

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 10 PISOS UBICADO EN

EL DISTRITO DE JESÚS MARÍA

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Alessandra Nikole Salas Valdivia

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Sebastián Emiliano Vértiz Ríos

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, abril, 2025

Informe de Similitud

Yo, Paulo Mejía Trejo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

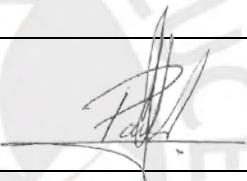
Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 10 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE JESÚS MARÍA, de los autores Alessandra Nikole Salas Valdivia y Sebastián Emiliano Vértiz Ríos,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 10%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 13/04/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 23 de abril de 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora:	
<u>Mejía Trejo Paulo Israel</u>	
DNI: 46416316	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

RESUMEN

El presente trabajo de tesis abarca la estructuración, análisis sísmico y diseño estructural en concreto armado de una edificación multifamiliar de 10 pisos ubicado en el distrito de Jesús María. La principal particularidad de este proyecto es la implementación del sistema de techado VIGACERO para las losas aligeradas que componen la edificación. Dentro del presente documento se exponen las principales características de este sistema, así como las ventajas que representa su uso frente a sistemas de techado convencional, destacando la disminución del peso sísmico total de la estructura. Los resultados obtenidos del análisis sísmico fueron satisfactorios, ya que cumplen con los requisitos establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Estos resultados serán presentados y explicados con mayor detalle a lo largo del desarrollo del presente trabajo de tesis. Para el diseño de los elementos estructurales se aplicaron los parámetros de diseño establecidos por la Norma E.060 Concreto Armado. En los capítulos de diseño se desarrollará un marco teórico y práctico, en los que se detalla el proceso, resultados y principales conclusiones obtenidos a partir del proceso de diseño de cada elemento estructural. Finalmente, la tesis concluye con la presentación de los planos estructurales, los cuales presentan a detalle la distribución del refuerzo en los elementos del proyecto, así como los detalles constructivos específicos necesarios para garantizar una correcta ejecución de la obra.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres, Julio y Kelly, por su apoyo en toda circunstancia y por ser mi ejemplo de vida. A mi hermano Rodrigo por inspirarme a ser mejor cada día, a mis abuelitos por su amor incondicional en todo momento y a mi enamorada Nicole por darme el último impulso para concluir con este trabajo.

Sebastián Emiliano Vértiz Ríos



DEDICATORIA

Dedico esta tesis con todo mi cariño a mi mamá, por su amor y confianza incondicional durante este proyecto. A mi hermana, por motivarme y enseñarme el valor de la disciplina. A mi perrita Nyna, quien me acompañó en cada amanecida. Y a toda mi familia, porque cada uno, en su momento, me brindó el apoyo que necesitaba para seguir adelante.

Alessandra Nikole Salas Valdivia



ÍNDICE

1.	CAPÍTULO I: Aspectos generales	1
1.1.	Introducción	1
1.2.	Descripción del proyecto	2
1.3.	Objetivos	5
1.4.	Justificación	6
2.	CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	7
2.1.	Estructuración	7
2.1.1.	Criterios de estructuración	7
2.1.2.	Aplicación de los criterios de estructuración en el proyecto	8
2.2.	Predimensionamiento	10
2.2.1.	Generalidades	10
2.2.2.	Predimensionamiento de losas	10
2.2.3.	Predimensionamiento de vigas	13
2.2.4.	Predimensionamiento de columnas	14
2.2.5.	Predimensionamiento de placas	15
3.	CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO	16
3.1.	Parámetros sísmicos de la edificación	16
3.1.1.	Zonificación	16
3.1.2.	Condiciones geotécnicas	16
3.1.3.	Factor de Amplificación Sísmico	17
3.1.4.	Categoría de uso de la edificación	17
3.1.5.	Coeficiente Básico de Reducción de fuerzas sísmicas	17
3.2.	Análisis estructural	18
3.2.1.	Definición de espectro de diseño e hipótesis básicas	18
3.2.2.	Peso sísmico	20
3.2.3.	Centro de masa y centro de rigidez	20
3.2.4.	Modos de vibración de la estructura	21
3.3.	Análisis de las irregularidades en planta y en altura	23
3.3.1.	Irregularidades en planta (Ip)	23
3.3.2.	Irregularidades en altura (Ia)	28
3.4.	Análisis Dinámico Modal Espectral	30
3.4.1.	Comprobación del sistema estructural	31
3.4.2.	Control de derivas de entrepiso	31
3.4.3.	Junta de separación sísmica	32
3.5.	Análisis estático	33
3.5.1.	Cortante basal estático y distribución de fuerzas en altura	33

3.5.2.	Amplificación de fuerzas sísmicas	35
4.	CAPÍTULO IV: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO -NORMA E.060.....	36
4.1.	Conceptos Generales	36
4.2.	Diseño por Flexión Simple	37
4.3.	Diseño por Cortante	40
4.4.	Diseño por Flexocompresión	43
4.5.	Deflexiones en elementos sometidos a flexión	45
4.6.	Control de fisuraciones	46
5.	CAPÍTULO V: METRADO Y ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	48
5.1.	Generalidades	48
5.2.	Metrado de vigas peraltadas	49
5.3.	Metrado de losas aligeradas con Sistema Vigacero	53
5.4.	Metrado de losas macizas	55
5.5.	Metrado de vigas chatas	57
5.6.	Metrado de columnas	59
5.7.	Metrado de placas	63
6.	CAPÍTULO VI: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	66
6.1.	Losas Aligeradas	66
6.1.1.	Consideraciones generales	66
6.1.2.	Diseño por flexión	67
6.1.3.	Diseño por corte	71
6.1.4.	Control de deflexiones y fisuración.....	73
6.2.	Losas Macizas	77
6.2.1.	Consideraciones generales	77
6.2.2.	Diseño por flexión	77
6.2.3.	Diseño por corte	84
7.	CAPÍTULO VII: DISEÑO DE VIGAS	87
7.1.	Consideraciones generales	87
7.2.	Diseño por flexión.....	89
7.3.	Corte de acero	94
7.4.	Diseño por corte	97
7.5.	Control de deflexiones y fisuración	103
8.	CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE COLUMNAS	112
8.1.	Consideraciones generales	112
8.2.	Diseño por flexocompresión	113
8.3.	Diseño por corte	118

9.	CAPÍTULO IX: DISEÑO DE PLACAS	122
9.1.	Consideraciones generales	122
9.2.	Diseño por flexocompresión	123
9.3.	Verificación de núcleos confinados.....	130
9.4.	Diseño por corte	135
10.	CAPÍTULO XI: Diseño de Cimentaciones	140
10.1.	Consideraciones generales.....	140
10.1.1.	Predimensionamiento	140
10.1.2.	Diseño por punzonamiento	142
10.1.3.	Diseño por corte	144
10.1.4.	Diseño por flexión	145
10.2.	Ejemplo de diseño de zapata combinada	145
10.3.	Ejemplo de diseño de viga de cimentación	154
11.	CAPÍTULO XI: DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS	160
11.1.	Diseño de vigas chatas.....	160
11.1.1.	Consideraciones generales	160
11.1.2.	Diseño por flexión	160
11.1.3.	Diseño por corte	161
11.2.	Diseño de escaleras	163
11.2.1.	Consideraciones generales	163
11.2.2.	Diseño por flexión	164
11.2.3.	Diseño por corte	167
11.3.	Diseño de cisterna y cuarto de bombas	169
11.3.1.	Consideraciones generales	169
11.3.2.	Diseño por flexión	170
11.3.3.	Diseño por corte	176
12.	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	181
12.1.	Comentarios	181
12.2.	Conclusiones.....	182
13.	BIBLIOGRAFÍA.....	183

LISTA DE TABLAS

Tabla 1	<i>Altura de losa maciza según la longitud de su luz (adaptado de Blanco, 1994)</i>	13
Tabla 2	<i>Dimensiones usuales de vigas según la longitud de su luz (adaptado de Blanco, 1994)</i>	14
Tabla 3	<i>Cargas que soportan, la columna rectangular y la columna en “L”</i>	15
Tabla 4	<i>Factores de Zona “Z” (Adaptado de la Norma E.030, 2018)</i>	16
Tabla 5	<i>Factor de Suelo “S” (Adaptado de la Norma E.030, 2018)</i>	17
Tabla 6	<i>Períodos “Tp” y “Tl” (Adaptado de la Norma E.030, 2018)</i>	17
Tabla 7	<i>Peso sísmico de cada diafragma rígido de la edificación</i>	20
Tabla 8	<i>Ubicación de los centros de masa y de gravedad para cada nivel</i>	21
Tabla 9	<i>Periodos y masas participativas para cada modo de vibración de la estructura</i>	22
Tabla 10	<i>Factores de amplificación sísmica para los períodos fundamentales de la estructura</i>	23
Tabla 11	<i>Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección X-X con excentricidad positiva</i>	27
Tabla 12	<i>Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección X-X con excentricidad negativa</i>	27
Tabla 13	<i>Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección Y-Y con excentricidad positiva</i>	28
Tabla 14	<i>Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección Y-Y con excentricidad negativa</i>	28
Tabla 15	<i>Comprobación de irregularidad de masa</i>	29
Tabla 16	<i>Comprobación de irregularidad por piso blando-Dirección X-X</i>	29
Tabla 17	<i>Comprobación de irregularidad por piso blando-Dirección Y-Y</i>	30
Tabla 18	<i>Parámetros sísmicos finales de la edificación</i>	30
Tabla 19	<i>Cortante basal en cada dirección y porcentaje de fuerza tomado por los muros estructurales</i>	31
Tabla 20	<i>Derivas para cada uno de los casos de sismo analizados</i>	32
Tabla 21	<i>Desplazamientos inelásticos en cada una de las direcciones analizadas</i>	32
Tabla 22	<i>Distribución de fuerzas en altura para el sismo en la dirección X</i>	34
Tabla 23	<i>Distribución de fuerzas en altura para el sismo en la dirección Y</i>	35
Tabla 24	<i>Cálculo de factores de amplificación para todos los casos de sismo</i>	35
Tabla 25	<i>Metrado de cargas para el tramo “A’-A” de la viga peraltada del eje “2”</i>	51
Tabla 26	<i>Metrado de cargas para el tramo “A-C” de la viga peraltada del eje “2”</i>	51
Tabla 27	<i>Metrado de cargas para el tramo “C-F” de la viga peraltada del eje “2”</i>	52
Tabla 28	<i>Metrado de cargas para una vigueta típica de una losa aligerada</i>	54
Tabla 29	<i>Metrado de cargas para las losas macizas de los paños 6-8 y C-G</i>	57
Tabla 30	<i>Metrado de viga chata ubicada entre los ejes 7 y 8</i>	59
Tabla 31	<i>Metrado de la columna C3</i>	60
Tabla 32	<i>Cargas finales de la columna ubicada en la intersección de los ejes “3” y “A”</i>	61
Tabla 33	<i>Cargas finales con cargas vivas reducidas de la columna ubicada en la intersección de los ejes “3” y “A”</i>	62
Tabla 33	<i>Metrado de la placa entre los ejes 5-6 y C-D</i>	64
Tabla 34	<i>Cargas finales de la placa ubicada en la intersección de los ejes “5-6” y “C-D”</i>	65
Tabla 35	<i>Propiedades de los materiales y de la sección de losa aligerada de 20cm. Adaptado de Manual Técnico Vigacero (2017)</i>	67
Tabla 36	<i>Cálculo del acero requerido para los cuatro tramos a diseñar</i>	71
Tabla 37	<i>Cálculo del factor “Z” para la vigueta analizada</i>	76

Tabla 38	<i>Resumen de cargas distribuidas sobre paños de losa maciza</i>	79
Tabla 39	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X</i>	81
Tabla 40	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y</i>	81
Tabla 42	<i>Coeficiente de la Tabla 14 de Kalmanok para momentos flectores positivos y negativos. Manual para cálculo de placas (1961).</i>	82
Tabla 43	<i>Comparación y variación porcentual de los momentos flectores en losa empleando diferentes métodos</i>	83
Tabla 41	<i>Cálculo del acero requerido para los dos tramos a diseñar</i>	93
Tabla 42	<i>Longitud de corte de bastones en el segundo tramo de la viga VT-02</i>	96
Tabla 43	<i>Cálculo de cortantes por capacidad para la viga seleccionada</i>	101
Tabla 44	<i>Calculo de cortante de diseño para los tramos de la viga seleccionada</i>	101
Tabla 45	<i>Cálculo del factor “Z”</i>	111
Tabla 46	<i>Cargas que actúan en el extremo inferior de la columna C-3 en el primer piso</i>	115
Tabla 47	<i>Combinaciones de carga para la Columna C-3</i>	116
Tabla 48	<i>Construcción del diagrama de interacción de diseño para la dirección 33</i>	117
Tabla 49	<i>Combinaciones de carga para la fuerza cortante en la dirección 22</i>	120
Tabla 50	<i>Cálculo de fuerza cortante por capacidad para sistema estructural de muros</i>	120
Tabla 51	<i>Cargas que actúan en el extremo inferior de la placa P-9 en el primer piso</i>	125
Tabla 52	<i>Combinaciones de carga para la placa PL- 9 en el primer piso</i>	125
Tabla 53	<i>Construcción del diagrama de interacción de diseño para la dirección 3-3</i>	127
Tabla 54	<i>Construcción del diagrama de interacción de diseño para la dirección 3-3</i>	128
Tabla 55	<i>Cálculo del eje neutro para el caso de sismo positivo en la dirección X</i>	131
Tabla 56	<i>Cálculo del eje neutro para el caso de sismo positivo en la dirección Y</i>	132
Tabla 57	<i>Cargas muertas y vivas de la columna C4 extraídas del software ETABS.</i>	146
Tabla 58	<i>Cargas muertas y vivas de la columna Placa 7 extraídas del software ETABS.</i>	147
Tabla 62	<i>Excentricidades para la columna y placa</i>	149
Tabla 63	<i>Fuerzas aplicadas en el centroide de la zapata combinada</i>	149
Tabla 59	<i>Esfuerzos últimos sin sismo, por sismo X-X y sismo Y-Y en la zapata combinada</i>	151
Tabla 65	<i>Cálculo del acero requerido para los dos tramos a diseñar</i>	158
Tabla 60	<i>Metrado de cargas del primer tramo de la escalera típica-Garganta</i>	165
Tabla 61	<i>Metrado de cargas del primer tramo de la escalera típica-Descanso</i>	165
Tabla 62	<i>Diseño por flexión para el primer tramo de la escalera</i>	167
Tabla 63	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X</i>	171
Tabla 64	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y</i>	172
Tabla 65	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X</i>	174
Tabla 66	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y</i>	174
Tabla 68	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X</i>	176
Tabla 68	<i>Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y</i>	176

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1</i> Distribución arquitectónica del primer piso.....	4
<i>Figura 2</i> Distribución arquitectónica del piso típico	5
<i>Figura 3</i> Estructuración del piso típico del edificio	9
<i>Figura 4</i> Vista isométrica de losa aligerada Vigacero, (2018). Manual Técnico Vigacero. Arcoteco	11
<i>Figura 5</i> Peralte de losas clasificadas según la luz libre y sobrecarga. Quiun, (2014). Memoria Técnica del Sistema Vigacero. Prisma Ingenieros.	12
<i>Figura 6</i> Modelo computacional de la edificación.....	18
<i>Figura 7</i> Espectro de diseño en función del factor C	19
<i>Figura 8</i> Esquinas entrantes en las direcciones “X” y “Y”	24
<i>Figura 9</i> Longitudes en planta para determinar la discontinuidad en el diafragma	25
<i>Figura 10</i> Procedimiento para determinar los desplazamientos relativos máximo, mínimo y promedio en la dirección de análisis. Muñoz (2020). Comentarios a la Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción-SENCICO	26
<i>Figura 11</i> Estado de deformaciones y fuerzas en una sección rectangular-Hipótesis de Whitney (Apuntes del curso de Concreto Armado, 2016).....	37
<i>Figura 12</i> Estado de deformaciones y fuerzas para el cálculo de la cuantía balanceada (Apuntes del curso de Concreto Armado, 2016)	38
<i>Figura 13</i> Aporte de los estribos verticales (Apuntes del curso de Concreto Armado, 2016)	41
<i>Figura 14</i> Proceso de cálculo de un punto del diagrama de interacción (Apuntes del curso de Concreto Armado, 2016)	43
<i>Figura 15</i> Diagrama de interacción nominal y de diseño para un elemento a flexocompresión (Ottazzi, 2016).....	44
<i>Figura 16.</i> Área tributaria de la viga ubicada en el eje 2	50
<i>Figura 17</i> Distribución de cargas sobre la viga del eje 2	53
<i>Figura 18</i> Vigueta de losa aligerada ubicada entre los ejes G y H en un piso típico	54
<i>Figura 19</i> Distribución de cargas sobre la vigueta con Sistema Vigacero de una losa aligerada	55
<i>Figura 20</i> Paños de losas macizas entre los ejes 6-8 y ejes C-G.....	56
<i>Figura 21</i> Viga chata ubicada entre los ejes B y C	58
<i>Figura 22</i> Distribución de cargas sobre la viga chata entre los ejes 7-8 y B-C.....	59
<i>Figura 23</i> Columna ubicada en la intersección de los ejes 3 y A.....	60
<i>Figura 24</i> Placa 9 ubicada en la intersección de los ejes 5-6 y C-D.....	63
<i>Figura 25</i> Sección transversal de una losa aligerada de 20cm	66
<i>Figura 26.</i> Tramo de vigueta analizado.....	68
<i>Figura 27.</i> Modelo estructural empleado para el análisis de la vigueta	69
<i>Figura 28.</i> Diagrama de momento flector último en la viga analizada (ton.m)	69
<i>Figura 29.</i> Diagrama de fuerza cortante en la vigueta analizada (ton)	72
<i>Figura 30.</i> Diagrama de fuerza cortante en la vigueta analizada (ton)	73
<i>Figura 31.</i> Diseño por flexión y corte de la sección de vigueta analizada	73
<i>Figura 32.</i> Modelo de elementos finitos para los paños de losa maciza a analizar	78
<i>Figura 33.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11.....	79
<i>Figura 34.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22.....	80
<i>Figura 35.</i> Condiciones de apoyo del paño D-F/7-8 de acuerdo a la Tabla 16 de Kalmanok. Manual para cálculo de placas. (1961)	82
<i>Figura 36.</i> Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 13	84

<i>Figura 37.</i> Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 23	85
<i>Figura 38.</i> Armado final de los paños de losa maciza seleccionados	86
<i>Figura 39.</i> Diseño por capacidad. Extraído de la Norma E.060	88
<i>Figura 40.</i> Elevación de viga VT-02	89
<i>Figura 41.</i> Diagrama de momento flector por carga muerta	90
<i>Figura 42.</i> Diagrama de momento flector por carga viva	90
<i>Figura 43.</i> Diagrama de momento flector por carga de sismo en la dirección Y	91
<i>Figura 44.</i> Envoltorio de momento último del segundo tramo	91
<i>Figura 45.</i> Envoltorio de momento último del tercer tramo.....	92
<i>Figura 46</i> Ubicación de los puntos teóricos de corte en el tramo 2.....	94
<i>Figura 47</i> Capacidad resistente versus momentos últimos en el tramo analizado.....	96
<i>Figura 48</i> Acero por flexión-Viga 02	97
<i>Figura 49.</i> Diagrama de fuerza cortante por carga muerta.....	97
<i>Figura 50.</i> Diagrama de fuerza cortante por carga viva	98
<i>Figura 51.</i> Diagrama de fuerza cortante por carga de sismo en la dirección Y	98
<i>Figura 52.</i> Envoltorio de cortante último del segundo tramo	99
<i>Figura 53.</i> Envoltorio de cortante último del tercer tramo.....	99
<i>Figura 54.</i> Envoltorio de cortante con cargas de sismo amplificadas en la viga analizada.....	101
<i>Figura 55</i> Diseño final de la viga VT-02	111
<i>Figura 56</i> Ubicación de la columna C-3 en planta.....	114
<i>Figura 57</i> Direcciones principales de la columna C-3	115
<i>Figura 58</i> Diagrama de interacción para el sismo en dirección X-X.....	117
<i>Figura 59</i> Diagrama de interacción para el sismo en dirección Y-Y.....	118
<i>Figura 60.</i> Diseño final de la columna C-3.....	121
<i>Figura 61.</i> Ubicación y ejes locales de la placa PL-9.....	124
<i>Figura 62.</i> Armado preliminar de la Placa PL-9.....	126
<i>Figura 63.</i> Diagrama de interacción para la dirección 3-3.....	129
<i>Figura 64.</i> Diagrama de interacción para la dirección 2-2.....	129
<i>Figura 65.</i> Nuevo armado de la placa PL-11 en función a las necesidades de confinamiento.....	133
<i>Figura 66.</i> Diagrama de interacción para la dirección 3-3.....	134
<i>Figura 67.</i> Diagrama de interacción para la dirección 2-2.....	134
<i>Figura 68.</i> Diseño final de la placa P-9 para los primeros niveles de la edificación	139
<i>Figura 69</i> Sección crítica para la verificación por punzonamiento en la zapata. Extraído de Harmsen, 2017	143
<i>Figura 70</i> Sección crítica para la verificación por corte en la zapata. Extraído de Harmsen, 2017..	144
<i>Figura 71</i> Esquema de idealización para la obtención de fuerzas internas de una zapata combinada. Extraído de Harmsen, 2017	146
<i>Figura 72</i> Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio....	147
<i>Figura 73</i> Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en X+	148
<i>Figura 74</i> Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en X-.....	148
<i>Figura 75</i> Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en Y+	148
<i>Figura 76</i> Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en Y-.....	149
<i>Figura 77</i> Sección del área para verificación por corte	151

<i>Figura 78</i> Distribución de momentos mínimos en secciones críticas	153
<i>Figura 79</i> Distribución de momentos máximos en secciones críticas	153
<i>Figura 80</i> Armado final de la zapata combinada	154
<i>Figura 81</i> Esquema de idealización para la obtención de fuerzas internas de una viga de cimentación. Extraído de Harmsen, 2017	155
<i>Figura 82</i> Viga de cimentación VC-04 (conexión entre placa PL-2 Y C-2)	155
<i>Figura 83</i> Distribución de esfuerzos en la base de las zapatas bajo cargas de servicio (CM+CV)..	156
<i>Figura 84</i> Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas envolventes mínimas (CM+CV+SX)	157
<i>Figura 85</i> Envolvente de momento flector último de la viga de cimentación VC-04.....	157
<i>Figura 86.</i> Envolvente de fuerza cortante última de la viga de cimentación VC-04	159
<i>Figura 87</i> Armado final de la viga de cimentación VC-04	159
<i>Figura 88.</i> Carga última en viga chata seleccionada	160
<i>Figura 89.</i> Momentos últimos positivos en la viga chata de análisis (ton.m)	161
<i>Figura 90.</i> Fuerza cortante última en la viga chata de análisis (ton)	162
<i>Figura 91.</i> Armado final de la viga chata analizada.....	163
<i>Figura 92.</i> Dimensiones de paso, contrapaso y espesor efectivo de la escalera.....	164
<i>Figura 93.</i> Carga última en todos los elementos del primer tramo de la escalera	165
<i>Figura 94.</i> Momentos últimos del primer tramo de la escalera (ton.m).....	166
<i>Figura 95.</i> Diagrama de fuerza del primer tramo de la escalera típica (ton)	167
<i>Figura 96.</i> Armado final del primer tramo típico de la escalera	168
<i>Figura 97.</i> Modelo computacional para el análisis de la cisterna y cuarto de bombas	169
<i>Figura 98.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11 en la tapa de la cisterna	170
<i>Figura 99.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22 en la tapa de la cisterna	171
<i>Figura 100.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11 en el muro sujeto a cargas del terreno	173
<i>Figura 101.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22 en el muro sujeto a cargas del terreno	173
<i>Figura 102.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11 en el muro sujeto a cargas de agua.....	175
<i>Figura 103.</i> Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22 en el muro sujeto a cargas de agua.....	175
<i>Figura 104.</i> Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 13 en el techo de la cisterna	176
<i>Figura 105.</i> Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 23 en el muro sometido a cargas del terreno	177
<i>Figura 106.</i> Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 23 en el muro sometido a cargas de agua.....	177
<i>Figura 107.</i> Tapa de la cisterna y el cuarto de bombas	178
<i>Figura 108.</i> Corte A-A: Muros de cisterna y cuarto de bombas	179
<i>Figura 109.</i> Corte B-B: Muros de cisterna y cuarto de bombas	180

1. CAPÍTULO I: Aspectos generales

1.1.Introducción

El estudio centrará en el proceso completo del análisis y diseño de una edificación multifamiliar de concreto armado en el distrito Jesús María. El sistema estructural de la edificación estará compuesto por muros estructurales (placas) para tomar cargas de sismo y pórticos. El trabajo de techado de dicha edificación se encontrará compuesto por losas aligeradas con Sistema Vigacero y losas macizas, según las necesidades de carga. El sistema seleccionado para las losas aligeradas permite mejorar el comportamiento sísmico de la edificación, pues presenta un menor peso por metro cuadrado en comparación a un aligerado convencional, generando una reducción de la masa sísmica y de la cortante basal que recibe el edificio.

El presente estudio, se encontrará basado en lo expuesto en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Dentro de este conjunto de documentos se pueden encontrar las Normas Técnicas E.020 para cargas, E.030 para obtener los lineamientos de diseño sismorresistente, E.050 para cimentaciones y E.060 para concreto armado.

El trabajo se encontrará dividido en doce capítulos junto a un apartado dedicado a la bibliografía que se utilizará. Dentro de cada uno de los capítulos se expondrá el marco teórico pertinente para el desarrollo de los mismos.

El primer capítulo se encontrará enfocado en explicar los aspectos generales de todo el proyecto. El segundo capítulo consistirá en el proceso de estructuración como los planos de arquitectura que serán presentados en el siguiente apartado de este capítulo.

El capítulo tercero, se enfocará en desarrollar el estudio sísmico, enfocado en el estudio modal espectral en función de un sismo de diseño.

Tras contar con una estructura que posea elementos estructurales correctamente dimensionados, se presentarán los principales conceptos que valdrán para el desarrollo del diseño de los compendios

previamente dimensionados. Tras conocer los principales conceptos que se emplearán para el diseño, el capítulo cinco se enfocará en el metrado y asignación de cargas de gravedad.

Continuando con el desarrollo del trabajo, el capítulo seis presentará el minucioso proceso del bosquejo de las losas aligeradas y macizas. El sétimo apartado, se enfoca en el diseño de vigas; el capítulo ocho, bosquejo de columnas; el capítulo nueve, el diseño de placas; el capítulo diez, el diseño de las cimentaciones y el capítulo once, el diseño de elementos complementarios, como escaleras, vigas chatas y cisterna, siguiendo lo expuesto en las normas E.060 y el ACI 350-01. Para finalizar, el capítulo doce presentará las conclusiones de todo el desarrollo del trabajo y comentarios generales sobre los resultados obtenidos en base al diseño.

Durante la elaboración del proyecto se emplearán, principalmente, los softwares SAP 2000, ETABS; y SAFE.

1.2.Descripción del proyecto

a. Características principales

El presenta trabajo se centra en un edificio multifamiliar de 10 pisos, el cual cuenta con 348 m² de área construida del terreno, en cada piso típico; 957 m², de área total del terreno y una altura entrepiso de 2.85 m. La estructura está conformada por un departamento en el primer nivel y dos departamentos por piso típico en los demás niveles. En ese sentido, el edificio está constituido por diecinueve departamentos en total. El departamento del primer piso posee un metraje de 219 m². En un piso característico existen dos tipos de departamentos, uno con tres habitaciones de 203 m² de área aproximadamente y otro con dos habitaciones de 109 m². Asimismo, el edificio posee un ascensor principal, un ascensor de servicio y una escalera común.

b. Detalles de los materiales

Resistencia compresión del concreto ($f'c$):	210 kg/cm ²
Módulo elasticidad del concreto (Ec):	$15000\sqrt{f'c} = 217000$ kg/cm ²
Poisson (σ):	0.15
Resistencia acero en fluencia (fy):	4200 kg/cm ²
Elasticidad del acero (Es):	20000000 kg/cm ²

c. Planos del proyecto

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, en la Figura 1 se puede notar el repartimiento de espacios en el primer piso, tales como la recepción, el vestíbulo y el departamento 101. En las Figuras 1 y Figura 2 se observa el piso típico del edificio y la distribución de los dos departamentos.



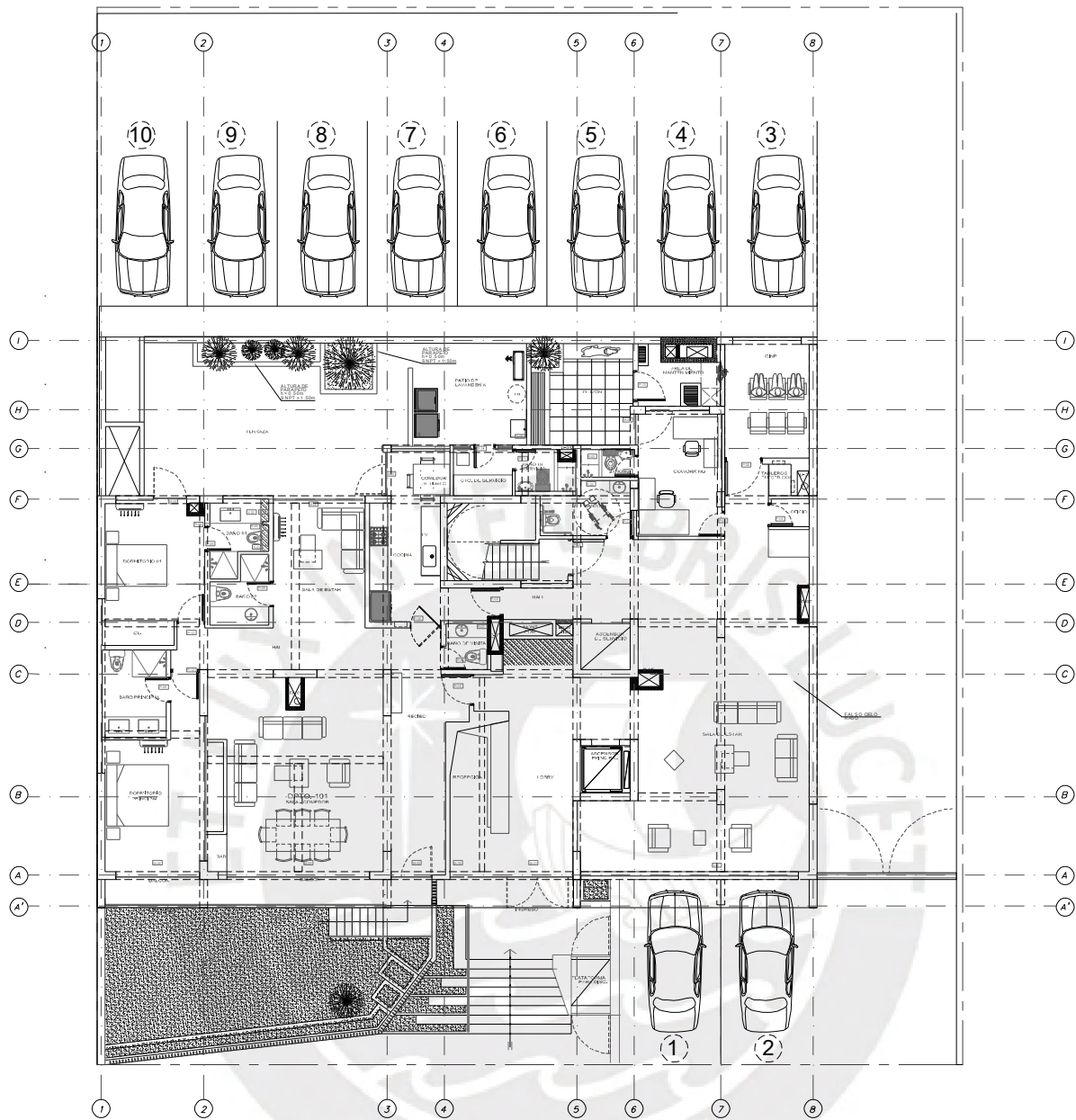
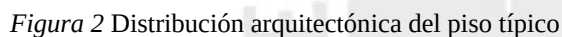


Figura 1 Distribución arquitectónica del primer piso



a. Objetivo general

b. Objetivos específicos:

- 5

- Elaborar los planos estructurales con los detalles constructivos necesarios para una futura ejecución

1.4. Justificación

Se estima que aproximadamente el 70% de viviendas en nuestro país son informales, es decir, son proyectadas sin contar con asesoría de profesionales calificados. El resultado más notable producido por este proceso se puede ver reflejado en la gran cantidad de viviendas vulnerables frente a eventos sísmicos en el Perú, y en particular en la ciudad de Lima, la cual ha crecido de forma desordenada y sin un control urbanístico adecuado.

El escenario de viviendas vulnerables, sumado al alto nivel de peligro sísmico, coloca a muchas viviendas de nuestra capital en una situación de riesgo elevado. A todo ello se le suma que, Lima se ubica en una zona de mutismo sísmico. Por lo tanto, está acumulando una cantidad de energía importante, la cual no ha sido liberada debido a que en este sector del país no se produce un sismo severo desde 1974 (Kuroiwa, 2016).

La situación descrita anteriormente hace notar la necesidad de proyectar y diseñar edificaciones que se encuentren en la capacidad de presentar comportamientos que se alineen con los objetivos más importantes.

2. CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1.Estructuración

2.1.1. Criterios de estructuración

Se busca plantear una estructura económica y estética respetando los requerimientos arquitectónicos, funcional y segura. De acuerdo a lo establecido por Blanco (1994), los aspectos más relevantes al tomar en cuenta son:

a. Simplicidad y simetría

Trabajar con estructuras simples permite obtener modelos de análisis idealizados más cercanos a la realidad, con ello se puede predecir una mayor precisión la manera en la que se comportara la estructura proyectada. Asimismo, contar con una estructura simétrica en las direcciones principales de análisis reduce la probabilidad que se produzcan efectos torsionales.

b. Resistencia y ductilidad

Una de las características principales de las cargas sísmicas es que estas se presentan eventualmente y durante un período muy corto. Por dicha razón, las estructuras se proyectan con una resistencia menor a la necesaria para soportar los efectos producidos por el movimiento sísmico. La diferencia restante debe cubrirse otorgándole una adecuada ductilidad a la estructura, lo que permitirá que los elementos como vigas puedan ingresar a un régimen inelástico sin que se produzcan fallas frágiles.

c. Hiperestaticidad y monolitismo

Contar con una disposición hiperestática permite dotar de una mayor capacidad resistente a la estructura. Por lo tanto, se admite que la estructura cuente con un mayor grado de seguridad.

d. Uniformidad y continuidad de la estructura

Es necesario contar una configuración continua en planta y en elevación. Así, se debe procurar no eliminar placas en ningún nivel, a menos que sea estrictamente necesario, pero teniendo en consideración los efectos que puede conllevar esa decisión.

e. Rigidez lateral

Es importante dotar de elementos estructurales que ofrezcan inflexibilidad, con el objetivo de resistir fuerzas horizontales producto de un movimiento sísmico sin que se presenten deformaciones importantes.

f. Diafragmas rígidos

Para el análisis, se considera que cada uno de los sistemas de techado de todos los niveles se comportan como elementos rígidos en su plano, permitiendo que los elementos de una losa se idealicen como una unidad. La condición de diafragma rígido se verifica considerando que la estructura no debe presentar grandes aberturas ni reducciones drásticas en planta, para evitar reducir la rigidez de las losas.

2.1.2. Aplicación de los criterios de estructuración en el proyecto

Se establecieron dos direcciones ortogonales entre sí para partir con el proceso de estructuración. La *Figura 3* da la ubicación de todos los elementos repartidos en planta.

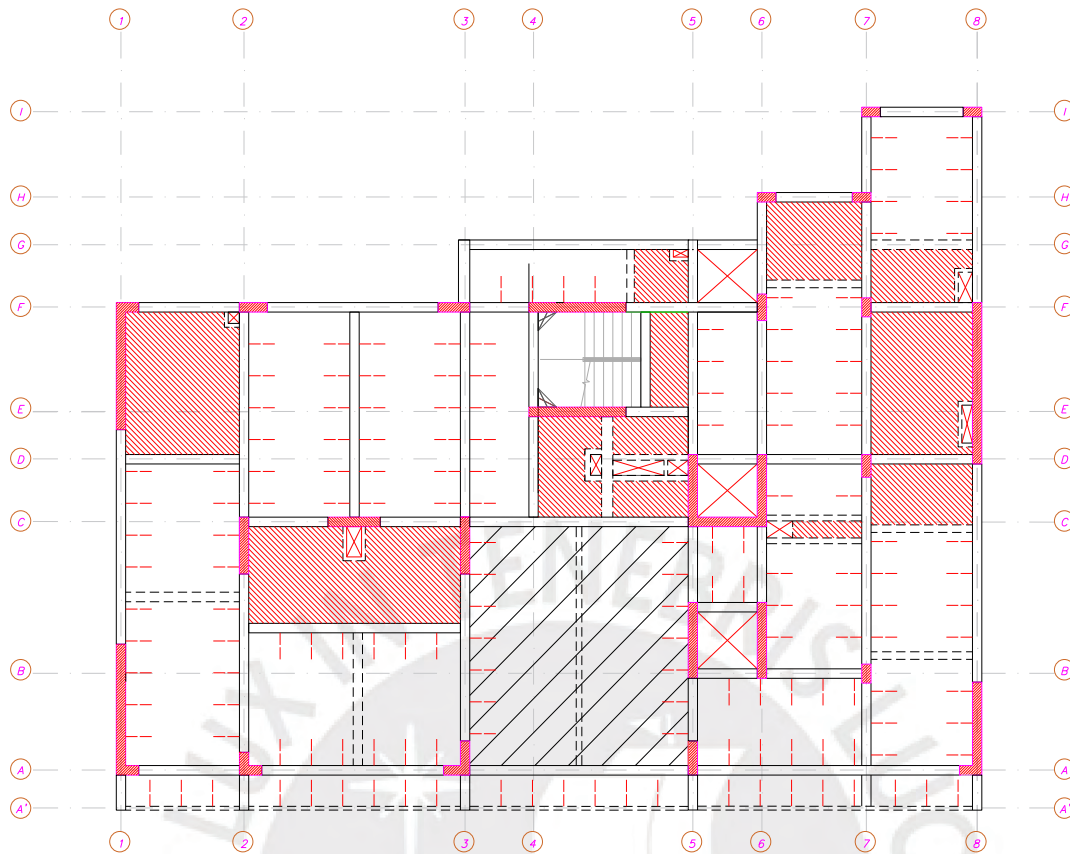


Figura 3 Estructuración del piso típico del edificio

La disposición del tipo de losa se realizó en función de las dimensiones de los paños. Es decir, en paños muy alargados, se optó por losas aligeradas, mientras que, para paños con dimensiones similares en ambas direcciones, se decidió utilizar losas macizas.

Por un lado, las losas macizas se ubicaron cerca de las escaleras y los baños. Por otro lado, las losas aligeradas se ubican en la cocina lavandería y dormitorios. La distribución de ductos en planta permite que no se produzcan discontinuidades importantes en el sistema de techado; por ello, el diafragma de cada uno de los pisos puede ser considerado rígido.

Se colocaron vigas peraltadas junto con columnas para formar pórticos. La distribución de todos los elementos se realizó respetando lo dispuesto en los planos arquitectónicos. La mayoría de las vigas se apoyan en placas y vigas, pero también se cuenta con el caso de vigas que se apoyan sobre otras. En el caso de las columnas, éstas serán de dos tipos: rectangulares y en “L”.

Dentro del plano estructural se pueden encontrar placas en una o dos direcciones como son el caso de las placas en forma de “C” o “L”. La placa en forma de “C” se encuentran alrededor de la zona del ascensor de servicio; por otro lado, las placas en forma de “L” se ubican cercanas a las esquinas de la edificación.

Durante el proceso de estructuración, se realizaron modificaciones a las longitudes dispuestas por los planos de arquitectura para evitar concentrar rigidez en un extremo de la estructura. Con ello se evita generar torsión, lo cual podría generar grandes daños.

2.2. Predimensionamiento

2.2.1. Generalidades

El predimensionamiento se define como un proceso primario que se realiza para estimar las medidas iniciales de los elementos estructurales, lo cual permite analizar y verificar la estructura. Por ello, es prudente conocer bajo qué dimensiones es común que estos elementos se comporten adecuadamente (Acero, 2020).

2.2.2. Predimensionamiento de losas

a) Aligerados con Sistema Vigacero:

Compuesto por viguetas de acero estructural, las cuales cuentan con un ancho de 75cm y una altura de 15cm para losas de 20cm de peralte; y 20cm para losas de 25cm (Arcotecho, 2018). La *Figura 4* muestra una vista isométrica del armado de los casetones junto a las viguetas y la malla de acero de temperatura empleada para la losa superior de acuerdo al manual del fabricante.

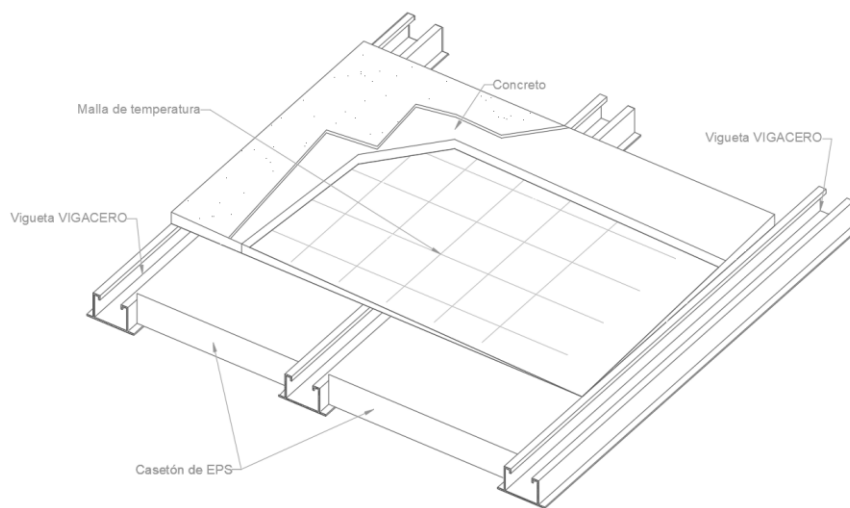


Figura 4 Vista isométrica de losa aligerada Vigacero. Adaptado de Manual Técnico Vigacero. Arcotecho, 2018

Dentro de las principales bondades que se puede encontrar en el uso de este sistema de losas aligeradas se encuentra el menor uso de puntales, la minimización de encofrados, el ahorro de materiales, optimización de mano de obra, menor riesgo de accidentes y una mayor utilidad al lograr una reducción en el tiempo de armado. (Arcotecho, 2018)

Las losas aligeradas con Sistema Vigacero en una sola dirección pueden ser dimensionadas mediante la clasificación propuesta por el Ingeniero Daniel Quiun en la “Memoria Técnica del Sistema Vigacero”. Esta clasificación sigue dos criterios principales: la sobrecarga de la losa y la luz libre. La *Figura 5* presenta las alturas propuestas de acuerdo con estos criterios.

ESPESOR 1.50 mm Negro o Galvanizado								
DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGUETAS ES 0.84 m y CASETON DE 0.75 m								
Sobrecarga Kg/m ²								
Luz libre (m)	100	200	300	400	500	600	700	800
	ESPESOR DE CONCRETO 4 cm.			ESPESOR DE CONCRETO 5 cm.				
SIN APUNTALAMIENTO	2.0							
	2.2							
	2.4							
	2.6							
	2.8							
	3.0							
	3.2							
	3.4							
	3.6							
	3.8							
	4.0							
	4.2							
CON APUNTALAMIENTO	4.4							
	4.6							
	4.8							
	5.0							
	5.2							
	5.4							
	5.6							
	5.8							
	6.0							
	6.2							
	6.4							
	6.6							
	6.8							
	7.0							
	7.2							
	7.4							

Figura 5 Peralte de losas clasificadas según la luz libre y sobrecarga. Adaptado de Memoria Técnica del Sistema Vigacero. Quiun, (2014).

Como ejemplo de la aplicación de los criterios previamente mencionados, se escoge la losa entre los ejes “A-D” y “1-2”, la cual tiene una longitud de luz de 3.05m. Para el presente proyecto, la sobrecarga ejercida sobre las losas es convencional de 200 kg/cm² y el espesor de la losa sería 13 cm. Sin embargo, se utilizará 20 cm como altura de techo como mecanismo de aislamiento acústico y uniformidad estructural.

b) Losas macizas:

Clasificadas mediante tres criterios. El primer criterio, según Blanco (1994), permite seleccionar el grosor sobre la luz libre más crítica, definida como la más larga de las dos, tal como se detalla en la Tabla 1. El segundo criterio señala que el espesor es igual a la longitud de la luz dividida entre 40, mientras que el tercer criterio indica que el espesor se determina mediante la división del perímetro de la losa armada entre 180.

Tabla 1

Altura de losa maciza según la longitud de su luz (adaptado de Blanco, 1994)

Longitud de luz (ln)	Altura total de la losa maciza (sin considerar piso terminado)
$ln < 4 \text{ m}$	7 cm
$4 \text{ m} < ln < 5.5 \text{ m}$	10 cm
$5 \text{ m} < ln < 6.5 \text{ m}$	15 cm
$6 \text{ m} < ln < 7.5 \text{ m}$	20 cm

Como ejemplo de aplicación de los criterios previamente mencionados, se entre los ejes “B-C” y “2-3”, con 5.67 m de largo y 2.55 m de ancho, siendo el largo la longitud crítica de luz de la losa. Conforme al primer criterio, el peralte de la losa sería 15 cm; según el segundo criterio, 15 cm y de acuerdo al tercer criterio, 10 cm. Con el propósito de mantener una uniformidad estructural y como parte de un mecanismo para el aislamiento acústico, se opta por el valor de 20 cm como el espesor.

2.2.3. Predimensionamiento de vigas

El peralte de las vigas estructurales se suele dimensionar considerando una fracción de su luz libre, la cual suele encontrarse entre $1/10$ y $1/12$ de dicha longitud. Por otra parte, para determinar el valor del ancho de las vigas, se considera un valor comprendido entre 0.3 y 0.5 del peralte seleccionado. Asimismo, se debe tener en cuenta que el ancho mínimo es 0.25 m según la norma E.060. Adicionalmente a los criterios anteriores mencionados, Blanco (1994) presenta consideraciones adicionales para la selección de las vigas puesto de la longitud de la luz libre, dichas consideraciones se encuentran detalladas en la Tabla 2.

Tabla 2

Dimensiones usuales de vigas según la longitud de su luz (adaptado de Blanco, 1994)

Longitud de luz	Dimensiones usuales de vigas (b x h, cm)
$L \leq 5.5 \text{ m}$	25x50, 30x50
$L \leq 6.5 \text{ m}$	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5 \text{ m}$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5 \text{ m}$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5 \text{ m}$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Como ejemplo de aplicación de los criterios, se escoge la viga del eje “A” entre los ejes “3-5”, la cual cuenta con 5.86 metros de longitud de luz libre. Aplicando los dos primeros criterios, la longitud del peralte debería medir entre 49 y 59 cm y el valor de la longitud de la base debería ubicarse entre 15 y 30 centímetros. Tomando en consideración los intervalos encontrados para estos valores y las dimensiones sugeridas por Blanco, se opta por una viga de 25x60cm.

2.2.4. Predimensionamiento de columnas

Para el dimensionamiento de las columnas se debe considerar la magnitud de la carga axial producida por las cargas en servicio:

- En caso la carga axial sea elevada, se considera que el área de la columna es igual a la carga axial bajo cargas de servicio ($P_{servicio}$) entre 0.45 veces.
- Si la carga axial es baja, como es en el caso de las columnas exteriores y de borde, el área de la columna es igual a la carga axial bajo cargas de servicio ($P_{servicio}$) entre 0.35 veces.

A modo de ejemplo, se seleccionan dos tipos de columnas: una rectangular y una en “L”, las cuales soportan las cargas del sistema de techado de 10 pisos típicos. La columna rectangular se ubica en el encuentro de los ejes “6” y “H”, mientras que la viga en “L” en la intersección de los ejes “2” y “A”. Para ejemplificar mejor las cargas que llegan a dichas columnas se adjunta la Tabla 3.

Tabla 3

Cargas que soportan, la columna rectangular y la columna en "L"

	Columna rectangular (exterior)	Columna en "L" (exterior)
Área tributaria por piso (m²)	2.50	16.8
Peso por m² (ton/m²)	1	1
Peso por piso (ton)	2.50	16.8
Pservicio(ton)	2.50*10=25	16.8*10=168
f'c (kg/cm²)	210	210
Criterio a utilizar	0.35 f'c	0.35 f'c
Área requerida de la columna (cm²)	340	2286
Dimensiones (cm)	25x50	60x25 (en ambas direcciones)

2.2.5. Predimensionamiento de placas

Se admite espesores mínimos de 10 cm, también se pueden considerar espesores de 20 o 30 cm. Además, para casos de poca concurrencia de placas en una dirección, se pueden emplear anchos mayores de 40, 50 o 60 cm. Para poder determinar la longitud de estos muros, se requiere desarrollar, en primer lugar, el análisis sísmico de la estructura, para así obtener una longitud eficiente que permita tomar adecuadamente las cargas laterales. A manera de ejemplo, se escoge la placa eje 5, considerando un grosor de 25 cm, al igual que las vigas y columnas de toda la edificación, facilitando la unión y el armado.

3. CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Parámetros sísmicos de la edificación

Es obligatorio definir los principales parámetros para poder establecer el espectro preliminar de diseño que servirá para analizar la estructura por medio del método dinámico espectral, en conjunto con el método estático. Es importante resaltar que ambos tipos de análisis servirán para hallar las fuerzas de diseño de la edificación.

3.1.1. Zonificación

La Norma E.030 divide al país en cuatro zonas sísmicas, en función a la ubicación dentro del mapa, se asigna el factor Z de acuerdo al artículo 10.2. Al contar con un proyecto emplazado en Lima Metropolitana, la Norma obliga a trabajar con un factor Z igual a 0.45 (Zona 4).

Tabla 4
Factores de Zona “Z” (Adaptado de la Norma E.030, 2018)

Zona	Factor “Z”
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

3.1.2. Condiciones geotécnicas

El artículo 13 de la E.030 indica que el tipo de suelo sobre el cual se trabaja permite determinar parámetros de sitio como el factor de aumento del suelo “S” y los períodos “Tp” y “Tl”.

Tabla 5

Factor de Suelo “S” (Adaptado de la Norma E.030, 2018)

Zona/Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 6

Períodos “Tp” y “Tl” (Adaptado de la Norma E.030, 2018)

Períodos	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
Tl (s)	3	2.5	2.0	1.6

3.1.3. Factor de Amplificación Sísmico

De acuerdo EMS, se encontrará emplazado en un suelo S1 por lo que el factor S con el que se debe trabajar es 1.00, debido a que el proyecto estará dentro de la zona 4 del mapa sísmico del país. Por otro lado, los valores de “Tp” y “Tl” serán iguales a 0.4 y 2.5 segundos.

$$\text{Si } T < T_p, \quad C = 2.5$$

$$\text{Si } T_p < T < T_l, \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$\text{Si } T > T_l, \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T}\right)$$

3.1.4. Categoría de uso de la edificación

La Norma E.030 establece un factor de importancia “U” para el examen sísmico en función al uso que tendrá la estructura una vez construida. El artículo 15 de dicho documento indica que, para edificios multifamiliares, se empleara un factor igual a 1 al tratarse de una estructura común (Categoría “C”)

3.1.5. Coeficiente Básico de Reducción de fuerzas sísmicas

Las estructuras de concreto cuentan con diferentes 4 sistemas: pórticos, duales, muros estructurales, y muros de ductilidad limitada. Debido a la distribución de elementos estructurales, la

edificación es de muros estructurales y por ello, le pertenece un valor básico de reducción sísmica (R_0) igual a 6.

3.2. Análisis estructural

Será realizado empleando un modelo computacional en ETABS, las vigas y columnas serán definidos como 'Frame', los elementos tipo muro o placa se definirán como 'Shell-Thin', al mientras que las losas macizas y aligeradas se trabajarán como objetos tipo 'Membrane'. Todos los elementos que pertenecen al mismo nivel se verán vinculados por medio un diafragma rígido.

El modelo computacional definido permitirá el análisis dinámico, así como el análisis estático, definiendo los principales parámetros sísmicos requeridos para obtener resultados por cada uno de esos métodos.

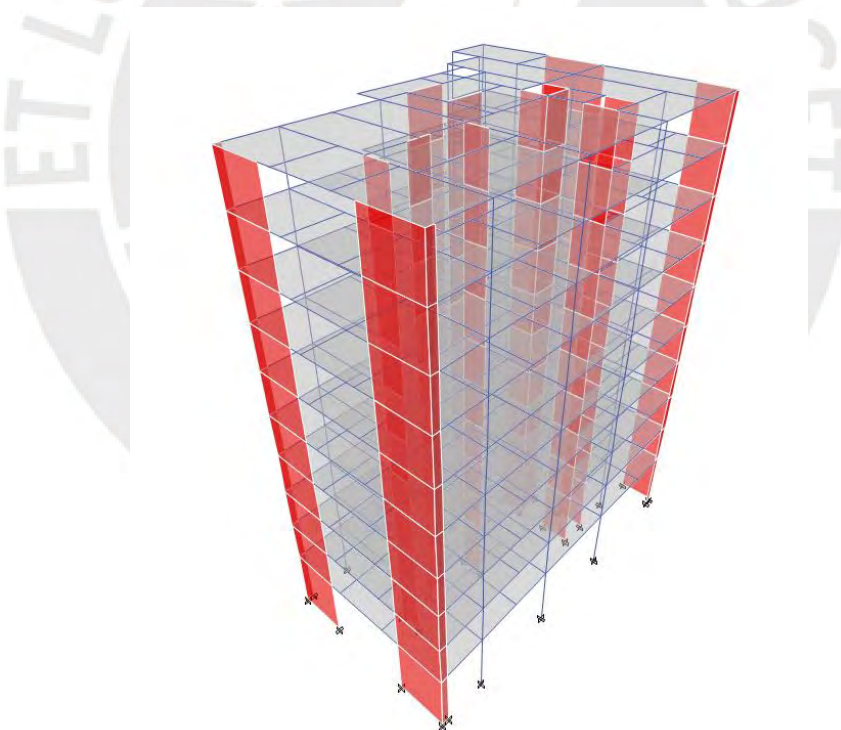


Figura 6 Modelo computacional de la edificación

3.2.1. Definición de espectro de diseño e hipótesis básicas

Mediante el análisis dinámico es posible estimar las fuerzas que actúan por medio de la combinación de hallazgos para los principales modos de vibración de la estructura, en función de la

masa participativa de cada modo, de la estructuración de la edificación. El método de combinación modal es de la combinación cuadrática completa (**CQC** por sus siglas en inglés) expuesto en el inciso 26.3 de la Norma E.030. Esto calcula la respuesta considerando un factor de amortiguamiento constante igual al 5%.

Se define un espectro en ETABS para realizar el análisis sísmico en función al factor de amplificación “C” haciendo uso de los intervalos, para un suelo tipo 1 en la zona 4 como se puede observar en la Figura 7.

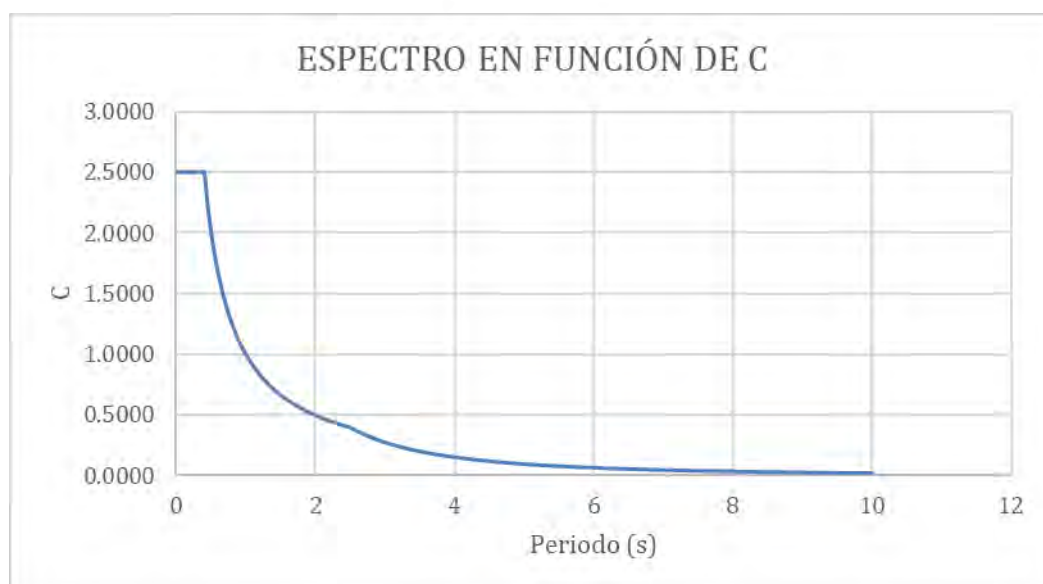


Figura 7 Espectro de diseño en función del factor C

Tras ingresar el espectro de respuesta, se definen los casos de sismo en las direcciones “X” y “Y” con excentricidades negativas y positivas. Para poder definir estos sismos es necesario determinar un factor de escala en base a los parámetros sísmicos calculados en el análisis preliminar.

$$F. escala sismo = \frac{ZUSg}{R} = \frac{0.45 * 1 * 1 * 9.81}{6} = 0.7358$$

Luego de calcular el factor para escalar cada uno de los sismos, se definen los cuatro casos con los que se trabajará el análisis espectral: dos con excentricidad positiva (Sismo X+ y Sismo Y+) y dos con excentricidad negativa (Sismo X- y Sismo Y-). Además, se delimito dentro del modelo a la deriva como un caso de carga para facilitar la visualización de resultados. Para este caso también se utilizó

un factor de escala, el cual es equivalente a multiplicar el factor utilizado para el caso de sismo por 0.75R. El factor debe ser obtenido empleando la expresión 0.75R. El factor de escala para las derivas puede ser encontrado por medio de la siguiente expresión:

$$F.escala\ derivas = ZUSg * 0.75 = 0.45 * 1 * 9.81 * 0.75 = 3.31$$

3.2.2. Peso sísmico

En función al peso de cada una de las losas sobre cada uno de los techos de la edificación, el programa determina la masa concentrada en cada uno de los niveles. Si cada uno de esos valores se multiplican por el valor de la gravedad y se dividen entre el área total en planta (348m²), se puede obtener el valor por metro cuadrado del peso de cada entrepiso de la edificación modelada. La Tabla 7 muestra los valores obtenidos:

Tabla 7
Peso sísmico de cada diafragma rígido de la edificación

Nivel	Masa (ton. s2/m)	Peso (ton)	Peso (ton/m2)
Piso 10	19.70	193.25	0.55
Piso 9	35.04	343.75	0.99
Piso 8	35.04	343.75	0.99
Piso 7	35.04	343.75	0.99
Piso 6	35.04	343.75	0.99
Piso 5	35.04	343.75	0.99
Piso 4	35.04	343.75	0.99
Piso 3	35.04	343.75	0.99
Piso 2	35.04	343.75	0.99
Piso 1	36.87	361.67	1.04
Peso total		3304.96 ton	

Se observa que los valores obtenidos son muy cercanos a 1 ton/m², un valor habitual para el peso por metro cuadrado en edificaciones destinadas a vivienda.

3.2.3. Centro de masa y centro de rigidez

Inicialmente, al definir la masa sísmica dentro del programa se asume que se contará con 5% de excentricidad accidental en cada dirección, es decir, que ambos puntos geométricos no coinciden en

ubicación, pero que la diferencia en cada dirección entre estos puntos es igual al 5% de las dimensiones de la edificación en cada dirección. La Tabla 8 muestra la ubicación de los puntos en cada nivel, la diferencia entre cada uno de ellos y el porcentaje que representa dicha diferencia en función a las dimensiones de la edificación.

Tabla 8
Ubicación de los centros de masa y de gravedad para cada nivel

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)	%X	%Y
Piso 10	13.28	7.95	14.44	9.27	-1.17	-1.32	5%	7%
Piso 9	13.61	8.39	14.39	9.27	-0.78	-0.88	3.4%	5%
Piso 8	13.61	8.39	14.33	9.27	-0.72	-0.88	3.1%	5%
Piso 7	13.61	8.39	14.26	9.28	-0.64	-0.89	2.8%	5%
Piso 6	13.61	8.39	14.17	9.29	-0.56	-0.90	2.4%	5%
Piso 5	13.61	8.39	14.07	9.30	-0.46	-0.91	2.0%	5%
Piso 4	13.61	8.39	13.95	9.31	-0.34	-0.92	1.5%	5%
Piso 3	13.61	8.39	13.81	9.32	-0.20	-0.94	0.8%	5%
Piso 2	13.61	8.39	13.64	9.36	-0.02	-0.98	0.1%	5%
Piso 1	13.60	8.37	13.48	9.45	0.12	-1.08	0.5%	6%

Se observa que, para cada uno de los niveles, los centros de masa y de rigidez no se encuentran la misma ubicación espacial y presentan diferencias cercanas al 5% en ambas direcciones.

3.2.4. Modos de vibración de la estructura

Es indispensable conocer los modos de vibración y los períodos fundamental correspondientes a cada dirección de la estructura, de esta manera, se podrá determinar el factor “C” que corresponde a cada período dentro del espectro de diseño. La Tabla 9 permite observar los períodos de cada uno de los 30 modos de vibrar.

Tabla 9

Periodos y masas participativas para cada modo de vibración de la estructura

Modo	Periodo (s)	MX (%)	MY (%)	MX Acumulada (%)	MY Acumulada (%)
1	0.991	76.23%	0.01%	76.23%	0.01%
2	0.761	0.28%	60.07%	76.51%	60.07%
3	0.686	0.76%	14.54%	77.27%	74.62%
4	0.281	13.21%	0.00%	90.48%	74.62%
5	0.196	0.00%	14.53%	90.48%	89.15%
6	0.176	0.12%	0.42%	90.60%	89.57%
7	0.135	4.68%	0.00%	95.28%	89.57%
8	0.088	0.00%	5.32%	95.28%	94.89%
9	0.082	2.25%	0.00%	97.53%	94.89%
10	0.077	0.00%	0.00%	97.53%	94.89%
11	0.055	1.15%	0.00%	98.68%	94.89%
12	0.051	0.00%	2.52%	98.68%	97.41%
13	0.044	0.00%	0.01%	98.68%	97.42%
14	0.041	0.63%	0.00%	99.30%	97.42%
15	0.034	0.00%	1.27%	99.30%	98.68%
16	0.032	0.35%	0.00%	99.65%	98.68%
17	0.029	0.01%	0.01%	99.66%	98.69%
18	0.026	0.20%	0.00%	99.85%	98.69%
19	0.025	0.00%	0.66%	99.85%	99.35%
20	0.022	0.10%	0.00%	99.96%	99.35%
21	0.022	0.00%	0.00%	99.96%	99.36%
22	0.02	0.04%	0.00%	100.00%	99.36%
23	0.02	0.00%	0.35%	100.00%	99.71%
24	0.017	0.00%	0.00%	100.00%	99.71%
25	0.016	0.00%	0.18%	100.00%	99.89%
26	0.015	0.00%	0.00%	100.00%	99.89%
27	0.014	0.00%	0.08%	100.00%	99.98%
28	0.013	0.00%	0.02%	100.00%	100.00%
29	0.013	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
30	0.012	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%

El modo de vibración 1 es el predominante en la dirección X con un período de 0.991 segundos. con una masa participativa cercana al 76%; mientras que en la dirección Y, el modo de vibración 2 es el que presenta un mayor porcentaje de masa participativa con cerca de un 60% y un período de 0.761 segundos.

Los períodos principales de la edificación son mayores a 0.40s, por lo que el valor de C que se utilizará se calculará empleando el espectro mostrado en la *Figura 7*.

Tabla 10

Factores de amplificación sísmica para los períodos fundamentales de la estructura

	Periodo (s)	C
Dirección X	0.991	1.01
Dirección Y	0.761	1.31

3.3.Análisis de las irregularidades en planta y en altura

La Norma E.030 define las irregularidades en dos grupos principales: irregularidades en planta (Ip) y en altura (Ia).

3.3.1. Irregularidades en planta (Ip)

3.3.1.1.Esquinas entrantes

Una edificación califica con esta irregularidad si es que presenta esquinas entrantes, las cuales deben representar más del 20% de la dimensión. La *Figura 8* presenta las esquinas entrantes de mayor dimensión en la edificación.

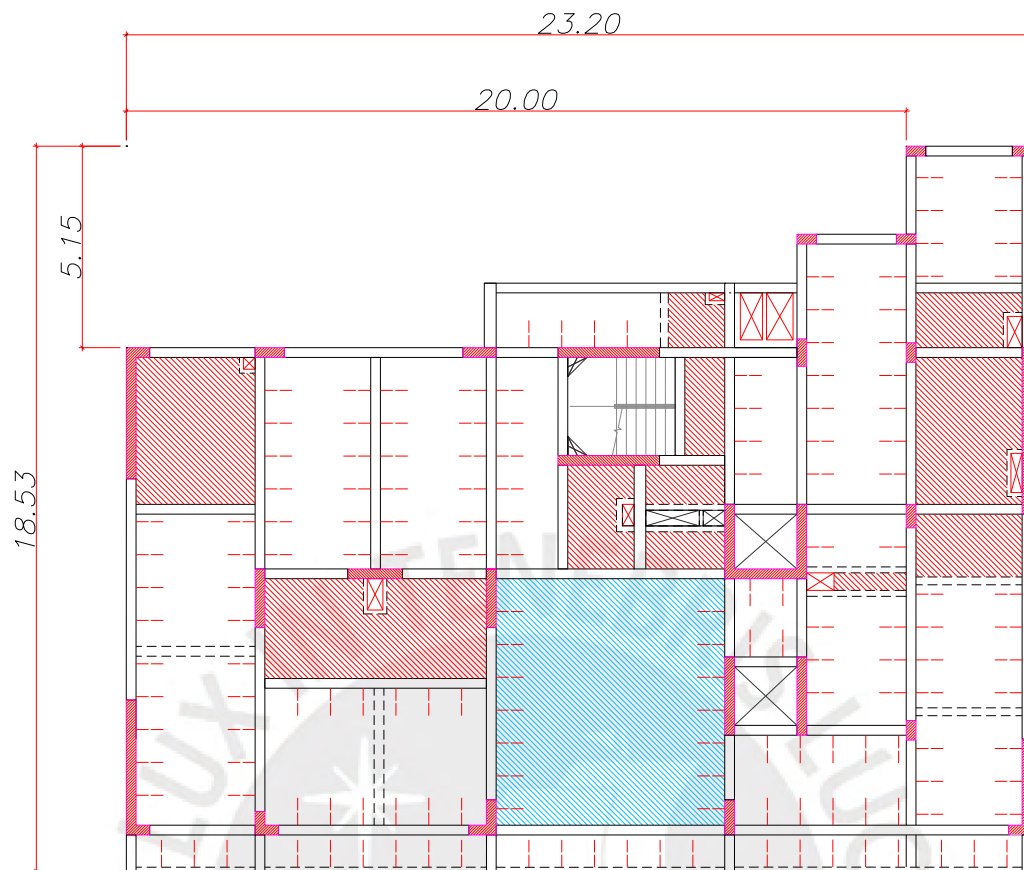


Figura 8 Esquinas entrantes en las direcciones “X” y “Y”

Con las dimensiones definidas y considerando que la edificación presenta una longitud total de 23.20 metros en la dirección X y 18.53 metros en la dirección Y, se puede calcular que porcentaje representan las esquinas entrantes y si es que se presenta este tipo de irregularidad.

$$\text{Esquina entrante x-x} = 20.00 / 23.20 \text{m} = 86\%$$

$$\text{Esquina entrante y-y} = 5.15 \text{m} / 18.53 \text{m} = 28\%$$

Los valores son mayores al 20%, por lo que se puede decir que este tipo de irregularidad se encuentra presente en el edificio en ambas direcciones.

3.3.1.2. Discontinuidad en el diafragma

Se presenta cuando se tiene alguna sección transversal. Se analizará la sección transversal más crítica en la dirección Y haciendo uso de las longitudes mostradas en la Figura 9.

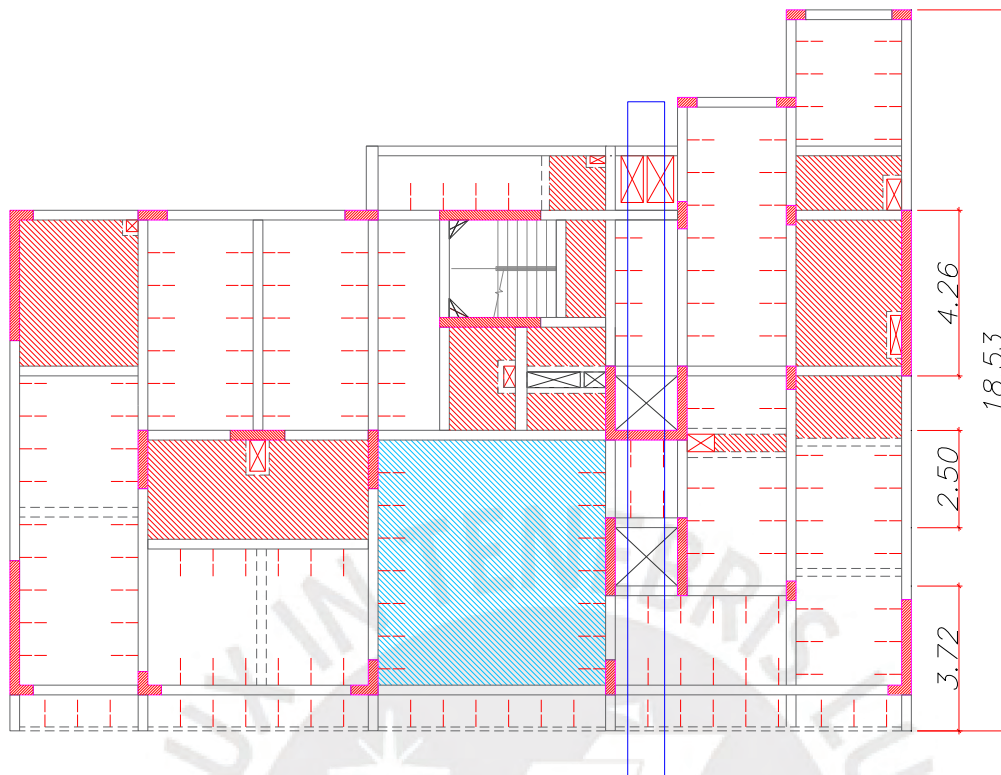


Figura 9 Longitudes en planta para determinar la discontinuidad en el diafragma

$$\text{Discontinuidad del diafragma} = (4.26 + 2.50 + 3.72) \text{ m} / 18.53 \text{ m} = 56\%$$

Se observa que el valor es mayor al 25% planteado por la Norma, por lo que se puede decir que este tipo de irregularidad no se encuentra presente en el edificio.

3.3.1.3. Irregularidad por torsión

El acápite 17 de la Norma E.030 (2018) indica que para conocer si una estructura presenta irregularidad torsional, se debe determinar el desplazamiento máximo ($\Delta_{\text{máx}}$) y mínimo ($\Delta_{\text{mín}}$) en los extremos del edificio.

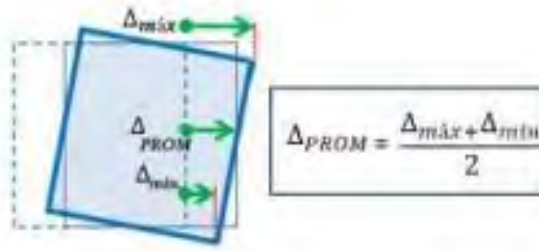


Figura 10 Procedimiento para determinar los desplazamientos relativos máximo, mínimo y promedio en la dirección de análisis. Extraído de Comentarios a la Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Muñoz (2020).

