1973) donde indica que si la suma de las áreas de contacto de las zapatas es mayor a la mitad del área total es decir mayor al 50%, resulta conveniente combinar las zapatas disponiendo de una platea de fundación.

Para ello se propone 2 alternativas adicionales, (Gamio 2013):

- cimentación reticulada, cuando el área requerida es menor al 75%,
- platea de cimentación, cuando el área requerida es mayor al 75%

A continuación, se procede con el diseño de cada una de estas dos propuestas y posteriormente se efectuará cual es la alternativa más conveniente desde el punto económico y funcional.

Cabe resaltar que tanto las cimentaciones reticuladas como las plateas de cimentación serán planteadas de dos formas:

- con viga rígida
- sin viga rígida

4.2.1.3. Cimentación reticular sin viga rígida para el suelo blando

De acuerdo a (Nilson, 2001) si la estructura esta soportada por suelos relativamente blandos o poco uniforme se procede a utilizar zapatas reticulares.

En adelante se propone el proceso de diseño para la cimentación.

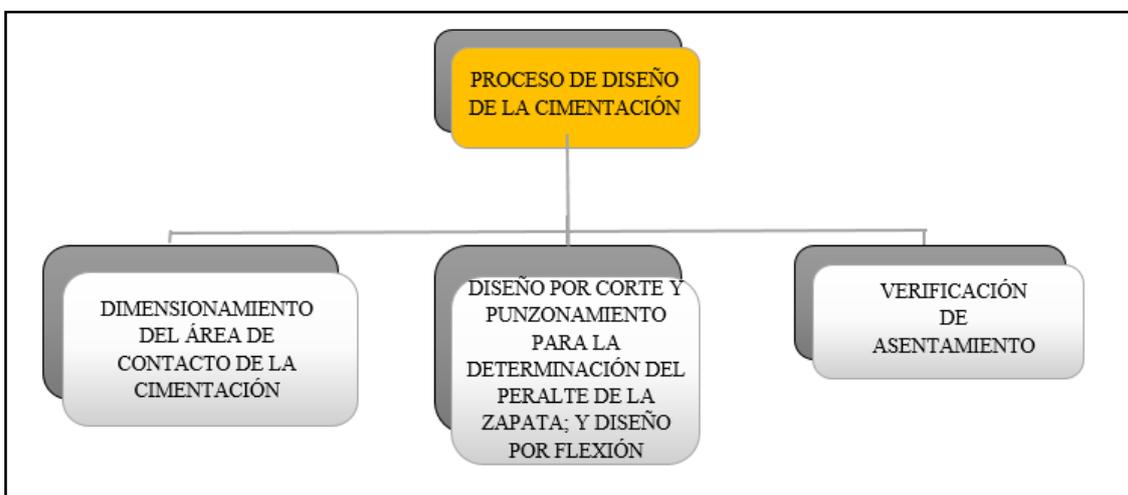


Figura 35: Flujograma del proceso de diseño de la cimentación reticular

Fuente. Elaboración propia.

4.2.1.3.1 Dimensionamiento de la cimentación reticular

Para calcular el área de contacto de la cimentación reticular es preciso aclarar que este es similar tanto para la cimentación con y sin viga rígida. Como primer paso se procedió a obtener las cargas axiales de gravedad.

Se calculó el área tentativa total:

$$A = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q'} = \frac{(401) * 1.2}{5} = 93.24 \text{ m}^2$$

Dónde:

- P_m, es la carga axial producto de la carga muerta en estado de servicio que procede del peso de la estructura.
- P_v, es la carga axial producto de la carga viva en estado de servicio que procede del peso de la estructura.
- F_s, es el factor de estimación de carga adicional del peso del relleno, sobrecarga que actual directamente en la zona del relleno, peso propio de la zapata. Para suelo blando se considera 1.2, según Blanco (a) (1998), ya que con anterioridad es imposible conocer los pesos mencionados
- q', capacidad admisible del suelo castigada debido a la presencia de momentos de sismo, q-3 = 5 Tn/m²

Finalmente se ratifica las dimensiones ya obtenidas.

Tabla 67: Resumen de dimensiones y Cargas de diseño

	Eje	Dimensiones por ejes (L*B)	Área total
En el eje X-X	1-1	17.10*1.75	93.43 m ²
	3-3	17.10*2.25	
En el eje Y-Y	A-A y E-E	7.15*1.25	
	C-C	7.15*2.25	

Para la verificación de esfuerzos, (Blanco (a) 1999) recomienda la siguiente expresión:

$$qx - x(max - min) = \frac{\sum P * Fs}{A} \pm \frac{Mvx}{Iy}$$

$$qy - y(max - min) = \frac{\sum P * Fs}{A} \pm \frac{Mvy}{Ix}$$

Donde:

P: carga axial total en la base de los apoyos. ($\sum P_m + \sum P_v + \sum P_s / 1.25$) (Estados de servicio)

A: Área total de la cimentación.

M: es el momento flector que se transmite. ($\sum M + \sum M_s / 1.25$)

Iy: momento de inercia

Asimismo, se procedió a calcular las inercias, a toda la estructura se dividió en franjas como se muestra en adelante, para al final obtener la suma total de inercia en cada dirección:

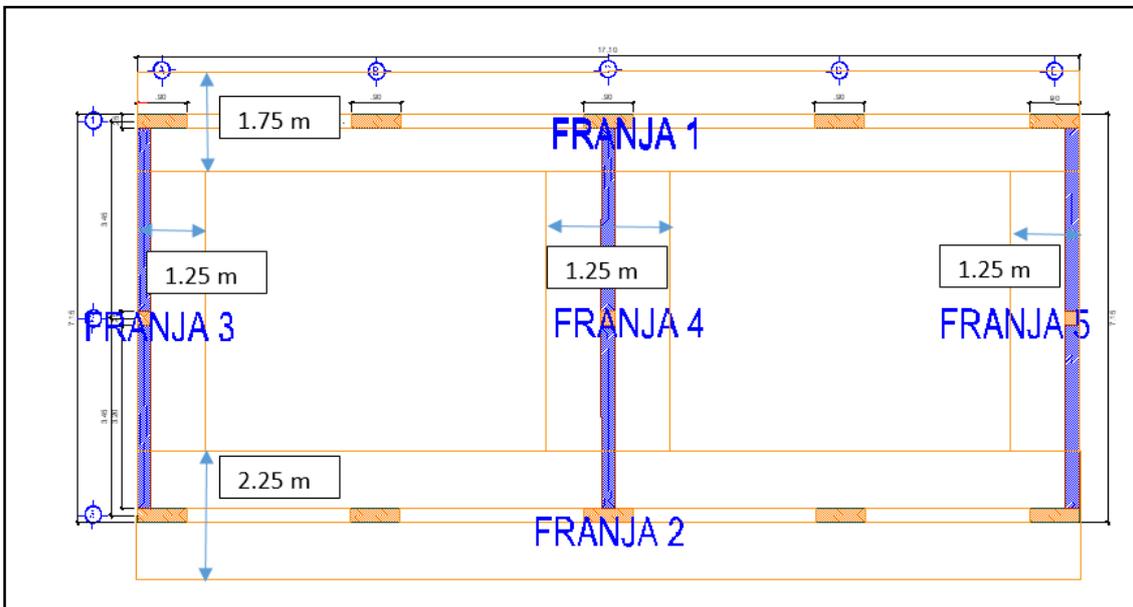


Figura 36: Distribución de franjas para calcular inercias

Para determinar los esfuerzos se utiliza el momento de inercia. El momento de inercia aplicamos en el eje Y debido a que como se aplica momento en la dirección X, trabajamos la inercia alrededor del eje Y, tal como se muestra en la siguiente figura:

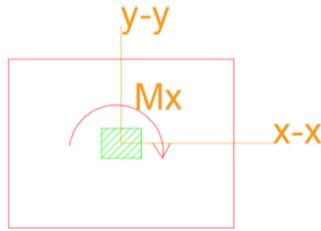


Figura 37: Para el momento M_x , se trabaja con la Inercia aplicada alrededor del eje $y-y$

Luego se procedió con el cálculo de inercia total, aplicando la fórmula:

$$I = b * h^3 / 12$$

Donde:

b: base

h: altura

Considerando lo indicado, se obtienen los siguientes resultados de la inercia en ambos sentidos:

Tabla 68 : Inercia en la dirección X-X

	BASE	ALTURA	x	AREA	DISTANCIA	AREA*X ²	B*H ³ /12
1	1.75	17.1	8.55	29.925	0	0.000	729.197
2	2.25	17.1	8.55	38.475	0	0.000	937.540
3	4.9	1.25	0.125	6.125	-8.435	435.789	0.798
4	4.9	2.25	8.55	11.025	-0.01	0.001	4.651
5	4.9	1.25	16.475	6.125	7.915	383.714	0.798
				91.675		819.504	1672.983
			CG	8.56		IX	2492.49

Tabla 69 : Inercia en la dirección Y-Y

	BASE	ALTURA	y	AREA	DISTANCIA	AREA*Y	B*H ³ /12
1	17.1	1.75	7.03	29.925	3.435	353.092	7.637
2	17.1	2.25	0.125	38.475	-3.47	463.274	16.232
3	1.25	4.9	3.58	6.125	-0.015	0.001	12.255
4	2.25	4.9	3.58	11.025	-0.015	0.002	22.059
5	1.25	4.9	3.58	6.125	-0.015	0.001	12.255
				91.675		816.371	70.438
			CG	3.595		IY	887 m4

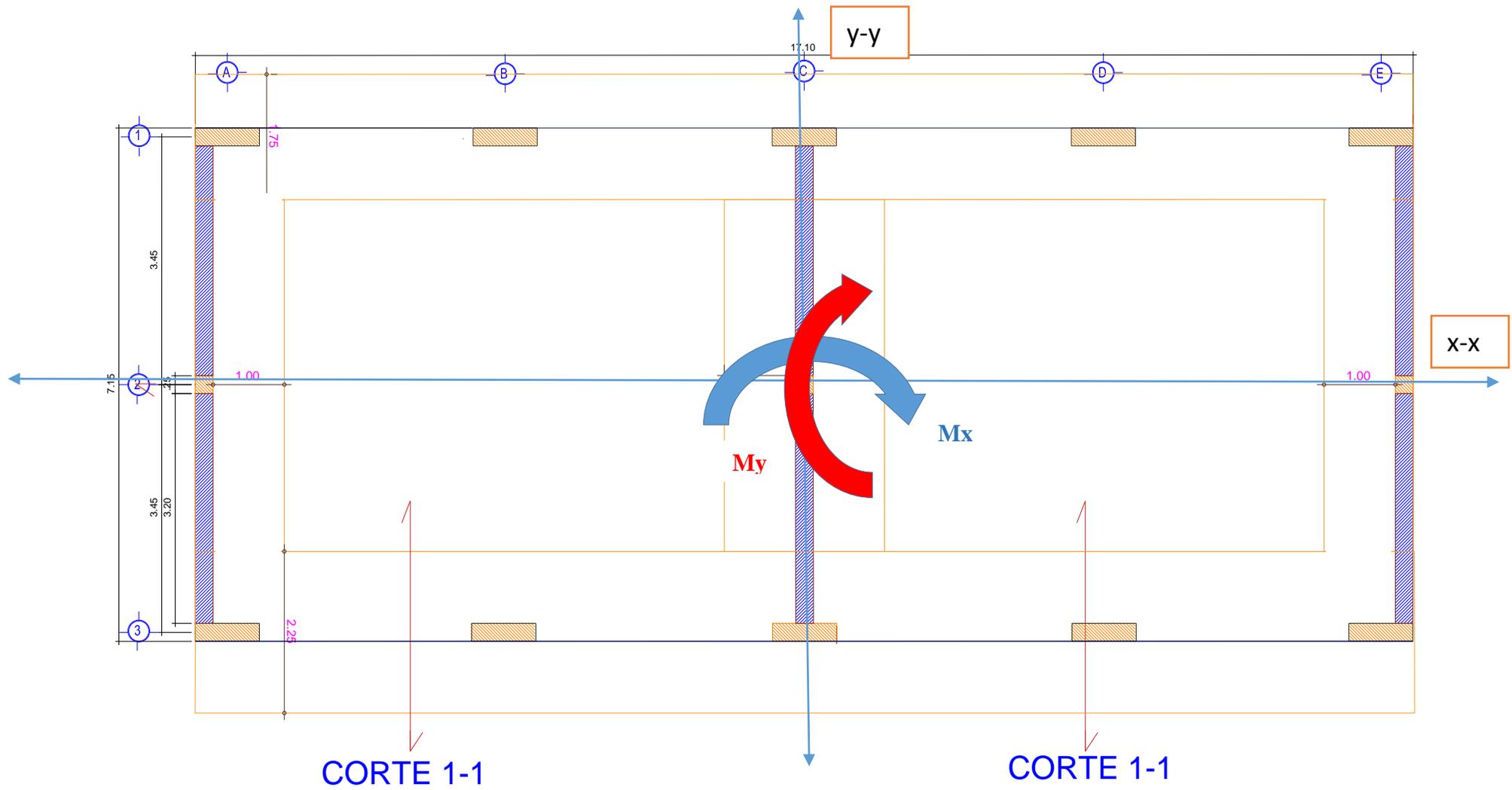


Figura 38: Dimensiones de la cimentación reticular

Se obtuvo los siguientes resultados:

Con respecto al esfuerzo de comparación, los esfuerzos producidos en el terreno deben ser menores al esfuerzo admisible:

El esfuerzo admisible es:

$$Q_c = Q_{adm} (8) * 1.30 \text{ (30\% más en caso de sismo)}$$

$$Q_c = 8 * 1.3 = 10.4 \text{ Tn/m}^2$$

Como la losa tiene un comportamiento monolítico, se obtiene un esfuerzo total ilustrado en la tabla 70, la carga de diseño es de 11.90 Ton/m, carga más desfavorable.

Tabla 70: esfuerzos producidos en el terreno para cada eje

Eje	σ máx.	σ mín.
En el eje X-X	9.50	6.00
En el eje Y-Y	9.35	4.37

$$\sigma_u \text{ mayor} * f_{x-x} = 9.50 * 1.25 = 11.90 \text{ Ton/m}$$

$$\sigma_u \text{ mayor} * f_{y-y} = 9.35 * 1.25 = 11.70 \text{ Ton/m}$$

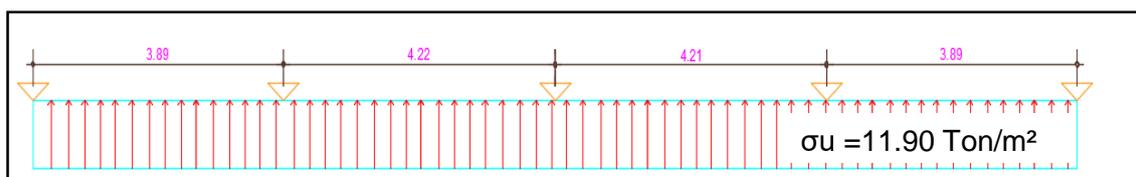


Figura 39: Idealización del eje 3-3

A) SIN VIGA DE CIMENTACIÓN

Para desarrollar el peralte de la losa se procedió a verificar la fuerza cortante.

4.2.1.3.2. Diseño por corte de la cimentación reticular sin viga rígida

Para determinar el peralte de la cimentación, la Norma E0.60 en el artículo 15.7.

Menciona que la altura de las zapatas, medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 300 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo.

Asimismo, el peralte de la zapata deberá ser compatible con los requerimientos de anclaje de las armaduras de las columnas, pedestales y muros que se apoyen en la zapata. Tal es así que (Blanco,1999) indica que para ASEGURAR anclaje de los fierros de la columna recomienda trabajar con un peralte efectivo mínimo a 50 cm.

- En el presente caso se asume un peralte de 0.65 m

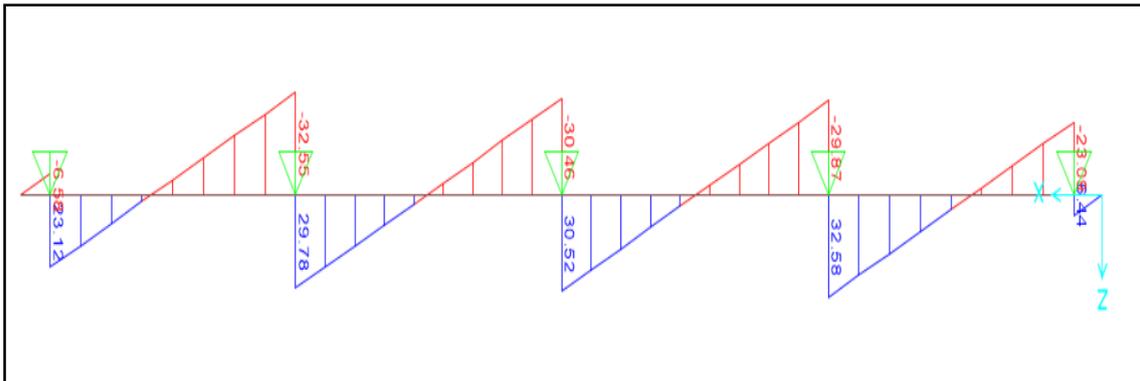
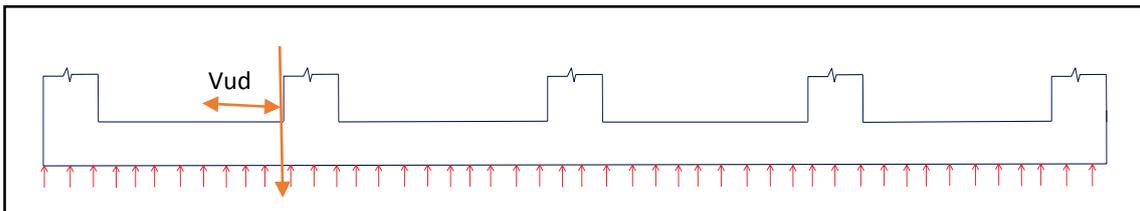


Figura 40: Ilustración de fuerza cortante del eje 3-3



$$V_{ud} = 32.58 - (11.90 \times 0.55) = 26.04$$

Figura 41: Ilustración de la cortante última en el eje 3-3 tramo B-B (V_u más crítico)

Como ya se explicó la condición para soportar los esfuerzos cortantes es que la cortante de diseño sea mayor a la cortante última, se comprueba de la siguiente manera:

$$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 55 = 35.9 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = V_u - q_u * d = 32.58 - (11.9 * 0.55) = 26.04$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte del concreto.

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

B: Longitud de la sección = 1.00 m

d: Peralte efectivo de la zapata.

Se comprobó que el peralte efectivo de 55 cm soporta los esfuerzos cortantes producidos.

4.2.1.3.3. Diseño por punzonamiento de la cimentación reticular sin viga rígida

Para analizar punzonamiento (Harmsen 2002) indica que primero se debe identificar la zona crítica, esto ocurre alrededor de la columna a una distancia $d/2$. En adelante se ilustra las secciones de la columna y la zona crítica que ocurre a $d/2$ de alrededor de la columna. debe cumplir lo siguiente:

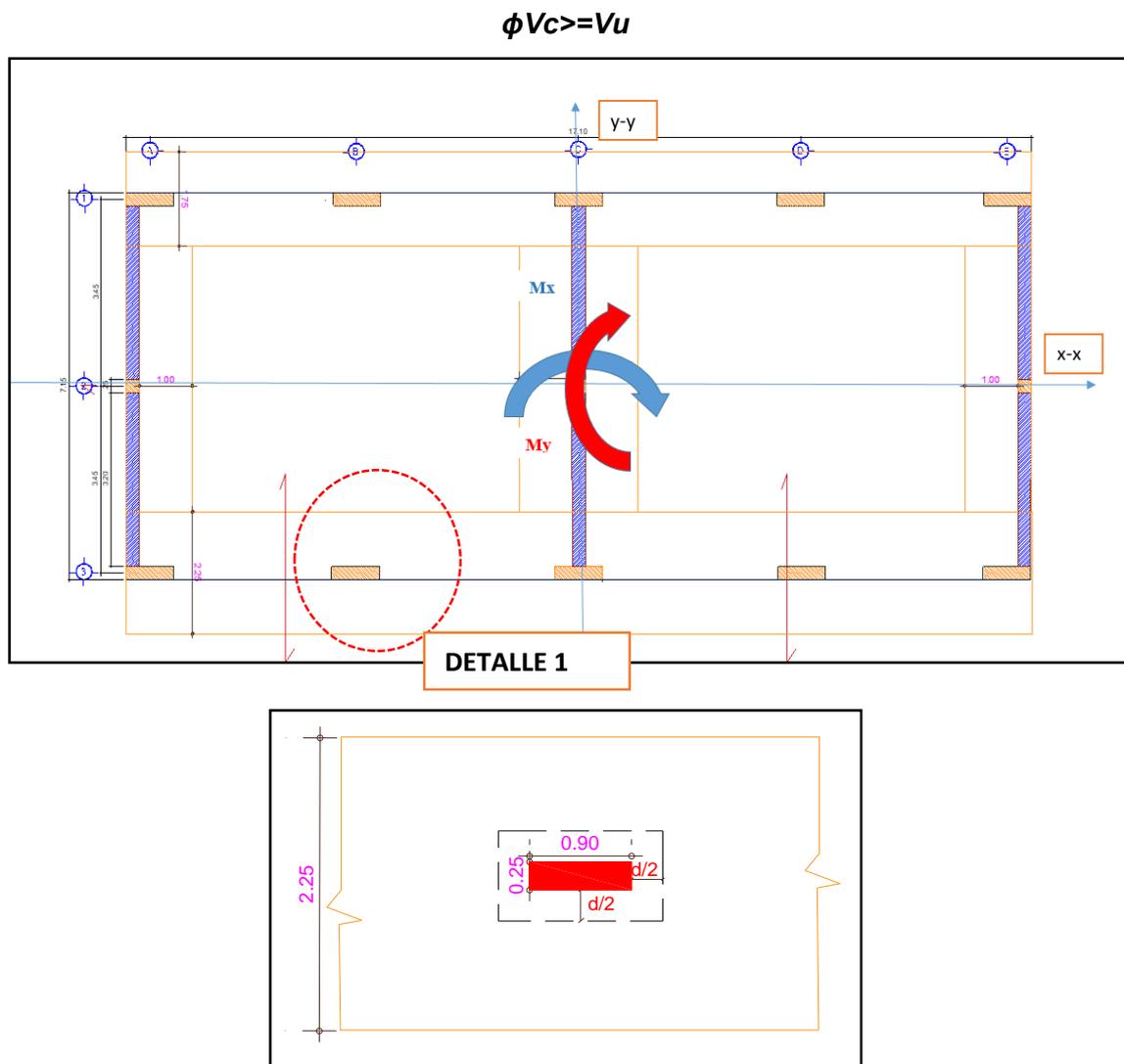


Figura 42: Sección crítica del eje 3-3 tramo B-B, detalle 1

Primero procedemos a calcular la fuerza cortante última así:

$$V_u = P_u - \sigma_u * (A_o) = 95.94 - (11.99 * 1.16) = 82.03 \text{Ton}$$

Donde:

σ_u : esfuerzo ultimo

A_o : área de la zona critica

Luego de ello procedemos a calcular la fuerza cortante resistente, considerando nuevamente que la losa no considera refuerzo por corte es por eso que el concreto de la losa debe resistir la cortante ultima. Trabajando con lo siguiente:

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d) \leq 1.1 x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d)$$

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d) = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{3.6}\right) * (\sqrt{210}) * 450 * 55 = 104.3 \text{ Ton}$$

Asimismo, elegimos el menor valor del V_c por ser el más crítico:

$$V_c \text{ limite} \leq 1.1 x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d) = 394.56 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c = 0.85 * 394.56 = 335.38 \text{ Ton A}$$

Donde:

β_c : relación entre el lado más largo y corto de la columna = $0.9/0.25 = 3.6$

b_o : perímetro de la zona crítica

d : peralte de la losa

f'_c : resistencia a compresión del concreto

Se demostró que se cumple la condición

Tabla 71: verificación por punzonamiento para el eje 3-3

	*Columna A1	
	x	y
	25	90
b_o	4.5	
A_o	1.16	
$V_c \text{ limite}$	394.56	
ϕV_c	104.3	
V_u	82.03	

*) El plano contempla un solo tipo de columna (A1) de dimensiones (25*90), se verifico la condición

$$\phi * V_c > V_u$$

- Peralte= 65cm

4.2.1.3.4. Diseño por flexión de la cimentación reticular sin viga rígida

Para efectuar diseño por corte y flexión se trabajó con 1 m de ancho. Una vez realizada el análisis por corte y punzonamiento se procede a analizar el diseño por flexión.

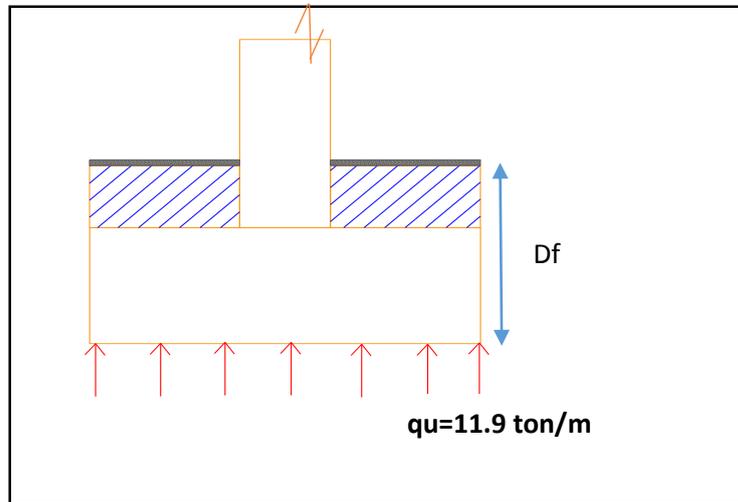


Figura 43: Distribución de presión uniforme del suelo

A partir del momento obtenido, se calculó los aceros longitudinales.

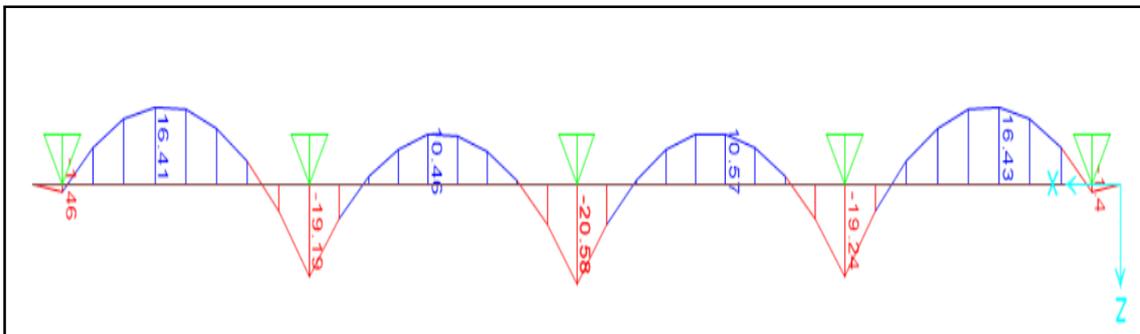


Figura 44: Diagrama de momento flector para el diseño

- **Acero longitudinal**

Acero longitudinal inferior (en los apoyos):

Tabla 72: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga

Mu Tn.m	20.58
ku	6.80
ρ	0.001841
As req.	10.13
As mín.	6.60
As Col.	ϕ 3/4"@27.5

Acero longitudinal superior (tramo central)

Tabla 73: Acero longitudinal superior (tramo central)

Mu Tn.m	16.43
ku	5.42
ρ	0.001462
As req.	8.04
As mín.	6.60
As Col.	ϕ 3/4"@27.5

- **Acero transversal**

Acero superior: consideramos acero de temperatura, con una Cuantía mínima de 0.0012.

$$As \text{ req} = 0.0012 * 100 * 65 = 6.6$$

$$As \text{ colocado} = \phi \text{ 5/8"@27.5}$$

Acero inferior

Se diseña el acero transversal mediante la siguiente formula:

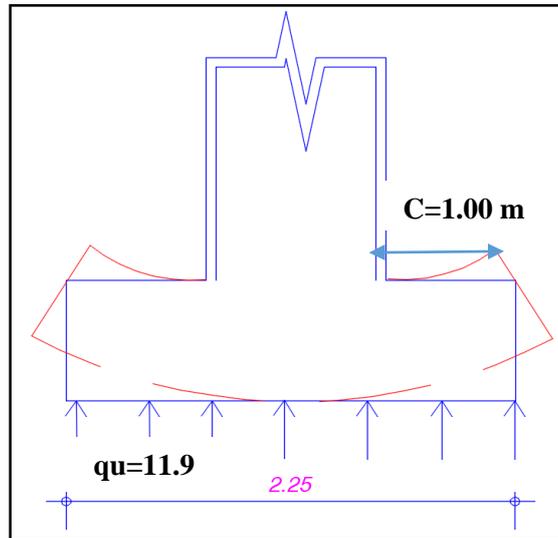


Figura 45: Ilustración para el cálculo de acero transversal, vuelo de 1m.

$$Mu = \frac{quxc^2}{2} = \frac{11.90 \times 1^2}{2} = 5.96 \text{ Ton}$$

Tabla 74: Aceros inferior transversal de la cimentación reticular

Mu(T) Tn.m	5.96
Ku	1.97
P	0.0012
As req.	6.60
As Col.	ϕ 5/8"@27.5 cm

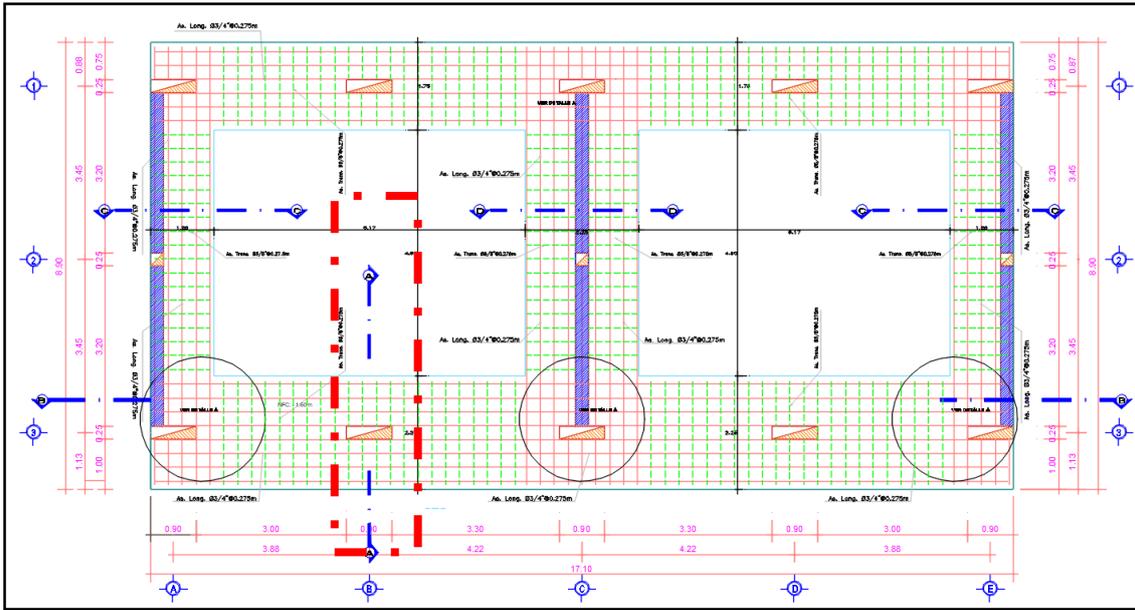


Figura 46: Ilustración del Corte A-A-cimentación reticular sin viga rígida del suelo blando

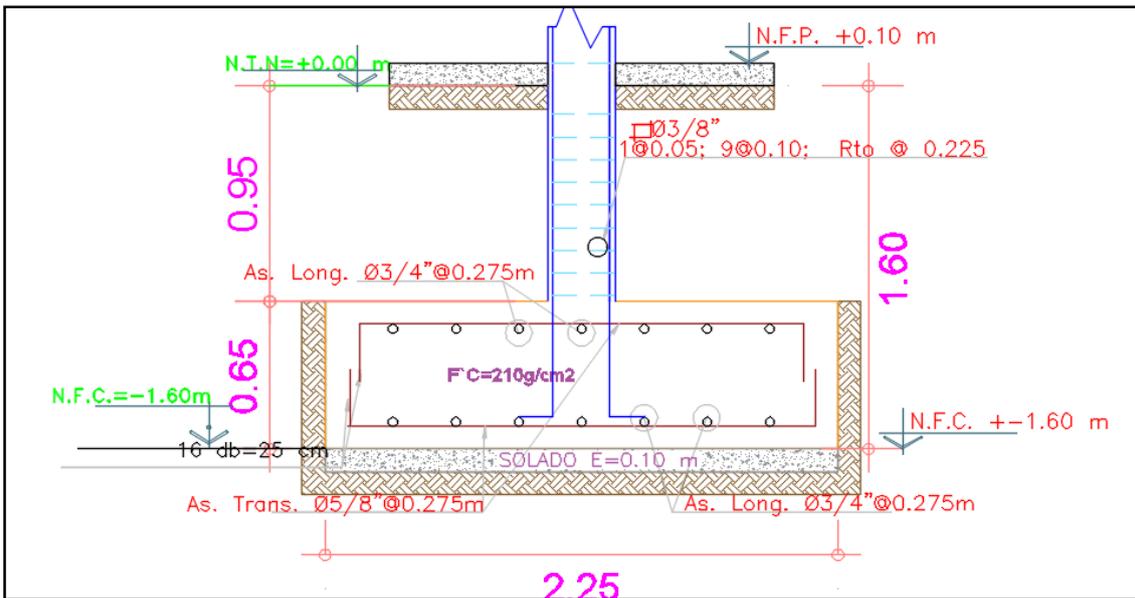


Figura 47: Aceros colocados del corte A-A, para la platea de cimentación sin viga rígida-suelo blando

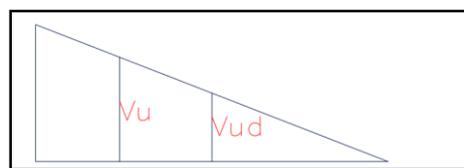
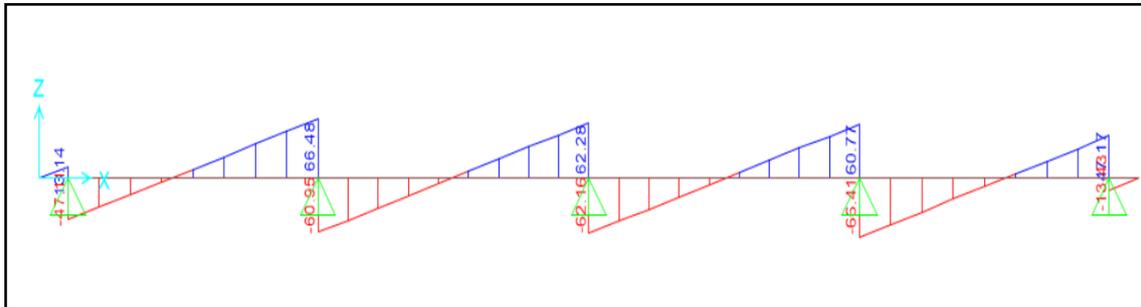
B. CIMENTACION RETICULAR CON VIGA DE CIMENTACIÓN

4.2.1.4 Diseño de cimentación reticular con viga rígida

El dimensionamiento del área de contacto de la cimentación reticular con viga rígida es el mismo dimensionamiento de sin viga rígida.