Si el cociente entre el desplazamiento máximo relativo y el cociente es mayor a 1.3, se considera que existe torsión en la dirección de análisis. Este criterio no se puede aplicar en edificaciones que no presenten diafragma rígido ni en los niveles en los que la deriva sea menor al 50% permitido por la Norma para el tipo de sistema estructural presente en la edificación. Se muestra el procedimiento para el cálculo de esta irregularidad en cada una de las direcciones de la edificación, considerando excentricidad positiva y negativa en la Tabla 11, Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14.

- Dirección X-X (excentricidad positiva):

$$-\Delta_{máx} \text{ Piso } 10 = 13.26 \text{ cm}$$

$$-\Delta_{mín} \text{ Piso } 10 = 13.02 \text{ cm}$$

$$-\Delta_{prom} \text{ Piso } 10 = \frac{13.02 + 13.26}{2} = 13.14 \text{ cm}$$

$$- \text{RATIO} \text{ Piso } 10 = \frac{13.26}{13.14} = 1.009 < 1.3$$

Tabla 11

Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección X-X con excentricidad positiva

Nivel	Caso	Δ Máx (m)	Δ Min (m)	Δ Promedio (m)	Ratio
Piso 10	DERIVAXX+	0.1326	0.1302	0.1314	1.009
Piso 9	DERIVAXX+	0.1236	0.1215	0.1225	1.009
Piso 8	DERIVAXX+	0.1132	0.1113	0.1122	1.009
Piso 7	DERIVAXX+	0.1011	0.0994	0.1003	1.008
Piso 6	DERIVAXX+	0.0875	0.0861	0.0868	1.008
Piso 5	DERIVAXX+	0.0726	0.0714	0.0720	1.008
Piso 4	DERIVAXX+	0.0567	0.0558	0.0563	1.008
Piso 3	DERIVAXX+	0.0405	0.0398	0.0402	1.008
Piso 2	DERIVAXX+	0.0248	0.0243	0.0245	1.008
Piso 1	DERIVAXX+	0.0107	0.0105	0.0106	1.009

Tabla 12

Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección X-X con excentricidad negativa

Nivel	Caso	Δ Máx (m)	Δ Min (m)	Δ Promedio (m)	Ratio
Piso 10	DERIVAXX-	0.1490	0.0999	0.1245	1.197
Piso 9	DERIVAXX-	0.1383	0.0936	0.1160	1.193
Piso 8	DERIVAXX-	0.1262	0.0862	0.1062	1.188
Piso 7	DERIVAXX-	0.1123	0.0774	0.0948	1.184
Piso 6	DERIVAXX-	0.0968	0.0674	0.0821	1.179
Piso 5	DERIVAXX-	0.0799	0.0562	0.0681	1.174
Piso 4	DERIVAXX-	0.0622	0.0443	0.0532	1.168
Piso 3	DERIVAXX-	0.0441	0.0319	0.0380	1.161
Piso 2	DERIVAXX-	0.0268	0.0197	0.0232	1.153
Piso 1	DERIVAXX-	0.0115	0.0086	0.0100	1.147

Tabla 13

Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección Y-Y con excentricidad positiva

Nivel	Caso	Δ Máx (m)	Δ Min (m)	Δ Promedio (m)	Ratio
Piso 10	DERIVAYY+	0.1117	0.0911	0.1014	1.102
Piso 9	DERIVAYY+	0.1027	0.0830	0.0928	1.106
Piso 8	DERIVAYY+	0.0927	0.0742	0.0835	1.111
Piso 7	DERIVAYY+	0.0816	0.0647	0.0732	1.116
Piso 6	DERIVAYY+	0.0695	0.0545	0.0620	1.121
Piso 5	DERIVAYY+	0.0566	0.0439	0.0502	1.126
Piso 4	DERIVAYY+	0.0432	0.0331	0.0381	1.133
Piso 3	DERIVAYY+	0.0300	0.0226	0.0263	1.14
Piso 2	DERIVAYY+	0.0177	0.0131	0.0154	1.148
Piso 1	DERIVAYY+	0.0074	0.0054	0.0064	1.158

Tabla 14

Comprobación de irregularidad torsional para sismo en la dirección Y-Y con excentricidad negativa

Nivel	Caso	Δ Máx (m)	Δ Min (m)	Δ Promedio (m)	Ratio
Piso 10	DERIVAXX+	0.1306	0.0837	0.1072	1.219
Piso 9	DERIVAXX+	0.1188	0.0771	0.0979	1.213
Piso 8	DERIVAXX+	0.1061	0.0697	0.0879	1.207
Piso 7	DERIVAXX+	0.0923	0.0614	0.0769	1.201
Piso 6	DERIVAXX+	0.0777	0.0523	0.0650	1.195
Piso 5	DERIVAXX+	0.0624	0.0426	0.0525	1.188
Piso 4	DERIVAXX+	0.0470	0.0326	0.0398	1.18
Piso 3	DERIVAXX+	0.0320	0.0227	0.0274	1.171
Piso 2	DERIVAXX+	0.0185	0.0134	0.0160	1.161
Piso 1	DERIVAXX+	0.0076	0.0056	0.0066	1.15

Finalmente, se comprueba que la única irregularidad en planta presente en el edificio es la de esquinas entrantes, por lo que el factor “Ia” será igual a 0.9 en ambas direcciones.

3.3.2. Irregularidades en altura (Ia)

3.3.2.1. Irregularidad de masa

La Tabla 15 permitirá observar el peso de cada uno de los niveles de la edificación y determinar si es que se presenta esta irregularidad.

Tabla 15

Comprobación de irregularidad de masa

Nivel	Masa (ton. s2/m)	Mi/Mi+1	Mi+1/Mi
Piso 10	19.97	-	0.58
Piso 9	34.59	1.73	1.00
Piso 8	34.59	1.00	1.00
Piso 7	34.59	1.00	1.00
Piso 6	34.59	1.00	1.00
Piso 5	34.59	1.00	1.00
Piso 4	34.59	1.00	1.00
Piso 3	34.59	1.00	1.00
Piso 2	34.59	1.00	0.95
Piso 1	36.42	1.05	-

Los cálculos arrojan valores mínimos de 1.5, con excepción del cociente obtenido tras dividir el peso del noveno nivel con el peso del décimo piso, el cual debe ser considerado como la azotea de la edificación. La Norma indica que esta irregularidad no aplica para azoteas ni sótanos, por lo que esta irregularidad no califica dentro de la estructura analiza.

3.3.2.2. Irregularidad de rigidez-piso blando

La Tabla 16 y 17 muestran el cálculo de los factores que permiten determinar la presencia de dicha anomalía.

Tabla 16

Comprobación de irregularidad por piso blando-Dirección X-X

Nivel	Caso	Vx (ton)	Δ Relativo (m)	Kx (ton/m)	Ki/Ki+1 > 0.7	Ki/Prom (Ki+1;Ki+2;Ki+3) > 0.8
Piso 10	SISMOXX+	39.14	0.0090	4333	-	-
Piso 9	SISMOXX+	85.56	0.0104	8188	1.89	-
Piso 8	SISMOXX+	117.95	0.0121	9769	1.19	-
Piso 7	SISMOXX+	141.62	0.0136	10389	1.06	1.40
Piso 6	SISMOXX+	160.63	0.0150	10744	1.03	1.14
Piso 5	SISMOXX+	178.09	0.0159	11214	1.04	1.09
Piso 4	SISMOXX+	195.52	0.0163	12025	1.07	1.12
Piso 3	SISMOXX+	212.62	0.0157	13510	1.12	1.19
Piso 2	SISMOXX+	227.40	0.0140	16197	1.20	1.32
Piso 1	SISMOXX+	237.09	0.0107	22193	1.37	1.60

Tabla 17
Comprobación de irregularidad por piso blando-Dirección Y-Y

Nivel	Caso	Vx (ton)	Δ Relativo (m)	Kx (ton/m)	Ki/Ki+1> 0.7	Ki/Prom (Ki+1;Ki+2;Ki+3)> 0.8
Piso 10	SISMOYY+	43.95	0.0090	4887	-	-
Piso 9	SISMOYY+	99.23	0.0099	9986	2.04	-
Piso 8	SISMOYY+	140.60	0.0110	12750	1.28	-
Piso 7	SISMOYY+	173.29	0.0121	14374	1.13	1.56
Piso 6	SISMOYY+	200.61	0.0129	15611	1.09	1.26
Piso 5	SISMOYY+	224.71	0.0133	16947	1.09	1.19
Piso 4	SISMOYY+	246.36	0.0131	18773	1.11	1.20
Piso 3	SISMOYY+	265.12	0.0122	21715	1.16	1.27
Piso 2	SISMOYY+	279.55	0.0103	27271	1.26	1.42
Piso 1	SISMOYY+	288.21	0.0073	39347	1.44	1.74

Como se puede observar en ambos casos, la rigidez del primer nivel es mucho mayor a la de los pisos adyacentes, lo que descarta por completo que dicho valor sea menor al promedio de la rigidez de los tres pisos superiores. Asimismo, los cocientes de dureza de entrepisos adyacentes son mayores a 1 en todos los casos, lo que descarta por completo la opción de que se presente irregularidad por rigidez en la edificación.

Finalmente, se comprueba la edificación no muestra anomalías en altura, por lo que el factor “Ia” será igual a 1, es decir, no afecta al factor de reducción sísmico.

3.4. Análisis Dinámico Modal Espectral

Tras determinar todos los parámetros sísmicos, junto con los factores de irregularidad, se precisa el factor de escala sísmico y el factor de escala que se ingresaran en el programa computacional ETABS para el cálculo de derivas, en función al espectro que aparece en la *Figura 7* y al factor de amplificación. Todos los parámetros anteriormente calculados se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18
Parámetros sísmicos finales de la edificación

Z	U	S	Ro	Tp (s)	Tl (s)	Ip	Ia	Rxx	Ryy
0.45	1	1	6	0.40	2.50	0.9	1	5.4	5.4

El factor de escala sísmico y el factor de escala para derivas y desplazamientos inelásticos se definen con las siguientes expresiones, considerando el valor final del factor de reducción (R) y que la estructura es irregular:

$$F.escala\ sismo = \frac{ZUSg}{R} = \frac{0.45 * 1 * 1 * 9.81}{5.4} = 0.8175$$

$$F.escala\ derivas = ZUSg * 0.85 = 0.45 * 1 * 9.81 * 0.85 = 3.75$$

3.4.1. Comprobación del sistema estructural

Tras realizar el análisis dinámico por medio del programa, se determina si el sistema estructural asumido inicialmente es correcto. Si estos elementos toman más del 70% de la cortante basal del edificio, se comprobará que la hipótesis planteada inicialmente es correcta. La Tabla 19 el valor porcentual que toman las placas para cada caso.

Tabla 19

Cortante basal en cada dirección y porcentaje de fuerza tomado por los muros estructurales

CASO	V PLACAS (ton)	V TOTAL (ton)	PORCENTAJE
SISMOX+	217.68	238.51	91.3%
SISMOX-	206.19	226.55	91.0%
SISMOY+	277.27	289.04	95.9%
SISMOY-	266	277.74	95.8%

Los valores obtenidos para cada dirección permiten corroborar que la hipótesis planteada inicialmente es correcta: el sistema de la edificación es de muros estructurales. Además, las fuerzas cortantes calculadas podrán ser escaladas, para poder calcular los factores para las combinaciones de diseño finales.

3.4.2. Control de derivas de entrepiso

Tras comprobar el sistema estructural y todos los parámetros sísmicos, el modelo computacional, por medio del análisis modal espectral, permitirá calcular correctamente las derivas de entrepiso para cada uno de los niveles en las direcciones principales. Al tener una estructura irregular, los desplazamientos y derivas elásticos serán multiplicador por 0.85R para hallar los valores inelásticos.

La Tabla 20 y la Tabla 21 muestran los valores de deriva y desplazamientos para los cuatro casos de sismo definidos en el modelo analítico de la edificación.

Tabla 20

Derivas para cada uno de los casos de sismo analizados

Ubicación	Dirección X		Dirección Y	
	DERIVAXX+	DERIVAXX-	DERIVAYY+	DERIVAYY-
Piso 10	0.00337	0.00398	0.00327	0.00423
Piso 9	0.00393	0.00456	0.00363	0.00456
Piso 8	0.00452	0.00518	0.00402	0.00492
Piso 7	0.00503	0.00572	0.00437	0.00524
Piso 6	0.00544	0.00613	0.00462	0.00543
Piso 5	0.00569	0.00637	0.00474	0.00546
Piso 4	0.00577	0.00641	0.00467	0.00526
Piso 3	0.00555	0.00611	0.00433	0.00475
Piso 2	0.00494	0.00537	0.00363	0.00385
Piso 1	0.00252	0.00271	0.00174	0.00178

Tabla 21

Desplazamientos inelásticos en cada una de las direcciones analizadas

Ubicación	Dirección X		Dirección Y	
	DERIVAXX+ (cm)	DERIVAXX- (cm)	DERIVAYY+ (cm)	DERIVAYY- (cm)
Piso 10	13.26	14.90	11.17	13.06
Piso 9	12.36	13.83	10.27	11.88
Piso 8	11.32	12.62	9.27	10.61
Piso 7	10.11	11.23	8.16	9.23
Piso 6	8.75	9.68	6.95	7.77
Piso 5	7.26	7.99	5.66	6.24
Piso 4	5.67	6.22	4.32	4.70
Piso 3	4.05	4.41	3.00	3.20
Piso 2	2.48	2.68	1.77	1.85
Piso 1	1.07	1.15	0.74	0.76

Los valores más importantes son 0.00474 y 0.00546; por lo que todos los valores de deriva en cada uno de los niveles son menores al límite de distorsión indicado. Junta de separación sísmica

Se debe contar con una separación de las edificaciones vecinas, dicha distancia mínima evitará que se genere contacto entre las edificaciones cuando se presente un movimiento producto de un sismo.

Los valores mínimos que puede tomar la junta son los siguientes:

- $\frac{2}{3} * \text{Desplazamiento máximo} = \frac{2}{3} * 14.9m = 9.92cm$
- $s = 0.006 * \text{Altura Total} = 0.006 * 28.5m = 17.1cm \geq 3cm$

El valor mínimo de separación de una estructura adyacente que si respeto y dejo una junta de separación al momento de su construcción equivale a la mitad del desplazamiento máximo (s/2) de la nueva edificación:

$$\frac{s}{2} = \frac{14.9cm}{2} = 7.45cm$$

Para el caso evaluado, las edificaciones vecinas respetaron la junta de separación entre estructuras, por lo que el valor que corresponde como junta sísmica es igual a 7.5cm.

3.5. Análisis estático

3.5.1. Cortante basal estático y distribución de fuerzas en altura

Conociendo los parámetros y el peso sísmico se calcula la fuerza cortante, junto con el exponente “k”, el cual permitirá distribuir la fuerza que ingresa a la estructura sobre cada uno de los diafragmas que la componen.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * \text{Peso sísmico}$$

- Dirección X

$$P. \text{ sísmico} = 3305 \text{ ton}, \quad Cx = 1.01, \quad Z = 0.45, \quad U = 1, \quad S = 1, \quad Rx = 5.4$$

$$Vx = \frac{ZUCS}{R} * P = 0.45 * 1 * 1 * \frac{1.01}{5.4} * 3301.25 = 277.6ton, \quad \frac{Cx}{R} = 0.19 \geq 0.11$$

- Dirección Y

$$P. \text{ sísmico} = 3305 \text{ ton}, \quad Cx = 1.31, \quad Z = 0.45, \quad U = 1, \quad S = 1, \quad Rx = 5.4$$

$$Vy = \frac{ZUCS}{R} * P = 0.45 * 1 * 1 * \frac{1.32}{5.4} * 3301.25 = 363.6ton, \quad \frac{Cy}{R} = 0.24 \geq 0.11$$

Como los períodos en ambos sentidos de la estructura son mayores a 0.5 segundos, el valor de “k” se encontrará definido por la siguiente expresión:

$$k = 0.75 + 0.5 * T$$

- *Dirección X* $= 0.75 + 0.5 * T_x = 0.75 + 0.5 * 0.991 = 1.25$
- *Dirección Y* $= 0.75 + 0.5 * T_y = 0.75 + 0.5 * 0.761 = 1.13$

Las fuerzas sísmicas que actúan sobre cada nivel dependerán del factor “k” calculado previamente, del peso del nivel de entrepiso analizado y la altura a la que se encuentra dicho diafragma medido desde la base de la edificación. La Tabla 22 y Tabla 23 muestran el cálculo de la fuerza horizontal que actúa en cada diafragma para los casos de sismo en las direcciones X y Y, empleando la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j^k} * V_{basal}$$

Tabla 22
Distribución de fuerzas en altura para el sismo en la dirección X

Ubicación	hi(m)	Pi (ton)	Pi*hi^k	Fi (ton)
Piso 1	2.85	361.7	1333.0	3.66
Piso 2	5.7	343.8	3003.9	8.26
Piso 3	8.55	343.8	4977.5	13.68
Piso 4	11.4	343.8	7122.4	19.57
Piso 5	14.25	343.8	9404.3	25.84
Piso 6	17.1	343.8	11801.7	32.43
Piso 7	19.95	343.8	14299.7	39.30
Piso 8	22.8	343.8	16887.2	46.41
Piso 9	25.65	343.8	19555.4	53.74
Piso 10	28.5	193.2	12535.1	34.45

Tabla 23

Distribución de fuerzas en altura para el sismo en la dirección Y

Ubicación	hi(m)	Pi (ton)	Pi*hi^k	F (ton)
Piso 1	2.85	361.67	1181.73	5.68
Piso 2	5.7	361.67	2587.22	12.44
Piso 3	8.55	361.67	4091.71	19.67
Piso 4	11.4	361.67	5664.32	27.24
Piso 5	14.25	361.67	7289.62	35.05
Piso 6	17.1	361.67	8958.17	43.07
Piso 7	19.95	361.67	10663.57	51.27
Piso 8	22.8	361.67	12401.17	59.63
Piso 9	25.65	361.67	14167.41	68.12
Piso 10	28.5	193.25	8527.50	41.00

3.5.2. Amplificación de fuerzas sísmicas

El artículo 26 de la norma de diseño sismorresistente (2018) indica que la cortante dinámica debe ser, al menos, el 80% en estructuras regulares y el 90% en estructuras irregulares. En caso no sea así, se debe usar un factor de escala, el cual se calcula dividiendo la fuerza mínima de diseño según el caso entre la cortante dinámica para cada dirección de análisis. La Tabla 24 describe el proceso de cálculo para cada uno de los casos de sismo definidos en el modelo matemático.

Tabla 24

Cálculo de factores de amplificación para todos los casos de sismo

Dirección	C	V. estático (ton)	V. dinámico (ton)	90% V. Estático (ton)	Factor
SISMO XX+	1.01	1.01	277.63	238.74	249.86
SISMO XX-	1.01	1.01	277.63	226.60	249.86
SISMO YY+	1.31	1.31	363.56	289.18	327.20
SISMO YY-	1.31	1.31	363.56	277.64	327.20

4. CAPÍTULO IV: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO -NORMA E.060

4.1. Conceptos Generales

La Norma E.060 toma como referencia principal al ***Diseño por Resistencia*** para definir las secciones de los elementos constituyentes de las estructuras. Esta metodología se basa en llevar las cargas de servicio a un estado extremo o última. Con ese objetivo, la Norma E.060 utiliza factores de acrecentamiento basados en interpretaciones estadísticas de mediciones de cargas reales. (Ottazzi, 2016) Los principales factores definidos en la Norma E.060 y los que se usarán en el presente documento son los siguientes:

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$0.9CM \pm CS$$

Donde:

- CM: Carga Muerta
- CV: Carga Viva
- CS: Cargas de Sismo

Las cargas últimas se ejercen sobre la estructura para obtener las fuerzas últimas en cada sección por medio del método de análisis estructural elegido. Las fuerzas calculadas representan las resistencias requeridas (R_u). Las resistencias nominales (R_n) para flexión, carga axial, cortante y torsión se calculan empleando modelos mecánicos en base a relaciones esfuerzo-deformación no lineales para luego ser convertidas en resistencias de diseño multiplicando su valor por un factor de reducción (Ottazzi, 2016). El artículo 9.3 de la Norma E.060 define los principales factores de reducción para los casos de carga que se evaluarán en los siguientes capítulos.

$$\phi R_n \geq R_u$$

- Flexión: $\phi = 0.90$
- Cortante: $\phi = 0.85$
- Compresión y Flexocompresión: $\phi = 0.70$ (con estribos)

4.2.Diseño por Flexión Simple

De acuerdo con Blanco (1994), un elemento está sometido a flexión simple cuando las solicitaciones que presentan sobre el mismo son perpendiculares a su plano. Se plantean cuatro hipótesis básicas para que un elemento pueda ser diseñado por flexión simple.

La normativa nacional plantea el uso de una hipótesis que se conoce como el bloque equivalente de Whitney para simplificar la caracterización del bloque de compresiones que se produce en el concreto en secciones rectangulares. La *Figura 11* muestra el estado de deformaciones y fuerzas internas de una sección sometida a flexión simple.

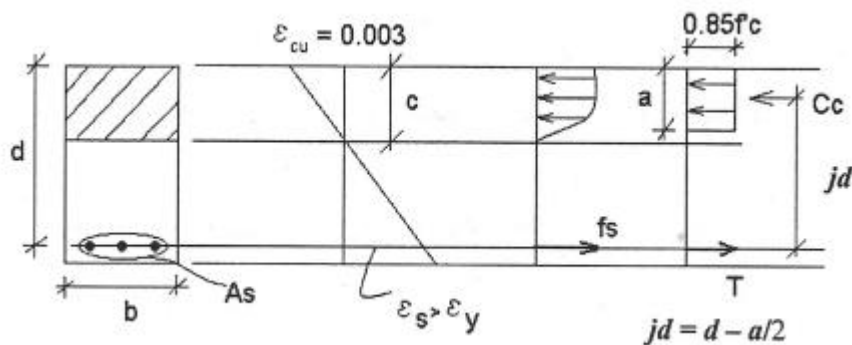


Figura 11 Estado de deformaciones y fuerzas en una sección rectangular-Hipótesis de Whitney. Extraído de Apuntes del curso de Concreto Armado. Ottazzi, 2016

Contemplando que las deformaciones en el refuerzo deben ser menores o iguales al límite de fluencia (0.0021), que la relación de deformaciones es directamente proporcional y que la sección debe encontrarse en equilibrio, se plantean las siguientes relaciones para la producción del Momento Resistente.

$$a = \beta_1 \cdot c, \quad \text{donde } \beta_1 = 0.85 \text{ para } f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cc = f'c \cdot 0.85 \cdot a \cdot b$$

$$T = As \cdot fs = As \cdot fy$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M_n = T \cdot jd = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$M_n = C_c \cdot jd = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - a/2)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u$$

Donde:

- ϕM_n es el momento de resistencia
- M_u es el momento último
- A_s es el área de acero en tracción
- d es el peralte efectivo
- a es la profundidad del rectángulo a compresión
- b es la base
- Acero máximo en flexión simple

Se busca que la falla que se produzca en estos elementos sea dúctil, permitiendo que el refuerzo entre en fluencia antes se alcance la deformación máxima del concreto, aprovechando disipar energía y evitar que se genere una falla frágil repentina. (Ottazzi, 2016). Para ello, las Normas como la E.060 proponen que la cantidad de acero no puede ser mayor al 75% de la cuantía balanceada (A_{sb}), la cual se define como la cantidad de acero que marca el límite entre una falla dúctil y frágil. La *Figura 12* gráfica el estado de deformaciones y fuerzas presentes para el cálculo del acero balanceado.

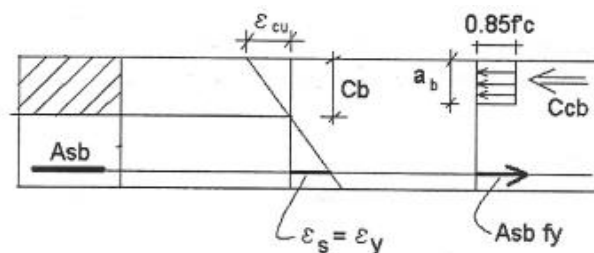


Figura 12 Estado de deformaciones y fuerzas para el cálculo de la cuantía balanceada. Extraído de Apuntes del curso de Concreto Armado. Ottazzi, 2016

De la figura presentada previamente se extrapolan las siguientes expresiones:

$$\frac{cb}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

$$\rho_b = \frac{As_b}{bd}, \quad ab = \frac{As_b \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \rightarrow \rho_b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{\beta_1}{f_t} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right)$$

$$As_b = \rho_b \cdot bd$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$

- Acero mínimo en flexión simple

De acuerdo con Ottazzi (2016), existen vigas que presentan una sección transversal mayor a la necesaria por resistencia, por lo que, si se calcula el momento resistente de la sección (ϕM_n), este podría ser menor al momento de agrietamiento (M_{cr}) y el acero instalado podría no ser suficiente, por lo que se generaría una falla repentina. Para evitar esta situación es necesario dotar de una cantidad mínima de acero .

$$\phi M_n \geq 1.2 \cdot M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}, \quad f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde,

I_g : Inercia bruta de la sección

y_t : centroide de la sección

El artículo 10 de la Norma E.060 indica que el acero mínimo de cualquier sección en flexión debe garantizar que la sección fisurada sea por lo menos 1.2 veces mayor. La Norma proporciona una expresión que garantiza que se cumpla la condición presentada anteriormente para secciones rectangulares.

$$A_{s_{min}} = 0.7 \cdot (d/f_y) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b$$

4.3.Diseño por Cortante

La resistencia al corte de una sección de concreto armado se puede predecir con menor precisión que la resistencia a flexión (Ottazzi, 2016). La Norma E.060 propone un método de diseño semi-empírico basado en resultado de múltiples ensayos de elementos sin refuerzo en laboratorios. Los elementos de concreto armado no fallan por corte, lo hacen por esfuerzos de tracción diagonal que generan agrietamiento en los elementos, por lo que se puede asumir que existe una interacción entre la cortante y la flexión. La Norma indica que la capacidad resistente al corte que ofrece el concreto a una sección es la suma de tres componentes difíciles de predecir: la cortante que toma el concreto comprimido, la que toma el acero longitudinal y la de trabazón de los agregados.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

- V_u es el cortante requerido
- V_c es el cortante nominal proporcionado por el concreto

Para el caso de columnas, la carga axial en compresión presente en estos elementos mejora la resistencia por corte, debido a que detiene el agrietamiento diagonal (Ottazzi, 2016). En caso se presenten cargas que generan tracción, estas aceleran el proceso de agrietamiento del concreto. Se definen las siguientes expresiones para ambos casos:

$$\text{Compresión} \rightarrow V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right)$$

$$\text{Tracción} \rightarrow V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \cdot \left(1 - \frac{N_u}{35 \cdot A_g}\right)$$

Donde:

- N_u : Carga axial que debe considerarse positiva para ambas expresiones
- A_g : Área bruta de la sección transversal

La metodología de diseño establecida en la Norma E.060 indica que la capacidad de resistencia a corte del elemento es la suma de la contribución del concreto y la del refuerzo en el alma de la sección. Los refuerzos en el alma, o estribos, se utilizan cuando el concreto por sí solo no puede soportar la fuerza cortante. La resistencia al corte que ofrece el refuerzo puede deducirse del esquema mostrado en la *Figura 13*.

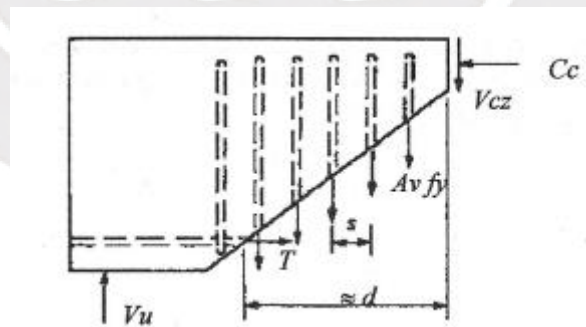


Figura 13 Aporte de los estribos verticales. Extraído de Apuntes del curso de Concreto Armado. Ottazzi, 2016

$$V_s = \frac{f_y \cdot d \cdot A_v}{s}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s > V_u$$

Donde:

- ϕV_n : resistencia total de la sección
- V_s : resistencia brindada por el refuerzo
- s : espaciamiento del refuerzo vertical

La Norma E.060 limita el aporte máximo que puede proporcionar el acero vertical, por lo tanto, establece un tope para la fuerza cortante última que puede soportar la sección.

$$V_s = 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$V_u \text{ máx} = \phi(2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d + 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) \approx 2.6\phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Asimismo, se establece un límite el espaciamiento calculado para los estribos en las secciones de los elementos, asegurando que una potencial grieta a 45° se extienda desde la mitad del peralte de la sección hacia el refuerzo en tracción, con lo que la grieta cruza por lo menos un estribo. (Ottazzi, 2016). La Norma permite determinar el espaciamiento máximo en función al valor que toma la resistencia por corte que ofrecen los estribos:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \rightarrow s \leq 0.60 \text{ o } s \leq \frac{d}{2}$$

$$\text{Si } V_s > 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \rightarrow s \leq 0.30 \text{ o } s \leq \frac{d}{4}$$

Además, se indica que, si la demanda última es menor a la resistencia por corte ofrecida por el concreto, pero mayor a la mitad de dicho valor.

$$S_{\text{máx1}} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot bw \cdot \sqrt{f'c}}$$

$$S_{\text{máx2}} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot bw}$$

4.4. Diseño por Flexocompresión

Una sección trabaja a flexocompresión cuando soporta esfuerzos producidos por carga axial y flexión, usualmente elementos como las columnas y placas resisten este tipo de solicitaciones. Para analizar los efectos que producen estas solicitaciones en simultaneo se construyen diagramas de interacción, los cuales se definen como el lugar geométrico (Ottazzi, 2016). La construcción de este diagrama se basa en las mismas hipótesis empleadas para el cálculo del momento resistente por flexión simple.

Los puntos del diagrama de se calculan analizando el equilibrio de la sección, modificando la ubicación del eje neutro (c) para obtener distintos valores de carga y momentos resistentes (Blanco, 1994), tal como se muestra en la *Figura 14*. Una de las posibilidades más convenientes para calcular diferentes valores del eje neutro es ir modificando la deformación del acero en tracción más alejado del extremo de compresión.

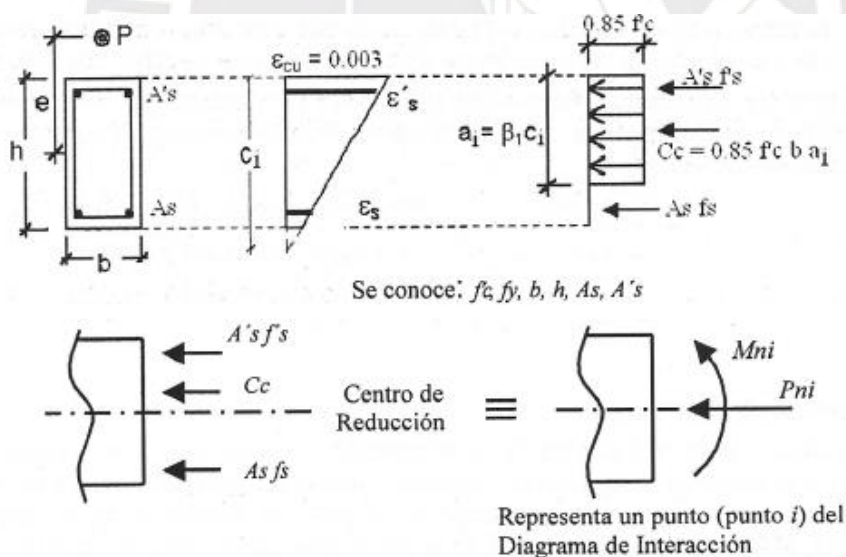


Figura 14 Proceso de cálculo de un punto del diagrama de interacción. Extraído de Apuntes del curso de Concreto Armado. Ottazzi, 2016.

La Norma E.060 permite definir valores para convertir un diagrama de interacción de resistencias nominales. El factor de reducción (ϕ) puede tomar valores desde 0.7 hasta 0.9.

Dentro del diagrama de diseño existen 3 zonas: la primera cuando la carga axial es mayor la carga axial de transición (P transición); la segunda zona, donde se cumple que $0.7 \leq \phi \leq 0.9$; y la última zona se emplea $\phi = 0.9$, cuando la carga axial es cero y la sección trabaja por flexión tal como una viga. La *Figura 15* muestra la construcción del diagrama nominal y el diagrama de diseño empleando los factores indicados previamente.

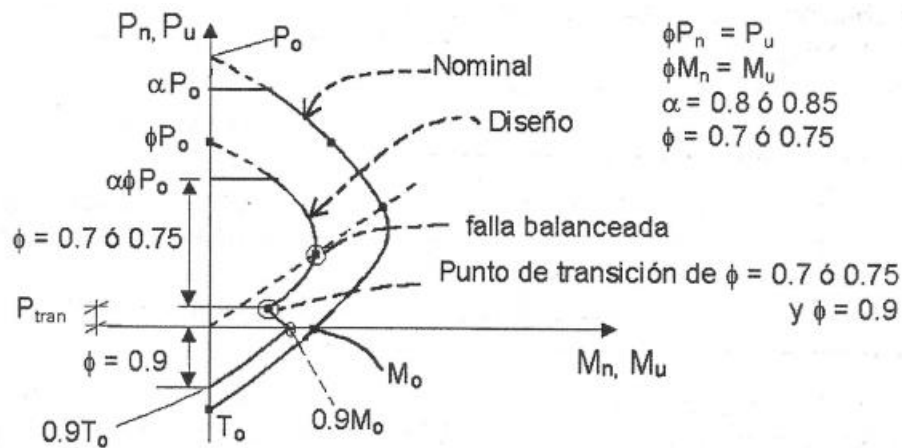


Figura 15 Diagrama de interacción nominal y de diseño para un elemento a flexocompresión. Extraído de Apuntes del curso de Concreto Armado. Ottazzi, 2016

A partir de la gráfica presentada anteriormente, se definen las siguientes expresiones:

- Resistencia a compresión pura:

$$P_o = A_{st} \cdot f_y + 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st})$$

- Punto de transición para los factores de reducción

$$\phi P_n = 0.1 \cdot A_g \cdot f'_c \rightarrow P \text{ transición} = 0.1 \cdot A_g \cdot \frac{f'_c}{0.7}$$

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2 P_n}{P_{\text{transición}}}$$

Donde:

- A_{st} : Área de acero en toda la sección
- A_g : Área bruta de la sección

- P_n : Resistencia nominal a la compresión en un punto dentro de la zona de iteración

El diseño resulta satisfactorio cuando todos los pares ordenados M_u - P_u se encuentran dentro de la curva del diagrama de diseño y con ello se cumple la siguiente expresión:

$$\phi M_n = M_u, \phi P_n = P_u$$

4.5. Deflexiones en elementos sometidos a flexión

El diseño por resistencia no asegura que un elemento presente un comportamiento adecuado frente a cargas de servicio. Por esta razón, es fundamental verificar los Estados Límite de Servicio para evitar deformaciones excesivas que puedan comprometer el elemento en cuestión. (Ottazzi, 2016)

De acuerdo al artículo 9.6 de la Norma E.060 (2009), si el momento de agrietamiento (M_{cr}) es menor al de servicio (M_s), la inercia efectiva será igual a la inercia agrietada (I_{cr}), caso contrario, se empleará la inercia bruta de la sección (I_g).

Esto se calcula a partir de los siguientes parámetros:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

Donde:

$$f_r = \text{Módulo de rotura del concreto} = 0.62 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \text{Inercia de la sección no agrietada}$$

Para la transformación de acero, se puede usar la relación $n = E_c/E_s$. El cálculo de las deflexiones se realizará empleando el promedio ponderado de las inercias:

- Viga continua en ambos extremos:

$$I_{cr \text{ promedio}} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2I_{cr3}}{4}$$

Donde: I_{cr1} e I_{cr2} son los momentos de inercia en los extremos de la sección, mientras que I_{cr3} es la inercia en la sección central.

- Viga continua con un extremo continuo:

$$I_{cr \text{ promedio}} = \frac{I_{cr2} + 2I_{cr3}}{4}$$

Se utilizará la inercia calculada para la sección del extremo empotrado, mientras que para un elemento simplemente apoyado se empleará la inercia de la sección central.

La deflexión total será resultado de la superposición y las diferidas. Las primeras se calculan en función de las cargas de servicio aplicadas sobre cada una de las secciones de la viga analizada, mientras que las segundas a partir de la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\zeta}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Donde:

ζ = Parámetro en función de la duración de la carga = 2.0

ρ' = Cuantía de acero en compresión

Para el cálculo de las deflexiones se emplean fórmulas clásicas de resistencia de materiales deducidas para deflexiones elásticas. Para los tramos interiores de vigas con carga repartida se puede calcular las deflexiones.

$$\Delta = \frac{5L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_{ef}} [M_{cl^+} - 0.1 \cdot (M_i + M_d)]$$

Donde:

- cl^+ : Momento positivo central
- M_i y M_d : Momento negativo en los extremos de la sección
- L : Longitud libre de la viga

4.6. Control de fisuraciones

Es necesario controlar las fisuras en los elementos expuestos a cargas de servicio. La Norma E.060, en su sección 9.9, no regula de manera directa el espesor de las grietas que se generan en los

elementos sometidos a flexión. En lugar de eso, se realiza de manera indirecta mediante el cálculo del parámetro "Z", que se define con las siguientes expresiones:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d * Act}, \quad Act = \frac{2 * y_s * bw}{N^{\circ}barras}, \quad f_s = \frac{Mservicio}{As * (0.9d)}$$

Donde y_s representa el centroide del área efectiva del concreto sometida a tracción (Act), cuyo centro coincide con el del acero de refuerzo. Según el apartado 9.9 de la Norma, el parámetro Z no debe ser superior a 26000 kg/cm³ para evitar grietas que puedan comprometer a la estructura en condiciones de servicio.



5. CAPÍTULO V: METRADO Y ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

5.1.Generalidades

El metrado de cargas consiste en calcular los valores aproximados de las solicitaciones que actúa sobre los diferentes elementos estructurales. Estos valores son considerados aproximados, ya que durante el cálculo se omiten los efectos hiperestáticos causados por los momentos flectores, siempre y cuando no sean lo suficientemente significativos como para ser tomados en cuenta. (San Bartolomé, 1998).

Las cargas gravitacionales en dos tipos: carga muerta y viva. En primer lugar, la carga muerta es definida como el peso permanente de los elementos estructurales y no estructurales; mientras que la carga muerta se expresa como los efectos no permanentes. La magnitud de la carga viva depende del tipo de uso que se le dará a la estructura y sus ambientes.

Siguiendo lo definido por la norma de Cargas, se definen los siguientes pesos unitarios para los principales materiales que forman componen los elementos de la estructura:

Concreto armado:	2400 kg/m ³
Unidades de albañilería cocida:	1800 kg/m ³
Piso terminado (10cm):	100 kg/m ²
Losa aligerada con Sistema Vigacero (20 cm):	163 kg/m ² (Quiun, 2014)

Para el caso de cargas vigas, la magnitud de las cargas para edificaciones de uso residencial son las siguientes:

Viviendas:	200 kg/m ²
Corredores y escaleras:	200 kg/m ²
Azotea:	100 kg/m ²

5.2.Metrado de vigas peraltadas

Se analizará la viga situada a lo largo del eje 2, con una sección transversal de 25 x 60 cm, como se observa en la Figura 6. Esta viga, compuesta por tres tramos, soportará las cargas producto de su peso propio, el piso terminado, las vigas, losas aligeradas y losas macizas. El método planteado por San Bartolomé (Análisis de Edificios, 1998), se realiza con trazos de rectas a 45° desde las esquinas de los paños. Para estimar los valores de las cargas distribuidas y puntuales que actuarán a lo largo del eje principal del elemento, es necesario determinar las áreas tributarias correspondientes, las cuales serán trapezoidales o triangulares señalados en la Figura 16.



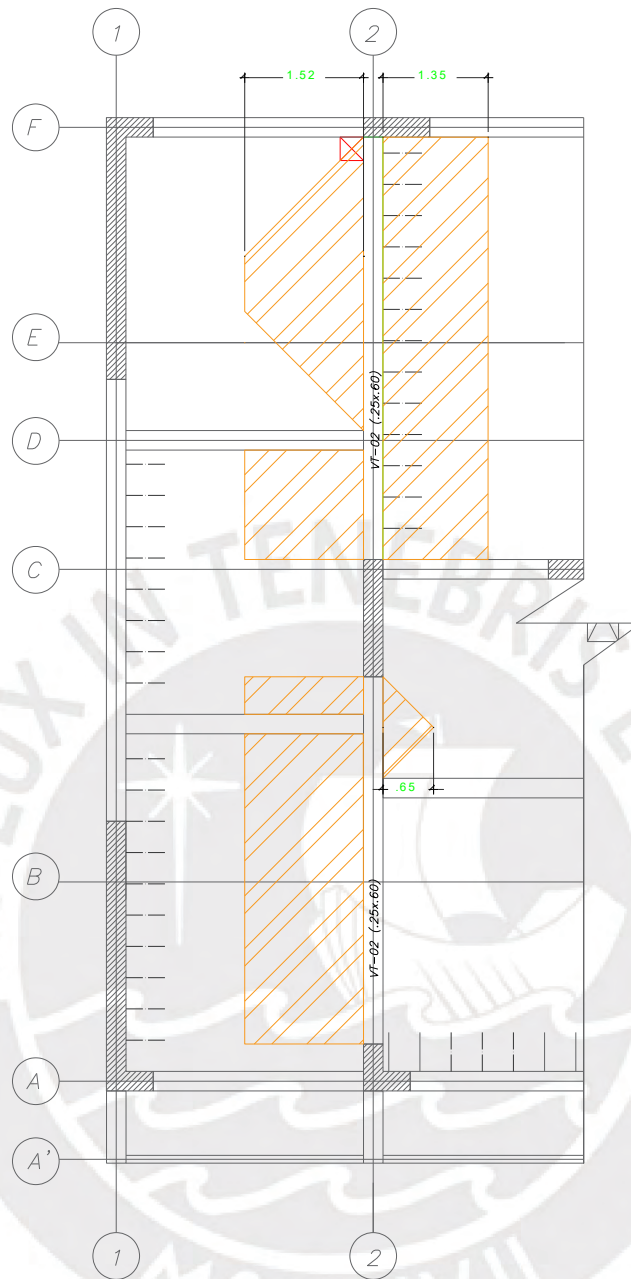


Figura 16. Área tributaria de la viga ubicada en el eje 2

La Figura 16 muestra que la viga no solo contará con cargas distribuidas producto de los efectos producidos sobre las losas, sino que también estará sujeta a cargas puntuales producto vigas peraltadas apoyadas, de las vigas chatas apoyadas voladizo y de tabiques ubicados sobre las vigas chatas colocadas en los paños de losas aligeradas. La Tabla 25, Tabla 26 y Tabla 27 detallan el método empleado para estimar las cargas presentes sobre cada uno de los tres tramos.

Tabla 25

Metrado de cargas para el tramo "A'-A" de la viga peraltada del eje "2"

TRAMO 1	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.25 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.360$
Tabique (ton/m)	$1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 0.608$
Losa aligerada (ton)	$0.163 \text{ ton/m}^2 \times 1.914 \text{ m}^2 = 0.312$
Piso terminado (ton)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.914 \text{ m}^2 = 0.191$
Carga viva	
Sobrecarga (ton)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.914 \text{ m}^2 = 0.383$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu total rectangular (ton/m)	$1.4 \times (0.360+0.608) = 1.36$
Pu total (ton)	$1.4 \times (0.312+0.191) + 1.7 \times (0.383) = 1.36$

Tabla 26

Metrado de cargas para el tramo "A-C" de la viga peraltada del eje "2"

TRAMO 2	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.25 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.360$
Tabique (ton/m)	$1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 0.608$
Losa maciza triángulo (ton/m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 0.65 \text{ m} = 0.312$
Piso terminado de losa mac. triángulo (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 0.65 \text{ m} = 0.065$
Losa aligerada (ton/m)	$0.163 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.248$
Piso terminado de losa alig. rectángulo (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.152$
Viga peraltada (ton)	$(2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 2.84 \text{ m}) + (2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 5.61 \text{ m}^2) + (0.163 \text{ ton/m}^2 \times 1.75 \text{ m} \times 2.84 \text{ m}) + (0.1 \text{ ton/m}^2 \times 8.49 \text{ m}^2) + (1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} \times (2.84 \text{ m} + 3 \times 0.5 \times 1.27 \text{ m})) = 6.91$
Viga chata (ton)	$(2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1.52 \text{ m}) + (1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} \times 1.52 \text{ m}) = 1.270$
Carga viva	
Sobrecarga losa mac. triángulo (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 0.65 \text{ m} = 0.130$
Sobrecarga losa alig. rectángulo (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.304$
Viga peraltada (ton)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 8.49 \text{ m}^2 = 1.698$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu rectangular 1 (ton/m)	$1.4 \times (0.360+0.608) = 1.355$
Wu rectangular 2 (ton/m)	$1.4 \times (0.248+0.152) + 1.7 \times 0.304 = 1.077$
Wu triángulo (ton/m)	$1.4 \times (0.312+0.065) + 1.7 \times 0.130 = 0.749$
Pu derecho (ton)	$1.4 \times 8.257 + 1.7 \times 1.698 = 14.447$
Pu izquierdo (ton)	$1.4 \times 1.27 = 1.778$

Tabla 27

Metrado de cargas para el tramo "C-F" de la viga peraltada del eje "2"

TRAMO 3	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.25 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.360$
Tabique (ton/m)	$1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 0.608$
Losa maciza trapecio(ton/m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 1.52 \text{ m} = 0.730$
Losa alig. rectangular derecha (ton/m)	$0.163 \text{ ton/m}^2 \times 1.35 \text{ m} = 0.220$
Losa alig. rectangular izquierda (ton/m)	$0.163 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.248$
Piso terminado de losa mac. trapecio (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.152$
Piso terminado de losa alig. rectangular derecha (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.35 \text{ m} = 0.135$
Piso terminado de losa alig. rectangular izquierda (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.152$
Viga peraltada (ton)	$(2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 1.52 \text{ m}) + (2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 1.16 \text{ m}^2) + (0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.16 \text{ m}^2) + (1.80 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.35 \text{ m} \times 1.52 \text{ m}) = 2.093$
Carga viva	
Sobrecarga losa mac. trapecio (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.304$
Sobrecarga losa alig. rectangular derecha (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.35 \text{ m} = 0.270$
Sobrecarga losa alig. rectangular izquierda (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.52 \text{ m} = 0.304$
Viga peraltada (ton)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1.16 \text{ m}^2 = 0.232$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu rectangular (ton/m)	$1.4 \times (0.360+0.608+0.220+0.135) + 1.7 \times (0.270) = 2.311$
Wu trapecio (ton/m)	$1.4 \times (0.730+0.152) + 1.7 \times 0.304 = 1.752$
Wu rectangular izq. (ton/m)	$1.4 \times (0.248+0.152) + 1.7 \times 0.270 = 1.019$
Pu (ton)	$1.4 \times 2.093 + 1.7 \times 0.232 = 3.325$

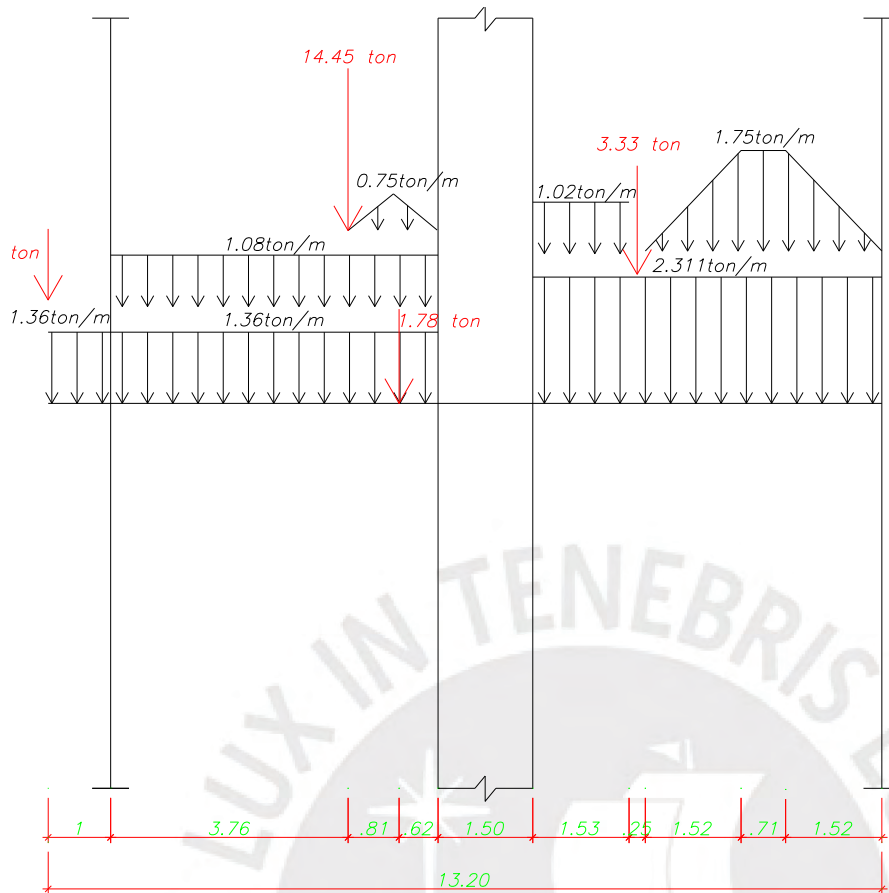


Figura 17 Distribución de cargas sobre la viga del eje 2

La Figura 17 muestra el resultado del proceso de metrado en la viga del eje 2. Se observan cargas de forma rectangular, trapezoidal, triangular y cargas puntales a lo largo del elemento.

5.3.Metrado de losas aligeradas con Sistema Vigacero

Los paños de aligerados se encuentran conformados por viguetas unidireccionales con Sistema Vigacero, las cargas se distribuyen sobre estos elementos en función del ancho unitario que posean. En el proyecto, las viguetas poseen anchos de 84 cm debido a las dimensiones que disponen los fabricantes (Arcotecho). Para el metrado de estos elementos, se eligió una vigueta ubicada a lo largo de dos paños entre los ejes 1 y 4; y entre los ejes C y D, tal como se expone en la Figura 18.

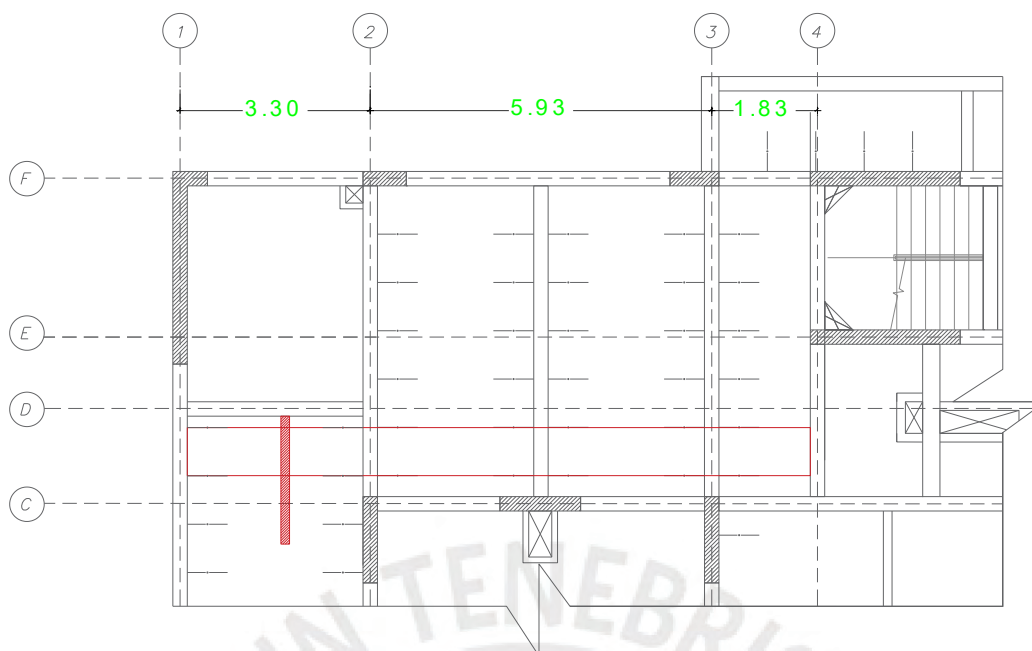


Figura 18 Vigueta de losa aligerada ubicada entre los ejes G y H en un piso típico

La Figura 18 muestra que la vigueta se encuentra apoyada en las vigas ubicadas en los ejes 1, 2, 3 y 4. Además, se puede notar la presencia de tabiquería perpendicular a la dirección principal de la vigueta ubicada en el primer tramo. El elemento no estructural generará una carga puntual sobre la vigueta a analizar, mientras que las cargas repartidas sobre la losa aligerada generarán una carga distribuida a lo largo del eje principal de la vigueta. La Tabla 28 detalla el procedimiento que se llevó a cabo para estimar las cargas que actúan sobre cada uno de los dos tramos que conforman la vigueta.

Tabla 28

Metrado de cargas para una vigueta típica de una losa aligerada

Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.84 \text{ m} \times 0.163 \text{ ton/m}^2 = 0.137$
Piso terminado (ton/m)	$0.84 \text{ m} \times 0.1 \text{ ton/m}^2 = 0.084$
Tabique (ton)	$1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} \times 0.84 \text{ m} = 0.601$
Wm total (ton/m)	$0.137 + 0.084 = 0.221$
Pm total (ton)	0.601
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	$0.84 \text{ m} \times 0.2 \text{ ton/m}^2 = 0.168$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu total (ton/m)	$1.4 \times 0.221 + 1.7 \times 0.168 = \mathbf{0.595}$
Pu total (ton)	$1.4 \times 0.601 = \mathbf{0.841}$

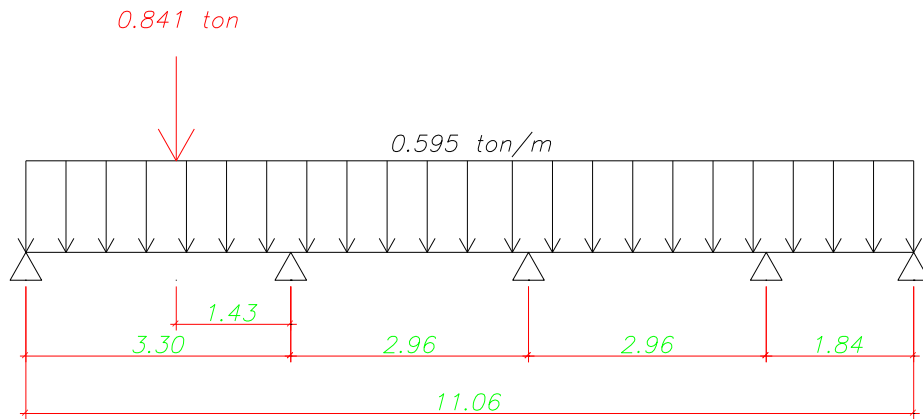


Figura 19 Distribución de cargas sobre la vigueta con Sistema Vigacero de una losa aligerada

La Figura 19 muestra la distribución de cargas sobre la vigueta con Sistema Vigacero ubicada entre los ejes 1 y 4; y los ejes C y D. Se observan cargas de forma rectangular, y una carga puntual debido a un tabique en dirección transversal a la vigueta.

5.4.Metrado de losas macizas

Como ejemplo de aplicación para este tipo de elementos, se eligieron los 3 paños de losas macizas ubicadas entre los ejes 6-8 y C-G, tal como se expone en la Figura 20.

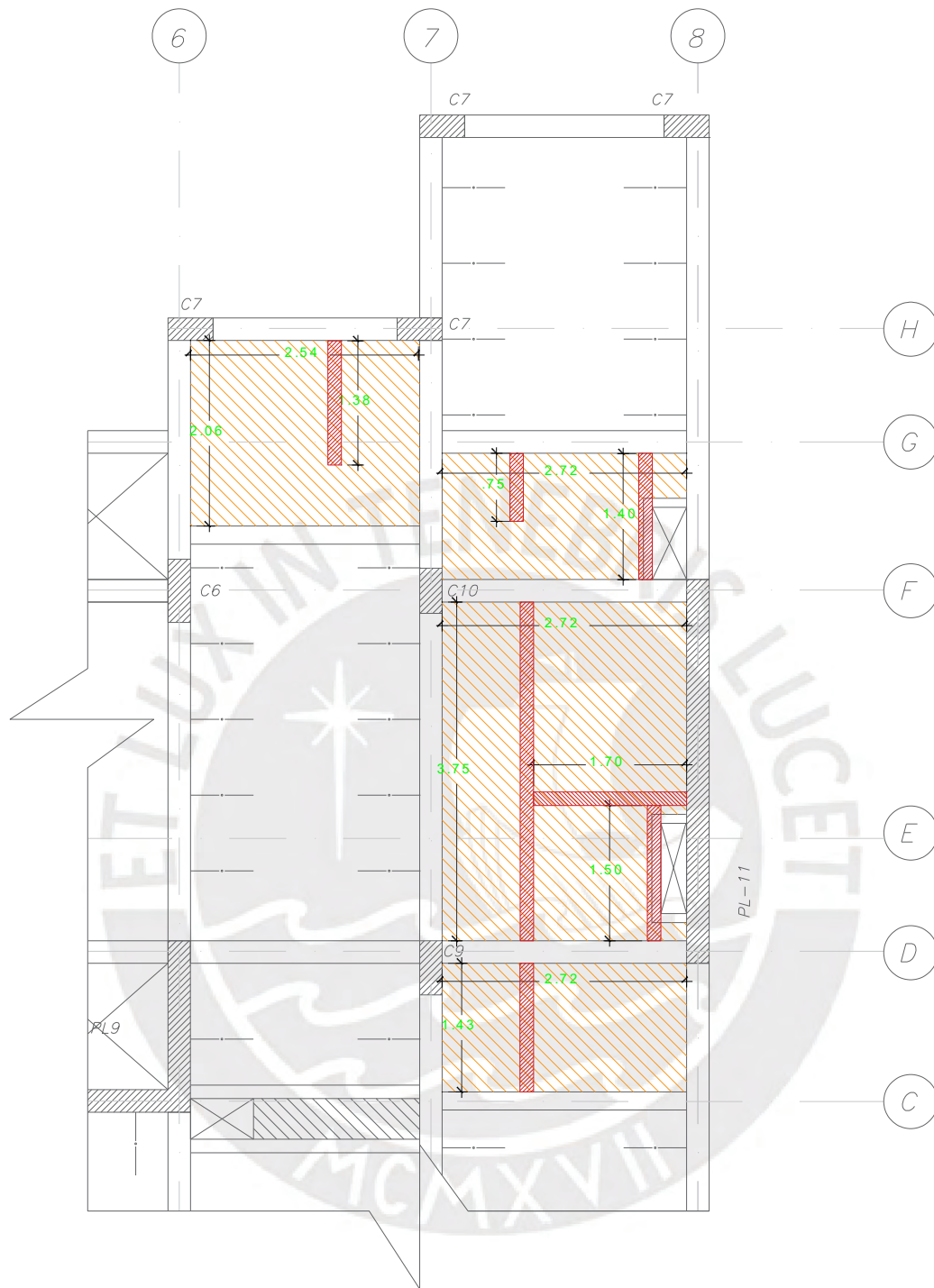


Figura 20 Paños de losas macizas entre los ejes 6-8 y ejes C-G

La Figura 20 muestra que los cuatros paños de losas macizas cargan muros divisorios, donde se puede notar longitudes de las tabiquerías de espesor de 15 cm que están apoyadas en las losas. La Tabla 29 detalla el procedimiento que se llevó a cabo para estimar las cargas que actúan sobre cada paño de losa maciza.

Tabla 29

Metrado de cargas para las losas macizas de los paños 6-8 y C-G

LOSA MACIZA 6-7 Y F-H	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m ²)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48$
Piso terminado (ton/m ²)	0.1
Tabique (ton/m ²)	$1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} \times 1.38 \text{ m} / 5.25 \text{ m}^2 = 0.188$
Cm total (ton/m ²)	0.77 ton/m ²
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	0.2 ton/m ²
LOSA MACIZA 7-8 Y C-D	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m ²)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48$
Piso terminado (ton/m ²)	0.1
Tabique (ton/m ²)	$1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} \times 1.43 \text{ m} / 3.88 \text{ m}^2 = 0.29$
Cm total (ton/m ²)	0.87 ton/m ²
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	0.2 ton/m ²
LOSA MACIZA 7-8 Y D-F	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m ²)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48$
Piso terminado (ton/m ²)	0.1
Tabique (ton/m ²)	$1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} \times 6.95 \text{ m} / 10.2 \text{ m}^2 = 0.488$
Cm total (ton/m ²)	1.07 ton/m ²
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	0.2 ton/m ²
LOSA MACIZA 7-8 Y F-G	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m ²)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48$
Piso terminado (ton/m ²)	0.1
Tabique (ton/m ²)	$1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} \times 2.15 \text{ m} / 3.81 \text{ m}^2 = 0.404$
Cm total (ton/m ²)	0.98 ton/m ²
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	0.2 ton/m ²

5.5.Metrado de vigas chatas

Las vigas chatas son componentes estructurales que se ubican dentro de los paños de losa aligerada cuando los tabiques de albañilería presentan la misma dirección de armado que la losa. El

peralte definido para estos elementos es el mismo que el del paño de losa en el que se encuentra ubicada. Para el metrado de cargas, se eligió una viga chata ubicada entre los ejes 7 y 8, dentro de un paño de losa aligerada ubicada entre los ejes B y C, tal como se presenta en la Figura 21., donde se presenta un componente estructural de dimensiones 20x20cm.

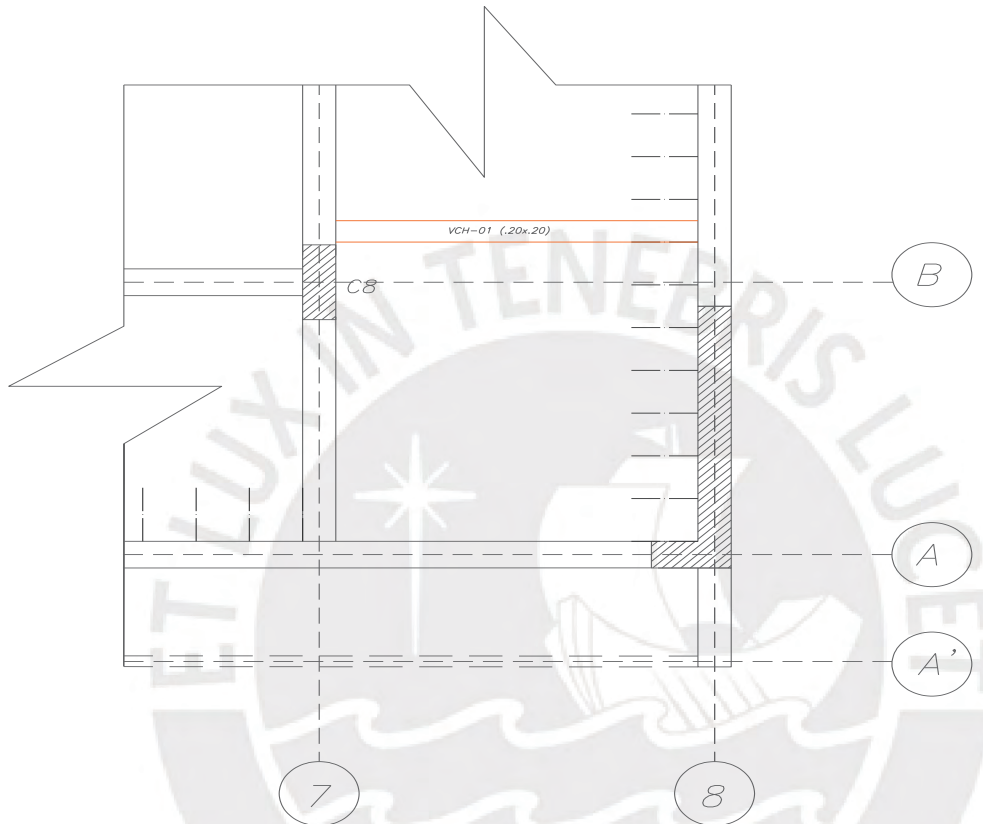


Figura 21 Viga chata ubicada entre los ejes B y C

Las vigas chatas soportan su propio peso y el del muro de albañilería como carga distribuida. A diferencia de las vigas peraltadas, estos elementos no cargan a los techos. La Tabla 30 muestra a detalle el proceso de metrado del elemento seleccionado, ubicado entre los ejes 7 y 8.

Tabla 30

Metrado de viga chata ubicada entre los ejes 7 y 8

Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.20 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.096$
Piso terminado (ton/m)	$(0.20-0.15) \text{ m} \times 0.1 \text{ ton/m}^2 = 0.005$
Tabique (ton/m)	$1.35 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} = 0.537$
Wm total (ton/m)	$0.096+0.005+0.537 = 0.638$
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	$(0.20-0.15) \times 0.2 \text{ ton/m}^2 = 0.01$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu total (ton/m)	$1.4 \times 0.638 + 1.7 \times 0.01 = \mathbf{0.910}$

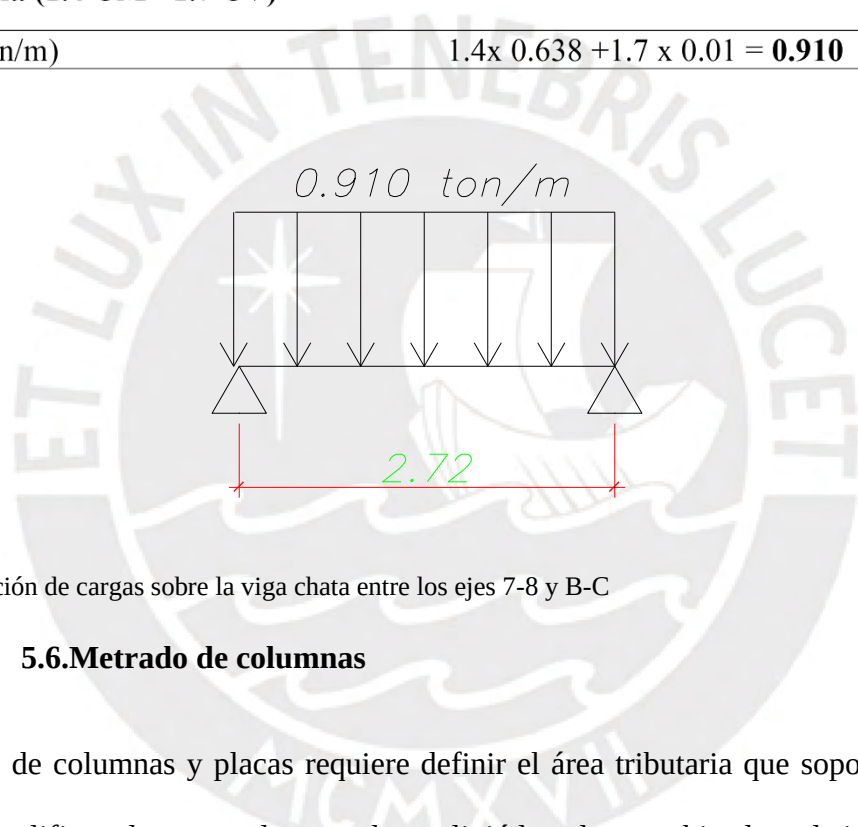


Figura 22 Distribución de cargas sobre la viga chata entre los ejes 7-8 y B-C

5.6.Metrado de columnas

El metrado de columnas y placas requiere definir el área tributaria que soportan en todos los niveles. Para ejemplificar el proceso de metrado se eligió la columna ubicada en la intersección de los ejes 3 y A, tal como se presenta en la Figura 23.

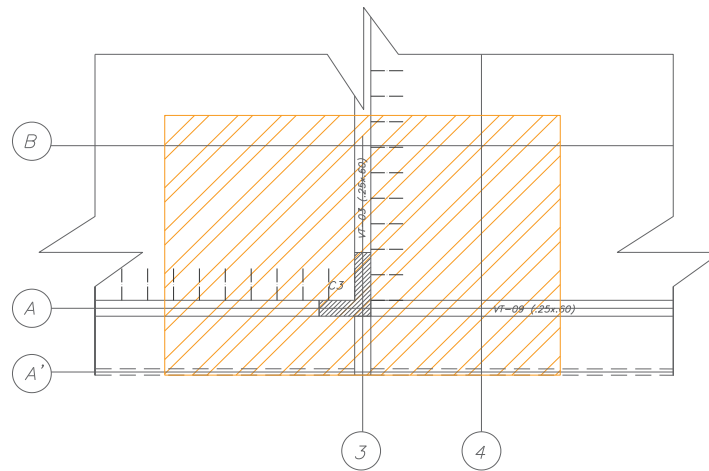


Figura 23 Columna ubicada en la intersección de los ejes 3 y A

La columna seleccionada presenta dimensiones de 25 x 70 cm y 25 x 90 cm encierra dentro su área tributaria losas aligeradas de espesor 20 cm, además de vigas peraltadas de 25x60 cm. La columna presenta un área tributaria de 24.91 m² y una altura de entrepiso de 2.85 m. La Tabla 31 presenta a detalle el proceso de metrado del elemento seleccionado, mientras que la Tabla 32 presenta las cargas por piso: totales y acumuladas, respectivamente.

Tabla 31
Metrado de la columna C3

Piso típico		
Carga muerta		P (ton)
Peso propio	$2.85m * (0.90m + 0.45m) * 0.25m * 2.4 \frac{ton}{m^3}$	2.31
Losa aligerada	$(8.52 + 2.71 + 2.70 + 8.49)m^2 * 0.163 \frac{ton}{m^2}$	3.65
Tabiquería	$\frac{0.72ton}{m} * (2.15m + 1.45m)$	2.59
Viga peraltada	$(0.25m * 0.6m * (2.15 + 0.92 + 2.39 + 2.93)m) * 2.4 \frac{ton}{m^3}$	3.02
Piso terminado	$\frac{0.1ton}{m^2} * (24.91 - 0.34)m^2$	2.46
CARGA MUERTA TOTAL		14.03
Carga viva		
Sobrecarga	$0.2 ton/m^2 * 24.57 m^2$	4.91

Azotea

	CARGA MUERTA TOTAL	11.44
Carga viva		
Sobrecarga	0.1 ton/m ² x 24.91m ²	2.49

Tabla 32

Cargas finales de la columna ubicada en la intersección de los ejes “3” y “A”

	CM (ton)	CV(ton)	CM acum.(ton)	CV acum. (ton)
Azotea	11.44	2.49	11.44	2.49
Piso 9	14.03	4.91	25.47	7.40
Piso 8	14.03	4.91	39.50	12.31
Piso 7	14.03	4.91	53.53	17.22
Piso 6	14.03	4.91	67.56	22.13
Piso 5	14.03	4.91	81.59	27.04
Piso 4	14.03	4.91	95.62	31.95
Piso 3	14.03	4.91	109.65	36.86
Piso 2	14.03	4.91	123.68	41.77
Piso 1	14.03	4.91	137.71	46.68

Cabe recalcar que para edificios de menor o igual a 5 pisos San Bartolomé (Análisis de Edificios, 1998) recomienda no reducir las cargas vivas. Para el presente proyecto de 10 pisos se reducen las cargas debido a que incrementa la posibilidad de que no todas las sobrecargas actúen en el mismo instante.

De acuerdo con la Norma E020, las cargas vivas se pueden reducir empleando las siguientes fórmulas:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

$$A_i = kA_t$$

Donde,

L_r : Intensidad de la carga viva reducida

L_o : Intensidad de la carga viva sin reducir

A_i : Área de influencia de la columna en m^2

k : Factor de carga viva, al ser una columna el factor es 2.