4.2.1.4.1 Diseño por cortante de la losa

Se trabajó con un peralte efectivo de 30 cm. con un vuelo de $c=1$ m. y una base de 100cm.



$$c = 100 - 0.30 = 0.70$$

Figura 48: V_{ud} de la losa, cimentación reticular sin viga rígida.

Se calcula la cortante crítica de la losa (V_{ud})

$$V_{ud} = q_u * c = 11.90 * (1.00 - 0.30) = 8.33 \text{ ton}$$

$$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 30 = 19.38 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

4.2.1.4.2 Diseño por flexión de la losa

Se tiene un peralte de losa de 40 cm, en adelante se diseña el acero longitudinal y transversal.

- **Acero transversal**

$$M_u = \frac{q_u x c^2}{2} = \frac{11.90 * 0.70^2}{2} = 5.95 \text{ ton}$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

Finalmente se trabaja con acero de $\emptyset 5/8" @ 27.5 \text{ cm}$.

- **Acero longitudinal**

Se diseña el acero longitudinal se trabaja con una cuantía mínima de 0.0018 para las caras superior e inferior.

$$A_s = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Finalmente se trabaja con acero de $\varnothing 5/8'' @ 27.5 \text{ cm}$.

- Dimensionamiento de la viga
Se procedió a dimensionar mediante lo siguiente:

Tabla 75: dimensiones de la viga

	dimensionamiento	Longitud
H(peralte)	L/6 - L/7	0.80 m
B(ancho)	H/2 - 3H/4	0.40 m

Donde:

H: peralte de la viga

B: base de la viga

- **Verificación por corte:**
- $V_{ud} = 66 - (26 * 0.7) = 47.8 \text{ Ton}$

$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 80 = 20.8 \text{ Ton}$
Debido a que no cumple que la $\phi V_c \geq V_u$, se realizó el refuerzo por corte para la viga

- **Verificación por punzonamiento:**

Se sabe que ya no es necesario controlar el efecto de punzonamiento debido a la viga impide que pueda presentar punzonamiento.

- **Diseño por flexión de la viga rígida:**

Para el diseño con viga rígida (la viga tiene un comportamiento de una viga aislada en T invertida). Según el ítem 8.10.4 de la norma E-060, en vigas aisladas de forma T, para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor a la mitad del ancho del alma y un ancho efectivo (b_e) no mayor a cuatro veces el ancho del alma.

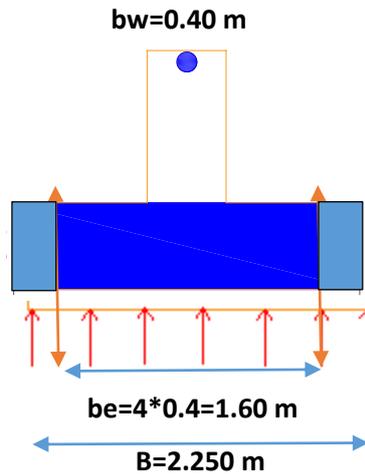


Figura 49: Idealización de la viga de cimentación reticular EJE 1-1 y 3-3

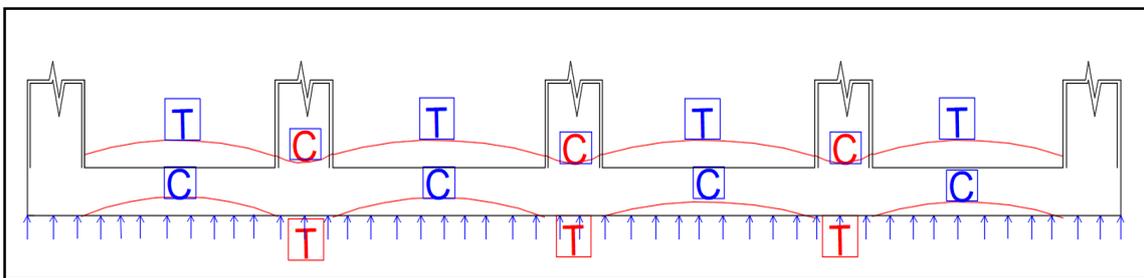


Figura 50: deformación de una viga de cimentación reticular, eje 3-3

En resumen, para la zona central se tiene una viga T invertida, con dimensiones reales 2.25 m*0.80 m. sin embargo para el diseño la viga T, según la NTE 060 debe tener un ancho efectivo $be=4*bw=1.60$ m tal como se ilustra en la figura 52.

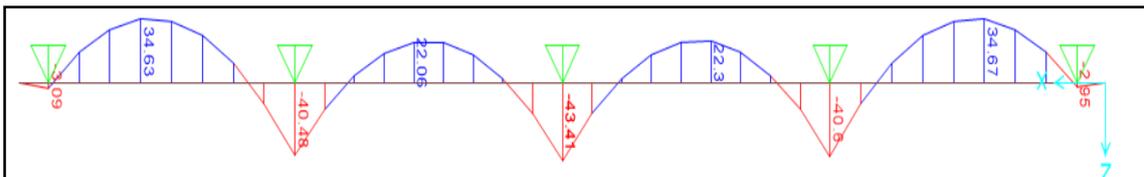


Figura 51: DMF de la cimentación reticular con viga rígida

En adelante se muestra los aceros colocados:

Tabla 76: Momentos en los apoyos(As-)

b	40 cm
h	80 cm
d	70 cm

En adelante se muestra los aceros colocados

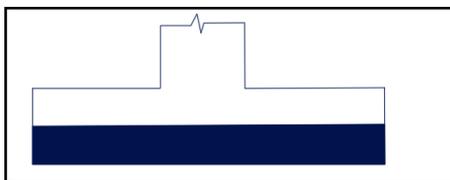
Mu(-) Tn.m	13.81	16.20	18.42	16.14	13.45
ku	7.05	8.27	9.40	8.23	6.86
ρ	0.00191	0.00225	0.00257	0.00224	0.00186
As req.	5.34420	6.29404	7.18356	6.27009	5.20182
As mín.	13.53	13.53	13.53	13.53	13.53
As Col.	5 φ 3/4"				

Tabla 77: Momentos en la parte central(As +)

be	160
h	80 cm
d	70 cm

Mu(+) Tn.m	34.67	22.30	22.06	34.63
ku	4.42	2.67	2.03	4.05
ρ	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012
As min	6.76	6.76	6.76	6.76
As Col.	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"	3 φ 3/4"

Según norma E-060 el acero mínimo (Art 10.5.2), para secciones T cuando el ala está en compresión el acero no será menor a la siguiente expresión:



Ala en compresión

$$As_{min+} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$As_{min-} = 2 * As_{min+} \text{ (Otazzi, 2009)}$$

- **Diseño por corte**

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi * (V_c + V_s) = V_{ud}$$

$$V_s = (V_{ud}/\phi) - V_c = (47/0.85) - (20.8/0.85) = 30.76 \text{ Ton}$$

El aporte del concreto se calcula mediante la expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Con un límite para el aporte del acero de:

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2.1 * \sqrt{210} * 40 * 70 = 85.2 \text{ Ton}$$

Debe de disponerse estribos en la zona crítica, espaciados a distancia “s” de:

$$s = (A_v * F_y * d) / V_s = (2 * 0.71 * 4200 * 70) / 30.76 = 12.5 \text{ cm}$$

Donde:

A_v : diámetro de estribo ($\varnothing 3/8$)

Si sucede que $\varnothing * V_c \geq V_u$, entonces es posible utilizar los estribos mínimos con un espaciamiento que no exceda del menor valor de:

$$s_{\text{máx.}} = (A_v * F_y) / 3.5 * b = (2 * 0.71 * 4200) / (3.5 * 40) = 30 \text{ cm}$$

El concreto ($V_u = 20.8 \text{ Ton}$) Aguanta hasta una distancia de 0.90 m, $(0.9 - 0.25 / 0.125)$

=6

1 @ 0.05, 6 @ 0.10 R @ 0.30 m

El peralte es de 80 cm. por lo que no necesitamos refuerzo superficial en las caras laterales por Fisuración debido a que la norma, la norma E.060 (Art. 9.9.6) señala que en caso de vigas con un peralte mayor o igual a 90 cm, se deberá colocar armadura longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma.

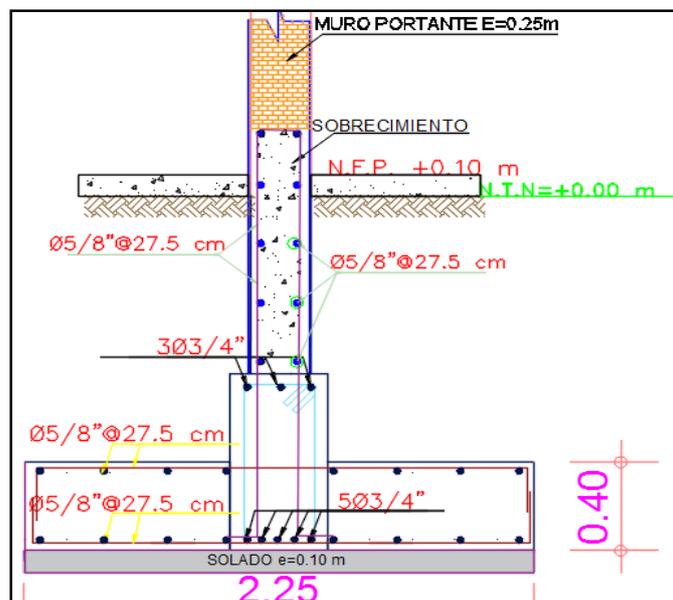


Figura 52: Corte D-D de la cimentación reticular con viga rígida- suelo blando

4.2.1.4.3 Diseño de murete (Sobre cimiento) para la sección transversal

Según (Harmsen, 2002), para determinar el refuerzo de acero horizontal mínimo por 1 metro de longitud, se determina así:

$$A_s = 0.0025 * b * d$$

$A_s = 0.0025 * 25 * 74 = 4.44 \text{ cm}^2$, Según (Harmsen,2002), para determinar el refuerzo de acero vertical(estribado) mínimo por 1 metro de longitud, se determina así:

$$A_s = 0.0015 * b * d$$

$$A_s = 0.0015 * 25 * 74 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Se colocará varillas de 5/8" de diámetro cada 27.5 cm, en ambas caras por seguridad.

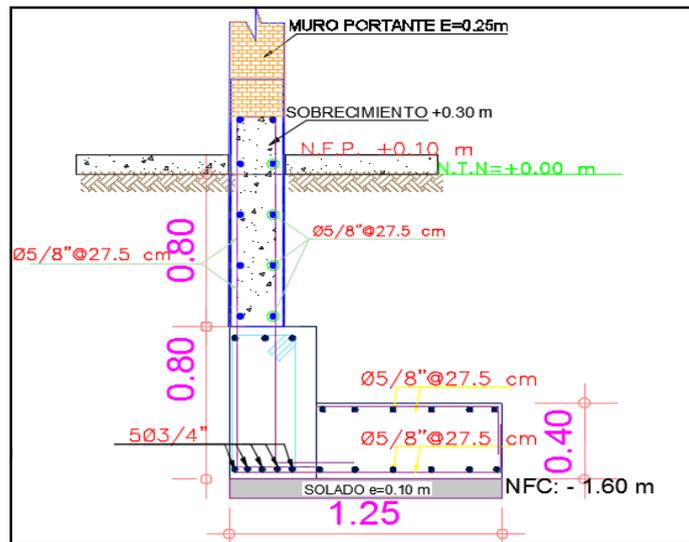


Figura 53: Corte C-C de los aceros colocados para el murete del suelo blando

4.2.1.4.4 Verificación de asentamiento

Para despreciar los asentamientos diferenciales en la cimentación reticular debe cumplir la siguiente expresión(Meli,1985):

$$\lambda L \leq \pi/2$$

Asimismo, se resalta que los asentamientos del suelo son suficientemente pequeños bajo las cargas impuestas por la estructura. La cimentación tiene una rigidez muy superior a la del suelo sobre el que se apoya.

$$\lambda L = L * \sqrt[4]{\frac{b * ks}{4 * EI}} = 1.34$$

L: promedio de los claros adyacentes a cada columna en la dirección analizada: 4.05 m

E: módulo de elasticidad de la cimentación: $15000 * \sqrt{210} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

I: momento de inercia de la cimentación: 2454624.01 cm^4

b: ancho de la cimentación (unidades: pies): $1.75 \text{ m} = 5.74 \text{ pies}$

Ks: módulo de reacción del suelo, ver tabla de Ks1, (Meli,1985), Donde: $K_s=K_{s1}/B=0.362$ (Kg/cm³). Finalmente se demuestra que: $1.34 \leq \pi/2(1.57)$, es decir se desprecia asentamientos.

4.2.1.5. Platea de cimentación sin viga rígida

Para el proyecto se optó por desarrollar el **Método de las franjas**. Debido a que cumple los parámetros que indica (Fratelli. 1993) estos parámetros indican que las columnas deben estar alineadas ortogonalmente, tal como se caracteriza la cimentación del proyecto. Además, los espaciamientos de las columnas no difieren en más del 20% y las cargas de las columnas no superan el 20% de diferencia con respecto a la más cargada.

Para iniciar este método se debe contar con el análisis estructural del edificio que se muestra a continuación

Se obtuvo las cargas axiales y momento en la base de la columna, a partir del desarrollo con el programa SAP.

Se ilustra en adelante los pesos transmitidos en la base de la columna tanto en el eje x y en el eje y.

Tabla 78: cargas axiales y momentos en la base de las columnas para la dirección x-x.

EJE	Pm	Pv	Mm	Mv	Ps	Ms
A-1	21.91	3.63	-0.65	-0.18	-11.792	21.08
B-1	39.62	8.46	-0.05	-0.01	-0.368	22.608
C-1	37.08	7.42	0.02	0.005	0.28	22.544
D-1	40.19	8.6	-0.01	-0.003	-1.248	22.72
E-1	22.46	3.77	0.7	0.2	12.8	21.168
A-3	28.19	6.69	-0.062	-0.33	-11.024	22.36
B-3	45.24	14.72	-0.06	-0.025	-0.08	24
C-3	43.15	13.55	0.014	0.008	0.728	24.23
D-3	45.88	14.97	-0.002	-0.006	-1.48	24.056
E-3	28.84	6.94	0.67	0.35	12.16	22.456

Tabla 79: cargas axiales y momentos en la base de las columnas para la dirección y-y.

EJE	Pm	Pv	Mm	Mv	Ps	Ms
A-A	30.44	3.94	6.9	3.13	28.768	196.824
C-C	30.44	7.87	10.1	5.02	28.736	194.688

E-E	30.44	3.94	6.75	3.09	28.576	195.608
-----	-------	------	------	------	--------	---------

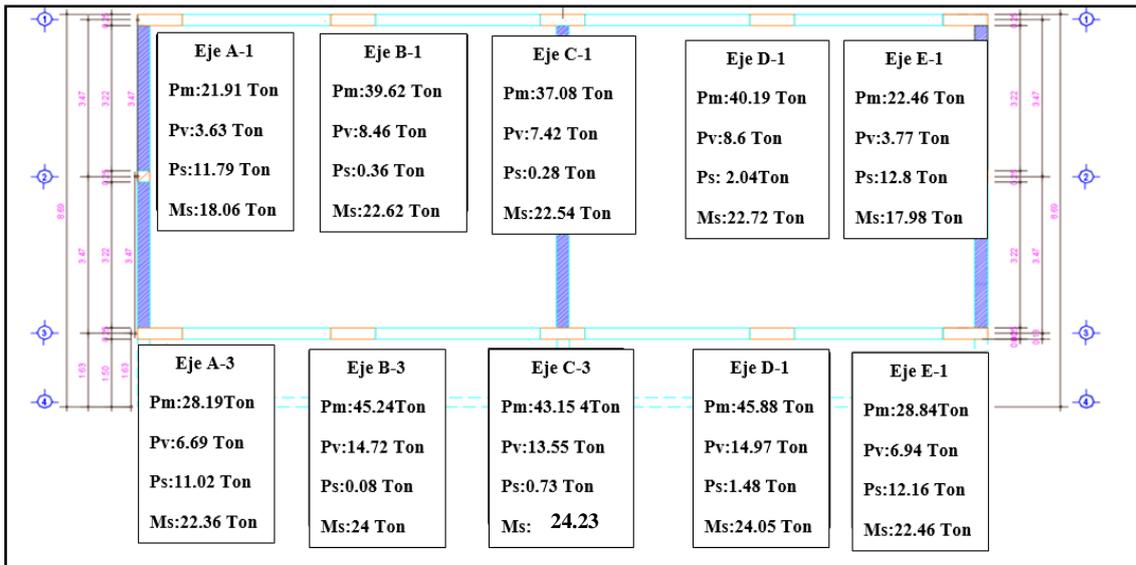


Figura 54: Ilustración de las cargas axiales y momentos en la dirección x-x

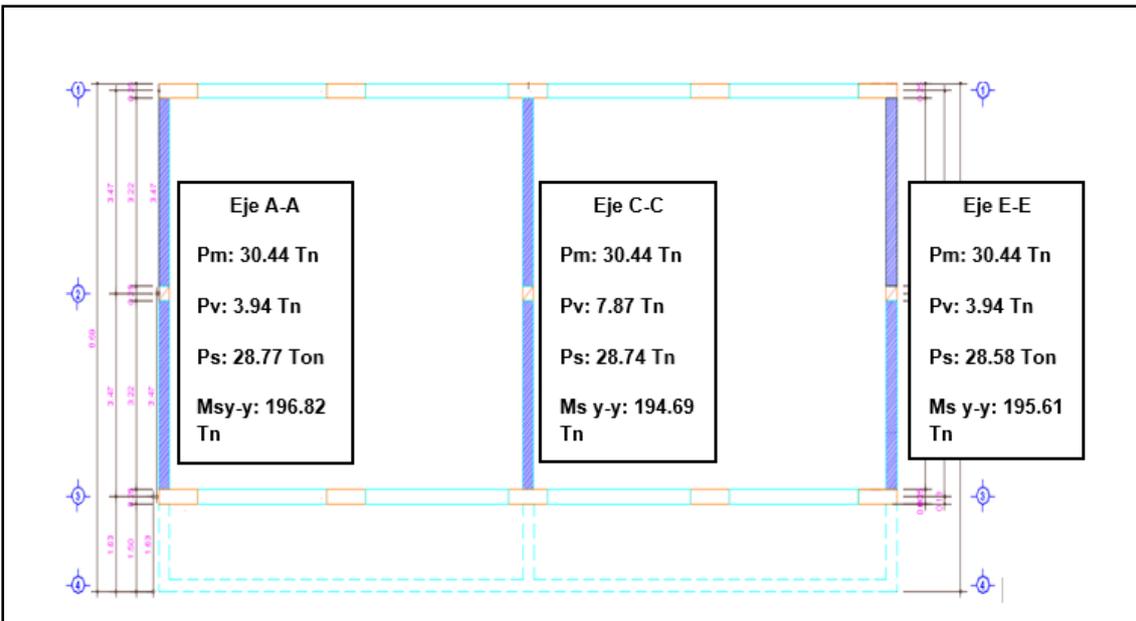


Figura 55: Ilustración de las cargas axiales y momentos en la dirección y-y

4.2.1.5.1 Platea de cimentación de espesor uniforme

4.2.1.5.1.1 Dimensionamiento de la platea de cimentación

Como se mencionó, el método de las franjas se fundamenta en el método rígido, estos presentan una distribución lineal o uniforme en el suelo a cimentar, esto se logra si la resultante total de los pesos transmitidos y centro geométrico de la platea de cimentación este dentro del núcleo central de la base para que la platea de cimentación esté totalmente comprimida, para identificar que este dentro del núcleo central se debe cumplir lo siguiente:

$$e \leq L/6$$

Donde:

e: excentricidad

L: longitud total de la platea

Para corroborar la expresión ($e \leq L/6$), se procedió a calcular el centro de gravedad.

Tabla 80: Cálculo del centro de gravedad

Ejes	X	Y	Pm	Pv	Pm+Pv=Pt	Pt*X	Pt*Y
EJE 3-A	0.45	0.125	28.19	6.69	34.88	15.70	4.36
EJE 3-B	4.34	0.125	45.24	14.72	59.96	260.23	7.50
EJE 3-C	8.56	0.125	43.15	13.55	56.7	486.49	7.09
EJE 3-D	12.78	0.125	45.88	14.97	60.85	777.66	7.61
EJE 3-E	16.67	0.125	28.84	6.94	35.78	596.45	4.47
EJE 1-A	0.45	7.06	21.91	3.63	25.54	11.49	180.31
EJE 1-B	4.34	7.06	39.62	8.46	48.08	208.67	339.44
EJE 1-C	8.56	7.06	37.08	7.42	44.5	381.81	314.17
EJE 1-D	12.78	7.06	40.19	8.6	48.79	623.54	344.46
EJE 1-E	16.67	7.06	22.46	3.77	26.23	437.25	185.18
EJE A-A	0.125	3.59	30.44	3.94	34.38	4.30	123.42
EJE B-B	8.58	3.59	30.44	7.87	38.31	328.70	137.53
EJE C-C	17	3.59	30.44	3.94	34.38	584.46	123.42
					480.38	4131.7	1556.9
Centro de gravedad en x-x						8.60	
Centro de gravedad en y-y							3.24

Para calcular el centro de gravedad en ambas direcciones reemplazamos en la siguiente formula:

$$CGx = \frac{Pt * x}{Pt} = \frac{4131.74}{480.38} = 8.60 \text{ m}$$

$$CGy = \frac{Pt * y}{Pt} = \frac{1556.97}{480.38} = 3.24 \text{ m}$$

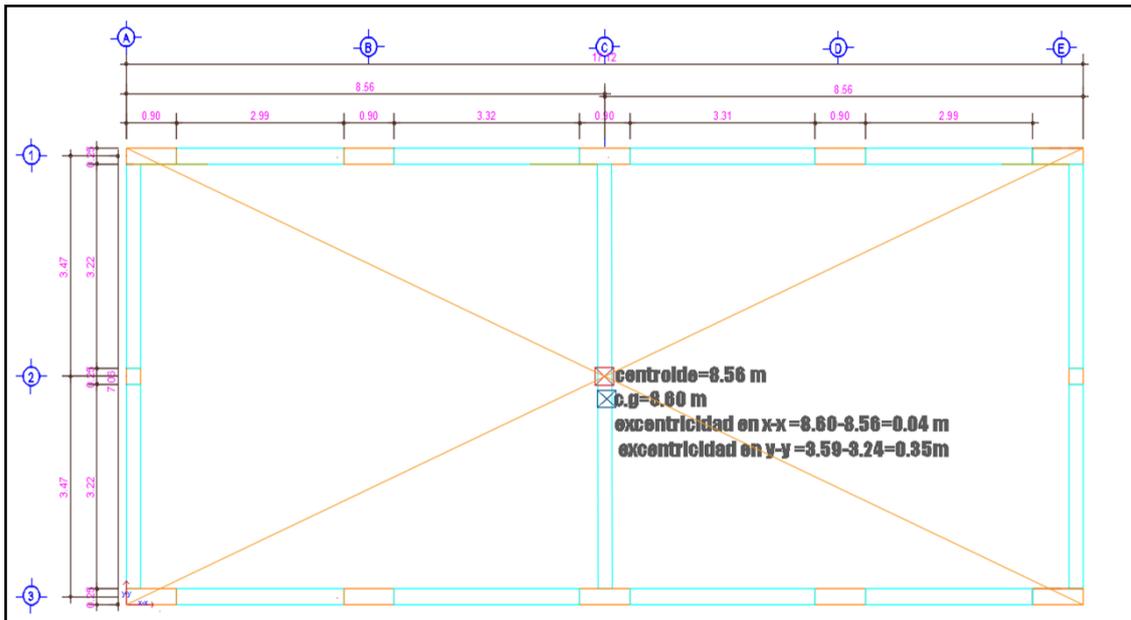


Figura 56: Ilustración de excentricidades en la dirección x-y.

Se observó que las cargas se aplican a una distancia de 8.60 m, y que el centro geométrico es de 8.56 m, esto nos resulta una excentricidad de 4 cm. En la dirección X-X y una excentricidad de 5 cm en la dirección Y-Y, de esta manera se corroboró que el centro de cargas actuantes está dentro del núcleo central de la base, como se ilustra en la siguiente expresión:

$$e(x - x) \leq L/6$$

$$e(x - x) = 8.60 - 8.56 = 4 \text{ cm}$$

$$4 \text{ cm} \leq 285 \text{ cm}$$

$$e(y - y) \leq \frac{L}{6}$$

$$e(y - y) = 3.29 - 3.24 = 5 \text{ cm}$$

$$5 \leq 285 \text{ cm}$$

Donde:

e : excentricidad

L: longitud total de la platea

Una vez demostrada que las cargas actúan dentro del núcleo central, de esta manera la distribución de presiones es uniforme y lineal, por ende, se explica el siguiente procedimiento:

Cálculo del área tentativa.

A) Definimos el área tentativa

$$A_{req} = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q} = \frac{480.38 * 1.8}{8} = 108.09 \text{ m}^2$$

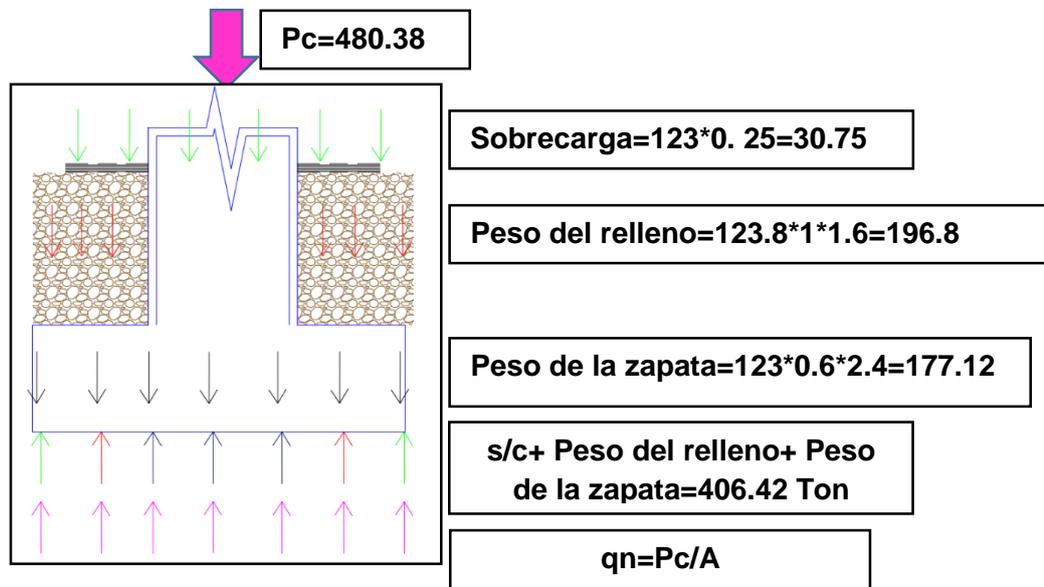


Figura 57: Ilustración de Cargas aplicadas para la cimentación

Esto implica que el factor F_s es igual a $406.42/480.38= 0.8$, es decir F_s igual 1.80

En la figura 57 se describe la aplicación de cargas hacia la cimentación, se describe que las s/c, peso de rellenos y de zapata accionan y reaccionan (se anulan) es así que las cargas axiales transmitidas por columnas y muros son las que predominan.

Se consideró un incremento de 5 cm de volado en la dirección y, para que supere el área requerida. Es así que se obtuvo una relación de lados de $B=7.25$ m y $L=17.10$ m. es decir un área total de 123 m^2 .

Se obtuvo el esfuerzo total máximo y mínimo, para las dos direcciones:

$$\sigma_{1x-x} = \frac{\sum P * Fs}{B * L} + \frac{6 * M}{B * L^2} = \frac{480.38}{7.25 * 17.1} + \frac{6 * 205}{7.25 * 17.10^2} = 4.51 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{2x-x} = \frac{\sum P * Fs}{B * L} - \frac{6 * M}{B * L^2} = \frac{480.38}{7.25 * 17.1} - \frac{6 * 205}{7.25 * 17.10^2} = 3.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{1y-y} = \frac{\sum P * Fs}{B * L} + \frac{6 * M}{L * B^2} = \frac{480.38}{7.25 * 17.1} + \frac{6 * 580}{17.1 * 7.25^2} = 7.04 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{2y-y} = \frac{\sum P * Fs}{B * L} - \frac{6 * M}{L * B^2} = \frac{480.38}{7.25 * 17.1} - \frac{6 * 580}{17.1 * 7.25^2} = 0.03 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{1y-y} \text{ total} = 7.04 * 1.25 = 8.8 \text{ ton/m}^2 \dots (\text{item 5.1})$$

- Obtención de momentos flectores y fuerzas cortantes

Para obtener los momentos flectores Según (Fratelli, 1993) recomienda que se debe dividir la platea de cimentación en franjas con rectas equidistantes de las columnas en ambos sentidos ortogonales, se obtuvieron dos franjas horizontales simétricas y cinco franjas verticales simétricas, para este caso analizaremos un tramo en la dirección x, y el otro tramo en la dirección y, como se indica en adelante.

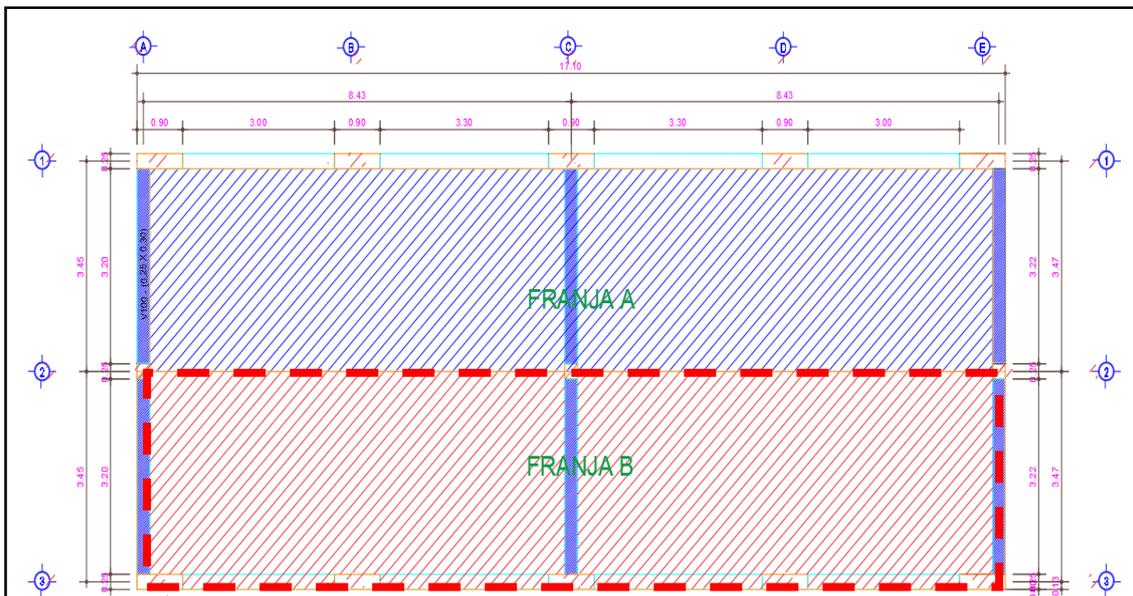


Figura 58: Distribución de la franjas en a dirección x-x

Como ejemplo en la franja horizontal, se eligió la **franja B**.

Se analizó la franja B con base igual a 3.58 m. por lo que se procedió a multiplicar con el esfuerzo total de 8.68 ton/m² obteniendo un esfuerzo **qu B=3.58*8.8=31.5 ton/m²**

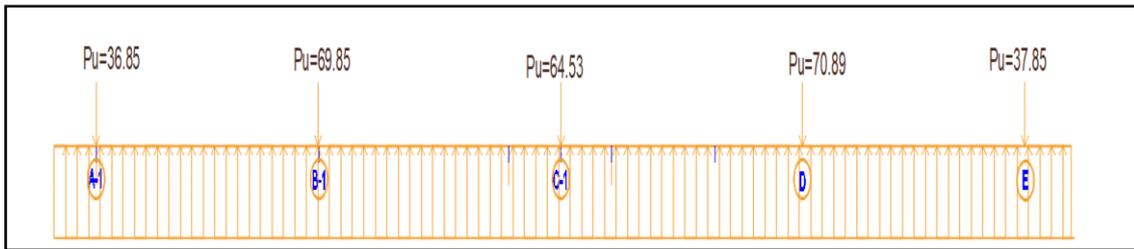


Figura 59 : cargas de la franja B, eje 3-3

4.2.1.5.1.2 Diseño por corte de la losa

- Se consideró peralte de 60 cm.

Se obtiene los esfuerzos por corte en los ejes A, B, C, D, E.

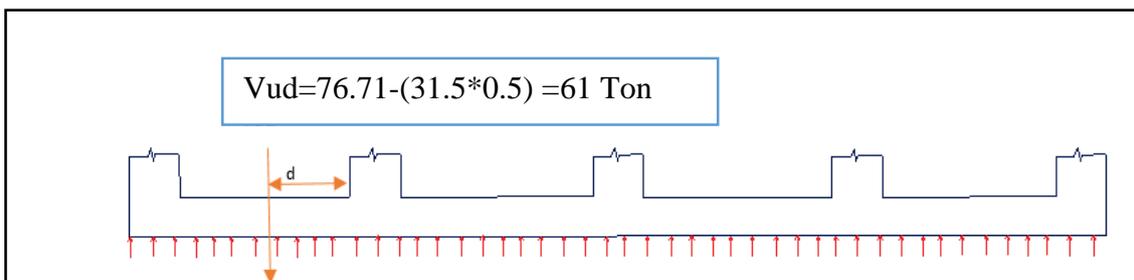
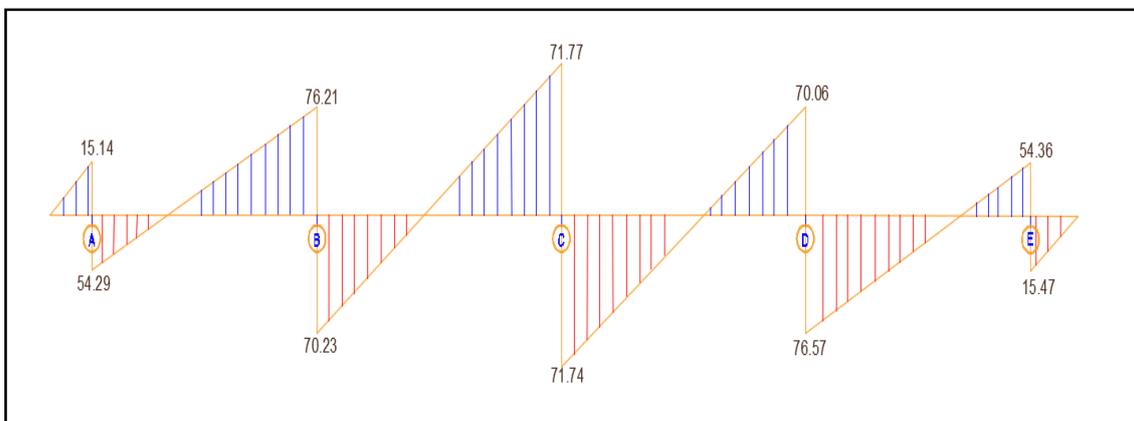


Figura 60: Diagrama de fuerzas cortantes para la franja B(eje 3-3).

Se comprobó con la cortante resistente mediante la siguiente expresión:

$$\phi * V_c > V_{ultimo}.$$

$$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * x * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 358 * 50 = 116.86 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c >= V_u$$

De esa manera se verificó que la cortante resistente es mayor a la cortante ultima.

4.2.1.5.1.3 Diseño por punzonamiento de la platea

De acuerdo a (Harmsen 2002) indica que primero se debe identificar la zona critica, esto ocurre alrededor de la columna a una distancia $d/2$. En adelante se ilustra las secciones de la columna y la zona critica que ocurre a $d/2$ de alrededor de la columna.

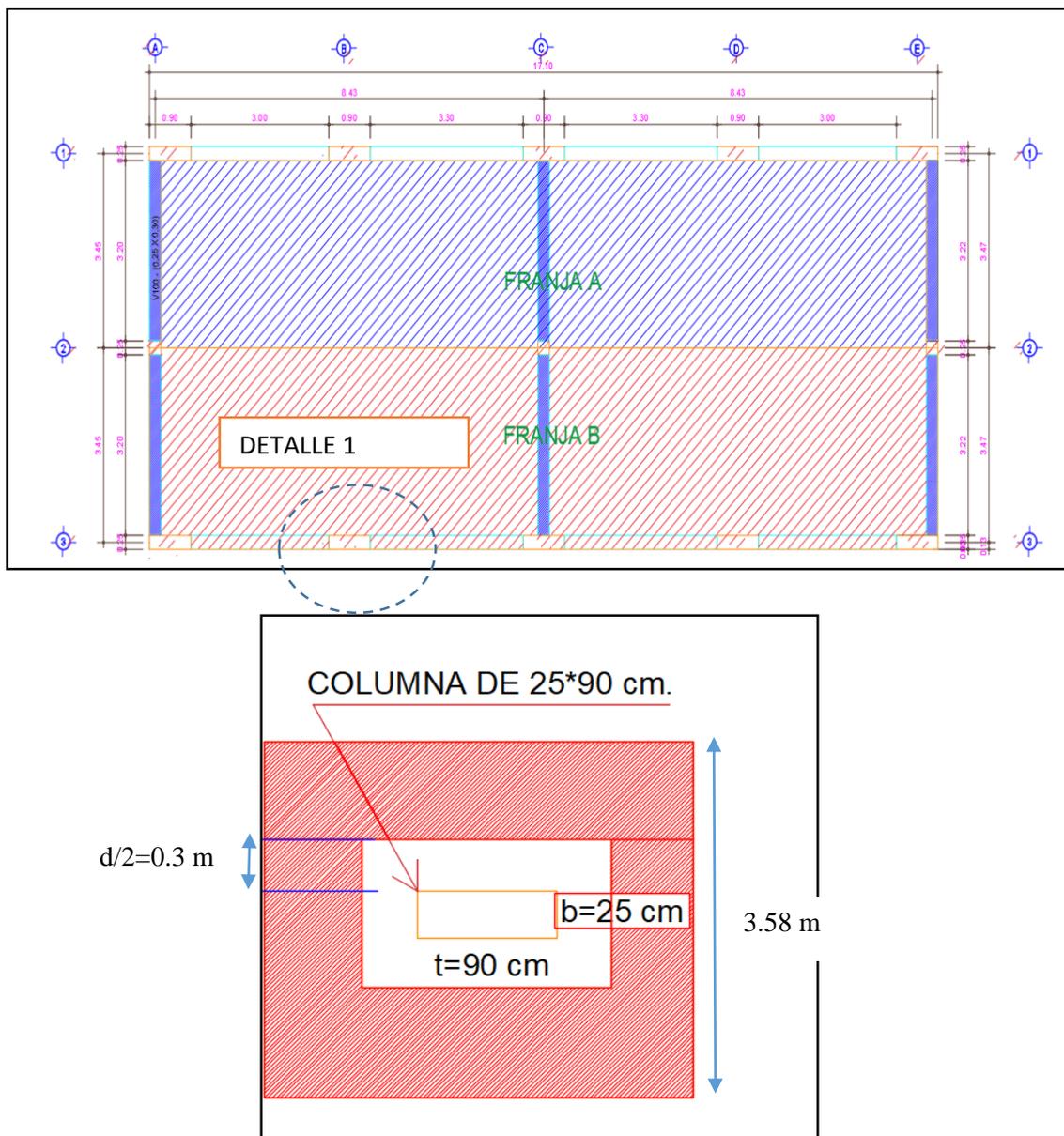


Figura 61: Secciones de la columna EJE 3-3(detalle 1)

Primero procedemos a calcular la fuerza cortante ultima para el eje 3-3

$$V_u = P_u - \sigma_u * (A_o) = 95.94 - (31.2 * 1.05) = 63.18\text{Ton}$$

Donde:

σ_u : esfuerzo ultimo

A_o : área de la zona critica

Luego de ello procedemos a calcular la fuerza cortante resistente, considerando nuevamente que la losa no considera refuerzo por corte es por eso que el concreto de la losa debe resistir la cortante ultima. Trabajando con lo siguiente:

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) x(\sqrt{f'_c})x(\text{boxd}) \leq 1.1x(\sqrt{f'_c})x(\text{boxd})$$

$$\begin{aligned}\phi * V_c &= 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) x(\sqrt{f'_c})x(\text{boxd}) = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{3.6}\right) * (\sqrt{210}) * 430 * 50 \\ &= 90.6 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Asimismo, elegimos el menor valor del V_c por ser el más crítico:

$$V_c \text{ limite} \leq 1.1x(\sqrt{f'_c})x(\text{boxd}) = 326.78 \text{ Ton}$$

Tabla 81: verificación por punzonamiento para el eje 3-3, detalle 1

*Columna A1	
x	y
25	90
b_o	4.3
A_o	1.05
$V_c \text{ limite}$	326.78
ϕV_c	90.6
V_u	63.18

*) El plano contempla un solo tipo de columna (A1) de dimensiones (25*90), se verifico la condición

Se demostró que se cumple la condición

$$\phi * V_c > V_u$$

Asimismo, se corroboró que el peralte es de 60 cm.

4.2.1.5.1.4 Diseño por flexión de la platea

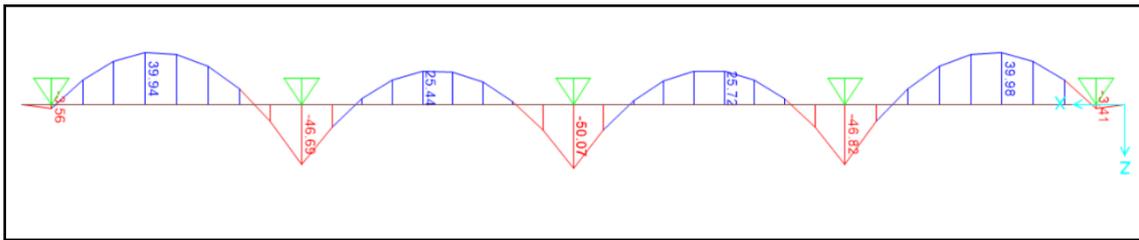


Figura 62: DMF de la platea de cimentación sin viga rígida.

Con referencia a lo anterior se procede al diseño por flexión:

- **Acero longitudinal**

Acero longitudinal inferior (en los apoyos):

Tabla 82: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga

Mu() Tn.m	23.37
ku	9.35
ρ	0.0025
As req.	12.76
As Col.	ϕ 3/4" @ 20 cm

Acero longitudinal superior (tramo central)

Tabla 83: Acero longitudinal superior (tramo central)

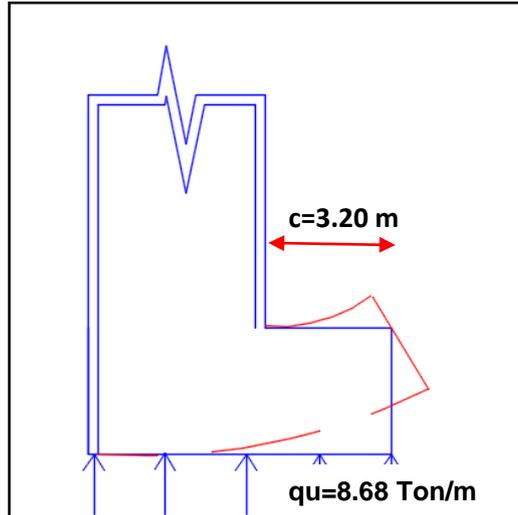
Mu() Tn.m	39.98
ku	16
ρ min	0.0044
As req.	22.35
As Col.	ϕ 3/4" @ 10 cm

- **Acero transversal**

Acero superior: consideramos acero de temperatura, con una Cuantía mínima de 0.0012.

ρ min	0.001200
As req.	23.48
As Col.	ϕ 1"@20

Acero inferior



Se diseña el acero transversal mediante lo siguiente:

$$Mu = \frac{quxc^2}{2} = \frac{8.68 \times 3.2^2}{2} = 44.12 \text{ Ton}$$

Tabla 84: Aceros transversales inferior

Mu() Tn.m	44.12
ku	17.6
ρ	0.0049
As req.	24.7
As Col.	ϕ 1"@20

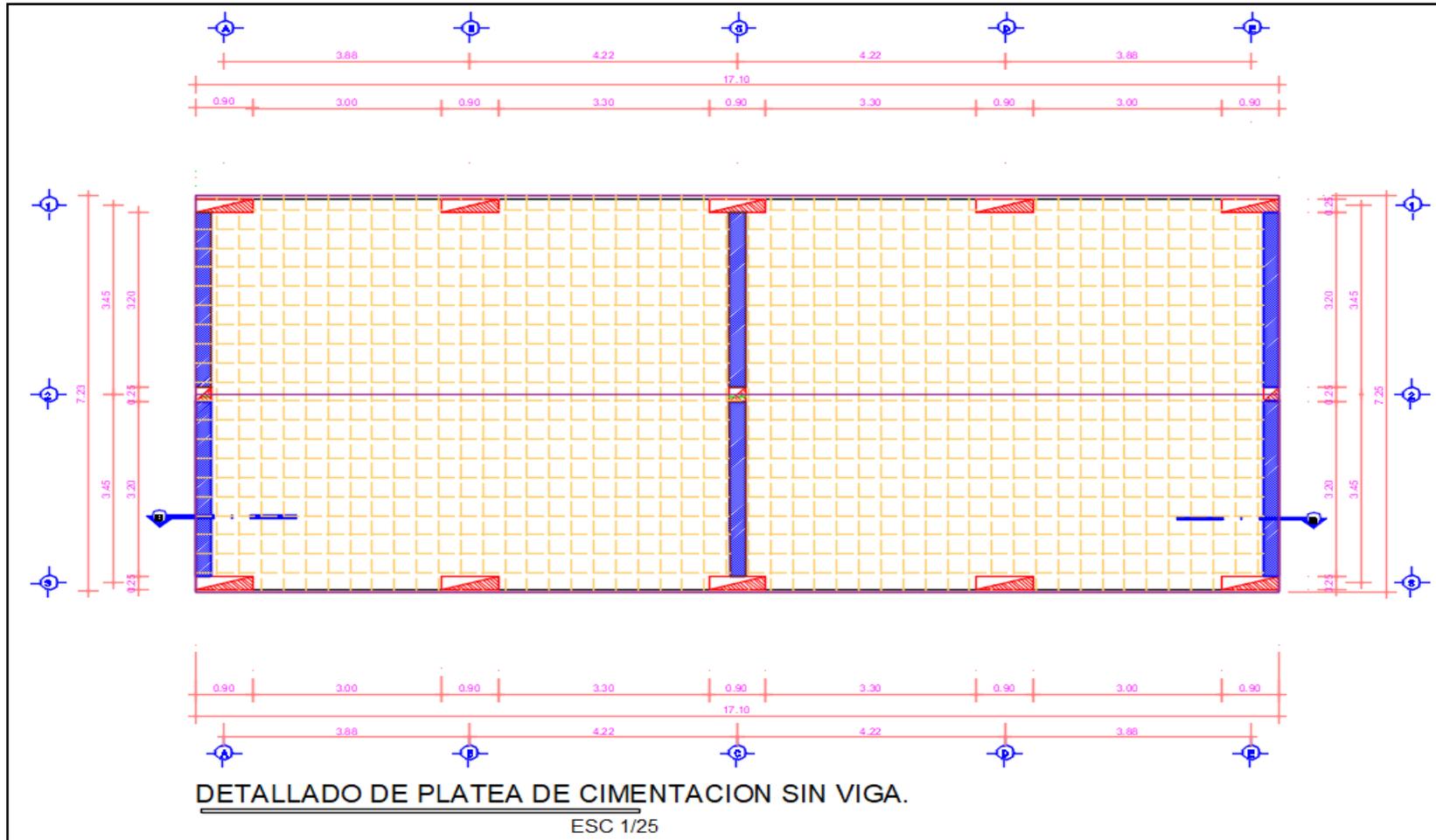


Figura 63: Planta de la platea de cimentación sin viga, corte B-B

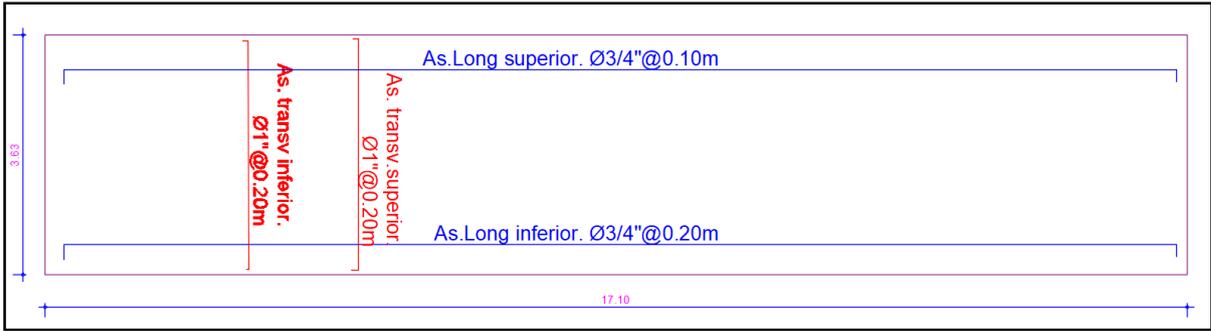


Figura 64: Corte 1-1 de la platea uniforme para la franja B

Luego se procedió el análisis para la franja 3, como se muestra en adelante:

Se analizó la franja 3 con base igual a 4.2 m. por lo que se procedió a multiplicar con el esfuerzo total de 8.68 ton/m².

$$q_3 = 4.2 \cdot 8.68 = 36.4 \text{ ton/m}^2$$

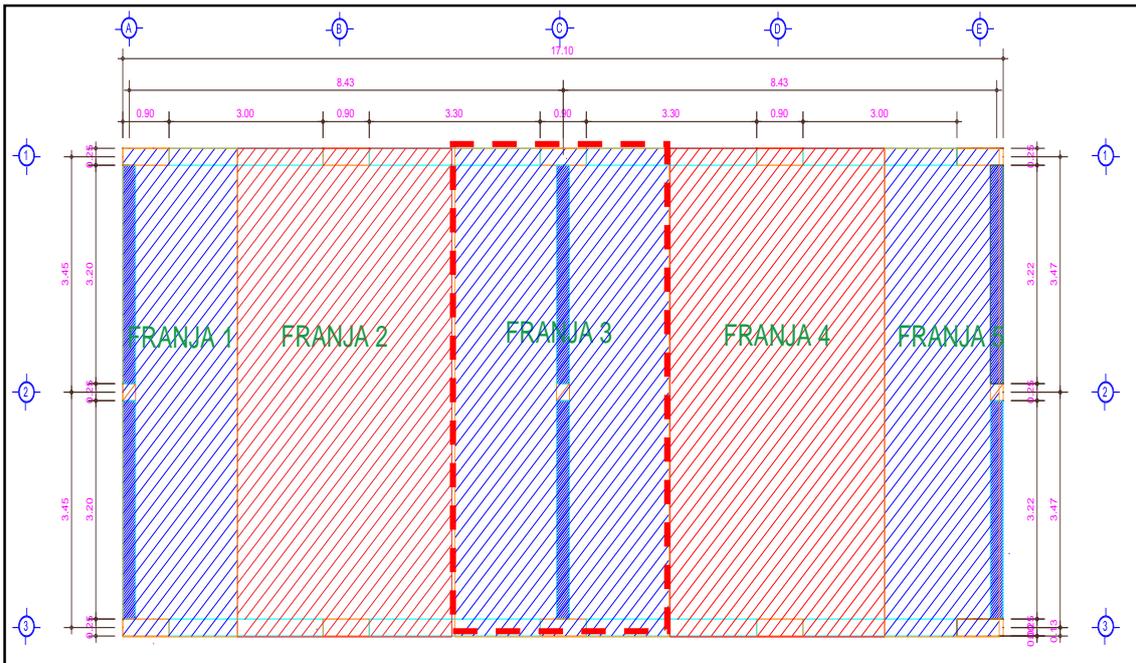


Figura 65: Distribución de las franjas en la dirección vertical

En adelante se trazan los diagramas de fuerza cortante y momento flector considerando un peralte de 60 cm.

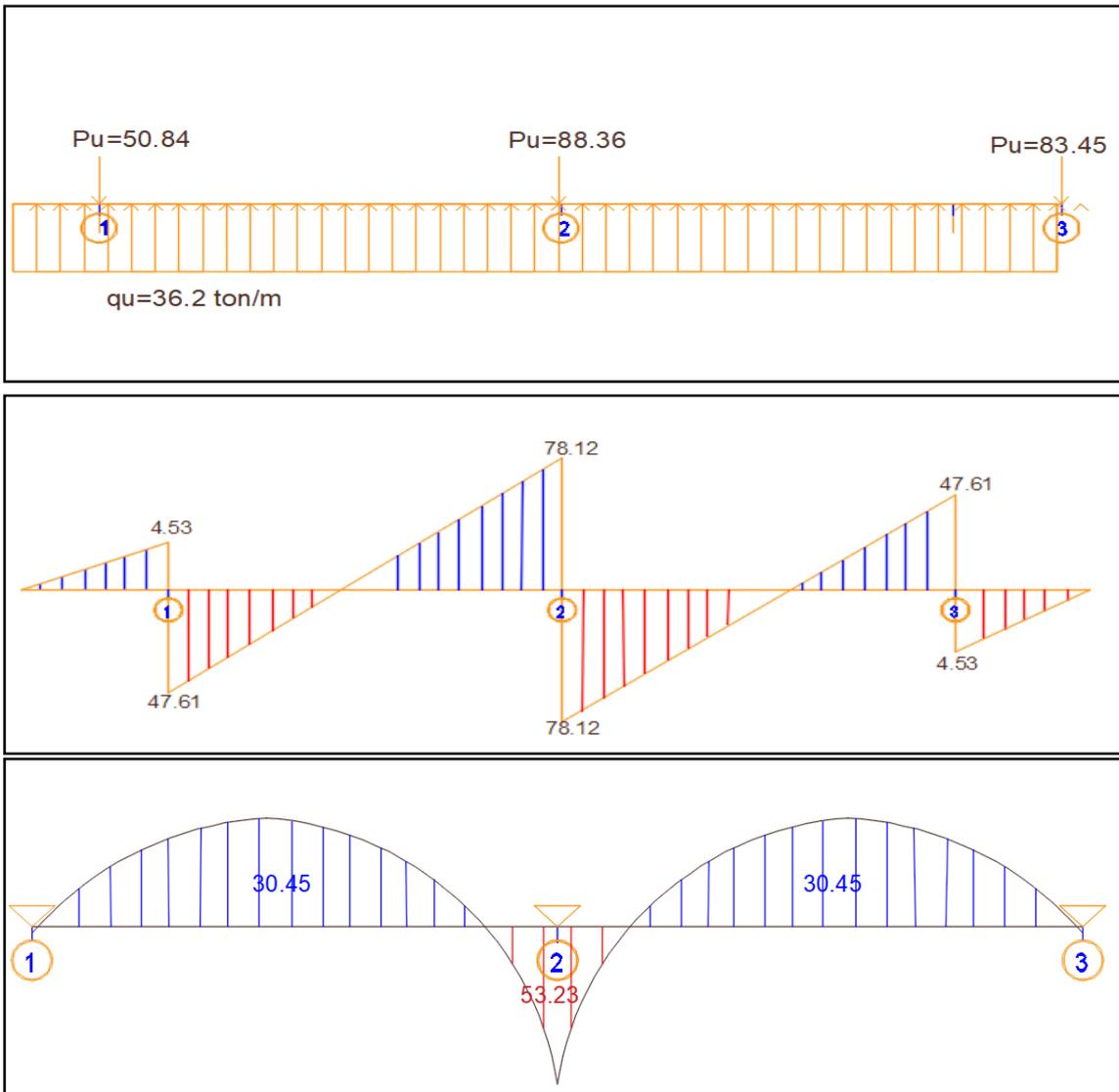


Figura 66: Idealización del eje 1,2,3, se ilustra el diagrama de fuerzas cortantes y momento flector para la franja 2(vertical).

En adelante se trazó el diagrama de fuerza cortante y momento flector considerando un peralte de 60 cm.

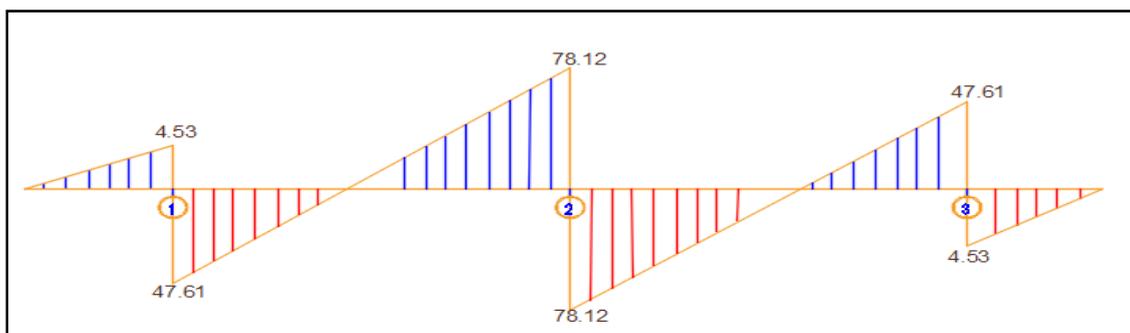
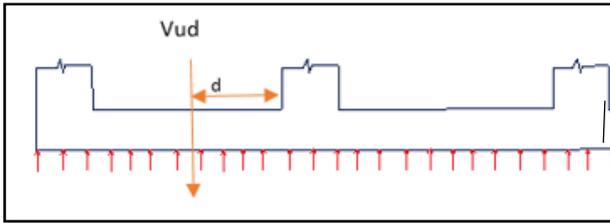


Figura 67: Diagrama de fuerzas cortantes para la franja 3.

Se comprobó con la cortante resistente mediante la siguiente expresión:



$$V_{ud} = 78.12 - (36.45 \cdot 0.5) = 59.9 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * x * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 420 * 50 = 137 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = V_u - q_u * d = 78.12 - (36.45 * 0.50) = 59.9$$

De esa manera se verificó que la cortante resistente es mayor a la cortante ultima.

Verificación por punzonamiento:

Primero procedemos a calcular la fuerza cortante ultima:

$$V_u = P_u - \sigma_u * (A_o) = 54.42 - (31.2 * 1.05) = 21.66 \text{ Ton}$$

Luego de ello procedemos a calcular la fuerza cortante resistente, considerando nuevamente que la losa no considera refuerzo por corte es por eso que el concreto de la losa debe resistir la cortante ultima.

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * (\sqrt{f'c}) * (b_o * x) \leq 1.1 * (\sqrt{f'c}) * (b_o * x)$$

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * (\sqrt{f'c}) * (b_o * x) = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{3.6}\right) * (\sqrt{210}) * 430 * 50 = 90.6 \text{ Ton}$$

Asimismo, elegimos el menor valor del \$V_c\$ por ser el más crítico:

$$V_c \text{ limite} \leq 1.1 * (\sqrt{f'c}) * (b_o * x) = 326.78 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c = 0.85 * 326.78 = 277.76 \text{ Ton A}$$

Tabla 85: verificación por punzonamiento para el eje c-c

	*Columna A1	
	x	y
	25	90
bo	4.3	
Ao	1.05	
Vc limite	326.78	
\$\phi V_c\$	277.76	
Vu	21.66	

*) El plano contempla un solo tipo de columna (A1) de dimensiones (25*90), se verifico la condición

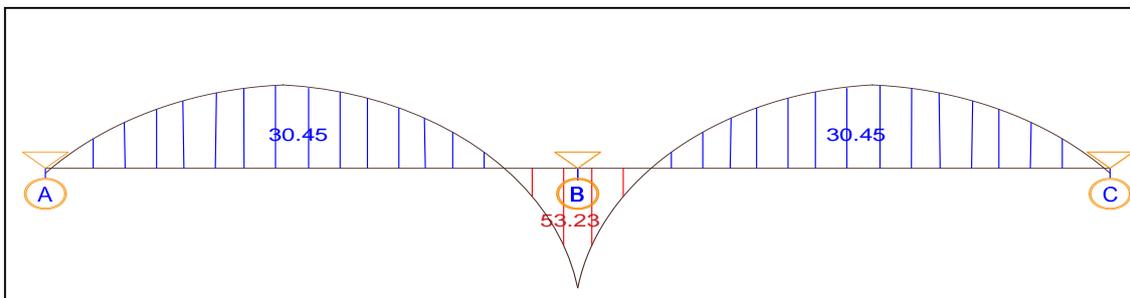
Se demostró que se cumple la condición

$$\phi * V_c > V_u$$

- peralte para la losa es de 60 cm.

Diseño por flexión la losa de cimentación.

Figura 68: diagrama de momentos flectores para la franja vertical(3-3)



Con referencia a los momentos indicados se procede al diseño por flexión:

- **Acero longitudinal**

Acero longitudinal inferior (en los apoyos):

Tabla 86: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga

Mu() Tn.m	22.11
ku	8.84
ρ	0.0024
As req.	12.05
As Col.	ϕ 3/4"@20 cm

Acero longitudinal superior (tramo central)

Tabla 87: Acero longitudinal superior (tramo central)

Mu() Tn.m	30.45
ku	12.18
ρ	0.0033
As req.	16.78

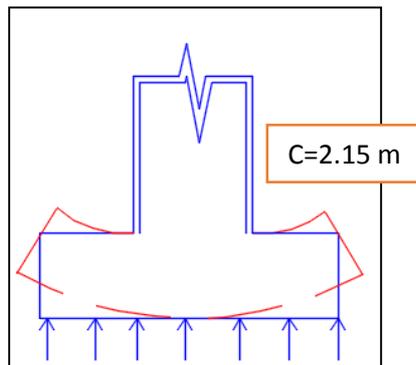
As Col.	ϕ 3/4" @ 10cm
---------	-----------------------

- **Acero transversal**

Acero superior: consideramos acero de temperatura, con una Cuantia mínima de 0.0012.