A_t : Área tributaria del elemento en m^2

$$A_i = kA_t = 2 \times 24.91 = 49.82 \text{ m}^2$$

$$FACTOR DE REDUCCIÓN = \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}\right) = \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{49.82}}\right) = 0.90$$

Tras la determinación del factor de reducción, se actualizan las cargas finales tal como se muestra en la Tabla 33.

Tabla 33

Cargas finales con cargas vivas reducidas de la columna ubicada en la intersección de los ejes “3” y “A”

	CM (ton)	CV (ton)	CV reducida (ton)	CM acum.(ton)	CV reducida acum. (ton)
Azotea	11.44	2.49	2.49	11.44	2.49
Piso 9	14.03	4.91	4.42	25.47	6.91
Piso 8	14.03	4.91	4.42	39.50	11.33
Piso 7	14.03	4.91	4.42	53.53	15.75
Piso 6	14.03	4.91	4.42	67.56	20.17
Piso 5	14.03	4.91	4.42	81.59	24.59
Piso 4	14.03	4.91	4.42	95.62	29.01
Piso 3	14.03	4.91	4.42	109.65	33.43
Piso 2	14.03	4.91	4.42	123.68	37.85
Piso 1	14.03	4.91	4.42	137.71	42.27

Sin embargo, esta reducción de cargas no es obligatoria de acuerdo a la Norma E.060, y para el presente proyecto no se reducirán las cargas vivas para mantener un diseño conservador.

5.7.Metrado de placas

Para ejemplificar el proceso de metrado se eligió la placa posicionada en la intersección de los ejes 5-6 y C-D, tal como se muestra en la Figura 24.

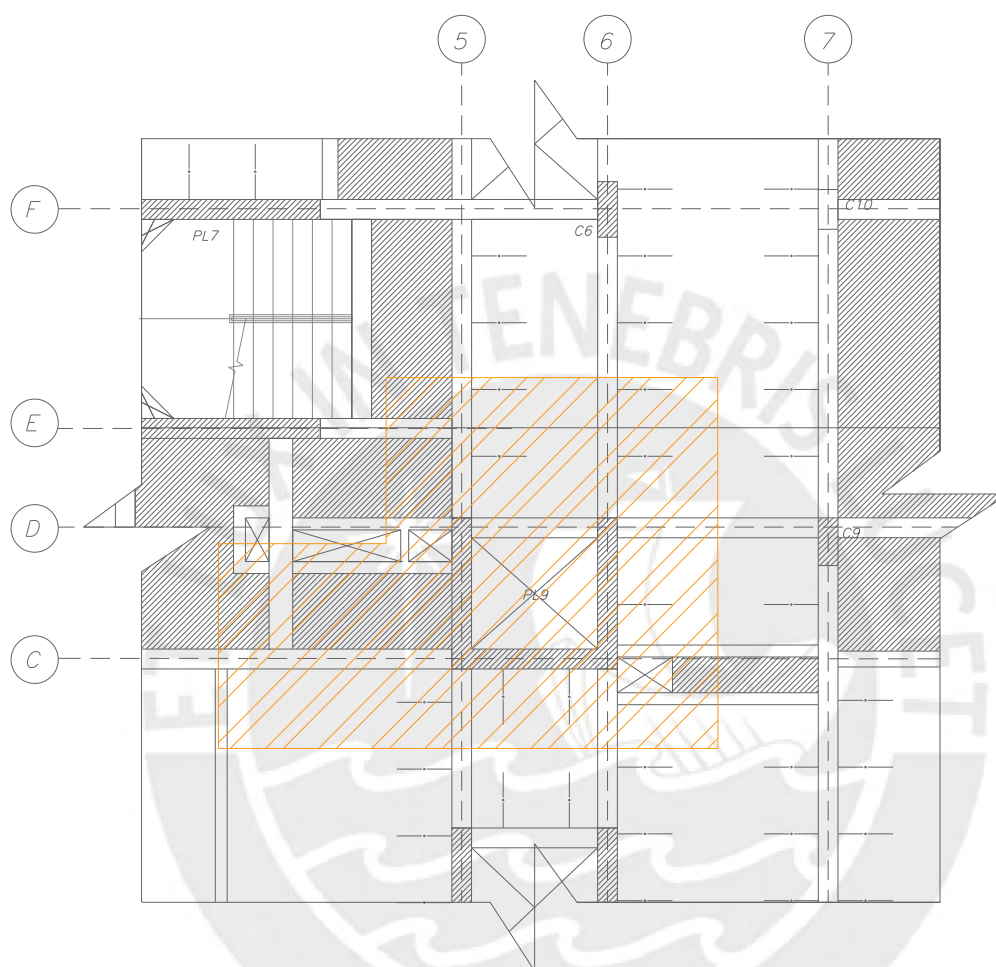


Figura 24 Placa 9 ubicada en la intersección de los ejes 5-6 y C-D

La placa seleccionada presenta dimensiones de 25 x 190 cm y 25 x 210 cm encierra dentro su área tributaria losas aligeradas de espesor 20 cm y 25 cm, losas macizas de 20 cm, además de vigas peraltadas de 25x60 cm y de 25x50. El muro presenta un área tributaria de 24.47 m² y una altura de entrepiso de 2.85 m. La Tabla 34 presenta a detalle el proceso de metrado del elemento seleccionado y en la Tabla 35 se presentan las cargas por nivel.

Tabla 34

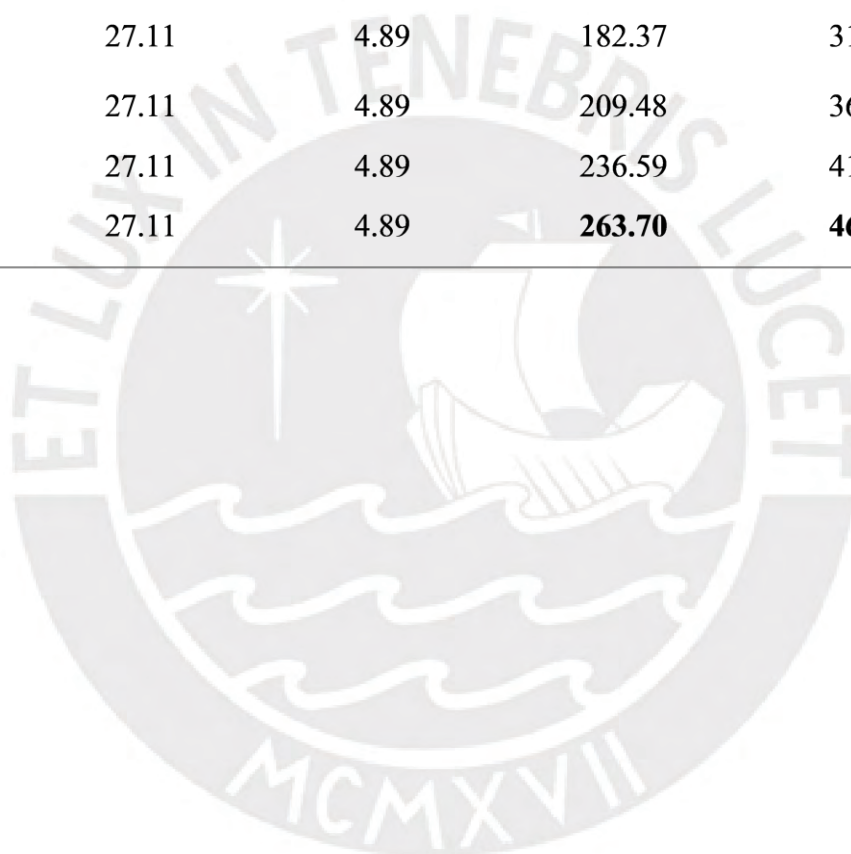
Metrado de la placa entre los ejes 5-6 y C-D

Piso típico		
Carga muerta		P (ton)
Peso propio	$1.35m^2 * 2.85m * 2.4 \frac{ton}{m^3}$	9.22
Losa aligerada	$(2.85 + 1.60 + 0.70 + 1.72 + 2.32)m^2 * 0.163 \frac{ton}{m^2}$ $(2.95)m^2 * 0.174 \frac{ton}{m^2}$	2.01
Losas macizas	$(0.2m * (0.94 + 1.92 + 0.52 + 0.26)m^2) * 2.4 \frac{ton}{m^3}$	1.75
Tabiquería	$\frac{0.63ton}{m} * \left(\frac{2.62 + 2.20 + 0.88 + 0.88}{+0.55 + 1 + 1.60 + 0.45 + 0.73 + 0.82} \right) m$	7.40
Viga peraltada	$(0.25m * 0.60m * (3 + 2 + 1.28 + 1.82 + 1.6 + 1.16)m + 0.25m * 0.65m * 1.38m) * 2.4 \frac{ton}{m^3}$	4.32
Piso terminado	$\frac{0.1ton}{m^2} * 24.47m^2$	2.45
	CARGA MUERTA TOTAL	27.11
Carga viva		
Sobrecarga	$0.2 \frac{ton}{m^2} * 24.47$	4.89
Azotea		
	CARGA MUERTA TOTAL	19.71
Carga viva		
Sobrecarga	$0.1 \frac{ton}{m^2} * 24.47$	2.45

Tabla 35

Cargas finales de la placa ubicada en la intersección de los ejes “5-6” y “C-D”

	CM (ton)	CV(ton)	CM acum.(ton)	CV acum. (ton)
Azotea	19.71	2.45	19.71	2.45
Piso 9	27.11	4.89	46.82	7.34
Piso 8	27.11	4.89	73.93	12.23
Piso 7	27.11	4.89	101.04	17.12
Piso 6	27.11	4.89	128.15	22.01
Piso 5	27.11	4.89	155.26	26.90
Piso 4	27.11	4.89	182.37	31.79
Piso 3	27.11	4.89	209.48	36.68
Piso 2	27.11	4.89	236.59	41.57
Piso 1	27.11	4.89	263.70	46.46



6. CAPÍTULO VI: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

6.1. Losas Aligeradas

6.1.1. Consideraciones generales

El sistema de losas que compone la edificación cumple dos funciones para permitir un correcto funcionamiento de la estructura: la primera se relaciona con la transmisión de las cargas de gravedad (muerta y viva) a las vigas y a las placas estructurales; la segunda se vincula con la transmisión de cargas de sismo, ya que permiten que exista unidad en la estructura, lo que produce un comportamiento uniforme en cada piso, produciendo que todos los puntos de cada entrepiso se deformen de la misma manera. (Blanco, 1994)

Tal como se mencionó en acápites anteriores, se empleará el sistema VIGACERO, uno de los principales beneficios a nivel de diseño que presenta esta clase de techado es que las viguetas de acero estructural funcionan como acero positivo para las secciones de viguetas de concreto. La Figura 25 muestra la sección típica de vigueta para una losa de espesor igual a 20cm.

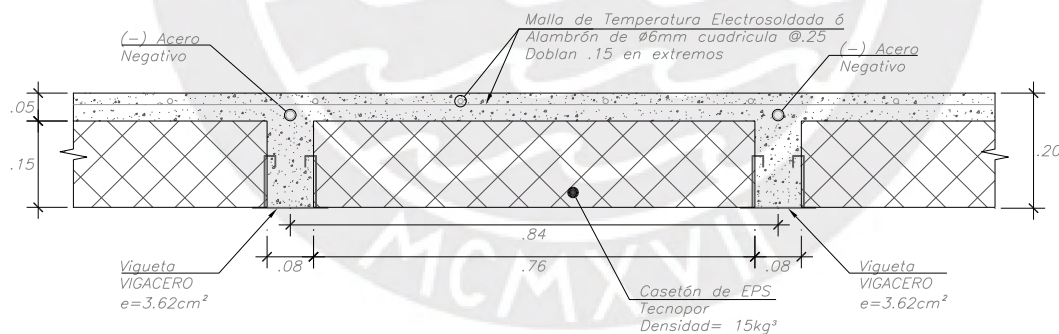


Figura 25 Sección transversal de una losa aligerada de 20cm

Tal como se puede notar en la figura presentada anteriormente, el área de acero de la vigueta VIGACERO es de 3.62cm² y la densidad de los casetones es de 15 kg/m². La separación entre viguetas es de 84cm, lo que nos dará una sección de análisis en T con un ala de 84cm, altura de 20 y una base de 8cm, considerando las dimensiones de los casetones y de la vigueta VIGACERO. La sección de las viguetas prefabricadas de acero cuenta con forma de “TT” invertida con 9cm de altura y 13 centímetros

de ancho en el ala inferior. La Tabla 12 muestra un resumen de las principales características que tendrá la sección y los materiales que lo componen, de acuerdo a lo indicado por el fabricante.

Tabla 36

Propiedades de los materiales y de la sección de losa aligerada de 20cm. Adaptado de Manual Técnico Vigacero (2017)

Densidad de casetón (kg/m ³)	15
Densidad de vigueta VIGACERO (kg/m)	4.80
Área de acero vigueta VIGACERO (cm ²)	3.62
Ancho tributario de la sección (cm)	84
Peralte del ala (cm)	5
Base del alma de la sección (cm)	8
Espesor VIGACERO (mm)	1.5
Fy VIGACERO (kg/cm ²)	2530
Peso propio aligerado h=0.20m (kg/m²)	162

De acuerdo con la Memoria Descriptiva General presentada por el fabricante (Arcotecho, 2018), las viguetas prefabricadas VIGACERO cumplen con las exigencias del Capítulo 17 de la Norma E.060, en el que se indican los requisitos mínimos para elementos sometidos a flexión.

Tal como se muestra en la *Figura 25*, para el ala superior de la sección de las viguetas, el acero por retracción y temperatura es igual a 6mm@25cm, lo cual permite cumplir con la cuantía mínima considerando las siguientes dimensiones:

$$A_{smín} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100cm * 5cm = 0.9cm^2$$

$$A_{smín} = 0.9cm^2 < 0.28 * 4 = 1.12cm^2 (6mm@25cm)$$

6.1.2. Diseño por flexión

Los aligerados en una dirección se diseñan en función al análisis de cargas que se pueda realizar a las viguetas que lo conforman, evaluando las cargas distribuidas y puntuales que soportan cada uno

de estos elementos. Para momentos positivos se considera un bloque de compresiones de 8cm de ancho y para momentos negativos se toma un ancho de 84cm, por lo que las cuantías máximas y mínimas para ambos casos de análisis no son las mismas. El recubrimiento para momento negativo será de 2cm, mientras que para momento positivo será de 4.5cm considerando la ubicación del centroide de la vigueta VIGACERO y las recomendaciones brindadas por el fabricante ARCOTECHO.

Como ejemplo de la aplicación se realizará el diseño de la vigueta analizada en el capítulo III, ubicada entre los ejes 1 y 4; y entre los ejes C y D. La *Figura 26* muestra que se trata de una vigueta de cuatro tramos, simplemente apoyada sobre vigas en cada uno de sus extremos y empotrada en el extremo derecho, colindante con una losa maciza. Todos los tramos soportan la misma sobrecarga, un piso terminado de 5cm y su propio peso, pero el primer tramo recibe carga puntual debido a la presencia de un tabique transversal a la dirección de la vigueta.

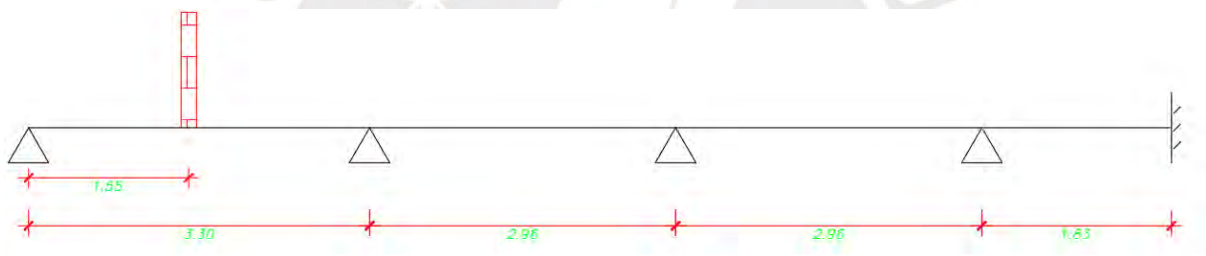


Figura 26. Tramo de vigueta analizado

Para determinar el diagrama de momento de flector, se empleará el metrado de cargas calculado en el acápite 4.3, donde se determinó que la carga distribuida última para la combinación de carga 1.4CM + 1.7CV es igual a 0.59 ton/m considerando un ancho tributario de 84cm. La *Figura 27* muestra el modelo estructural empleado para el análisis de la vigueta seleccionada, se considera un modelo bidimensional en el que se utilizan elementos tipo Frame para las viguetas del aligerado seleccionado y elementos tipo Shell para las losas macizas, considerando el espaciamiento de 84cm. Este tipo de modelado permite observar un comportamiento más real en el área de interacción entre los dos tipos de losas que componen el sistema de techado.

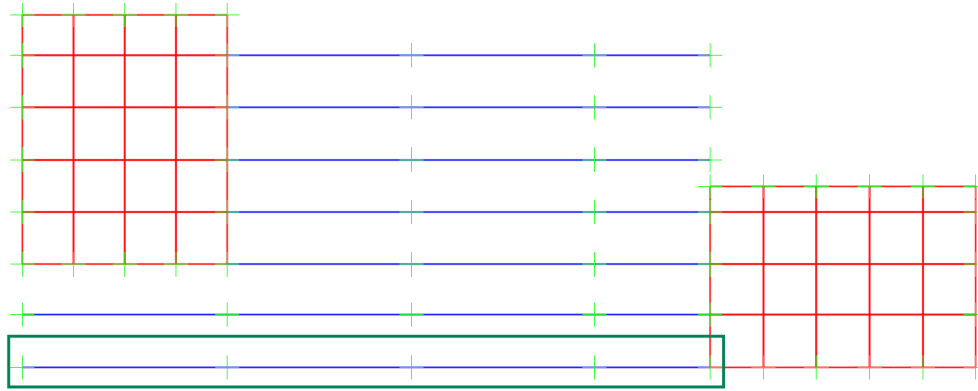


Figura 27. Modelo estructural empleado para el análisis de la viga

Al conocer las cargas que actúan en cada uno de los tramos, es posible calcular los momentos principales negativos y positivos necesarios para realizar el diseño por flexión, como se ilustra en la Figura 28. Es importante resaltar que el momento último negativo en los extremos apoyados en la viga se calculará empleando la expresión $Mu_{(-)} = wu * ln^2/24$.

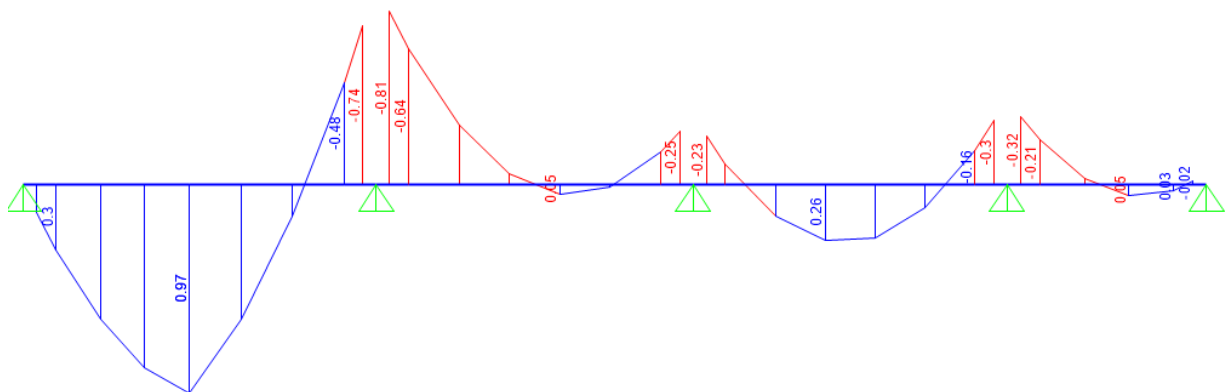


Figura 28. Diagrama de momento flector último en la viga analizada (ton.m)

Antes de calcular las cuantías de acero necesarias para cumplir con las demandas por flexión, es necesario conocer el acero máximo tanto positivo como negativo para la sección considerando lo indicado por Ottazzi (2016), quien presenta la metodología aproximada para el cálculo de acero negativo en vigas o viguetas “T”.

- **As min (-)**

$$f'c = 210kg/cm^2, \quad b = 8cm, \quad d = 18 cm, \quad fy = 4200 kg/cm^2,$$

$$I_g = 12458.3 \text{ cm}^2, \quad y_t = 4.72 \text{ cm} \rightarrow S(-) = \frac{I_g}{y_t} = \frac{12458.3}{4.72} = 2638.24 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 2\sqrt{210} = 29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \phi M_n(-) = 1.2 * S(-) * f_r = 91756 \text{ kg.cm}$$

$$A_{smin}(-) = \frac{\phi M_n}{0.9 * f_y * 0.95 * d} = 1.54 \text{ cm}^2$$

• **As min (+)**

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, \quad b = 84 \text{ cm}, \quad d = 15.5 \text{ cm}, \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$I_g = 12458.3 \text{ cm}^2, \quad y_b = 15.28 \text{ cm} \rightarrow S(-) = \frac{I_g}{y_b} = \frac{12458.3}{15.28} = 815.5 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 2\sqrt{210} = 29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \phi M_n(+) = 1.2 * S(+) * f_r = 28360.9 \text{ kg.cm}$$

$$A_{smin}(+) = \frac{\phi M_n(+)}{0.9 * f_y * 0.95 * d} = 0.49 \text{ cm}^2 < 3.62 \text{ cm}^2 (\text{Acero VIGACERO})$$

Ottazzi (2016) hace notar que la cuantía mínima exigida por la norma de concreto armado para acero negativo es muy elevada en comparación al acero requerido por calculo, por ello indica que en lugar de usar el acero mínimo se puede optar por usar 1.3 veces la cantidad requerida en la sección de análisis. Conociendo las cuantías mínimas y las consideraciones para el armado de acero en las viguetas, se muestra los valores de momento negativo en los extremos de cada tramo y el mayor valor de momento positivo para el diseño en la Tabla 37, junto con el acero instalado y su respectivo momento resistente.

Tabla 37

Cálculo del acero requerido para los cuatro tramos a diseñar

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	1.3 As requerido (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Tramo 1	Mu-izquierda	0.33	1.49	0.54	0.70	1Φ3/8"	0.43
	Mu+	0.97	0.40	1.44	-	VIGACERO	2.03
	Mu-derecha	0.74	3.55	1.21	1.57	1Φ1/2"+1Φ3/8"	1.14
Tramo 2	Mu-izquierda	0.81	3.93	1.34	1.74	1Φ1/2"+1Φ3/8"	1.14
	Mu+	0.05	0.02	0.1	-	VIGACERO	2.03
	Mu-derecha	0.25	1.12	0.38	0.50	1Φ3/8"	0.43
Tramo 3	Mu-izquierda	0.24	1.07	0.36	0.47	1Φ3/8"	0.43
	Mu+	0.26	0.11	0.38	-	VIGACERO	2.03
	Mu-derecha	0.3	1.35	0.46	0.60	1Φ3/8"	0.46
Tramo 4	Mu-izquierda	0.32	1.44	0.49	0.64	1Φ3/8"	0.46
	Mu+	0.05	0.02	0.1	-	VIGACERO	2.03
	Mu-derecha	0.02	0.09	0.03	0.04	1Φ3/8"	0.46

6.1.3. Diseño por corte

Para el caso de análisis por cortante, el concreto de las losas res responsable de soportar todos los esfuerzos generados en las caras de la sección. La Norma E.060 permite en un 10% la resistencia por corte en losas aligeradas, con el objetivo de mejorar la capacidad resistente de las secciones antes de recurrir a ensanches alternados, modificar la resistencia del concreto o incrementar el peralte de la losa.

$$\text{Para } f'c = \frac{210kg}{cm^2}, b = 8cm, d = 18cm, fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi Vc = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 8 * 18 * 0.85 = 1.03 \text{ ton}$$

La Figura 29 ilustra el diagrama de fuerza cortante para cada uno de los tramos de la vigueta de análisis, en donde se muestran valores en la cara de las viguetas y a d=18cm de las mismas.

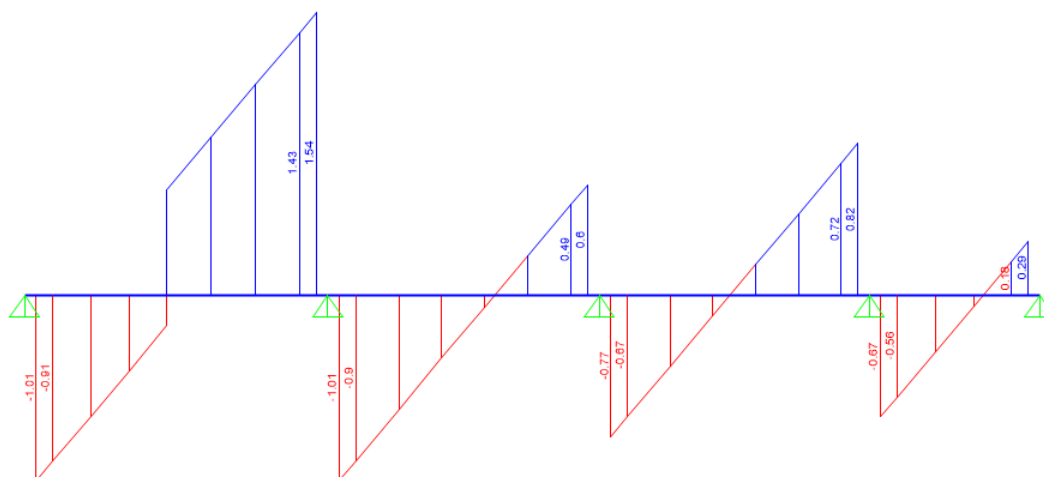


Figura 29. Diagrama de fuerza cortante en la viga analizada (ton)

Se observa que, en todos los tramos a excepción del primero, la cortante calculada a “d” de la cara es menor a la resistencia amplificada que presenta la sección. El primer tramo no presenta el mismo comportamiento por la presencia en la carga puntual producto del tabique perpendicular que soporta. Ante esa situación Ottazzi (2016) recomienda el uso de ensanches alternados para aumentar la capacidad resistente de la sección. Al emplear un ensanche alternado, la base de la sección se incrementa y con ello la fuerza cortante que puede soportar. Para el caso de análisis, al contar con casetones de 75cm, la base pasaría de la sección pasaría a poseer un valor igual a la mitad de la medida del casetón más la longitud original de la base.

$$\text{Para } f'c = \frac{210kg}{cm^2}, b = 8 + 0.5 * 75 = 45.5cm, d = 18cm, fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi Vc = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 46.5 * 17 * 0.85 = 5.68 ton$$

Para determinar cuánto se extenderá el ensanche alternado considerando la nueva capacidad resistente, se evalúa a que distancia de la cara de la viga la sección presenta una fuerza cortante igual a la resistencia original sin considerar el ensanche. La Figura 30 señala a que distancia de la cara del segundo apoyo del primer tramo, la fuerza cortante en la viga es igual a la resistencia de la sección con 9cm de base.

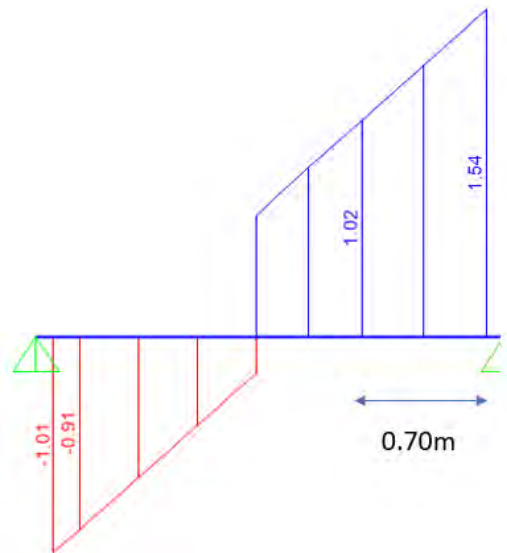


Figura 30. Diagrama de fuerza cortante en la vigueta analizada (ton)

Se determina que la distancia hasta donde se debe extender el ensanche alternado es 80cm medido desde la cara de la viga donde se apoya la vigueta. Finalmente, la Figura 31 muestra el diseño final de la vigueta tomando en cuenta los cortes de acero negativo de acuerdo con lo recomendado por el ACI 318-14 (2014), respetando las longitudes de desarrollo para cada acero.

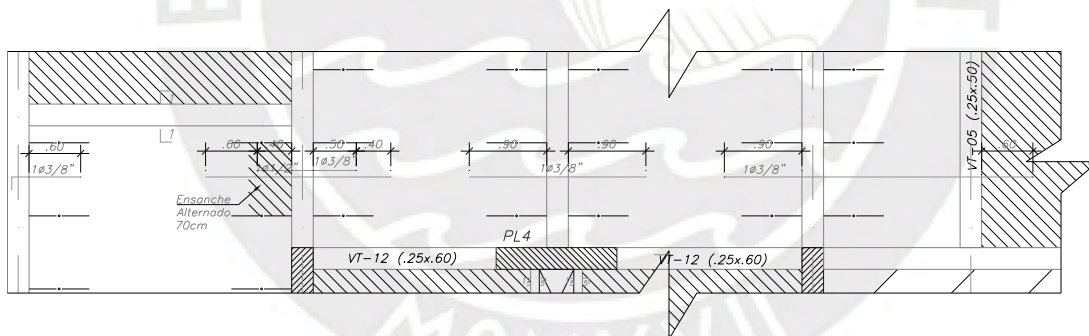


Figura 31. Diseño por flexión y corte de la sección de vigueta analizada

6.1.4. Control de deflexiones y fisuración

- **Cálculo de deflexiones**

A partir de los parámetros presentados el Capítulo 3 del presente documento, se procederá a realizar el cálculo de las deflexiones en el primer tramo de la vigueta analizada, para determinar si existe la necesidad del uso de viguetas de distribución. Este tipo de viguetas se colocan

perpendicularmente a la dirección de las principales y sirven para uniformizar las deflexiones en el paño de losa analizado.

El acero empleado en cada sección será igual al calculado en el diseño a flexión. Se verificará la necesidad de usar la inercia agrietada de la sección para cada caso utilizando los momentos los momentos de agrietamiento positivos y negativos calculados para el cálculo de acero mínimo.

$$M_{cr}(+) = 0.80 \text{ ton.m}, \quad M_{cr}(-) = 0.26 \text{ ton.m}$$

- Tramo 2 (Viga con extremos continuos)

$$L = 3 \text{ m}, \quad b = 8 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}, \quad d' = 2 \text{ cm}, \quad n = 9.2$$

- o Sección derecha (i1)

$$A_{s-} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$M_{m1(-)} = 0.16 \text{ ton.m}$$

$$A_{s+} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{v1(-)} = 0.07 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr} < M_{m1(-)} + M_{v1(-)} \rightarrow \text{Se usa } I_{cr}$$

$$b * \frac{C1^2}{2} + (2n - 1) * (A_{s+}) * (C1 - d') = n * (A_{s-}) * (d - C1)$$

$$C1 = 3.52 \text{ cm}$$

$$I_{cr1} = b * \frac{C1^3}{3} + (2n - 1) * (A_{s+}) * (C1 - d')^2 + n * (A_{s-}) * (C1 - d)^2$$

$$= 1334 \text{ cm}^4$$

- o Sección izquierda (i2)

$$A_{s-} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{m2(-)} = 0.33 \text{ ton.m}$$

$$A_{s+} = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$M_{v2(-)} = 0.15 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr} > M_{m2(-)} + M_{v2(-)} \rightarrow \text{Se usa } I_{cr}$$

$$b * \frac{C2^2}{2} + (2n - 1) * (A_{s+}) * (C2 - d') = n * (A_{s-}) * (d - C2)$$

$$C2 = 4.86 \text{ cm}$$

$$I_{cr2} = b * \frac{C2^3}{3} + (2n - 1) * (As +) * (C2 - d')^2 + n * (As -) * (C2 - d)^2$$

$$= 3274.4 \text{ cm}^4$$

Para $L = m$, $b = 84\text{cm}$, $d = 17\text{m}$, $y_b = 15.1\text{cm}$ $d' = 4.5\text{cm}$, $n = 9.2$

o Sección central (i3)

$$As- = 0\text{cm}^2$$

$$M_{m2(+)} = 0.56 \text{ ton.m}$$

$$As+ = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{v2(+)} = 0.16 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr} > M_{m3(+)} + M_{v3(+)} \rightarrow \text{Se usa } I_g$$

$$I_{g3} = I_g + (2n - 1) * ((y_t - 4.5)^2 * As(+)) = 21341.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2 * I_{g3}}{4} = 159438.5 \text{ cm}^4$$

Conociendo la inercia efectiva de la sección, se pueden determinar las deflexiones inmediatas y las diferidas para obtener la deflexión total:

DEFLEXIONES INMEDIATAS

Deflexiones por carga muerta

$$\Delta_{cm} = \frac{5}{48} * \frac{Ln^2}{Ec * I_{ef}} * (M_{m3(+)} - 0.1 * (M_{m1(+)} + M_{m2(+)})) = 0.186 \text{ cm}$$

Deflexiones por carga viva

$$\Delta_{cv} = \frac{5}{48} * \frac{Ln^2}{Ec * I_{ef}} * (M_{v3(+)} - 0.1 * (M_{v1(+)} + M_{v2(+)})) = 0.05 \text{ cm}$$

DEFLEXIONES DIFERIDAS

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * \rho'}$$

Considerando el acero en compresión del tramo central:

$$\rho' = \frac{0}{84\text{cm} * 5\text{cm}} = 0$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0} = 2$$

$$\Delta dif_{cm} = \lambda \Delta cm = 0.37 cm, \quad \Delta dif_{cv} = \lambda \Delta cv * 0.3 = 0.015 cm$$

DEFLEXIONES TOTALES

$$\Delta total = \Delta cm + \Delta cv + \Delta dif_{cm} + \Delta cv * 0.3 = 0.615 cm$$

Según la Tabla 9.2 de la Norma E.060, la máxima deflexión esperada para el tramo de la vigueta analizada se calcularía considerando que se cuenta con un elemento no estructural susceptible a sufrir daños por deflexiones excesivas: el tabique perpendicular a la dirección de la losa.

$$Deflexión\ límite = \frac{L}{480} = \frac{300}{480} = 0.625\ cm > \Delta total$$

Se comprueba que, bajo cargas de servicio, la vigueta no presentaría deflexiones por encima del límite, por lo que se descarta emplear una vigueta de distribución que pueda ayudar a controlar las deflexiones excesivas.

- **Control de fisuración**

Se determinará el factor Z en los extremos de momento negativo y en la sección de momento positivo máximo del **primer tramo** de la viga analizada. El valor de y_s será igual a 3 cm cuando se trate de momento positivo y 4.5cm cuando se trate de momento negativo. Además, la base será igual a 84cm cuando el momento sea positivo y 9cm cuando el momento es negativo. La Tabla 38 muestra el cálculo del factor para cada punto crítico de la vigueta.

Tabla 38
Cálculo del factor "Z" para la vigueta analizada

	Ms (ton.m)	As (cm²)	Nº barras	fs(kg/cm²)	ys(cm)	Act (cm²)	Z (kg/cm)
M_derecha(-)	0.2	0.71	1	692.19	3	54.00	9765.38422
M_central (+)	0.7	3.62	1	424.99	4.5	756.00	14450.6191
M_izquierda(-)	0.5	2	2	512.82	3	27.00	5742.32486

Se puede notar que, para todos los casos, ninguno de los valores es mayor a 26000 kg/cm², por lo que la vigueta del tramo analizado no presentará problemas por fisuraciones en condiciones de servicio.

6.2.Losas Macizas

6.2.1. Consideraciones generales

Las losas macizas que forman parte del sistema de techos de la edificación presentan dimensiones que generan que estos elementos trabajen en una o dos direcciones. Si la relación entre luces es mayor a 2, el elemento puede ser modelado como un elemento unidireccional, el cual trabaja en la dirección más corta, tal como una losa aligerada. Si se presenta el caso contrario, el elemento debe ser analizado en ambas direcciones empleando alguno de los métodos propuestos dentro del Capítulo 13 de la Norma E.060: método Directo o método de Coeficientes. Debido a la forma en la que se disponen los paños de losas macizas y por la facilidad de análisis que presenta trabajar con este tipo de modelos, se empleara un método computacional para hallar las fuerzas internas en cada uno de los paños, para luego diseñar los elementos por flexión y por corte.

Cada paño de losas macizas será modelado como un elemento tipo Shell-Thin en el software SAP 2000 empleando un método de elementos finitos para el cálculo de las fuerzas internas, para esto se asumirán las condiciones de borde pertinentes en función a su ubicación en planta y los elementos que los que cada uno de los paños colinda.

6.2.2. Diseño por flexión

La Norma E.060 establece una cuantía mínima con el fin de prevenir problemas relacionados con la temperatura y cambios volumétricos, la cual corresponde a 0.18% del área bruta de la sección. Se tomará un ancho tributario de 100cm y una altura igual al espesor de la losa (20cm) para determinar la cuantía mínima reglamentaria.

Para elegir el espaciamiento del acero a emplear en cada una de las losas, la Norma E.060 indica la distancia entre aceros no puede exceder al doble del espesor del elemento, por lo que el espaciamiento máximo que se puede elegir será de 40 cm.

$$As_{\text{mín inferior}} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín superior}} = 0.0006 * b * h = 0.0012 * 100 * 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Como ejemplo de diseño se analizará los cuatro paños de losa maciza ubicadas entre los ejes 7-8 y E-J. Los paños colindantes con el eje 7 presentan interacción con zonas de losa aligerada, por lo que se trabajará un modelo bidimensional para obtener un comportamiento similar a la realidad simulando la rigidez en la zona de intersección, tal como se muestra en la *Figura 32*. Los ejes apoyados sobre vigas peraltadas se consideran simplemente apoyados, mientras que las zonas que colindan con vigas chatas se consideran en volado, pues estos elementos presentan una rigidez similar a la losa maciza y se deforman junto con la misma.

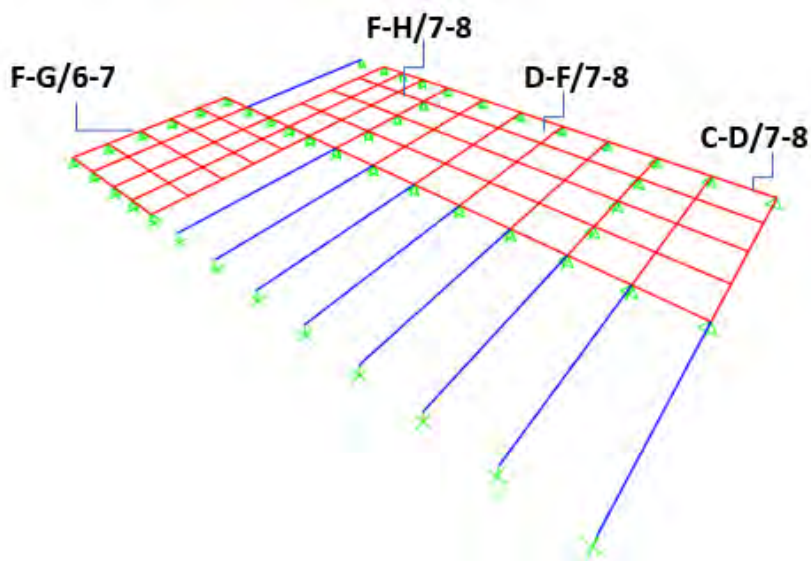


Figura 32. Modelo de elementos finitos para los paños de losa maciza a analizar

El metrado de cargas de cada uno de los paños elegidos como ejemplo de diseño fue calculado en el Capítulo 3 del presente documento, teniendo en cuenta el peso propio del elemento, el piso terminado y la carga producida por la tabiquería al ser una zona de baños.

Tabla 39
Resumen de cargas distribuidas sobre paños de losa maciza

Paño	Carga Muerta (ton/m ²)	Carga Viva (ton/m ²)
C-D/7-8	0.87	0.20
D-F/7-8	1.07	0.20
F-G/7-8	0.98	0.20
F-H/6-7	0.77	0.20

Conociendo las cargas que actúan sobre los paños se puede calcular los momentos flectores para la combinación 1.4CM+1.7CV para cada una de las direcciones principales de cada elemento, tal como se observa en la *Figura 33* y la *Figura 34*.

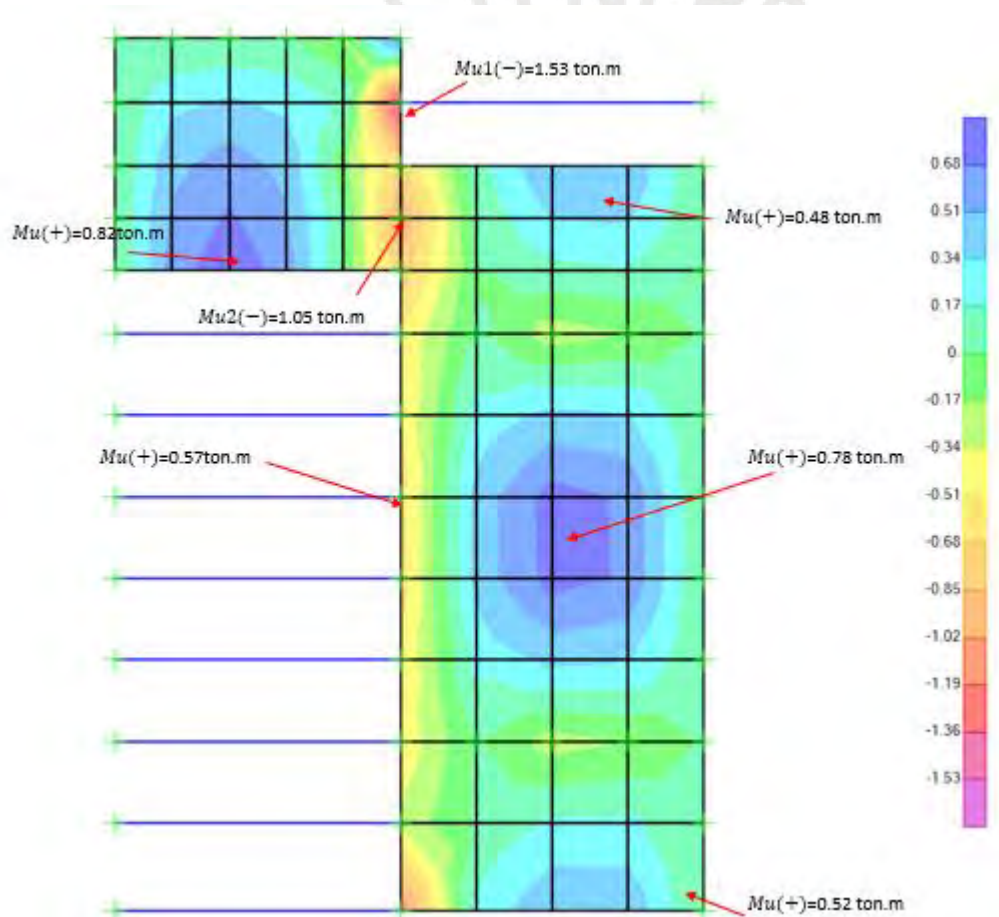


Figura 33. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11

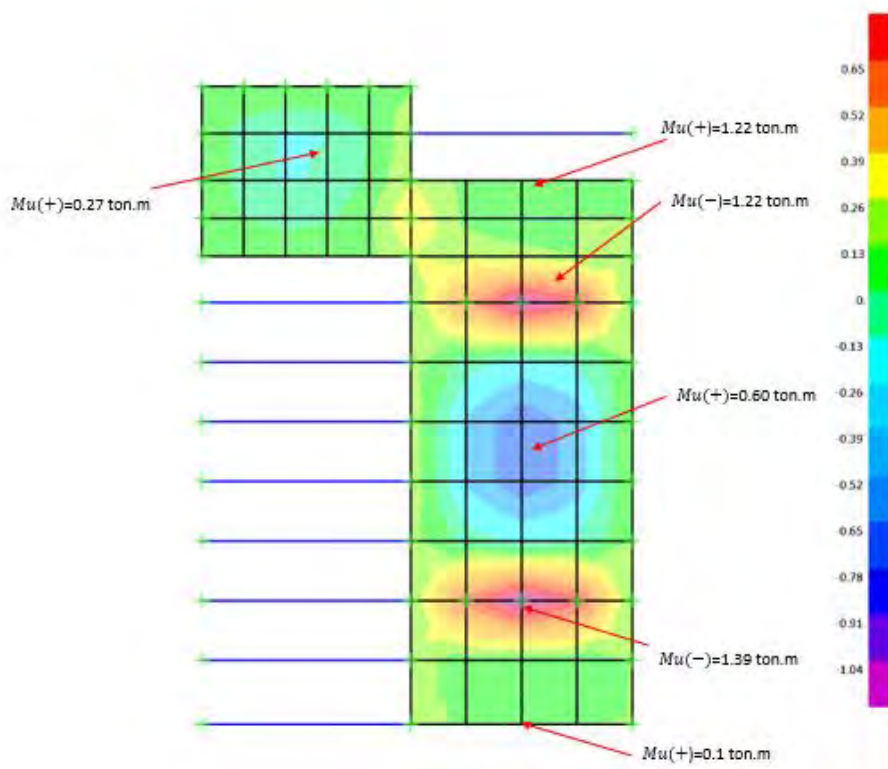


Figura 34. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22

Conociendo la cuantía mínima superior e inferior, se elige el armado a emplear para cada caso. Tras determinar el espaciamiento y el acero a emplear se calcula el momento nominal que el acero mínimo genera para evaluar si es necesario utilizar bastones. Se considerará un ancho efectivo unitario y un peralte de 17cm para el cálculo de los momentos nominales.

- $As_{mín} (-) \rightarrow 6mm@20cm = 1.4cm^2$
 $\Phi Mn (-) \Rightarrow 0.89cm^2$
- $As_{mín} (+) \rightarrow 8mm@20cm = 2.5cm^2$
 $\Phi Mn (+) \Rightarrow 1.58cm^2$

La Tabla 40 y la Tabla 41 muestran el proceso final para la elección de los bastones adicionales al armado mínimo seleccionado previamente, considerando los momentos últimos presentados en la Figura 33 y la Figura 34.

Tabla 40

Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X

Paño	Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
C-D/7-8	Mu-	1.03	0.38	1.62	1.25	Φ6mm@20+ <u>1Φ1/2''@84</u> (aligerado)	1.85
	Mu+	0.52	0.19	0.81	2.5	Φ8mm@20	1.58
D-F/7-8	Mu-	0.57	0.21	-	1.25	Φ6mm@40	0.89
	Mu+	0.78	0.30	1.22	2.5	Φ8mm@20	1.58
F-H/-7-8	Mu- izquierda	1.05	0.39	1.65	1.25	Φ6mm@20+ Φ8mm@40	1.67
	Mu+	0.48	0.18	0.75	2.5	Φ8mm@20	1.67
F-G/6-7	Mu- derecha (2)	1.05	0.39	1.65	1.25	Φ6mm@20+ Φ8mm@40	1.67
	Mu- izquierda (1)	1.53	0.67	1.65	1.25	Φ6mm@20+ <u>2Φ3/8''@84</u> (aligerado)	1.94
	Mu+	0.82	0.30	1.29	2.5	Φ8mm@20	1.67

Tabla 41

Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y

Paño	Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
C-D/7-8	Mu+	0.1	0.04	0.16	2.5	Φ8mm@20	1.58
	Mu- superior	1.15	0.43	1.81	1.25	Φ6mm@20+ Φ8mm@40	1.58
D-F/7-8	Mu- Inferior	1.15	0.43	1.81	0.50	Φ6mm@20+ Φ8mm@40	1.67
	Mu+	0.60	0.22	0.94	2.5	Φ8mm@20	1.58
F-H/-7-8	Mu- superior	1.11	0.41	1.75	1.25	Φ6mm@20+ Φ8mm@40	1.67
	Mu- inferior	1.11	0.41	1.75	1.25	Φ6mm@20+ Φ8mm@40	1.67
	Mu+	0.1	0.04	0.16	2.5	Φ8mm@20	1.58
F-G/6-7	Mu+	0.27	0.11	0.42	2.5	Φ8mm@20	1.58
	Mu-	-	-	-	1.25	Φ8mm@40	0.80

Paras las zonas de interacción con las losas aligeradas, se emplearon bastones negativos espaciados a 84 cm para cumplir con la demanda de acero negativo en los tramos de losa maciza. De forma complementaria, se procede a calcular de forma manual los momentos flectores del paño D-F/7-8 empleando las tablas de Kalmanok, considerando el paño que se

encuentra simplemente empotrado en el extremo paralelo al eje 7 y simplemente apoyado en el eje 8. Los extremos paralelos a los ejes D y F se consideran empotrados al tener continuidad con otros paños de losa maciza. La *Figura 35* muestra las condiciones de apoyo del elemento analizado junto a la tabla de Kalmanok que más se adecua al caso de análisis.

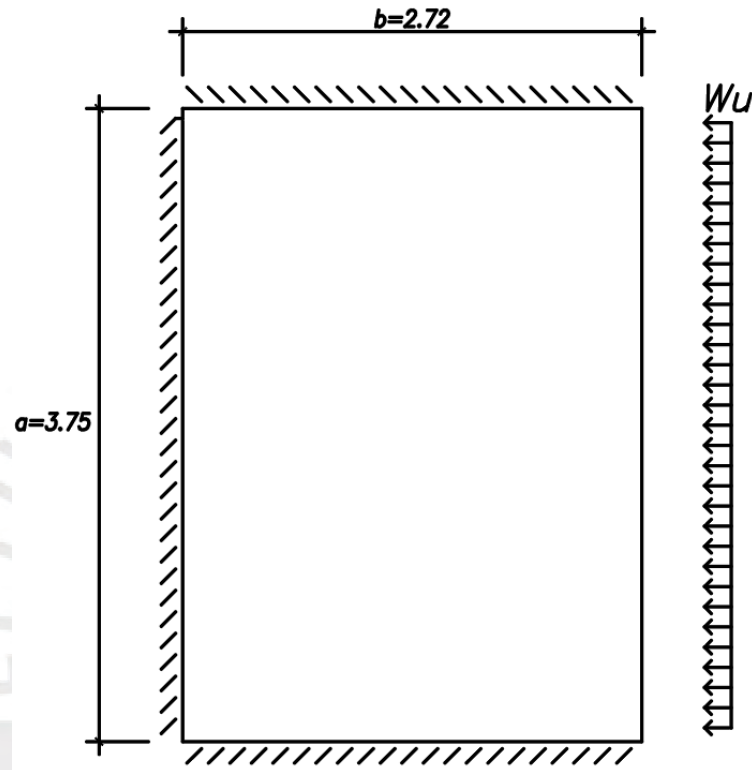


Figura 35. Condiciones de apoyo del paño D-F/7-8 de acuerdo a la Tabla 16 de Kalmanok. Manual para cálculo de placas. (1961)

La Tabla 42 muestra los coeficientes que se emplean para el cálculo de los momentos flectores en los extremos y el centro del paño de análisis. Dichos coeficientes se multiplican por el valor de la carga distribuida última y el cuadrado del lado más corto de la sección ($b=2.72\text{m}$).

Tabla 42
Coeficiente de la Tabla 14 de Kalmanok para momentos flectores positivos y negativos. Manual para cálculo de placas (1961)

b/a	M_{oa}	M_{ob}	M_{acp}	M_{bcp}
0.70	-0.0743	-0.0907	0.0198	0.0368
0.75	-0.0727	-0.0839	0.0214	0.0327

- Paño D-E/7-8

$$a = 3.75m, \quad b = 2.72m, \quad \frac{b}{a} = 0.725$$

$$wm = 1.07 \frac{ton}{m}, \quad wv = 0.2 \frac{ton}{m^2}, \quad wu = 1.838 \frac{ton}{m^2}$$

$$M_{oa} = M_u y(-) = 0.0735 * wu * b^2 = 0.0983 * 1.838 * 2.72^2 = 0.99 \text{ ton.m}$$

$$M_{ob} = M_u x(-) = 0.0837 * wu * b^2 = 0.0983 * 1.838 * 2.72^2 = 1.13 \text{ ton.m}$$

$$M_{acp} = M_u y(+) = 0.0206 * wu * b^2 = 0.0319 * 1.838 * 2.72^2 = 0.28 \text{ ton.m}$$

$$M_{bcp} = M_u x(+) = 0.038 * wu * b^2 = 0.0408 * 1.838 * 2.72^2 = 0.47 \text{ ton.m}$$

Finalmente, la Tabla 43 muestra la comparación y la variación porcentual entre los valores calculados por medio del cálculo manual y los obtenidos por empleando de un modelo computacional de elementos finitos con el software SAP 2000.

Tabla 43

Comparación y variación porcentual de los momentos flectores en losa empleando diferentes métodos

Método	M_{oa} $= M_u y(-)$	M_{ob} $= M_u x(-)$	M_{acp} $= M_u y(+)$	M_{bcp} $= M_u x(+)$
Manual	0.99	1.13	0.28	0.47
Elementos Finitos	1.15	0.57	0.60	0.78
% Variación	14%	50%	53%	39%

Se observa que, los porcentajes de variación porcentual para los momentos negativos en ambas direcciones son menores a los porcentajes para momentos positivos. La menor variación se presenta en los momentos negativos en la dirección Y, considerando que el modelo computacional representa con mayor exactitud el comportamiento real de los elementos, mientras que la variación para el momento negativo en la dirección X es mayor, ya que la condición de apoyo que presenta el modelo de elementos finitos no representa un empotramiento perfecto, tal como lo hace el método de Kalmanok.

6.2.3. Diseño por corte

El diseño por corte esta basado en la verificación de las fuerzas cortantes presentes en el elemento de análisis sean menores a la resistencia por corte que ofrece la sección de concreto por unidad de área, para el caso particular de losas de 20cm, el concreto resiste la siguiente magnitud:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton}$$

En caso las fuerzas internas sean mayores a la resistencia que ofrece la sección, se debe evaluar incrementar el peralte de la losa o elevar el valor de la resistencia del concreto. La *Figura 36* y la *Figura 37* muestran los principales valores de fuerza cortante última en ambas direcciones de las losas presentadas como ejemplo de diseño.

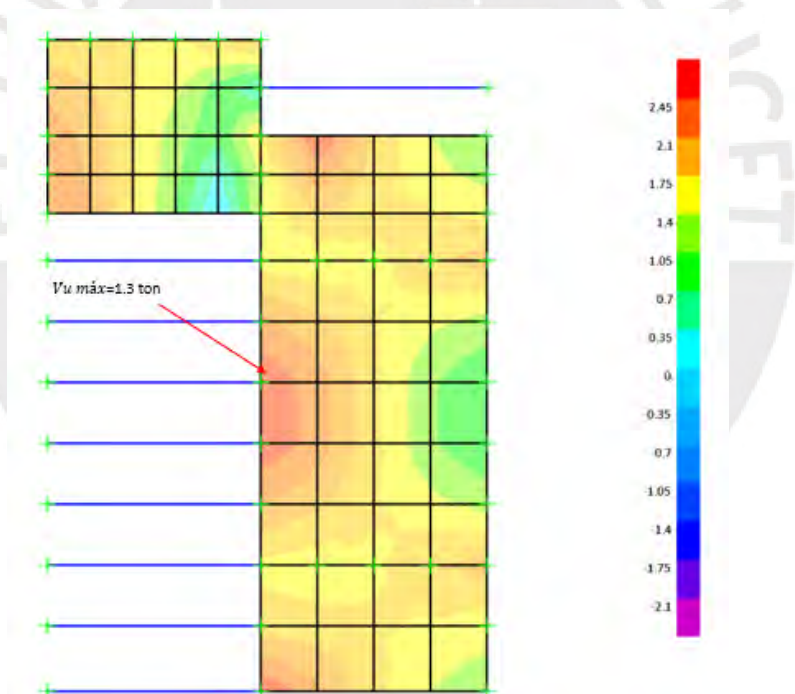


Figura 36. Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 13

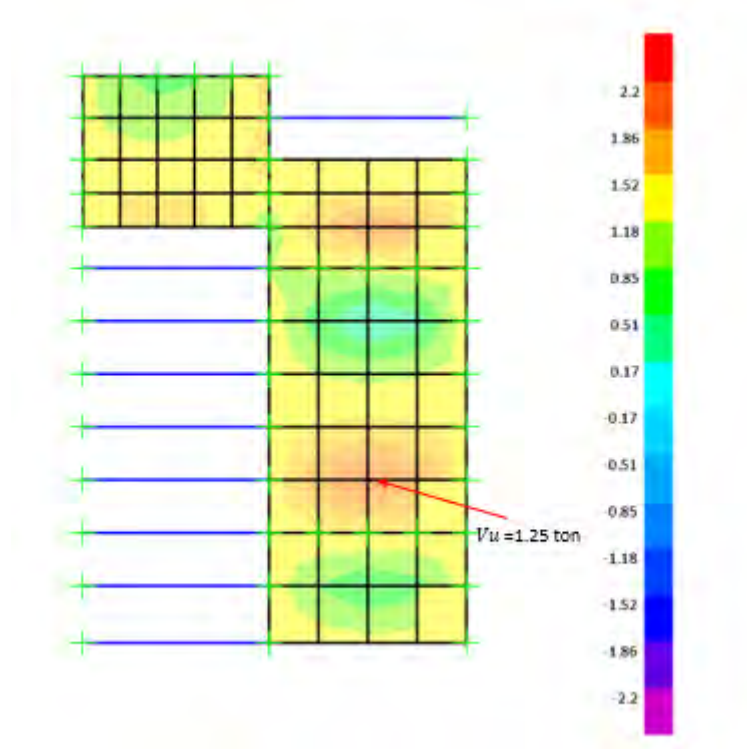


Figura 37. Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 23

Se compara el máximo valor en cada dirección con la resistencia ofrecido por el concreto para determinar que los esfuerzos producidos por las cargas gravitacionales no sean mayores lo admisible.

$$Vu_{13} = 1.3 \text{ ton} < \phi Vc = 11.1 \text{ ton}$$

$$Vu_{23} = 1.25 \text{ ton} < \phi Vc = 11.1 \text{ ton}$$

Al verificar que ninguno de los dos valores excede la resistencia ofrecida por el concreto, se establece que la sección no presentará problemas por corte, por lo que no será necesario realizar modificaciones en la resistencia del concreto o en el espesor de la losa maciza. Finalmente, la Figura 38 muestra la distribución de acero final del paño diseñado.

7. CAPÍTULO VII: DISEÑO DE VIGAS

7.1.Consideraciones generales

Las vigas son componentes que soportan las cargas de las losas de entrepiso y las distribuyen hacia elementos verticales como placas y columnas. Junto con los elementos previamente mencionados, las vigas conforman el sistema sismorresistente de la edificación ante cargas horizontales que se pueden producir en las direcciones principales de análisis.

La Norma E.060, dentro del Capítulo 21 de la misma, brinda recomendaciones especiales para el diseño de elementos sísmicos. Dentro de dicho Capítulo se mencionan recomendaciones que se deben considerar al momento de diseñar por flexión y por corte los elementos que ayudan a soportar las cargas sísmicas en la edificación. Las principales recomendaciones que se brindan para vigas en edificaciones de sistema estructural de muros ($R_o=6$), se pueden resumir en lo siguiente:

- El refuerzo debe consistir en al menos en dos barras (superior e inferior), con un área de acero superior al mínimo requerido.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo de una viga debe ser, como mínimo, un tercio del momento negativo en esa misma cara. Además, el momento nominal en cualquier punto de la viga no debe ser inferior al momento nominal en alguna de las caras de los nudos del tramo considerado.
- Se debe contar con extremos confinados por estribos cerrados en los extremos de la viga. La longitud de confinamiento será el doble del peralte del elemento. Los diámetros mínimos de los estribos será de 8mm y de 3/8" como máximo, para diámetros de acero longitudinal hasta 1". En caso se presenten mayores diámetros en el acero longitudinal, se puede emplear estribos de 1/2". El espaciamiento de los estribos dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes valores:

- o $d/4$, pero no es mandatorio que sea menor a 15 cm
- o Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- o 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado
- o 30 cm
- o Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no debe ser mayor a la mitad del peralte efectivo.

Adicionalmente, se considera, que, para el análisis por fuerza cortante, el valor de diseño no debe ser exceder a ninguno de los dos siguientes valores:

- Diseño por capacidad: se calcula dos valores de fuerza cortante en función del momento nominal producido por los aceros a flexión, los cortantes isostáticos y los cortantes por sismo. La Figura 39 muestra las consideraciones para el cálculo del primer valor de diseño por cortante.

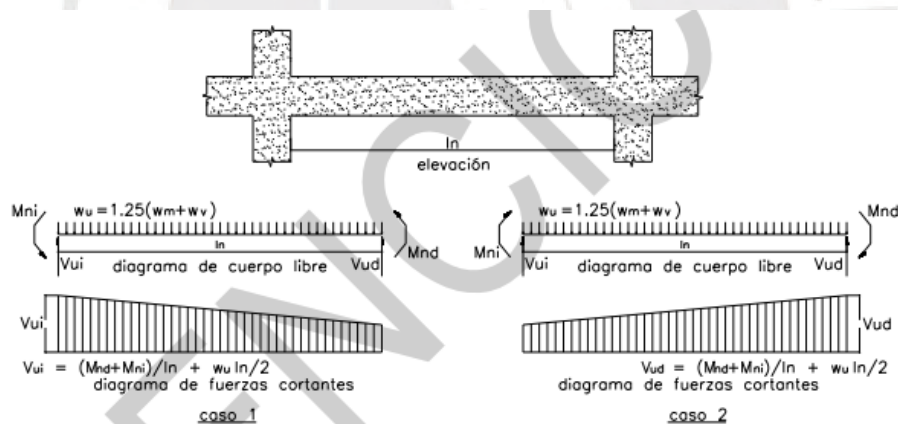


Figura 39. Diseño por capacidad. Extraído de Norma E.060. Ministerio de Vivienda y Construcción, 2009.

$$Vu_{capacidad} = \frac{Mni + Mnd}{ln} + 1.25 * (Vm + Vv)$$

- Fuerza sísmica amplificada: el valor de fuerza cortante se obtiene amplificando la carga muerta y viva por un valor de 1.25, mientras que la fuerza sísmica se amplifica 2.5 su valor original.

$$Vu_{amplificada} = 2.5 * Vs + 1.25 * (Vm + Vv)$$

Donde:

Mni: Momento nominal en la cara del nudo izquierdo

Mnd: Momento nominal en la cara del nudo derecho

Ln: luz libre del tramo de la viga

Vm: Cortante por carga muerta

Vv: Cortante por carga viva

Vs: Cortante por cargas de sismo

7.2.Diseño por flexión

Como ejemplo de la aplicación de los criterios previamente presentados, se diseñará ubicada en el eje 2 entre los ejes A' y F. La Figura 40 muestra que se trata de una viga de tres tramos, con dos de estos empotrados en ambos extremos y uno en volado. Los extremos empotrados soportan cargas de servicio y de sismo en la dirección Y, mientras que los volados solo soportan cargas de gravedad. La viga a diseñar cuenta con peralte de 60 cm y 25 cm de base.

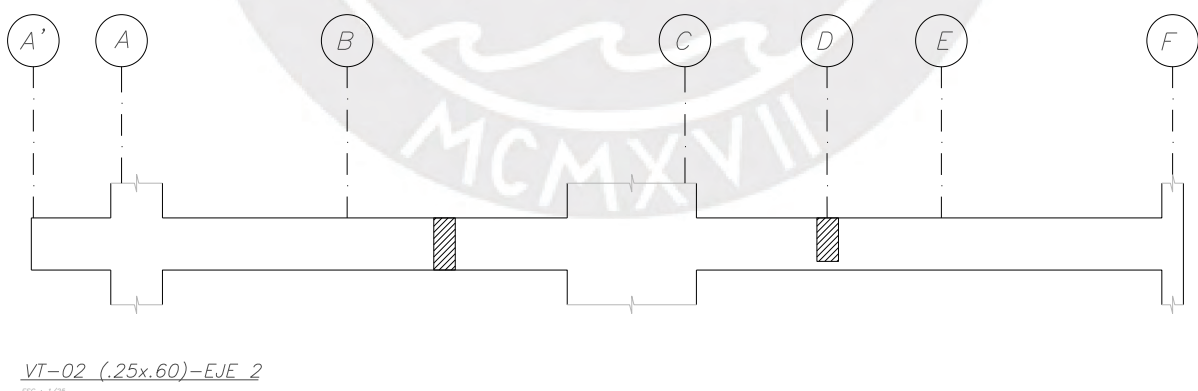


Figura 40. Elevación de viga VT-02

Para realizar el diseño por flexión, se construirán las envolventes en función de los diagramas de momento ultimo producto de las cargas muertas, vivas y de sismo. La Figura 41,

la Figura 42 y la Figura 43 presentan los diagramas provenientes de cada uno de los casos de carga y el modelo estructural empleado para obtener una envolvente. Se debe resaltar, que para ninguno de los casos se presentará el diagrama de momentos del primer tramo de la viga, pues esta solo soporta su propio peso y no forma parte del modelo sísmico de la edificación, por lo que se correrá el mismo acero obtenido en el extremo izquierdo del segundo tramo para cumplir con las longitudes de desarrollo exigidas por el reglamento nacional.

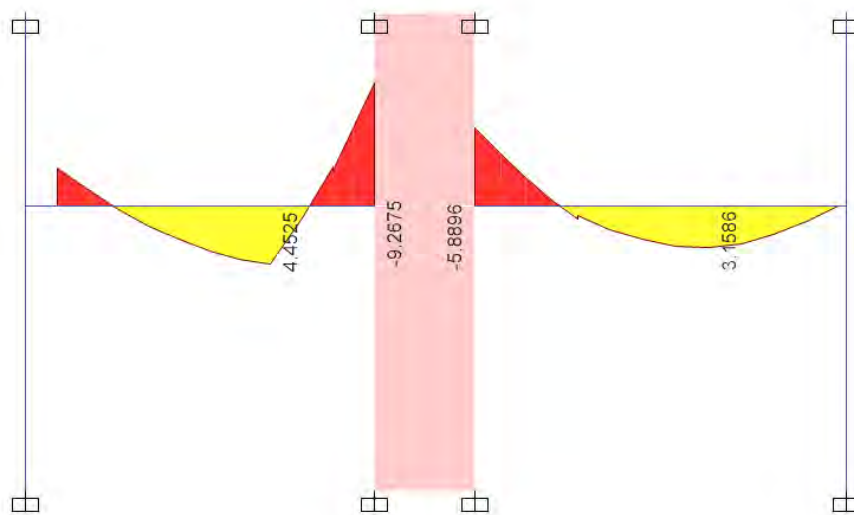


Figura 41. Diagrama de momento flector por carga muerta

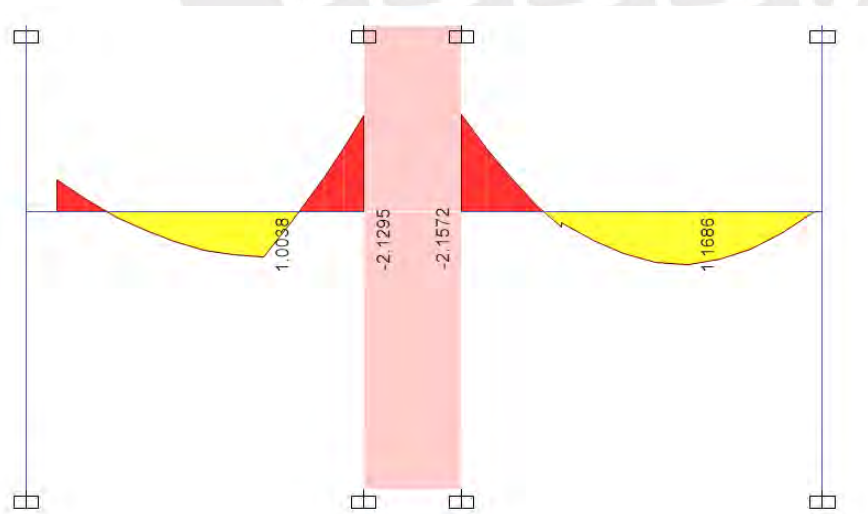


Figura 42. Diagrama de momento flector por carga viva

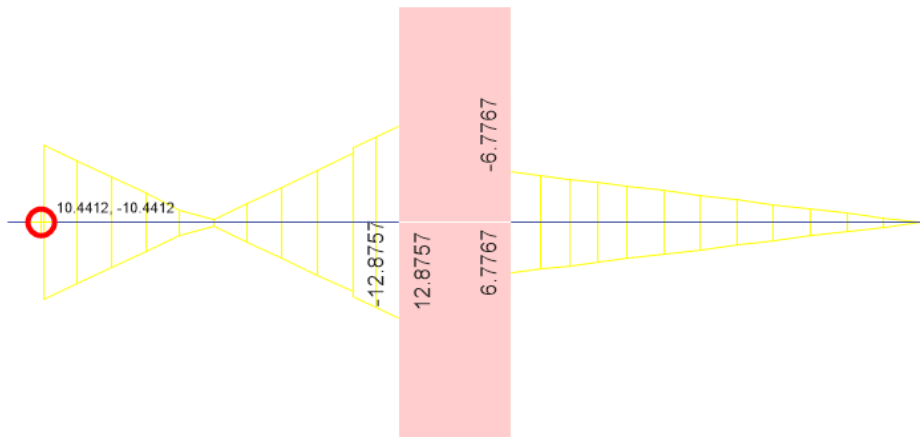


Figura 43. Diagrama de momento flector por carga de sismo en la dirección Y

Tras obtener todos los valores de momento para distintos puntos en todos los tramos de la viga, se construye las envolventes utilizando las siguientes combinaciones, tal como se presenta en la Figura 44 y la Figura 45.

$$CU1 \rightarrow Mu = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU2 \rightarrow Mu = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$CU3 \rightarrow Mu = 0.9CM \pm CS$$

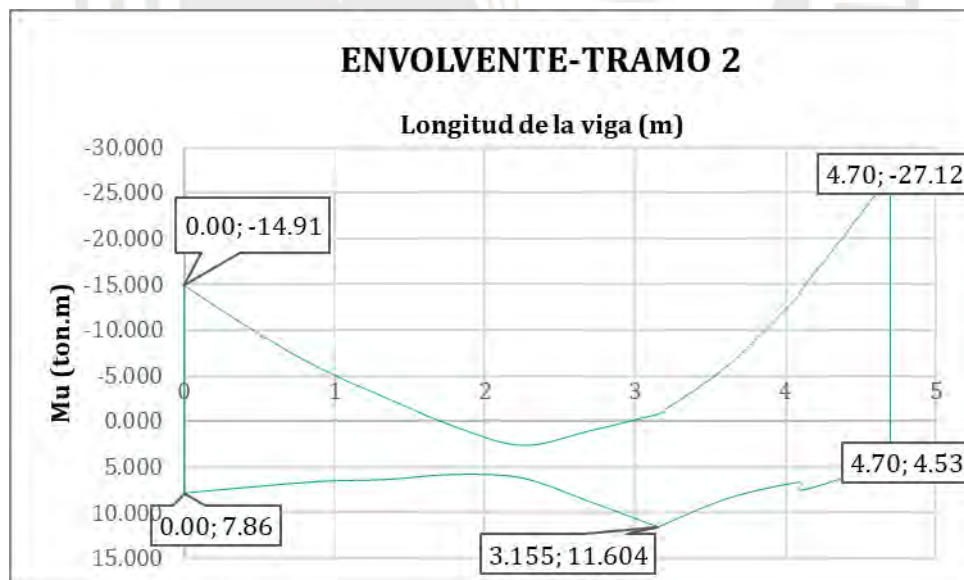


Figura 44. Envolvente de momento último del segundo tramo

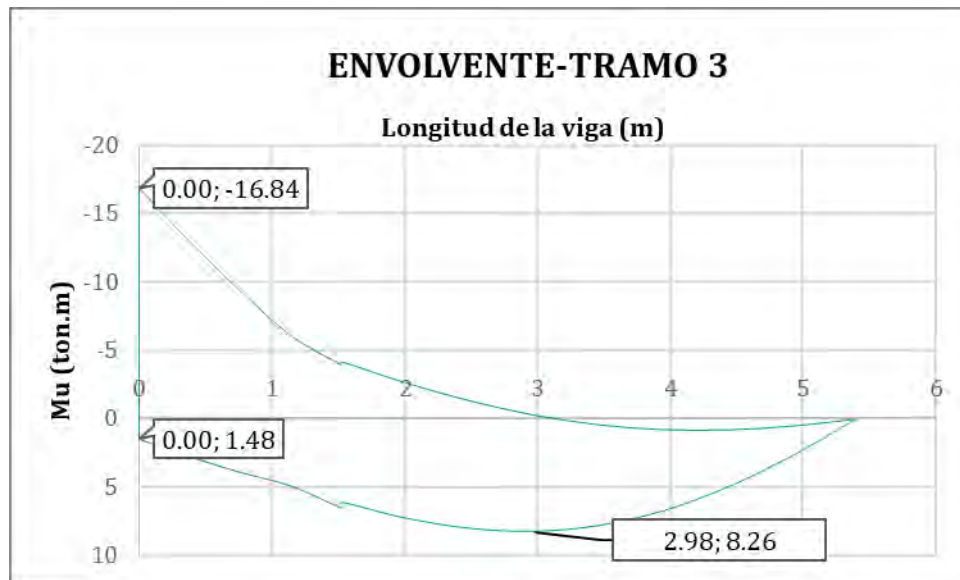


Figura 45. Envolvente de momento último del tercer tramo

La construcción de envolventes permitirá determinar los momentos principales negativos y positivos para el diseño por flexión. Es importante determinar la cuantía máxima y mínima de la sección analizada, para evitar de fallas por compresión. Por la magnitud de los momentos presentes en los apoyos negativos, se asume que el acero de refuerzo se distribuirá en dos capas.

Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 25 \text{ cm}$, $d' = 8 \text{ cm}$, $d = 52 \text{ cm}$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 0.7 * \sqrt{210} * 25 * \frac{52}{4200} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.75 * \rho_b * b * d = 0.75 * (0.588 * 0.85 * \frac{210}{4200}) * 25 * 52 = 20.71 \text{ cm}^2$$

La Tabla 44 muestra los valores de momento negativo en los extremos de cada tramo y el mayor valor de momento positivo para el diseño. Finalmente se mostrará el acero utilizado para satisfacer las necesidades de carga de cada uno de los tramos que componen la viga.

Tabla 44

Cálculo del acero requerido para los dos tramos a diseñar

Tramo	Ubicación	Envolvente (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	Armado	As colocado (cm ²)	øMn (ton.m)
Tramo 2	Mu-izquierda	14.91	7.91	8.19	3Φ3/4"	8.52	15.46
	Mu+izquierda	7.86	3.91	5.68	2Φ3/4"	5.68	10.59
	Mu+centro	11.60	5.89	6.26	3Φ3/4"	8.52	15.46
	Mu-derecha	27.12	15.21	16.16	3Φ3/4"+3Φ3/4"	17	28.33
	Mu+izquierda	4.53	2.22	2.35	2Φ3/4"	5.68	10.59
Tramo 3	Mu-izquierda	16.84	8.81	9.36	2Φ3/4"+2Φ5/8"	10.52	18.10
	Mu+izquierda	1.48	2.92	3.14	2Φ5/8"	4	7.88
	Mu+centro	8.26	4.25	4.51	2Φ5/8"	4	7.88
	Mu-derecha	0	2.92	3.14	2Φ5/8"	4	7.88

Se decidió correr 2 aceros de 3/4" en la parte inferior y 3 de 3/4" en la parte superior el segundo tramo; y 2 aceros de 5/8" en la parte inferior junto con 2 aceros de 3/4" en la parte superior en el tercer tramo, para complementar la demanda de acero utilizando bastones de 3/4" y 5/8". En algunos casos, se optó por colocar mayor acero al necesario para cumplir con las disposiciones de la norma E.060 para vigas sismorresistentes dentro del sistema estructural de muros (R=6) detalladas dentro de las consideraciones generales de diseño: todos los momentos resistentes positivos en la cara de los nudos son mayores a la tercera parte de los valores resistentes negativos en la misma cara, asimismo, ninguno de los momentos resistentes dentro de los tramos de la viga es menor a la cuarta parte del momento resistente en los nudos.

Para el caso del refuerzo positivo en la parte central de la sección del segundo tramo, se optó por trabajar con una cuantía mayor a la necesaria para evitar problemas relacionados a fisuraciones por cargas de servicio, aspecto que se detalla con mayor precisión en el acápite 6.5. del presente Capítulo.

7.3.Corte de acero

Para los cortes de acero en los bastones en tracción superiores se calcula los puntos de corte teóricos en función de la envolvente y se suma el valor del peralte efectivo. Si la suma de ambos valores resulta menor a la longitud de desarrollo del acero utilizado, se toma dicha longitud como referencia final para el corte del acero. La *Figura 46* muestra la ubicación de los puntos teóricos de corte medidos desde la cara del nudo del tramo 2 de la viga analizada. Para ubicar los puntos de corte teóricos se empleará el momento nominal del acero corrido superior ($3\Phi 3/4'' \rightarrow \phi M_n = 15.46 \text{ ton.m}$)

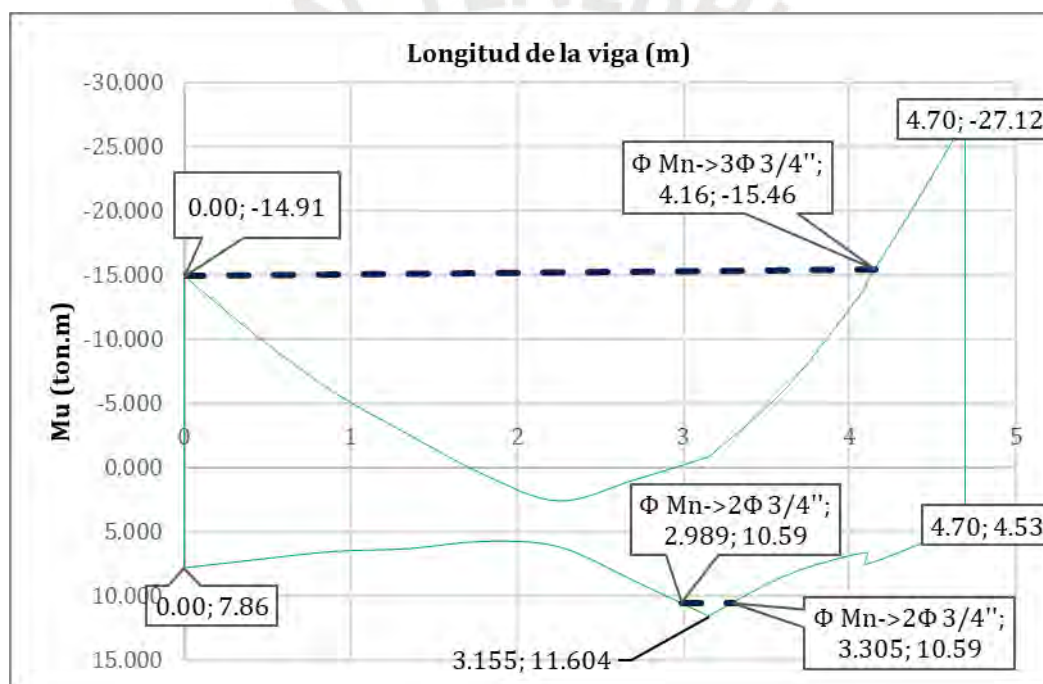


Figura 46 Ubicación de los puntos teóricos de corte en el tramo 2

Se procede a calcular las longitudes de corte considerando que los momentos en los extremos corresponden a los ejes en el programa y no a la cara de la viga.

- Bastones superiores
 - Derecha

$$L = 4.70 - 4.16 + d = \mathbf{1.04 \text{ m}} > L_d(3/4'') = 0.88 \text{ m}$$

- Bastones inferiores

- Derecha

$$L1 = 4.70 - 3.31 - d = 0.87m \rightarrow \mathbf{0.90\ m}$$

- Izquierda

$$L2 = 3.16 - 0 - d = \mathbf{2.64\ m}$$

$$\mathbf{Longitud\ del\ bast3n\ inferior\ (5/8'') = L\ total - L1 - L2 = 4.7 - 0.87 - 2.64 = 1.19m}$$

Las longitudes de corte te3rico se pueden comparar con el criterio pr3ctico empleado para definir la extensi3n de los bastones en vigas peraltadas y losas aligeradas. El criterio presentado en el ACI 318-14 (2014) indica que, en extremos continuos, los bastones negativos pueden cortarse a **L/3** y los negativos pueden cortarse a **L/5**.

- Bastones superiores

- Derecha (L/3)

$$\frac{L}{3} = \frac{4.7}{3} = 1.57m \rightarrow 1.60m > 0.88m$$

- Bastones inferiores

- Derecha e izquierda (L/5)

$$\frac{L}{5} = \frac{4.7}{5} = 0.94m \rightarrow 1.00m$$

La Tabla 45 muestra la longitud elegida para cada uno de los bastones, considerando el valor m3s conservador para cada caso. Para los bastones negativos, se elige la mayor longitud, mientras que para los bastones positivos se elige la menor longitud. Ambos criterios priorizan contar con una mayor longitud de acero.

Tabla 45

Longitud de corte de bastones en el segundo tramo de la viga VT-02

Ubicación	Criterio 1 (m)	Criterio 2 (m)	L. Elegida (m)
Superior-Derecha	1.08	1.6	1.60
Inferior-Derecha	0.90	1.00	0.90
Inferior-Izquierda	2.64	1.00	1.00

Finalmente, la *Figura 47* muestra una comparación entre la envolvente de momentos versus la capacidad resistente instalada en el tramo 2 de la viga analizada, mientras que la *Figura 48* muestra la distribución de acero a lo largo de toda la viga.

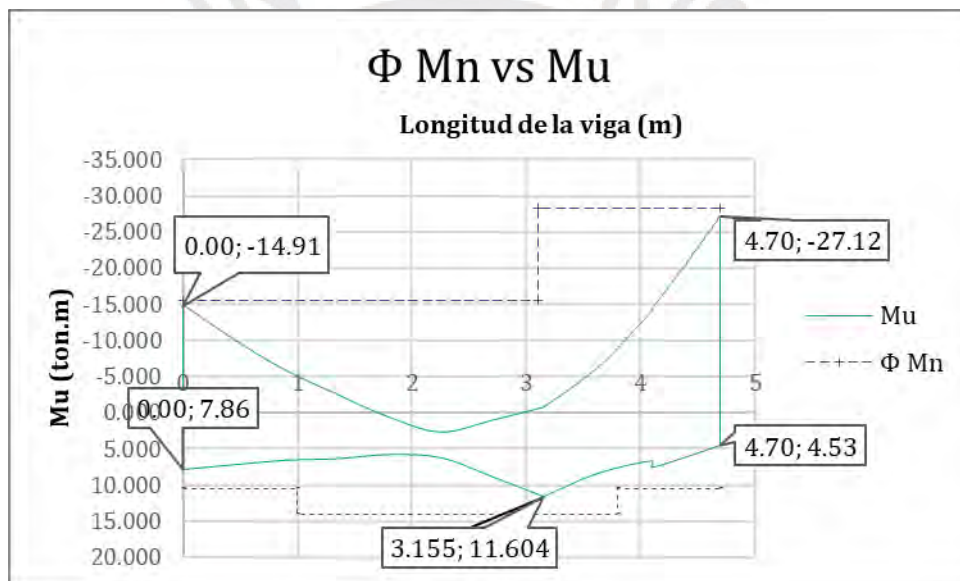


Figura 47 Capacidad resistente versus momentos últimos en el tramo analizado

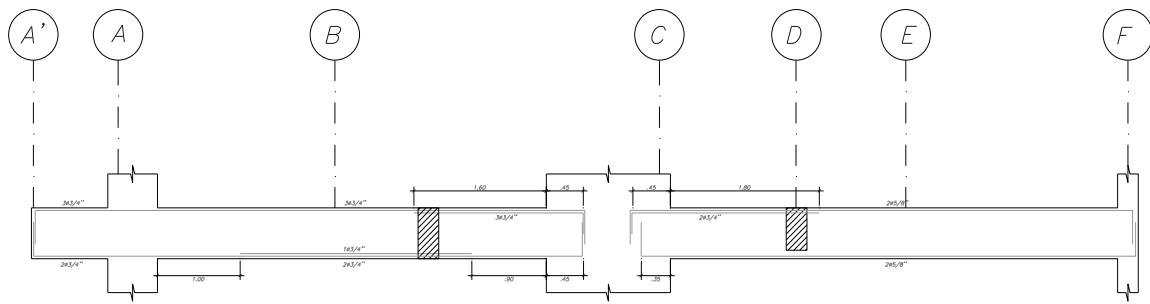


Figura 48 Acero por flexión-Viga 02

7.4.Diseño por corte

Se construirán las envolventes en función de los diagramas de corte ultimo. La Figura 49, la Figura 50 y la Figura 51 permiten observar los diagramas provenientes de cada uno de los casos de carga. Se construyen los diagramas de corte finales por medio de una hoja de cálculo, las cuales servirán para comprobar si los espaciamientos mínimos sugeridos para resistir las fuerzas presentes en cada uno de los tramos de la viga.

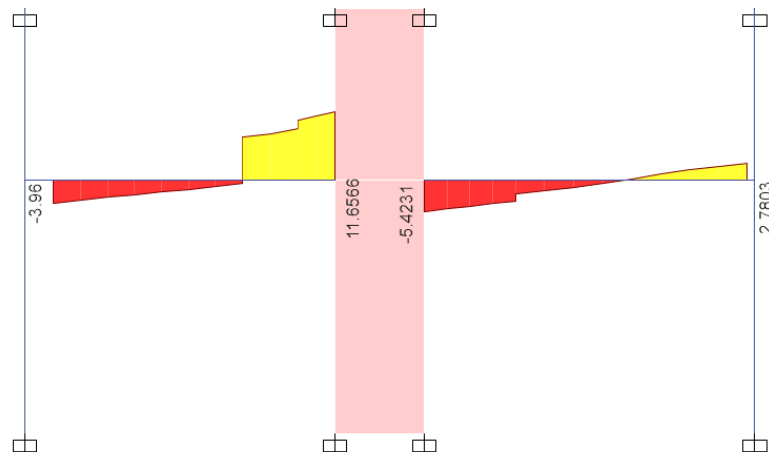


Figura 49. Diagrama de fuerza cortante por carga muerta

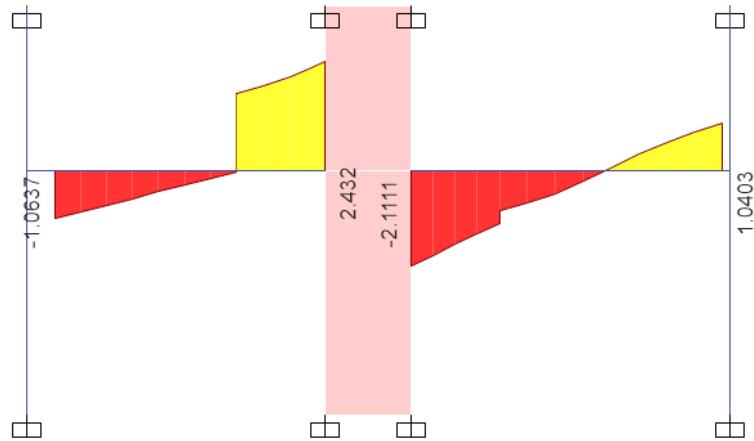


Figura 50. Diagrama de fuerza cortante por carga viva

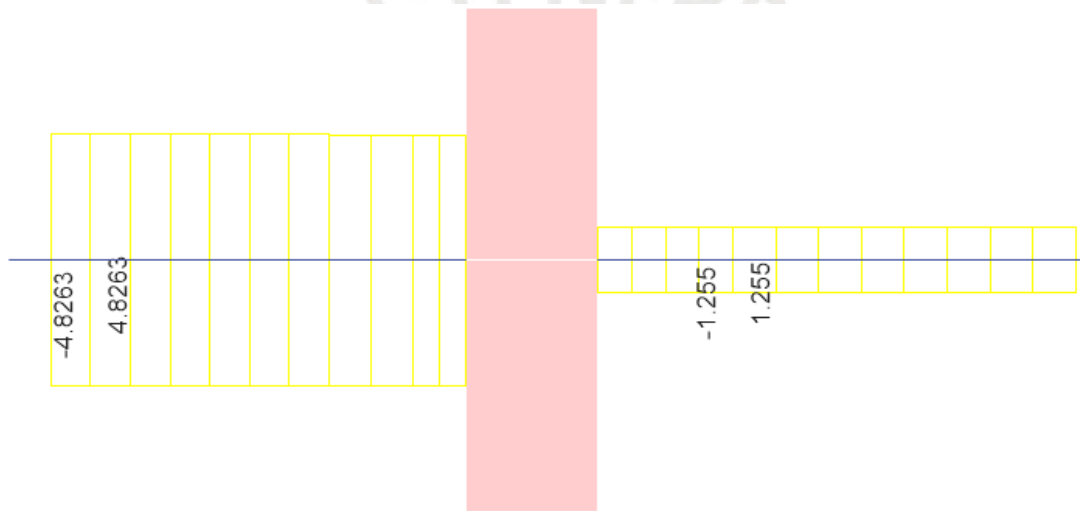


Figura 51. Diagrama de fuerza cortante por carga de sismo en la dirección Y

La Figura 52 y la Figura 53 muestran la envolvente para los dos tramos de análisis.

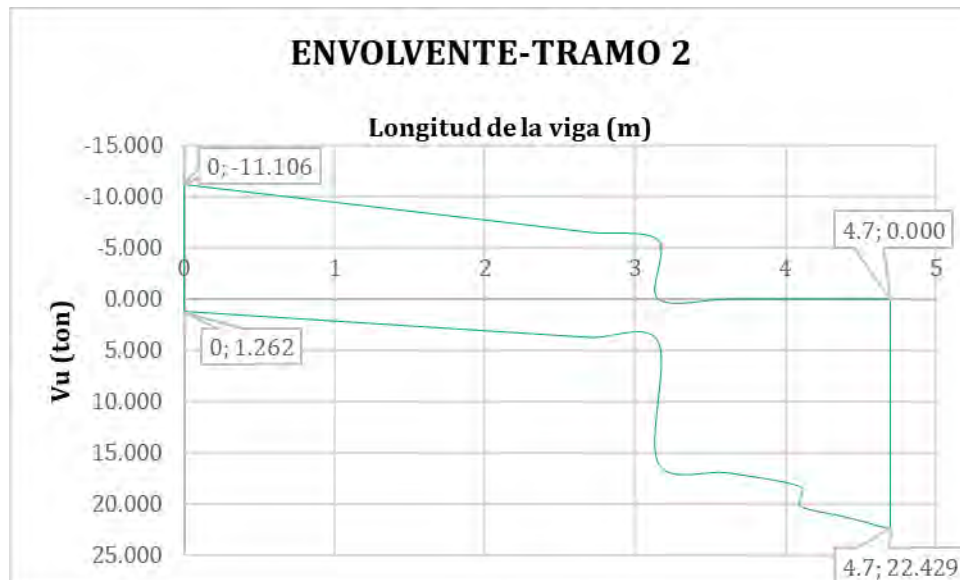


Figura 52. Envolvente de cortante último del segundo tramo



Figura 53. Envolvente de cortante último del tercer tramo

De acuerdo a los especificado en las consideraciones generales, las vigas con responsabilidad sísmica deben necesitan con una zona de confinamiento, donde se debe determinar el espaciamiento mínimo correspondiente y la resistencia que proporcionan a la viga en cada uno de los tramos.

Se calcula la capacidad resistente que provee el concreto a la sección de análisis, la cortante máxima que puede soportar la sección y el valor máximo que pueden tomar los estribos en una zona de análisis a lo largo de la viga.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 25 \text{ cm}$, $d = 52 \text{ cm}$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, aceros corridos de 3/4'' en la parte superior e inferior de la viga y estribos de 3/8'':

- $\phi V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 52 * 0.85 = 8.49 \text{ ton}$
- $\phi V_n \text{ límite} = V_u \text{ límite} = 0.85 * \sqrt{210} * 25 * 52 * 2.63 = 41.63 \text{ ton}$
- $\phi V_s \text{ límite} = V_u \text{ límite} = 0.85 * \sqrt{210} * 25 * 52 * 2.63 = 41.63 \text{ ton}$

Dentro de la zona de confinamiento, que para este caso debe ser igual a 120 cm:

- ❖ $\frac{d}{4} = \frac{52}{4} = 13 \text{ cm}$
- ❖ $10db = 10 * \left(2.54 * \frac{3}{4}\right) = 19 \text{ cm}$
- ❖ $24de = 24 * \left(2.54 * \frac{5}{8}\right) = 38 \text{ cm}$
- ❖ 30 cm

El menor de los valores calculados previamente es 11cm, pero se elige 15 cm, ya que de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060, no es obligatorio que la distancia entre refuerzos sea menor a 15 cm. Tras definir el espaciamiento en la zona más crítica, se calcula la resistencia máxima de la sección en este tramo:

- Si $s=15 \text{ cm}$
 $\phi V_c = 8.49 \text{ ton}$
 $\phi V_s = 0.85 * 4200 * 44 * 2 * \frac{0.71}{15} = 17.57 \text{ ton}$
 $\phi V_n = V_u = \phi V_c + \phi V_s = \mathbf{26.1 \text{ ton}}$

Conociendo la cortante máxima que puede resistir la viga en la zona confinada, se procede a calcular la cortante por diseño por capacidad para el segundo y tercer tramo en función a los momentos nominales generados por el acero instalado por flexión y la cortante isostática de servicio amplificada por 1.25, tal como se presenta en la Tabla 46. Para las cargas de servicio distribuidas en la viga, se toma el mayor valor a lo largo de cada tramo para un cálculo más conservador.

Tabla 46
Cálculo de cortantes por capacidad para la viga seleccionada

Zona	Parámetro	Caso 1: Antihorario		Caso 2: Horario	
		Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda
Tramo 2 (L=4.7m)	As	3Φ3/4"	2Φ3/4"	2Φ3/4"	6Φ3/4"
	Mn (ton.m)	17.17	11.77	11.77	31.48
	w _m (ton/m)	2.7		2.7	
	w _v (ton/m)	0.62		0.62	
	V _{ui} /V _{ud} (ton)	8.23		<u>11.28</u>	
Tramo 3 (L=5.4m)	As	2Φ3/4"	2Φ3/4"	2Φ3/4"	3Φ3/4"+1Φ5/8"
	Mn (ton.m)	11.77	11.77	11.77	20.79
	w _m (ton/m)	1.62		1.62	
	w _v (ton/m)	0.62		0.62	
	V _{ui} /V _{ud} (ton)	5.76		<u>7.43</u>	

Las Figura 54 muestra la construcción de fuerzas cortantes empleando el segundo criterio indicado en el Capítulo 21.

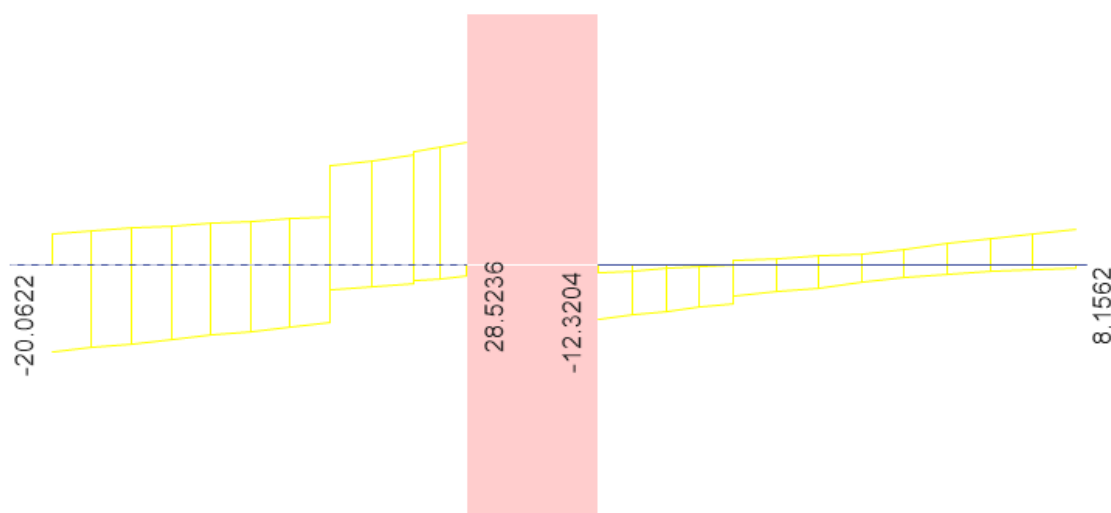


Figura 54. Envolvente de cortante con cargas de sismo amplificadas en la viga analizada

La Tabla 47 presenta el resumen de los valores de fuerza cortante calculados aplicando los criterios indicados previamente. Se elegirá el menor de los valores calculados, para compararlo con las cortantes calculadas empleando las combinaciones de carga indicadas en el inciso 4.1 para elegir la cortante de diseño en cada tramo.

Tabla 47
Cálculo de cortante de diseño para los tramos de la viga seleccionada

Caso	Tramo 2	Tramo 3
V. envolvente (ton)	22.43	11.18
V. Capacidad (ton)	11.28	7.43
V. Sismo Amplificado (ton)	28.52	12.30
Vu diseño (ton)	22.43	11.18
$\emptyset V_n$ (ton)	26.1	26.1
$V_u > \emptyset V_n$	No	No

Se observa que ninguno de los valores en los dos tramos es mayor a la resistencia ofrecida, por lo que se empleará este espaciamiento en cada uno de los tramos diseñados. Se considera colocar un primer estribo a 5cm de la cara, para completar la zona de confinamiento con 8 estribos a 15cm. Con este armado, la zona de confinamiento se extiende hasta 1.25m desde la cara de cada apoyo.

- Tramo 2

$$V_u = 15.68 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_c = 8.49 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_s = V_u - \emptyset V_c = 7.19 \text{ tn}$$

$$s = 37 \text{ cm}$$

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 52$$

$$= 20.72 \text{ ton}$$

$$V_s \text{ lim} > V_s \rightarrow s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{52}{2}$$

$$= \mathbf{26cm}$$

$$s_{\text{máx}1} = \frac{0.71 \cdot 4200}{0.2 \cdot 25 \cdot \sqrt{210}} = 82cm$$

$$s_{\text{máx}2} = \frac{0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 25} = 68cm$$

$$s_{\text{máx final}} = \frac{d}{2} = \frac{52}{2} = \mathbf{26cm}$$

- Tramo 3

$$V_u = 7.91 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_c = 8.49 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_c > V_u \rightarrow V_s = 0 \text{ ton}$$

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 52$$

$$= 20.72 \text{ ton}$$

$$V_s \text{ lim} > V_s \rightarrow s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{52}{2}$$

$$= \mathbf{26cm}$$

Para ambos tramos se trabaja con un espaciamiento de 25cm para hacer más sencillo el procedimiento constructivo empleando espaciamiento que sean múltiplos de 5cm. Tomando en cuenta esta consideración, se tiene el siguiente armado de estribos para ambos tramos: **1@5cm, 12@15cm, resto @25cm, medido desde cada extremo.**

7.5. Control de deflexiones y fisuración

- **Cálculo de deflexiones**

En función de los parámetros presentados previamente, se procederá con el cálculo de las deflexiones del tramo más esforzado de la viga: el segundo. El acero empleado en cada sección es igual al calculado en el diseño a flexión. Se calculará el momento de inercia agrietado (M_{cr}), para determinar si se utilizará la inercia agrietada o bruta de la sección.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = 2 * \sqrt{210} * \frac{25 \cdot 60^3}{12 \cdot 60 \cdot 0.5} = 4.37 \text{ ton.m}$$

- Tramo 2 (Viga con extremos continuos)

$$L = 4.7m, \quad b = 25cm, \quad d = 52cm, \quad d' = 8cm, \quad n = 9.2$$

- o Sección izquierda (i1)

$$A_{s-} = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{m1(-)} = 2.86 \text{ ton.m}$$

$$A_{s+} = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$M_{v1(-)} = 0.71 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr} < M_{m1(-)} + M_{v1(-)} \rightarrow \text{Se usa } I_{cr}$$

$$b * \frac{C1^2}{2} + (2n - 1) * (A_{s+}) * (C1 - d') = n * (A_{s-}) * (d - C1)$$

$$C1 = 13.88 \text{ cm}$$

$$I_{cr1} = b * \frac{C1^3}{3} + (2n - 1) * (A_{s+}) * (C1 - d')^2 + (A_{s-}) * (C1 - d)^2$$

$$= 139614.4 \text{ cm}^4$$

o Sección derecha (i2)

$$As- = 17 \text{ cm}^2$$

$$M_{m2(-)} = 9.26 \text{ ton.m}$$

$$As+ = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$M_{v2(-)} = 2.12 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr} < M_{m2(-)} + M_{v2(-)} \rightarrow \text{Se usa } I_{cr}$$

$$b * \frac{C2^2}{2} + (2n - 1) * (As +) * (C2 - d') = n * (As -) * (d - C2)$$

$$C2 = 18.39 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr2} &= b * \frac{C2^3}{3} + (2n - 1) * (As +) * (C2 - d')^2 + n * (As -) * (C2 - d)^2 \\ &= \mathbf{239189.37 \text{ cm}^4} \end{aligned}$$

o Sección central (i3)

$$As- = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$As+ = 7.68 \text{ cm}^2$$

$$M_{m2(-)} = 4.44 \text{ ton.m}$$

$$M_{v2(-)} = 1.00 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr} < M_{m3(+)} + M_{v3(+)} \rightarrow \text{Se usa } I_{cr}$$

$$b * \frac{C3^2}{2} + (2n - 1) * (As +) * (C3 - d') = n * (As -) * (d - C3)$$

$$C3 = 12.82 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr3} &= b * \frac{C3^3}{3} + (2n - 1) * (As +) * (C3 - d')^2 + n * (As -) * (C3 - d)^2 \\ &= \mathbf{129475.2 \text{ cm}^4} \end{aligned}$$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2 * I_{cr3}}{4} = 159438.5 \text{ cm}^4$$

DEFLEXIONES INMEDIATAS

Deflexiones por carga muerta

$$\Delta_{cm} = \frac{5}{48} * \frac{Ln^2}{Ec * I_{ef}} * (M_{m3(+)} - 0.1 * (M_{m1(+)} + M_{m2(+)})) = 0.207 \text{ cm}$$

Deflexiones por carga viva

$$\Delta_{cv} = \frac{5}{48} * \frac{Ln^2}{Ec * I_{ef}} * (M_{v3(+)} - 0.1 * (M_{v1(+)} + M_{v2(+)})) = 0.046 \text{ cm}$$

DEFLEXIONES DIFERIDAS

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * \rho'}$$

Considerando el acero en compresión del tramo central:

$$\rho' = \frac{8.52 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 52 \text{ cm}} = 0.007$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.007} = 1.506$$

$$\Delta_{dif_{cm}} = \lambda \Delta_{cm} = 0.311 \text{ cm}, \quad \Delta_{dif_{cv}} = \lambda \Delta_{cv} * 0.3 = 0.021 \text{ cm}$$

DEFLEXIONES TOTALES

$$\Delta_{total} = \Delta_{cm} + \Delta_{cv} + \Delta_{dif_{cm}} + \Delta_{cv} * 0.3 = 0.58 \text{ cm}$$

La Tabla 9.2 indica que la deflexión máxima esperada sería:

$$\text{Deflexión límite} = \frac{L}{360} = \frac{470}{360} = 0.979 \text{ cm}$$

Si la deflexión límite es mayor a la deflexión total, la viga no presentará problemas relacionados a deflexiones bajo condiciones de servicio y no será necesario calcular una contraflecha.

Se determinará el factor Z en los extremos de momento negativo y en la sección de momento positivo máximo del **segundo tramo** de la viga analizada. El valor de y_s será igual a 6cm cuando se trate de una sola capa de acero y 8cm cuando se trabaje con dos capas.

Para $b_w = 25 \text{ cm}$, $d = 60 \text{ cm}$

Tabla 48
Cálculo del factor "Z"

	Ms (ton.m)	As (cm ²)	Nº barras	fs(kg/cm ²)	ys(cm)	Act (cm ²)	Z (kg/cm)
M_derecha(-)	11.4	17.04	6	1429.14	8	66.67	21629.4661
M_central (+)	5.4	8.52	3	1366.57	6	100.00	23675.499
M_izquierda(-)	3.6	8.52	3	895.96	6	100.00	15522.2463

Los valores son mayores a 26000 kg/cm², a pesar de que el valor calculado para momento positivo es cercano, si se colocará una cuantía menor a la instalada, la viga podría presentar fisuras que comprometan la estabilidad del elemento en condiciones de servicio. La *Figura 55* muestra el diseño finalizado.

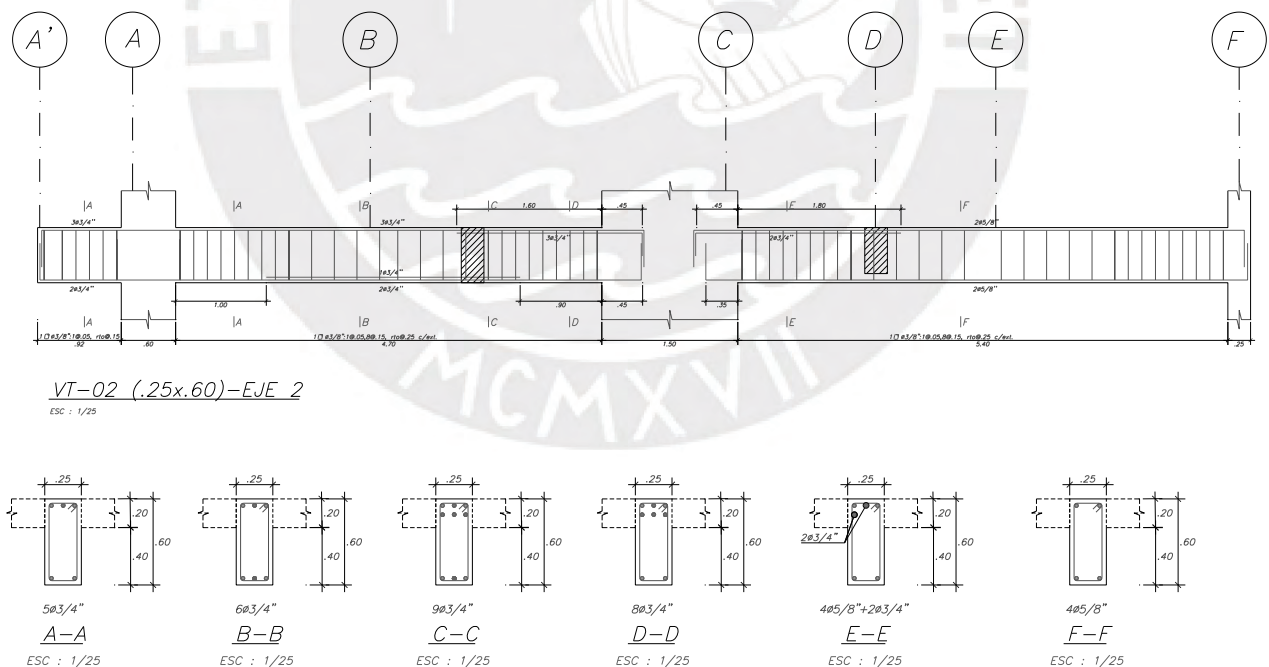


Figura 55 Diseño final de la viga VT-02

8. CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE COLUMNAS

8.1.Consideraciones generales

Para diseñar adecuadamente estos elementos, se realiza un análisis por flexo compresión y por fuerza cortante. Junto con las vigas, estos elementos forman pórticos, los cuales constituyen junto con las placas, los principales componentes sismorresistentes de la edificación.

Para el diseño por flexocompresión se construirán los diagramas de interacción nominal y de diseño de cada una de las secciones en sus direcciones principales. La cuantía de refuerzo por flexión y compresión debe estar comprendida entre 1% y 6%, pero se limitará al 4% para evitar congestión de acero en los nudos.

En el Capítulo 10 de la Norma E.060 se señala que los momentos de diseño pueden amplificarse por efectos de esbeltez de las columnas. Estos efectos pueden expresarse si es que la luz libre, la inercia y el área del elemento cumplen con la siguiente fórmula:

$$\frac{L_n}{r} < 22, r = \sqrt{I/A}$$

Donde,

L_n = altura libre de la columna

I = inercia

A = área

La normativa nacional indica las consideraciones que se deben tomar en cuenta para el diseño por cortante en columnas que forman parte de un sistema con factor básico de reducción igual a 6. Los extremos del elemento deben confinarse a lo largo de una longitud igual al mayor de los siguientes:

- ❖ La sexta parte de la luz libre del elemento
- ❖ La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- ❖ 500 mm

Se limitará el uso de estribos de 8mm para refuerzo longitudinal de hasta 5/8", de 3/8" hasta un 1" y estribos de 1/2" para barras sometidas a flexocompresión con diámetros mayores. Además, el espaciamiento dentro de la zona más crítica no debe superar al mayor de las siguientes distancias:

- ❖ Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- ❖ La mitad de la mayor dimensión transversal de la columna
- ❖ 100 mm

Asimismo, la distancia entre estribos no debe ser menor a:

- ❖ La menor dimensión transversal de la columna
- ❖ Doce veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- ❖ 300 mm

Es importante destacar que, en situaciones donde los elementos están sometidos a grandes fuerzas axiales, el concreto se incrementa. Esta resistencia se computa usando la siguiente fórmula:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right)$$

8.2. Diseño por flexocompresión

Como ejemplo de aplicación de los criterios previamente presentados, se diseñará la columna tipo "L" C-3, tal como se muestra en la Figura 56, ubicada en la intersección de los ejes A y 3. El espesor es de 25 cm con dimensiones de 70 cm en la dirección X y 90 cm en Y.

La Tabla 31 y la Tabla 32 del capítulo de metrado de cargas nos muestra las cargas muertas y vivas de la columna C-3 de piso típico y azotea. A continuación, se muestra las cargas axiales:

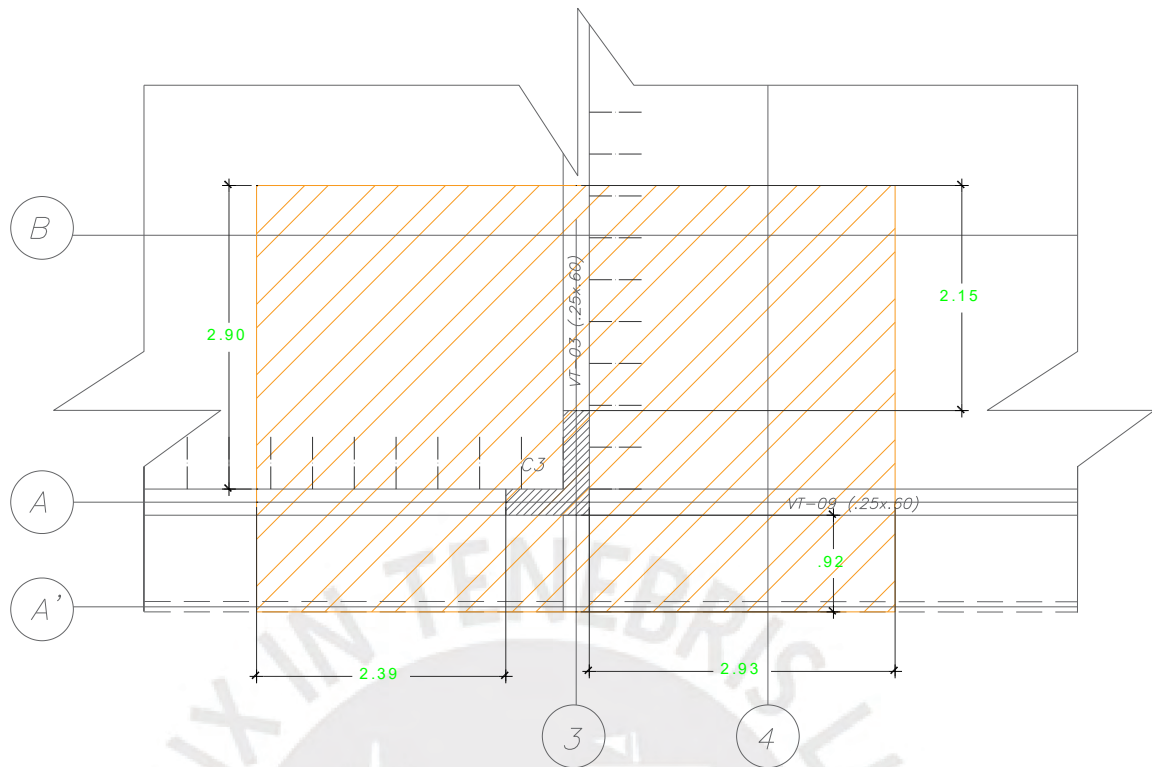


Figura 56 Ubicación de la columna C-3 en planta

Se calcula los valores finales que llegan a la base de la columna en el primer nivel, el cual puede ser considerado como el punto crítico de cargas.

$$CM = 14.03 * 9 + 11.44 = 137.71 \text{ ton}$$

$$CV = 4.91 * 9 + 2.49 = 46.68 \text{ ton}$$

Conociendo los valores de cargas por gravedad calculados en el artículo 5.5, se analizarán las fuerzas que actúan en la columna producto en la Figura 57.

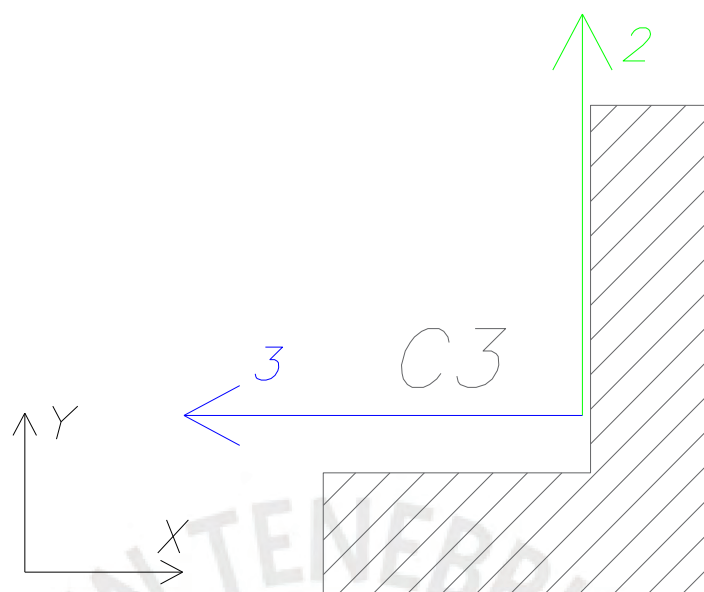


Figura 57 Direcciones principales de la columna C-3

Luego se obtienen las cargas últimas en función a las combinaciones de cargas mostradas en el acápite 4.1. La Tabla 49 muestra las fuerzas actuantes en el extremo inferior de la columna y la Tabla 50.

Tabla 49

Cargas que actúan en el extremo inferior de la columna C-3 en el primer piso

C-3	Caso	P ton	V2 ton	V3 ton	M2 ton.m	M3 ton.m
Primer Piso	Muerta	137.71	0.4854	-1.0562	-1.2997	0.8705
	Viva	46.68	0.1614	-0.3045	-0.4306	0.2388
	Sismo XX	27.61	3.3808	0.3639	1.8377	12.6365
	Sismo YY	53.76	0.3142	2.4293	12.2962	1.0618

Tabla 50
Combinaciones de carga para la Columna C-3

SISMO X	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	272.15	-2.55	1.62
1.25CM+1.25CV+SX	256.45	-0.33	14.02
1.25CM+1.25CV-SX	201.23	-4.00	-11.25
1.25CM+1.25CV+SY	282.60	10.13	2.45
1.25CM+1.25CV-SY	175.07	-14.46	0.32
0.9CM+SX	150.40	0.67	13.42
0.9CM-SX	95.18	-3.01	-11.85
0.9CM+SY	176.55	11.13	1.85
0.9CM-SY	69.02	-13.47	-0.28

Luego se procede a determinar el acero longitudinal que se colocará en la columna. Al observar las dimensiones y las exigencias de carga, se decide armar a la columna con 12 aceros de ¾” (34.08 cm²), lo cual representa una cuantía de 1.01%, valor muy cercano al mínimo especificado por la Norma E.060.

Se construirá la curva de momentos nominales empleando el software ETABS, se define el eje 2 como el paralelo al eje Y y el eje 3 como el paralelo X. Para la obtención de esta curva, se calcula el valor de la carga de axial de transición para definir los límites de iteración de los factores de reducción.

$$P_{transición} = 0.1 * f'c * \frac{Ag}{0.7} = 0.1 * 210 * \frac{3375}{0.7} = 101.25 \text{ ton}$$

Los diagramas en la dirección 3 y la dirección 2 son mostrados en la *Figura 58* y la *Figura 59*, dentro de esos diagramas se ubican los puntos calculados en la Tabla 51, de acuerdo a las combinaciones especificadas en la normativa nacional.

Tabla 51

Construcción del diagrama de interacción de diseño para la dirección 33

Diagrama de Interacción-Dirección 33				
Pn (ton)	Mn3 (ton.m)	phi(Φ)	Φ Pn (ton)	Φ Mn3 (ton)
660.85	10.14	0.7	462.59	7.10
652.98	34.20	0.7	457.09	23.94
551.64	48.26	0.7	386.15	33.78
444.97	58.07	0.7	311.48	40.65
335.93	63.17	0.7	235.15	44.22
242.95	64.30	0.7	170.07	45.01
179.95	64.04	0.7	125.96	44.83
104.85	62.96	0.7	73.40	44.07
44.02	57.87	0.813	35.79	47.05
-18.13	50.31	0.9	-16.32	45.28
-90.32	39.55	0.9	-81.29	35.59
-124.03	31.28	0.900	-111.63	28.15
-151.17	21.60	0.9	-136.05	19.44
-190.64	6.09	0.9	-171.58	5.49
-229.70	-10.18	0.9	-206.73	-9.16

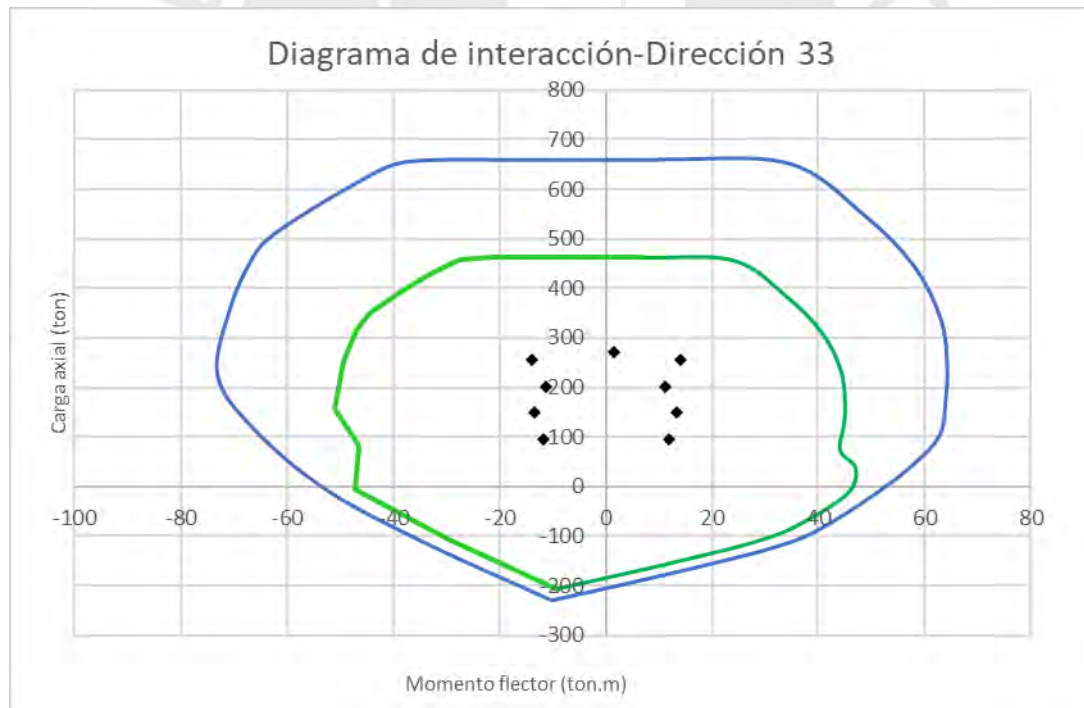


Figura 58 Diagrama de interacción para el sismo en dirección X-X

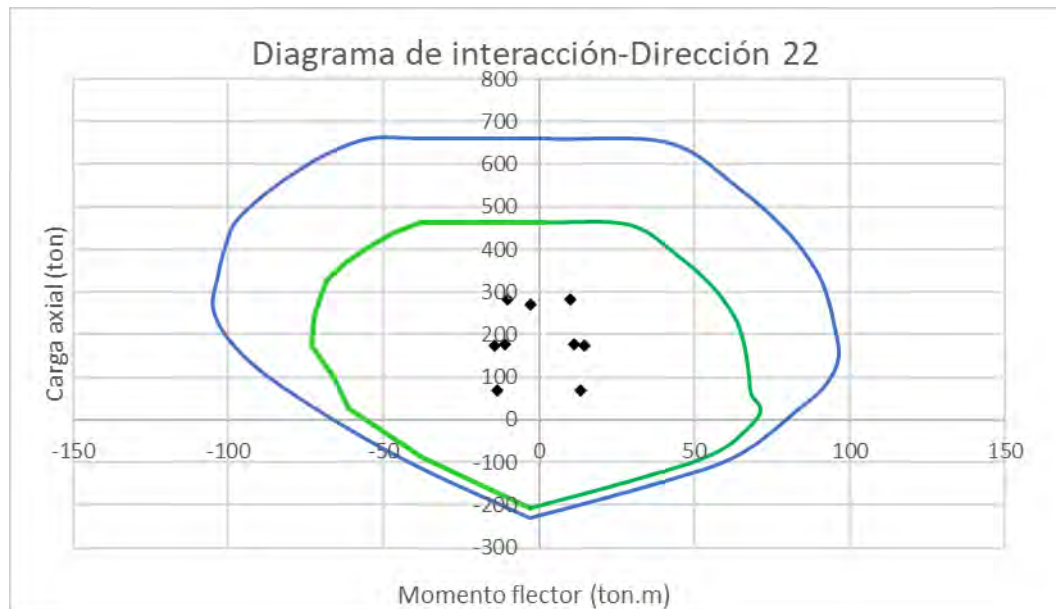


Figura 59 Diagrama de interacción para el sismo en dirección Y-Y

Se comprueba que la cuantía elegida resulta suficiente para soportar las combinaciones de carga presentes en el extremo inferior del elemento, por lo que se concluye que el refuerzo longitudinal elegido resulta suficiente para soportar la demanda generada por todos los pisos de la edificación y los efectos sísmicos sobre la misma, ya que el armado de acero instalado en presenta una cuantía muy cercana al valor mínimo permitido en columnas.

8.3.Diseño por corte

De acuerdo con lo especificado en las consideraciones generales, se ubicará en cada uno de los extremos del elemento:

$$-h_n/6 = (2.85m - 0.2m)/6 = 0.44 m$$

$$-Máx(70,90) = 0.90 m$$

$$-500 mm$$

Se elige una longitud de confinamiento de 90 cm, la cual tendrá una separación de 5cm para el primer estribo y los restantes serán iguales al menor de los presentados a continuación.

$$-8 * \text{diámetro de la barra longitudinal} = 8 * 2.54m * 0.75 = 0.15m$$

$$\frac{\text{Min}(90,70)}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35m$$

-100 mm

Se toma como valor 10 cm para el espaciamiento para la zona de confinamiento, conociendo dicho valor se puede calcular la resistencia que ofrece en ambas direcciones y el límite superior de fuerza cortante que puede soportar dicho espaciamiento. Se calculará la fuerza última que puede soportar la sección en la dirección 22, en la que se presentan las mayores cortantes. Se consideran dos ramas para los estribos de 3/8''.

$$\text{Para } f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}, f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}, b = 25cm \text{ y } d = 81cm$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{1 * 1000}{140 * 3375}\right) * 81 * 25 = 13.25 \text{ ton}$$

$$\Phi V_s = 0.85 * A_v * f_y * \frac{d}{s} = 0.85 * 1.41cm^2 * 81 * \frac{4200}{10} = 41.06 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 54.31 \text{ ton}$$

El valor máximo de la separación entre estribos es el menor de los siguientes valores.

$$-12 * \text{diametro de las barras longitudinales} = 12 * 2.54 * 0.75 = 0.23 \text{ m}$$

$$-\text{Min}(70,90) = 0.70 \text{ m}$$

-30 cm

Se elige un espaciamiento de 20 cm y se calcula la resistencia que ofrece ante corte para luego comparar si satisface la demanda por cortante en la columna.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{1 * 1000}{140 * 3375}\right) * 81 * 25 = 13.25 \text{ ton}$$

$$\Phi V_s = 0.85 * A_v * f_y * \frac{d}{s} = 0.85 * 1.41cm^2 * 81 * \frac{4200}{20} = 20.53 \text{ ton}$$

$$\Phi V_n = 33.78 \text{ ton}$$

Tras calcular la resistencia que ofrecen los espaciamientos mínimos requeridos se procede a calcular las fuerzas cortantes últimas debido a las combinaciones de carga y por capacidad. La Tabla 52 y la Tabla 53 muestran los valores de fuerza cortante última calculados por medio de las combinaciones de carga y por capacidad, respectivamente. Para el diseño por capacidad, se emplearán los momentos nominales de mayor valor para la dirección 33.

Tabla 52

Combinaciones de carga para la fuerza cortante en la dirección 22

Combinación	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	0.95
1.25CM+1.25CV+S	4.19
1.25CM+1.25CV-S	2.57
0.9CM+S	3.82
0.9CM-S	2.94
Vu (ton)	4.19

Tabla 53

Cálculo de fuerza cortante por capacidad para sistema estructural de muros

Mn superior (ton.m)	40.00
Mn superior (ton.m)	40.00
Altura libre (m)	2.65
Vu capacidad 1 (ton)	30.19
Vu capacidad 2 (ton)	7.64

El valor de diseño final es 7.64 ton, el cual resulta ser menor a la resistencia ofrecida por los espaciamientos mínimos especificados por la Norma dentro y fuera de la zona de confinamiento, por lo que se ha cumplido satisfactoriamente con el diseño por cortante empleando dichos espaciamientos. Incluso, se puede notar que no existe la necesidad de contar con estribos, pues la capacidad resistente brindada por el concreto resulta suficiente para cumplir con las exigencias de carga sobre la columna.

Se obtiene la relación entre la luz libre y radio de giro.

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{0.0077 \text{ m}^4 / 0.3376 \text{ m}^2} = 0.151 \text{ m}$$

$$L_n = 2.25 \text{ m}$$

$$\frac{2.25 \text{ m}}{0.151 \text{ m}} = 14.9 < 22, \text{ no es necesario analizar la columna por pandeo.}$$

Finalmente, la *Figura 60* muestra el armado definitivo de la columna considerando el acero longitudinal para flexocompresión y los estribos para soportar fuerza cortante.

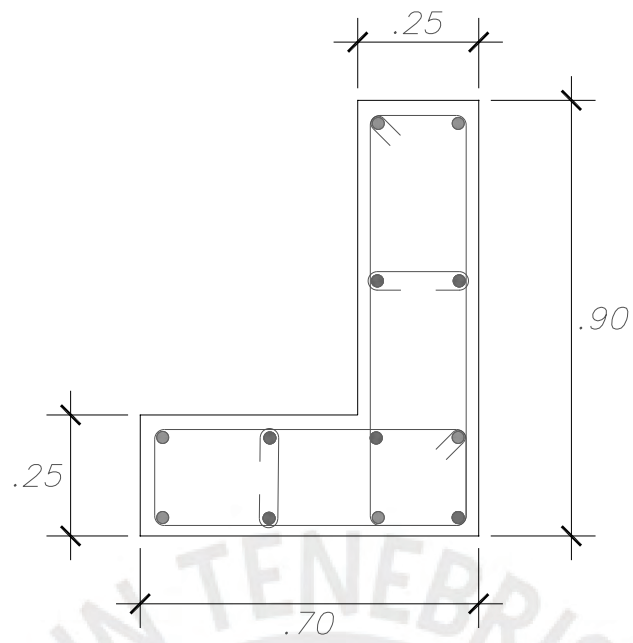


Figura 60. Diseño final de la columna C-3

9. CAPÍTULO IX: DISEÑO DE PLACAS

9.1.Consideraciones generales

Son elementos estructurales. que, al tener una gran dimensión en al menos en una de sus direcciones principales, brindan rigidez lateral y resistencia a la edificación en ese sentido (Blanco, 1994). Las placas trasladan cargas de gravedad desde las vigas a las zapatas, pero la principal diferencia entre estos elementos es que las placas presenten mayores deformaciones por corte debido al gran largo que presentan en comparación a su espesor.

Asimismo, las placas requieren un diseño por flexocompresión y por corte, pero, además, se verifica la necesidad de confinamiento de los aceros ubicados en los bordes del elemento.

La esbeltez se ve definida por un factor α_c , el cual igual al cociente entre la altura total del muro y la dimensión en planta más larga del elemento. Si la relación entre estos dos valores $[h_m/l_m]$ es menor a 1.5, α_c toma el valor de 0.25; en caso $[h_m/l_m]$ sea mayor a 2, α_c toma el valor de 0.17. Si el cociente toma un valor intermedio, el valor de α_c debe ser interpolado linealmente entre 0.17 y 0.25.

Al igual que en vigas, el valor máximo de corte que puede resistir la sección queda delimitado por la siguiente expresión:

$$V_{m\acute{a}x} = 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$$

La resistencia que proporciona el acero se ve definida por la cuantía de acero horizontal a lo largo de toda la altura de placa:

$$V_s = \rho_h * f_y * t * d$$

Las cuantías horizontales y verticales cuentan con límites para poder establecer valores mínimos a analizar:

-Si $V_u > \phi V_c$ → $\rho_h \text{ mín}=0.0025$ y $\rho_v \text{ mín}=0.0025$

-Si $0.5 \cdot \phi V_c < V_u < \phi V_c$ → $\rho_h \text{ mín}=0.0025$ y $\rho_v \text{ mín}=0.002$

-Si $V_u < 0.5 \cdot \phi V_c$ → $\rho_h \text{ mín}=0.002$ y $\rho_v \text{ mín}=0.0015$

Finalmente, al igual que el resto de elementos sujetos a cargas sísmicas, las placas también deben ser sometidas a un diseño por capacidad, de acuerdo al Capítulo 21 de la Norma E.060. El valor de la cortante última (V_u), se escalará en función del máximo momento flector amplificado producto de las combinaciones (M_{ua}) y el momento último nominal (M_n). Así se define la siguiente desigualdad.

$$V_{cap} \geq V_{u \text{ actuante}} * \left(\frac{M_n}{M_{u \text{ actuante}}} \right)$$

El ajuste para el diseño se encuentra limitado para cierta altura de la placa, es decir no es necesario realizar este análisis para los pisos superiores de la edificación, donde normalmente las cargas producto de sismo son mucho menores a las presentes en el primer piso. La altura máxima para dicho valor es $M_n/4V_u$, la longitud de la placa o los dos primeros pisos. (Norma E.060, 2009)

9.2. Diseño por flexocompresión

Como ejemplo de aplicación de los criterios previamente presentados, se diseñará la placa P-9, en forma de “C”, ubicada en la zona del ascensor de servicio, entre los ejes C-D y 5-6. Las dimensiones son de 2.10 m en la dirección X, 1.90 m en la dirección Y con espesor 25 cm en ambos sentidos, por lo que se puede asumir que los mayores momentos y cargas axiales en caso de sismo se darán cuando el movimiento sea paralelo al sentido X.

La *Figura 61* las dimensiones del elemento y los ejes locales que se tomaran como referencia para determinar los diagramas de interacción en las direcciones principales, así como las fuerzas en el elemento.

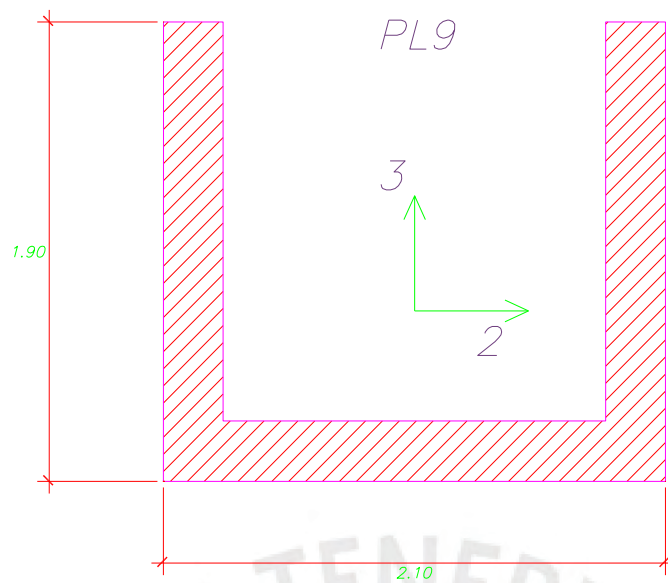


Figura 61. Ubicación y ejes locales de la placa PL-9

Para el diseño por flexocompresión, será necesario conocer los valores de carga axial y momentos flectores por casos de carga muerta, viva y sismo. Para las fuerzas axiales por servicio se emplearán los valores calculados en el acápite 4.6 del presente documento, el resto de valores serán obtenidos por medio del modelo computacional de la edificación. La Tabla 54 muestra las cargas actuantes en el extremo inferior del elemento de análisis y la Tabla 55 los valores obtenidos tras realizar las combinaciones correspondientes.

Tabla 54

Cargas que actúan en el extremo inferior de la placa P-9 en el primer piso

PL-9	Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Primer Piso	Muerta	-263.70	1.18	-1.37	-0.64	0.09
	Viva	-46.46	0.11	-0.34	-0.42	-1.40
	Sismo XX	-57.97	67.16	6.35	35.97	526.88
	Sismo YY	-163.04	6.46	51.82	268.71	39.79

Tabla 55

Combinaciones de carga para la placa PL- 9 en el primer piso

Combinación de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	448.16	1.83	2.49	-2.25	27.04
1.25(CM+CV)+SX	325.15	68.77	4.21	34.33	550.41
1.25(CM+CV)-SX	441.10	65.56	8.48	-37.61	-503.35
1.25(CM+CV)+SY	220.08	8.07	49.69	267.07	63.32
1.25(CM+CV)-SY	546.17	4.86	53.95	-270.35	-16.26
0.9CM+SX	176.03	68.22	5.11	36.04	541.75
0.9CM-SX	291.97	66.11	7.58	-35.89	-512.01
0.9CM+SY	70.96	7.52	50.59	268.79	54.66
0.9CM-SY	397.04	5.40	53.05	-268.63	-24.92

Conociendo las combinaciones de carga para cada uno de los casos, se determina el acero longitudinal que se colocará en la placa. Al observar las dimensiones y las exigencias de carga, se decide armar a la placa con 4 núcleos aceros, con simetría con respecto al eje 2. Los núcleos ubicados en el ala superior contarán con 8 aceros de $\frac{3}{4}$ ", mientras que los núcleos inferiores con núcleos de 12 aceros de $\frac{3}{4}$ ". Los núcleos contarán una longitud de 50cm, los cuales representan aproximadamente el 25% de la longitud total de las alas de la placa en ambos sentidos, tal como se presenta en la *Figura 62*.

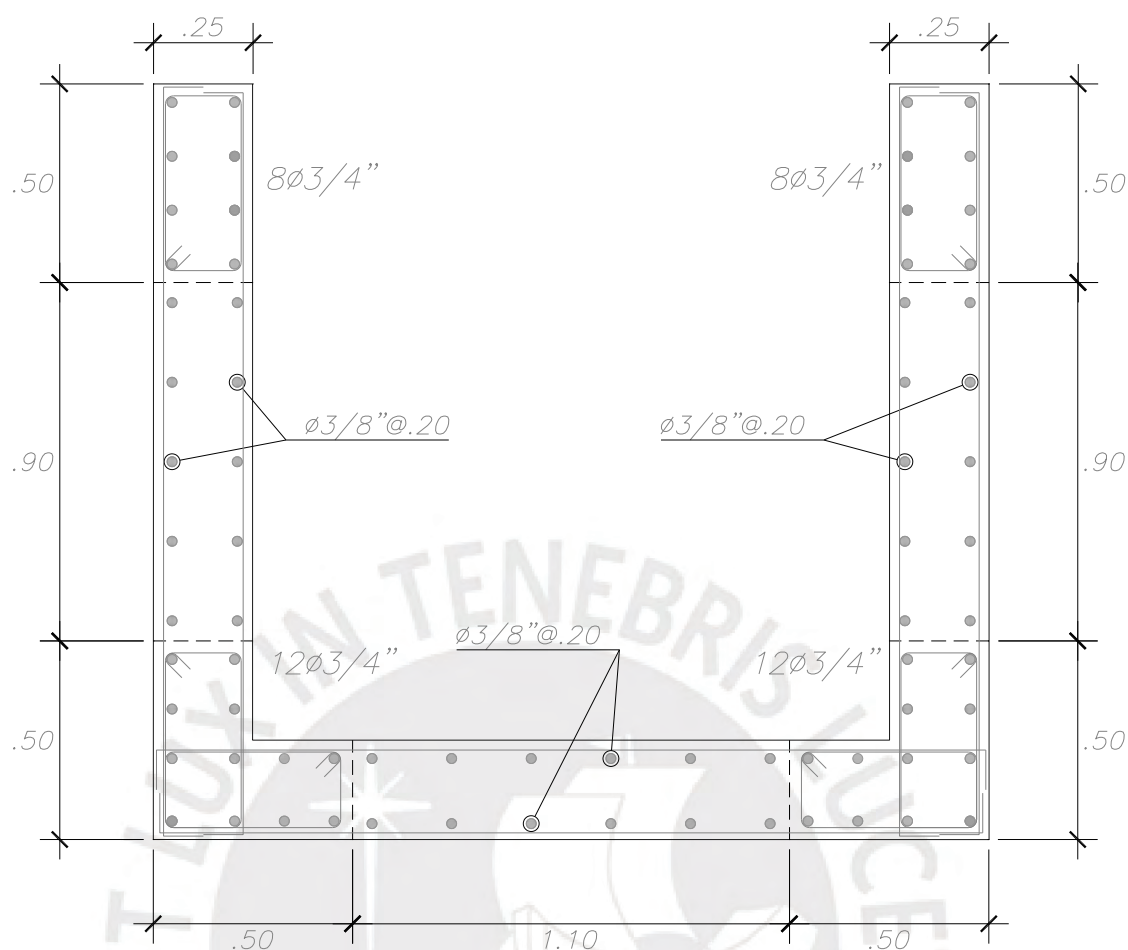


Figura 62. Armado preliminar de la Placa PL-9

La configuración de acero mostrada en la *Figura 62*, se empleará para el armado de los diagramas de interacción en las direcciones 2 y 3 para analizar los casos de sismo en los sentidos X y Y. Los principales momentos en la dirección 3 estarán vinculados con las combinaciones que incluyen el sismo en X, mientras que para los momentos en la dirección 2, el caso predominante será el sismo en Y. Posteriormente, se armará la curva de diseño empleando los factores de reducción indicados por la Norma E.060, para ello se define el valor de la carga de axial de transición para obtener los límites de iteración de los factores de reducción.

$$P_{transición} = 0.1 * f'c * \frac{Ag}{0.7} = 0.1 * 210 * \frac{(2.1 + 1.65 + 1.65) * 0.25}{0.7} = 870 \text{ ton}$$

La Tabla 56 y la Tabla 57 muestran las fuerzas axiales y momentos nominales para la elaboración de la curva de diseño en dirección 3-3.

Tabla 56

Construcción del diagrama de interacción de diseño para la dirección 3-3

Diagrama de Interacción-Dirección 33				
Pn (ton)	Mn3 (ton.m)	phi(Φ)	ΦPn (ton)	ΦMn3 (ton)
2393.61	0.00	0.70	1675.53	0.00
2252.33	695.68	0.70	1576.63	486.97
1870.22	1017.80	0.70	1309.15	712.46
1766.85	1093.21	0.70	1236.79	765.25
1653.75	1165.86	0.70	1157.63	816.10
1530.42	1236.64	0.70	1071.29	865.64
1392.68	1308.87	0.70	974.87	916.21
1232.84	1386.95	0.70	862.99	970.87
1117.73	1409.91	0.70	782.41	986.93
1031.82	1393.83	0.70	722.27	975.68
946.59	1362.60	0.70	662.61	953.82
844.01	1305.06	0.70	590.81	913.54
714.20	1213.69	0.70	499.94	849.58
211.63	794.82	0.795	168.32	632.18
-608.00	0.00	0.90	-547.20	0.00

Tabla 57

Construcción del diagrama de interacción de diseño para la dirección 2-2

Diagrama de Interacción-Dirección 22				
Pn (ton)	Mn2 (ton.m)	phi(Φ)	ΦPn (ton)	ΦMn2 (ton)
2393.61	33.41	0.70	1675.53	23.39
2216.45	486.07	0.70	1551.51	340.25
1740.24	724.81	0.70	1218.17	507.37
1573.53	787.85	0.70	1101.47	551.49
1397.51	838.04	0.70	978.26	586.63
1207.32	876.61	0.70	845.12	613.63
996.55	903.90	0.70	697.59	632.73
760.80	924.34	0.70	532.56	647.04
561.95	899.35	0.70	393.36	629.55
394.95	833.77	0.705	278.34	587.59
231.37	742.16	0.786	181.77	583.05
59.31	619.54	0.871	51.64	539.42
-137.35	454.82	0.90	-123.61	409.34
-358.74	243.81	0.90	-322.86	219.43
-608.00	-34.89	0.90	-547.20	-31.40

La Figura 63 y la Figura 64 permiten observar los diagramas en las direcciones 2 y 3, considerando que el caso más significativo para la dirección 2-2 es el sismo Y, mientras que el sismo X lo es para la dirección 3-3.