ρ	0.0012
As req.	7.2
As Col.	ϕ 1" @ 20

- **Acero inferior**



Se diseña el acero transversal mediante la siguiente formula:

$$Mu = \frac{quxc^2}{2} = \frac{8.68 \times 2.15^2}{2} = 20.06 \text{ Ton}$$

*) Se optó en uniformizar los aceros, con la franja horizontal.

Tabla 88: Aceros transversales inferior

Mu() Tn.m	20.6
ku	8.24
ρ	0.0022
As req.	11.20
As Col.	ϕ 1" @ 20 cm

4.2.1.5.1.5 Verificación de rigidez de la platea para la franja horizontal

La platea debe de ser rígida para despreciar de hundimientos, de acuerdo a (Fratelli,1993) indica que los asentamientos pueden ser despreciados solo si:

- Los hundimientos son insignificantes frente a las cargas de la estructura.
- La rigidez de la cimentación es lo suficientemente grande ante la rigidez del suelo, de modo que los hundimientos o asentamientos sean insignificantes.

Debe de cumplirse la siguiente expresión:

$$S \leq \frac{\pi}{2} * Le + b$$

Como ejemplo se procedió a calcular el módulo de elasticidad del concreto:

$$Ec = 15000 * \text{raiz}(210) = 217370.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Se procedió a calcular la inercia:

$$I = \frac{B * d^3}{12} = \frac{358 * 50^3}{12} = 648 * 10^4 \text{ cm}^4$$

B: Base de la cimentación: 358 cm

K: coeficiente de balasto:

De acuerdo a la tabla 6.4 de (Fratelli. 1993) se consideró un K de balasto de 0.84, respaldado por (Melli. 1985). Donde se interpola el valor en función a la capacidad portante del suelo que es 0.8 kg/cm².

Tabla 89: coeficiente de balasto (K)

Tipo de suelo	K(kg/cm ³)
Gravas:	
▪ Buena granulometría	13 a 20
▪ Granulometría mediana	12 a 18
▪ Granulometría pobre	11 a 13
Arenas	
▪ Buena granulometría	10 a 12
▪ Granulometría mediana	8 a 11
▪ Granulometría pobre	7 a 9

Arenas arcillosas	5 a 8
Arenas limosas	3 a 7
Arcillas y limos	
▪ Poco compresibles	2 a 6
Limos y suelos orgánicos	
▪ Compresibles	1 a 3
Arcillas y limos	
▪ Compresibles	0.7 a 2
▪ Muy Compresibles	0.5 a 1.5
Suelos orgánicos	
▪ Compresibles	0.3 a 1

Fuente: (Fratelli, M. 1993)

Reemplazando en la ecuación 8.51 según (Fratelli, 1993)

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 * Ec * I}{k * B}} = 369.46 \text{ cm}$$

*B: ancho de la cimentación

K: coeficiente de balasto

La separación de las columnas entre ejes (S) es igual a 422 cm.

$$S \leq \frac{\pi}{2} * Le + b = 580.05 + 90 = 670.05 \text{ cm}$$

Por tanto se comprobó que la separación de las columnas entre ejes es menor a la expresión $\frac{\pi}{2} * Le + b$. Demostrando que la cimentación es rígida.

4.2.1.6 Platea de cimentación con viga rígida

Se aplicó el método **Joint Comité ASCE-ACI 1940**, este método de diseño se emplea en losas armadas en dos direcciones.

Fue propuesto por Westergaard en Estados Unidos para luego ser modificado por el comité Unido del ACI en 1940.

Este método, se caracteriza por tener buena aproximación sustentada en diversos ensayos y obtención de buenos resultados en la práctica. Por tal motivo diversos autores tales como Labarthe 1970, Ferguson 1987, Harmsen 2005, entre otros, recomiendan su uso para losas bidireccionales que enmarcadas por vigas peraltadas en sus cuatro lados bajo la acción de cargas uniformemente distribuidas.

Harmsen (2005), indica que este método de diseño es aplicable sólo a losas armadas en dos sentidos apoyadas en vigas o muros, paños. Los momentos, en la dirección mayor y menor, se calculan a través de la siguiente expresión define los siguientes parámetros:

Ls: Luz menor del paño analizado medida de eje a eje de los apoyos

Ll: Luz mayor del paño analizado determinada de eje a eje de los apoyos

Wu: Carga uniformemente distribuidas.

m: coeficiente de la luz menor del paño entre la luz mayor, $m=L_s/L_l$

$$M=C*Wu*Ls^2 \quad (5.2)$$

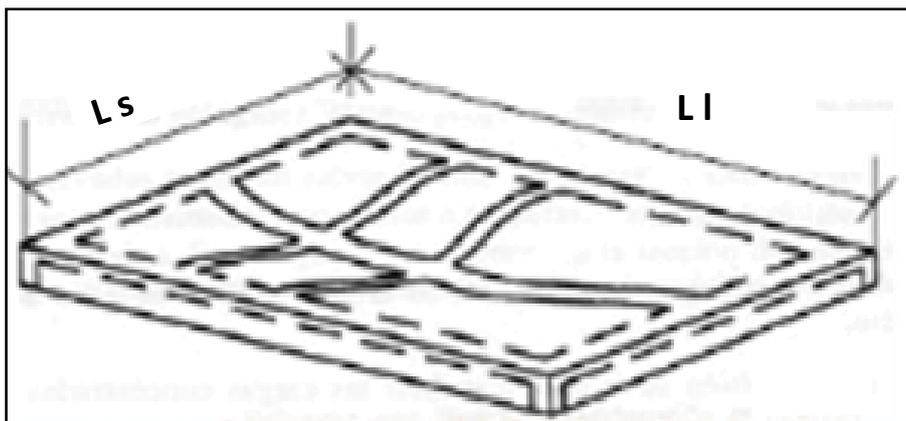


Figura 69: Deflexión de la losa bidireccional

El valor del parámetro C, depende de los apoyos de la losa y se indica en la siguiente tabla.

Tabla 90: Coeficientes para el cálculo de los momentos flectores de diseño de las losas apoyadas en vigas.

Momentos	Luz corta						Luz larga
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	<0.5	
Panel interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.04	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo	0.025	0.03	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
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	0.0331	0.035	0.042	0.021
Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.09	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
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.09	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.05	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo	0.05	0.057	0.064	0.072	0.08	0.083	0.05

Según (Harmsen, 2005) el momento por unidad de ancho obtenido indicado en el ítem (5.2) es de la franja media, mientras que en la franja de la columna será a los 2/3 del calculado para la franja media.

Para el del diseño se realizó lo siguiente:

A.- Análisis Estructural

B.- Distribución de los tramos de diseño

C.- Ubicación en la tabla de coeficientes de acuerdo al plano.

D.- Determinación de los momentos flectores de la franja media y de las columnas.

Para ello se inició con el análisis estructural, con las cargas axiales y momentos en la base de los apoyos con dirección x-y respectivamente.

Para el diseño de losa de cimentación con viga rígida se inició colocando viga en los ejes A, C y E. como se indicó en la metodología del diseño, este método es aplicable solo para losas bidireccionales apoyadas en sus cuatro lados en vigas peraltadas, que estarán sometidas a la acción de cargas uniformemente distribuidas.

En base a la teoría que antecede, se inició con el análisis y diseño de la losa de cimentación, considerando 02 paños de losas apoyadas en las vigas rígidas de sus 4 lados, conformando luces libres de 8.75 x 7.15, cuya relación de lados es < 2 .

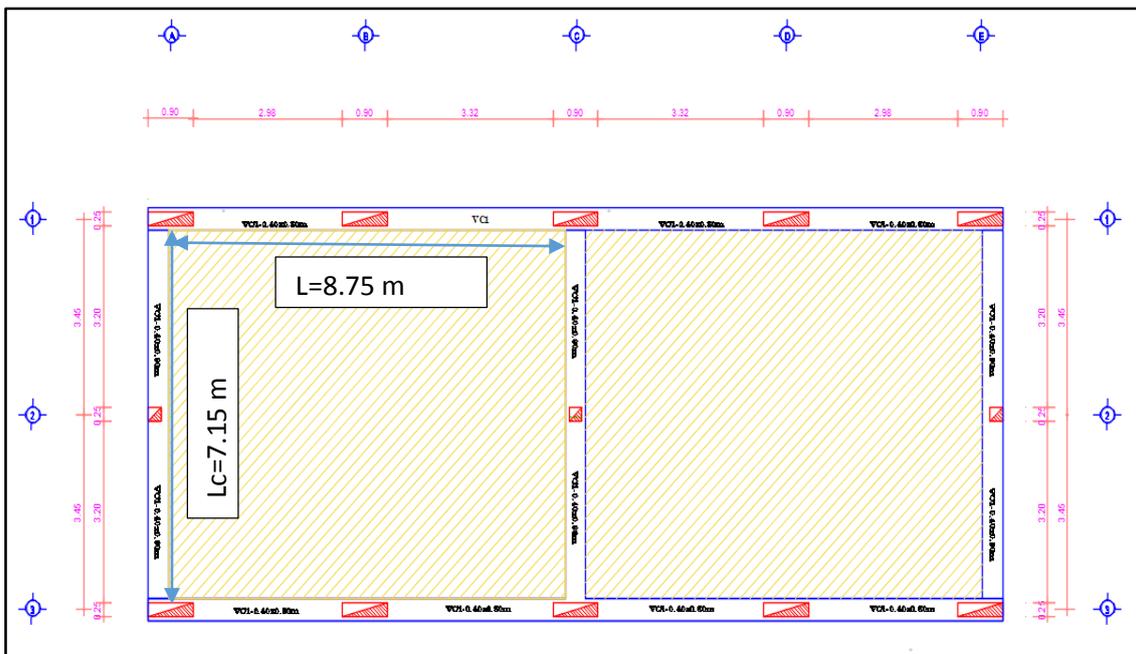


Figura 70: Secciones de la losa maciza bidireccional

Fuente: Elaboración propia

Se observa que la losa se comporta bidireccionalmente porque la relación entre las distancias es menor a dos.

4.2.1.6.1 Determinación de carga de diseño

Se tiene una carga de diseño de 8.8 Ton/m², como se determinó en el ítem 5.1.

$$esf. \text{ de diseño} = 8.8 \text{ ton/m}^2$$

Por ser de luces grandes se observó que los momentos de diseño se incrementan considerablemente, como se muestra en la ilustración.

La carga de diseño para la viga es 62.2 Ton, es así que ilustra la idealización, verificación de fuerza cortante.

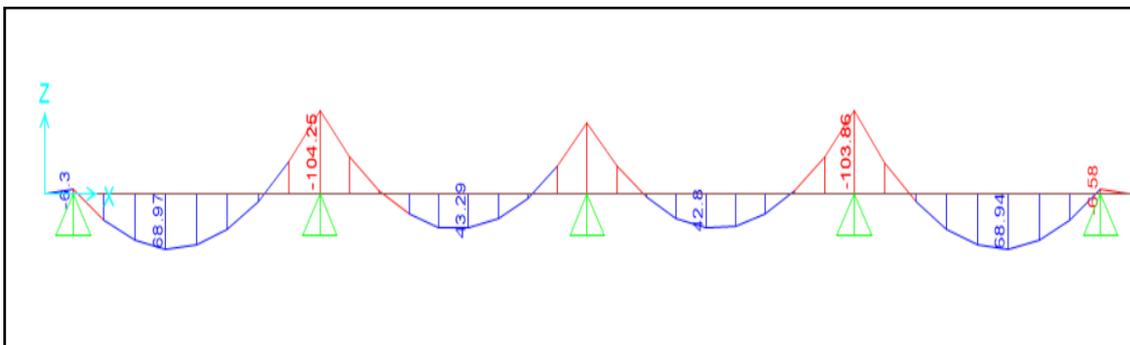
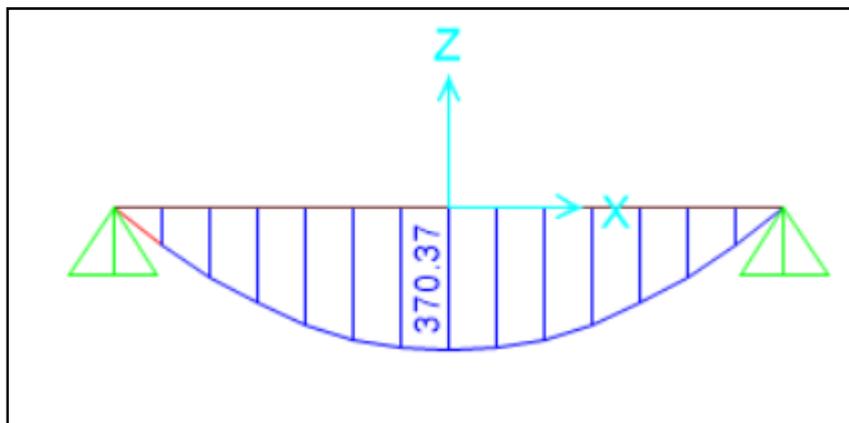


Figura 71: Idealización del diagrama de momento flector, para la sección transversal y longitudinal

Se verifica que los momentos de diseño son extremadamente alto, por lo que se plantea incrementar vigas en los ejes B-B, D-D como estrategia para reducir momentos de diseño planteados en la figura 72.

4.2.1.6.2 Placa de cimentación con viga rígida en los ejes A, B, C, D, E.

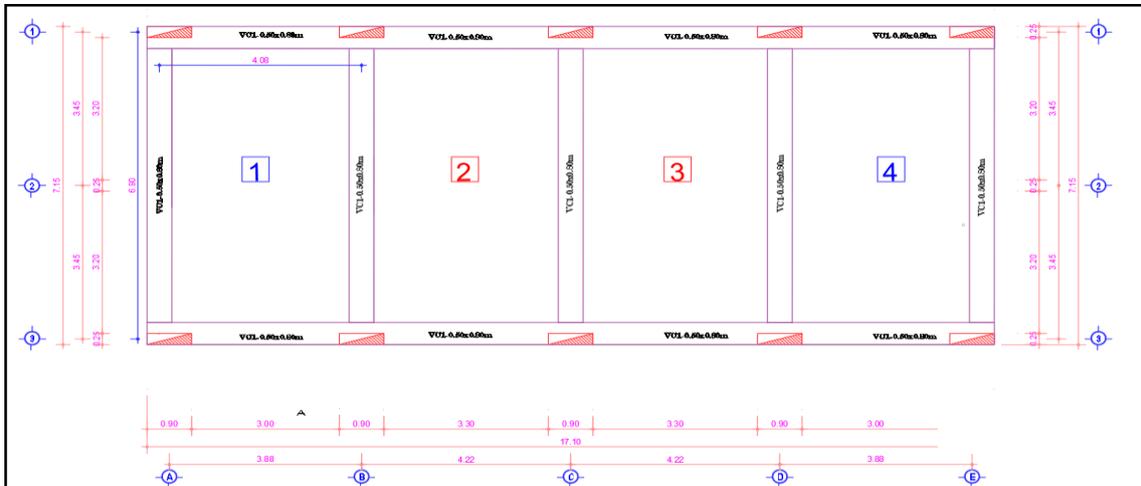


Figura 72: Secciones de la losa maciza bidireccional

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (Nilson, 1999)

Después de lo anterior expuesto se procede a dividir las dimensiones de lados:

$$\frac{L}{L_c} = \frac{6.15}{3.58} = 1.58 \leq 2$$

Se observa que la losa se comporta bidireccionalmente porque la relación entre las distancias es menor a dos. Luego de ello se procedió con el dimensionamiento

A) DISEÑO PARA LA LOSA

4.2.1.6.3 Diseño por cortante para la losa

Se calculó la cortante de la losa de cimentación de acuerdo al método del sobre, esta cortante está en función de la reacción y área del triángulo. Se ilustra el diseño para el eje A-B.

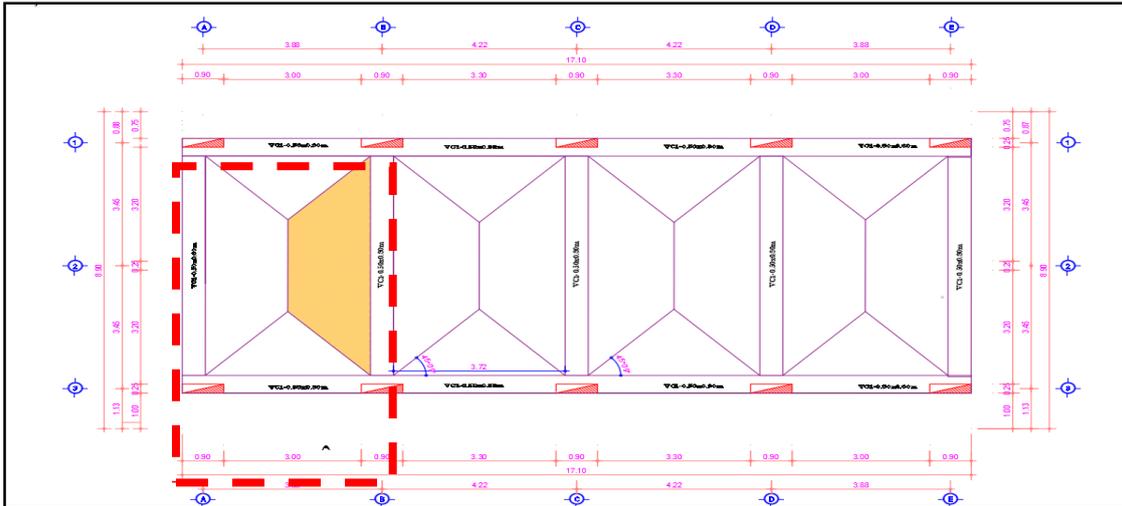


Figura 73: área tributaria para determinar la fuerza cortante, método de sobre

$$V_u = A * \frac{qu}{b} = 7.82 * \frac{8.8}{6.16} = 10.99 \text{Ton}$$

Donde:

A: área del triángulo: 7.14 m²

Se realizó la verificación por cortante del concreto, mediante la siguiente expresión:

$$\phi * V_c = (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 30 = 23.04 \text{ton}$$

De esa manera se verificó que el concreto de la losa resiste la fuerza cortante.

- peralte de 40 cm,

Como se explicó en la metodología de diseño para calcular los momentos de diseño primero determinamos el valor de m, de la siguiente manera:

$$m = \frac{L_s}{L_l} = \frac{3.58}{6.16} = 0.58$$

Donde:

m: coeficiente de luz menor y luz mayor.

Ls: luz menor del paño medido entre eje a eje de los apoyos.

Ll: Luz mayor medido entre eje a eje de los apoyos.

Una vez obtenida el valor de $m = 0.55$ se procede a identificar en la tabla de coeficientes, la cual para el proyecto presenta tres extremos discontinuos y uno continuo.

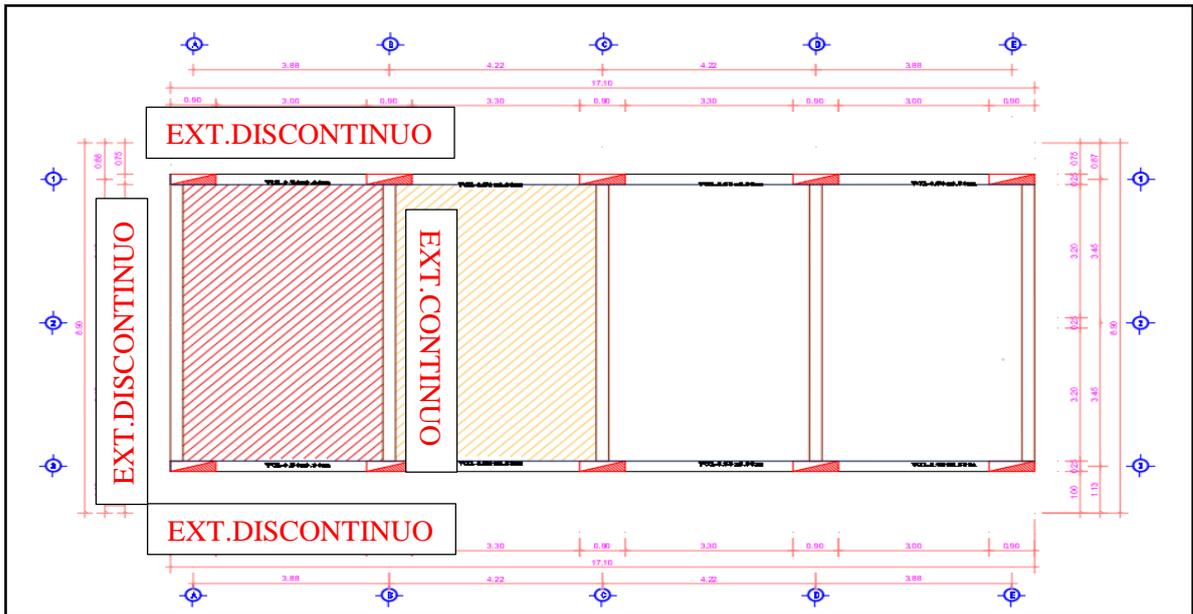


Figura 74: Ilustración de los tres extremos discontinuos del proyecto de tesis.

4.2.1.6.4 Diseño por flexión para la losa

Como el valor de m es igual a 0.550 se tuvo los valores en la siguiente tabla:

Tabla 91: Tablas de coeficientes de Joint Comité Asce-ACI 1940

Momentos	Luz corta						Luz larga
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	<0.5	
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.09	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.05	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044

Tabla 92: Interpolado de las tablas de coeficientes de Joint Comité Asce-ACI 1940

Momentos	Luz corta						Luz larga
	Valor de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.55	<0.5	
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.094	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.047	0.049	0.029
Momento positivo	0.044	0.05	0.056	0.062	0.070	0.074	0.044

Una vez identificado los valores de los coeficientes para $m=0.55$, para el cálculo de los momentos se trabajó con la siguiente fórmula:

$$M = C * Wu * ls^2$$

Donde:

C: Coeficiente de momento indicado en la tabla anterior

Wu: Carga ultima uniformemente repartida por unidad de área de la losa

Ls: Luz menor del paño analizado medido centro a centro de los apoyos

En adelante se ilustra los coeficientes de los momentos negativos y positivos, para la luz larga y corta en cuatro tramos.

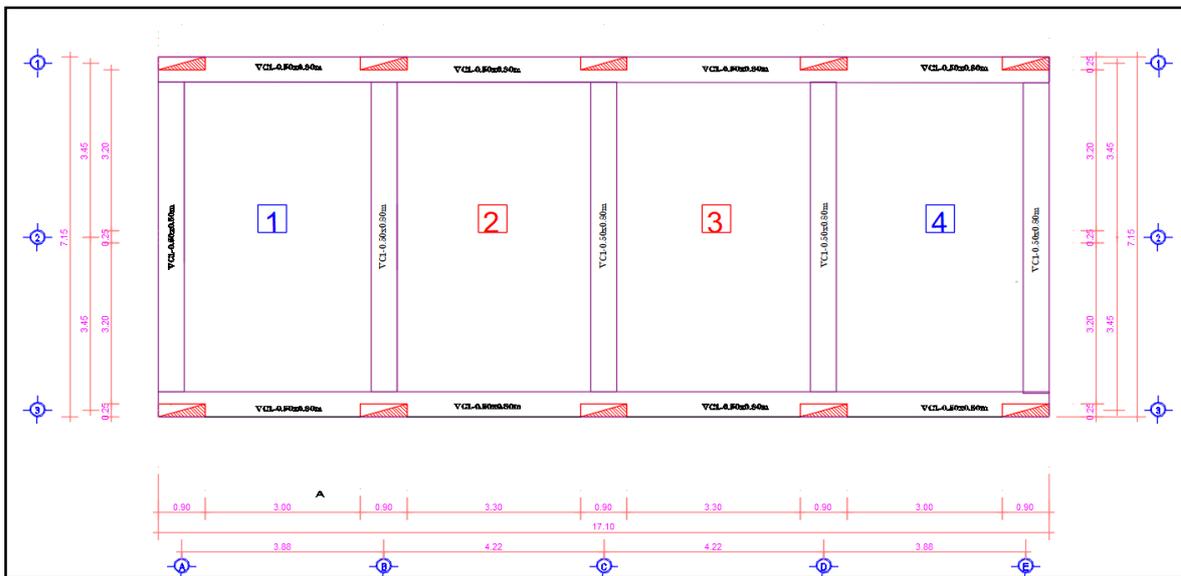


Figura 75: Ilustración de condiciones de borde , método Joint ACI

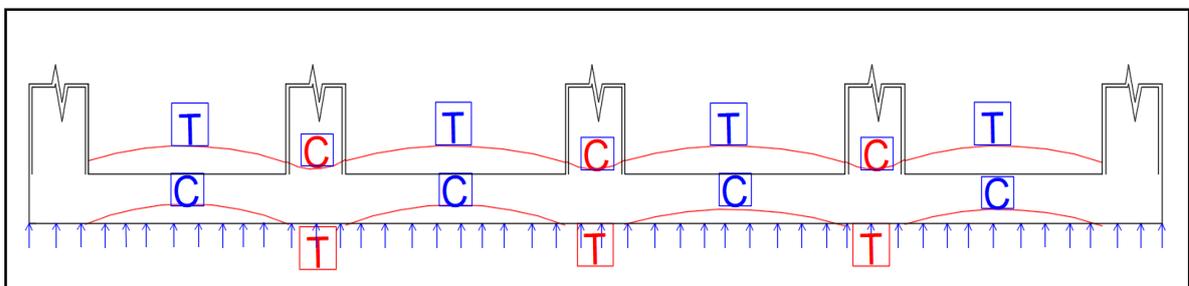


Figura 76: Deformada de la sección longitudinal

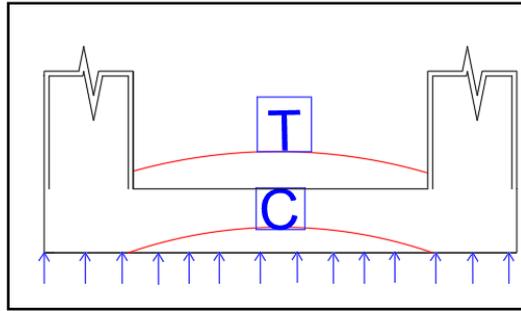


Figura 77: Deformada de la sección transversal

Luego de ilustrar la deformada se procedió a calcular los aceros en función a las condiciones de borde, primero se inició con el tramo 1-4, que cumplen con las mismas condiciones.

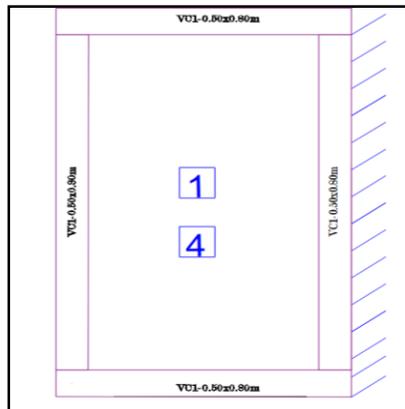


Figura 78: Condiciones de borde del tramo 1 y 4.

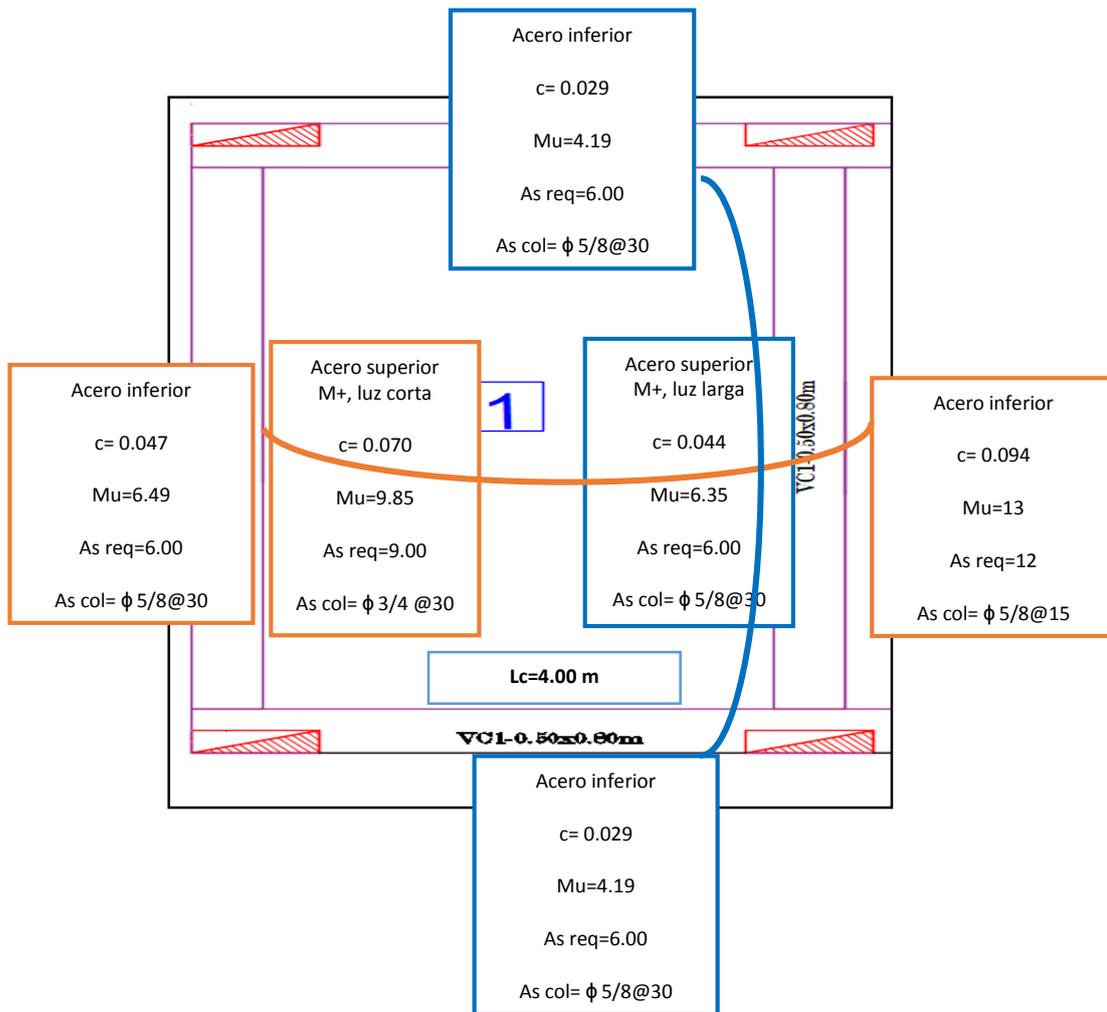


Figura 79: Ilustración de Aceros colocados por el método de Joint, para el tramo 1-4

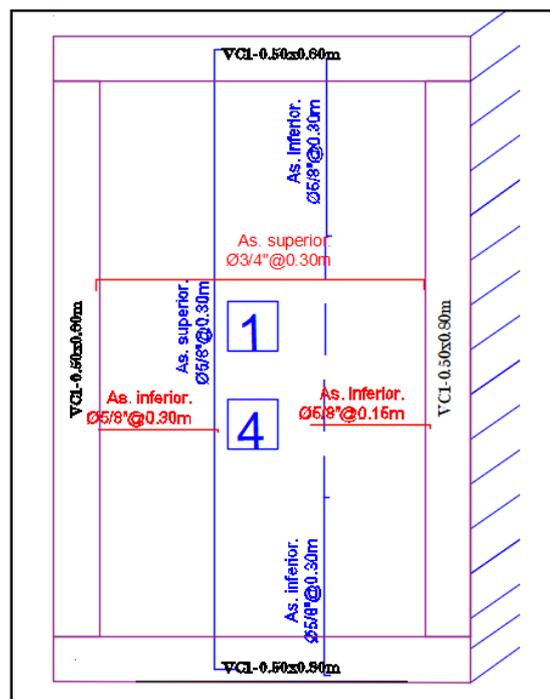


Figura 80: Distribución de Aceros colocados por el método de Joint, para el tramo 1-4

Se procedió a calcular los aceros en función a las condiciones de borde, tramo 2-3.