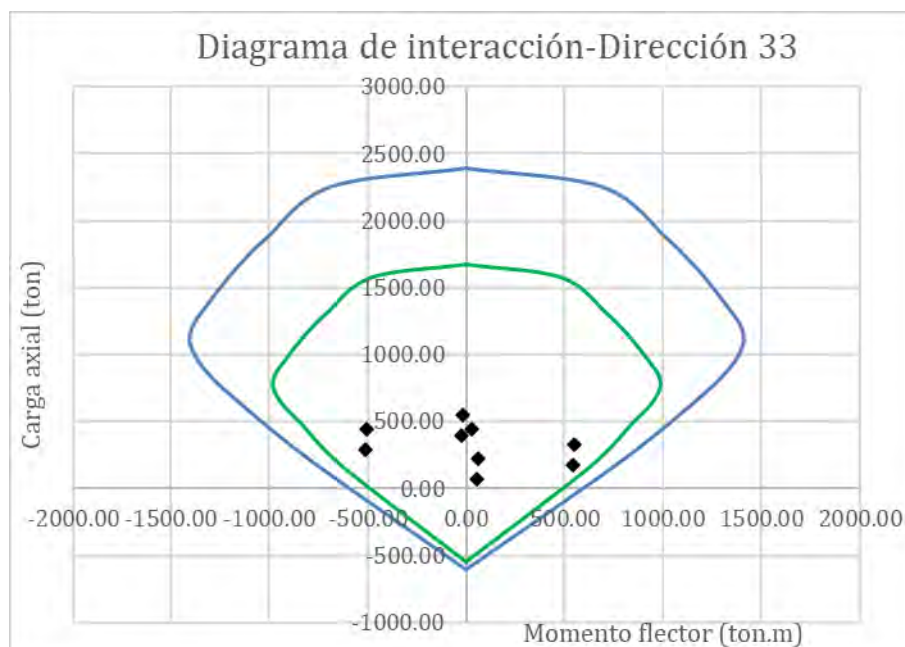


Figura 63. Diagrama de interacción para la dirección 3-3

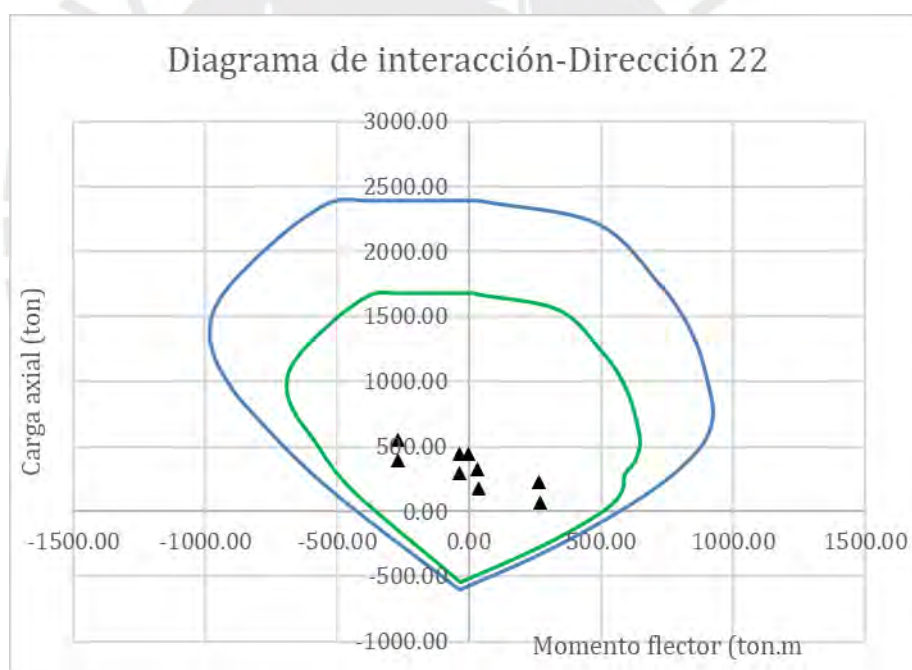


Figura 64. Diagrama de interacción para la dirección 2-2

Se comprueba que la cuantía empleada en cada uno de los núcleos confinados resulta suficiente para satisfacer la demanda por flexocompresión, pero resulta indispensable determinar si elemento requiere de la presencia de núcleos confinados y en caso los necesite, calcular la longitud que estos elementos deberían tener.

9.3.Verificación de núcleos confinados

Los elementos de borde en las áreas de compresión deben ser confinados si el eje neutro de la sección supera la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600(\delta_u/h_m)}$$

Donde:

— l_m = es la longitud total de muro

— δ_u = máximo desplazamiento inelástico

— h_m = altura total del muro

El desplazamiento inelástico máximo y la altura total debe ser mayor a 0.005, caso contrario, el cociente tomará el dicho valor para calcular el límite superior del valor del eje neutro. Si es que se cumple la condición presentada inicialmente, se debe considerar confinar los aceros ubicados en el extremo de la placa. La dimensión en la que se extenderá el núcleo será el mayor valor calculado empleando las siguientes expresiones:

$$\text{Longitud del núcleo 1} = c - 0.1l_m, \text{ Longitud del núcleo 2} = c/2$$

Adicionalmente, en los elementos con alas, como en el caso de análisis, se debe considerar que los núcleos deben extenderse, por lo menos 30cm en el alma, en caso sean necesarios.

Al tratarse de una placa en forma de C, se analizará la necesidad de confinamiento para el caso de sismo más crítico en ambas direcciones:

- Verificación para sismo en la dirección X:

$$L_m = 210\text{cm}, \quad \delta_u = 14.82\text{cm}, \quad h_m = 2850\text{cm} \rightarrow \frac{\delta_u}{h_m} = 0.0052 > 0.005$$

$$c_{lim} = \frac{210\text{cm}}{600 * 0.0052} = 67.3 \text{ cm}$$

El valor con el que se calculará el valor del eje neutro en la dirección de análisis corresponde a la combinación 1.25CM+1.25CV+SX, cuando el ala derecha se encuentra en compresión. La Tabla 58 muestra el proceso del cálculo para obtener el valor del eje neutro de la sección considerando la carga nominal de 454 ton. La ubicación de cada grupo de acero es medida desde el extremo derecho de la placa.

Tabla 58

Cálculo del eje neutro para el caso de sismo positivo en la dirección X

Ubicación	Posición (cm)	es	F(kg)	Momento (kg.cm)
1	205	-0.00319696	-110334	551670
2	189	-0.00269451	-110334	2317014
3	177	-0.00225904	-23856	787248
4	165	-0.00185708	-23856	1073520
5	155	-0.00152211	-5964	328020
6	135	-0.00085217	-4323	324209
7	115	-0.00018222	-2420	229914
8	95	0.00048772	-518	-5157
9	75	0.00115766	1385	41504
10	55	0.00149263	3288	164270
11	45	0.00192809	16956	1016771
12	33	0.00239705	21523	1548859
13	20	0.00283251	110334	9374449

$$Cc = 471673.16 \text{ kg}$$

$$\text{Centroide } CC = 26.4 \text{ cm}$$

$$P = \sum Fi + CC = 454 \text{ ton}$$

$$M = \sum Fi * di + CC * \text{Centroide } CC = 726 \text{ ton.m}$$

$$c = 62.2 \text{ cm} < 67.3 \text{ cm}$$

Se puede observar que el valor del eje neutro obtenido para el caso de carga crítica en la placa es inferior al límite establecido por la Norma E.060, por ello no existe la necesidad de

confinar los núcleos en la dirección de análisis, pero se brindará esta condición a las barras en los extremos para asegurar un comportamiento dúctil en caso de sismo.

- Verificación para sismo en la dirección Y:

$$Lm = 190cm, \quad \delta u = 13.4cm, \quad hm = 2850cm \rightarrow \frac{\delta u}{hm} = 0.0047 < 0.005$$

$$clim = \frac{190cm}{600 * 0.005} = 63.3 \text{ cm}$$

El valor con el que se calculará el valor del eje neutro en la dirección de análisis corresponde a la combinación 1.25CM+1.25CV+SY, cuando las alas superiores se encuentran en compresión. La Tabla 59 muestran el proceso del cálculo para obtener el valor del eje neutro de la sección considerando la carga nominal de 546 ton. La ubicación de cada grupo de acero se encuentra medida desde el extremo superior de la placa.

Tabla 59

Cálculo del eje neutro para el caso de sismo positivo en la dirección Y

Ubicación	Posición (cm)	es	F(kg)	Momento (kg.cm)
1	185	-0.00319696	-110334	551670
2	170	-0.00269451	-110334	2206680
3	157	-0.00225904	-11928	393624
4	145	-0.00185708	-10548	474669
5	135	-0.00152211	-8646	475507
6	115	-0.00085217	-4840	-21306
7	95	-0.00018222	-1035	-25257
8	75	0.00048772	2770	123003
9	55	0.00115766	6576	423474
10	45	0.00149263	8478	630788
11	32	0.00192809	10952	957186
12	18	0.00239705	47712	4838080
13	5	0.00283251	47712	5458336

$$Cc = 679424.55 \text{ kg}$$

$$\text{Centroide } CC = 38cm$$

$$P = \sum Fi + CC = 546 \text{ ton}$$

$$M = \sum F_i * d_i + CC * Centroide\ CC = 717.50\ ton.m$$

$$c = 89.56\ cm > 63.3\ cm$$

A diferencia de lo que se presentó en la primera dirección de análisis, se puede destacar que la longitud es mayor al límite indicado en la Norma E.060, por lo que existe la necesidad de confinar los aceros en los extremos del elemento.

$$L1 = 89.56 - 0.1 * 190 = 70\ cm, \quad L2 = \frac{89.56}{2} = 45\ cm$$

Se determina que es necesario contar con un armado que confine, por lo menos 70cm la placa en la dirección Y. La Figura 65 muestra un nuevo armado que satisface las necesidades de confinamiento en ambos sentidos.

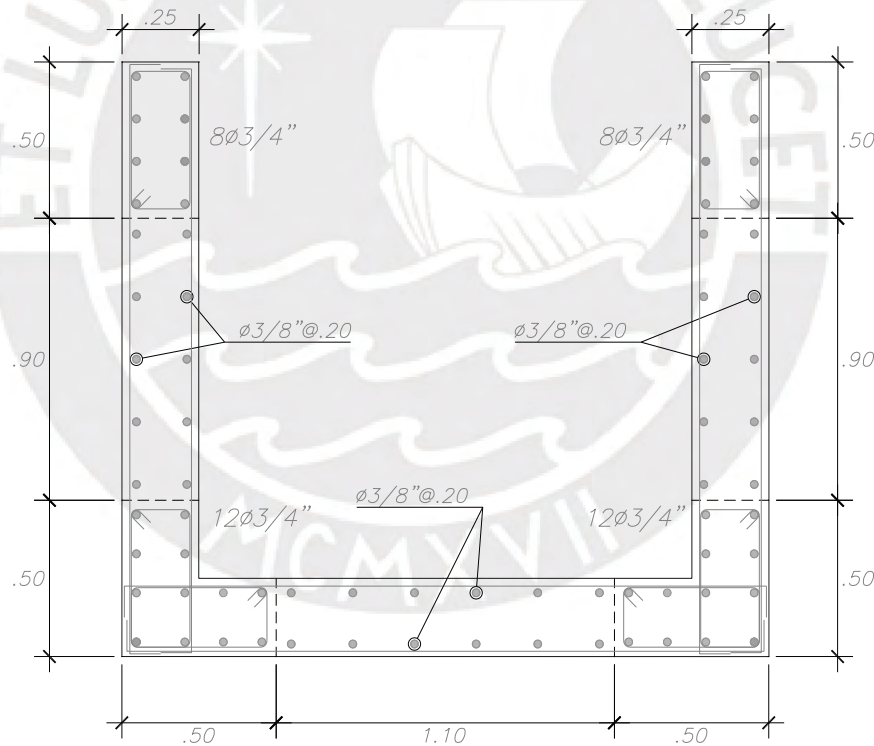


Figura 65. Nuevo armado de la placa PL-11 en función a las necesidades de confinamiento

Al contar con la nueva configuración, se puede comprobar si el armado presentado satisface el diseño por flexocompresión construyendo los diagramas en ambas direcciones

principales. La *Figura 66* y la *Figura 67* permiten observar la construcción de los diagramas en las direcciones 3 y 2, respectivamente.

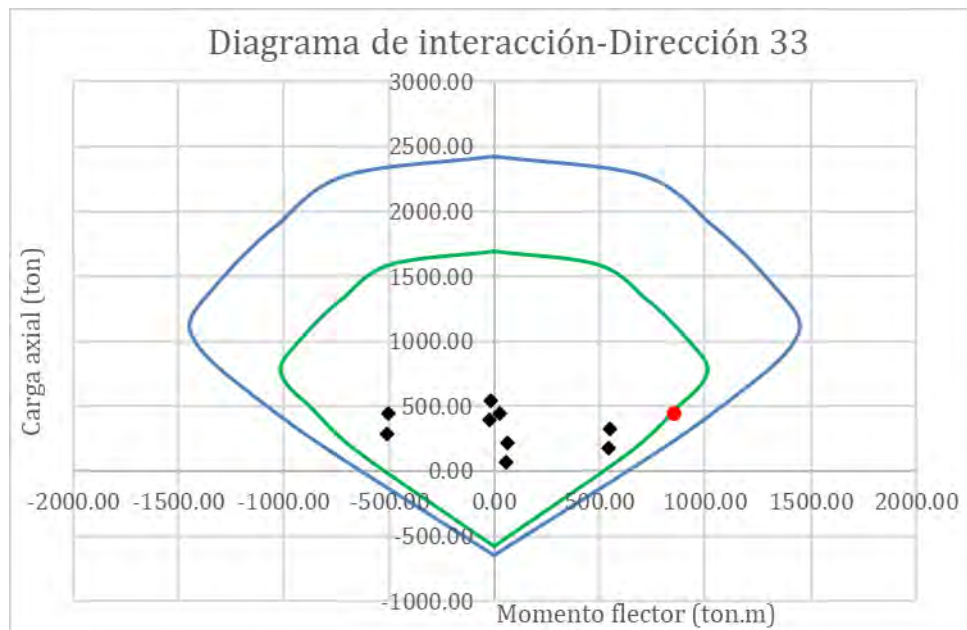


Figura 66. Diagrama de interacción para la dirección 3-3

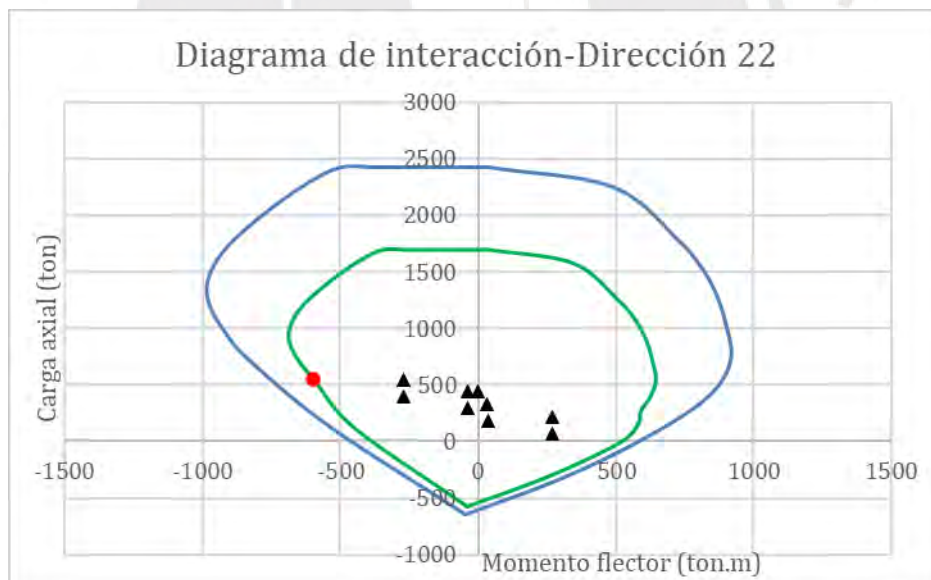


Figura 67. Diagrama de interacción para la dirección 2-2

Al observar que todos los puntos que corresponden a las principales combinaciones de carga se ubican en el interior de los diagramas contruidos para cada dirección, con ello se afirma que el armado empleado satisface las necesidades de flexocompresión y la verificación de núcleos confinados.

9.4.Diseño por corte

Se corrobora en ambas direcciones, la fuerza cortante producto a las combinaciones de diseño sea inferior a la carga máxima que puede soportar el elemento. Además, es necesario determinar el acero mínimo y analizar si es suficiente. A continuación, se presenta las direcciones principales del elemento.

- Sismo en la dirección X: Cortante 2-2

De manera conservadora, se considera que solo el alma orientada en la dirección de análisis toma la fuerza cortante producto del sismo en la dirección X. La combinación que produce el máximo distorsión en la estructura es 1.25 (CM+CV) +SX, por lo tanto, la carga axial que se genera para este caso será la empleada para determinar la cortante de diseño.

$$\text{Para } Lm = 4.55m, \quad d = 0.8 * 4.55m = 3.64, \quad t = 0.25m, \quad Vu = 68.77 \text{ ton}$$

$$\phi Vn \text{ max} = 0.85 * 2.63 * \sqrt{210} * 4.55 * 0.25 = 136 \text{ ton}$$

Asimismo, se calcula la esbeltez de la placa para obtener el valor de alfa para el cálculo del ϕVc .

$$Hm = 28.5m$$

$$\frac{Hm}{Lm} = 13.57 > 2 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 210 * 0.25 = 27 \text{ ton}$$

$$\phi \frac{Vc}{2} = 13.5 \text{ ton}$$

Se determina la cortante por capacidad empleando el diagrama de interacción en la dirección 3-3.

$$Pu = 441 \text{ ton}, \quad Mn = 850 \text{ ton}, \quad Mua = 550 \text{ ton}$$

$$\frac{Mn}{Mua} = 1.54 < R = 5.4$$

$$V_{ucap} = 68.77 \text{ ton} * 1.54 = 106 \text{ ton}$$

Dado que el cortante de diseño excede al valor de ϕV_c , entonces las cuantías mínimas horizontal y verticalmente son iguales a 0.0025. Conociendo cual es la cuantía mínima para cada caso, se determina que armado de acero se puede emplear y si el armado elegido es suficiente para soportar la carga amplificada. En caso el acero mínimo no sea suficiente, se deberá disminuir el espaciamiento o elegir un diámetro mayor de acero para el armado.

$$A_s h = 0.25m * 1m * 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s_h = \frac{100cm * 2 * 0.71cm^2}{6.25cm^2} = 22.72cm \approx 20cm$$

$$\phi V_s = 0.85 * 2 * \frac{0.71}{20} * 168 * 4200 = 43 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c = 70 \text{ ton}$$

Malla horizontal de $\phi 3/8" @ 20 \text{ cm}$

$$A_s v = 0.25m * 1m * 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s_v = \frac{100cm * 2 * 0.71cm^2}{6.25cm^2} = 22.72cm \approx 20cm$$

Malla vertical de $\phi 3/8" @ 20 \text{ cm}$

Se observa que el cortante de diseño es mayor a la contribución del concreto sumado a la otorgada por el armado de acero mínimo, por lo tanto, será necesario incrementar el diámetro del acero horizontal que se empleará para resistir los esfuerzos producidos en la dirección de análisis.

$$A_s h = 2 * 1.29 \text{ cm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{106}{0.85} - 27 = 97.5 \text{ ton}$$

$$s = \frac{\frac{4200kg}{cm^2} * 2.58 \text{ cm}^2 * 1.68m}{97.5 \text{ ton}} = 18.6cm \approx 17.5cm$$

Malla horizontal de $\emptyset 1/2"$ @ 17.5 cm

- Sismo en la dirección Y: Cortante 3-3

El diseño en este sentido considerará que cada una de las alas toma la fuerza cortante producto a las combinaciones de carga que incluyen al sismo paralelo al eje Y. El caso de carga que produce mayor desplazamiento en la estructura es 1.25 (CM+CV) +SY, por ello, la carga axial producto de esa combinación será la que se utilizará para determinar la cortante de diseño.

$$\text{Para } Lm = 1.90m, \quad d = 0.8 * 1.90m = 1.52 m, \quad t = 0.25m, \quad Vu = \frac{53.95}{2} = 26.98 ton$$

$$\emptyset Vn max = 0.85 * 2.63 * \sqrt{210} * 4.55 * 0.25 = 136 ton$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 190 * 0.25 = 24.81 ton$$

$$\emptyset \frac{Vc}{2} = 12.4 ton$$

Se determina la cortante por capacidad empleando el diagrama de interacción en la dirección 2-2 y el momento último producto de la combinación de carga crítica mencionada previamente.

$$Pu = 546 ton, \quad Mn = 267 ton, \quad Mua = 600 ton$$

$$\frac{Mn}{Mua} = 2.25 < R = 4.5$$

$$Vucap = 26.98 ton * 2.25 = 61 ton$$

Se observa que la cortante de diseño es mayor al de $\emptyset Vc$, por lo que la cuantía horizontal y vertical tendrán el mismo valor: 0.0025. Conociendo cual es la cuantía mínima para cada caso, se determina que armado de acero se puede emplear si esta ofrece resistencia suficiente para soportar la demanda amplificada. En caso el acero mínimo no sea suficiente, se deberá disminuir el espaciamiento o elegir un diámetro mayor de acero para el armado.

$$As h = 0.25m * 1m * 0.0025 = 6.25 cm^2$$

$$s_h = \frac{100cm * 2 * 0.71cm^2}{6.25cm^2} = 22.72cm \approx 20cm$$

$$\phi V_s = 0.85 * 2 * \frac{0.71}{20} * 168 * 4200 = 43 ton$$

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c = 76 ton$$

Malla horizontal de $\phi 3/8"$ @ 20 cm

$$A_{sv} = 0.25m * 1m * 0.0025 = 6.25 cm^2$$

$$s_v = \frac{100cm * 2 * 0.71cm^2}{6.25cm^2} = 22.72cm \approx 20cm$$

Malla vertical de $\phi 3/8"$ @ 20 cm

Se observa que el cortante de diseño es menor a la contribución del concreto junto con la que brinda el armado mínimo, por lo tanto, no será necesario incrementar el diámetro del acero horizontal que se empleará para resistir los esfuerzos producidos en la dirección de análisis.

Al igual que para el primer caso, dentro de los núcleos confinados, se empleará un armado de estribos similar al mínimo exigido por el Capítulo 21 de la Norma E.060 para el apartado de columnas en sistemas estructurales de muros. (R=6)

Finalmente, la *Figura 68* permite observar el armado final de acero de del muro estructural elegido, en función a la verificación de núcleos confinados, y a los diseños por flexocompresión y cortante en los dos primeros niveles.

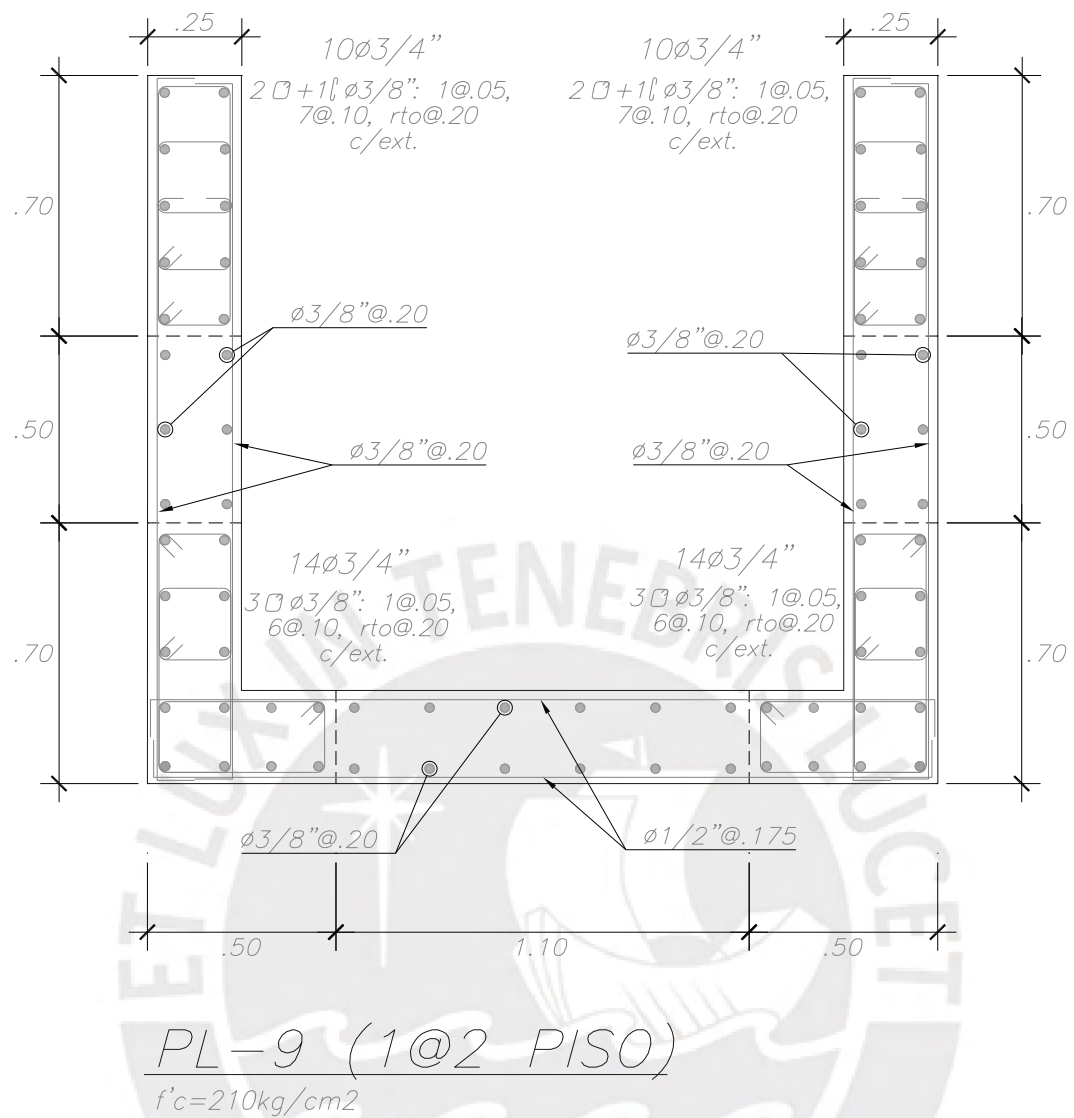


Figura 68. Diseño final de la placa P-9 para los primeros niveles de la edificación

10.CAPÍTULO XI: Diseño de Cimentaciones

10.1. Consideraciones generales

La capacidad admisible del terreno sobre el cual se ubicará el proyecto presenta una capacidad admisible de 4 kg/cm², lo cual es un valor usual dentro de la ciudad de Lima.

El diseño de todo tipo de cimentación consiste en analizar las dimensiones iniciales en condiciones de servicio, para luego analizar si los esfuerzos producidos en caso de sismo no transmiten cargas al terreno que este no puede soportar. Tras comprobar que las dimensiones en planta son adecuadas, se comprueban los esfuerzos por corte y punzonamiento, para finalmente realizar el diseño por flexión.

El artículo 15.2 de la Norma E.060 acepta el incremento en 30% la resistencia del terreno para soportar cargas temporales como la de sismo. Además, indica que las cargas producto de sismo en cualquier dirección pueden reducir su valor en 80% para analizar sus efectos sobre la cimentación a diseñar.

10.1.1. Predimensionamiento

La siguiente expresión muestra el área inicial que se calculará en la primera iteración de diseño.

$$\text{Área} = (1 + PP\%) * \frac{(Pm + Pv)}{Qs}$$

Donde

PP%: Porcentaje de peso propio

Pm: Fuerza axial por carga muerta

Pv: Fuerza axial por carga viva

Qs: capacidad admisible del terreno

Tras verificar que las dimensiones no generen esfuerzos mayores a los que puede soportar el terreno para casos de cargas de servicio, se calculan los esfuerzos incluyendo los momentos flectores:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx * (vx)}{I_x} \pm \frac{My * (vy/2)}{I_y}$$

Donde:

I_x : Largo de la placa

I_y : ancho de la placa

v_x : distancia a la fibra más esforzada en dirección x

v_y : distancia a la fibra más esforzada en dirección y

Si los momentos producto de los diferentes casos de sismos son muy elevados como en el caso de las placas y se producen esfuerzos negativos, es necesario aplicar una redistribución de esfuerzos en el elemento. En este caso, si se presenta dicha situación se aplicará el principio de Meyerhof, el cual plantea que el área de la zapata se reducirá a una fracción de la real, donde la distribución de esfuerzos será constante. La siguiente expresión permite calcular el esfuerzo actuante en una sección de la cimentación

$$\sigma = \frac{\frac{e = M/P}{P}}{2 * (0.5 * L - e) * B}$$

Donde:

M: Momento total aplicado

P: Fueba axial total aplicada

e=excentricidad

L: Largo de la placa

B: ancho de la placa

El proceso iterativo de predimensionamiento culmina cuando se verifica que ninguno de los esfuerzos generados por la carga sea de tracción ni supere la capacidad de carga del terreno sobre el cual se está edificando el proyecto.

Tras determinar el mayor esfuerzo que produce la zapata sobre el terreno, las cargas se amplifican para poder realizar el diseño por corte y por flexión. Para las combinaciones donde solo actúan las cargas de gravedad; mientras que para el caso de sismo se emplea 1.25.

10.1.2. Diseño por punzonamiento

La Norma E.060, dentro del artículo 15.7, señala que el peralte mínimo para cimentaciones superficiales es de 300 mm medidos desde el refuerzo inferior. Además, se debe asegurar que el peralte del elemento permita que los aceros provenientes de las placas y columnas puedan anclar y desarrollar momentos.

El diseño por punzonamiento está orientado en determinar el peralte del elemento por medio del análisis de una sección crítica medida desde la cara del elemento vertical que llega a la zapata. La resistencia al corte que brinda el concreto debe ser mayor a la que se presenta en la sección crítica, pues las cimentaciones no cuentan con estribos que puedan tomar la fuerza de corte. La *Figura 69* muestra la ubicación de la sección crítica medida desde la cara de la placa o columna a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo.

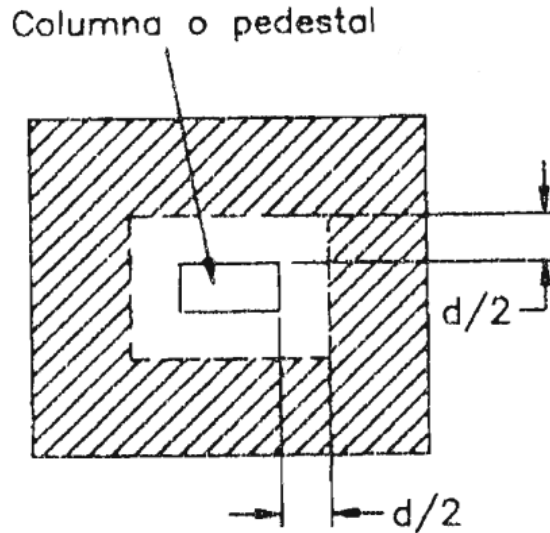


Figura 69 Sección crítica para la verificación por punzonamiento en la zapata. Extraído de Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Harmsen, 2017

Una vez determinada la ubicación de la sección crítica, se calcula la resistencia del concreto, y la relación entre los lados de la cimentación. La fuerza cortante última generada en la sección evaluada se obtiene utilizando el esfuerzo último en el elemento.

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{d * \alpha_s}{b_o}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.27 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_u = \sigma_u * (A - A_o)$$

Donde:

b_o : Perímetro de la sección crítica

d : Peralte efectivo

β =lado largo entre lado corto de la cimentación

α_s = Factor igual a 40 para elementos interiores, 30 para laterales y 20 para esquinas

σ_u : Esfuerzo último en el elemento

A: Área en planta de la cimentación

Ao: Área de la sección crítica

10.1.3. Diseño por corte

La segunda verificación del peralte del elemento estructural se realiza verificando la resistencia al corte a una distancia igual al peralte efectivo. La ubicación de la sección crítica de análisis se presenta en la Figura 70.

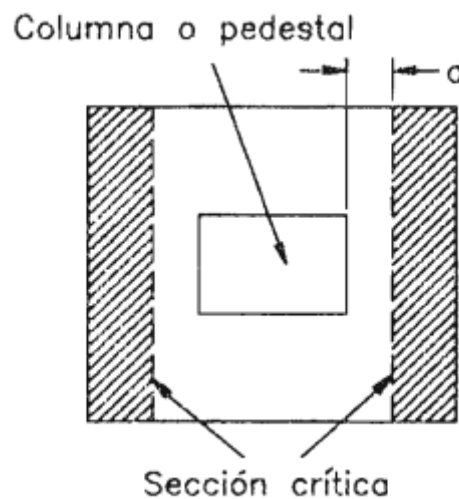


Figura 70 Sección crítica para la verificación por corte en la zapata. Extraído de Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Harmsen, 2017

Las siguientes expresiones permiten calcular la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d)$$

$$V_u = \sigma_u * B * (L/2 - d)$$

Donde:

B: ancho de la cimentación

L: largo de la cimentación

σ_u : Esfuerzo último en el elemento

10.1.4. Diseño por flexión

Tras definir el peralte de la zapata por medio de las comprobaciones presentadas anteriormente, se procede a calcular la cantidad de acero longitudinal. El diseño se toma desde la cara de la columna o placa como si se tratará de una viga en voladizo empleando la siguiente expresión.

$$Mu = 0.5 * \sigma_u * c^2$$

Donde:

Mu: Momento último para diseño por flexión

c: distancia medida desde la cara del elemento vertical hasta el borde de la cimentación

La cuantía de acero calculada será superior a la mínima la cual toma un valor de 0.0018 el área de la sección que soporta el momento flector último, al igual que en el caso de losas.

10.2. Ejemplo de diseño de zapata combinada

Una cimentación combinada se configura como un elemento común a dos o más placas y/o columnas alineadas. Para el diseño de estos componentes se busca obtener una resultante de cargas axiales y momentos flectores como suma de los efectos producidos por los elementos verticales que son soportadas por la cimentación, considerando las excentricidades con respecto al centro de gravedad. Las *Figura 81* muestra el proceso de dimensionamiento de una zapata combinada de acuerdo con Harmsen (2017).

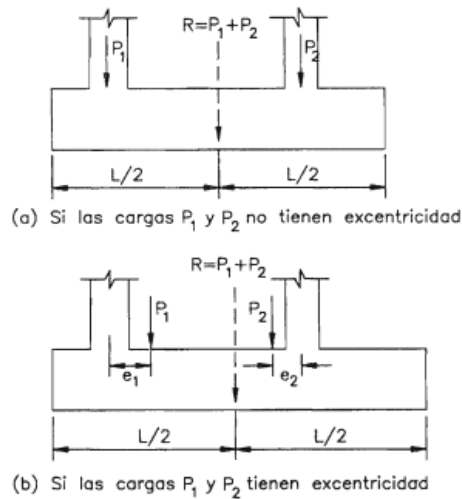


Figura 71 Esquema de idealización para la obtención de fuerzas internas de una zapata combinada. Extraído de Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Harmsen, 2017

Como ejemplo, se eligió la cimentación que soporta las cargas de la columna C4 y Placa 7, ubicadas en el eje F. Para empezar con el diseño, la Tabla 60 y la Tabla 61 muestran los datos que se extraen del software ETABS tales como cargas muertas y vivas de ambos elementos verticales para por exportarlas al software SAFE y obtener los esfuerzos del suelo. Las cargas de sismo fueron multiplicadas por 0.8, tal como indica la Norma E.060.

Tabla 60
Cargas muertas y vivas de la columna C4 extraídas del software ETABS.

Cargas	P (ton)	M2(ton.m)	M3(ton.m)
Muerta	-83.13	-0.1915	1.2478
Viva	-15.56	0.0473	0.283
Sismo X	83.485	0.1236	13.9238
Sismo Y	-21.8209	1.161	3.1281

Tabla 61

Cargas muertas y vivas de la columna Placa 7 extraídas del software ETABS.

Cargas	P (ton)	M2(ton.m)	M3(ton.m)
Muerta	-226.42	0.0122	1.5003
Viva	-36.97	-0.0059	0.2896
Sismo X	-77.5701	-0.15	305.0792
Sismo Y	-54.0329	1.5681	65.9288

Con las cargas extraídas, se procede a realizar el predimensionamiento de la zapata:

$$\text{Área} = (1+5\%) * (83.13 + 15.56 + 226.42 + 36.97) / 40 * 0.9 = 10.6 \text{ m}^2$$

Se eligen dimensiones de 7.2 m x 1.8 m, con lo cual se procede a realizar la verificación de esfuerzos por cargas de servicio; y por la combinación de las cargas muerta, viva y por sismo en las direcciones X-X y en Y-Y corroborando que los valores sean menores al esfuerzo admisible.

- Análisis bajo cargas de servicio (Muerta+Viva):

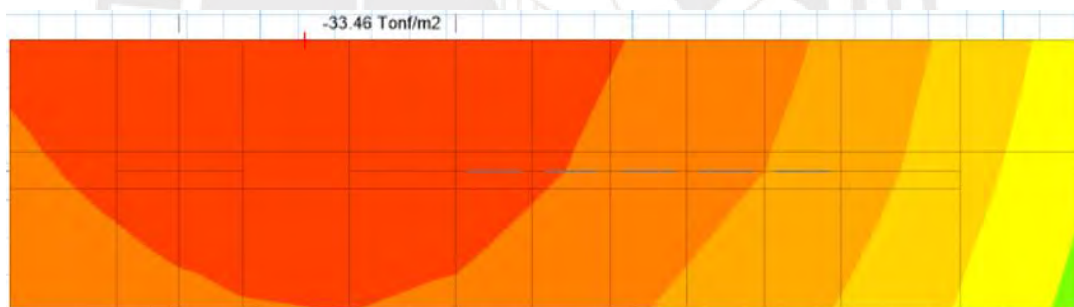


Figura 72 Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio

$$\sigma = 33.46 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

- Análisis bajo cargas de servicio y sismo en X-X:

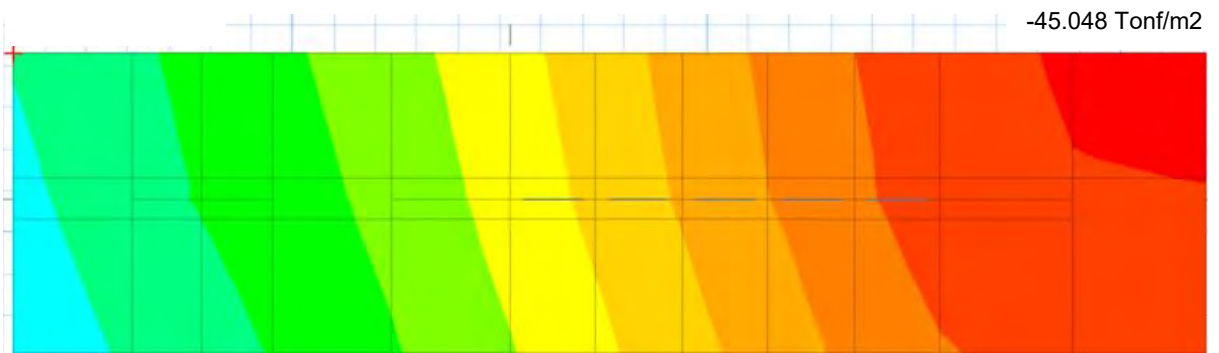


Figura 73 Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en X+

$$\sigma = 45.048 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 (1.3\sigma_u)$$

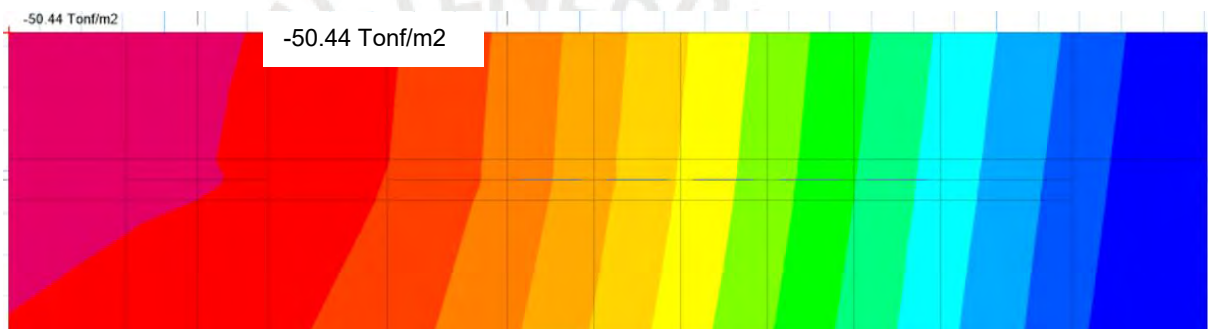


Figura 74 Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en X-

$$\sigma = 50.44 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 (1.3\sigma_u)$$

- Análisis bajo cargas de servicio y sismo en Y-Y:

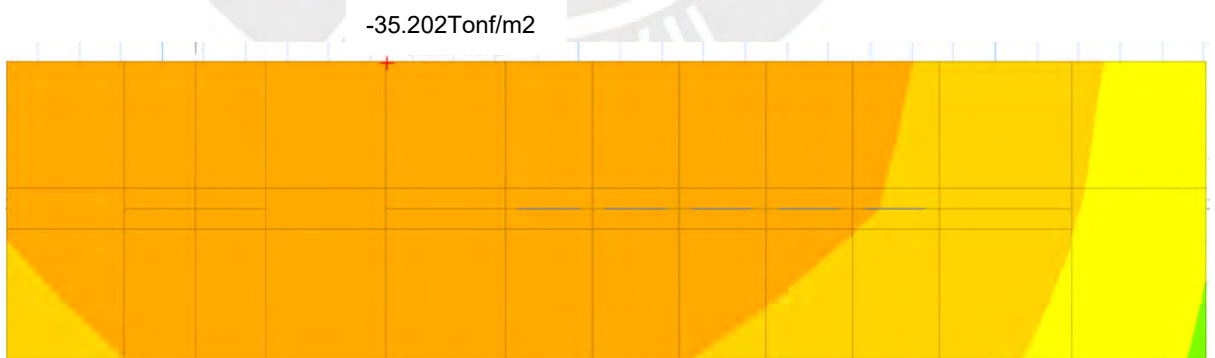


Figura 75 Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en Y+

$$\sigma = 35.202 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 (1.3\sigma_u)$$

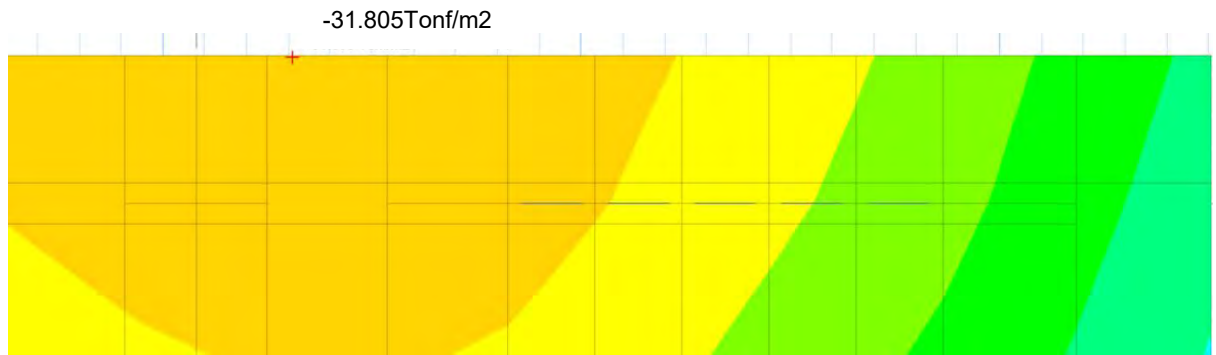


Figura 76 Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas de servicio y sismo en Y-

$$\sigma = 31.805 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 (1.3\sigma_u)$$

Los esfuerzos son inferiores a los a los valores admisibles por el terreno, por lo que se concluye que el predimensionamiento es correcto. De manera adicional, se procede a comprobar manualmente las cargas transmitidas al elemento, para ello se hallan las excentricidades de cada placa, medidas desde el centro de la zapata combinada predimensionada anteriormente.

Tabla 62
Excentricidades para la columna y placa

Elemento	Ex(m)	Ey(m)
C4	-2.48	0
PL7	0.83	0

Se procede a llevar todas las cargas mostradas en las Tablas 60 y 61 al centro de la zapata combinada considerando la excentricidad de cada uno de los elementos, para luego calcular los esfuerzos como si se tratará de una zapata aislada. La Tabla 63 muestra lo siguiente:

Tabla 63
Fuerzas aplicadas en el centroide de la zapata combinada

Cargas	P (ton)	M2(ton.m)	M3(ton.m)
Muerta	290.89	-0.179	-15.49
Viva	52.53	0.041	-7.33
Sismo X	-5.91	-0.026	590.43
Sismo Y	75.85	22.982	59.79

Después de trasladar todas las cargas al centro de geométrico del elemento, se procede a comprobar si el elemento transmite cargas que no pueden ser soportadas por el terreno o esfuerzos negativo para los casos de sismo en X y Y.

- Para sismo en X

$$\sigma_x(sismo\pm) = \frac{(Pm + Pv \pm Psx)}{A} \pm \frac{(Mmy + Mvy + MySx) * Lx/2}{Iyy}$$

Esfuerzo 1	28.42
Esfuerzo 2	23.66
Esfuerzo 3	21.64
Esfuerzo 4	32.27

- Para sismo en Y

$$\sigma_y(sismo\pm) = \frac{(Pm + Pv \pm Psy)}{A} \pm \frac{(Mmx + Mvx + MxSy) * Ly/2}{Iyy}$$

Esfuerzo 1	38.23
Esfuerzo 2	26.48
Esfuerzo 3	14.70
Esfuerzo 4	26.59

Dado el esfuerzo admisible es mayor a los que se presentan, se inicia con el diseño por punzonamiento para la C4 y Placa 7 para poder hallar el peralte de la zapata. En primer lugar, se halla el esfuerzo último de diseño con el cual se podrá hallar el Vu por punzonamiento y por cortante. La Tabla 64 muestra los resultados de estos esfuerzos últimos.

Tabla 64

Esfuerzos últimos sin sismo, por sismo X-X y sismo Y-Y en la zapata combinada

	Esfuerzos	Factor de amplificación	Esfuerzo amplificado
Sin sismo (ton/m ²)	34.27	1.6	54.83
Sismo en X-X (ton/m ²)	50.44	1.25	63.05
Sismo en Y-Y (ton/m ²)	35.20	1.25	44.00
Esfuerzo de diseño (ton/m ²)			63.05

Se elige el esfuerzo último de mayor magnitud, el cual tiene un valor de 63.05 ton/m². Se comienza la iteración para hallar el peralte de la zapata comenzando el proceso con el valor mínimo efectivo de 0.6 m. La *Figura 77* muestra las áreas de corte para la Columna 4 y Placa 7, por lo cual se presentan las siguientes dimensiones:

Volados de 0.44 m en X y 0.53 en Y, para la columna C4

Volados de 1.22 m en X y 0.53 en Y, para la Placa 7

$b_o = 4.2$ m, $A_c = 4.2 \times 0.5 = 2.10$ m², área crítica de punzonamiento para la columna C4

$b_o = 7.7$ m, $A_o = 7.7 \times 0.5 = 3.85$ m², área crítica de punzonamiento para la Placa 7

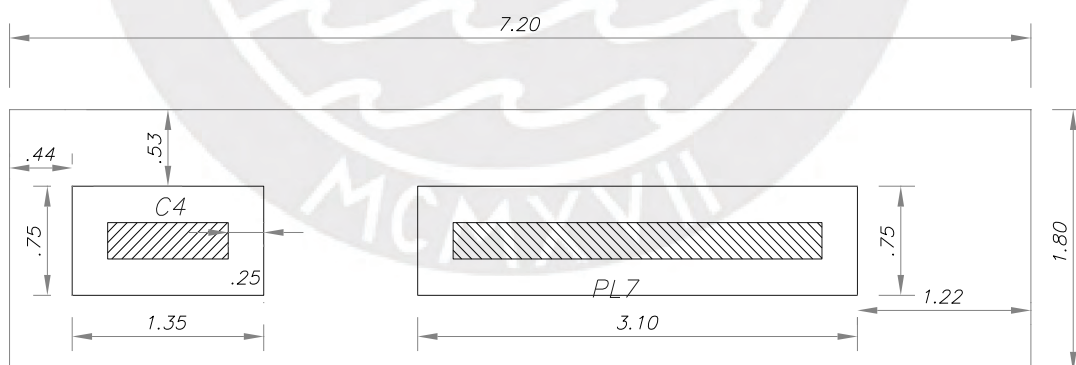


Figura 77 Sección del área para verificación por corte

Tras conocer los valores de las áreas críticas, se halla el valor de V_u por punzonamiento para cada caso:

$$V_u = P_u / A_c = 283 / 2.1 = 135 \text{ ton, para la columna C4}$$

$$V_u = P_u / A_c = 523 / 3.85 = 136 \text{ ton, para la Placa 7}$$

Adicionalmente, se realiza el cálculo de la cortante de diseño como el menor de los siguientes valores:

- Para la columna C4

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 4.6 * 0.5 = 300 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{0.50 * 40}{4.6} \right) * \sqrt{210} * 4.6 * 0.50 = 486 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c1} < \phi V_{c2}, \phi V_c = 300 \text{ ton}$$

- Para la Placa 7

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 8.1 * 0.5 = 528.8 \text{ ton, para la Placa 7}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{0.50 * 40}{8.1} \right) * \sqrt{210} * 8.1 * 0.50 = 602 \text{ ton, para la Placa 7}$$

$$\phi V_{c1} < \phi V_{c2}, \phi V_c = 528.8 \text{ ton}$$

Dado que las cortantes últimas son menores al valor de cortante de diseño para ambos elementos se cumple el diseño por punzonamiento. Por lo cual, se prosigue a realizar la verificación de diseño por cortante considerando las áreas de corte para cada elemento.

- Para la columna C4

$$V_u = 63.05 * 1.8 * 0.44 = 49.9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{.85}{0.25} \right) * \sqrt{210} * 4.6 * 0.50 = 661 \text{ ton}$$

$$V_u = 49.9 < \phi V_c = 661$$

- Para la Placa 7

$$V_u = 63.05 * 1.8 * 1.22 = 138.5 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2.6}{0.25} \right) * \sqrt{210} * 8.1 * 0.50 = 3014 \text{ ton}$$

$$V_u = 138.5 < \phi V_c = 3014$$

En ambos casos se corrobora que el cortante último V_u es menor al cortante de diseño ϕV_c ; por lo cual, se elige el peralte efectivo de 0.5 m, y debido a que el recubrimiento de zapata es de 10 cm, se obtiene un peralte de 0.6 m.

Como parte del proceso final de diseño, se inicia con cálculo de refuerzo por flexión. En la *Figura 78* y *Figura 79* se pueden observar los momentos en cada sección. Para ejemplificar el diseño, se selecciona los mayores valores:

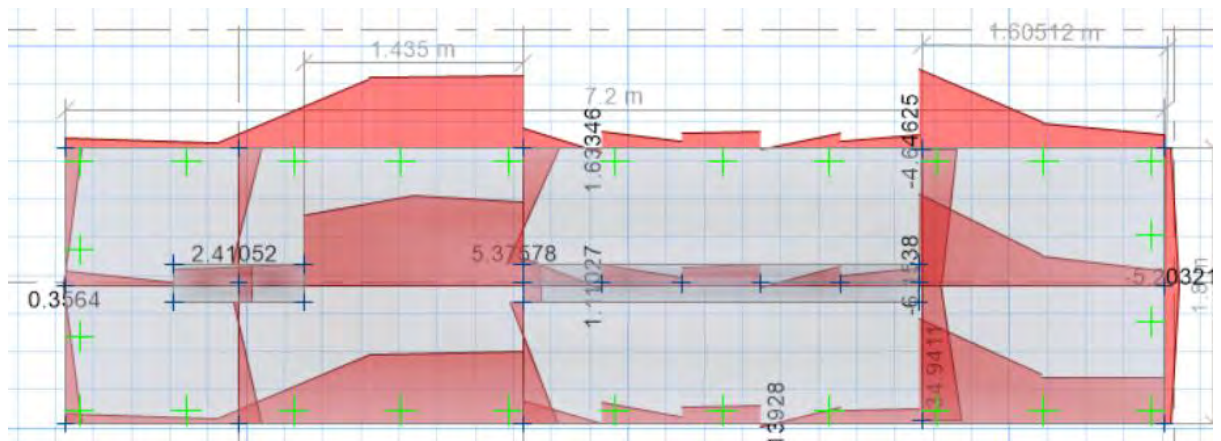


Figura 78 Distribución de momentos mínimos en secciones críticas

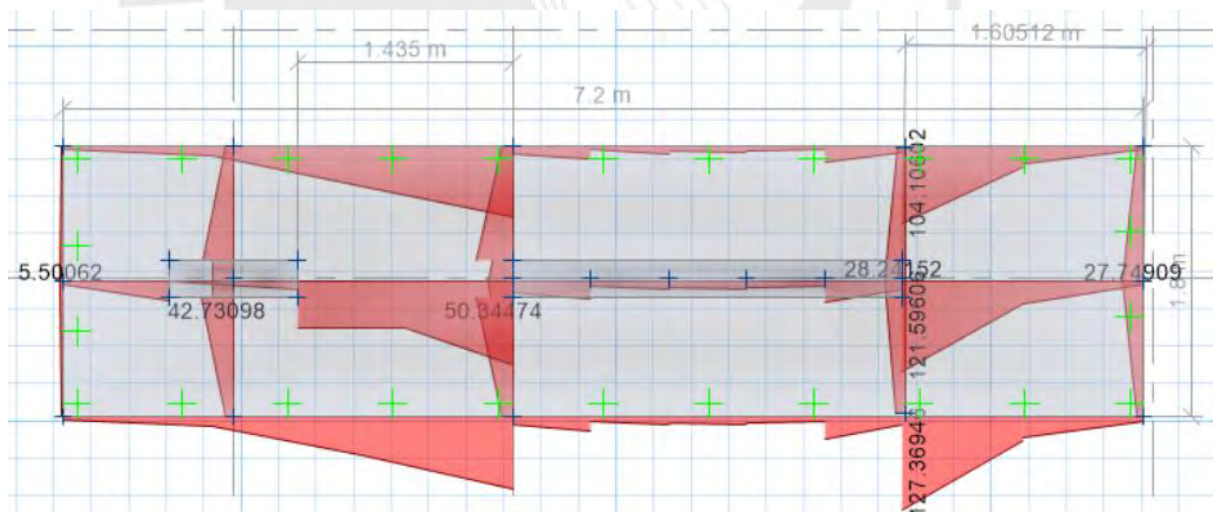


Figura 79 Distribución de momentos máximos en secciones críticas

$$M_u = 34.9 / 7.2 = 4.85 \text{ ton} \cdot \text{m}, A_s = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ (SUPERIOR)}$$

$$M_u = 127.4 / 7.2 = 17.69 \text{ ton} \cdot \text{m}, A_s = 9.58 \text{ cm}^2 \text{ (INFERIOR)}$$

Asimismo, se procede a hallar la cuantía mínima para hallar la correcta distribución de aceros en la zapata.

$$A_{smin}=0.0018*1*100*0.6*100=10.8 \text{ cm}^2$$

Se procede a trabajar con el acero mínimo requerido, por lo que se elige una distribución de aceros de 3/4" @.25 inferior y superior para cada sección. La *Figura 80* muestra el armado final de la zapata.

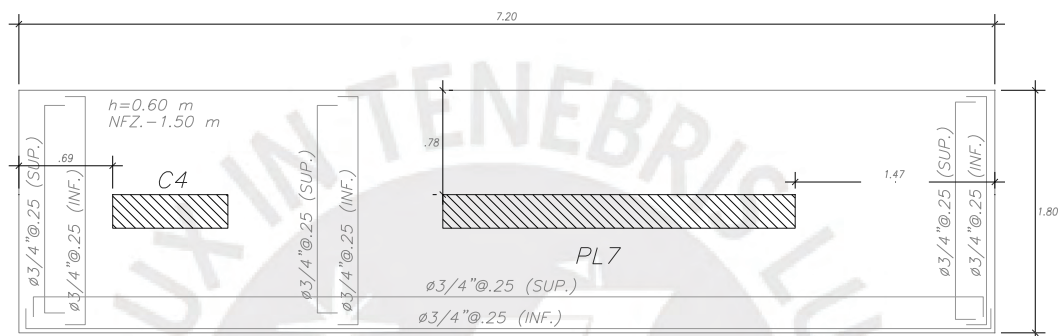


Figura 80 Armado final de la zapata combinada

10.3. Ejemplo de diseño de viga de cimentación

El límite de propiedad de la edificación se encuentra ubicado paralelo al eje 1, posición en la que se ubican las placas PL-1 y PL-2; ante esta situación, las zapatas aisladas para ambos elementos fueron proyectadas como cimentaciones excéntricas. Para reducir los efectos que pueden producirse debido a que el centroide de la zapata y el de la placa no sea el mismo, se opta por el uso de vigas de cimentación para conectar cimentaciones independientes. Este elemento permitirá transmitir el momento generado por la excentricidad de la zapata (Harmsen, 2017). La *Figura 81* muestra el esquema y modelo idealizado para el diseño.

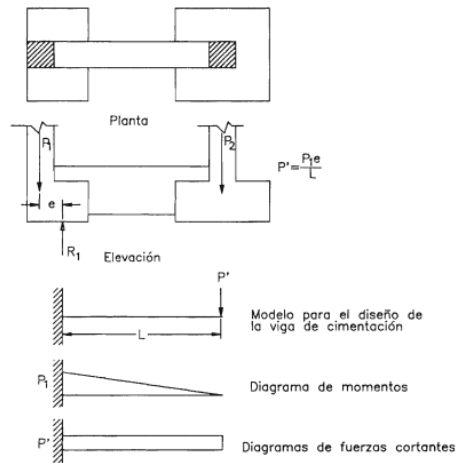


Figura 81 Esquema de idealización para la obtención de fuerzas internas de una viga de cimentación. Extraído de Harmsen, 2017

Como ejemplo de diseño, se seleccionó la viga que conecta las zapatas correspondientes a PL-2 y C2. Como paso inicial, se elige una base de 25 cm y un peralte de 120 cm, tal como se muestra en la Figura 82.

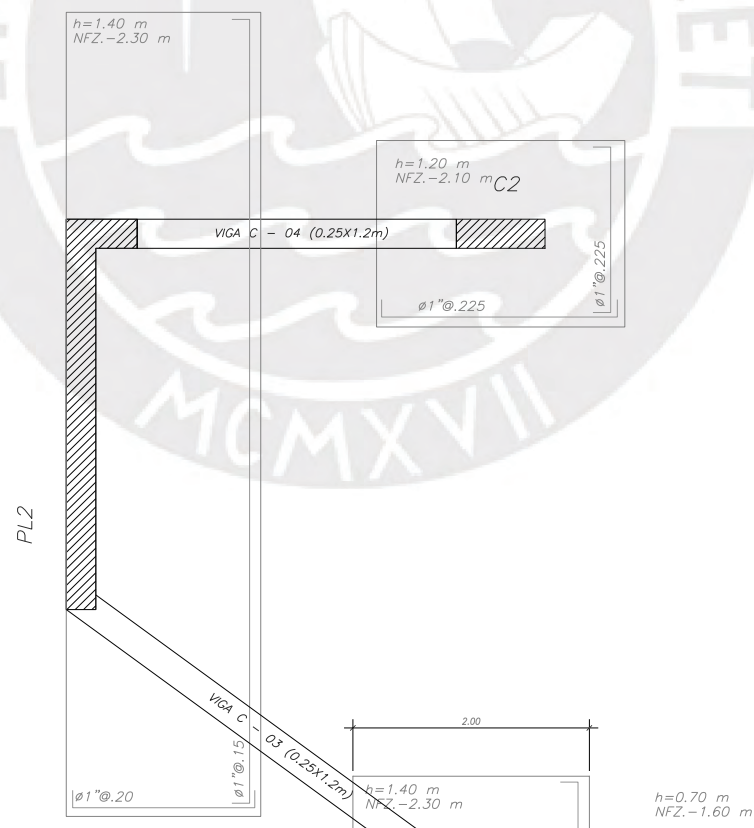


Figura 82 Viga de cimentación VC-04 (conexión entre placa PL-2 Y C-2)

El proceso de diseño requiere del análisis del sistema de zapatas con vigas de cimentación asociadas a las columnas y placas PL-1, PL-2, PL-3, C1 y C2. Al tratarse de un análisis tridimensional, se optará por simplificar el proceso utilizando el software SAFE 2016 importando las cargas correspondientes de cada uno de estos elementos desde el software ETABS.

- Análisis bajo cargas de servicio

Se verifica los esfuerzos por cargas de servicio (carga muerta más viva) corroborando que los valores sean menores a la resistencia del terreno (40 ton.m)

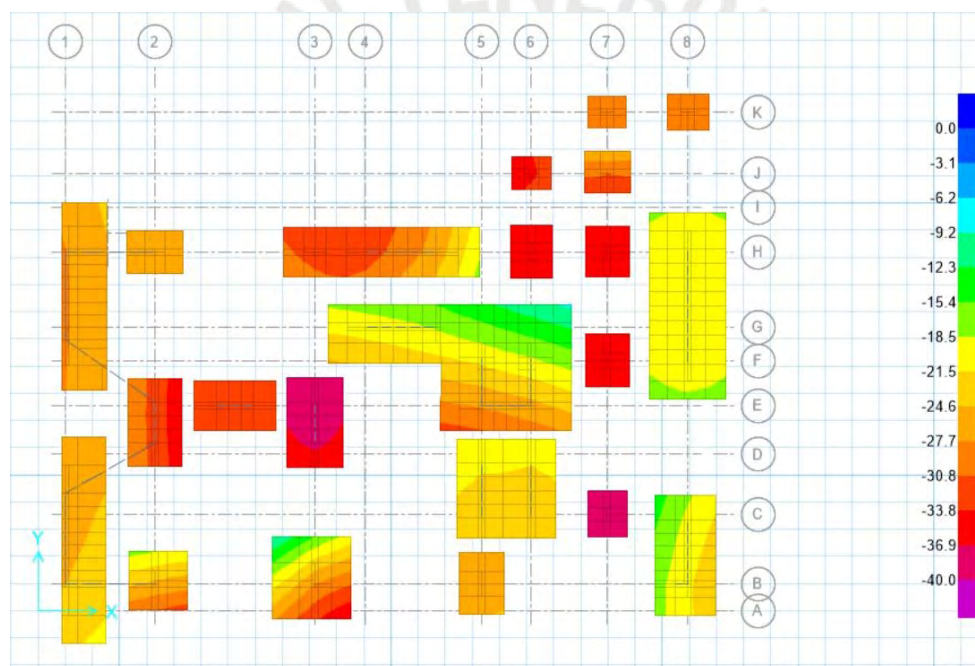


Figura 83 Distribución de esfuerzos en la base de las zapatas bajo cargas de servicio (CM+CV)

- Análisis por cargas de servicio y sismo:

Se realiza una segunda verificación de esfuerzos por combinaciones de cargas (cargas de servicio más sismo en X o Y), generando una envolvente de presiones, dichas presiones se redistribuyen cuando estas son menores dentro de la cimentación se presentan valores mayores a cero, pues la cimentación no puede soportar esfuerzos en

tracción. La *Figura 84* muestra que los valores de las presiones del sistema de zapatas son menores al admisible 52 ton.m ($1.3\sigma_u$).

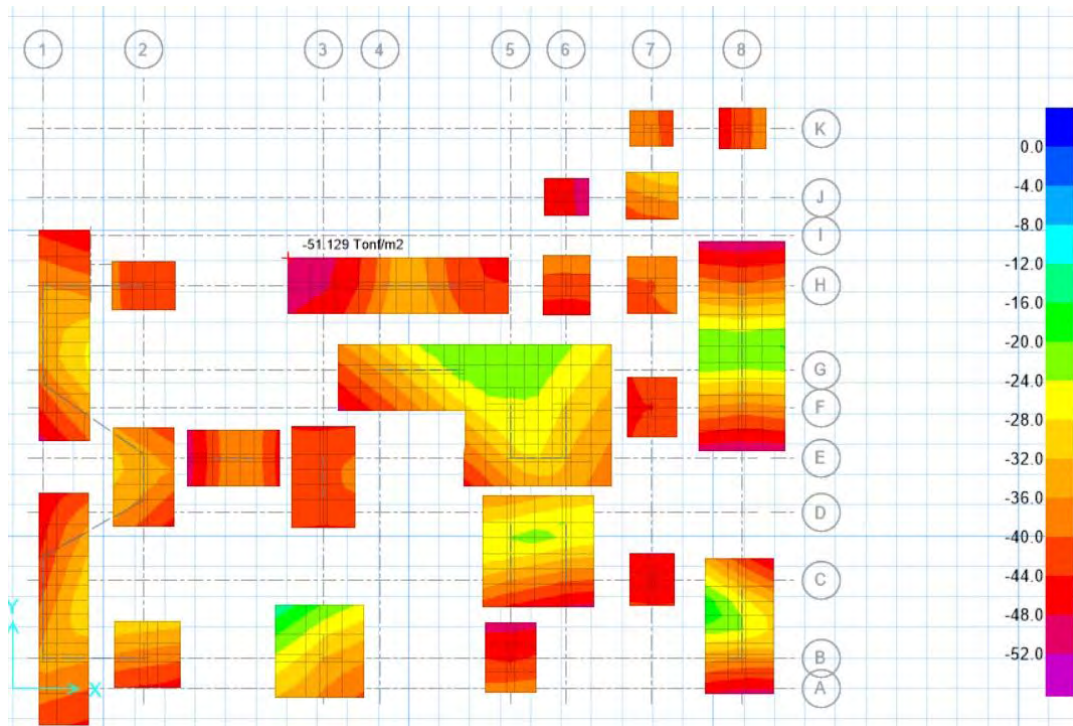


Figura 84 Distribución de esfuerzos en la base de la zapata combinada bajo cargas envolventes mínimas (CM+CV+SX)

- Diseño por flexión

Al verificar que los esfuerzos en las zapatas aisladas son menores a los máximos esfuerzos admisibles, se obtiene el acero negativo y positivo de la viga haciendo uso del diagrama presentado en la *Figura 85*, generado a partir del software SAFE 2016.

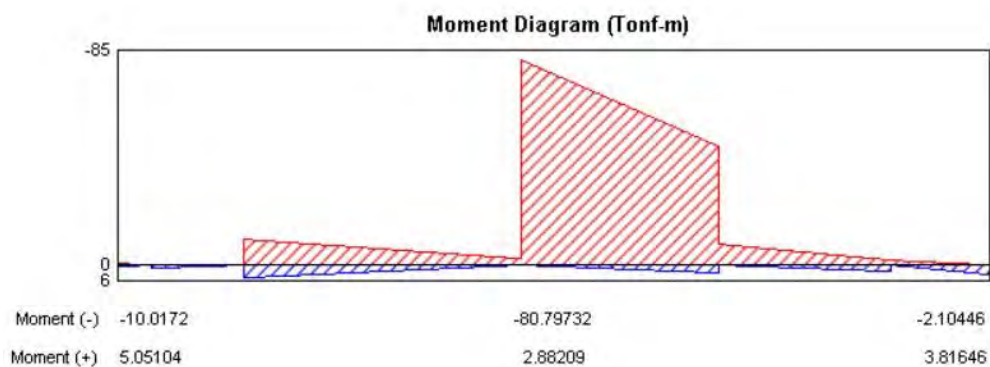


Figura 85 Envolvente de momento flector último de la viga de cimentación VC-04

Por la magnitud de los momentos negativos presentes, se asume que el acero de refuerzo se distribuirá en dos capas. Como paso preliminar al diseño, se obtiene la cuantía de acero máxima y mínima que se puede colocar en la sección elegida.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 25 \text{ cm}$, $d' = 8 \text{ cm}$, $d = 112 \text{ cm}$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 0.7 * \sqrt{210} * 25 * \frac{112}{4200} = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 0.75 * \rho_b * b * d = 0.75 * (0.588 * 0.85 * \frac{210}{4200}) * 25 * 112 = 44.61 \text{ cm}^2$$

La Tabla 71 muestra los momentos de diseño para obtener el acero requerido como refuerzo negativo y positivo, buscando que estos valores no superen el límite máximo y mínimo calculados previamente.

Tabla 65
Cálculo del acero requerido para los dos tramos a diseñar

Momentos	Envolvente (ton.m)	As requerido (cm²)	Armado	As colocado (cm²)
Mu-	80.80	20.93	3Φ1"+2Φ3/4"	20.98
Mu+	5.05	1.20	3Φ3/4"	8.52

Se escoge un armado de acero negativo de 3 barras de 1" y 2 de 3/4" (20.98 cm²), distribuidas en dos capas. Como acero positivo se opta por trabajar con el acero mínimo equivalente a 3 barras de 3/4" en una sola capa. Asimismo, al tratarse de una viga de gran peralte ($h > 90 \text{ cm}$) se elige colocar aceros de refuerzo de 2 de 1/2" en el alma.

- Diseño por cortante:

Como condición más crítica para el elemento, se usa el diagrama de fuerza envolvente, de acuerdo a lo mostrado en la Figura 86.

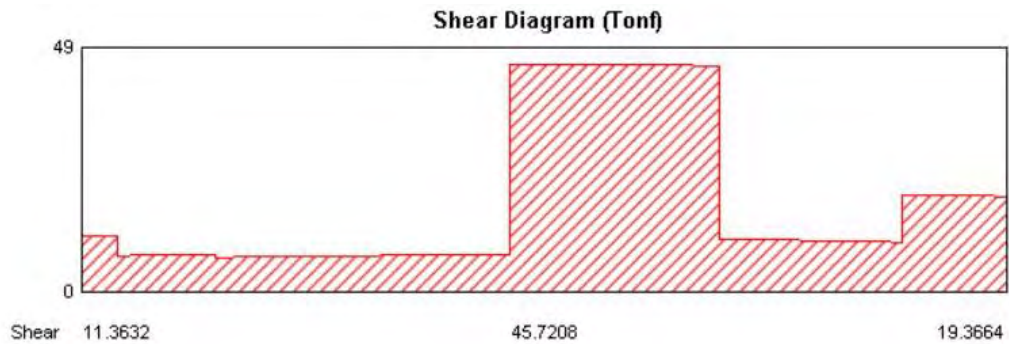


Figura 86. Envolvente de fuerza cortante última de la viga de cimentación VC-04

Para el diseño se opta por emplear estribos de 3/8", bajo esa consideración, se calcula el aporte del concreto a la resistencia global de la sección, para luego poder determinar la cortante que resisten los estribos e indicar cual es el espaciamiento correspondiente para satisfacer la necesidad de carga.

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 112 * 0.85 = 18.28 \text{ ton}$$

$$V_u = 45.72 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 27.44 \text{ ton}$$

$$s = 0.85 * 4200 * 112 * 2 * \frac{0.71}{27.44} = 20.7 \text{ cm}$$

Finalmente, se elige trabajar con un espaciamiento de 20cm para hacer más sencillo el procedimiento constructivo empleando espaciamiento que sean múltiplos de 5cm. Tomando en cuenta esta consideración, se tiene el siguiente armado de estribos para la viga de cimentación: **1@5cm, resto @20cm, medido desde cada extremo.**

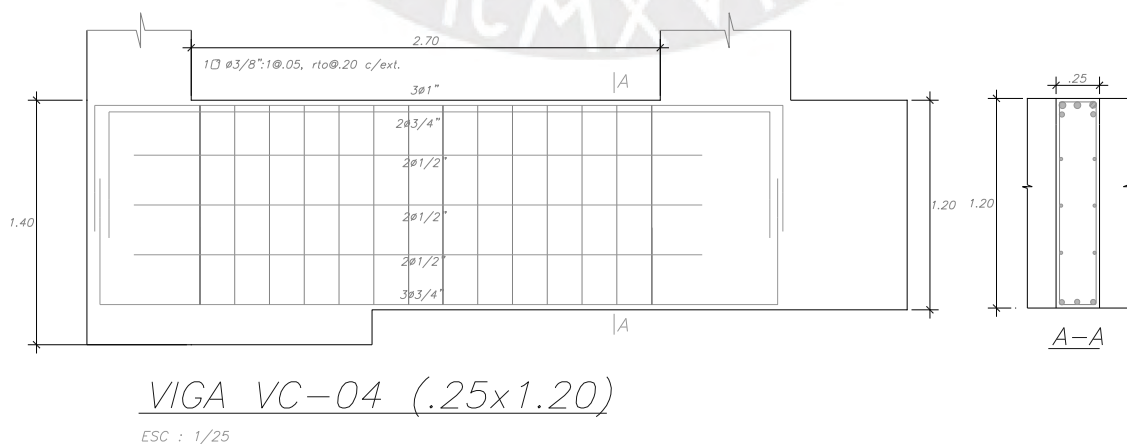


Figura 87 Armado final de la viga de cimentación VC-04

11.CAPÍTULO XI: DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

11.1. Diseño de vigas chatas

11.1.1. Consideraciones generales

Las vigas chatas que forman parte del sistema estructural tienen como función principal soportar cargas provenientes de elementos de tabiquería. El diseño de estos elementos sigue los mismos principios presentados para vigas peraltadas, por lo que la única combinación que se emplea para el análisis y diseño por resistencia es la de 1.4CM+1.7CV. La viga chata que servirá como ejemplo de diseño será la analizada en la sección 4.4 del presente documento, ubicada dentro de un paño de losa unidireccional entre los ejes B y C, con una longitud de 2.72m.