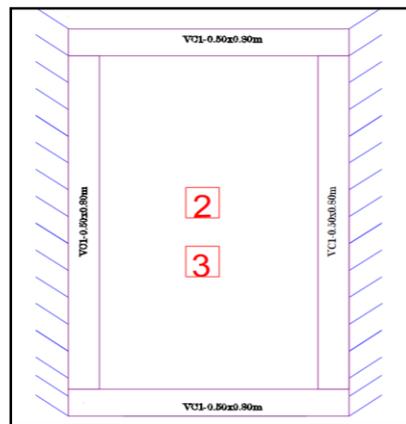
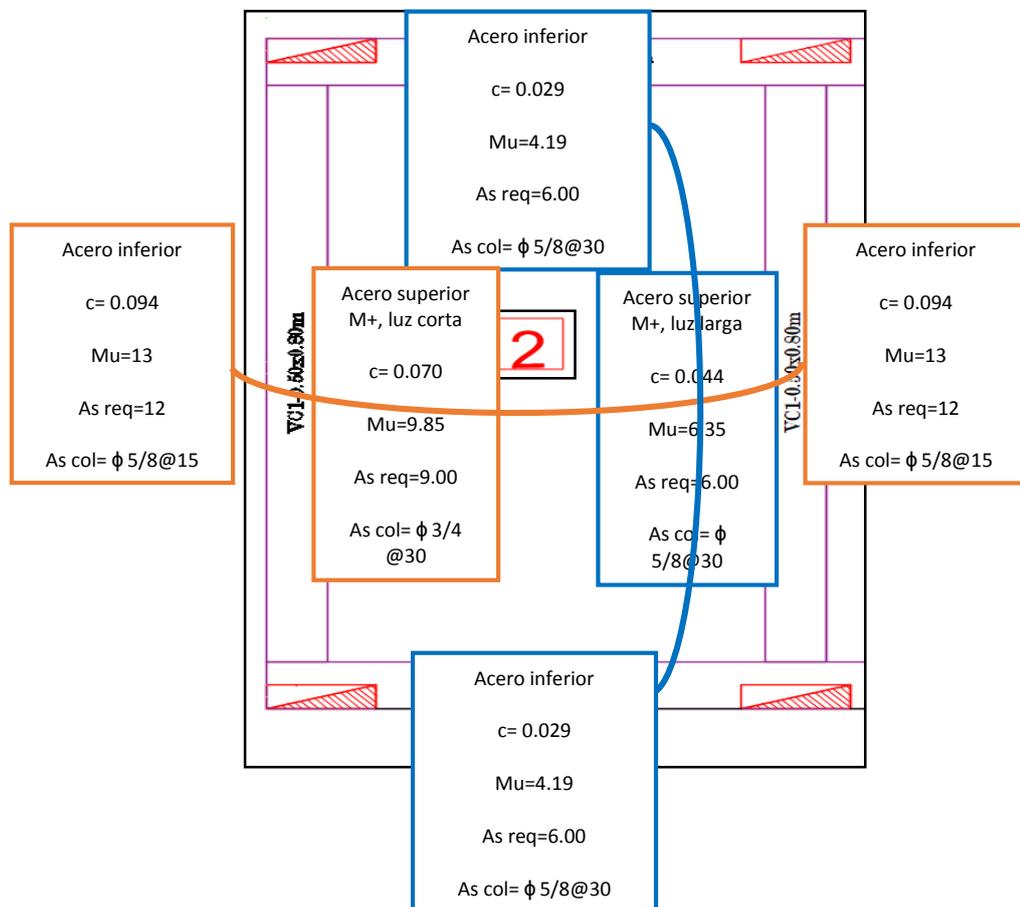


Figura 81: Condiciones de borde del tramo 2 y 3.



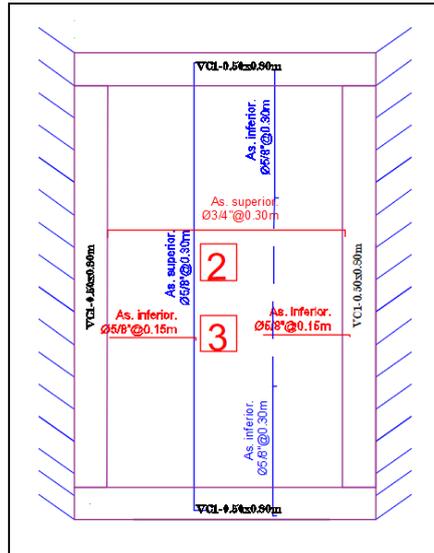


Figura 82: Aceros colocados por el método de Joint, para el tramo 2-3

B) DISEÑO DE LA VIGA:

Para el diseño con viga rígida se analizó el eje más crítico, como ejemplo, el **eje B-B**

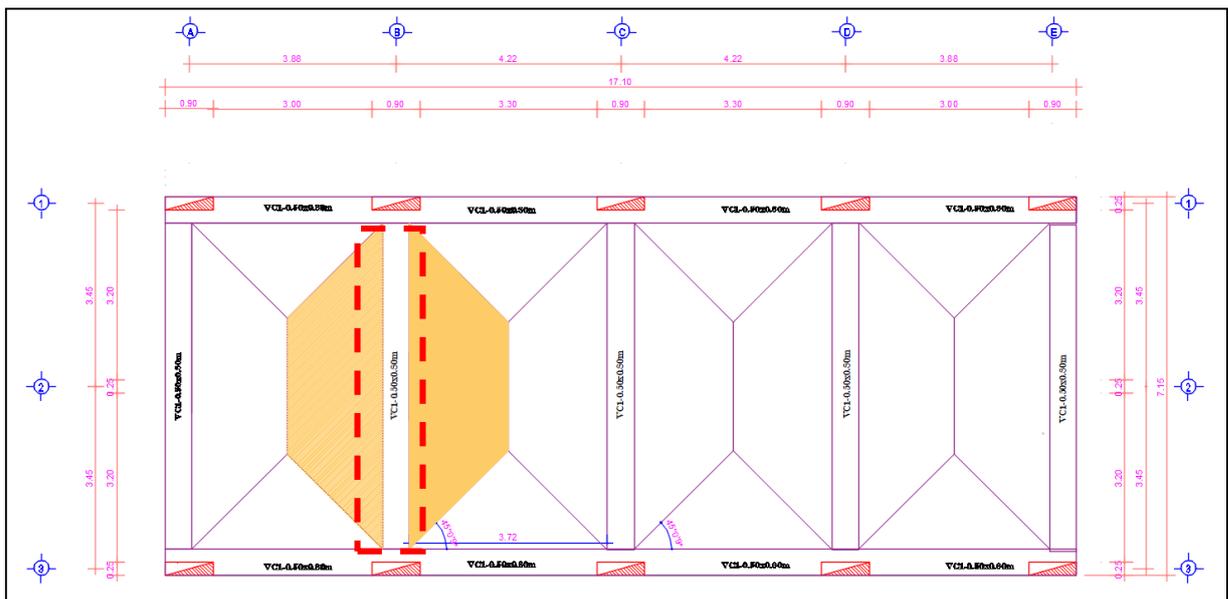


Figura 83: Ilustración de la viga del eje B-B

se obtuvieron las siguientes dimensiones por medio de los siguientes criterios:

$$H = \frac{L}{6 - 7} = \frac{6.06}{6.5} = 0.80 \text{ m}$$

$$B = \frac{H}{2} a \frac{3H}{4} = 0.50 \text{ m}$$

Para el diseño con viga rígida (la viga tiene un comportamiento de una viga aislada en T invertida). Según el ítem 8.10.4 de la norma E-060, en vigas aisladas de forma T, para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor a la mitad del ancho del alma y un ancho efectivo (b_e) no mayor a cuatro veces el ancho del alma.

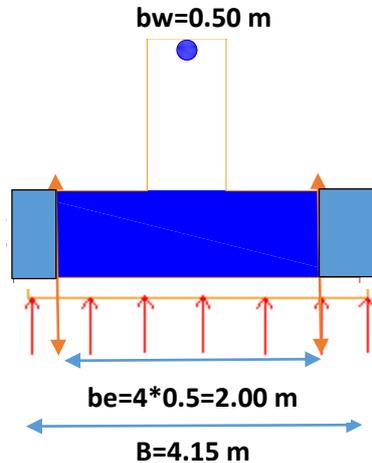


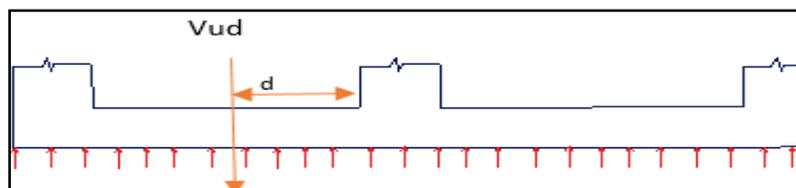
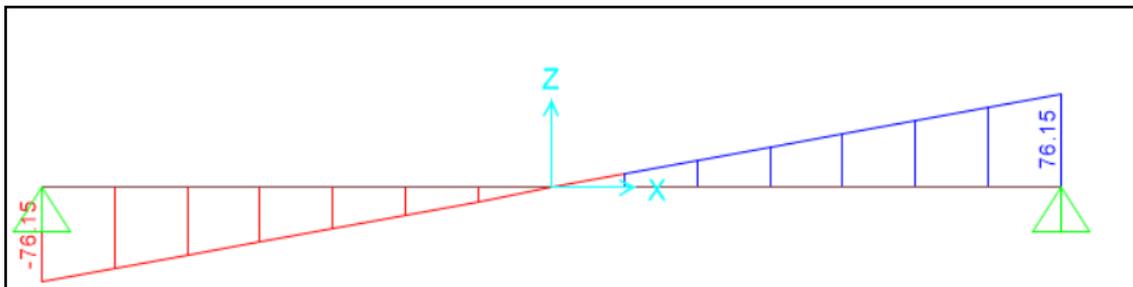
Figura 84: Ilustración de la viga T invertida, eje B-B

Luego de ello se procedió con la obtención de carga de diseño

$$W_{eje B - B} = 22.04 \text{ Ton/m}$$

4.2.1.6.5 Diseño por cortante para la viga

Se procedió con la verificación de cortante para la viga:



$$V_{ud} = 76 - (22.04 * 0.7) = 57 \text{ Ton}$$

Figura 85: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje c-c

Donde

$$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 70 = 22.8 \text{ Ton}$$

Debido a que no cumple que la $\phi V_c \geq V_u$, se realizó el refuerzo por corte.

- peralte de 80 cm.

4.2.1.6.6 Diseño por flexión para la viga eje B-B

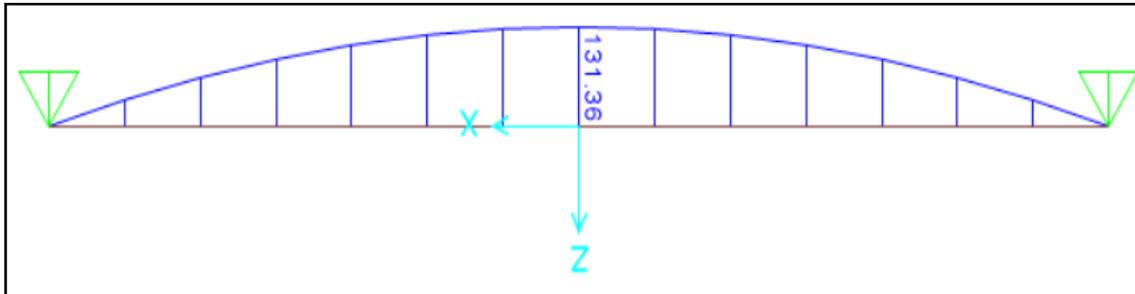


Figura 86: Idealización del diagrama de momento flector

Tabla 93: Momentos en la parte central (As +)

b	200 cm
h	80 cm
d	70 cm

Acero superior+	
Mu() Tn.m	131.36
ku	13.4
ρ	0.0037
As req.	51.8
As Col.	10 ϕ 1'

Tabla 94: Momentos en los apoyos (As -)

b	50 cm
h	80 cm
d	70 cm

Acero inferior -	
Mu() Tn.m	$(wl^2/24) =$ 34.84
ku	14.22
ρ	0.0040
As req.	16.9
As Col.	4 ϕ 1'

Según norma E-060 el acero mínimo

$$As_{min+} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} * bw * d = 8.45 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín-} = 2 * As_{min+} = 16.9 \text{ cm}^2$$

4.2.1.6.7 Diseño por corte

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi * (V_c + V_s) = V_{ud}$$

$$V_s = (V_{ud}/\phi) - V_c = (57/0.85) - (22.8/0.85) = 40.2 \text{ Ton}$$

El aporte del concreto se calcula mediante la expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Con un límite para el aporte del acero de:

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2.1 * \sqrt{210} * 50 * 70 = 106.511 \text{ Ton}$$

Debe de disponerse estribos en la zona crítica, espaciados a distancia "s" de:

$$s = (A_v * F_y * d) / V_s = (2 * 0.71 * 4200 * 70) / 40.2 = 10.3 \text{ cm}$$

Donde:

A_v : diámetro de estribo (ϕ 3/8)

Si sucede que $\phi * V_c \geq V_u$, entonces es posible utilizar los estribos mínimos con un espaciamiento que no exceda del menor valor de:

$$s_{máx.} = (A_v * F_y) / (3.5 * b) = (2 * 0.71 * 4200) / (3.5 * 50) = 30 \text{ cm}$$

El concreto ($V_u = 22.04 \text{ Ton}$) Aguanta hasta una distancia de 2.41 m, $(2.41 - 0.25) / 0.10$

$$= 23$$

1 @ 0.05, 23 @ 0.10 R @ 0.30 m

El peralte es de 80 cm. por lo que no necesitamos refuerzo superficial en las caras laterales por Fisuración debido a que la norma, la norma E.060 (Art. 9.9.6) señala que en caso de vigas con un peralte mayor o igual a 90 cm, se deberá colocar armadura longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma.

C) DISEÑO DE LA VIGA EJE 3-3:

Para el diseño con viga rígida se analizó el eje más crítico, como ejemplo, el **eje 3-3**

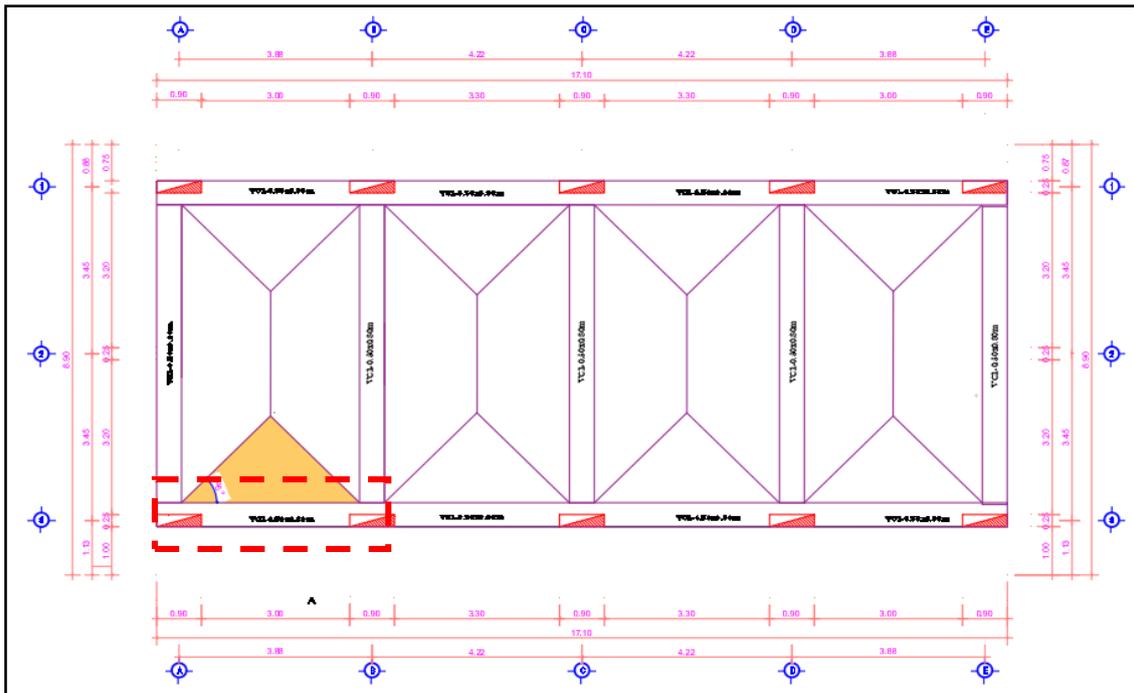
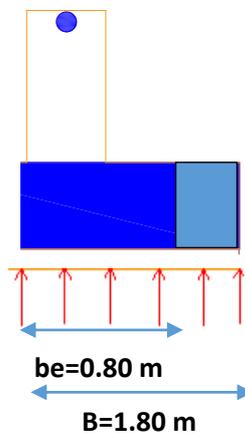


Figura 87: Ilustración de la viga del eje 3-3

Para la viga del eje 3-3, Por proceso constructivo se uniformiza las dimensiones de la viga del eje b-b (50*80).

$$b_w = 0.50 \text{ m}$$



$$b_e \leq b_w + 6h = 5.30$$

$$b_e \leq b_w + L/12 = 0.80 = 0.80$$

L: longitud de la viga: 3.58 m

$$b_e \leq b_w + l_n/2 = 0.9$$

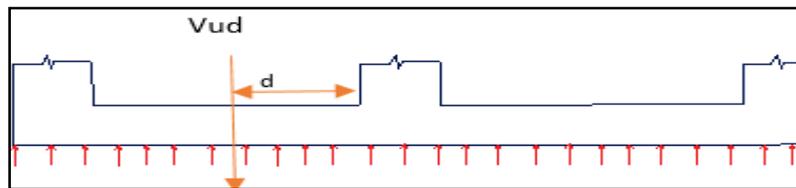
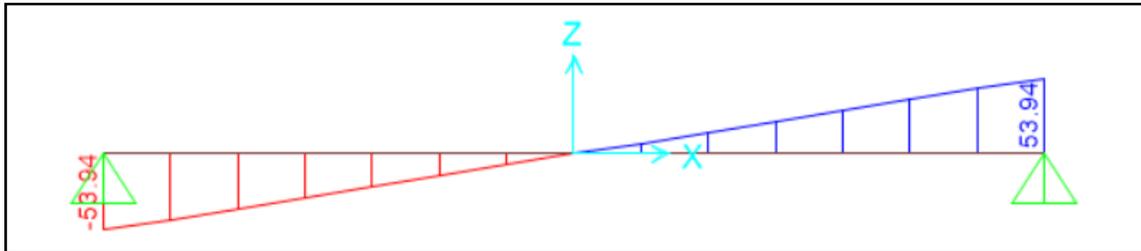
In: distancia libre al sgt alma

Figura 88: Ilustración de la viga L, eje 3-3

Luego de ello se procedió con la obtención de carga de diseño

$$Weje\ 3 - 3 = 15.6\ \text{Ton/m}$$

Se procedió con la verificación de cortante para la viga:



$$Vud = 53.9 - (15.6 * 0.7) = 41\ \text{Ton}$$

Figura 89: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje 3-3

Donde

$$\phi * Vc = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 70 = 22.8\ \text{Ton}$$

Debido a que no cumple que la $\phi Vc \geq Vu$, se realizó el refuerzo por corte.

- peralte de 80 cm.

4.2.1.6.8 Diseño por flexión para la viga eje 3-3

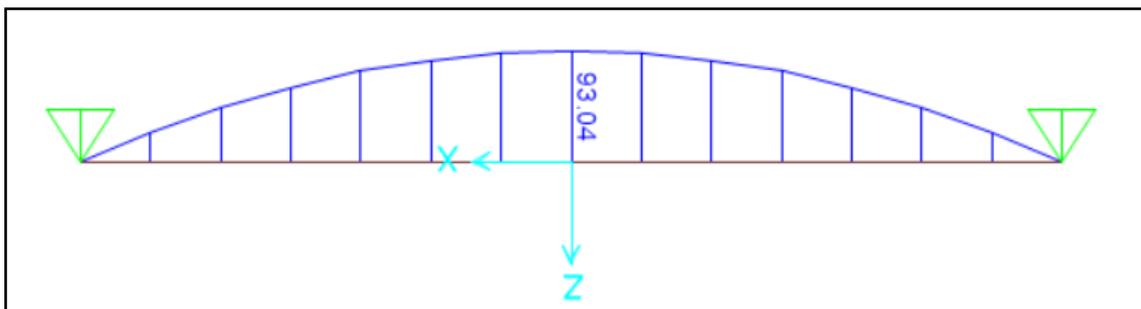


Figura 90: Idealización del diagrama de momento flector

Tabla 95: Momentos en la parte central (As +)

be	80 cm
h	80 cm

d	70 cm
---	-------

Acero superior+	
Mu() Tn.m	93.04
ku	23.7
ρ	0.0068
As req.	47.6
As Col.	10 ϕ 1'

Tabla 96: Momentos en los apoyos(As -)

b	50 cm
h	80 cm
d	70 cm

Acero inferior -	
Mu() Tn.m	$(wl^2/24) = 8.4$
ku	3.42
ρ	0.0010
As req mínimo.	16.9
As Col.	4 ϕ 1'

Según norma E-060 el acero mínimo

$$As_{min+} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d = 8.45 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín-} = 2 * As_{min+} = 16.9 \text{ cm}^2$$

4.2.1.6.9 Diseño por corte

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi * (V_c + V_s) = V_{ud}$$

$$V_s = (V_{ud}/\phi) - V_c = (41/0.85) - (22.8/0.85) = 21.41 \text{ Ton}$$

El aporte del concreto se calcula mediante la expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Con un límite para el aporte del acero de:

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2.1 * \sqrt{210} * 50 * 70 = 106.511 \text{ Ton}$$

Debe de disponerse estribos en la zona crítica, espaciados a distancia "s" de:

$$s = (A_v * F_y * d) / V_s = (2 * 0.71 * 4200 * 70) / 21.41 = 20 \text{ cm}$$

Donde:

A_v : diámetro de estribo (ϕ 3/8)

Si sucede que $\phi * V_c \geq V_u$, entonces es posible utilizar los estribos mínimos con un espaciamiento que no exceda del menor valor de:

$$s_{\text{máx.}} = (A_v * F_y) / 3.5 * b = (2 * 0.71 * 4200) / (3.5 * 50) = 30 \text{ cm}$$

El concreto ($V_u = 22.04 \text{ Ton}$) Aguanta hasta una distancia de 0.80 m, $(2.41 - 0.25 / 0.20)$

=3

1 @ 0.05, 3 @ 0.10 R @ 0.30 m

El peralte es de 80 cm. por lo que no necesitamos refuerzo superficial en las caras laterales por fisuración debido a que la norma, la norma E.060 (Art. 9.9.6) señala que en caso de vigas con un peralte mayor o igual a 90 cm, se deberá colocar armadura longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma.

4.2.1 DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA SUELO INTERMEDIO

Para el diseño de la cimentación de suelo intermedio se recomienda las consideraciones de (Harmsen, 2002), indica que para proceder con el diseño se asume dos parámetros básicos:

- ✓ **La cimentación es rígida**
- ✓ **El suelo es homogéneo**

El suelo intermedio tiene las siguientes características:

- ✓ Capacidad portante del suelo: 2.33 Kg/cm²
- ✓ Profundidad de desplante: 1.60 m
- ✓ Condiciones de lindero: no presenta lindero (ver plano de ubicación de suelo intermedio)

Teniendo las consideraciones de (Harmsen, 2002), se propone los siguientes procedimientos:

- ✓ Se debe definir las cargas de servicio totales en los apoyos de cada columna.
- ✓ Se debe conocer los esfuerzos admisibles del terreno, de igual manera conocer los probables asentamientos o hundimientos que se producen en la cimentación.
- ✓ Se debe definir la profundidad de cimentación.
- ✓ Determinar las dimensiones de cada una de las zapatas aisladas.
- ✓ Diseñar por corte, punzonamiento y flexión.

En adelante se muestra el proceso de diseño para la cimentación.

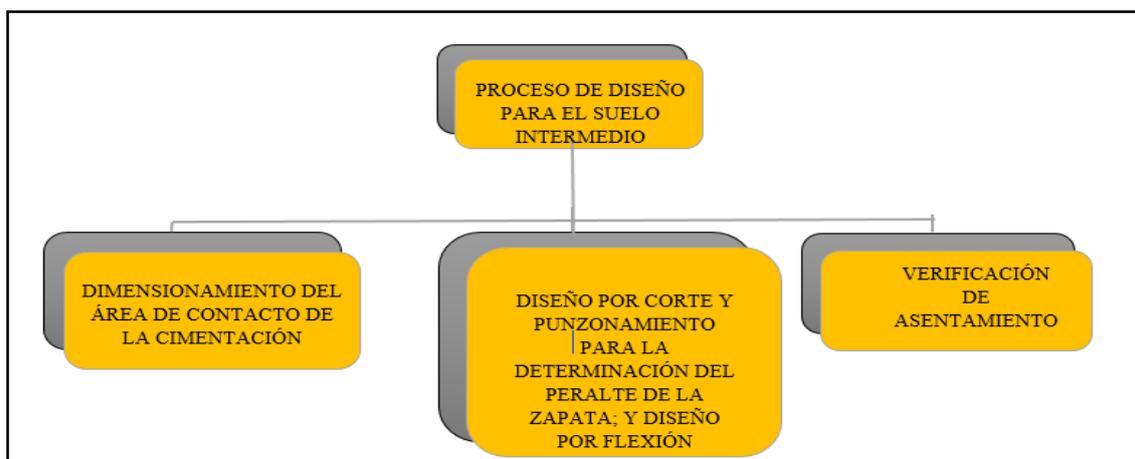


Figura 91: Flujograma del proceso de diseño de la cimentación

Fuente. Elaboración propia.

Según la Norma E- 030 Para el cálculo de las cimentaciones en general se trabaja con las cargas de servicio (No amplificadas), las cargas de sismo (Psx, Psy, Msx, Msy) son divididos entre 1.25.

En adelante se muestra las cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas, obtenidos mediante el programa SAP v 16.

Tabla 97: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección x.

EJE	Cargas de gravedad						Cargas de sismo x			
	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY
A-1	21.9	3.63	-0.63	-0.47	0.06	-0.01	12.272	17.24	20.288	2.64
B-1	39.6	8.46	0.009	0.007	0.005	0.0095	-1.2	1.944	21.72	1.96
C-1	37.0	7.42	-0.008	-0.008	0.03	-0.03	0.264	16.56	21.608	2.632
D-1	40.2	8.6	0.05	0.04	0.05	0.009	-0.16	1.856	21.672	1.952
E-1	22.5	3.77	0.6	0.43	0.06	-0.01	-11.304	17.272	20.208	2.608
A-3	28.2	6.69	-0.26	-0.84	0.21	0.026	11.664	-17.296	21.528	2.64
B-3	45.2	14.7	-0.035	-0.006	-0.014	0.0129	-1.424	-1.944	23.064	1.96
C-3	43.2	13.6	0.003	-0.016	0.01	0.05	0.288	-16.616	22.944	2.624
D-3	45.8	14.9	0.045	0.07	-0.04	-0.0006	-0.088	-1.856	23.008	1.952
E-3	28.8	6.94	0.26	0.79	0.21	0.03	-10.576	-17.328	21.432	2.616

Tabla 98: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección y.

EJE	Cargas de gravedad						Cargas de sismo x			
	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY
A-A	30.44	-3.94	6.75	3.13	6.9	3.13	2.52	28.768	9.096	196.824
C-C	30.44	-7.87	10.09	5.03	10.1	5.02	0.0552	28.736	0.016	194.688
E-E	30.44	-3.94	6.9	-1.84	6.75	3.09	-2.336	28.576	-9.312	195.608

4.2.2.1 Dimensionamiento para la dirección longitudinal para suelo intermedio

$$A = \frac{(Pm + Pv) * Fs}{q'}$$

Donde:

Fs: factor de estimación del suelo intermedio = 1.07

q': holgura por momentos de sismo (Tn/m²)

Una vez calculada el área se procede a calcular las dimensiones de la zapata mediante la siguiente formula:

$L = \sqrt{A} + (t-b) * 0.5$
$B = \sqrt{A} - (t-b) * 0.5$

Siendo:

A: área de la cimentación

t: peralte de columna

b: base de columna

Reemplazando en la expresión anterior se tiene las siguientes dimensiones:

Tabla 99: Resumen de las dimensiones de la zapata para el suelo intermedio

Resumen	L	B
zapata A-1	2.10	1.50
zapata B-1	2.30	1.70
zapata C-1	2.30	1.70
zapata A-3	2.10	1.50
zapata B-3	2.30	1.70
zapata C-3	2.30	1.70

Del mismo modo se deberá evaluar la distribución de esfuerzos de compresión y tracción en el suelo, estos deberán ser menor a la capacidad portante del suelo. Además, según la norma E 060(Art 15.2.4) recomienda incrementar 30% de la capacidad por considerarse una carga temporal. Por tanto, se verifica mediante la siguiente formulas:

$$\sigma_1 = \frac{\sum P * F_s}{B * L} + \frac{6 * M}{B * L^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum P * F_s}{B * L} - \frac{6 * M}{B * L^2}$$

Donde:

P: carga axial en la base de los apoyos.

F_s: factor de estimación del suelo intermedio

B: es el ancho de la zapata

L: es la longitud de la zapata

M: es el momento flector que se transmite.

Como ejemplo se analizó el eje 3-3

Tabla 100: Cuadro de distribución de esfuerzos de la zapata 3A- 3B dirección x-x.

	σ_1	σ_2
ZAPATA 3-3	15.53	15.5

De acuerdo a los resultados del proyecto se tiene una distribución trapezoidal de esfuerzos. Además de acuerdo al siguiente gráfico las zapatas no se traslapan, de modo que se procederá con el diseño de zapatas aisladas.

Además (Harmsen, 2002), indica que, por simplicidad, se asume que la presión del suelo es uniforme, se tiene el esfuerzo de diseño:

$$\sigma_1 = 15.53 * 1.25 = 19.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Una vez obtenidas las dimensiones correspondientes se tiene el plano de zapatas, tal como se muestra en adelante:

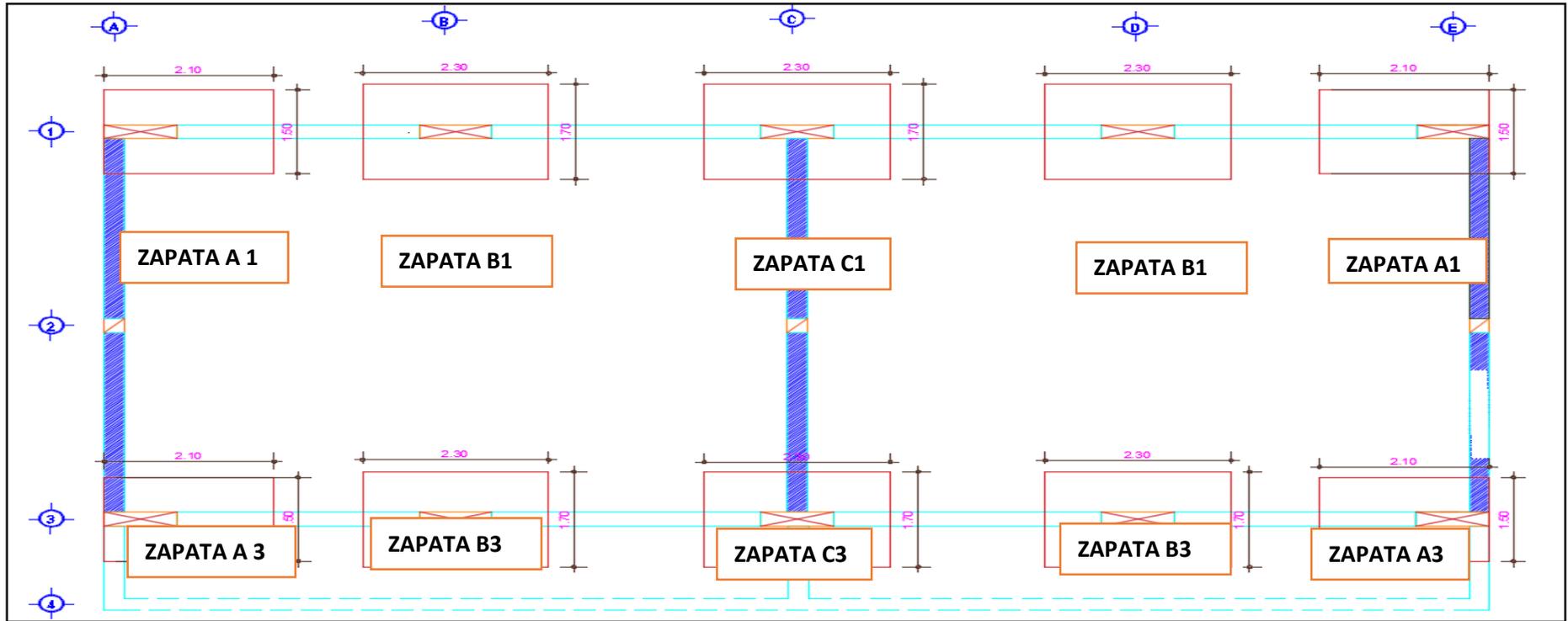


Figura 92: Distribución de las zapatas para la dirección longitudinal

4.2.2.2 Dimensionamiento de la cimentación de los muros portantes:

Al cimentar un elemento continuo (muro de albañilería), se empleará una zapata continua. Como ejemplo diseñamos el eje c-c, tal es así que se procedió con el desarrollo:

Se calculó el área tentativa con la siguiente fórmula:

$$A = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q'}$$

Dónde:

- P_m , es la carga axial producto de la carga muerta
- P_v , es la carga axial producto de la carga viva
- F_s , es el factor de estimación para suelo intermedio = 1.15
- q' , holgura por momentos de sismo, $q-3 = 20.3 \text{ Tn/m}^2$

Asimismo, se procedió a calcular las inercias, a continuación, se detalla los tramos de la sección transversal.

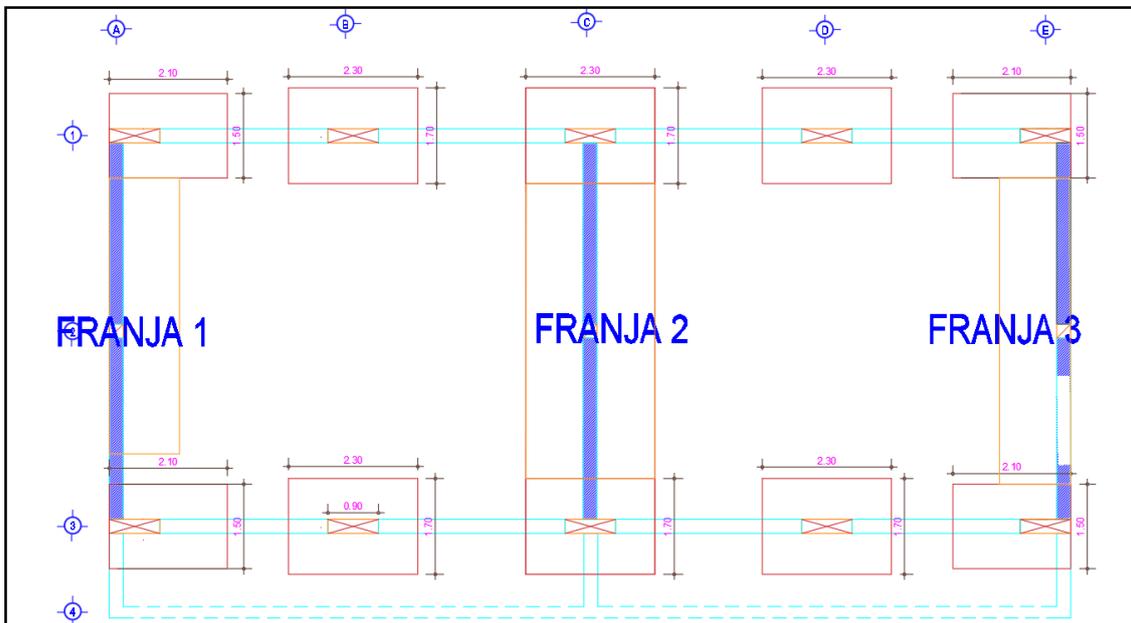


Figura 93: Ilustración de las dimensiones de la sección transversal

Tabla 101 : Inercia en la dirección X-X

EJES	FRANJA	BASE	ALTURA	B*H ³ /12
A-A	1	2.05	6.69	51.151
C-C	2	2.3	6.69	57.389
E-E	3	2.05	6.69	51.151
				159.690

Tabla 102: Inercia en la dirección Y-Y

EJES	FRANJA	BASE	ALTURA	B*H ³ /12
A-A	1	6.69	2.05	4.803
C-C	2	6.69	2.3	6.783
E-E	3	6.69	2.05	4.803
				16.389

Se muestra las siguientes dimensiones:

Tabla 103: Resumen de dimensiones y Cargas de diseño

	Eje	Dimensiones (L*B)
En el eje Y-Y	C-C	7.19*1.75

Con respecto a las presiones, (Blanco, A. 1999) permite aplicar la formula siguiente:

$$q_y - y(\max - \min) = \frac{\sum P * F_s}{A} \pm \frac{M_{vy}}{I}$$

Donde:

P: carga axial total en la base de los apoyos. ($\sum P_m + \sum P_v + \sum M_s / 1.25$)

A: Área total de la zapata.

M: es el momento flector que se transmite. ($\sum M + \sum M_s / 1.25$)

I_y: momento de inercia

Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 104: esfuerzos producidos en el suelo intermedio, para sismo en y-y

	Eje	σ máx.	σ mín.
En el eje Y-Y	C-C	30	-10.55

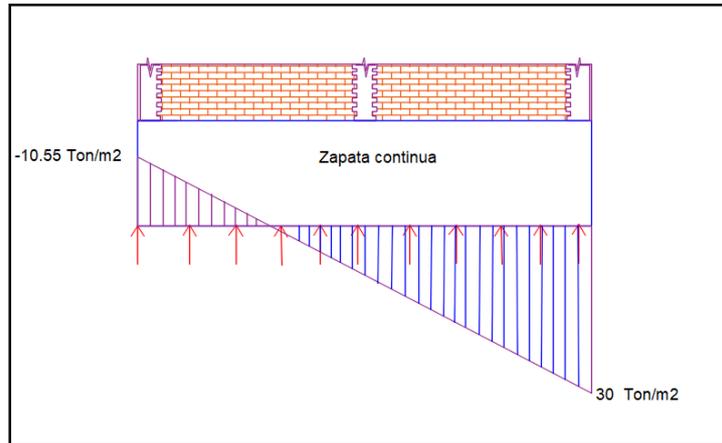


Figura 94: Distribución de esfuerzos en la cimentación para el suelo intermedio de los muros portantes. Caso zapata combinada aislada en sus respectivos ejes. Se observar posible volteo de la cimentación.

Se observa que el esfuerzo mínimo resulta negativo, propendiendo al volteo de la cimentación, porque las resultantes de cargas actúan fuera del núcleo central. De modo que para que la resultante de los esfuerzos del suelo actúe dentro del núcleo central se recomienda unir monolíticamente toda la cimentación. Resultando así una cimentación reticular.

4.2.2.2 Dimensionamiento de la cimentación reticular para suelo intermedio

Se calculó el área tentativa total de la cimentación:

$$A = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q'} = 30.93 \text{ m}^2$$

Dónde:

- P_m , es la carga axial producto de la carga muerta
- P_v , es la carga axial producto de la carga viva
- F_s , es el factor de estimación para suelo intermedio = 1.15
- q' , holgura por momentos de sismo, $q-3 = 20.3 \text{ Tn/m}^2$

Finalmente se ratifica las dimensiones ya obtenidas por ejes.

Tabla 105: Resumen de dimensiones

	Eje	Dimensiones por ejes (L*B)	Área Total
En el eje X-X	1-1	17.10*1.05	50 m ²
	3-3	17.10*1.25	
En el eje Y-Y	A-A y E-E	7.15*0.40	
	C-C	7.15*1.05	

Para calcular el área de contacto de la cimentación reticular como primer paso se procedió a obtener las cargas axiales de gravedad, cargas de sismo, momentos de gravedad y momentos de sismo, estos valores se obtuvieron mediante el programa SAP v16. Tal como se muestra en la tabla 63.

Asimismo, se procedió a calcular las inercias, de cada una de las cinco franjas que comprenderá la cimentación reticular, para posteriormente proceder a encontrar los momentos de inercia con respecto a X, Y, con la aplicación del teorema de Steiner.

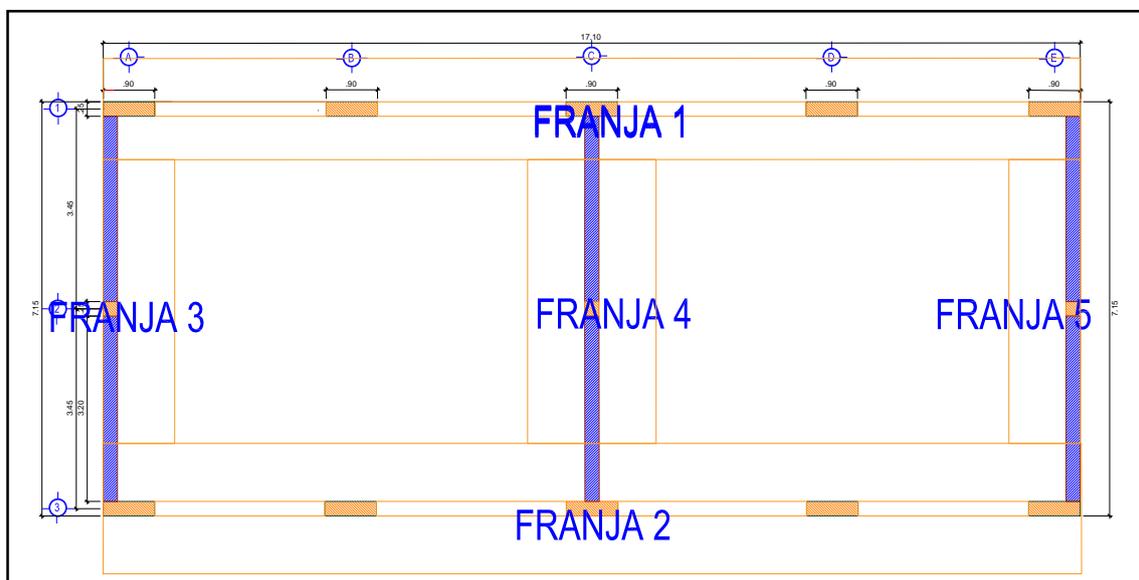


Figura 95: Distribución de franjas para el cálculo de inercia

Se obtienen los siguientes resultados de la inercia en ambos sentidos: I_{x-x}: 507 m⁴

I_{y-y}: 1465.3 m⁴

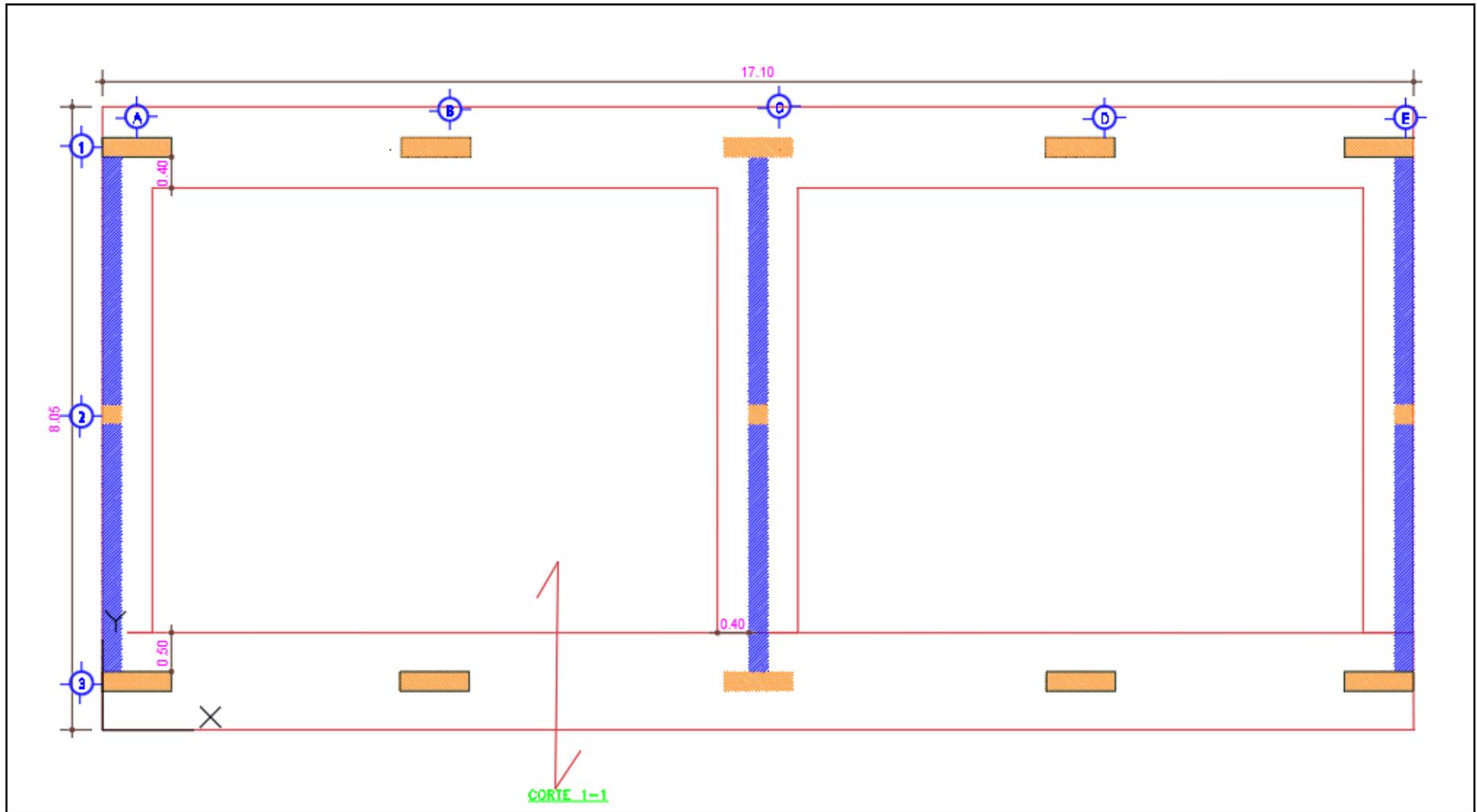


Figura 96: Dimensiones de la cimentación reticular sin viga rígida - suelo intermedio

Con respecto a las presiones, (Blanco, A. 1999) permite aplicar la formula siguiente:

$$q_x - x(max - min) = \frac{\sum P * F_s}{A} \pm \frac{M_{vx}}{I_y}$$

$$q_y - y(max - min) = \frac{\sum P * F_s}{A} \pm \frac{M_{vy}}{I_x}$$

Donde:

P: carga axial total en la base de los apoyos. ($\sum P_m + \sum P_v + \sum M_s / 1.25$)

A: Área total de la zapata.

M: es el momento flector que se transmite. ($\sum M + \sum M_s / 1.25$)

I_y: momento de inercia

Respecto al dimensionamiento se obtuvo los siguientes resultados:

Con respecto al esfuerzo de comparación, estos serán menores a:

Q_c = Q_{adm} * 1.30 (30% más en caso de sismo), es decir menor a 30.29 Tn/m²

Q_c = 23.3 * 1.3 = 30.29 Tn/m²

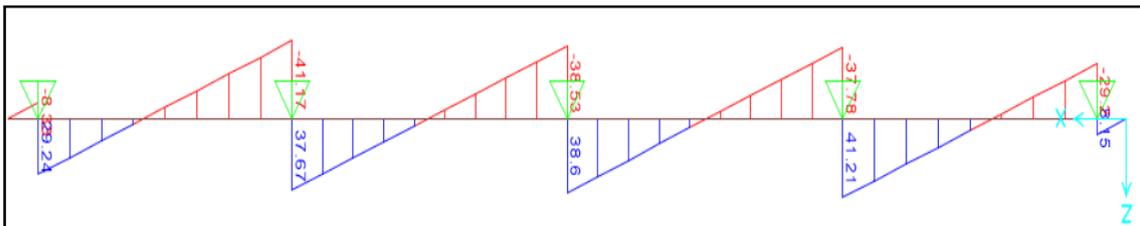
ou mayor = 12.56 * 1.25 = 15.70 Ton/m

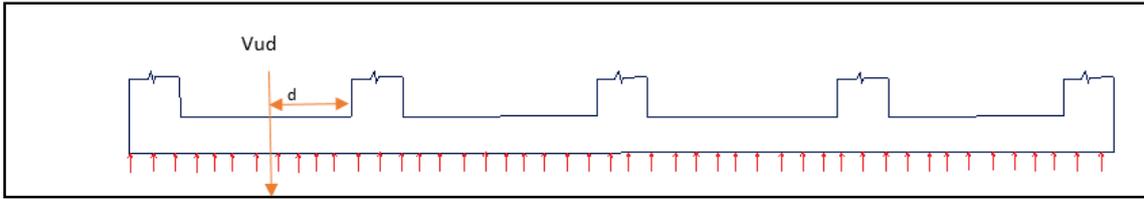
Una vez definido las cargas de diseño en ambas direcciones, se uniformizo la carga de diseño con la más crítica es decir con 15.70 Ton/m

4.2.2.4. Diseño por corte de la cimentación reticular sin viga rígida

Verificación de cortante: peralte efectivo 0.50 m

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.





$$Vud = 33.32 - (15.7 * 0.5) = 33 \text{ Ton}$$

Figura 97: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje 3-3

Donde

$$\phi * Vc = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 55 = 35.9 \text{ Ton}$$

$$Vud = Vu - qu * d = 41.17 - (15.7 * 0.55) = 33.32$$

Debe de cumplir lo siguiente: $\phi Vc \geq Vu$

Vc: Resistencia al corte del concreto.

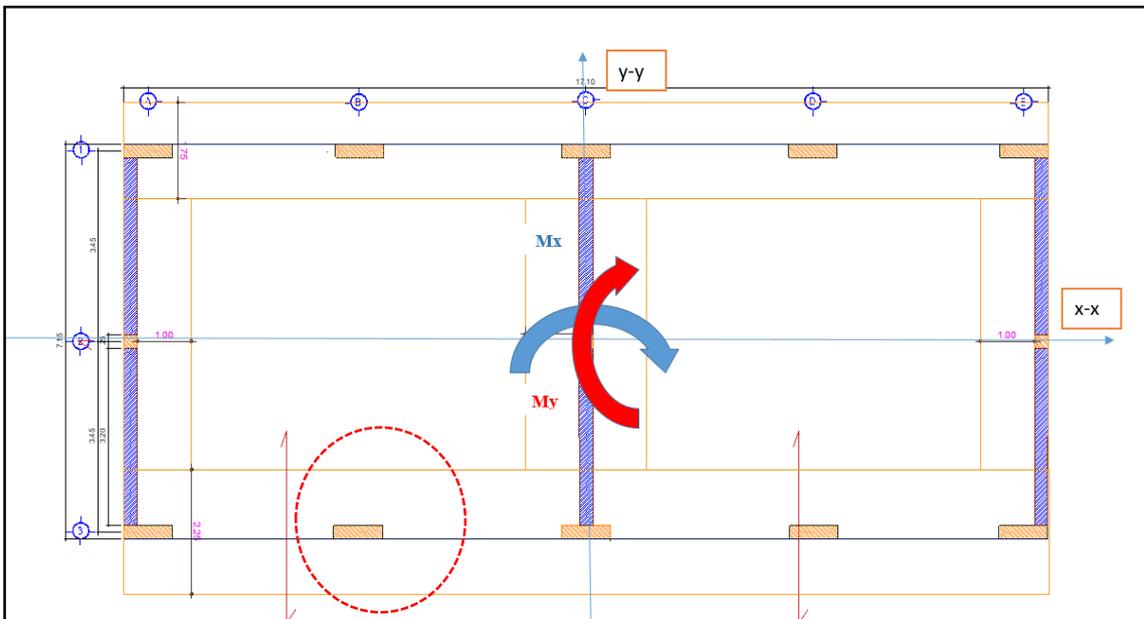
ϕ : Factor de reducción de capacidad, $\phi = 0.85$

B: Longitud de la sección crítica

d: Peralte efectivo de la zapata.

Vu: Cortante último a "d" de la cara de la columna

4.2.2.5 Diseño por punzonamiento de la cimentación reticular sin viga rígida



DETALLE 1

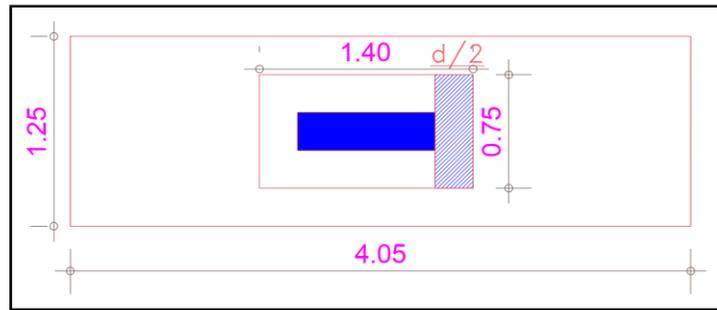


Figura 98: Secciones de la columna eje b (detalle 1-1)

Primero procedemos a calcular la fuerza cortante última así:

$$V_u = P_u - \sigma_u * (A_o) = 95.94 - (15.70 * 1.05) = 79.46 \text{ Ton}$$

Donde:

σ_u : esfuerzo último

A_o : área de la zona crítica

Luego de ello procedemos a calcular la fuerza cortante resistente, considerando nuevamente que la losa no considera refuerzo por corte es por eso que el concreto de la losa debe resistir la cortante última. Trabajando con lo siguiente:

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * (\sqrt{f'_c}) * x(\text{boxd}) \leq 1.1 * (\sqrt{f'_c}) * x(\text{boxd})$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * (\sqrt{f'_c}) * x(\text{boxd}) = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{3.6}\right) * (\sqrt{210}) * 430 * 50 \\ &= 80.92 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Asimismo, elegimos el menor valor del V_c por ser el más crítico:

$$V_c \text{ limite} \leq 1.1 * (\sqrt{f'_c}) * x(\text{boxd}) = 342.72 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c = 0.85 * 394.56 = 291.38 \text{ Ton A}$$

Donde:

β_c : relación entre el lado más largo y corto de la columna = $0.9/0.25 = 3.6$

b_o : perímetro de la zona crítica

d : peralte de la losa

F'c: resistencia a compresión del concreto

Se demostró que se cumple la condición

$$\phi * V_c > V_u$$

Por tanto, consideramos un peralte de 60 cm.

4.2.2.6. Diseño por flexión de la cimentación reticular sin viga rígida

Una vez realizada el análisis por corte y punzonamiento se procede a analizar el diseño por flexión, donde es igual a una viga voladizo, ya que tiene el mismo comportamiento con una distribución de presiones uniformemente, tal como se indica en la siguiente imagen.

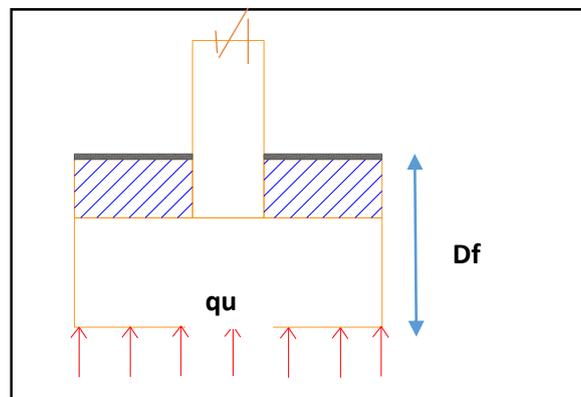


Figura 99: Distribución de presión uniforme del suelo

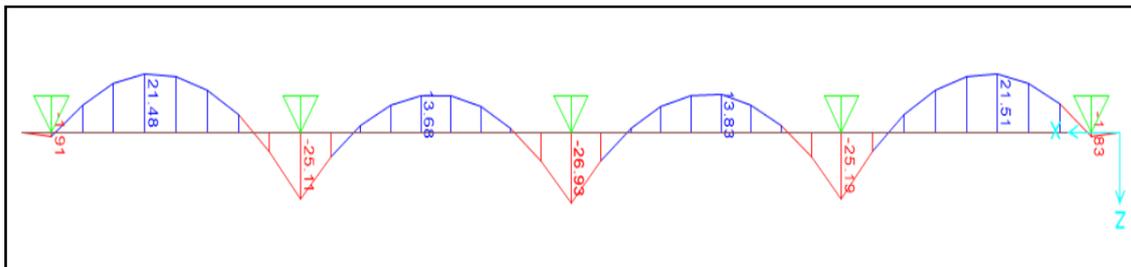


Figura 100: Diagrama de momento flector para el diseño

Se realizó el diseño por flexión, considerando un ancho de 1 m con un peralte de 0.50 m.

- **Acero longitudinal**

Acero longitudinal inferior (en los apoyos):

Tabla 106: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga

Mu Tn.m	11.90
ku	7.44
ρ	0.002017
As req.	8.07
As mín.	6.60
As Col.	ϕ 3/4" @30

Acero longitudinal superior (tramo central)

Tabla 107: Acero longitudinal superior (tramo central)

Mu Tn.m	21.51
ku	13.44
ρ	0.003722
As req.	14.89
As mín.	6.60
As Col.	ϕ 3/4" @15

- **Acero transversal**

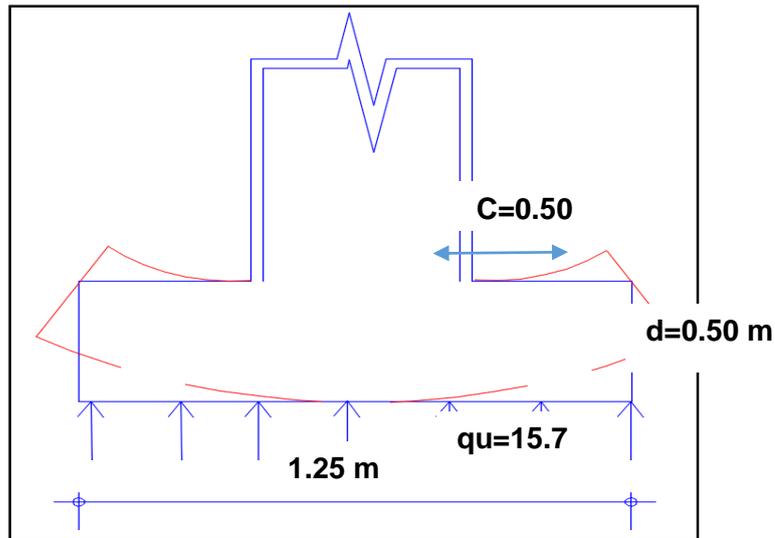
Acero superior: consideramos acero de temperatura, con una Cuantía mínima de 0.0012.

$$As \text{ req} = 0.0012 * 100 * 60 = 7.2$$

$$As \text{ colocado} = \phi \text{ 5/8" @27.5 cm}$$

Acero inferior

Se diseña el acero transversal mediante la siguiente formula:



$$Mu = \frac{quxc^2}{2} = \frac{15.7 \times 0.5^2}{2} = 1.96 \text{ Ton}$$

Tabla 108: Aceros transversales de la cimentación reticular

Mu(T) Tn.m	1.96
Ku	0.78
P	0.00012
As req.	4.80
As Col.	ϕ 5/8" @ 27.5

Finalmente se trabaja con acero transversal de ϕ 5/8" @ 27.5 cm.

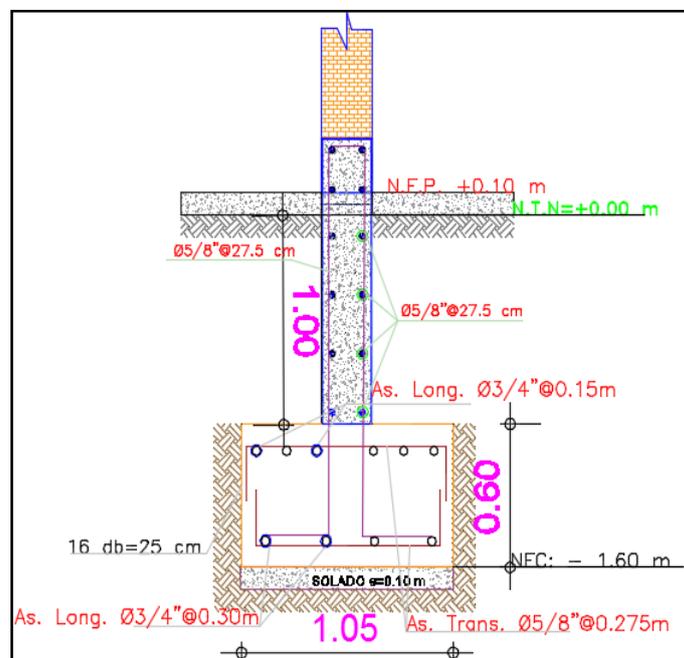


Figura 101: Corte D-D para la cimentación reticular-suelo intermedio

4.2.3 DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA SUELO RÍGIDO

El suelo rígido tiene las siguientes características:

- ✓ Capacidad portante del suelo: 3.00 Kg/cm²
- ✓ Profundidad de desplante: 1.60 m
- ✓ Condiciones de lindero: no presenta lindero (ver plano de ubicación de suelo rígido).

Según la Norma E- 030 Para el cálculo de las cimentaciones en general se trabaja con las cargas de servicio (No amplificadas), las cargas de sismo (Psx, Psy, Msx, Msy) son divididos entre 1.25.

En adelante se muestra las cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas, obtenidos mediante el programa SAP v 16.

Tabla 109: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección x.

EJE	Cargas de gravedad						Cargas de sismo x			
	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY
A-1	21.91	3.63	-0.63	-0.47	0.06	-0.01	10.656	14.976	17.64	2.296
B-1	39.62	8.46	0.009	0.007	0.005	0.0095	-1.04	1.688	18.88	1.704
C-1	37.08	7.42	-0.008	-0.008	0.03	-0.03	0.232	14.392	18.784	2.28
D-1	40.19	8.6	0.05	0.04	0.05	0.009	-0.144	1.616	18.832	1.696
E-1	22.46	3.77	0.6	0.43	0.06	-0.01	-9.824	15.016	17.56	2.272
A-3	28.19	6.69	-0.26	-0.84	0.21	0.026	10.128	-15.032	18.712	2.296
B-3	45.24	14.72	-0.035	-0.006	-0.014	0.0129	-1.232	-1.688	20.048	1.704
C-3	43.15	13.55	0.003	-0.016	0.01	0.05	0.248	-14.44	19.944	2.288
D-3	45.88	14.97	0.045	0.07	-0.04	-0.0006	-0.0784	-1.616	20	1.696
E-3	28.84	6.94	0.26	0.79	0.21	0.03	-9.192	-15.056	18.632	2.272

Tabla 110: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección y.

Cargas de gravedad							Cargas de sismo x				
EJE	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY	
A-A	30.44	-3.94	6.75	3.13	6.9	3.13	2.52	28.768	9.096	196.24	
C-C	30.44	-7.87	10.09	5.03	10.1	5.02	0.0552	28.736	0.016	194.40	
E-E	30.44	-3.94	6.9	-1.84	6.75	3.09	-2.336	28.576	-9.312	195.608	

4.2.3.1 Dimensionamiento para la dirección longitudinal

Cálculo de área tentativa:

$$A = \frac{(Pm + Pv) * Fs}{q'}$$

Donde:

Fs: factor de estimación del suelo rígido = 1.07

q': holgura por momentos de sismo (Tn/m²)

Una vez calculada el área se procede a calcular las dimensiones de la zapata mediante la siguiente formula:

$L = \sqrt{A} + (t-b) * 0.5$
$B = \sqrt{A} - (t-b) * 0.5$

Siendo:

A: área de la cimentación

t: peralte de columna

b: base de columna

Reemplazando en la expresión anterior se tiene las siguientes dimensiones:

Tabla 111: Resumen de las dimensiones de la zapata para el suelo intermedio.