11.1.2. Diseño por flexión

La carga última que ejerce sobre toda la longitud de la viga chata analizada es igual 1.16 ton/m, considerando que el elemento posee dimensiones de 0.20mx0.20m. La *Figura 90* muestra el modelo estructural considerado para obtener las fuerzas en el elemento.

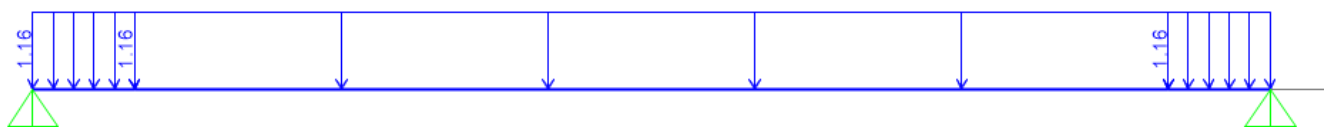


Figura 88. Carga última en viga chata seleccionada

Conociendo la carga de diseño, se puede conocer los momentos principales negativos y positivos para el diseño por flexión, tal como se muestra en la *Figura 89*. El momento último negativo en los extremos apoyados en la viga se calculará empleando la expresión $Mu_{(-)} = wu * ln^2/24$.

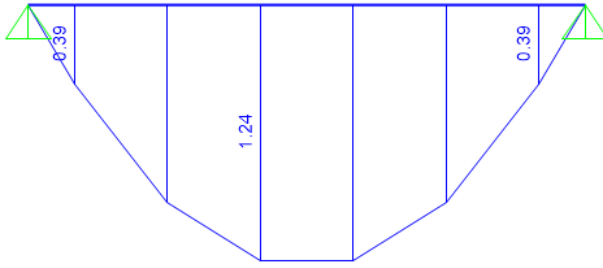


Figura 89. Momentos últimos positivos en la viga chata de análisis (ton.m)

Se calculará la cantidad máxima y mínima de acero en flexión para la viga chata, con el propósito de verificar si la resistencia del acero mínimo es adecuada para soportar los momentos últimos en el elemento.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 20 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$, $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- $As_{\min} = 0.7 * \sqrt{210} * 20 * \frac{17}{4200} = 0.82 \text{ cm}^2$
 $\phi Mn = 0.51 \text{ ton.m}$
- $As_{\max} = 0.75 * \rho b * b * d = 0.75 * 1.19 * 10^{-4} * 210 * 0.85 * 20 * 17 = 5.41 \text{ cm}^2$
 $\phi Mn = 2.83 \text{ ton.m}$

El momento resistente generado por el acero mínimo es menor al momento último positivo en la viga chata, por lo que será necesario calcular la cuantía necesaria en función a los valores de momento máximo.

- $Mu(-) = wu * \frac{ln^2}{24} = 1.16 * \frac{2.72^2}{24} = 0.35 \text{ ton.m} \rightarrow As(-) = 0.82 \text{ cm}^2$
- Se empleará $2\phi 1/2'' = 2.58 \text{ cm}^2$
- $Mu(+) = 1.24 \text{ ton.m} \rightarrow As+ = 0.76 \text{ cm}^2$
 Se empleará $2\phi 1/2'' = 2.58 \text{ cm}^2$

11.1.3. Diseño por corte

La Figura 90 muestra el diagrama de fuerza cortante última, empleando la combinación de carga última $1.4CM+1.7CV$ en el elemento de análisis.

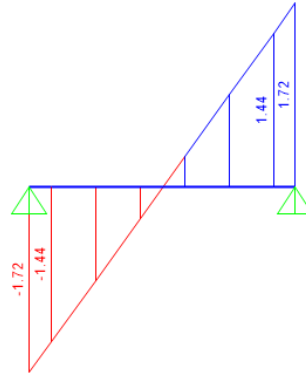


Figura 90. Fuerza cortante última en la viga chata de análisis (ton)

Solo se requerirá estribos de montaje en el elemento analizado si es que la resistencia por corte ofrecida por el concreto es mayor a la carga última a “d” de la cara (1.44ton).

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 20 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} \cdot 20 \cdot 17 = 2.22 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u > 0.5 \phi V_c$$

Al notar que la máxima demanda por cortante es menor que la resistencia que ofrece el concreto, pero mayor a la mitad de este valor, el máximo espaciamiento será el menor de los siguientes valores.

$$s_{\text{máx1}} = \frac{0.71 \cdot 4200}{0.2 \cdot 20 \cdot \sqrt{210}} = 102 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx2}} = \frac{0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 20} = 85 \text{ cm}$$

Los espaciamientos calculados presentan valores que no garantizarán que una grieta que forme 45° puede cortar por lo menos un estribo, además no controlará el pandeo de la armadura en compresión, por ello, se elegirá un espaciamiento de 25cm. Considerando lo anteriormente expuesto, el armado de estribos de la viga queda definido por la siguiente configuración: 1@5cm, resto @25cm, medido desde cada extremo. La Figura 91 muestra el corte que se empleará para la construcción de la viga chata analizada.

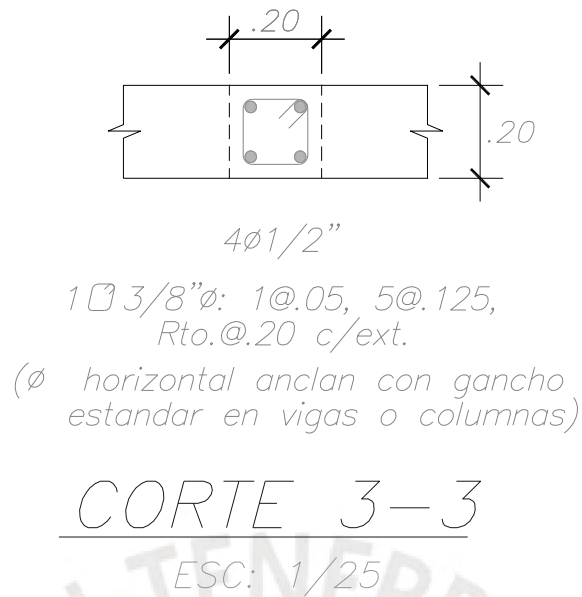


Figura 91. Armado final de la viga chata analizada

11.2. Diseño de escaleras

11.2.1. Consideraciones generales

De acuerdo con Harmsen (2017), se recomienda que los pasos midan desde 25 a 30cm, y los contrapasos desde 16 a 19cm. La arquitectura del proyecto estipula que los pasos son de 25cm y los contrapasos de 17cm, con una garganta y descansos de 15cm. El análisis y diseño de la escalera se realizará considerando que los tramos del elemento trabajan como una losa maciza unidireccional con espesor efectivo igual a 22cm, tal como se muestra en la Figura 92.

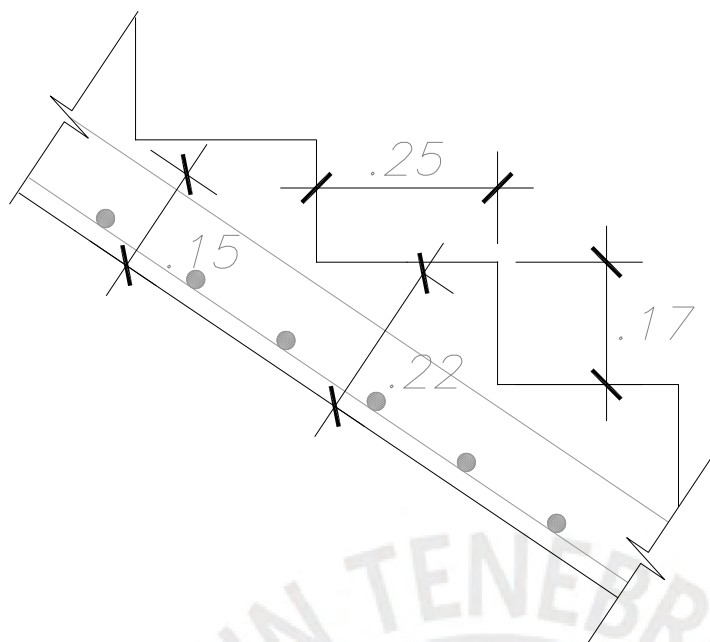


Figura 92. Dimensiones de paso, contrapaso y espesor efectivo de la escalera

11.2.2. Diseño por flexión

Se trabajará con el primer tramo típico de escalera, para ello se realizará el metrado de carga muerta y viva para el descanso y la garganta de considerando el espesor efectivo mostrado en la Figura 92. La Tabla 66 y 67 muestran el proceso de cálculo de cargas considerando un ancho efectivo de 1m.

GARGANTA	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.22\text{m} \times 2.4\text{ton/m}^3 \times 1\text{m} = 0.528$
Piso terminado (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.1$
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m}^2 = 0.2$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu total (ton/m)	$1.4 \times (0.528+1)+1.7 \times (0.2) = 1.21$

Tabla 66
Metrado de cargas del primer tramo de la escalera típica-Garganta

GARGANTA	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.22\text{m} \times 2.4\text{ton/m}^3 \times 1\text{m} = 0.528$
Piso terminado (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.1$
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m}^2 = 0.2$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu total (ton/m)	$1.4 \times (0.528+1)+1.7 \times (0.2) = 1.21$

Tabla 67
Metrado de cargas del primer tramo de la escalera típica-Descanso

DESCANSO	
Carga muerta	
Peso propio (ton/m)	$0.15\text{m} \times 2.4\text{ton/m}^3 \times 1\text{m} = 0.36$
Piso terminado (ton/m)	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.1$
Carga viva	
Sobrecarga (ton/m)	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m}^2 = 0.2$
Carga última (1.4 CM +1.7 CV)	
Wu total (ton/m)	$1.4 \times (0.36+1)+1.7 \times (0.2) = 0.984$

Conociendo las cargas que actúan sobre cada uno de los componentes del primer tramo, se puede plantear un modelo matemático para el análisis, considerando a la escalera como un elemento unidireccional apoyado en vigas y muros, tal como lo muestra la Figura 93.

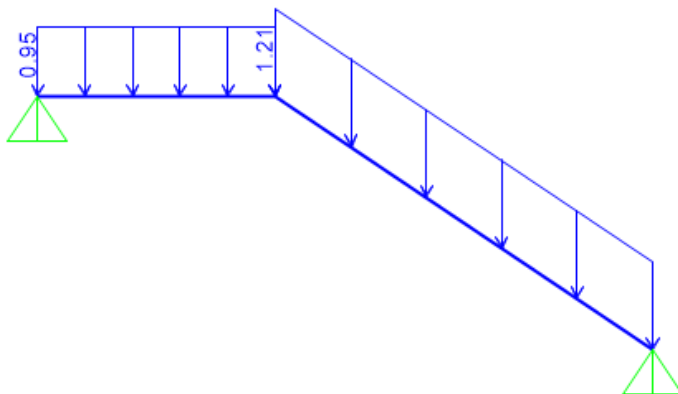


Figura 93. Carga última en todos los elementos del primer tramo de la escalera

Con el modelo estructural mostrado en la Figura 93, se puede calcular los momentos máximos en el primer tramo de la escalera, se resalta que el momento último negativo en los extremos apoyados en la escalera se calculará empleando la expresión $Mu_{(-)} = wu * ln^2/24$.

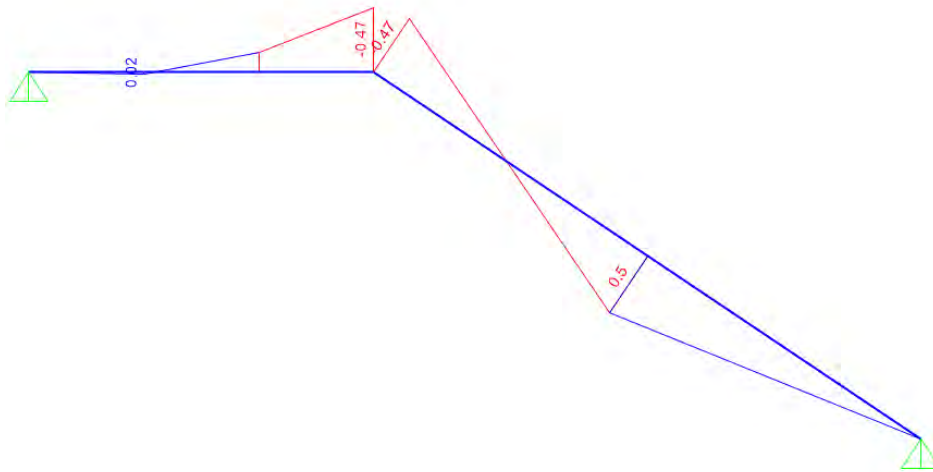


Figura 94. Momentos últimos del primer tramo de la escalera (ton.m)

Antes de calcular las cuantías de acero necesarias para cumplir con las demandas de flexión, es necesario conocer el acero máximo positivo y negativo, considerando que se diseñará el elemento como si fuese una losa maciza, por lo que se deberá trabajar con una cantidad mínima de acero equivalente de 0.18% del área bruta de la sección. Dentro del descanso, la cuantía calculada se puede distribuir en ambas caras del elemento, considerando la tercera parte en la cara superior y el resto en la cara inferior.

$$-As_{max} = 0.75 * 1.19 * 10^{-4} * 210 * 0.85 * 100 * 15 = 23.9 cm^2$$

$$-As_{mín inferior} = 0.0018 * h * b = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 cm^2$$

Conociendo las cargas últimas, los momentos últimos y las cuantías mínimos de acero para cada tramo, se puede determinar la distribución final de acero para cada elemento del primer tramo analizado, como se muestra en la Tabla 68.

Tabla 68

Diseño por flexión para el primer tramo de la escalera

Paño	Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Descanso	Mu- izquierda	0.06	0.03	0.13	0.9	3/8''@30	1.05
	Mu-	0.02	0.01	0.04	1.8	3/8''@30	1.05
	Mu+ derecha	0.47	0.25	1.05	0.9	3/8''@30	1.05
Garganta	Mu- izquierda	0.47	0.25	1.05	0.9	3/8''@30	1.05
	Mu-	0.47	0.26	1.11	2.7	3/8''@25	1.25
	Mu+ derecha	0.24	0.30	1.27	0.9	3/8''@30	1.05

11.2.3. Diseño por corte

Tal como en el diseño realizado para las losas de entepiso, en las escaleras el concreto es el encargado de resistir en su totalidad los esfuerzos producidos por la fuerza cortante. La Figura 95 muestra cada uno de los componentes del primer tramo de la escalera.

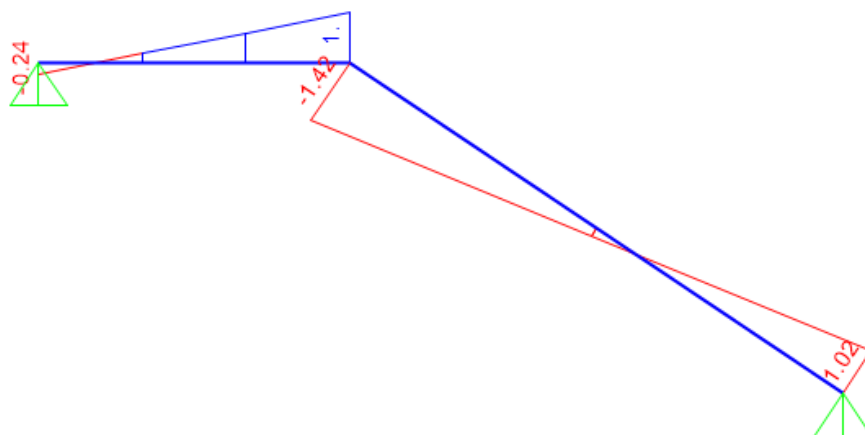


Figura 95. Diagrama de fuerza del primer tramo de la escalera típica (ton)

Conociendo que la cortante máxima en el descanso es igual a 1ton y en la garganta de 1.42 ton, se procede a comparar los valores con la resistencia del concreto para corroborar si las dimensiones de ambos componentes son suficientes para soportar las demandas sobre el primer tramo de la escalera.

Para $f'c = \frac{210kg}{cm^2}$, $b = 100cm$, $d = 12 cm$, $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

$$\phi Vc = 0.53 * \sqrt{210} * 9 * 17 * 0.85 = 9.98 ton$$

$$Vu_{descanso} = 1.0 ton < \phi Vc = 9.98 ton$$

$$Vu_{garganta} = 1.42 ton < \phi Vc = 9.98 ton$$

Al observarse que ninguno de los dos valores supera a la resistencia ofrecida por el concreto, se corrobora que las dimensiones de los elementos son suficiente para soportar las demandas por corte. Finalmente, la *Figura 96* muestra el armado final del paño diseñado.

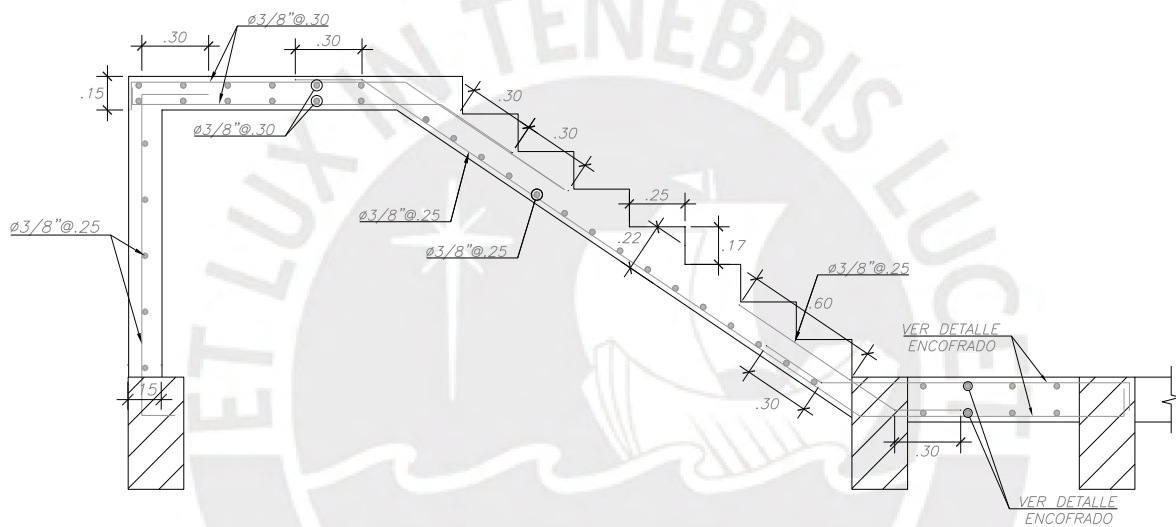


Figura 96. Armado final del primer tramo típico de la escalera

11.3. Diseño de cisterna y cuarto de bombas

11.3.1. Consideraciones generales

Se encontrarán conformados por muros estructurales, losas macizas en la tapa y una losa de cimentación para resistir las cargas producto del líquido que almacena la cisterna. Los muros de la cisterna soportarán empujes laterales producidos por la presencia del agua y por el terreno, la tapa solo tomara una sobrecarga de circulación de 200 kg/cm² junto con su peso propio.

El ACI 350-01 (2006) brinda recomendaciones sobre el correcto funcionamiento de los componentes estructurales de la cisterna, las cuales se resumen en cinco puntos:

- La resistencia mínima a la compresión del concreto debe ser de 280 kg/cm²
- La relación mínima de agua-cemento en las mezclas de concreto debe ser 0.45
- Se debe emplear varillas de ½” como mínimo para el armado de muros y de la cimentación.
- La cuantía mínima de acero en los elementos debe ser 0.3%.
- El espaciamiento máximo entre varillas en los elementos será de 30cm

Todos los componentes del cuarto de bombas y la cisterna será modelados por medio de elementos finitos, tal como se puede notar en el modelo matemático de la *Figura 97*.

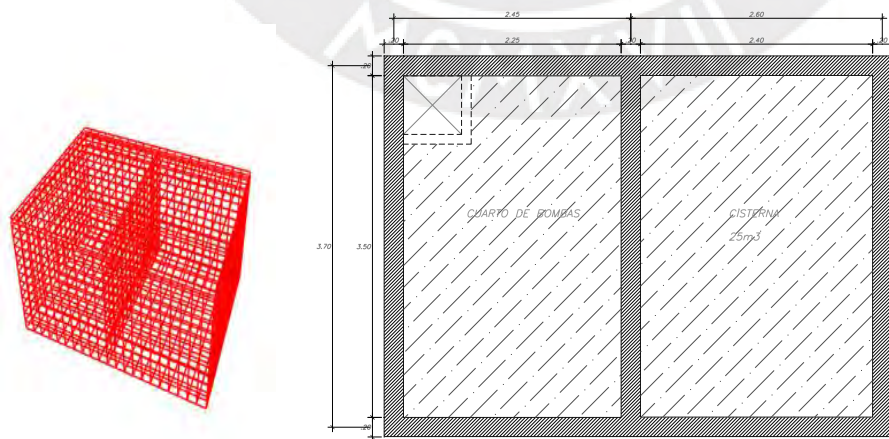


Figura 97. Modelo computacional para el análisis de la cisterna y cuarto de bombas

Se establece diversas combinaciones de carga que deben ser utilizadas para calcular las fuerzas en los componentes estructurales que están sometidos a empujes de agua o de suelo.

$$1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

$$1.4CM + 1.7CV + 1.7CL$$

Donde:

- CM: Carga Muerta
- CV: Carga Viva
- CE: Empujes del terreno
- CL: Empujes del agua

11.3.2. Diseño por flexión

- **Techo de cisterna y cuarto de bombas**

Para el análisis de la tapa de estos elementos se considera que los bordes se encuentran apoyados en cada uno de los muros perimetrales. La *Figura 98* y la *Figura 99* presentan los momentos en las direcciones principales del elemento, considerando un valor de carga muerta de 580 kg/m² y una sobrecarga de 200 kg/m² como carga viva.

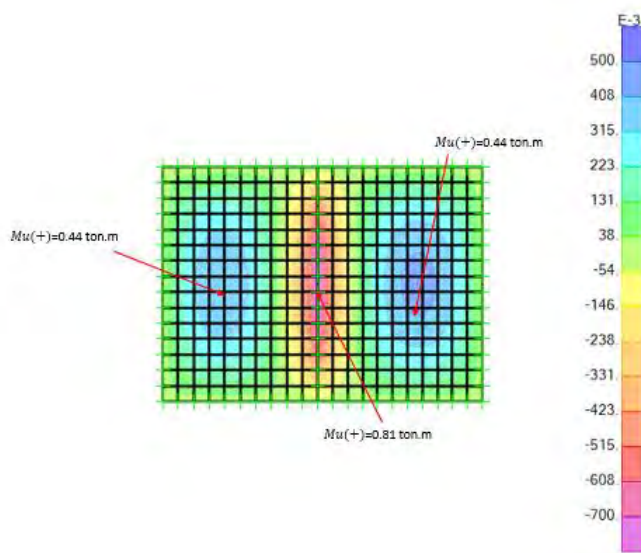


Figura 98. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11 en la tapa de la cisterna

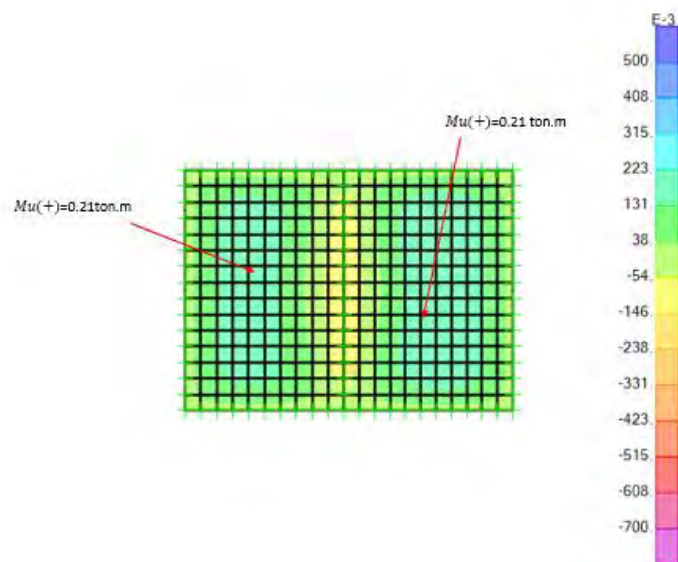


Figura 99. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22 en la tapa de la cisterna

Se calcula el acero mínimo y el espaciamiento considerando que la tapa es un elemento que no se encuentra en contacto con agua, por lo que no será necesario emplear una cuantía mayor 0.18%. La Tabla 69 y la Tabla 70 muestran el proceso final para la elección de acero para satisfacer la demanda de momentos flectores en las losas.

$$-As \text{ mín inferior} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8''@25\text{cm} = 1.77\text{m}^2$$

$$-As \text{ mín superior} = 0.0006 * b * h = 0.0012 * 100 * 20 = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8''@40\text{cm} = 1.77\text{cm}^2$$

Tabla 69

Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X

Paño	Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm2)	As mínimo (cm2)	Armado	øMn (ton.m)
Cuarto de Bombas	Mu+	0.44	0.16	0.69	2.4	Φ3/8@25	1.79
	Mu-	0.81	0.30	1.27	1.2	Φ3/8@40	1.13
Cisterna	Mu-	0.81	0.30	1.27	1.2	Φ8mm@40	1.13
	Mu+	0.44	0.16	0.69	2.4	Φ3/8@25	1.79

Tabla 70

Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y

Paño	Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Cuarto de Bombas	Mu+	0.21	0.08	0.33	2.4	Φ3/8@25	1.58
Cisterna	Mu+	0.21	0.08	1.33	2.4	Φ3/8@25	1.58

- Muro sujeto a cargas del terreno**

Para los muros de la cisterna que tienen contacto directo con el terreno, el caso crítico de carga se presenta cuando solo actúan los empujes del suelo sin la presencia de agua dentro del elemento. Se realiza el metrado de cargas ortogonales al plano del muro a partir de las características del suelo. Las dimensiones del muro de análisis son de 3.50m de largo y 2.85m de altura.

$$\text{Para } K_a = 0.271, \quad \gamma = \frac{1900 \text{ kg}}{\text{m}^3}, \quad H = 2.85 \text{ m}, \quad W_{s/c} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_u (\text{Eterreno}) = 1.7 * K_a * \gamma * H = 1.7 * 0.271 * 1.9 * 2.85 = 2.49 \text{ ton/m}^2$$

(triangular)

$$E_{s/c} = K_a * S/c = 1.7 * 0.271 * 0.2 = 0.098 \text{ ton/m}^2 \text{ (rectangular)}$$

Conociendo las cargas últimas que se ejercen sobre el muro, se obtienen los momentos en las direcciones principales, tal como muestran la *Figura 100* y la *Figura 101*.

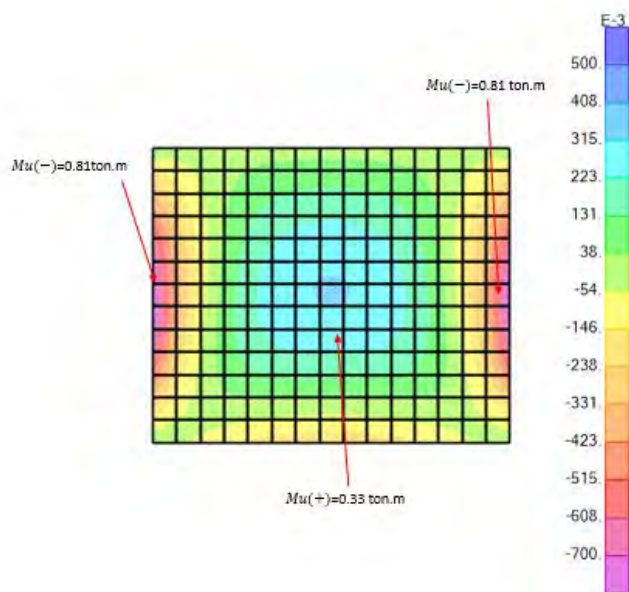


Figura 100. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11 en el muro sujeto a cargas del terreno

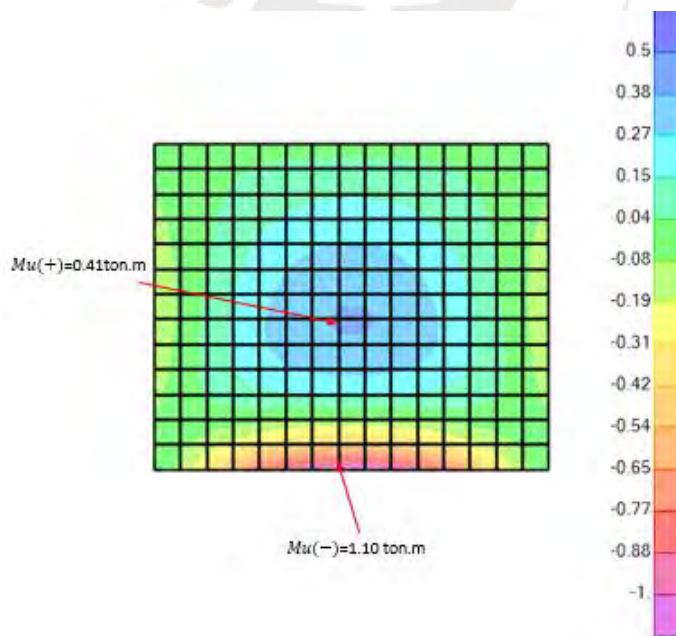


Figura 101. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22 en el muro sujeto a cargas del terreno

Se calcula el acero mínimo y el espaciamiento considerando el muro analizado se encontrará en contacto con agua. La Tabla 71 y la Tabla 72 muestran el proceso final para la elección de acero para satisfacer la demanda de momentos en el elemento, teniendo en cuenta

que el muro se construirá empleando un concreto de resistencia indicado en las consideraciones generales del presente capítulo y un peralte efectivo de 17cm.

$$-As_{\min} = 0.003 * b * h = 0.003 * 100 * 20 = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 1/2''@30\text{cm en ambas caras}$$

$$= 8.6\text{cm}^2$$

Tabla 71
Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X

Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Mu- derecha	0.81	0.30	1.44	4.3	Φ1/2@30	2.36
Mu-	0.33	0.30	1.27	4.3	Φ1/2@30	2.36
Mu+ izquierda	0.81	0.16	0.69	4.3	Φ1/2@30	2.36

Tabla 72
Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y

Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Mu-	0.41	0.30	1.27	4.3	Φ1/2@30	2.36
Mu+	1.10	0.16	0.69	4.3	Φ1/2@30	2.36

- **Muro sujeto a cargas de agua**

El caso crítico en el muro que delimita la separación entre el cuarto de bombas y la cisterna es la presencia del empuje de agua. Se realiza el metrado de cargas considerando el peso específico del agua y la altura máxima del líquido dentro de la cisterna.

$$\text{Para } \gamma = \frac{1900\text{kg}}{\text{m}^3}, \quad H = 2.55\text{m}$$

$$W_u (E_{\text{agua}}) = \gamma * H = 1 * 2.55 = 2.55 \text{ ton/m}^2 \text{ (triangular)}$$

Las cargas metradas son utilizadas para calcular los momentos en las direcciones principales, tal como muestran la *Figura 104* y la *Figura 103*.

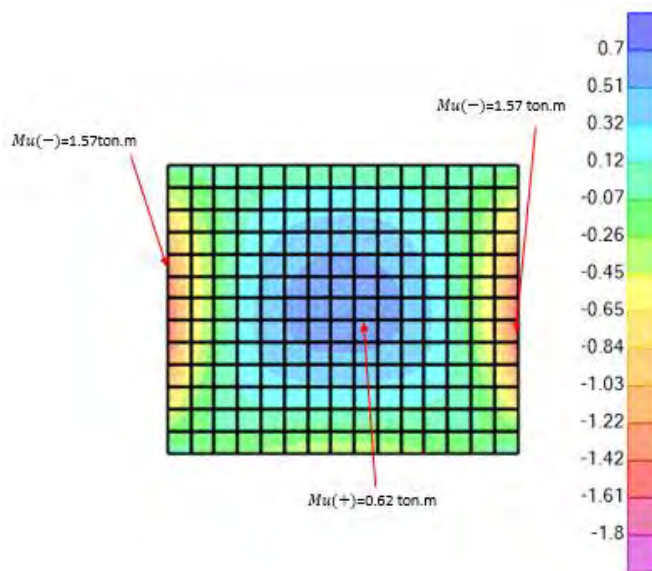


Figura 102. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 11 en el muro sujeto a cargas de agua

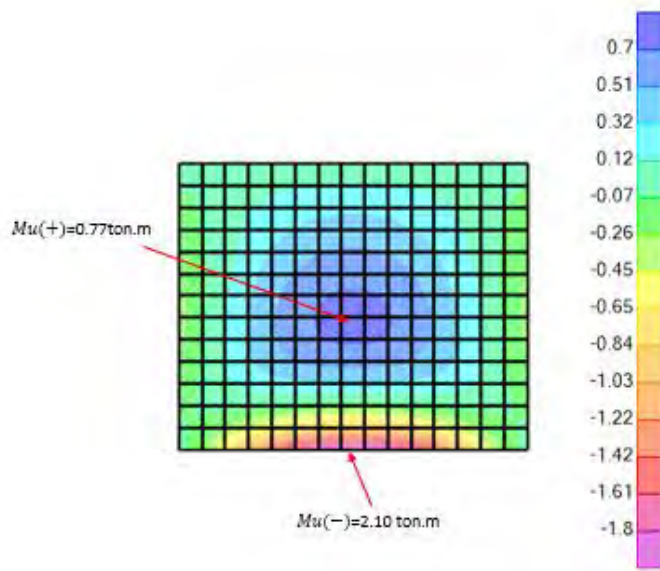


Figura 103. Diagrama de momento flector por cargas últimas en la dirección 22 en el muro sujeto a cargas de agua

Se considera la misma cuantía mínima calculada en la sección anterior siguiendo las recomendaciones indicadas por el ACI 350-01 (2006). Los momentos principales serán comparados con la resistencia que ofrece el acero mínimo para determinar el armado final del muro.

Tabla 73

Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección X

Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Mu- derecha	1.57	0.50	2.82	4.3	Φ1/2@30	2.36
Mu-	0.62	0.30	1.10	4.3	Φ1/2@30	2.36
Mu+ izquierda	1.57	0.50	2.82	4.3	Φ1/2@30	2.36

Tabla 74

Diseño por flexión para los paños seleccionados- Dirección Y

Ubicación	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As mínimo (cm ²)	Armado	øMn (ton.m)
Mu-	0.77	0.24	1.37	4.3	Φ1/2@30	2.36
Mu+	2.10	0.67	3.8	4.3	Φ1/2@30	2.36

11.3.3. Diseño por corte

La Figura 104, la Figura 105 y la Figura 106 señalan los valores máximos de fuerza cortante en cada uno de los componentes anteriormente analizados.

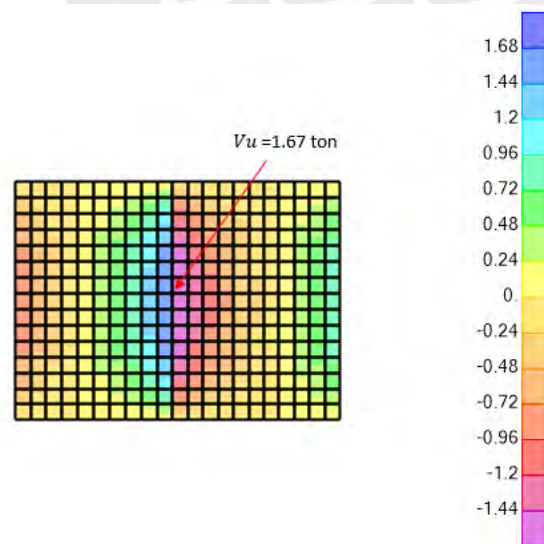


Figura 104. Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 13 en el techo de la cisterna

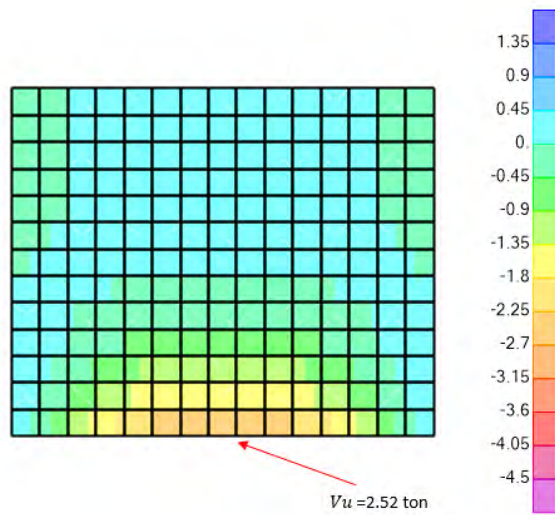


Figura 105. Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 23 en el muro sometido a cargas del terreno

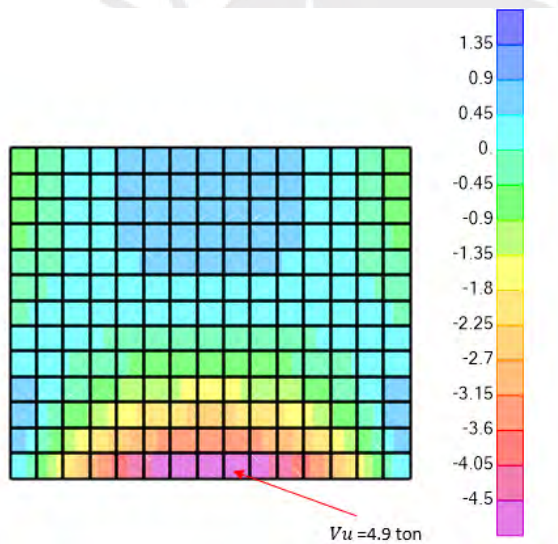


Figura 106. Diagrama de fuerza cortante por cargas últimas en el plano 23 en el muro sometido a cargas de agua

Considerando la resistencia a compresión recomendada por el ACI 350-01 para los elementos en contacto con agua, se determina la resistencia al corte del techo y de los muros analizados.

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 17 = 12.8 \text{ ton}$$

Para todos los casos, la resistencia ofrecida por el concreto es mayor a la demanda crítica por corte, por lo que se concluye que las dimensiones estimadas inicialmente para los elementos cumplen con el diseño por corte.

Finalmente, se presenta el diseño de la losa que forma parte de la tapa de la cisterna y el cuarto de bombas, juntos con las secciones de los muros diseñados en las Figura 107, Figura 108 y Figura 109.

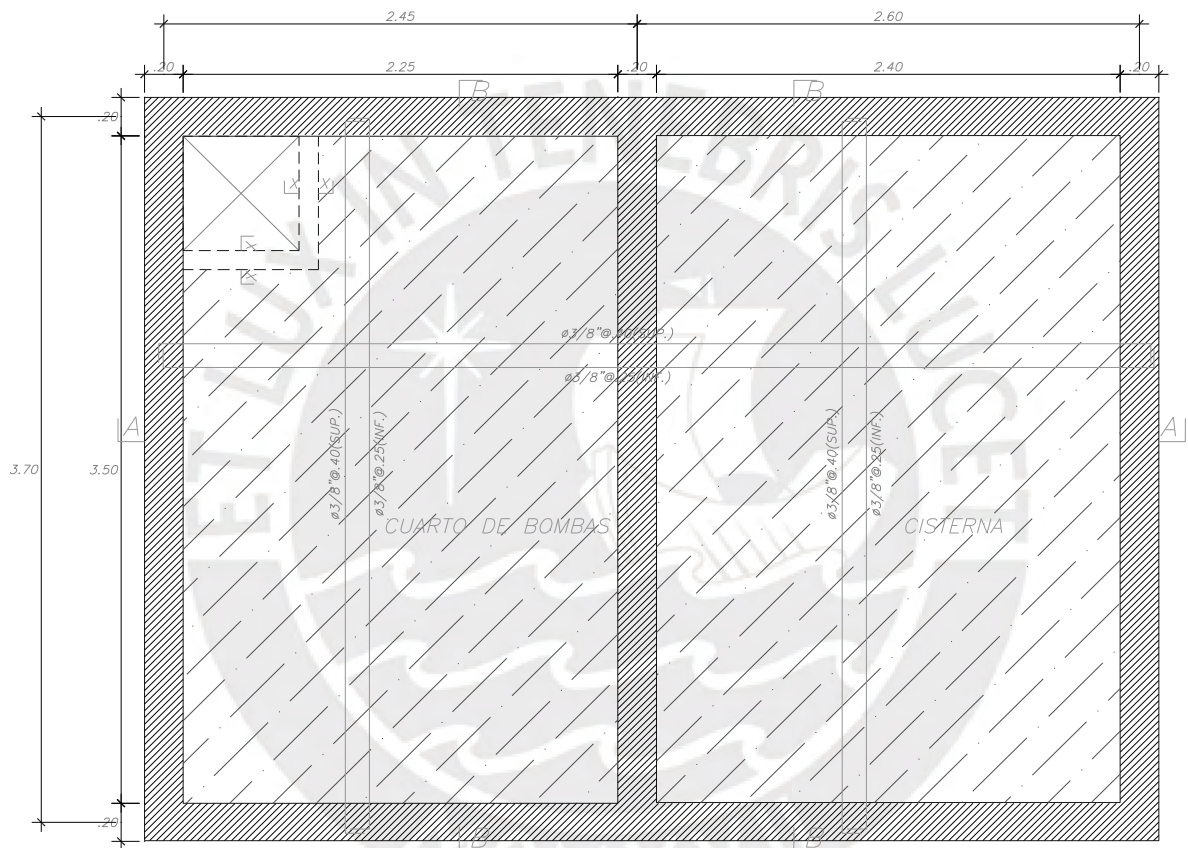


Figura 107. Tapa de la cisterna y el cuarto de bombas

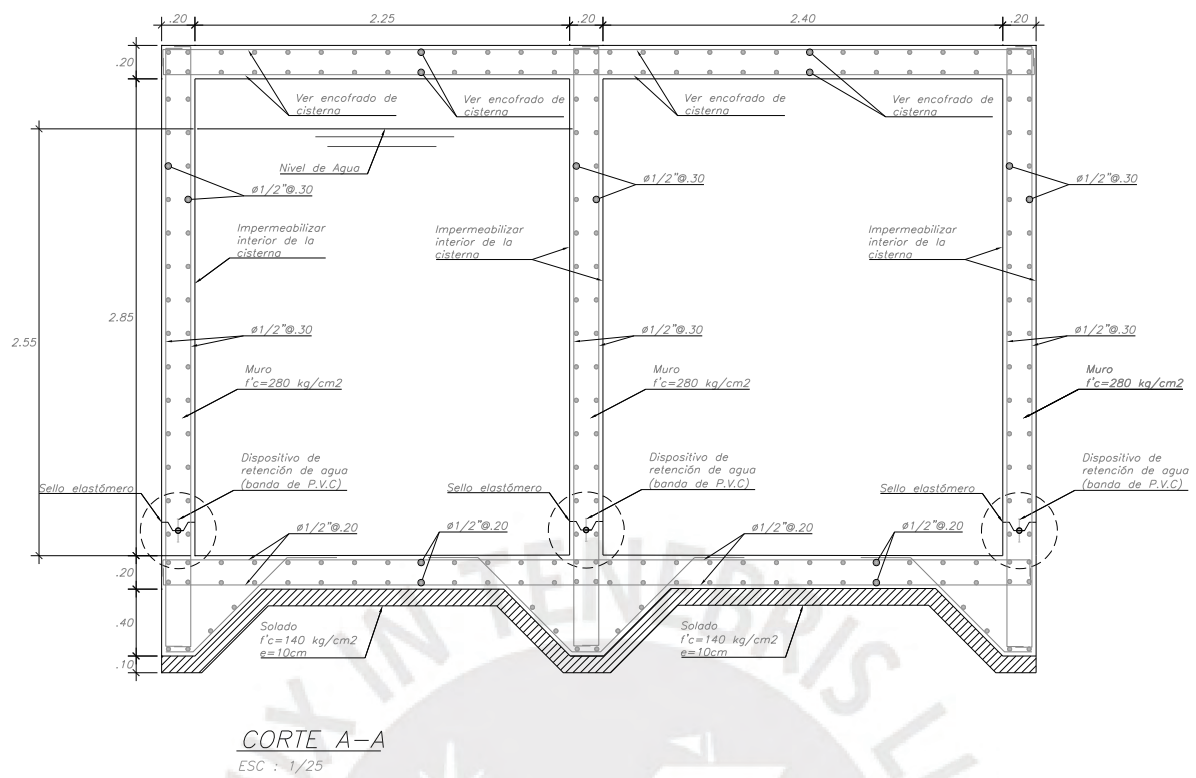


Figura 108. Corte A-A: Muros de cisterna y cuarto de bombas

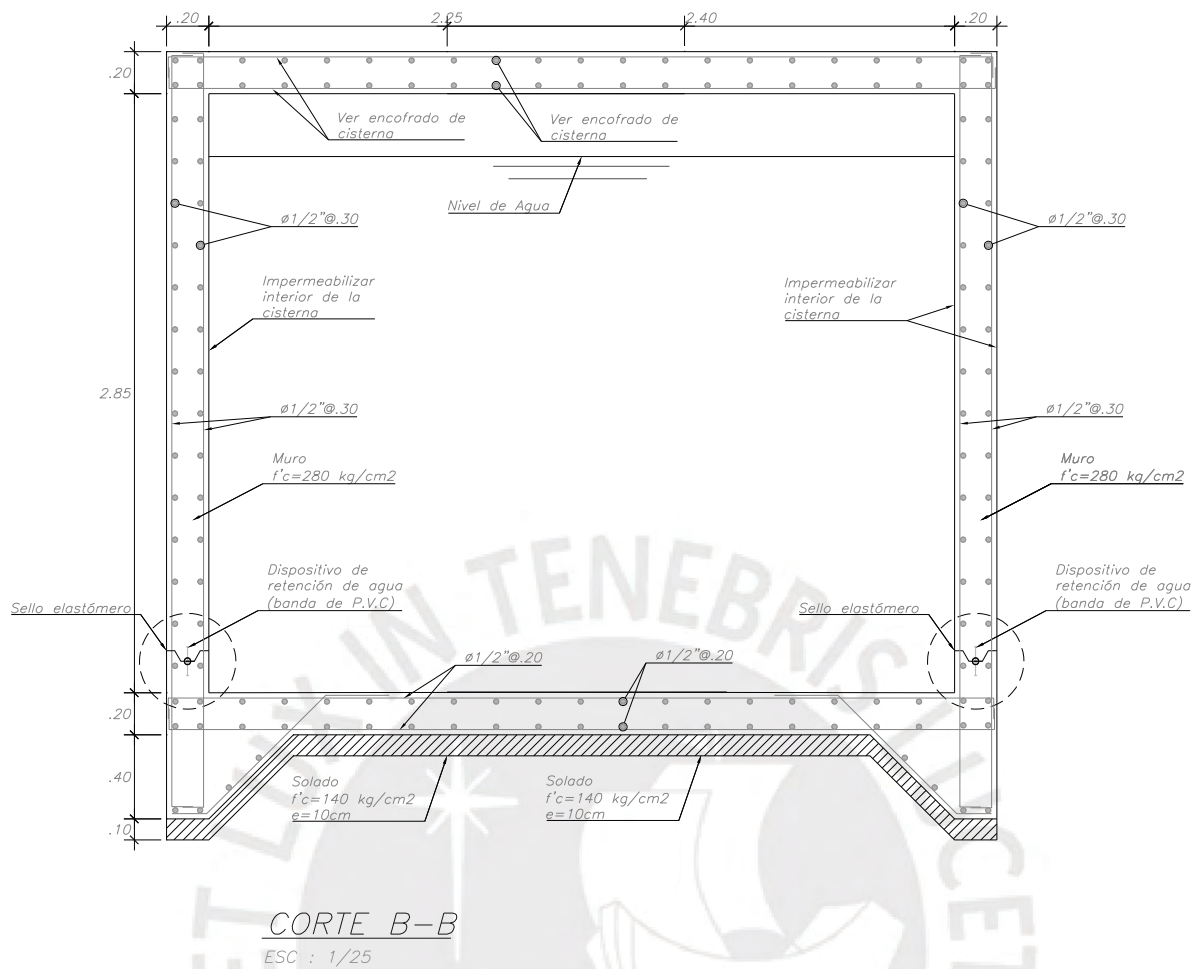


Figura 109. Corte B-B: Muros de cisterna y cuarto de bombas

12. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

12.1. Comentarios

- El proceso de estructuración y predimensionamiento realizado siguiendo los criterios indicados por la bibliografía elegida condujo a contar con un edificio que cumple con los requisitos mínimos exigidos por la normativa sismorresistente del país.
- La forma en planta de la edificación trae como principal consecuencia contar con la irregularidad de esquinas entrantes, lo cual genera una disminución del factor de reducción básico y un aumento de la fuerza sísmica que ingresa a la edificación.
- El análisis estructural se ejecutó empleando el software ETABS en una de sus últimas versiones, pero por la configuración estructural del proyecto, las deformaciones en las columnas resultaban excesivas, por lo que distorsionaban los resultados para el análisis de gravedad de estos elementos y de las vigas. Se realizó un modelo adicional para obtener las cargas de las columnas y modelos por separado de cada uno de los pórticos de la estructura para el análisis por carga muerta y viva de las vigas.
- El peso de las losas aligeradas por el sistema VIGACERO junto con las luces cortas de los paños permitió que los aceros para resistir momentos negativos sean bastones que representan cuantía mínima, mientras que para momentos positivos no resulto necesario el uso de bastones, salvo casos en los que las luces eran muy grandes y se podrían presentar problemas de deflexiones.
- Los muros estructurales presentan mayor demanda en los niveles inferiores, por lo que las cuantías de acero y la longitud de los núcleos confinados pudieron reducirse a medida que se realizaba el diseño de los pisos superiores. Las columnas no presentaron el mismo caso, pues al tratarse de una edificación en la que estos elementos no toman carga sísmica de forma significativa, el armado mínimo del 1% resulto suficiente para cumplir con la demanda de carga axial.

12.2. Conclusiones

- El sistema de viguetas VIGACERO permite disminuir la fuerza sísmica que ingresa a la estructura por medio de la disminución del peso sísmico, considerando que este sistema de techado permite disminuir el peso de las losas aligeradas en aproximadamente un 44%.
- Contar con una estructura con menor peso sísmico que una edificación que utiliza un sistema de techado convencional conlleva a contar con una menor densidad de muros estructurales, un menor peralte de vigas y menores dimensiones en las cimentaciones, lo que permite obtener una estructura más económica.
- Se presenta un mayor período fundamental en la dirección X (0.99s), dando como resultado una estructura más flexible en dicha dirección, lo cual se ve reflejado en las derivas que presenta la estructura en esta dirección (0.57% y 0.64%). La dirección Y cuenta con menor período (0.76s) y derivas menos cercanas al valor límite establecido por la Norma E.060 (0.47% y 0.55%), lo cual da como resultado una estructura más flexible.
- La diferencia de derivas para sismos en la misma dirección, pero con distinta excentricidad es producto de la distribución de muros en planta de la estructura. Por más que se presentan sectores con mayor densidad de muros, la edificación no presenta desplazamientos en sus puntos extremos que puedan generar irregularidad por torsión.
- La distribución arquitectónica de la edificación trae como consecuencia una mayor densidad de muros en ciertas zonas de la estructura, lo que conlleva a presentar una diferencia entre las derivas para sismos en una misma dirección, pero con distinta excentricidad. Pese a ello, los desplazamientos en los puntos extremos no generan irregularidad torsional.
- El acero mínimo indicado por la Norma E.060 y por el ACI 350-01 para los diferentes elementos estructurales que forman parte de la edificación resulta más que suficiente para cumplir con la demanda de flexión y flexocompresión en losas, escaleras, vigas chatas, cimentaciones, muros de cisterna y columnas.

13. BIBLIOGRAFÍA

Acero, J. (2020, 5 de noviembre). Predimensionamiento de elementos estructurales de concreto armado. Universidad de Lima. <https://www.ulima.edu.pe/pregrado/ingenieria-civil/noticias/predimensionamiento-de-elementos-estructurales-de-concreto-armado>

American Concrete Institute. (2014). ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

American Concrete Institute. (2006). ACI 350-01/350R-01: Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

Arcoteco Perú (2018). Memoria Descriptiva General del Sistema constructivo no convencional “Sistema de Losas Aligeradas con Losas Aligeradas con viguetas prefabricadas de acero Vigacero” https://vigacero.pe/wp-content/uploads/2018/07/resolucion_ministerial.pdf

Arcoteco Perú (2018). Manual Técnico Vigacero: Sistema de Losa aligerada con viguetas de acero (1° edición) https://vigacero.pe/wp-content/uploads/2018/10/Manual-T%C3%A9cnico-Vigacero-2018_web.pdf

Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Colegio de Ingenieros del Perú.

Muñoz Peláez, A. (2020). Comentarios a la Norma Técnica Peruana E.030. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Sencio.

Harmesen, T. E. (2017). Diseño de estructuras de concreto armado. Fondo Editorial PUCP

Kalmanok, A. S. (1961). Manual para cálculo de placas. Editora Interciencia

Kuroiwa, J. (2016). Manual para la Reducción del Riesgo Sísmico de Viviendas en el Perú: focalizado en viviendas de “Material Noble” (Albañilería) desarrolladas por autoconstrucción en los Asentamientos Humanos que rodean Lima Metropolitana. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones.

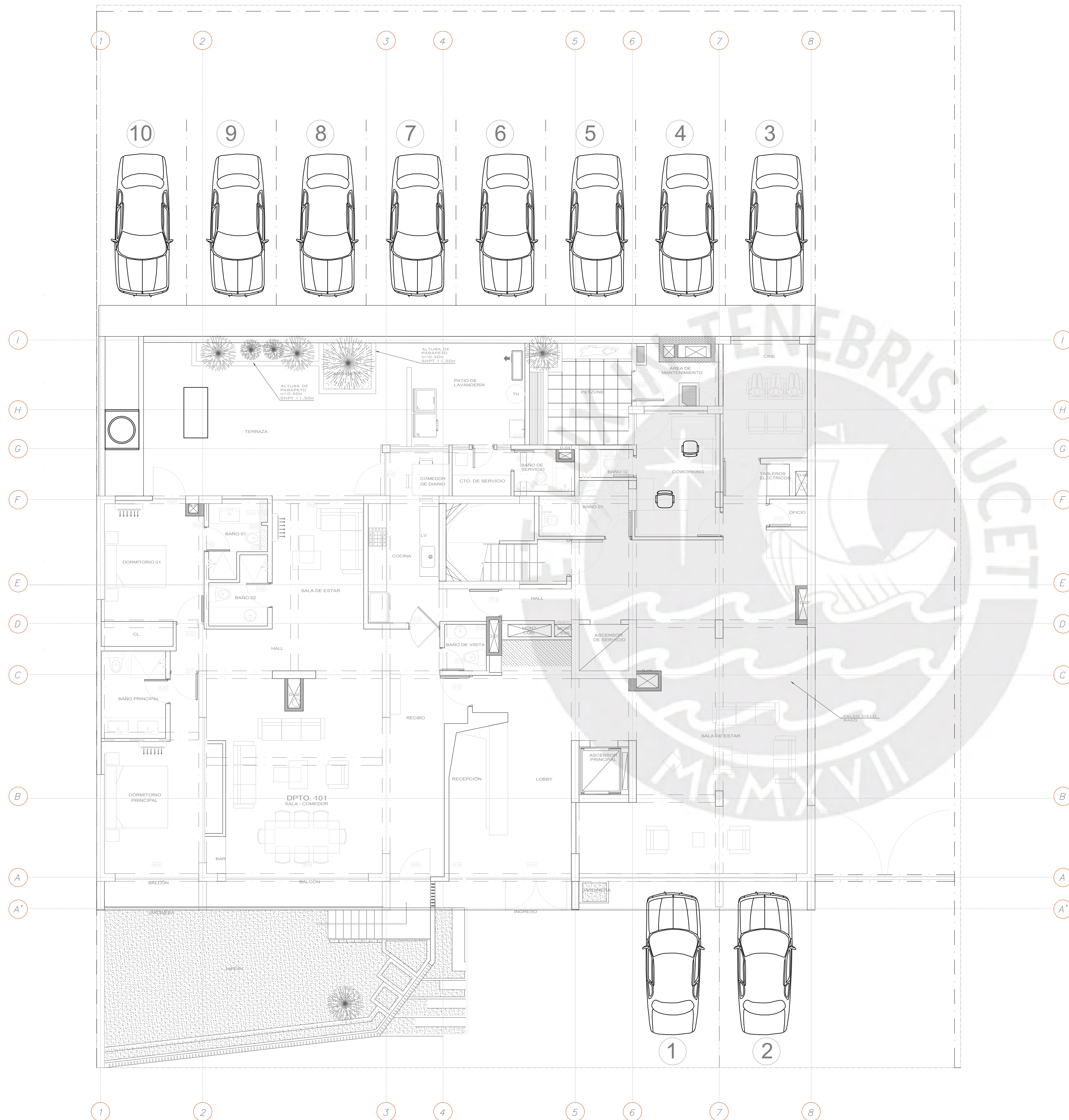
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Fondo Editorial PUCP.

Quiun, D. (2014). Memoria Técnica del Sistema Vigacero. Prisma Ingeniería.

San Bartolomé, A. (1998). Análisis de edificios. Lima: Fondo Editorial PUCP.





Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos

Plano: Arquitectura de Primer Piso

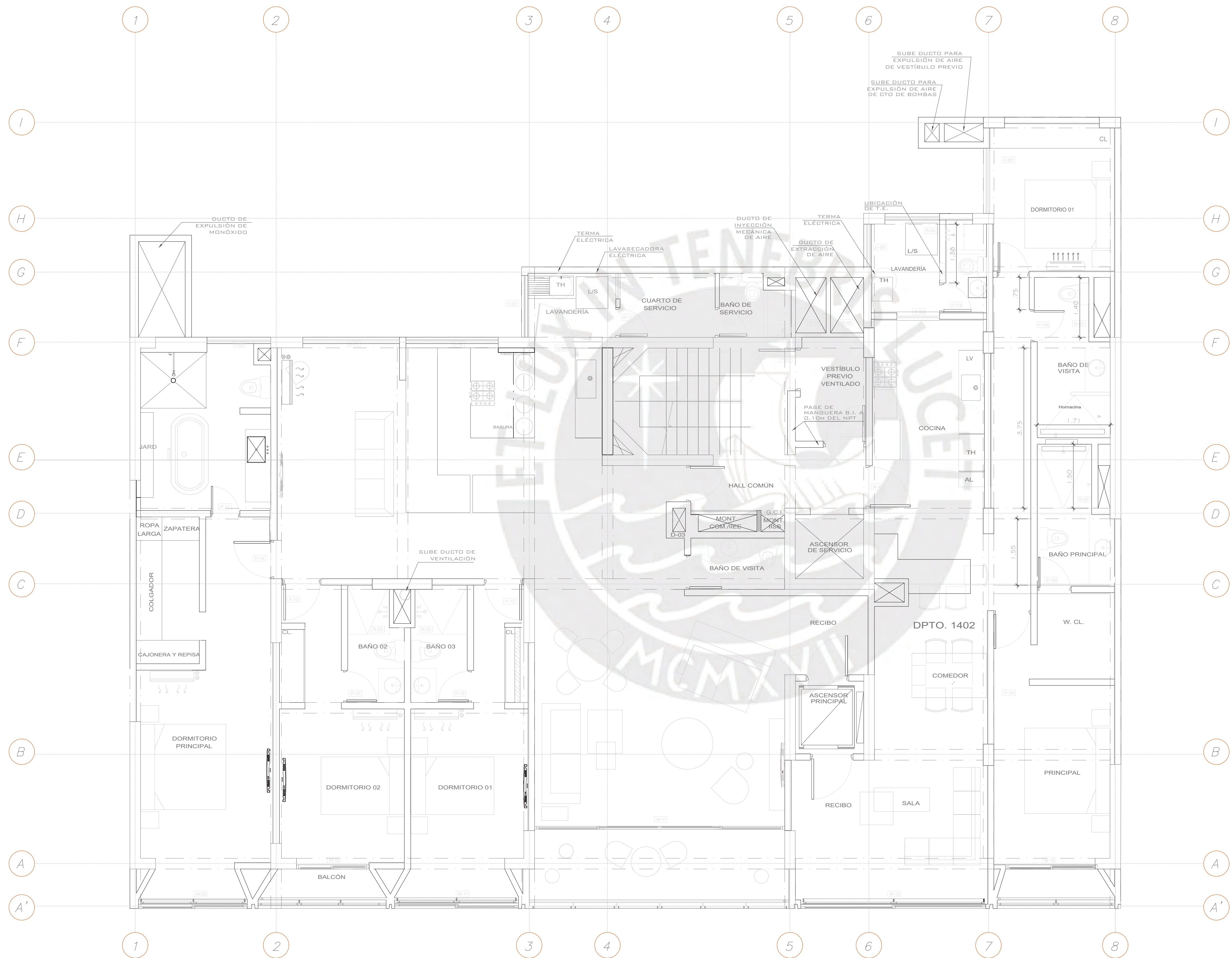
Ubicación: Jesús María - Lima

Escala: 1/75

Lámina:

Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)

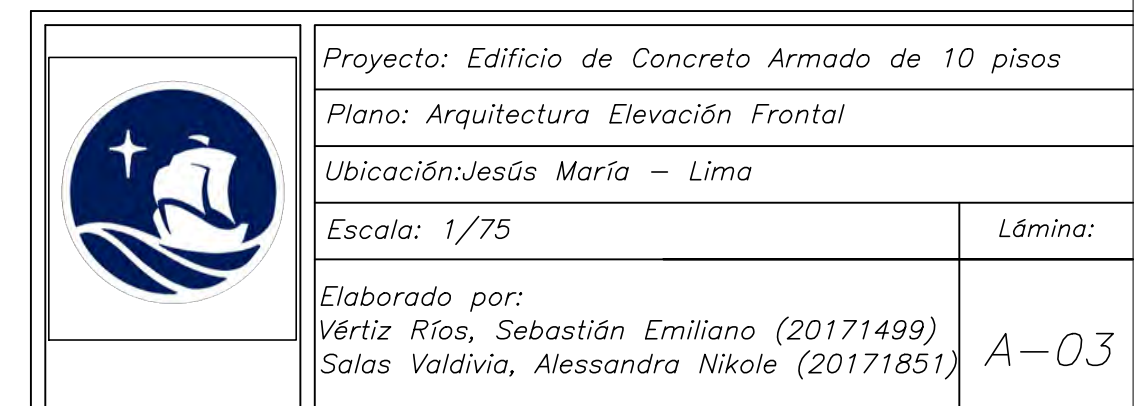
A-01

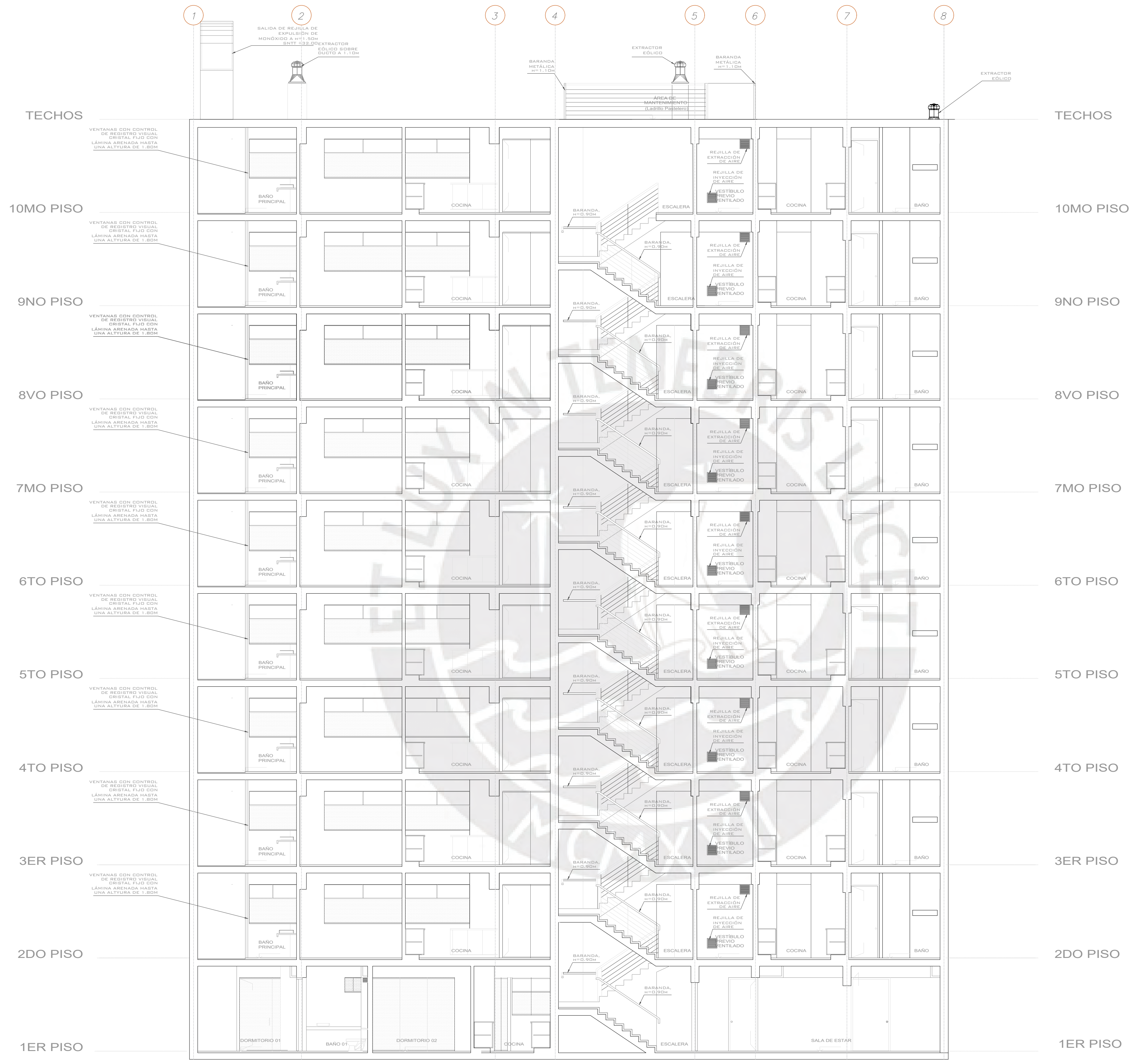


Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos
Plano: Arquitectura de Piso Típico
Ubicación: Jesús María - Lima
Escala: 1/50
Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)

Lámina:

A-02





Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos
Plano: Arquitectura Corte Transversal
Ubicación: Jesús María - Lima
Escala: 1/75
Lámina:
Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS AISLADAS

ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: GRAVA ARENOSA (GP)

PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA: NO PRESENTA FECHA: 23/06/2024

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN DF: 1.50m DESDE EL NIVEL DE FALSO PISO DEL PRIMER PISO

PRESIÓN ADMISIBLE: PLATEA RECTANGULAR, h=1.50m q_a= 4.00 kg/cm²

FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE ESTÁTICO: 3

FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE DINÁMICO: 2.5

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO ACEPTABLE: 2.5cm

EMPUJES

EMPUJE ACTIVO (K_a): 0.271

EMPUJE PASIVO (K_p): 3.69

COHESIÓN APARENTE (c): 0.35–0.40

PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO

ZONA SÍSMICA: 4 FACTOR DE ZONA: 0.45

TIPO DE PERFIL DEL SUELO: S1

FACTOR DEL SUELO(S): 1.00

PERIODO T_p(s): 0.40

PERIODO T_l(s): 2.50

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN:

TIPO DE AGRESIÓN: (SULFATOS SOLUBLES) BAJO

TIPO DE CEMENTO PORTLAND: PORTLAND TIPO I

RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO f'_c: 210 kgf/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO: 50.0mm

PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN:

LICUACIÓN: NO EXISTE PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO NI INDICIOS DE ASCENSIÓN CAPILAR

COLAPSO: NO EXISTE PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO NI INDICIOS DE ASCENSIÓN CAPILAR

EXPANSIÓN: NO EXISTE PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO NI INDICIOS DE ASCENSIÓN CAPILAR

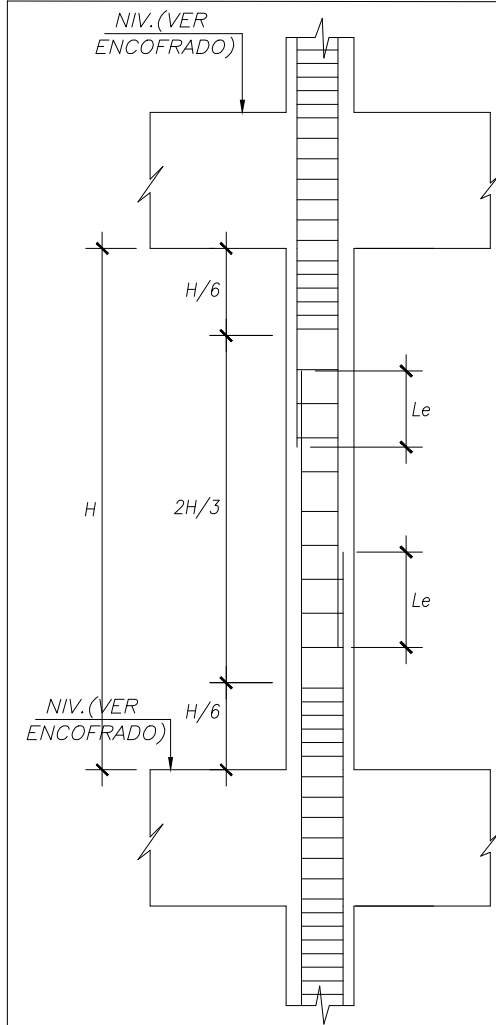
INDICACIONES ADICIONALES:

NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTES, RELLENO SANITARIO

O RELLENO ARTIFICIAL Y DE ENCONTRARSE ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS

EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONTRUIR LA EDIFICACIÓN Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES

ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.



Le(m) en función de f'c(kg/cm ²)				
Ø	210	280	350	
3/8"	.35	.35	.30	
1/2"	.45	.40	.35	
5/8"	.60	.50	.45	
3/4"	.70	.60	.55	
1"	1.15	1.00	.90	
1-3/8"	1.60	1.40	1.25	

NOTAS:

1) EMPALMAR MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN.

2) EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.

3) DE SER NECESARIO EMPALMAR UN PORCENTAJE MAYOR DEL REFUERZO, O FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.

DETALLES COLUMNAS

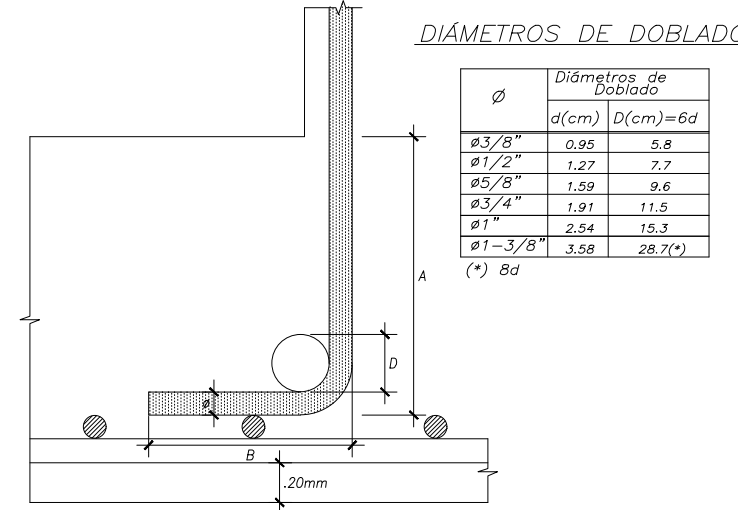
REMATE DE COLUMNAS

REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

DETALLE TÍPICO DE ZAPATAS ARMADAS

DETALLE DE CIMIENTOS PARA TABIQUES

DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS



ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c	B(cm)=12d	C(cm)=18d
Ø3/8"	0.95	21	18	16
Ø1/2"	1.27	28	24	21
Ø5/8"	1.59	35	30	27
Ø3/4"	1.91	42	36	31
Ø1"	2.54	56	48	41
Ø1-3/8"	3.58	79	66	58

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO

f_y = 4200 kg/cm²

CIMENTACIÓN

f'c = 210 kg/cm²

COLUMNAS

f'c = 210 kg/cm²

PLACAS

f'c = 210 kg/cm²

VIGAS Y LOSAS

f'c = 210 kg/cm²

ESCALERAS

f'c = 210 kg/cm²

OSTERIAS

f'c = 280 kg/cm² (A/C MAYOR A 0.45)

ACERO CORRUGADO

f_y = 4200 kg/cm²

CONCRETO SIMPLE

FALSO PISO

f'c = 100 kg/cm²

SOLADO

f'c = 100 kg/cm²

ALBAÑILERÍA

TABIQUERÍA INTERIOR Y CERCOS

LADRILLO CLASE IV SOLIDO, TIPO KING KING

f'm = 65 kg/cm²

RESISTENCIA MÍNIMA DEL LADRILLO

f'b = 130 kg/cm²

% MÁXIMO DE VACÍOS

25

MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA)

1/4

ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS

1.0 cm (Mín.)