Resumen	L	B
zapata A-1	2.00	1.40
zapata B-1	2.10	1.50
zapata C-1	2.30	1.50
zapata A-3	2.00	1.40
zapata B-3	2.30	1.50
zapata C-3	2.30	1.50

Del mismo modo se deberá evaluar la distribución de esfuerzos de compresión y tracción en el suelo, estos deberán ser menor a la capacidad portante del suelo. Además, según LA NORMA E 060(Art 15.2.4) recomienda incrementar 30% de la capacidad por considerarse una carga temporal. Por tanto, se verifica mediante la siguiente formulas:

$$\sigma_1 = \frac{\sum P * F_s}{B * L} + \frac{6 * M}{B * L^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum P * F_s}{B * L} - \frac{6 * M}{B * L^2}$$

Donde:

P: carga axial en la base de los apoyos.

F_s: factor de estimación del suelo rígido

B: es el ancho de la zapata

L: es la longitud dela zapata

M: es el momento flector que se transmite.

Como ejemplo se analizó el eje 3-3, el eje más critico

Tabla 112: Cuadro de distribución de esfuerzos de la zapata 3A- .3B.

	σ_1	σ_2
ZAPATA 3-3	12.23	11.12

De acuerdo a los resultados del proyecto se tiene una distribución trapezoidal de esfuerzos. Además de acuerdo al siguiente gráfico las zapatas no se traslapan, de modo que se procederá con el diseño de zapatas aisladas.

se tiene el esfuerzo de diseño: **12.23*1.25=15.29 Kg/cm²**

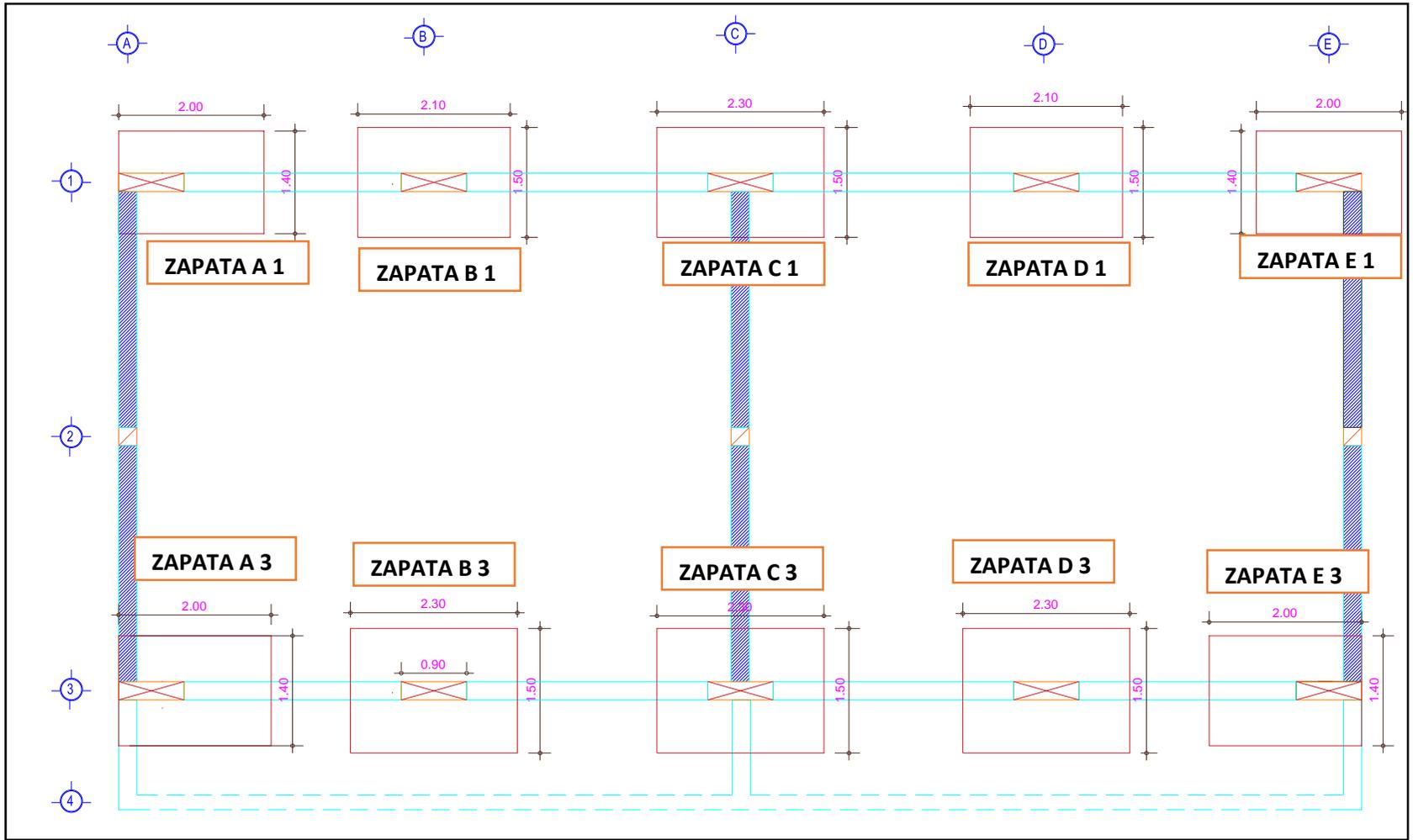


Figura 102: Distribución de las zapatas aisladas para el suelo rígido

4.2.3.2 Dimensionamiento para la dirección transversal:

Al cimentar un elemento continuo (muro de albañilería), se empleará una zapata continua. Como ejemplo diseñamos el eje c-c, tal es así que se procedió con el desarrollo:

Se calculó el área tentativa con la siguiente fórmula:

$$A = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q'}$$

Dónde:

- P_m , es la carga axial producto de la carga muerta
- P_v , es la carga axial producto de la carga viva
- F_s , es el factor de estimación para suelo rígido = 1.00
- q' , holgura por momentos de sismo, $q-3 = 27 \text{ Tn/m}^2$

Asimismo, se procedió a calcular las inercias, a continuación, se detalla las 3 franjas.

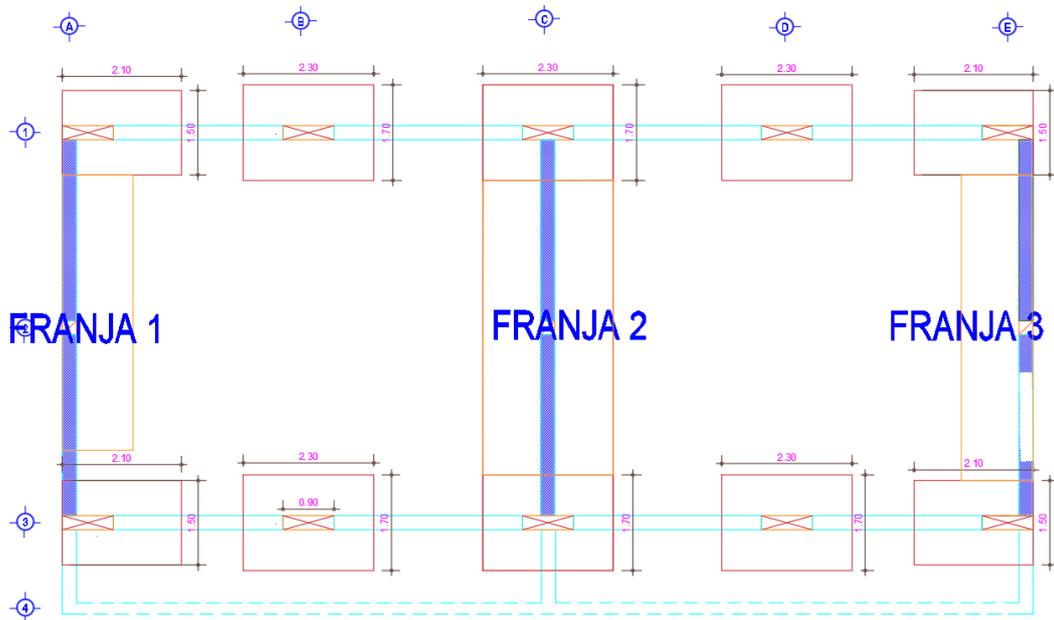


Figura 103: Ilustración de franjas para el cálculo de inercias

Considerando lo indicado, se obtienen los siguientes resultados de la inercia

Tabla 113 : Inercia en la dirección X-X

EJES	FRANJA	BASE	ALTURA	B*H3/12
A-A	1	1	6.69	24.952
C-C	2	1.75	6.69	43.665
E-E	3	1	6.69	24.952
				93.568

Tabla 114: Inercia en la dirección Y-Y

EJES	FRANJA	BASE	ALTURA	B*H3/12
A-A	1	6.69	1	0.558
C-C	2	6.69	1.75	2.988
E-E	3	6.69	1	0.558
				4.103

se obtiene las siguientes dimensiones:

Tabla 115: Resumen de dimensiones y Cargas de diseño

	Eje	Dimensiones (L*B)
En el eje Y-Y	C-C	6.69*1.75

Con respecto a las presiones, (Blanco, A. 1999) permite aplicar la formula siguiente:

$$q_y - y(\max - \min) = \frac{\sum P * F_s}{A} \pm \frac{M_{vy}}{I_x}$$

Donde:

P: carga axial total en la base de los apoyos. ($\sum P_m + \sum P_v + \sum M_s / 1.25$)

A: Área total de la zapata.

M: es el momento flector que se transmite. ($\sum M + \sum M_s / 1.25$)

I_y: momento de inercia

Respecto al dimensionamiento se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 116: esfuerzos producidos en el terreno

	Eje	σ máx.	σ mín.
En el eje Y-Y	C-C	21.15	-8.10

Se observa que el esfuerzo mínimo resulta negativo, de modo que para que la cimentación actué dentro del núcleo central se procedió a diseñar cimentaciones reticulares.

4.2.3.2 Dimensionamiento de la cimentación reticular para suelo rígido

$$A = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q'} = 20.22 \text{ m}^2$$

Dónde:

- P_m , es la carga axial producto de la carga muerta
- P_v , es la carga axial producto de la carga viva
- F_s , es el factor de estimación para suelo rígido = 1.00
- q' , holgura por momentos de sismo, $q-3 = 27 \text{ Tn/m}^2$

Tabla 117: Dimensiones por eje de la cimentación reticular-suelo rígido

	Eje	Dimensiones por ejes (L*B)	Área total
En el eje X-X	1-1	17.10*0.85	44 m ²
	3-3	17.10*1.05	
En el eje Y-Y	A-A y E-E	7.15*0.30	
	C-C	7.15*0.85	

Se obtienen los siguientes resultados de la inercia en ambos sentidos:

I_x -x: 420.9 m⁴, I_y -y: 1239.07

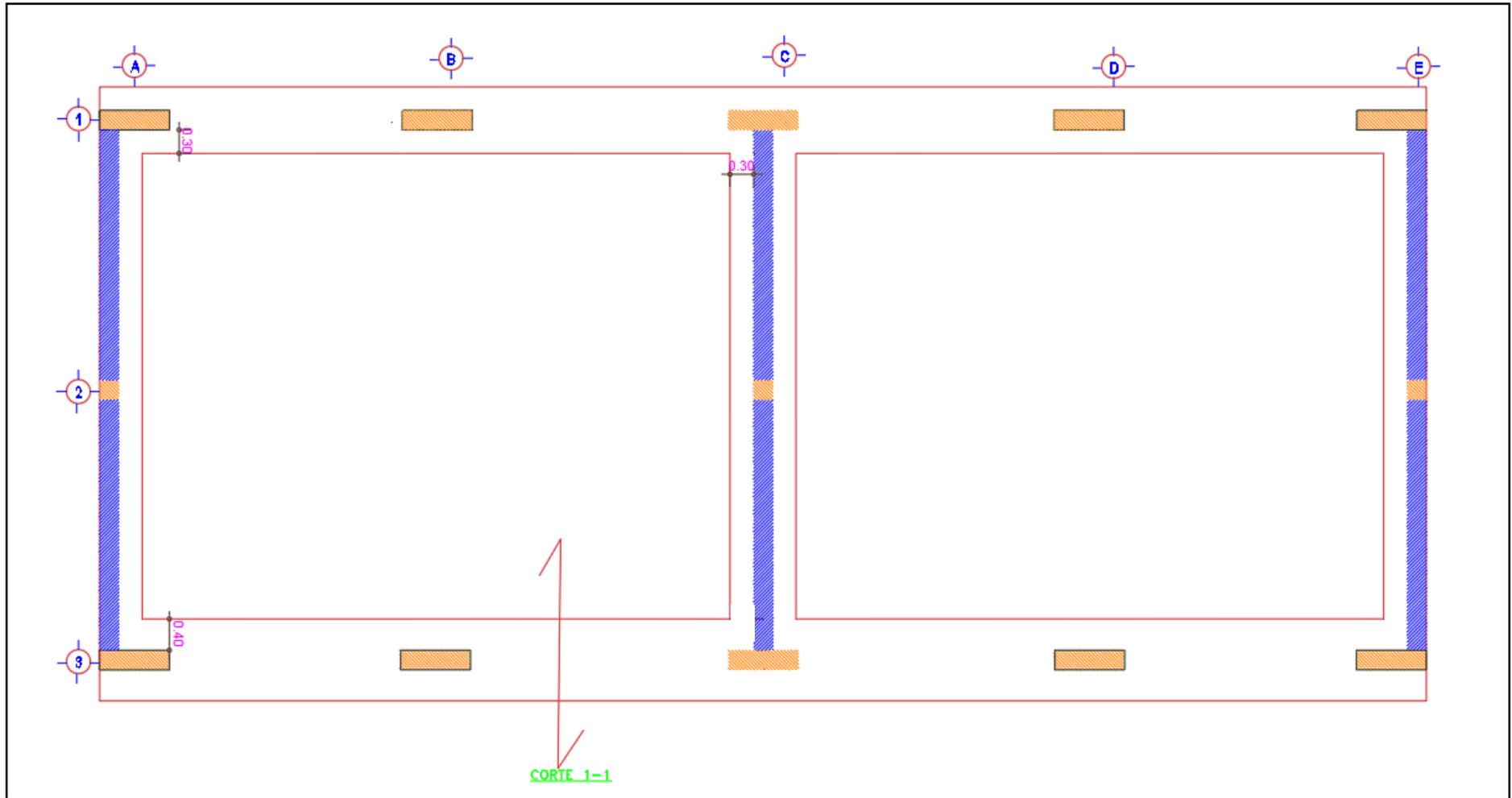


Figura 104: Dimensiones de la cimentación reticular sin viga rígida

Con respecto a las presiones, (Blanco, A. 1999) permite aplicar la formula siguiente:

$$qx - x(max - min) = \frac{\sum P * Fs}{A} \pm \frac{Mvx}{Iy}$$

$$qy - y(max - min) = \frac{\sum P * Fs}{A} \pm \frac{Mvy}{Ix}$$

Donde:

P: carga axial total en la base de los apoyos. ($\sum P_m + \sum P_v + \sum M_s / 1.25$)

A: Área total de la zapata.

M: es el momento flector que se transmite. ($\sum M + \sum M_s / 1.25$)

Iy: momento de inercia

Respecto al dimensionamiento se obtuvo los siguientes resultados:

Con respecto al esfuerzo de comparación, estos serán menores a:

$Q_c = Q_{adm} * 1.30$ (30% más en caso de sismo), es decir menor a 39 Tn/m²

$Q_c = 30 * 1.3 = 39$ Tn/m²

Como ejemplo diseñaremos al eje más cargado, EJE 3-3, donde la carga de diseño será multiplicada por el factor de seguridad que es:

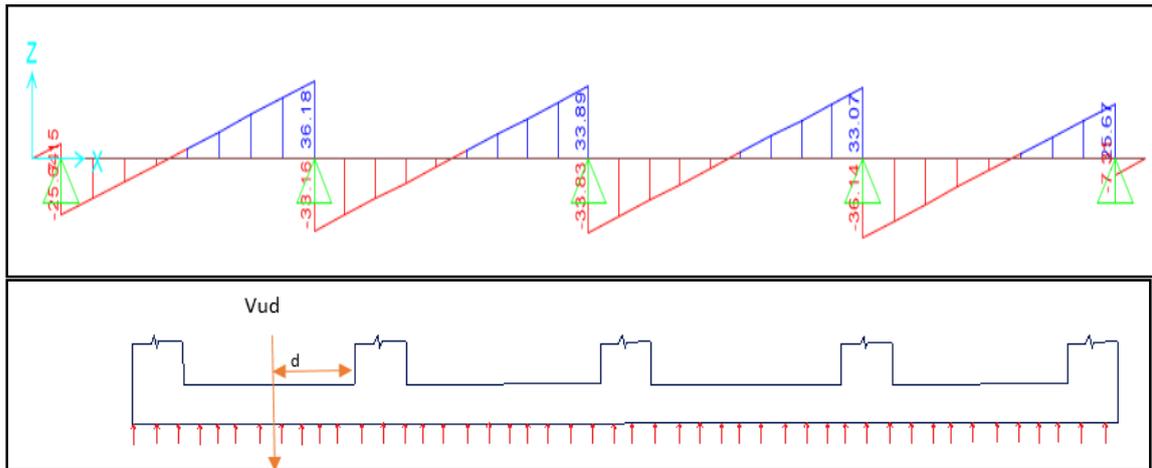
$$\sigma_{u \text{ mayor}} * f = 12.11 * 1.25 = 15 \text{ Ton/m}$$

Se procedió a uniformizar la carga de diseño con el más crítico es decir 15 Ton/m

4.2.3.4. Diseño por corte de la cimentación reticular sin viga rígida

- peralte efectivo 0.50 m

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.



$$V_{ud} = 36.18 - (13.49 \times 0.5) = 29.43 \text{ Ton}$$

Figura 105: Ilustración de las fuerzas cortantes del eje 3-3

Donde

$$\phi * V_c = 0.85 * (0.53) * (\sqrt{f'c}) * (b * d) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.6 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = V_u - q_u * d = 36.18 - (13.49 * 0.50) = 29.43$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

4.2.3.5 Diseño por punzonamiento de la cimentación reticular sin viga rígida

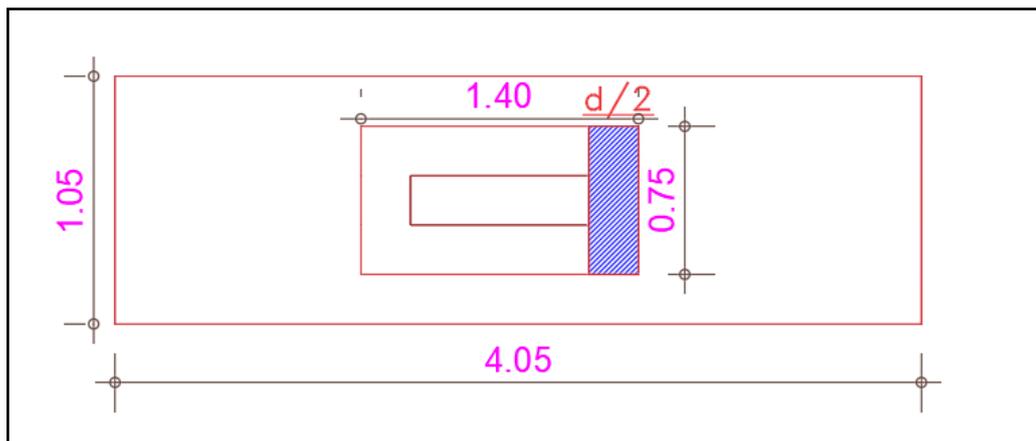


Figura 106: Secciones de la columna y la zona crítica que ocurre a $d/2$ de alrededor de la columna.

Primero procedemos a calcular la fuerza cortante última así:

$$V_u = P_u - \sigma_u * (A_o) = 95.94 - (13.49 * 1.05) = 15.46 \text{ Ton}$$

Donde:

σ_u : esfuerzo ultimo

A_o : área de la zona critica

Luego de ello procedemos a calcular la fuerza cortante resistente, considerando nuevamente que la losa no considera refuerzo por corte es por eso que el concreto de la losa debe resistir la cortante ultima. Trabajando con lo siguiente:

$$\phi * V_c = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d) \leq 1.1 x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d)$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d) = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{3.6}\right) * (\sqrt{210}) * 430 * 50 \\ &= 80.92 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Asimismo, elegimos el menor valor del V_c por ser el más crítico:

$$V_c \text{ limite} \leq 1.1 x (\sqrt{f'_c}) x (b_o x d) = 342.72 \text{ Ton}$$

$$\phi * V_c = 0.85 * 394.56 = 291.38 \text{ Ton A}$$

Donde:

B_c : relación entre el lado más largo y corto de la columna $= 0.9/0.25 = 3.6$

b_o : perímetro de la zona crítica

d : peralte de la losa

F'_c : resistencia a compresión del concreto

Se demostró que se cumple la condición

$$\phi * V_c > V_u$$

Por tanto, consideramos un peralte de 60 cm.

4.2.3.6. Diseño por flexión de la cimentación reticular sin viga rígida

Una vez realizada el análisis por corte y punzonamiento se procede a analizar el diseño por flexión, donde es igual a una viga voladizo, ya que tiene el mismo comportamiento con una distribución de presiones uniformemente, tal como se indica en la siguiente imagen.

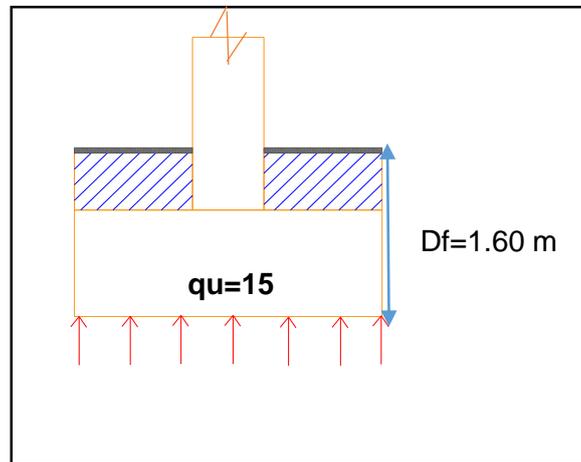


Figura 107: Distribución de presión uniforme del suelo

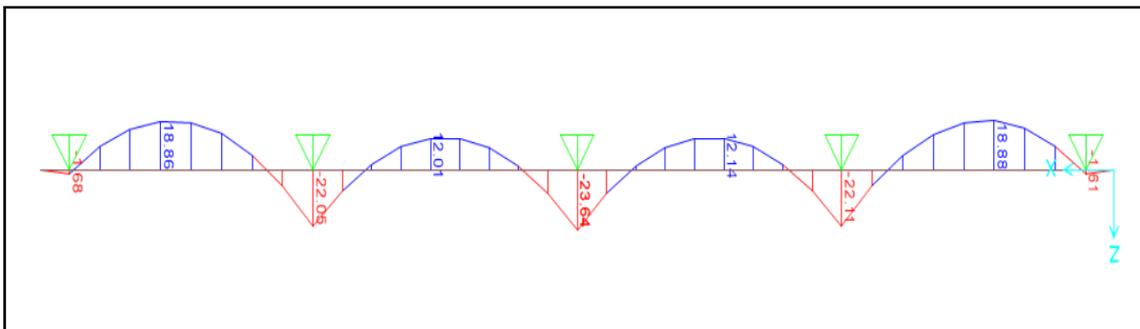


Figura 108: Diagrama de momento flector para el diseño

Se realizó el diseño por flexión, considerando un ancho de 1 m con un peralte de 0.50 m.

- **Acero longitudinal**

Acero longitudinal inferior (en los apoyos):

Tabla 118: Aceros longitudinales en los apoyos de la cimentación reticular sin viga

Mu Tn.m	10.09
ku	6.25
ρ	0.001689
As req.	6.75
As mín.	6.60
As Col.	ϕ 5/8" @25

Acero longitudinal superior (tramo central)

Tabla 119: Acero longitudinal superior (tramo central)

Mu Tn.m	18.86
ku	11.79
ρ	0.003244
As req.	13
As mín.	6.60
As Col.	ϕ 5/8" @25

- **Acero transversal**

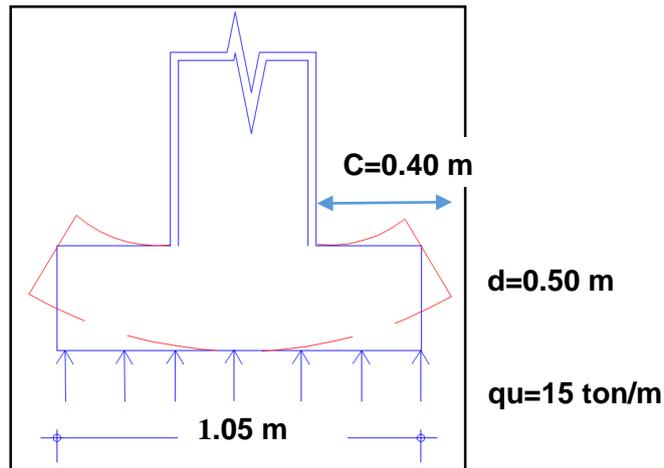
Acero superior: consideramos acero de temperatura, con una Cuantía mínima de 0.0012.

$$As \text{ req} = 0.0012 * 100 * 60 = 7.2$$

$$As \text{ colocado} = \phi \text{ 5/8" @27.5 cm}$$

Acero inferior

Se diseña el acero transversal mediante la siguiente formula



$$Mu = \frac{quxc^2}{2} = \frac{15 \times 0.4^2}{2} = 1.2 \text{ Ton}$$

Tabla 120: Aceros transversales de la cimentación reticular

Mu(T) Tn.m	1.2
ku	0.67
P min	0.0012
As req.	6.00
As Col.	Ø 5/8" @ 27.5

Finalmente se trabaja con acero transversal de Ø 5/8" @ 27.5 cm.

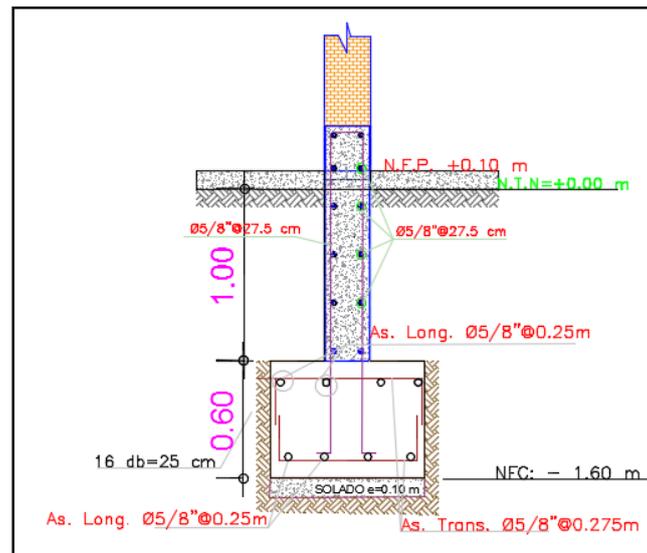


Figura 109: Corte D-D de la cimentación reticular para el suelo rígido.

4.2.4 PLANTEAMIENTO DEL DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN PARA LA SEGUNDA CONFIGURACION

En concordancia con la introducción de este capítulo, con el fin de analizar la influencia de la configuración en el diseño de la cimentación, a continuación, solo para suelo rígido se realizó otro modelo de configuración, conformada por placas de 1.40 x 0.30 en ambas direcciones como se muestra en el detalle de configuración de la figura 97.

El suelo rígido tiene las siguientes características:

- ✓ Capacidad portante del suelo: 3.00 Kg/cm²
- ✓ Profundidad de desplante: 1.60 m
- ✓ Condiciones de lindero: no presenta lindero (ver plano de ubicación).

Con las mismas características del EMS, utilizado, se propone la segunda configuración:

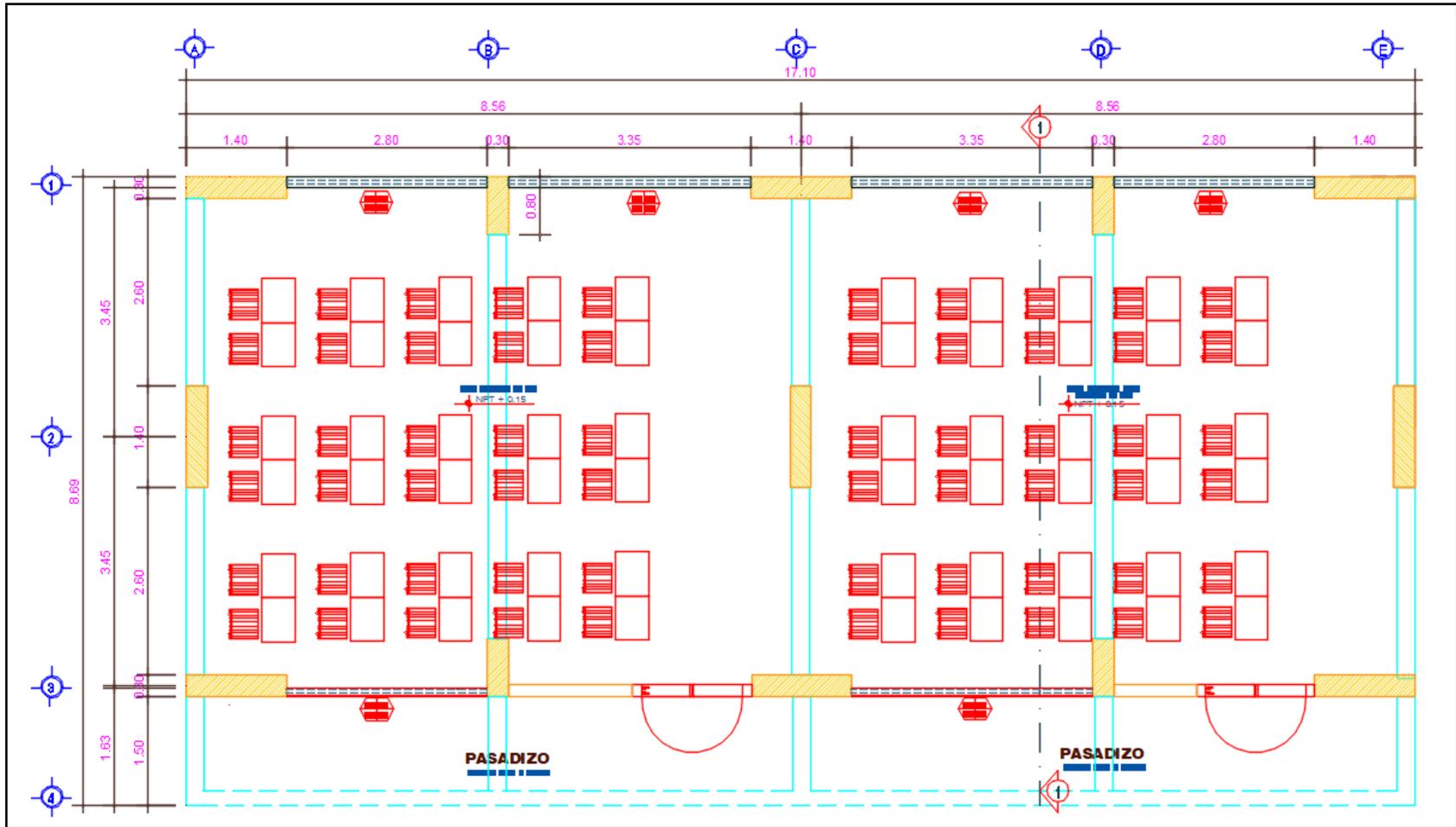


Figura 110: Plano de arquitectura de la segunda configuración

Fuente: Propuesta de asesor de tesis

Se muestra las características arquitectónicas del proyecto de tesis:

Tabla 121: Características de la configuración 2

Área neta por aula	60.75 m ²
Altura libre al interior de aulas para tipo de clima de la Sierra (Huancayo).	2.85 m.
Altura de alfeizar	1.10 m.
Nuestra estructura es de categoría A 2 (edificaciones esenciales) y zona 3 considerando la Tabla N° 6 de la norma E-030(categoría y sistema estructural de las edificaciones), se propuso el siguiente sistema estructural:	Muros de concreto armado en la dirección longitudinal de 1.40*0.30 m. En la dirección transversal muros de concreto armado de 1.40*0.30 m.