1.5 cm (Máx.)

RECUBRIMIENTOS

ALIGERADO, LOSA Y VIGAS CHATAS

2.0 cm

COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS

4.0 cm

ESCALERAS

2.0 cm

ZAPATAS

8.0 cm

MURO DE OSTERIA

CARA EN CONTACTO CON AGUA 5 cm

CARA SECA 4 cm

NORMA : E-0.60 : CONCRETO ARMADO

PARAMETROS SIMORESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SIMORESISTENTE

X-X MUROS ESTRUCTURALES

Y-Y MUROS ESTRUCTURALES

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO

Factor de zona (Zona 4)

Z = 0.45

Factor de suelo (Tipo S1)

S = 1.00 T_p=0.40 Seg. T_l=1.6 Seg.

Factor de Categoría (Categ. C)

U = 1.0

Factores de Irregularidad

I_a = 1.00 I_p = 0.90

Factor de Reducción Básica (R_b)

R_{bx}=6.00 ; R_{by}=6.00

Factor de Reducción (R)

R_x=5.40 ; R_y=5.40

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

C_s = 1.01

C_v = 1.31

DERIVAS MÁXIMAS

Δ_x = 0.00641

Δ_y = 0.00546

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Δ_x = 0.149m

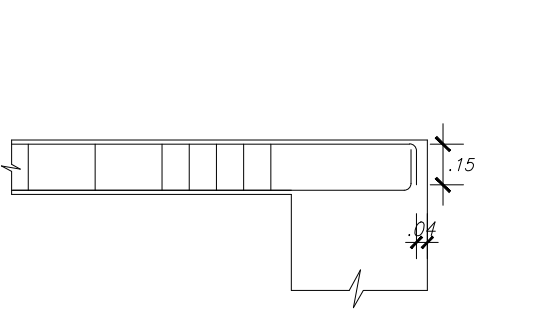
Δ_y = 0.130m

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

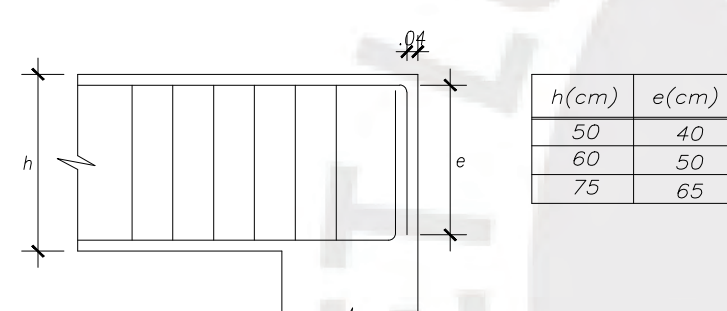
Ø	d(cm)	A(cm) en función del f'c	B(cm)=12d	C(cm)=12d+D/2
Ø3/8"	0.95	20	20	15
Ø1/2"	1.27	30	25	16
Ø5/8"	1.59	35	30	25
Ø3/4"	1.91	45	40	30
Ø1"	2.54	55	50	40

DIÁMETROS DE DOBLADO

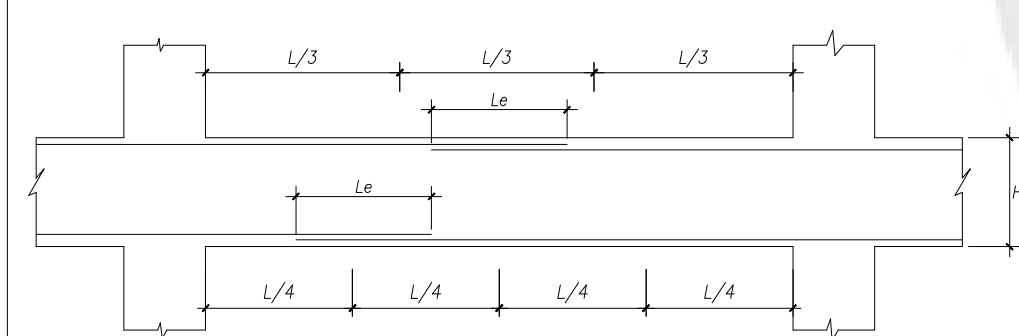
Ø	d(cm)	D(cm)=6d
Ø3/8"	0.95	5.8
Ø1/2"	1.27	7.7
Ø5/8"	1.59	9.6
Ø3/4"	1.91	11.5
Ø1"	2.54	15.3



VIGAS CHATAS



VIGAS ESPECIALES h>.50m. PARA TODO Ø



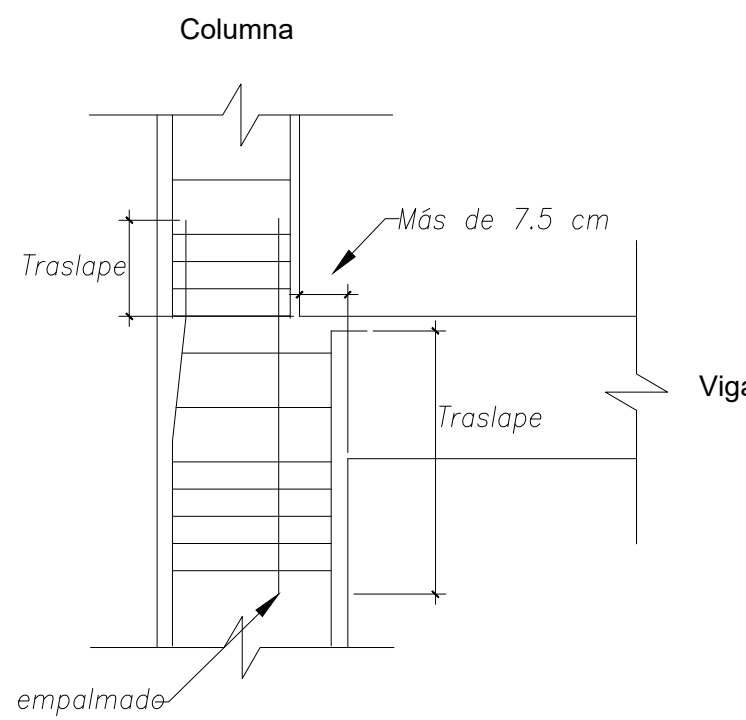
NOTA :

- NO EMPALMAR MÁS DEL 50 % DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARÁ SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA Ø1/2" O Ø5/8"

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS

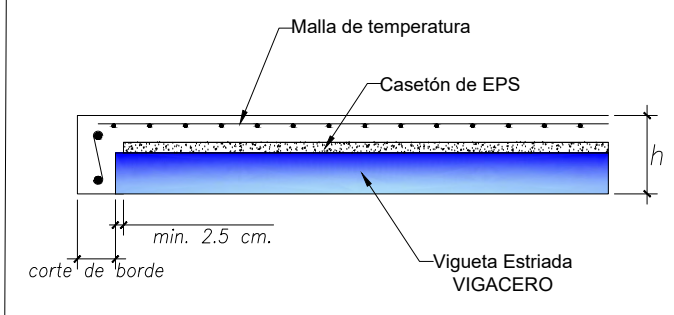
Le(m) en función de f'c(kg/cm ²)				
Ø	210	280	350	
3/8"	.40	.55	.35	.50
1/2"	.45	.60	.40	.55
5/8"	.60	.80	.50	.65
3/4"	.70	.95	.60	.80
1"	1.15	1.50	1.00	1.30
1-3/8"	1.60	2.10	1.40	1.90

CAMBIO DE SECCIÓN TRANSVERSAL EN COLUMNAS EXTERIORES

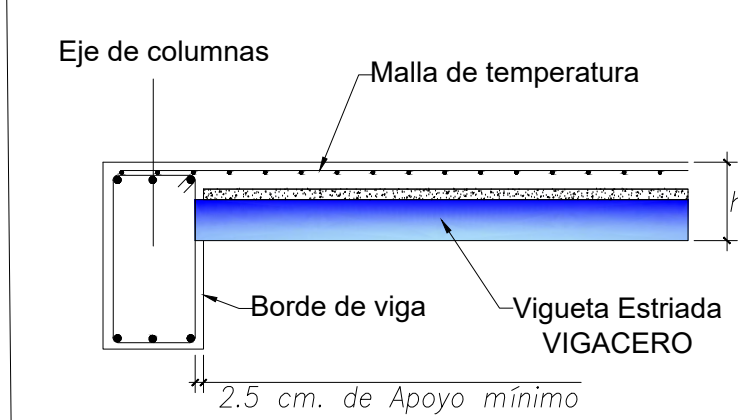


DETALLES DE ABERTURAS EN TECHOS S/E

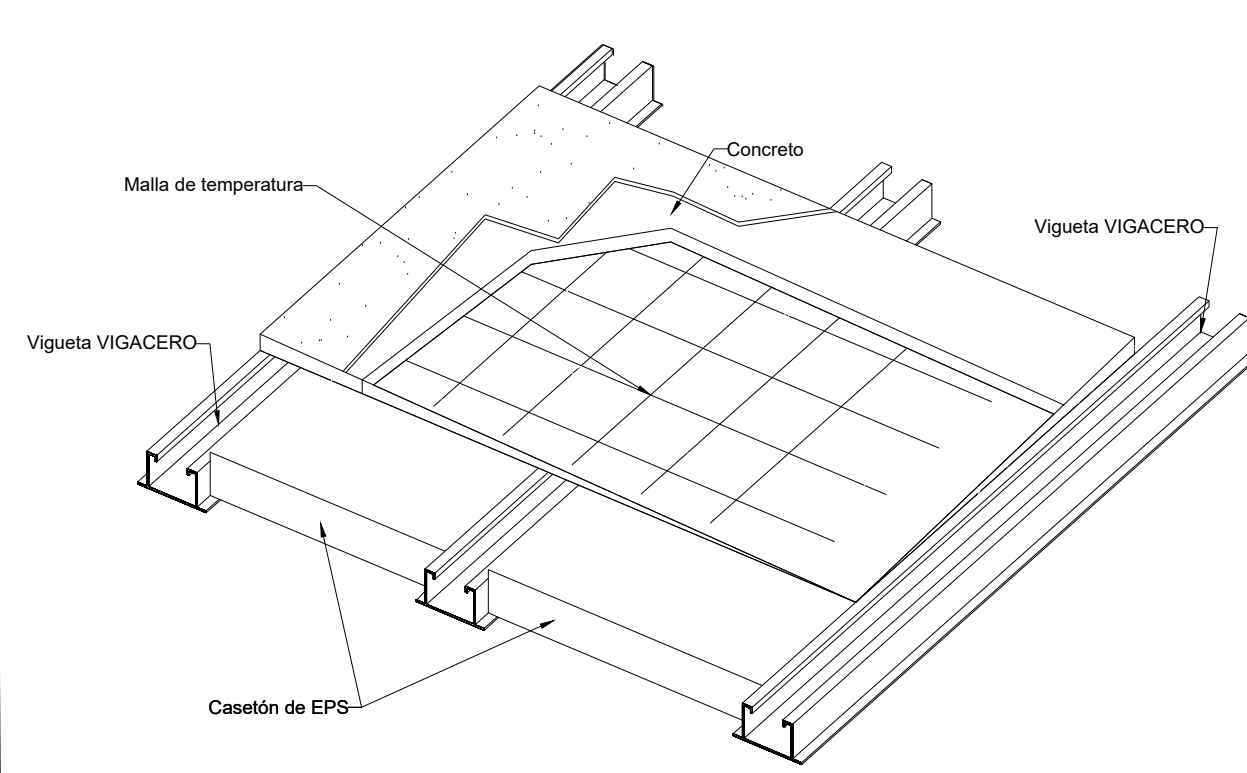
APOYO EN CORTE DE BORDE



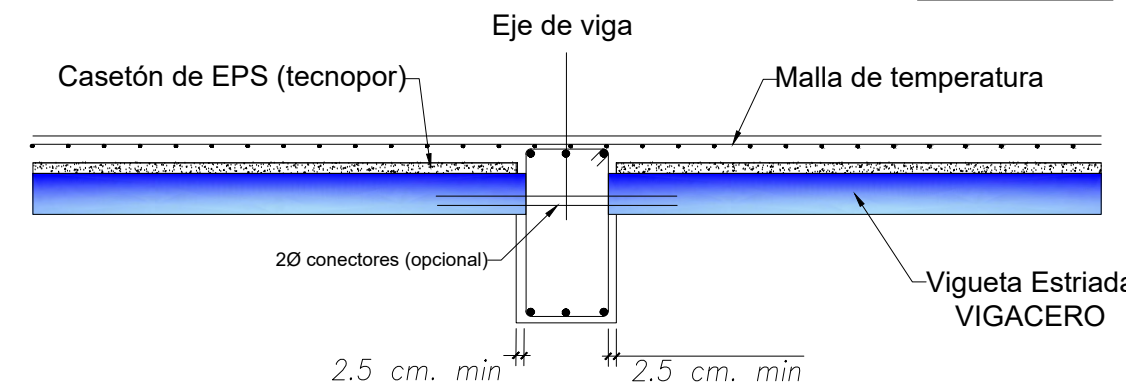
APOYO EN VIGA EXTERIOR



ISOMÉTRICO DE LA LOSA ALIGERADA VIGACERO



APOYO EN VIGA EXTERIOR



Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos

Plano: Detalles generales y especificaciones técnicas

Ubicación: Jesús María – Lima

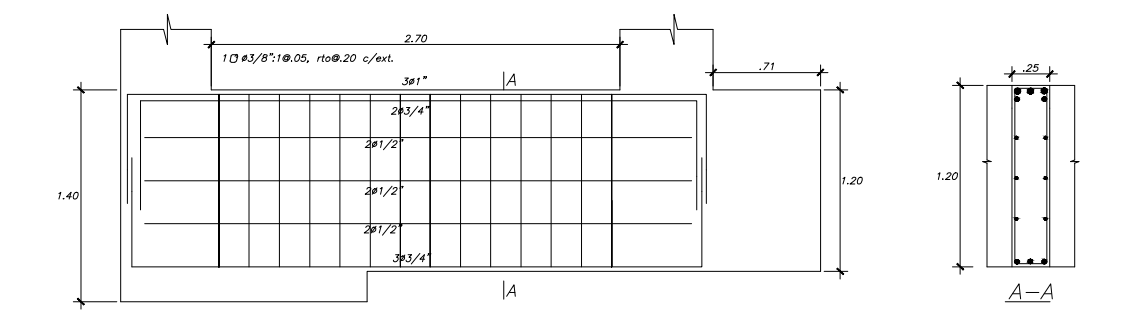
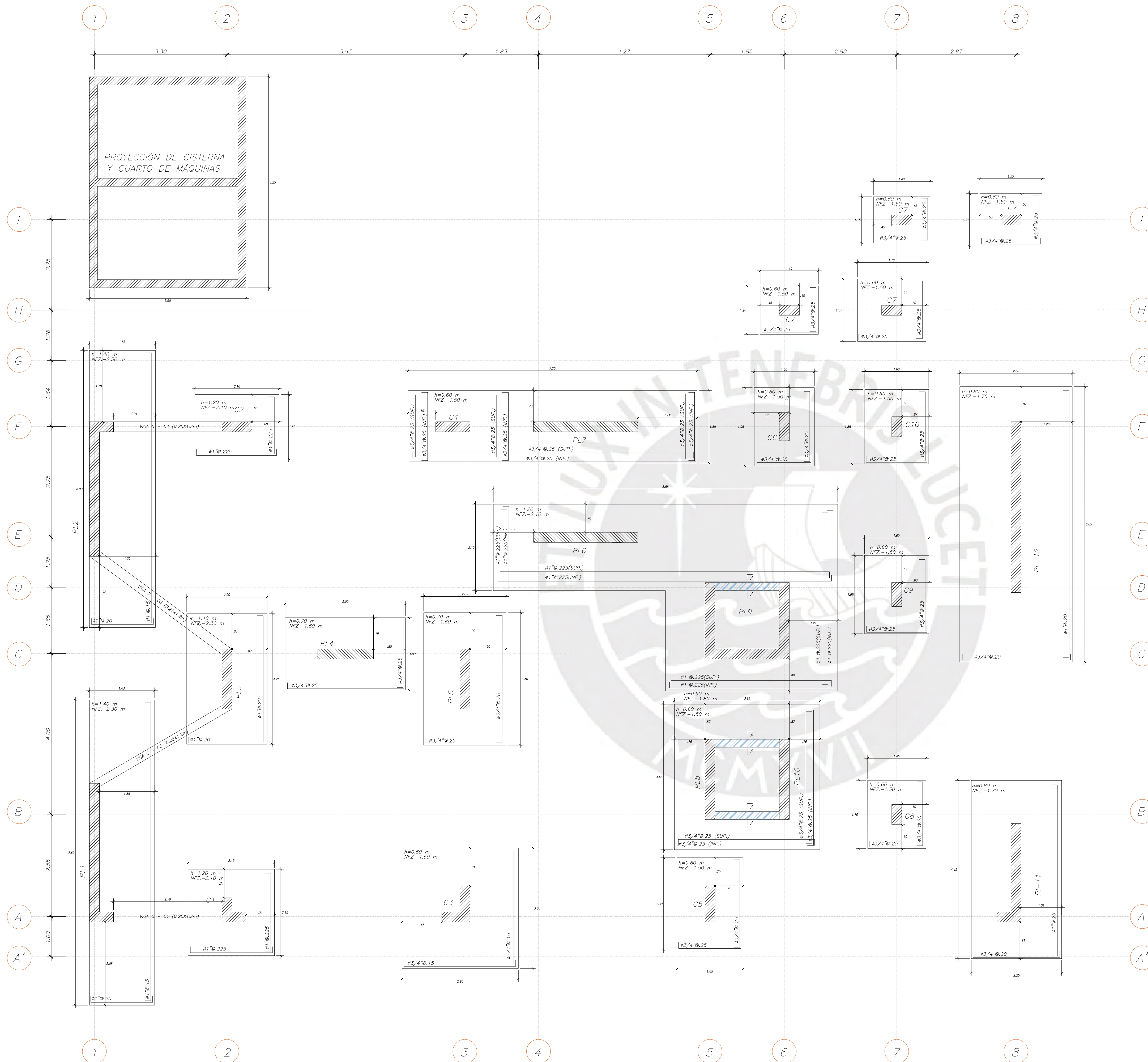
Escala: Indicada

Elaborado por:

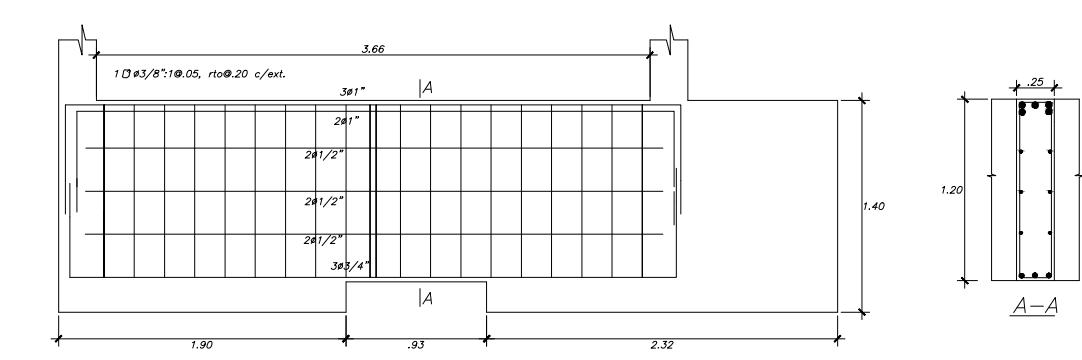
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)

Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)

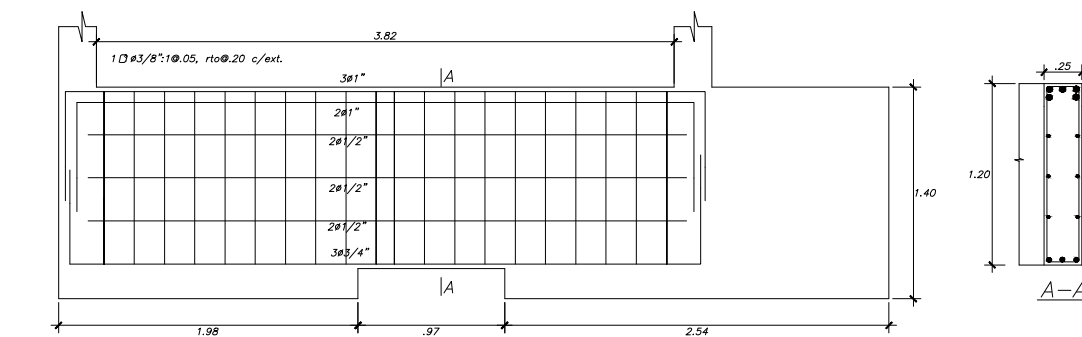
E-01



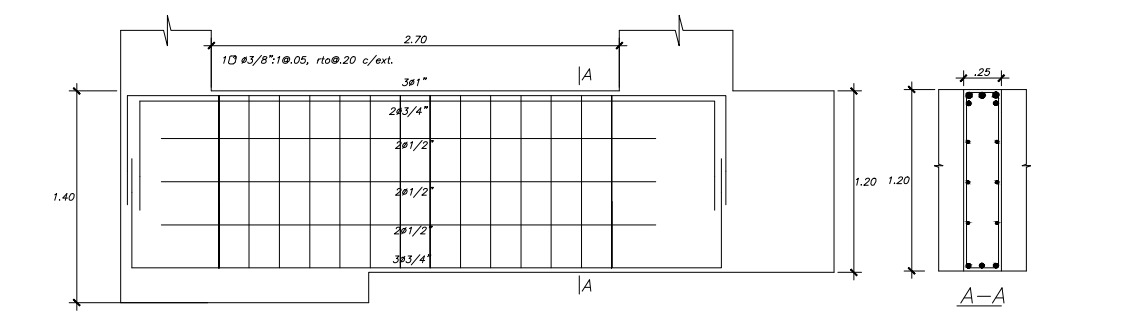
VIGA VC-01 (25x1.20)
ESC : 1/20



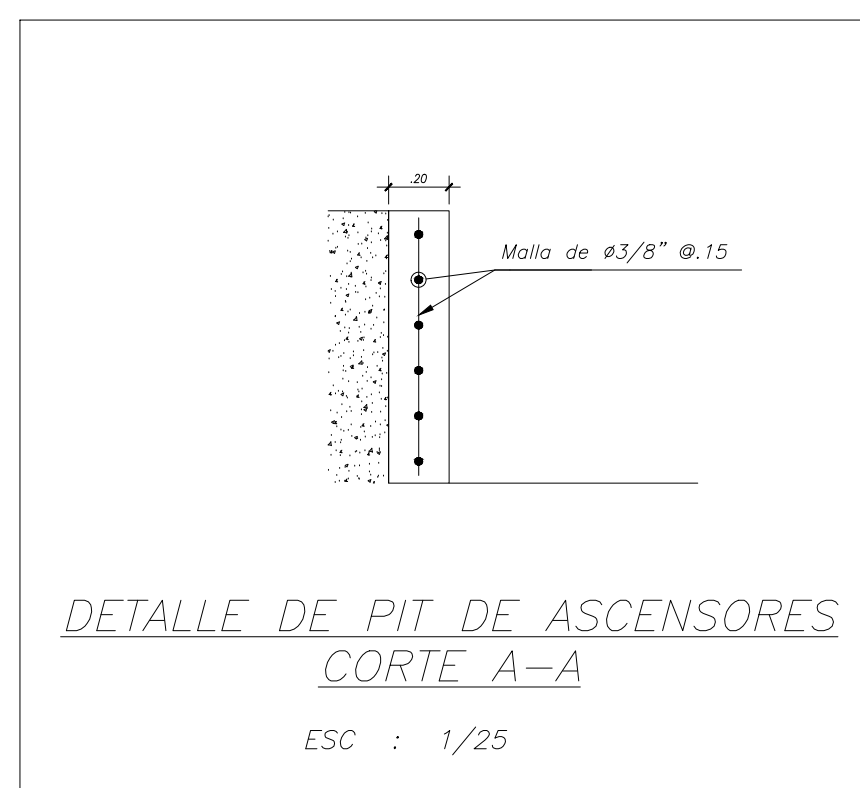
VIGA VC-02 (25x1.20)
ESC : 1/20



VIGA VC-03 (25x1.20)
ESC : 1/20



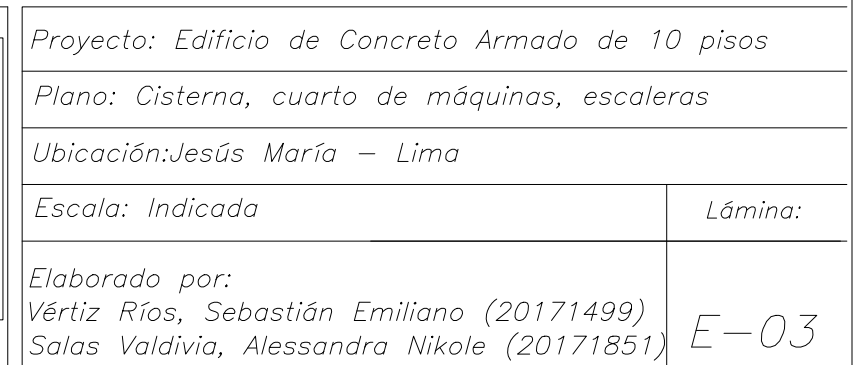
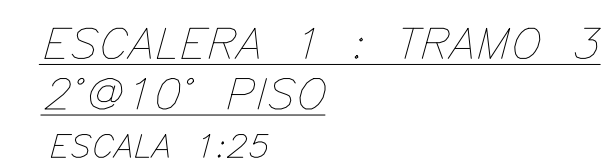
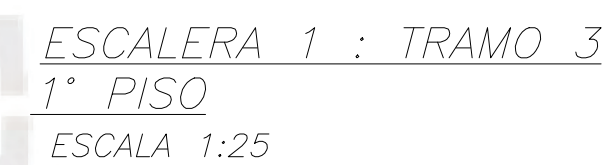
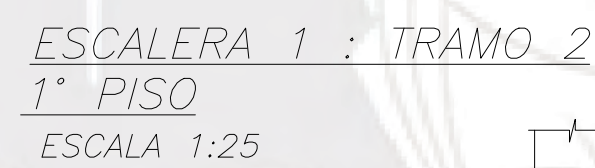
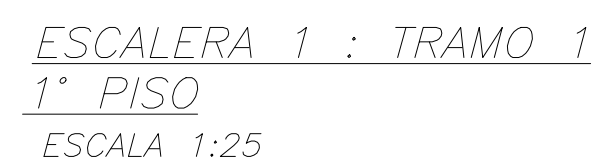
VIGA VC-04 (25x1.20)
ESC : 1/20

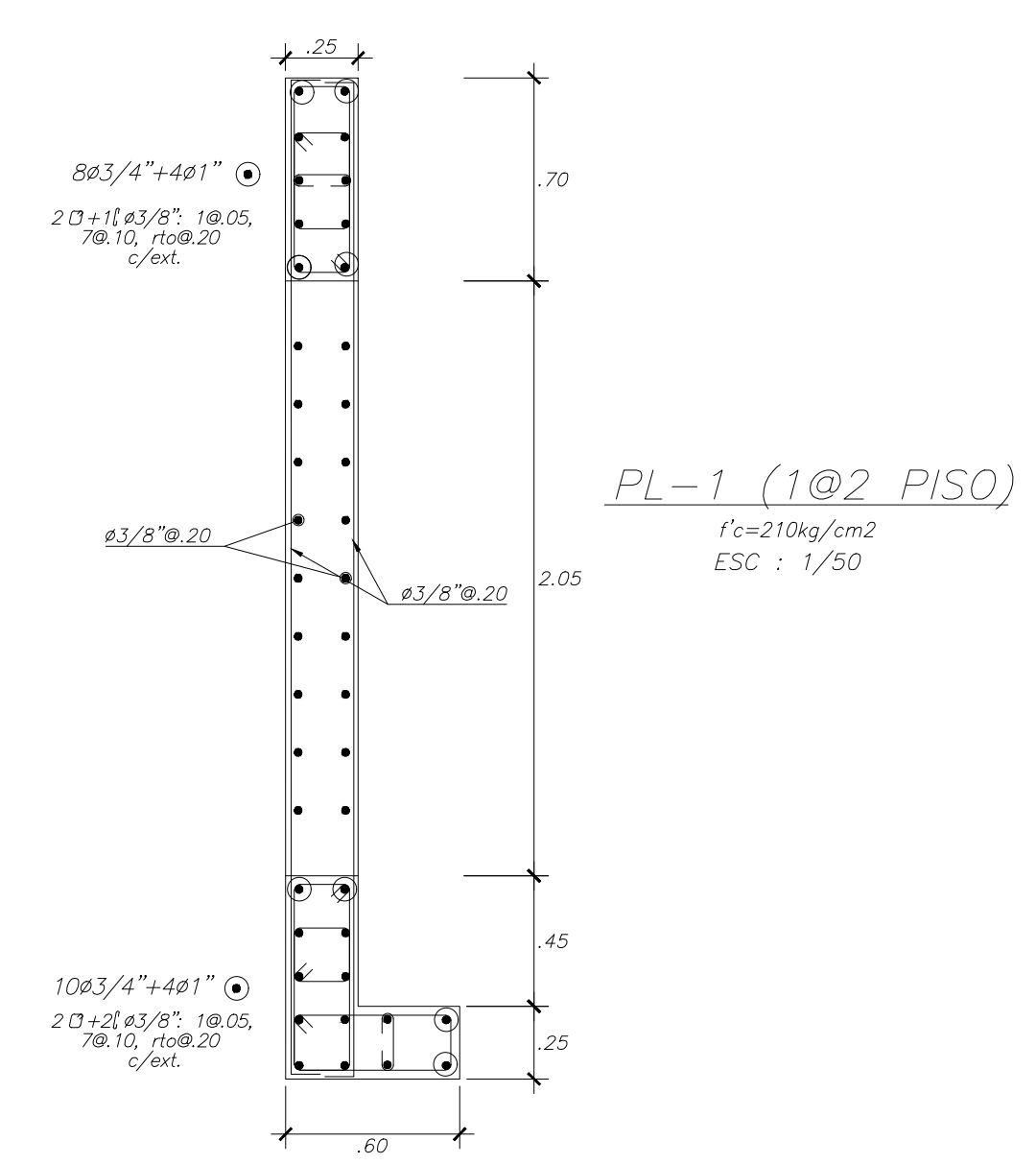
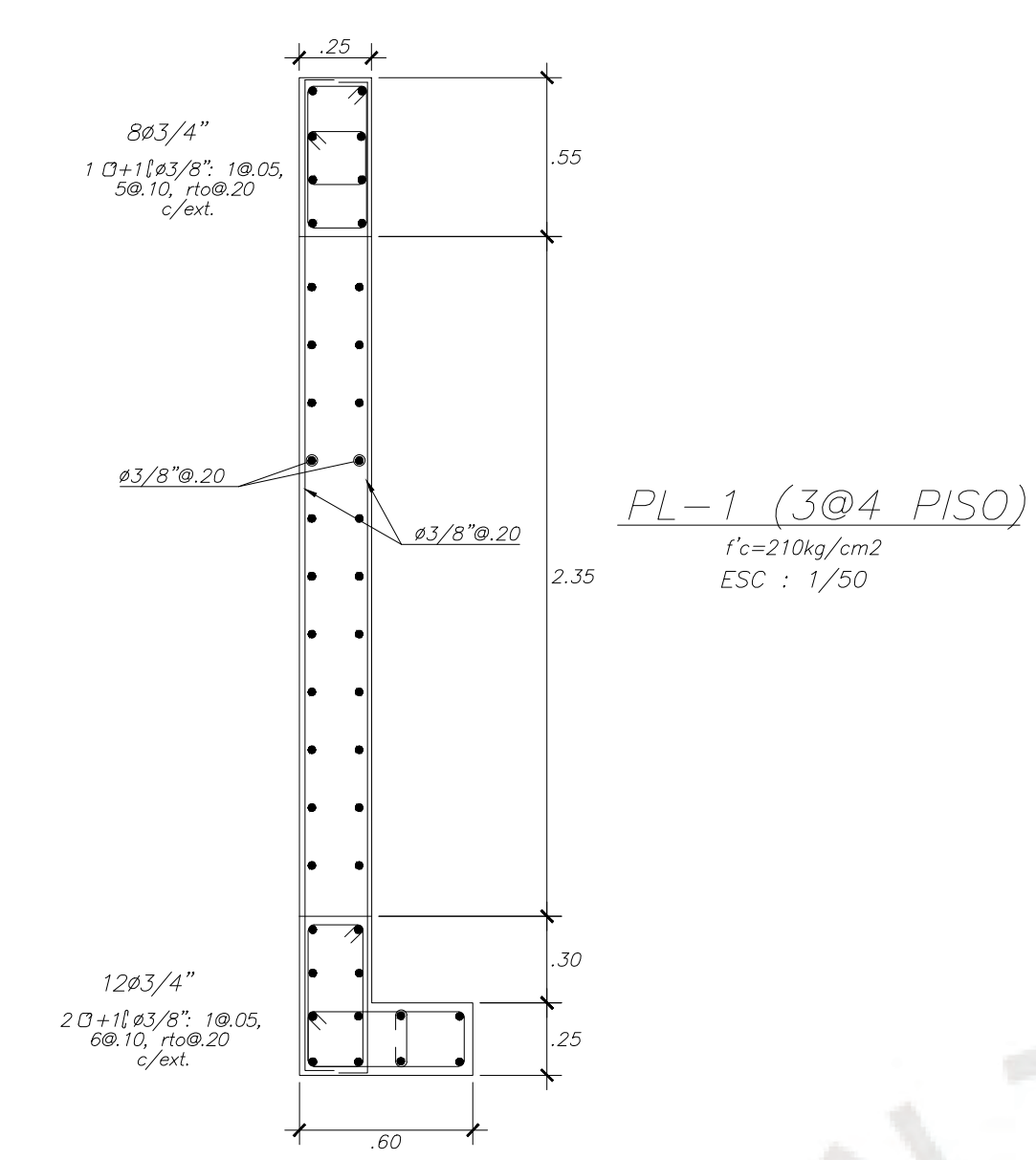
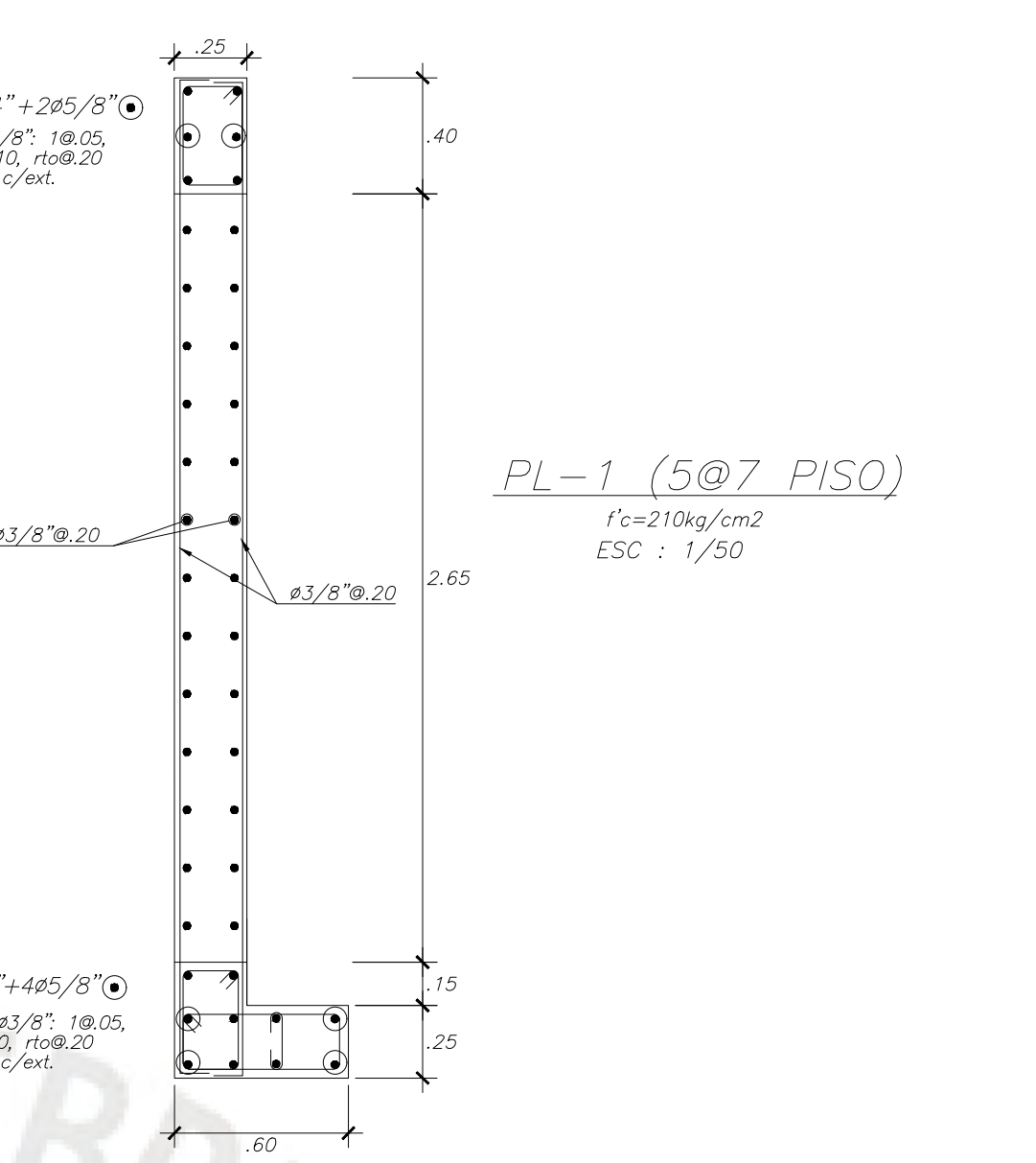
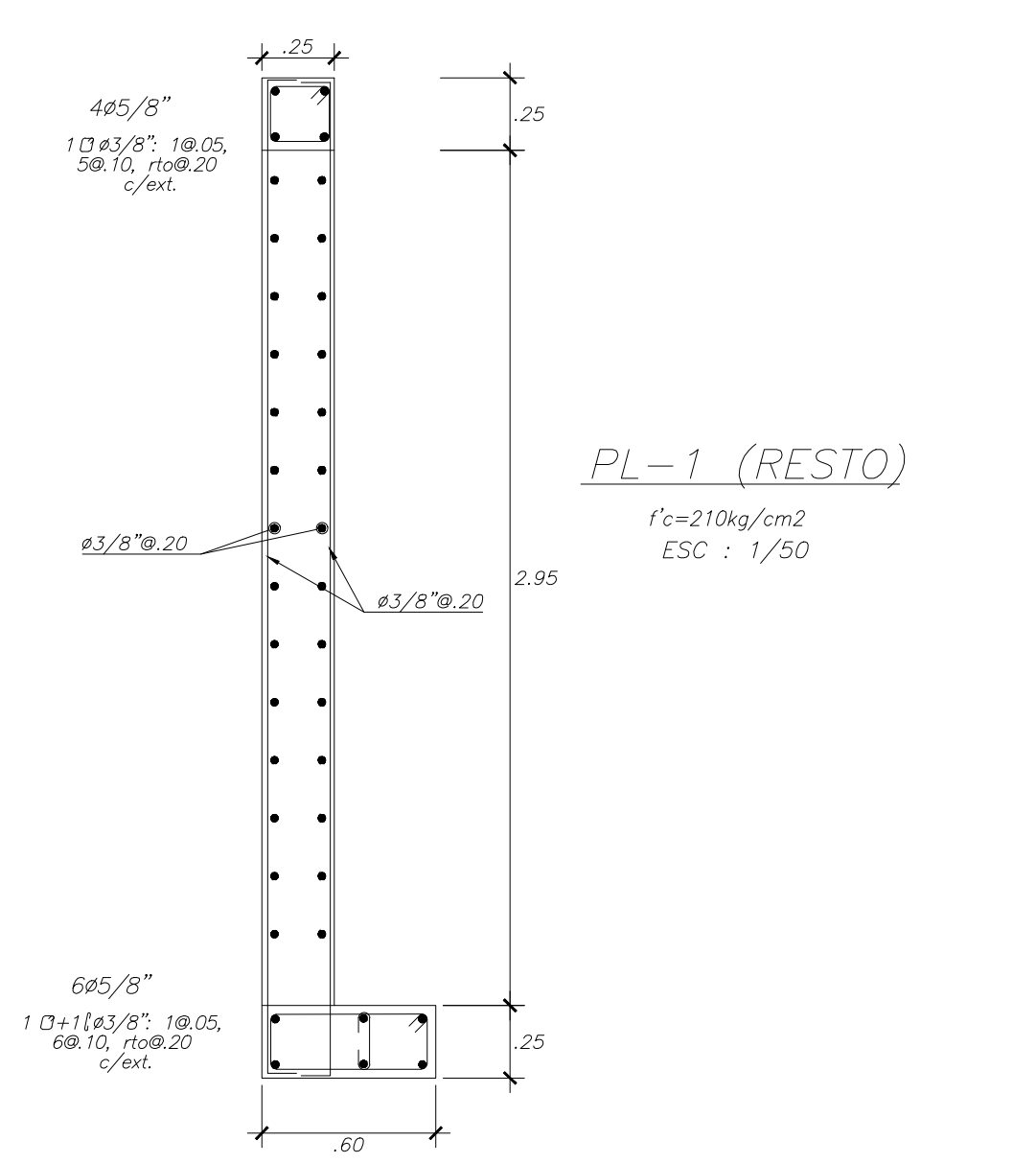
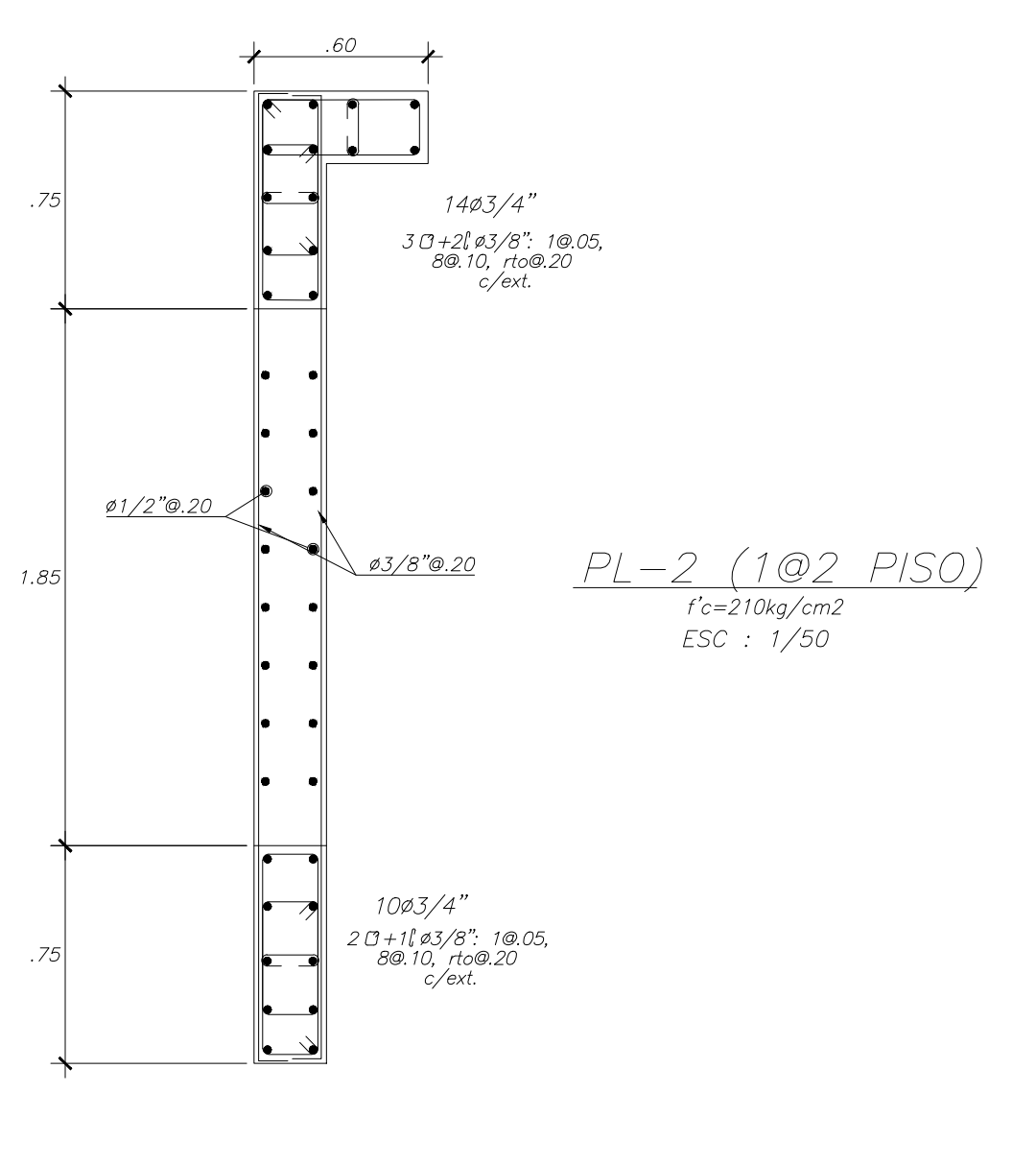
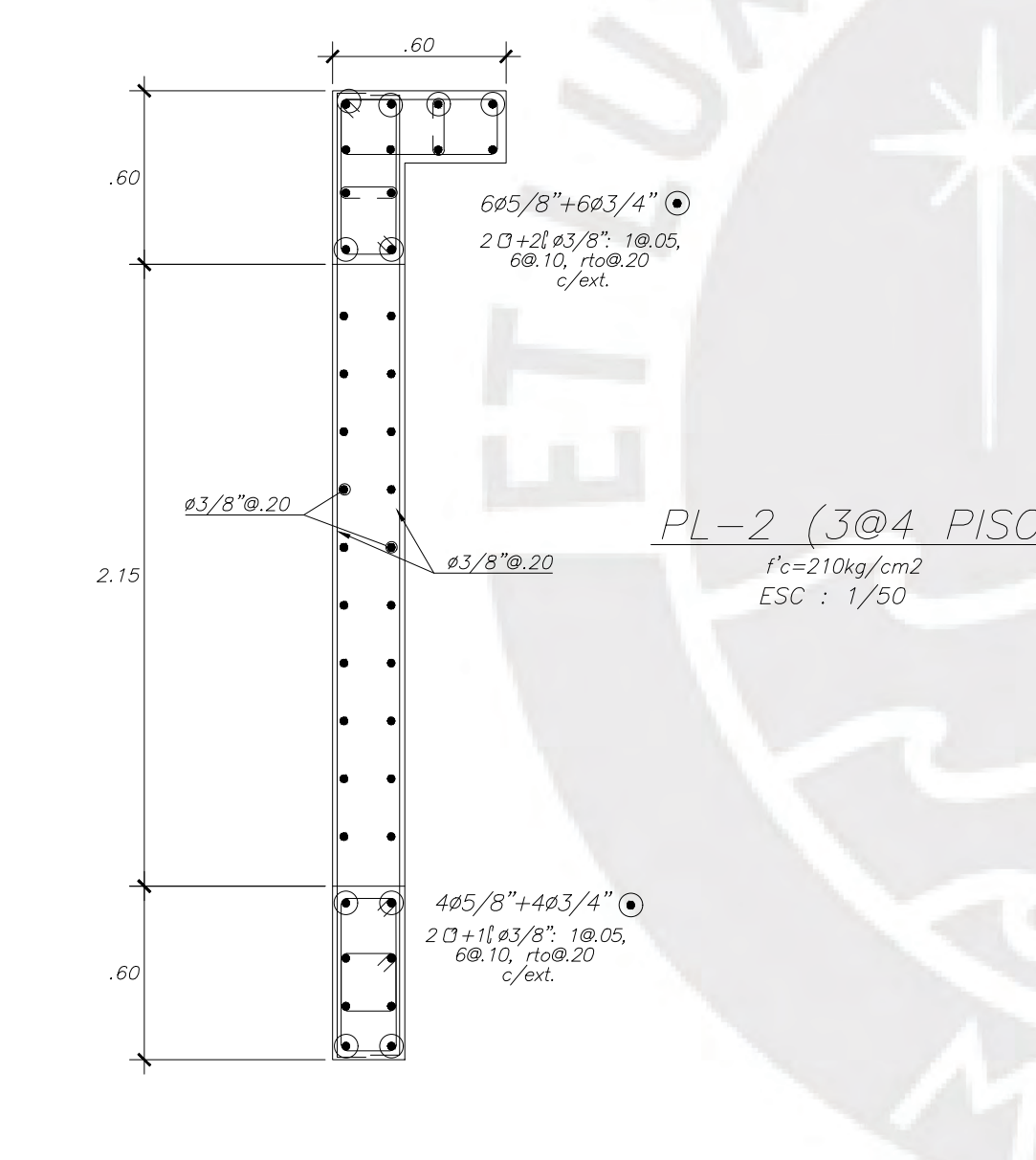
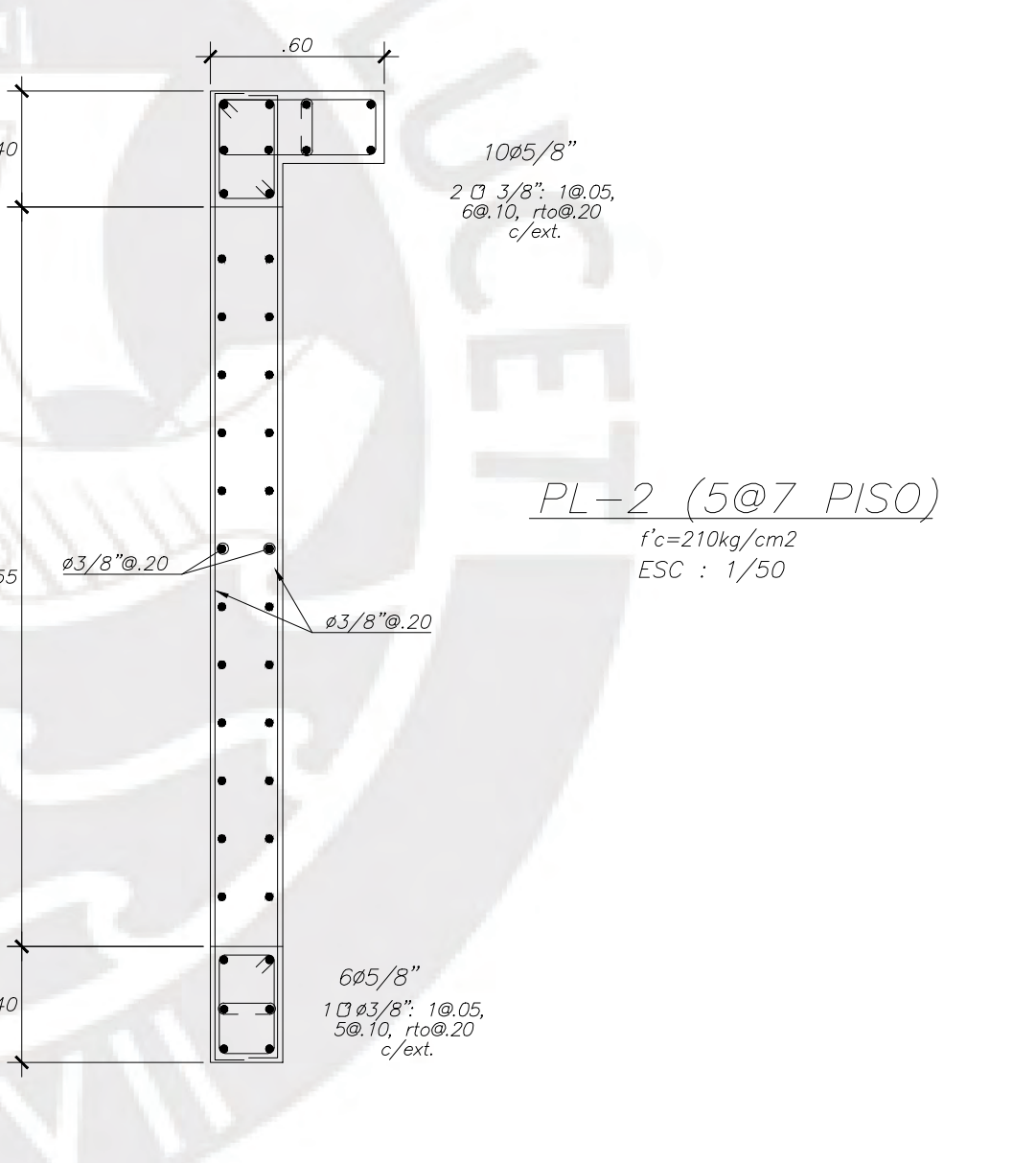
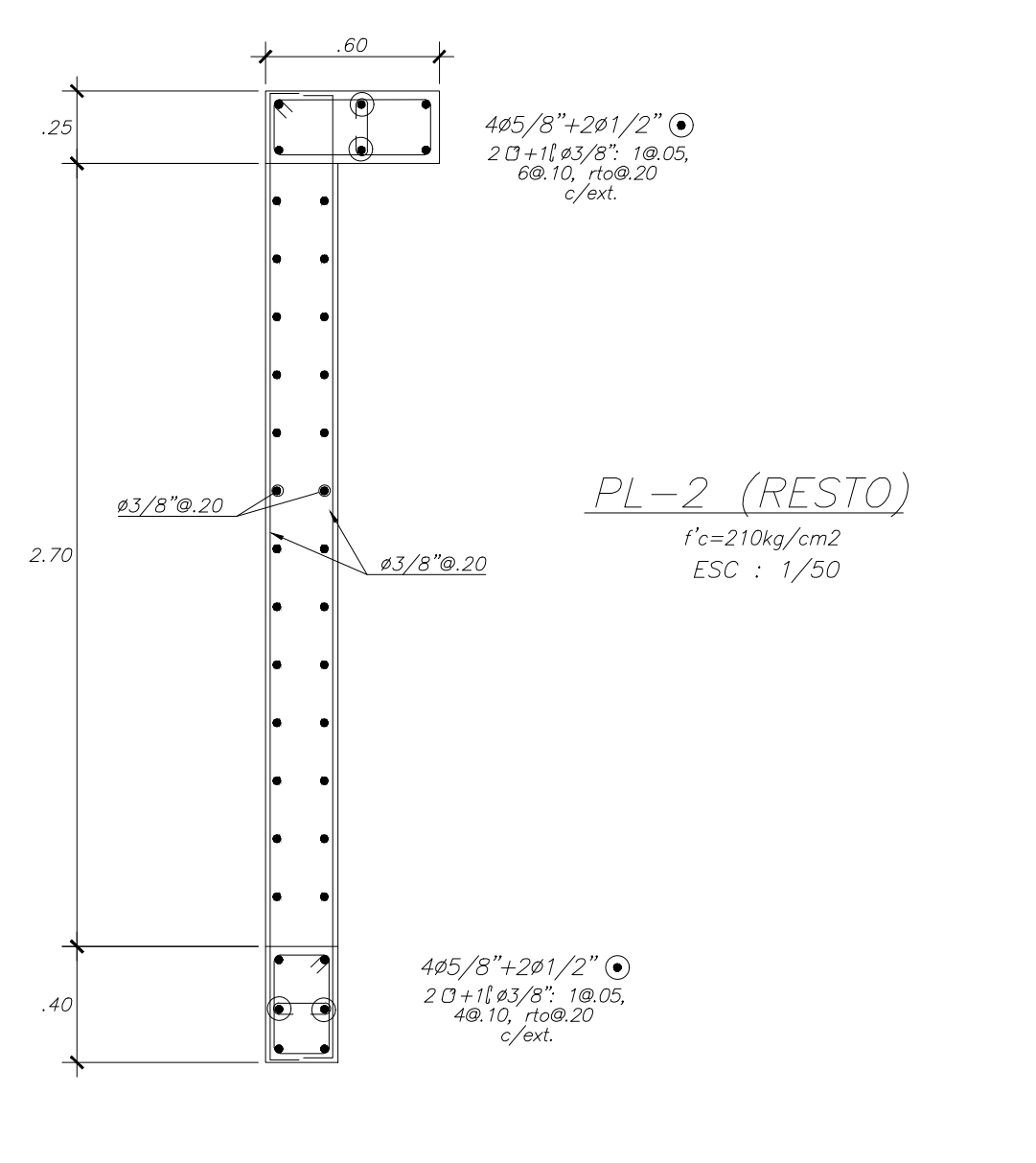
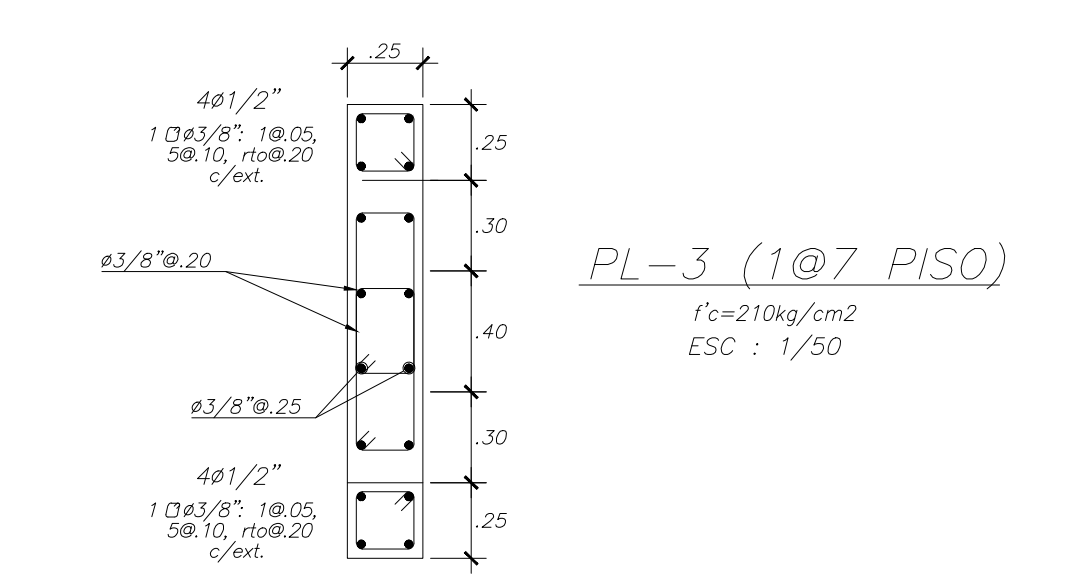
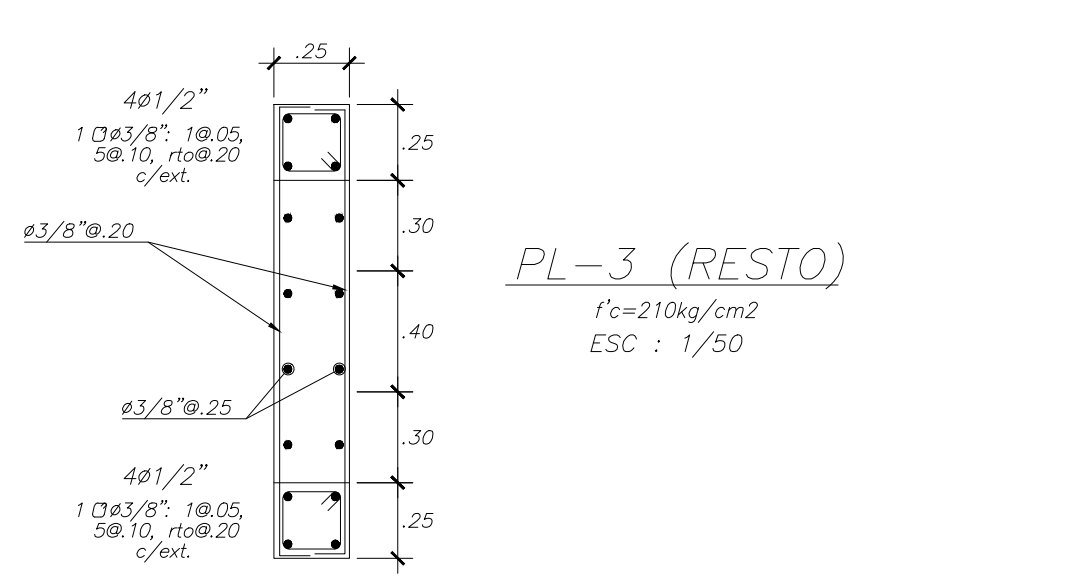


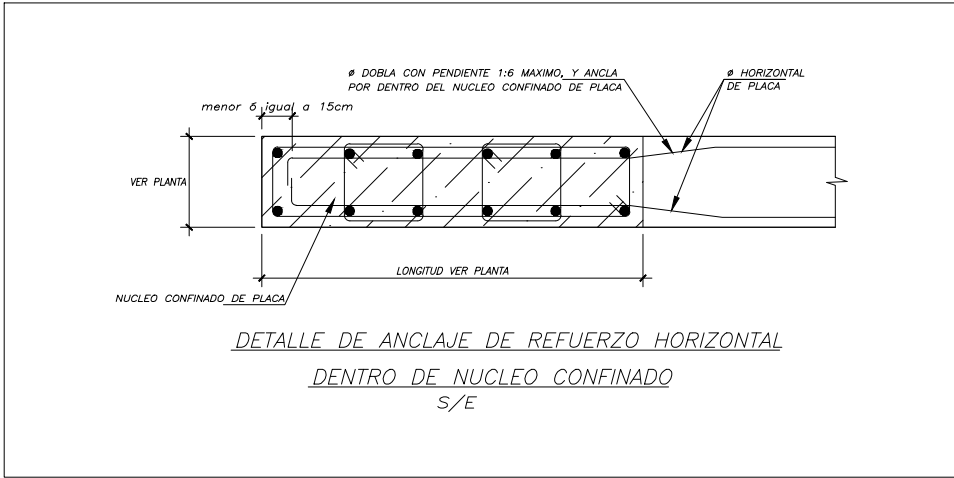
CIMENTACIONES
ESC: 1/50



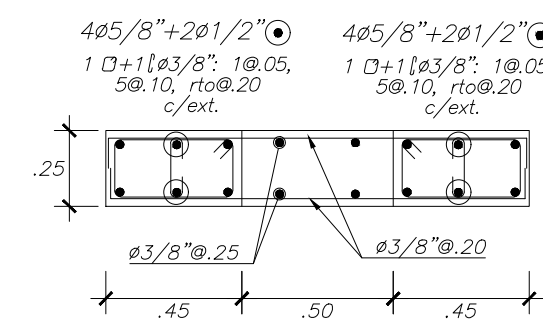
Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos	
Plano: Cimentaciones	
Ubicación: Jesús María - Lima	
Escala: Indicada	Lámina:
Elaborado por: Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499) Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)	
E-02	



1° AL 2° PISO	3° AL 4° PISO	5° AL 6° PISO	7° AL 10° PISO
 <u>PL-1 (1@2 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50	 <u>PL-1 (3@4 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50	 <u>PL-1 (5@7 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50	 <u>PL-1 (RESTO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50
 <u>PL-2 (1@2 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50	 <u>PL-2 (3@4 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50	 <u>PL-2 (5@7 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50	 <u>PL-2 (RESTO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50
	 <u>PL-3 (1@7 PISO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50		 <u>PL-3 (RESTO)</u> f'c=210kg/cm2 ESC : 1/50

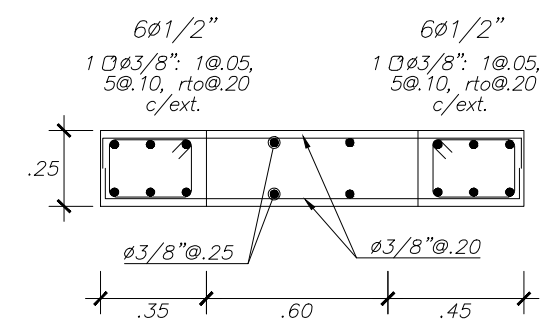


1° AL 2° PISO



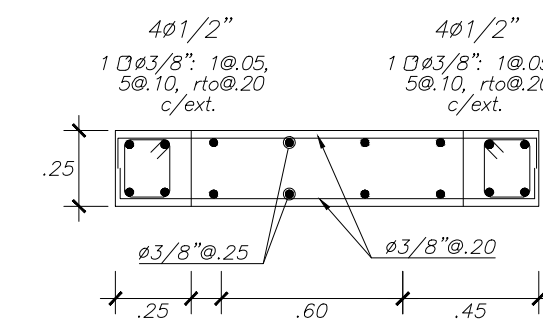
PL-4 (1@2 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50

3° AL 4° PISO

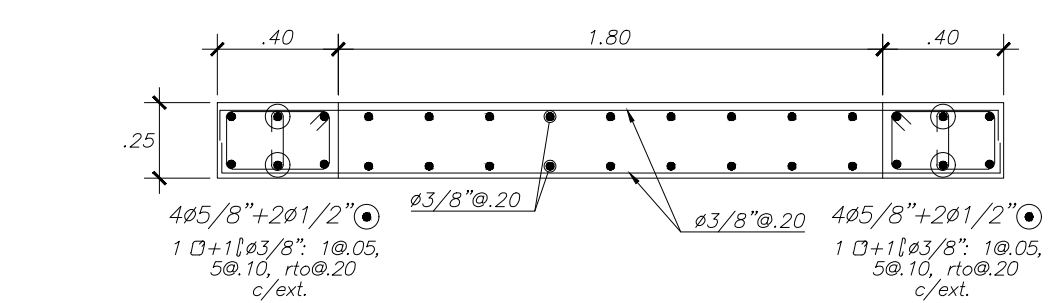


PL-4 (3@4 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50

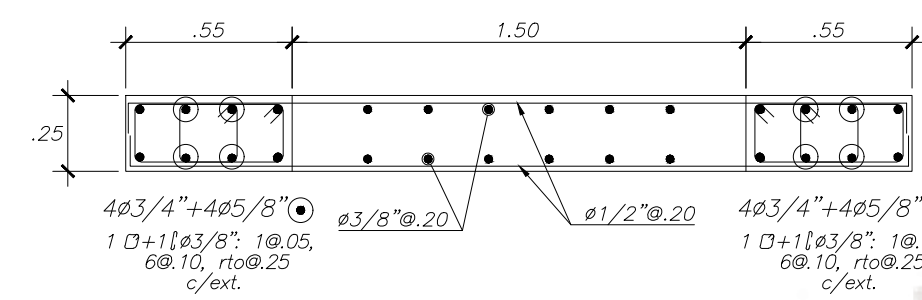
5° AL 6° PISO



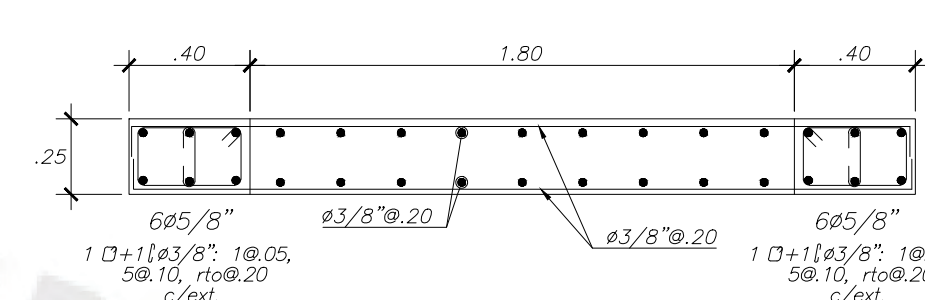
PL-4 (RESTO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



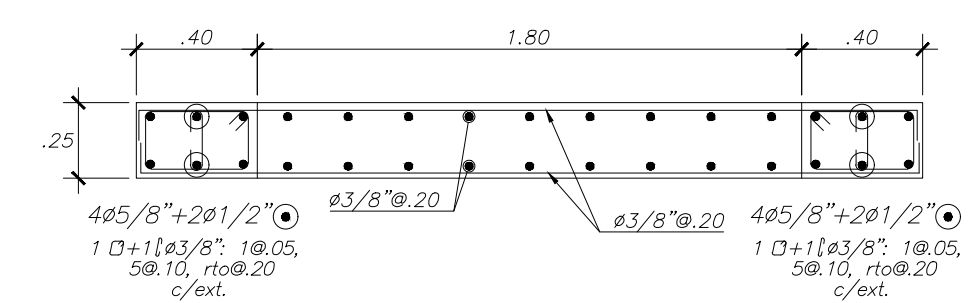
PL-5/6 (1@2 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



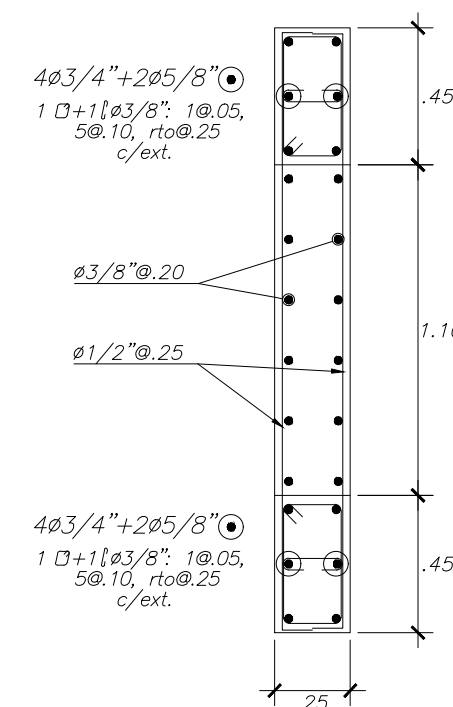
PL-5/6 (3@4 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



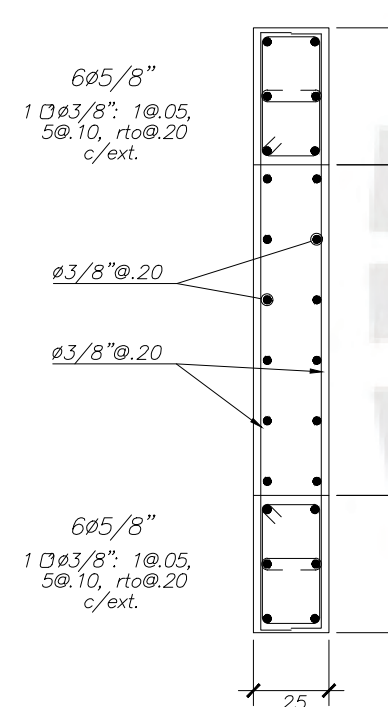
PL-5/6 (5@7 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