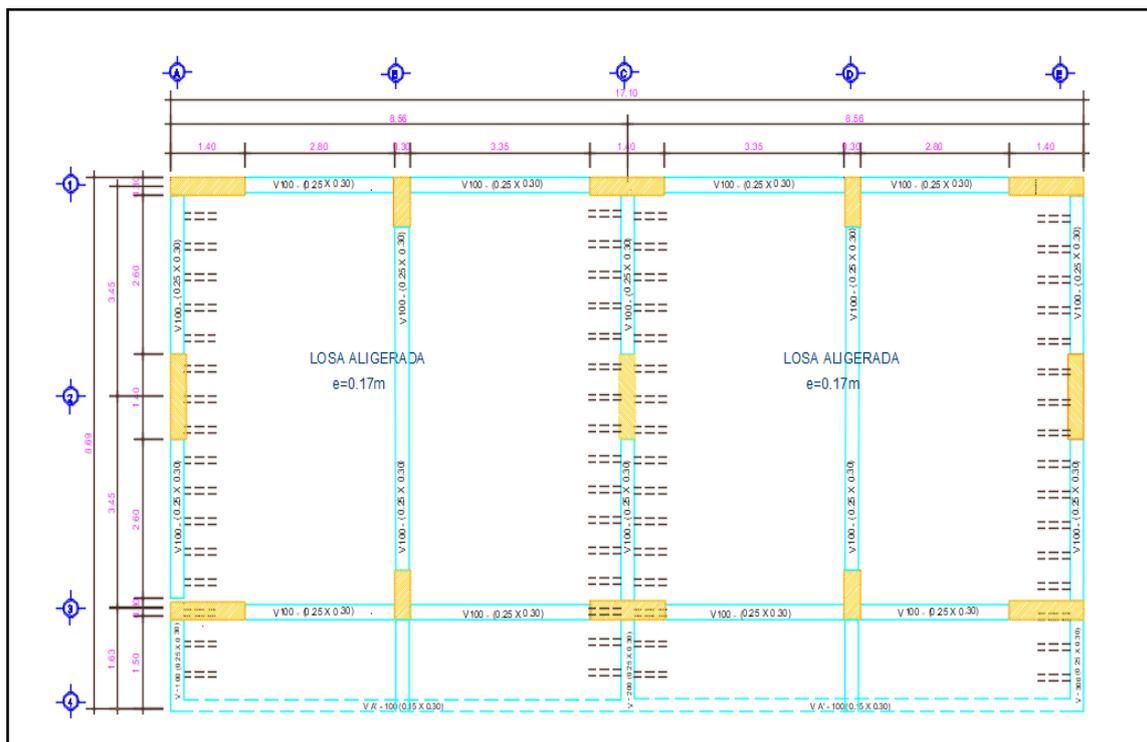


Figura 111: Plano de estructuración de la segunda configuración – 1º planta

Fuente: Elaboración propia

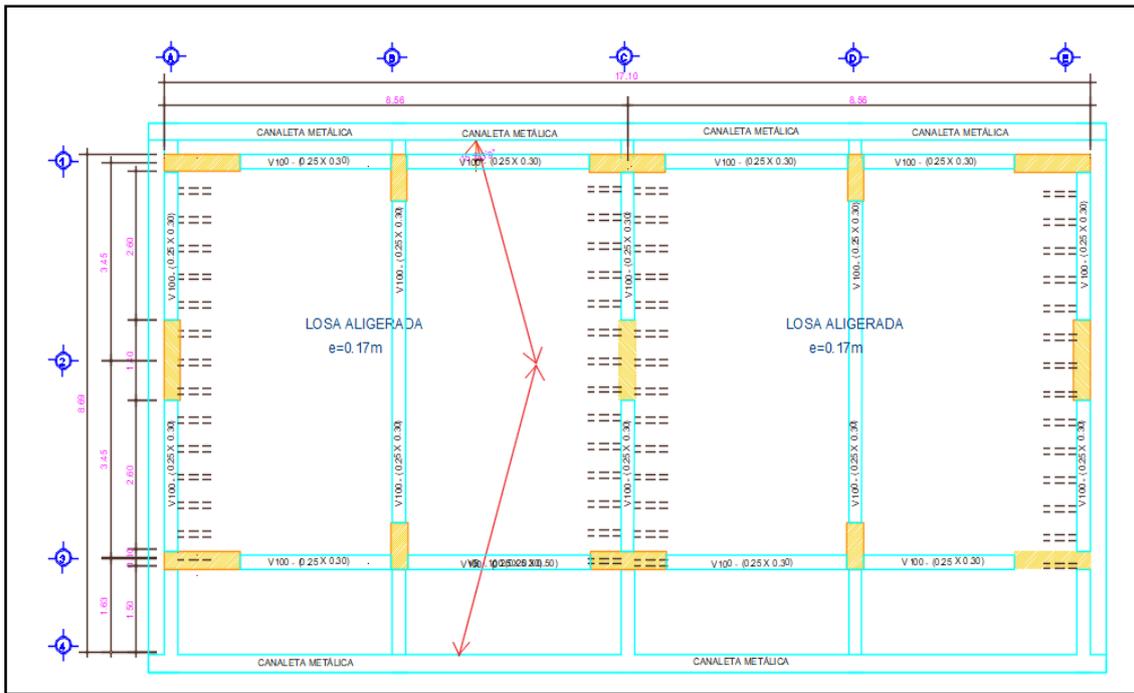


Figura 112: Plano de estructuración de la segunda configuración – 3º planta

Fuente: Elaboración propia

Tabla 122: Peso total de la estructura:

CARGAS	1º PISO	2º PISO	3º PISO	PESO TOTAL
WD	130.62	113.78	194.74	
WL	40.49	37.02	16.97	
WD+50%WL	150.87	132.29	203.23	486.39 Ton

Fuerzas cortantes , considerando sistema estructural de muros estructurales (R=6)

VX=	106.3 Ton
VY=	106.3 Ton

Según la Norma E- 030 Para el cálculo de las cimentaciones en general se trabaja con las cargas de servicio (No amplificadas), las cargas de sismo (P_{sx}, P_{sy}, M_{sx}, M_{sy}) son divididos entre 1.25.

EJE	Cargas de gravedad						Cargas de sismo x			
	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY
A-1	10.0 1	2.7 1	-0.63	-0.47	0.06	-0.01	1.288	- 27.368	84.72	16.51 2
B-1	5.53	1.5 3	0.009	0.007	0.005	0.009 5	- 2.648	-4.168	- 4.232	24.97 6
C-1	10.3 4	7.4 8	- 0.008	- 0.008	0.03	-0.03	- 1.768	27.368	86.82 4	16.28
D-1	5.52	8.5	0.05	0.04	0.05	0.009	2.648	-4.36	4.856	24.97 6
E-1	10.0 1	2.7 1	-0.63	-0.47	0.06	-0.01	1.288	- 27.368	84.72	16.51 2
A-3	10.1 7	2.7 5	-0.26	-0.84	0.21	0.026	- 2.352	27.368	82.86 4	16.50 4
B-3	5.53	1.5 2	- 0.035	- 0.006	- 0.014	0.012 9	- 2.728	5.336	4.872	24.97 6
C-3	10.3 4	7.4 8	0.003	- 0.016	0.01	0.05	- 2.584	20.008	84.60 8	15.73 6
D-3	5.53	8.6	- 0.035	- 0.006	- 0.014	0.012 9	- 2.728	5.336	4.872	24.97 6
E-3	10.1 7	2.7 5	-0.26	-0.84	0.21	0.026	- 2.352	27.368	82.86 4	16.50 4

Tabla 123: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección x.

EJE	Cargas de gravedad						Cargas de sismo x			
	Pm	Pv	Mm X	MvX	Mm Y	Mv Y	PsX	PsY	MsX	MsY
A-A tramo 2-2	10.0 1	- 3.73	- 7.01	0.03 2	10.1	5.02	17.9 2	5.52 8	- 4.23 2	135.6 4
C-C tramo 2-2	14.3 9	- 8.86	6.81	- 4.21	4.09	0.02 4	3.59 2	0.99 2	1.96	96.75 2
E-E tramo 2-2	10.0 1	- 3.73	- 7.01	0.03 2	10.1	5.02	17.9 2	5.52 8	- 4.23 2	135.6 4

Tabla 124: cargas axiales y momentos flectores en la base de las columnas en la dirección y.

4.2.4.1 Dimensionamiento para la segunda configuración

Cálculo de área tentativa:

$$A = \frac{(Pm + Pv) * Fs}{q'}$$

Donde:

Fs: factor de estimación del suelo rígido=1.05

q': holgura por momentos de sismo (Tn/m²)

Una vez calculada el área se procede a calcular las dimensiones de la zapata mediante la siguiente formula:

$L = \sqrt{A + (t-b) * 0.5}$
$B = \sqrt{A - (t-b) * 0.5}$

Siendo:

A: área de la cimentación

t: peralte de columna

b: base de columna

Reemplazando en la expresión anterior se tiene las dimensiones en la tabla 124, asimismo se aumentó las dimensiones hasta que los esfuerzos producidos sean trapezoidales(positivos).

Tabla 125: Resumen de dimensiones, segunda configuración, de la zapata para el suelo rígido

resumen	L	B
Zapata A-1	3.00	1.50
Zapata B-1	2.50	2.00
Zapata C-1	2.50	2.00
Zapata A-3	3.25	2.60
Zapata B-3	4.00	3.50
Zapata C-3	3.25	2.60

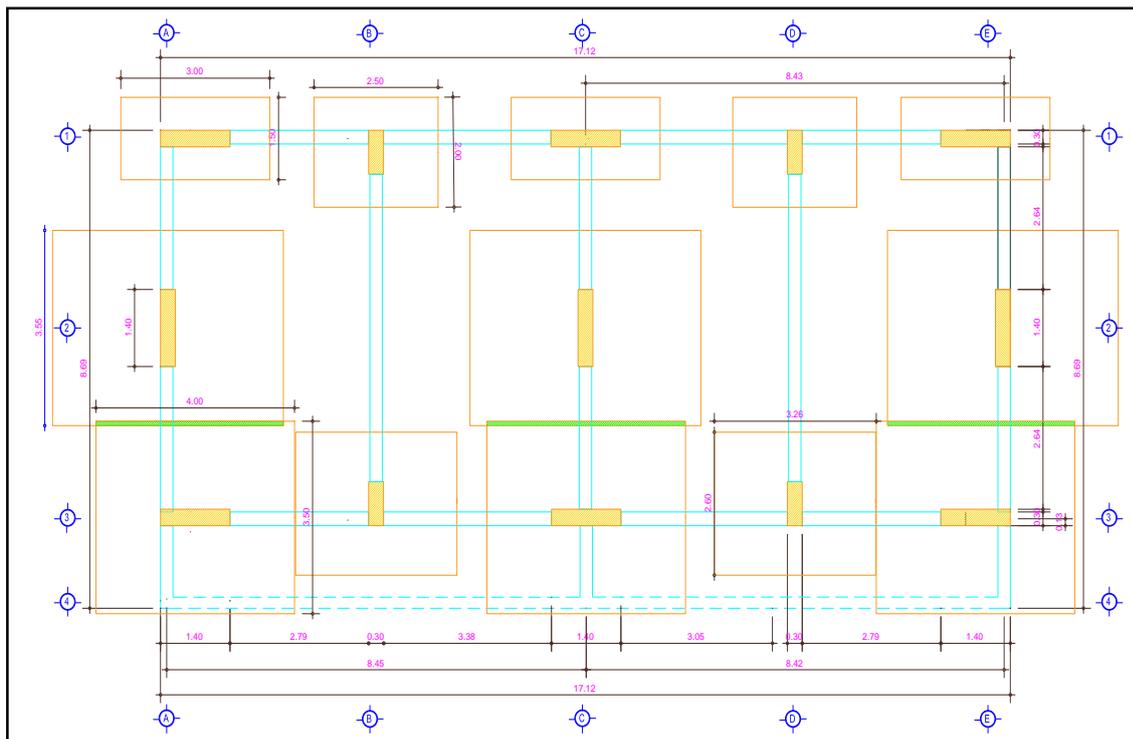


Figura 113: Distribución de las zapatas aisladas para el suelo rígido

Se observa que el área total de las zapatas es de 134.93 m², vale decir que supera el 50%, tal es así que prosiguiendo el principio de (Gamio, E), donde nos indica que, si el área total de la cimentación es mayor a 50%, nos recomienda diseñar cimentaciones reticulares.

Asimismo, se predimensiona para una cimentación reticular:

Se calculó el área tentativa con la siguiente fórmula:

$$A = \frac{(P_m + P_v) * F_s}{q'} = 26.62 \text{ m}^2$$

Dónde:

- P_m, es la carga axial producto de la carga muerta
- P_v, es la carga axial producto de la carga viva
- F_s, es el factor de estimación para suelo rígido = 1.00
- q', holgura por momentos de sismo, q-3 = 27 Tn/m²

Tabla 126: Dimensiones y esfuerzos producidos de la segunda configuración

	Eje	Dimensiones por ejes (L*B)	Área total	esfuerzos producidos
En el eje X-X	1-1	17.10*0.80	A=37 m ²	$\sigma=10.07$ Ton/m ²
	3-3	17.10*0.80		
En el eje Y-Y	A-A y E-E	7.15*0.60		
	C-C	7.15*0.60		

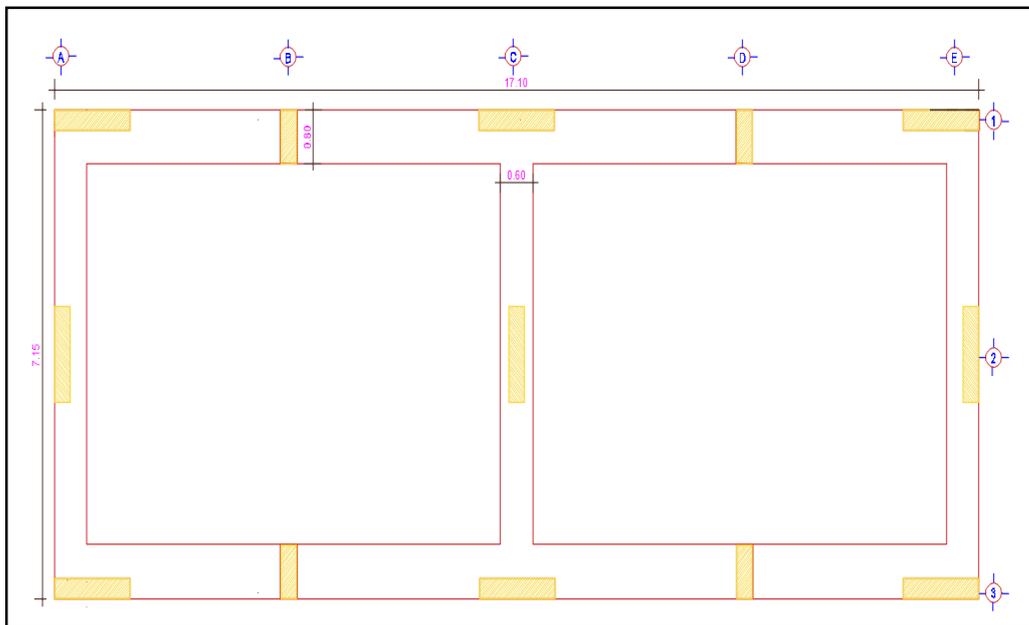


Figura 114: dimensionado de cimentación reticular con un vuelo de 25cm.

4.3 Presupuesto de alternativas estructurales en la cimentación

Para el suelo se obtuvo los siguientes presupuestos:

A) CIMENTACIÓN RETICULAR PARA SUELO BLANDO

Tabla 127: Presupuesto de la cimentación reticular del suelo blando

CIMENTACIÓN RETICULAR	DESCRIPCIÓN	METRADO	COSTO	PARCIAL	TOTAL
SIN VIGA RÍGIDA	Acero Grado 60 (kg)	807.55	S/. 4.80	S/. 4540.2	S/. 24384.95
	Concreto f'c=210kg/cm ² (m ³)	63.66	S/. 322.16	S/. 20508.7	
CON VIGA RÍGIDA	Acero Grado 60 (kg)	1145.57	S/. 4.80	S/. 5496	S/. 18601.5
	Concreto f'c=210kg/cm ² (m ³)	40.68	S/. 322.16	S/. 13105.5	

B) PLATEAS DE CIMENTACIÓN PARA SUELO BLANDO

Tabla 128: Presupuesto de plateas del suelo blando

PLATEA DE CIMENTACION	DESCRIPCIÓN	METRADO	COSTO	PARCIAL	TOTAL
SIN VIGA RÍGIDA	Acero Grado 60 (kg)	12042	S/. 4.80	S/. 57801.6	S/. 60466.2
	Concreto f'c=210kg/cm ² (m ³)	82.7	S/. 322.16	26642.6	
CON VIGA RÍGIDA	Acero Grado 60 (kg)	4418.23	S/. 4.80	S/. 21207.5	S/. 37057.7
	Concreto f'c=210kg/cm ² (m ³)	49.2	S/. 322.16	S/. 15850.3	

- ✓ Para el suelo intermedio y rígido se planteó cimentaciones reticulares sin viga rígida lo cual se obtuvo los siguientes presupuestos:

C) CIMENTACION RETICULAR SIN VIGA PARA SUELO INTERMEDIO Y RÍGIDO

Tabla 129: Presupuesto de cimentación reticular para suelo intermedio y rígido

CIMENTACION RETICULAR	DESCRIPCIÓN	METRADO	COSTO	PARCIAL	TOTAL
CR SIN VIGA PARA SUELO INTERMEDIO	Acero Grado 60 (kg)	481.52	S/ 4.80	S/2311.3	S/13472
	Concreto F'c=210kg/cm ² (m ³)	34.65	S/ 322.1	S/11160.8	
CR SIN VIGA PARA SUELO RIGIDO	Acero Grado 60 (kg)	380.08	S/ 4.80	S/1824	S/11358
	Concreto F'c=210kg/cm ² (m ³)	29.16	S/ 322.1	S/9534.16	

- ✓ Asimismo, cuando se realizó el comparativo de la configuración 1(muros de albañilería en la sección transversal) y 2(muros de concreto armado en la dirección transversal), se demuestra que la alternativa 2 es óptima.

D) COMPARATIVO DE CIMENTACIONES, CONFIGURACIÓN 1 Y 2

Tabla 130: Presupuesto de la configuración 1 Y 2.

CONFIGURACIÓN 1 Propuesta para suelo rigido: cimentación reticular	CONFIGURACIÓN 2 Propuesta para suelo rigido: cimentación reticular
Metrado de concreto: 29.16 m ³ Presupuesto: S/9534.16	Metrado de concreto: 37*0.5=18.5 m ³ Presupuesto: S/ 5958.9

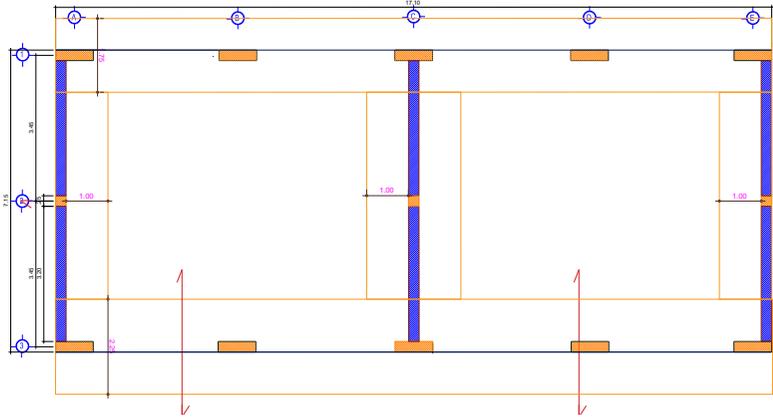
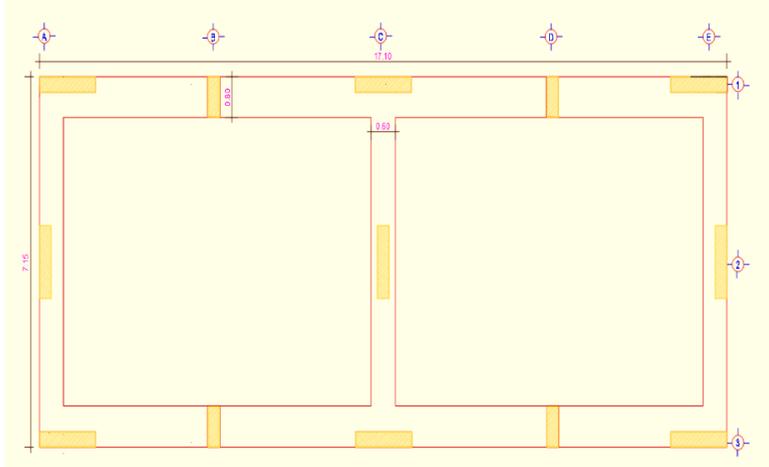
CONFIGURACIÓN 1	CONFIGURACIÓN 2
	
Propuesta para suelo rigido: cimentación reticular	Propuesta para suelo rigido: cimentación reticular

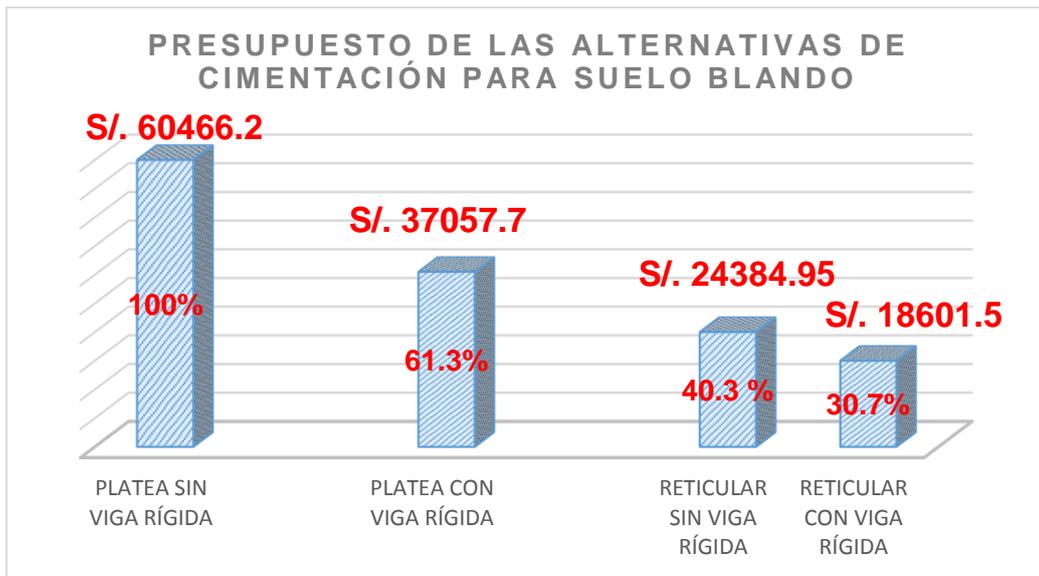
Figura 115: Comparativo de dimensiones de la configuración 1 y 2.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Se ha diseñado las alternativas de cimentación fundados sobre tres tipos de suelos, blando, intermedio y rígido, respectivamente de los cuales se determinó lo siguiente:

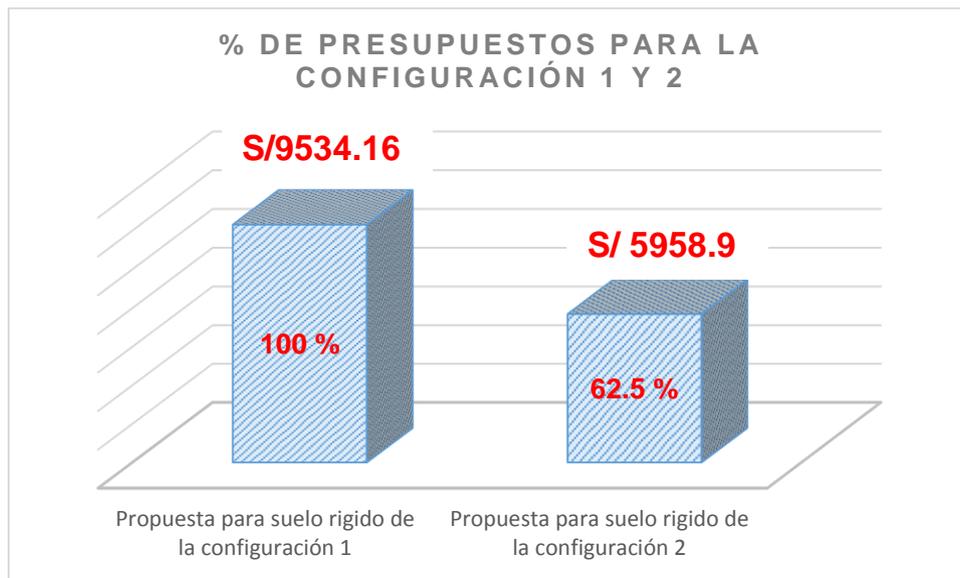
- ✓ Para la primera alternativa fundado sobre suelo blando, se diseñó zapatas aisladas donde se obtuvo traslape en las zapatas, luego se propuso zapatas combinadas con las que se obtienen un área de contacto de 70.55%. En estos casos según los criterios de (Terzaghi,1973) y (Gamio,2013), tuvo que proponerse los siguientes tipos de cimentación:
 - cimentación reticulada con y sin viga rígida
 - platea de cimentación con y sin viga rígida
- ✓ De lo que antecede tal como se puede observar en el diagrama de barras, para el suelo blando, resultó más óptima la cimentación reticular con viga rígida, con un presupuesto de S/18601.50, de tal manera se concluye que la cimentación reticular con viga rígida representa un costo equivalente al 30% en concreto y acero con respecto al máximo costo que da la platea de cimentación sin viga rígida.



- ✓ Para la segunda alternativa fundado sobre suelo intermedio se propuso inicialmente zapatas aisladas en la dirección x-x y cimentación continua en la dirección y-y, sin embargo, se descartó estas alternativas respectivamente por las siguientes razones:
 - El área de cimentación superó el 50% del área total a construir.
 - En la dirección y-y, constituida por muros portantes de albañilería, en la cimentación se obtuvo esfuerzos negativos, por tal motivo se unió monolíticamente toda la cimentación. Resultando así una cimentación reticular sin viga con un presupuesto de S/13472.00 en concreto y acero.
- ✓ Para la tercera alternativa fundado sobre el suelo rígido se propuso inicialmente zapatas aisladas en la dirección x-x y cimentación continua en la dirección y-y, sin embargo, se descartó estas dos alternativas por superar el 50% de cimentación del área total a construir y en la dirección y-y constituida por muros portantes de albañilería, se obtuvo esfuerzos negativos, lo cual podría conllevar al volteo de la cimentación, por lo que se optó por la cimentación reticular sin viga rígida con un presupuesto de S/11358.00 en concreto y acero.

- ✓ Con respecto al comparativo de las configuraciones 1 y 2.

Se obtuvo que la configuración 2, presenta mejor distribución de los elementos estructurales conllevando a una menor área de cimentación garantizando por lo tanto seguridad y economía del proyecto de tesis. Asimismo, la configuración 2 representa un 37.5 % de ahorro en concreto con respecto a la configuración 1, tal como se ilustra en el siguiente diagrama de barras.



Referencias

- Abanto, F. (2014). *Analisis y Diseño de Edificaciones de Albañileria*. Lima: San Marcos.
- Alva, H. J. (2003). *Diseño de Cimentaciones*. Lima: ICG.
- Bartolomé A. (2011).
- Blanco, A (a) (1998), diseño y construcción de cimentaciones, Colegio de Ingenieros de Perú, Consejo Nacional.
- Blanco, A.(b) (2010). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capitulo de Ingenieria Civil.
- Braja Das. (2011). *Fundamentos De La Ingeniería Geotécnica*,. Mexico: Thomson Editores S.A.
- Braja M. Das. (1999). *Fundamentos de Ingeniería Geotecnia*. Mexico: Thomson.
- C 3 ingeniería especializada. (2016). *Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación del proyecto " Mejoramiento del servicio de educación secundaria de la I.E Santa María Reyna"*. C 3 ingeniería especializada,.
- Calavera, J. (2000). *Calculo de Estructuras de Cimentaciones*. Madrid: INTEMAC.
- Calavera, J. (2000). *Calculo de Estructuras de Cimentaciones*. España: INTEMAC.
- Carrasco, . (2013).
- Carrasco, D. S. (2013). *Metodología de la investigación científica*. Lima: San Marcos.
- Condori y Barreto. (2009). Estudios geotecnicos de El Tambo -Huancayo. En Condori B y Barreto P, *Estudios geotecnicos de El Tambo -Huancayo* (págs. 623-626). Lima: ICG.
- Espinoza y Perez. (2015). *Analisis comparativo tecnico economico para 2 tipos de cimentaciones de una edificación de concreto armado de 6 pisos en las ciudades de Trujillo, Chiclayo y Lima*. Trujillo: Universidad privada Antenor Orrego.
- Gamio E(2013) Cimentaciones de concreto armado en edificaciones, ACI capitulo peruano 2013
- Hernandez Sampieri, R., Fernández Collado , C., & Baptista Lucio, P. (2010). *Metodología de la investigación*. México: MC Braw Hill.
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodologia de la investigación*. Mexico: McGRAW-HILL.

- Hernandez, D. P. (2014). Diseño alternativo de cimentaciones superficiales por estado limite. *Redalyc*.
- Hernández, S. R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION*. Lima: Mc Graw Hill Education.
- <http://www.elconstructorcivil.com/2011/02/cimentaciones-continuas-reticulares-y.html>. (2011). *elconstructorcivil*. Obtenido de <http://www.elconstructorcivil.com/2011/02/cimentaciones-continuas-reticulares-y.html>
- Kosmatka, S. H., & Wilson, M. L. (2011). *Design and Control of Concrete Mixtures* (15th ed.). Skokie, Illinois: Portland Cement Association.
- Mejia, M. E. (2005). *Tecnicas e instrumentos de investigacion*. Lima: San Marcos.
- Meli, p. R. (1985). *Diseño estructural de cimentaciones*. LIMUSA.
- Norma tecnica E 030 "Diseño Sismoresistente". (2016). *Norma tecnica E 030 "Diseño Sismoresistente"*. IIMA: RNE.
- Norma Tecnica E 030, N. (2016). *diseño Sismoresistente*. Lima: El peruano.
- Norma Tecnica E 050 "Suelos y Cimentaciones. (2006). Norma Tecnica E 050. En c. y. Ministerio de Vivienda, *Suelos y Cimentaciones*. Lima: Diario el Peruano.
- Norma Técnica E 060 Concreto Armado. (2009). Norma Técnica E 060 Concreto Armado,. Lima, Lima, Perú: Digigraf Corp. SA.
- Norma técnica E-070 Albañilería. (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Normativa Tecnica para el diseño de locales de educacion basica regular , primaria y secundaria. (2006). En M. d. Educacion, *Normativa Tecnica para el diseño de locales de educacion basica regular , primaria y secundaria*. Lima: El peruano.
- Normativa Técnica para el diseño de locales de educación básica regular, M. d. (2006). *Normativa Técnica para el diseño de locales de educación básica regular , primaria y secundaria*. Ministerio de Educación.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *Norma de Suelos y Cimentaciones* . Lima.
- Republica, L. (Lunes de Marzo de 2017). Ministerio de Educacion: Mas de 900 colegios fueron afectados por huaicos. *Ministerio de Educacion: Mas de 900 colegios fueron afectados por huaicos*.
- Ruiz Bolivar, C. (2005). *Programa Interinstitucional en Educacion*. Bolivia: UPEL/PIDE.
- Sanchez Carlessi, H., & Reyes Meza, C. (2006). *Metodologia y diseño en la investigacion cientifica*. Lima: Vision Universitaria.

- Sánchez, N. (2006). *Criterios Estructurales para la enseñanza a los alumnos de Arquitectura*. Lima: Pontificia Universidad Católica.
- Shiroma, k. A. (2008). *Construcción del colegio " Fe y Alegria N° 65"*. Lima: Universidad Ricardo Palma.
- Tamayo, M. (2003). *el proceso de la investigacion cientifica*. Mexico: LIMUSA, S.A. DE C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES.
- Terzagui y Peck, R. (1973). *Mecanica de suelos en la ingenieria practica*. Argentina: El Ateneo.
- Valderrama y Mesa. (2014). Influencia en la Interaccion Suelo -Estrcutura en la reduccion de esfuerzos de una edificacion aporticada con zapatas aisladas. En Valderrama C y Mesa J, *Influencia en la Interaccion Suelo -Estrcutura en la reduccion de esfuerzos de una edificacion aporticada con zapatas aisladas* (págs. 13-15). Lima: Repositorio UPC.
- Valderrama, S. (2013). *Pasos para elaborar proyectos de investigación científica. 2ª ed. Lima: Editorial San Marcos E. I. R. L. 2013. 495 pp.*