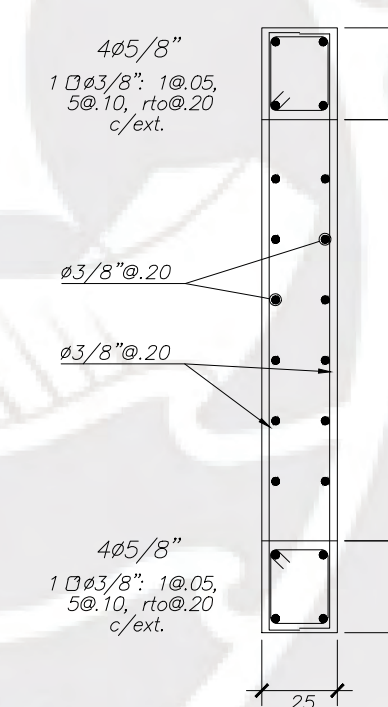
PL-5/6 (RESTO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



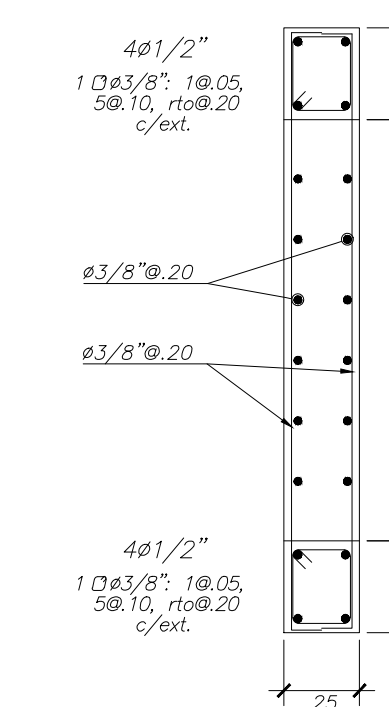
PL-7/8 (1@2 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



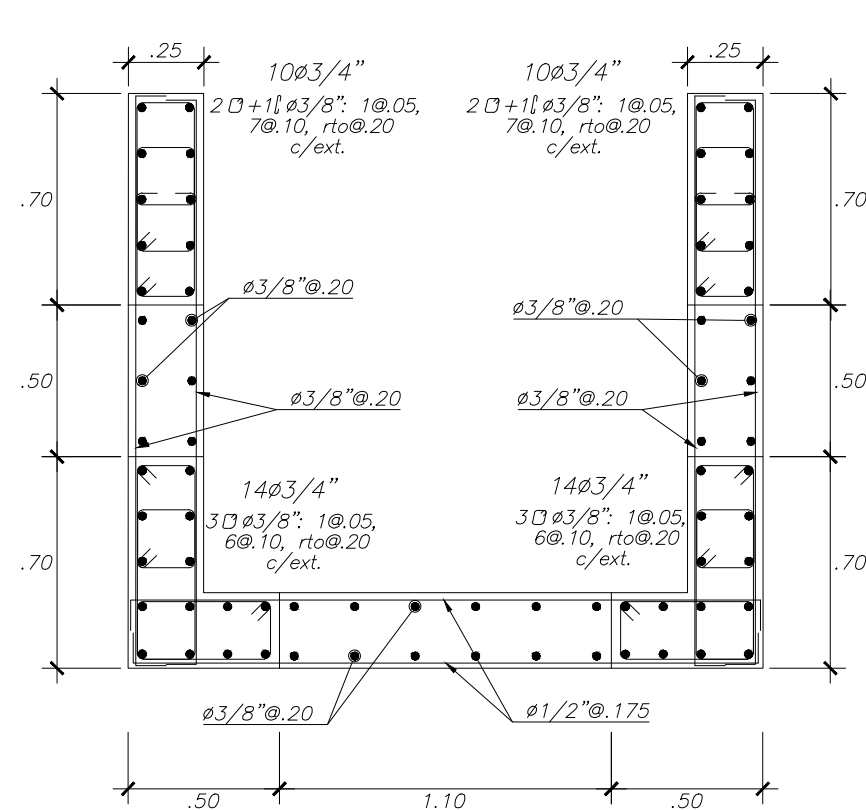
PL-7/8 (3@4 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



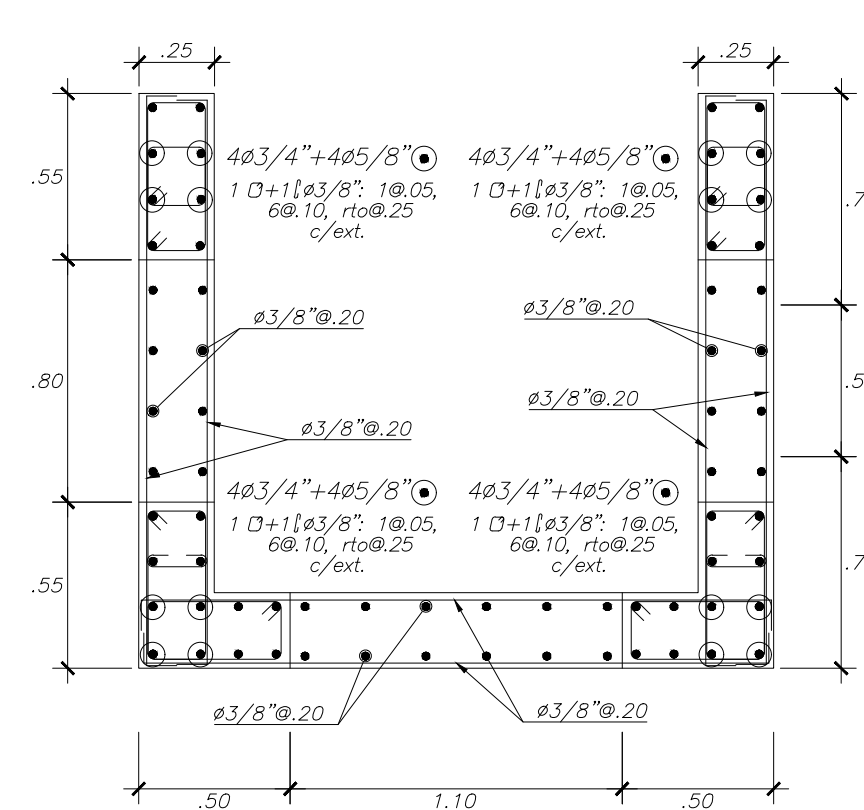
PL-7/8 (5@7 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



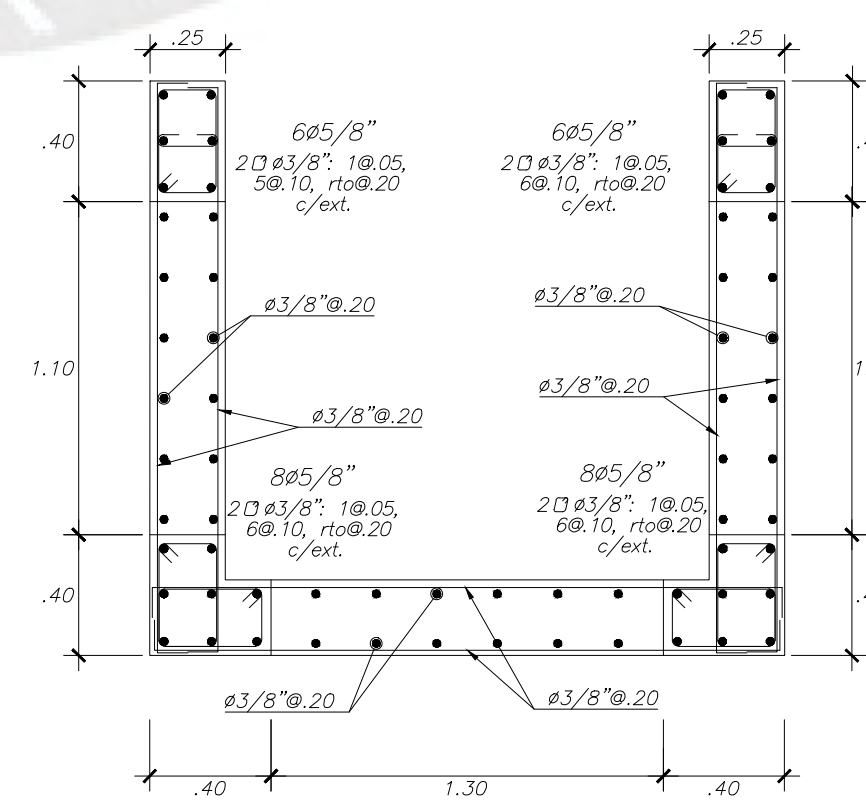
PL-7/8 (8@10 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



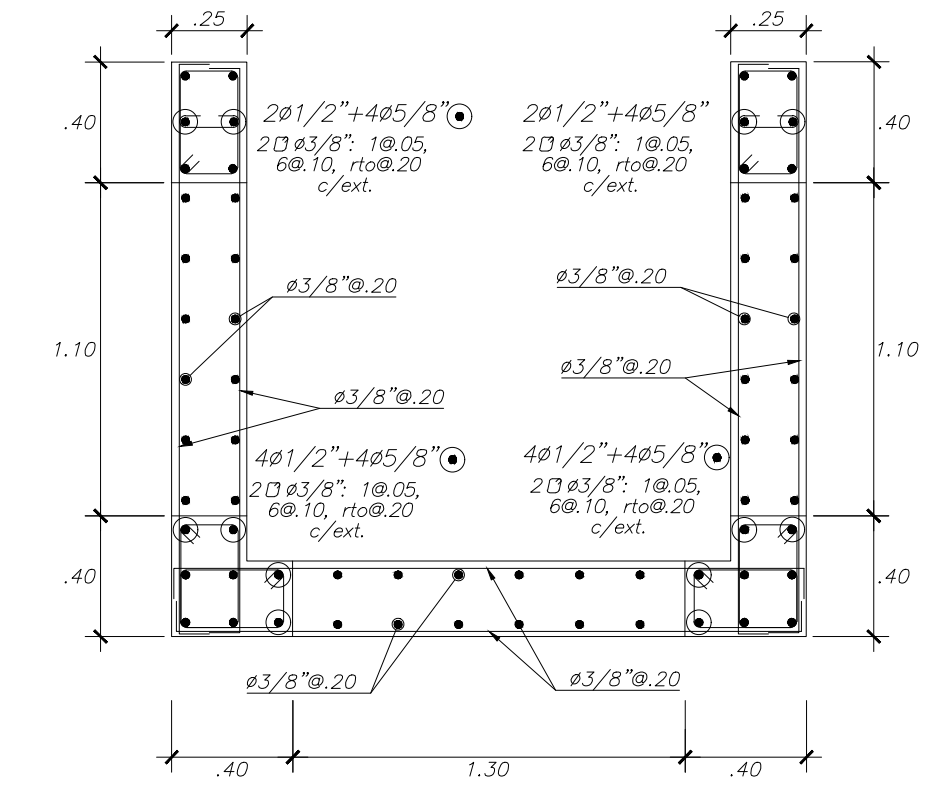
PL-9 (1@2 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



PL-9 (3@4 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



PL-9 (5@7 PISO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50

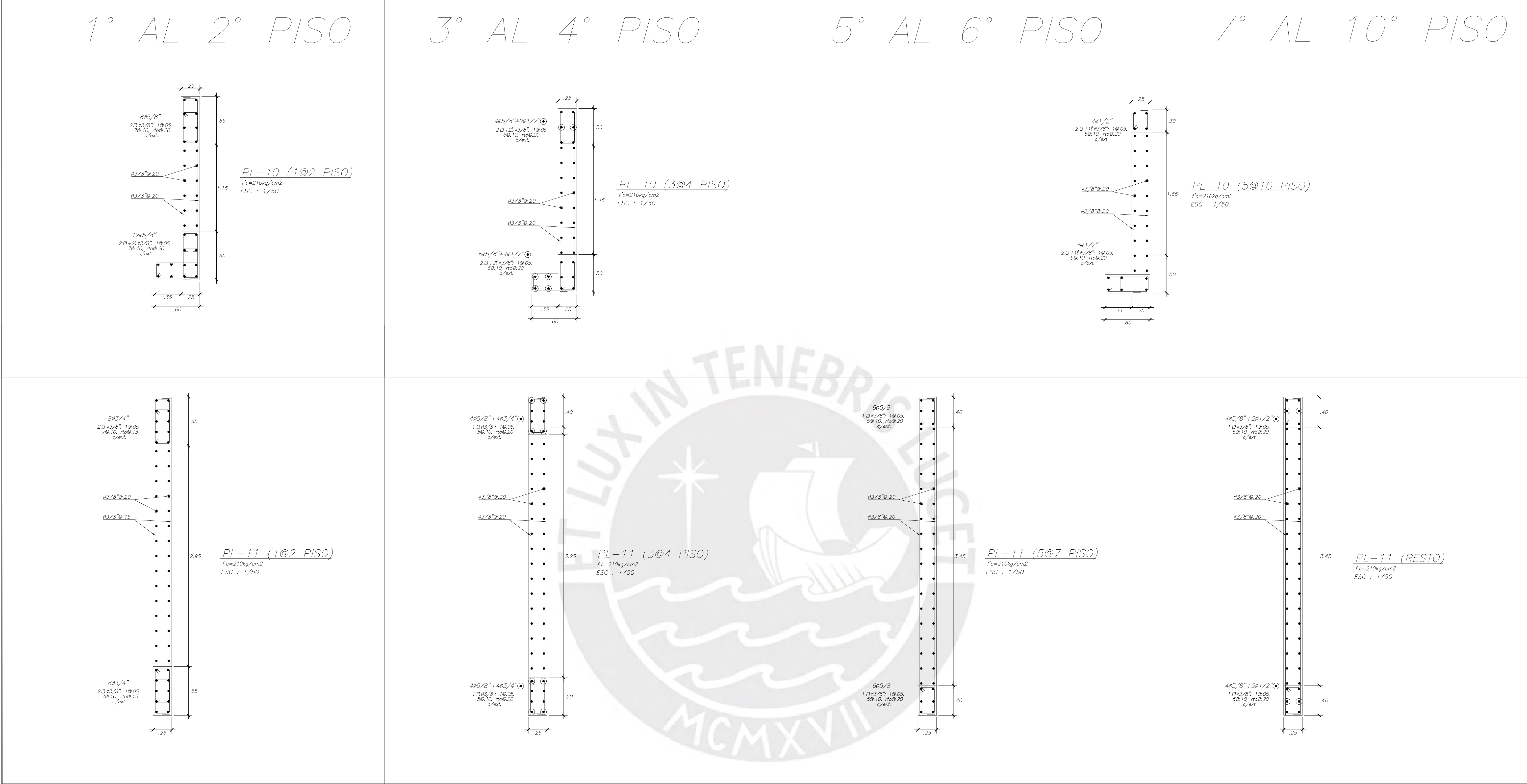


PL-9 (RESTO)
 $f'c=210\text{kg/cm}^2$
ESC : 1/50



Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos
Plano: Placas II
Ubicación: Jesús María - Lima
Escala: 1/50
Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)

E-05



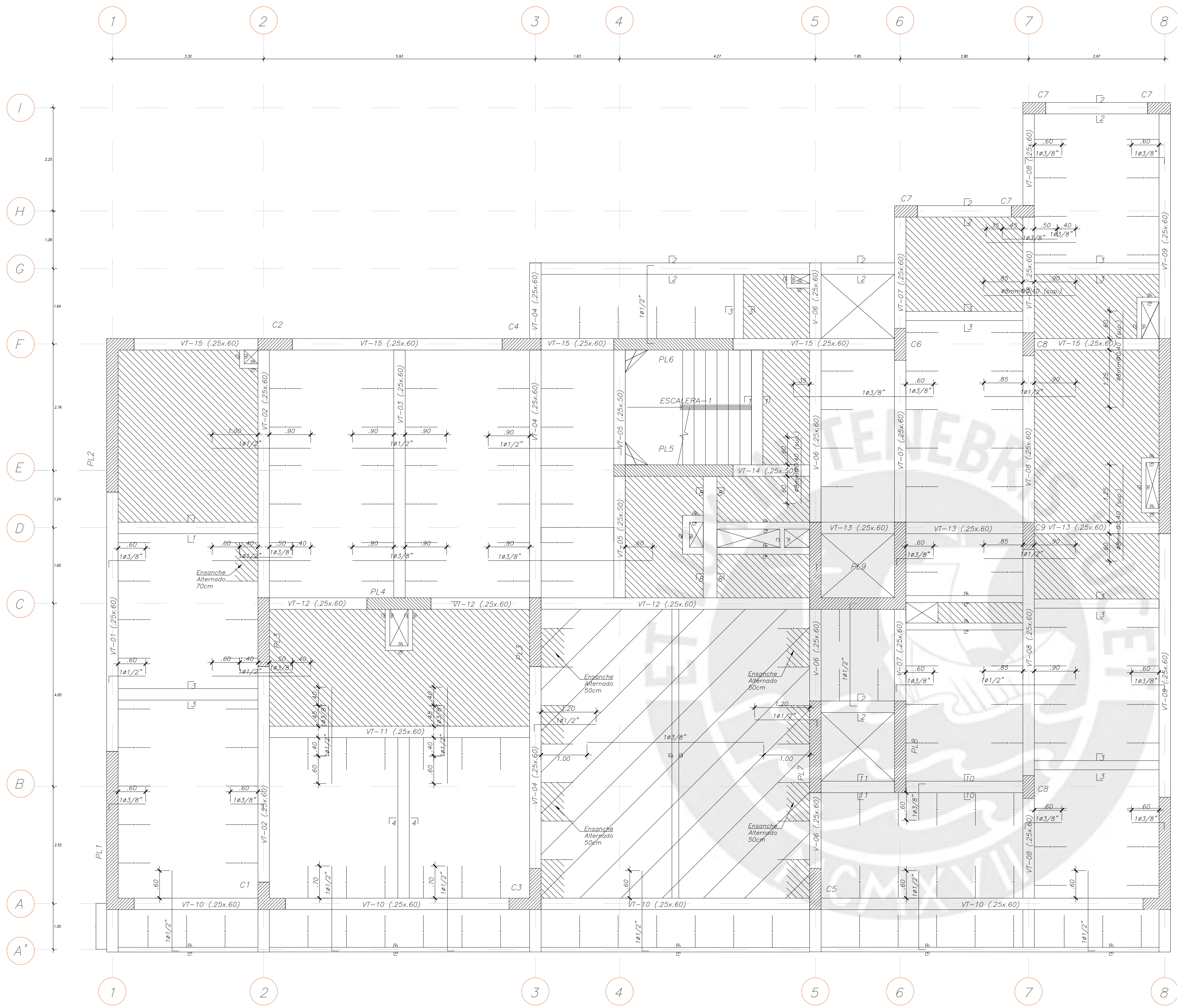
PL-11 (1@2 PISO)
f'c=210kg/cm2
ESC : 1/50

PL-11 (3@4 PISO)
f'c=210kg/cm2
ESC : 1/50

PL-11 (5@7 PISO)
f'c=210kg/cm2
ESC : 1/50

PL-11 (RESTO)
f'c=210kg/cm2
ESC : 1/50

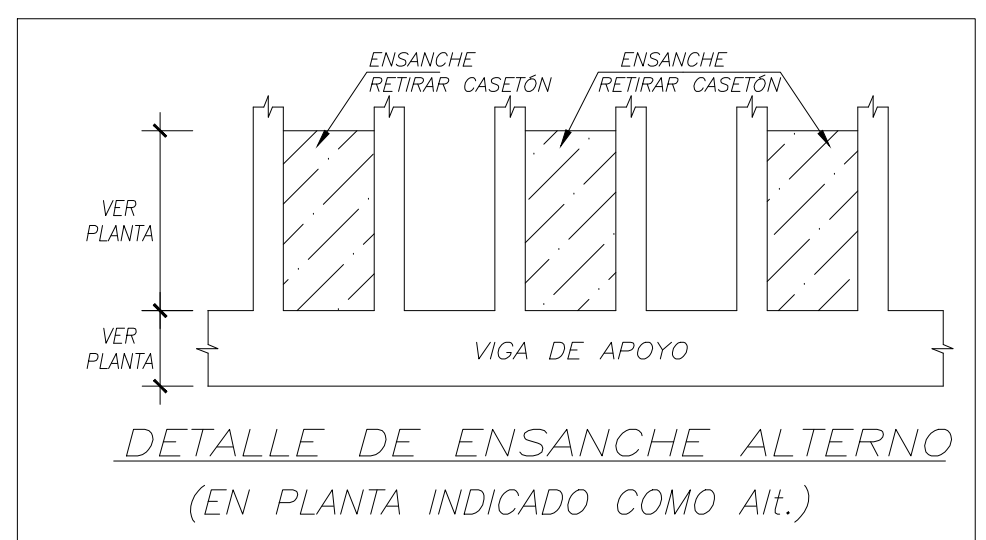
NIVEL	COLUMNA								
	C1(.60X.60)	C2(.75X.25)	C3(.70X.90)	C4(.85X.25)	C5(.25X.90)	C6 (.25X.70)	C7 (.25X.50)	C8 (.25X.50)	C9 (.25X.60)
1° a 10° PISO									



ENCOFRADO TÍPICO ESC: 1/50

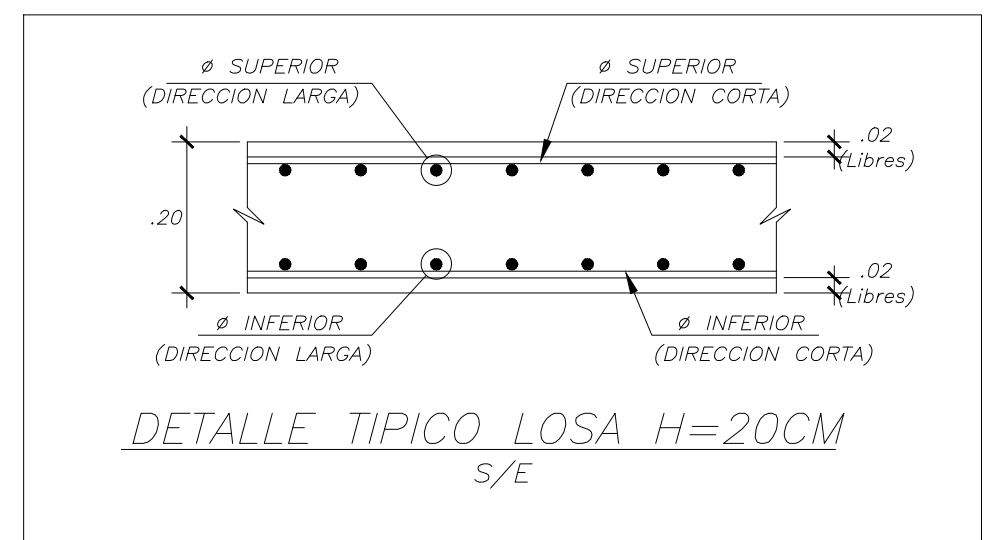
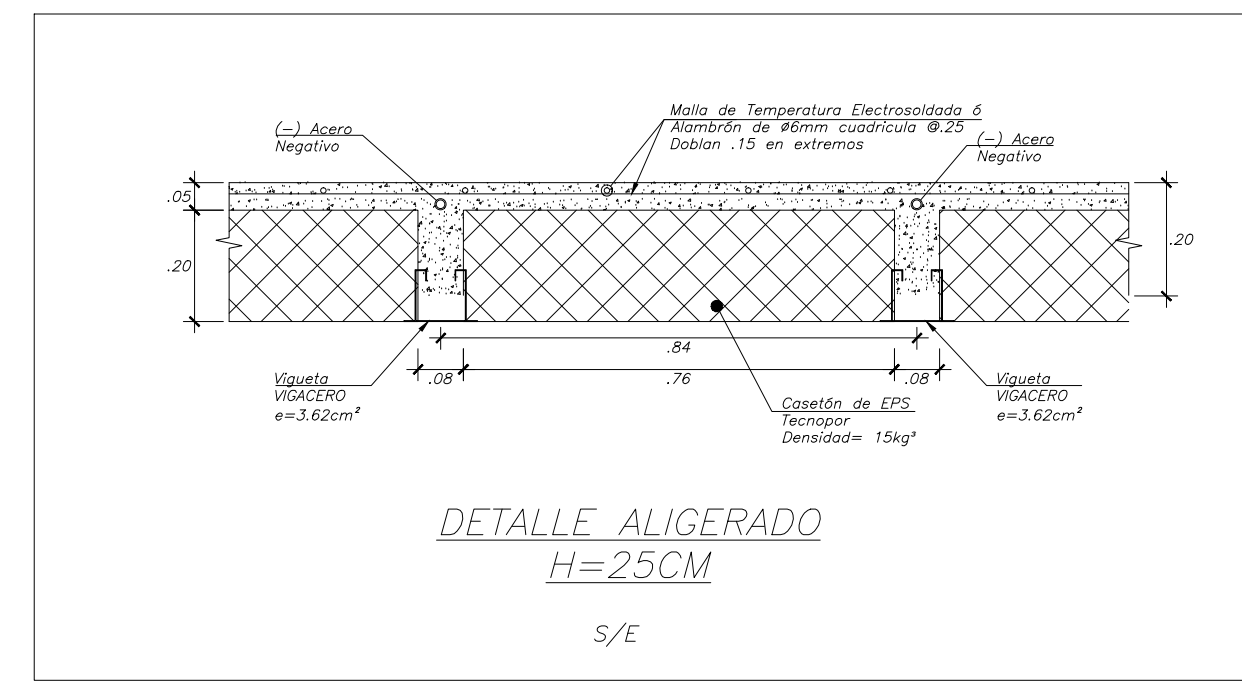
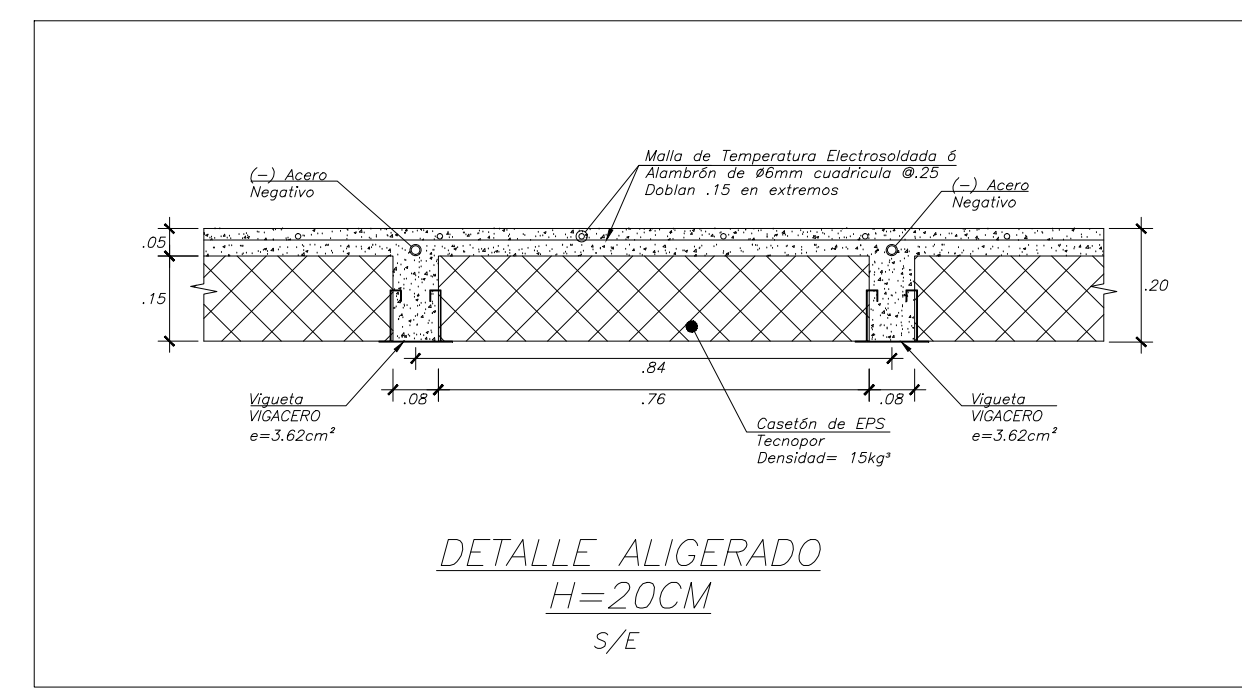
	LOSA ALIGERADA CON SISTEMA VIGACERO H=0.20, S/C=200 Kg/m2 NPT +2.85, +5.70, +8.55, +11.40, +14.25, +17.10, +19.95, +22.80, +25.65
	LOSA ALIGERADA CON SISTEMA VIGACERO H=0.25, S/C=200 Kg/m2 NPT +2.85, +5.70, +8.55, +11.40, +14.25, +17.10, +19.95, +22.80, +25.65
	LOSA MACIZA: H=0.20, S/C=200 Kg/m2, NPT +2.85, +5.70, +8.55, +11.40, +14.25, +17.10, +19.95, +22.80, +25.65 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm.Ø.20 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø8mm.Ø.20

(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

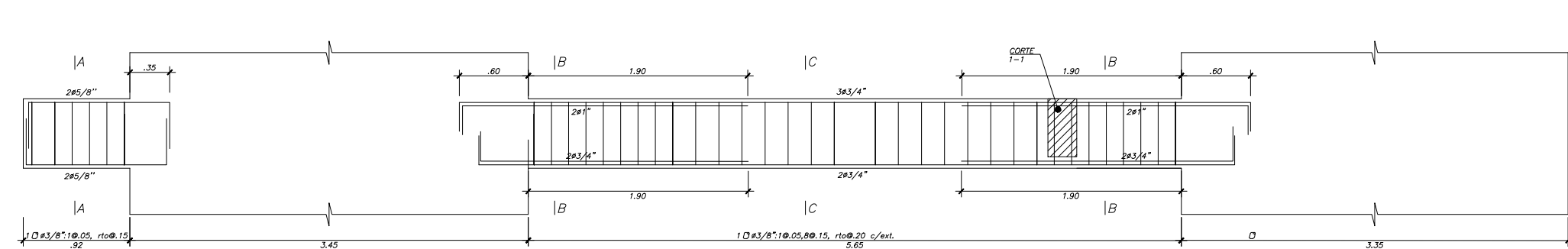


CORTES DE TECHO

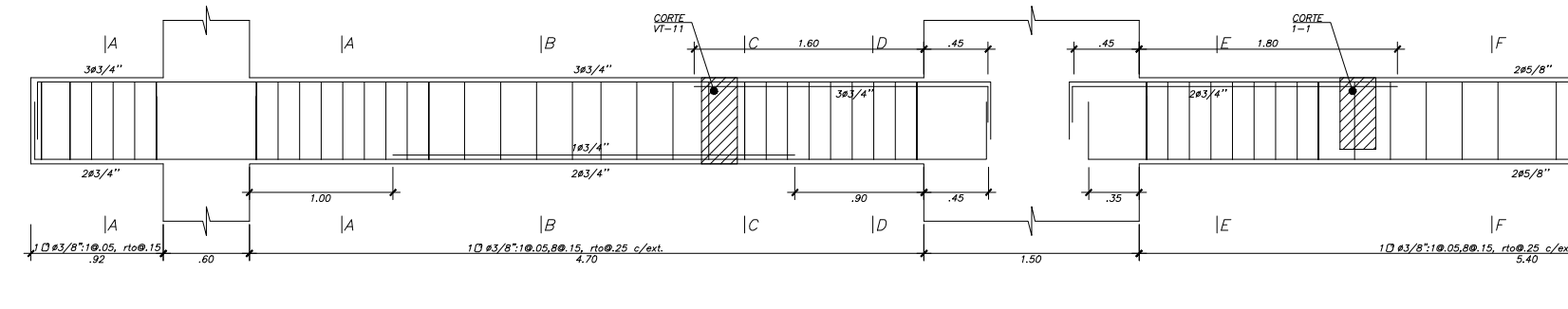
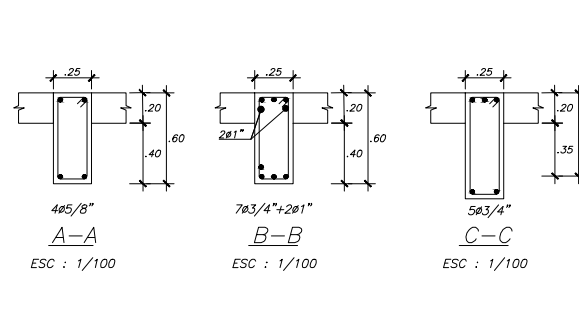
 4ø5/8" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 8Ø.15, Rto.Ø.20 c/ext. CORTE 1-1 ESC : 1/25	 4ø5/8" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 8Ø.15, Rto.Ø.20 c/ext. CORTE 2-2 ESC : 1/25	 4ø1/2" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 5Ø.125, Rto.Ø.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 3-3 ESC : 1/25	 2ø1/2"+2ø5/8" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 5Ø.125, Rto.Ø.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 4-4 ESC : 1/25
 2ø3/8" 1 1/3 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 5Ø.125, Rto.Ø.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 5-5 ESC : 1/25	 2ø1/2" 1 1/3 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 5Ø.125, Rto.Ø.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 6-6 ESC : 1/25	 2ø3/8" 1 1/3 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 5Ø.125, Rto.Ø.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 7-7 ESC : 1/25	 5ø1/2" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 3Ø.10, Rto.Ø.25 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 8-8 ESC : 1/25
 2ø1/2" 1 1/3 Ø.ø3/8" 1Ø.05, 5Ø.125, Rto.Ø.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estandar en vigas o columnas) CORTE 9-9 ESC : 1/25	 4ø5/8" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, Rto.Ø.25 c/ext. CORTE 10-10 ESC : 1/25	 4ø5/8" 1 Ø.ø3/8" 1Ø.05, Rto.Ø.25 c/ext. CORTE 11-11 ESC : 1/25	



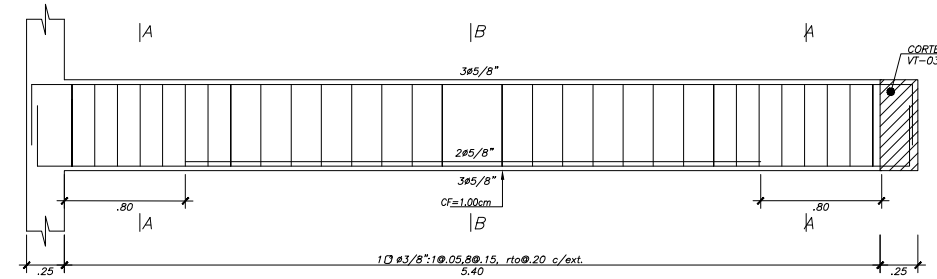
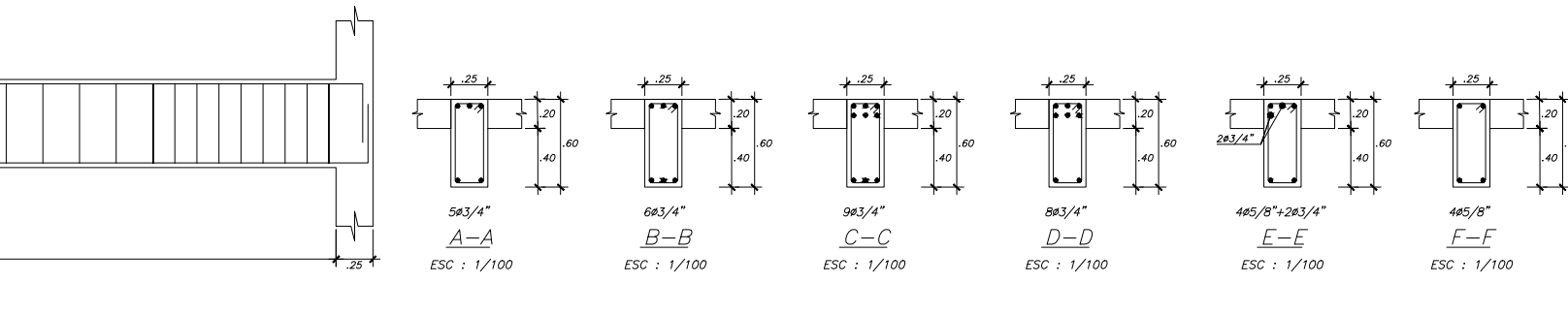
Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos
Plano: Encofrado de piso típico
Ubicación: Jesús María - Lima
Escala: Indicada
Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)
Lámina: E-07



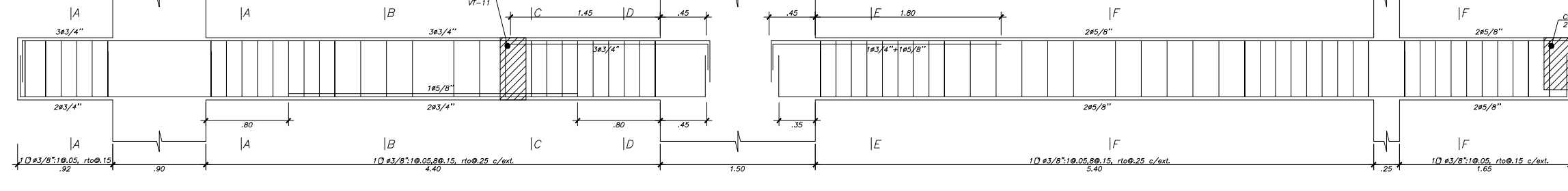
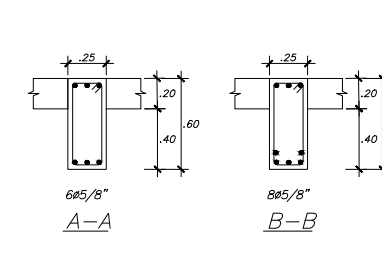
VT-01 (.25x.60)-EJE 1
ESC : 1/100



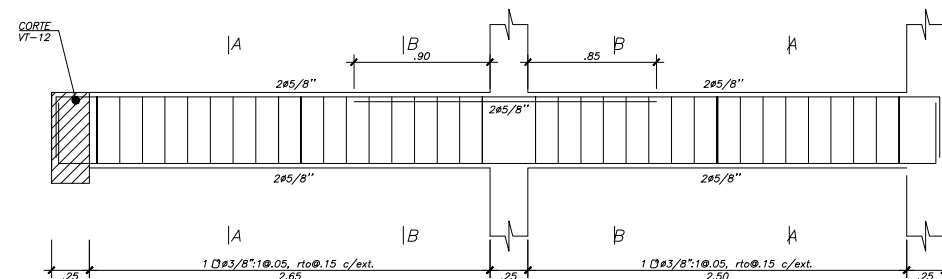
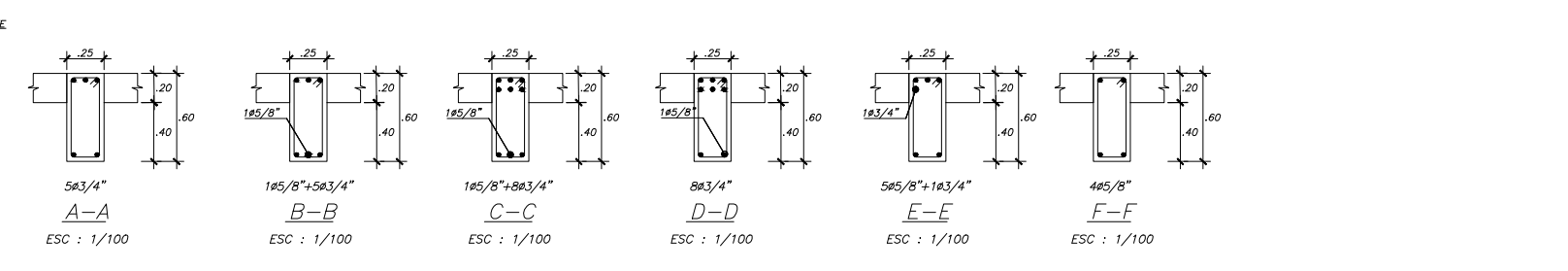
VT-02 (.25x.60)-EJE 2
ESC : 1/100



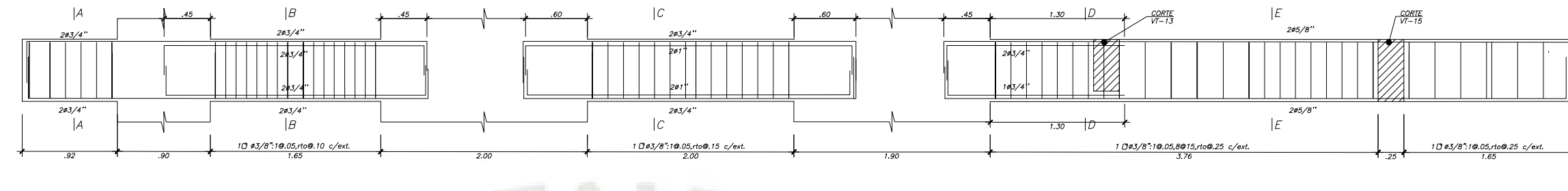
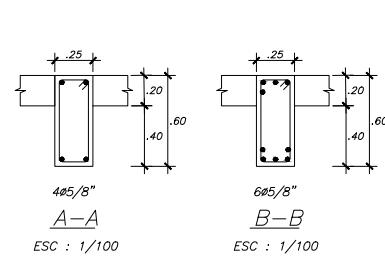
VT-03 (.25x.60)-EJE 2/3
ESC : 1/100



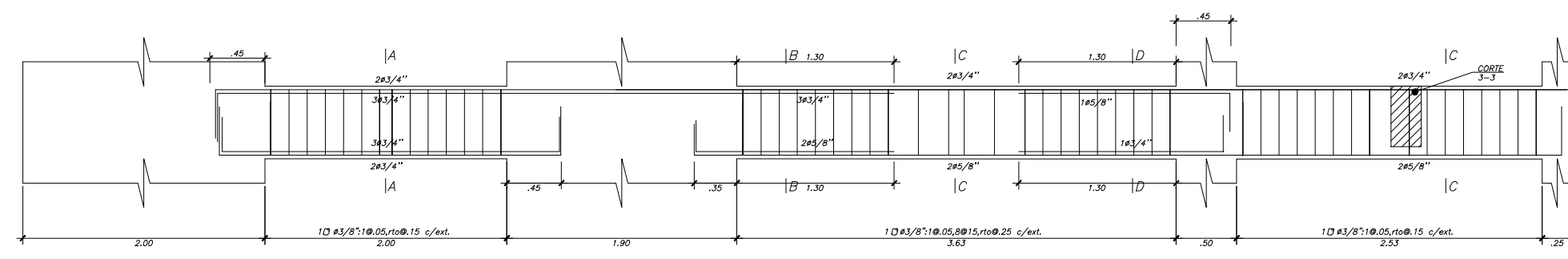
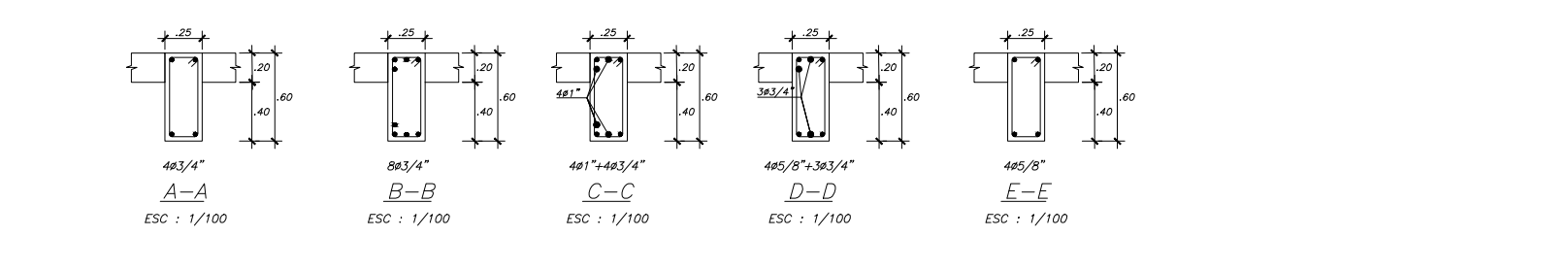
VT-04 (.25x.60)-EJE 3
ESC : 1/100



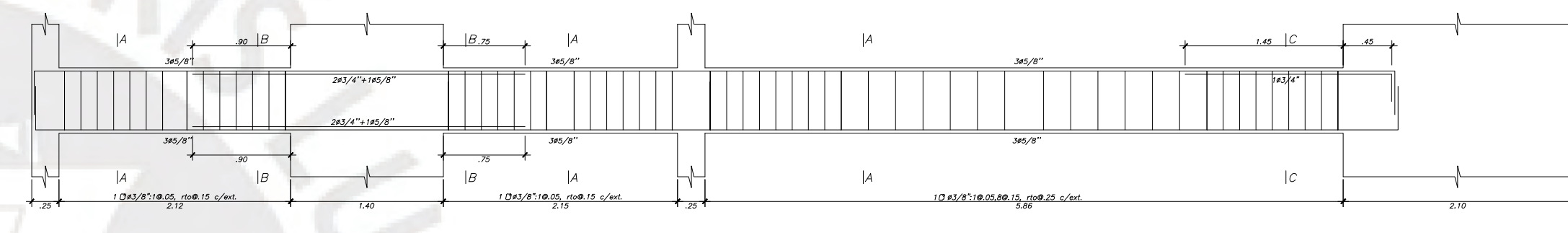
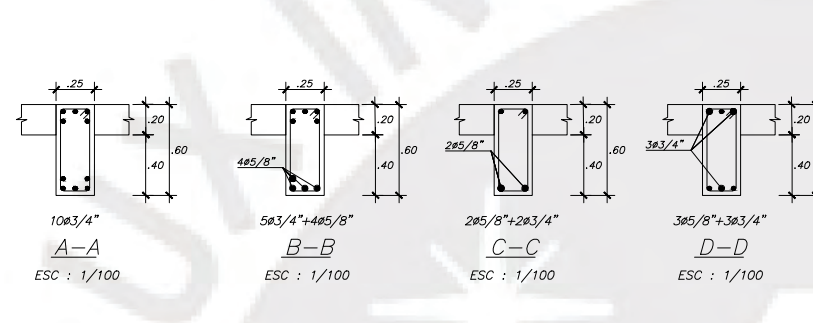
VT-05 (.25x.50)-EJE 4
ESC : 1/100



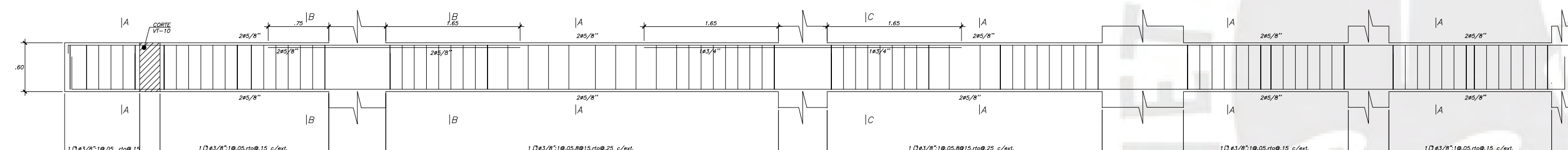
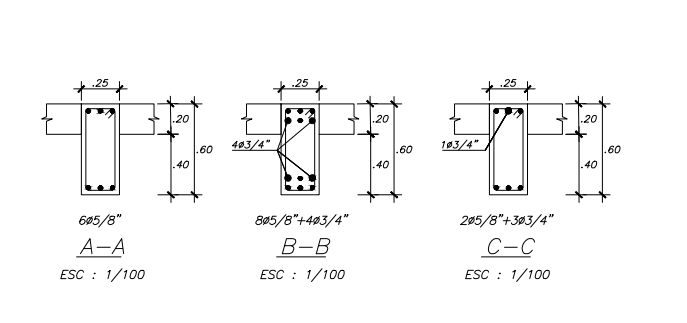
VT-06 (.25x.60)
ESC : 1/100



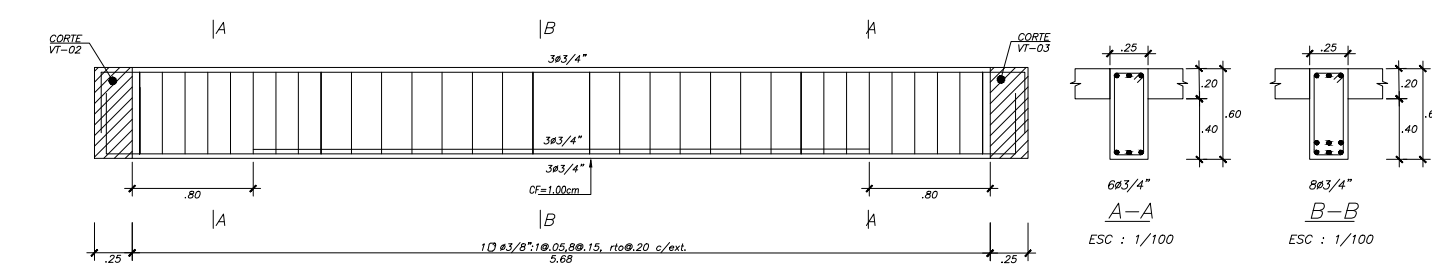
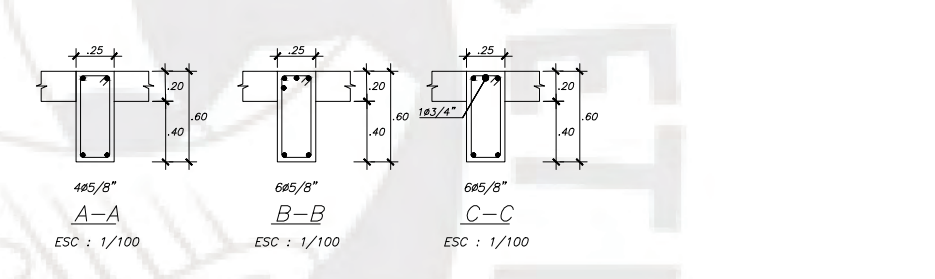
VT-07 (.25x.60)
ESC : 1/100



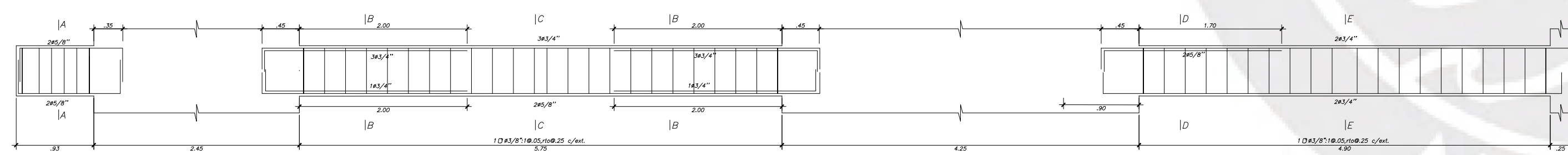
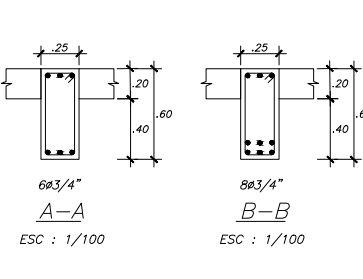
VT-12 (.25x.60)-EJE E
ESC : 1/100



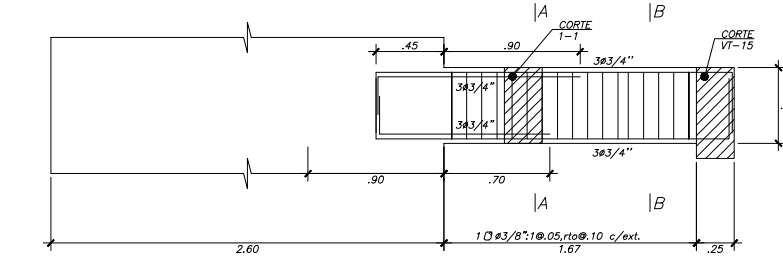
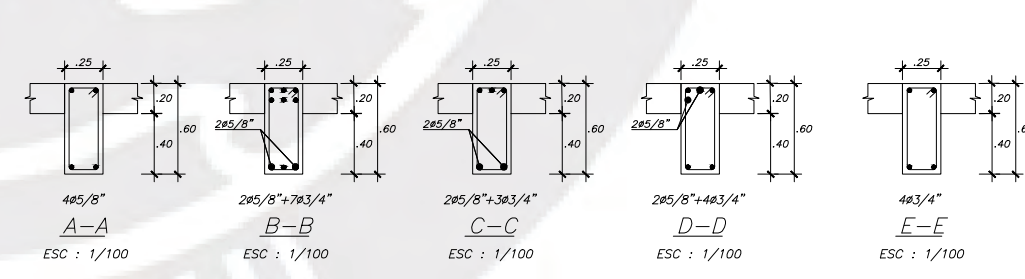
VT-08 (.25x.60)
ESC : 1/100



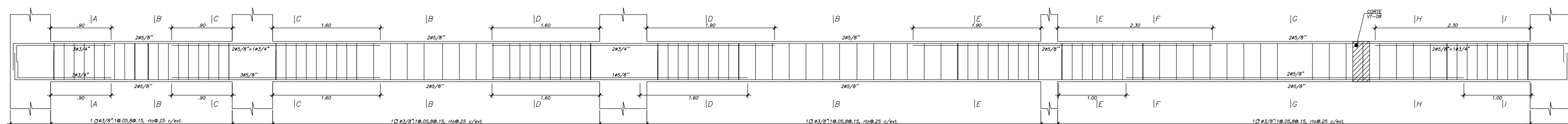
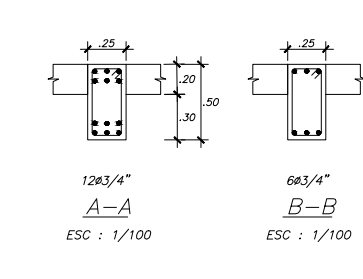
VT-11 (.25x.60)-EJE C/D
ESC : 1/100



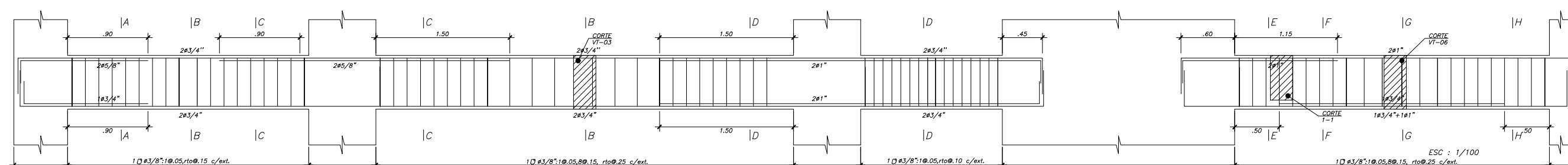
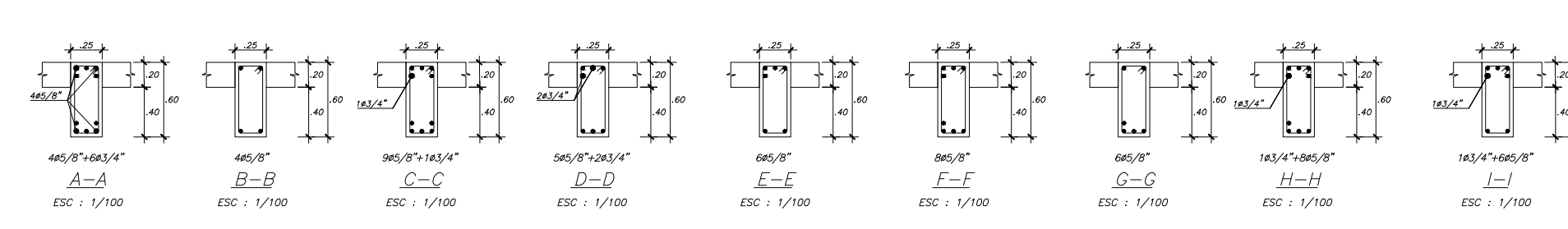
VT-09 (.25x.60)
ESC : 1/100



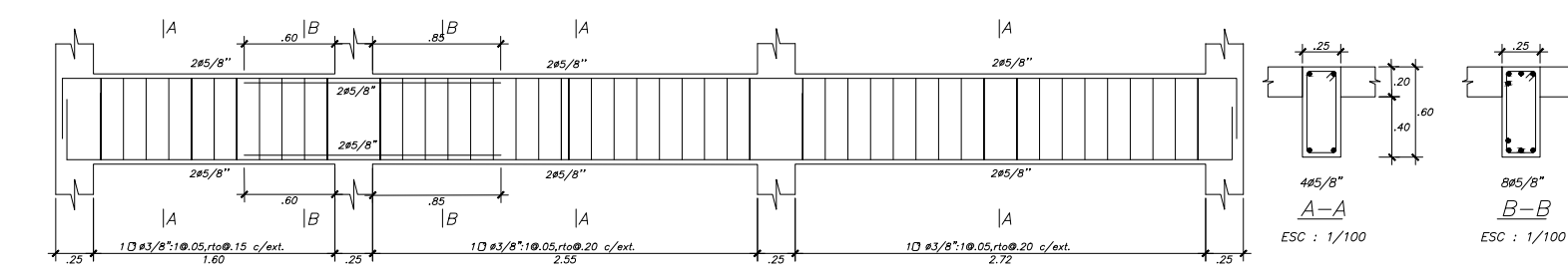
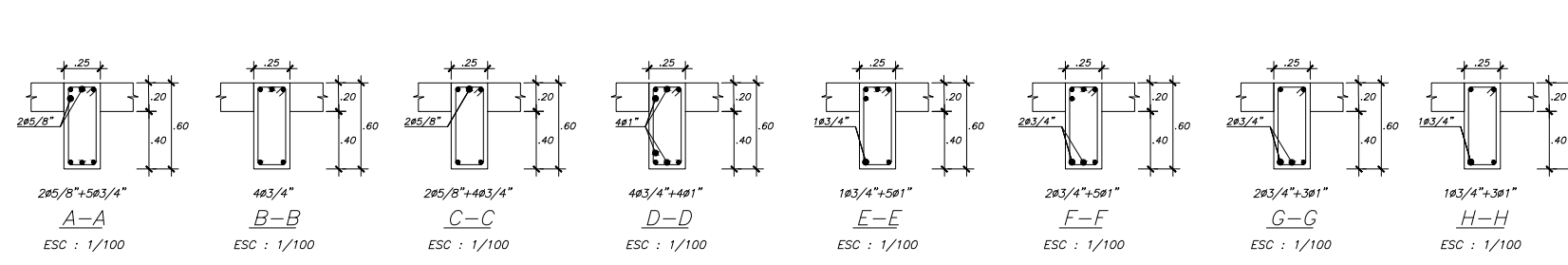
VT-14 (.25x.50)
ESC : 1/100



VT-10 (.25x.60)-EJE A
ESC : 1/100



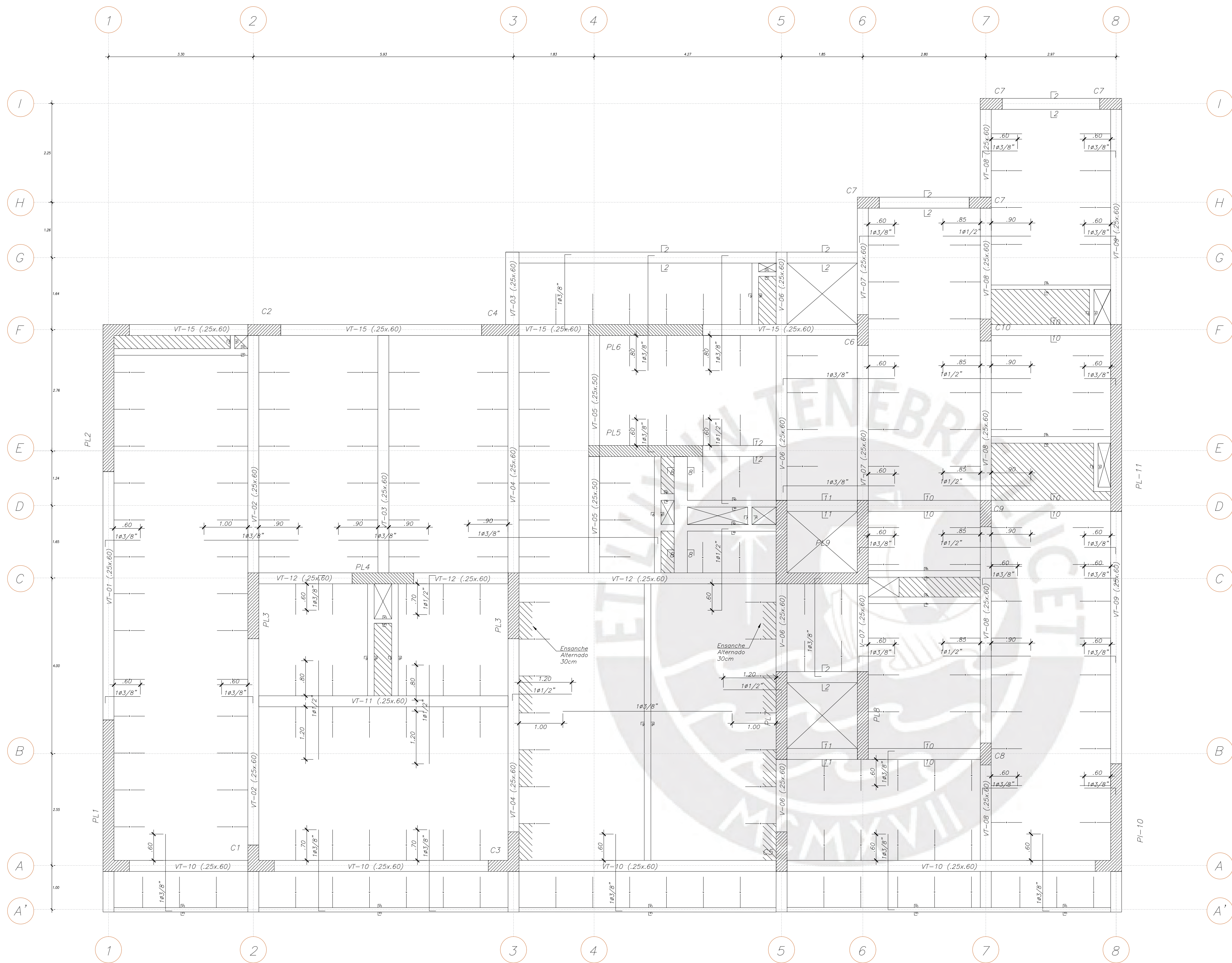
VT-15 (.25x.60)-EJE J
ESC : 1/100



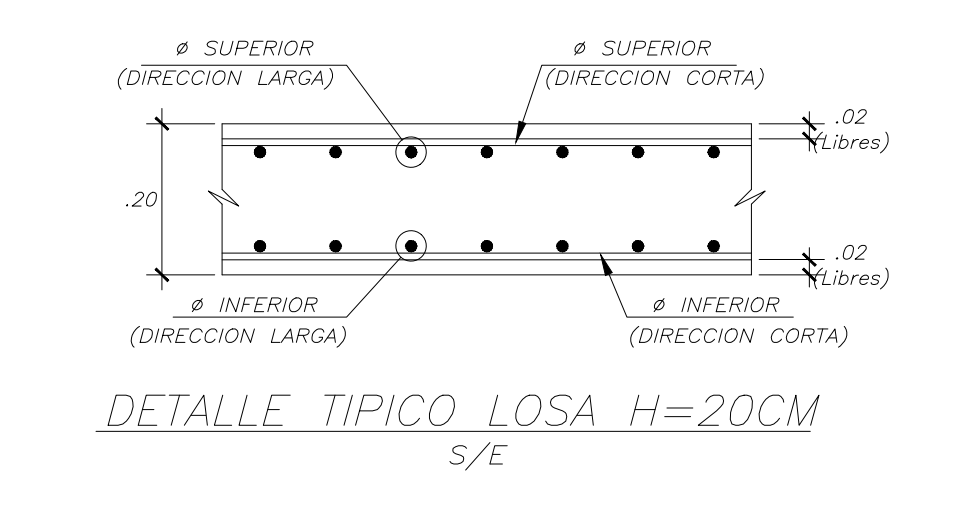
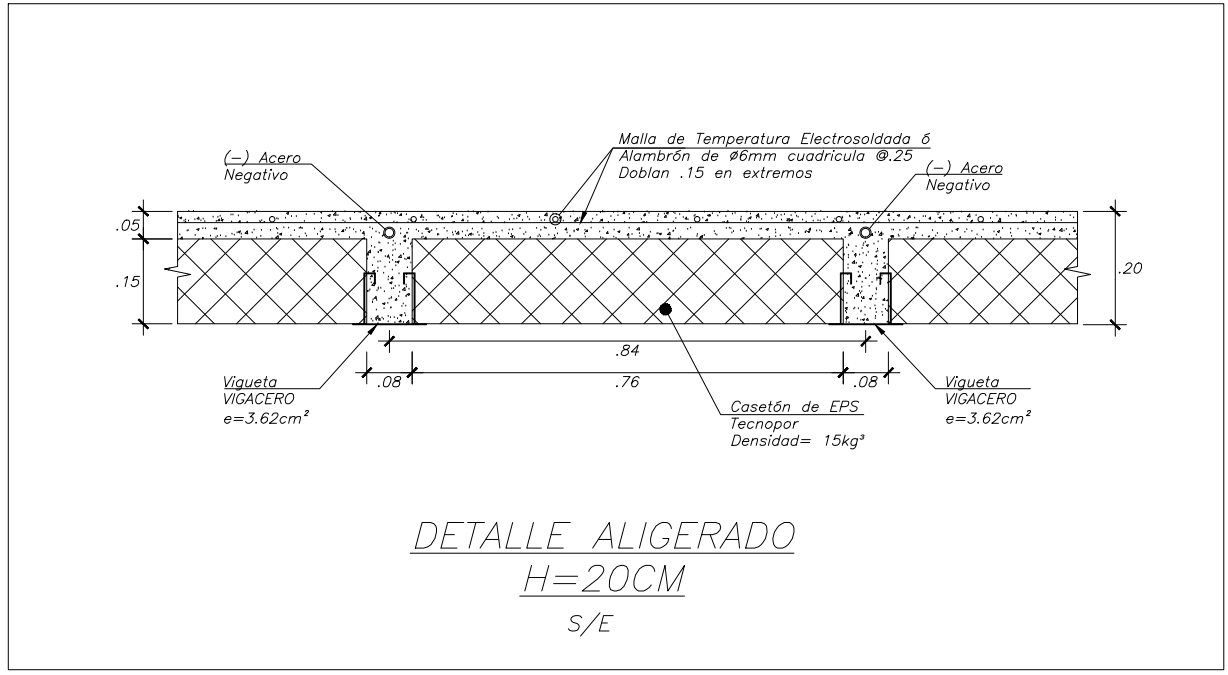
VT-13 (.25x.60)
ESC : 1/100



Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos
Plano: Vigas de piso típico
Ubicación: Jesús María - Lima
Escala: 1/100
Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)



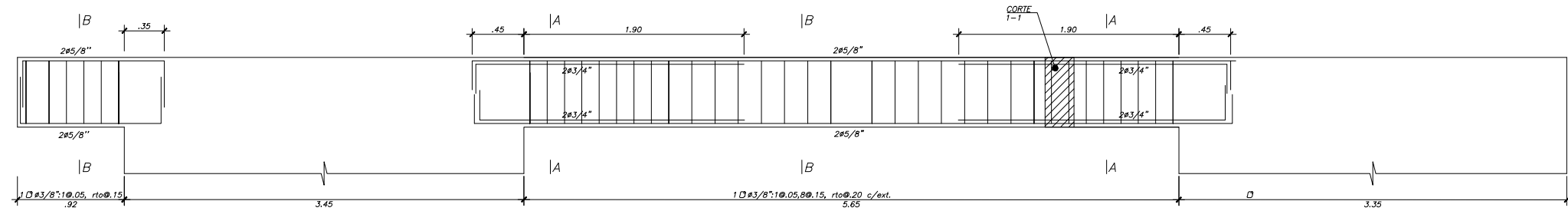
CORTES DE TECHO			
4#5/8" 10: #3/8" 10.05, 80.15, Rto. 0.20 c/ext. CORTE 1-1 ESC : 1/25	4#5/8" 10: #3/8" 10.05, 80.15, Rto. 0.20 c/ext. CORTE 2-2 ESC : 1/25	4#1/2" 10: #3/8" 10.05, 50.125, Rto. 0.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 3-3 ESC : 1/25	2#1/2" + 2#5/8" 10: #3/8" 10.05, 50.125, Rto. 0.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 4-4 ESC : 1/25
2#1/2" 11: #3/8" 10.05, 50.125, Rto. 0.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 5-5 ESC : 1/25	2#1/2" 11: #3/8" 10.05, 50.125, Rto. 0.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 6-6 ESC : 1/25	2#1/2" 11: #3/8" 10.05, 50.125, Rto. 0.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 7-7 ESC : 1/25	5#1/2" 10: #3/8" 10.05, 30.10, Rto. 0.25 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 8-8 ESC : 1/25
2#1/2" 11: #3/8" 10.05, 50.125, Rto. 0.20 c/ext. (Ø horizontal anclan con gancho estándar en vigas o columnas) CORTE 9-9 ESC : 1/25	4#5/8" 10: #3/8" 10.05, 80.25 c/ext. CORTE 10-10 ESC : 1/25	4#5/8" 10: #3/8" 10.05, 80.25 c/ext. CORTE 11-11 ESC : 1/25	4#3/4" 10: #3/8" 10.05, 80.15 c/ext. CORTE 10-10 ESC : 1/25



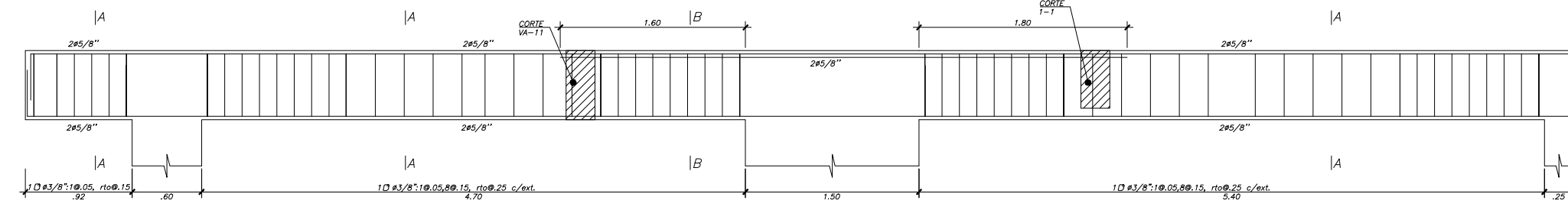
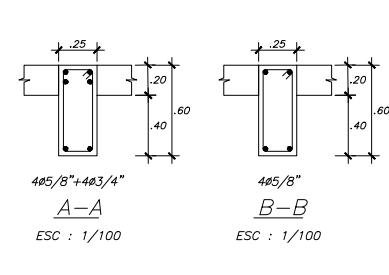
ENCOFRADO AZOTEA ESC: 1/50

	LOSA ALIGERADA CON SISTEMA VIGACERO H=0.20, S/C=100 Kg/m2, NPT +28.5
	LOSA MACIZA: H=0.20, S/C=100 Kg/m2, NPT +28.5
	MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm.Ø.20
	MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø8mm.Ø.20

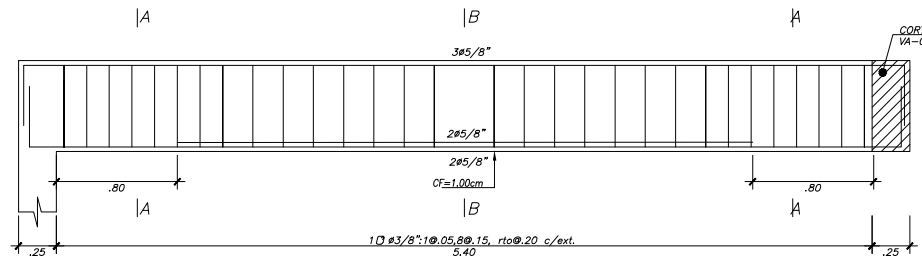
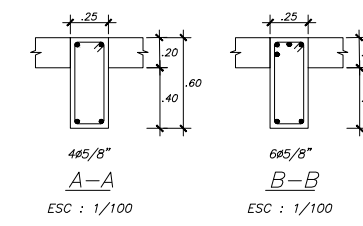
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)



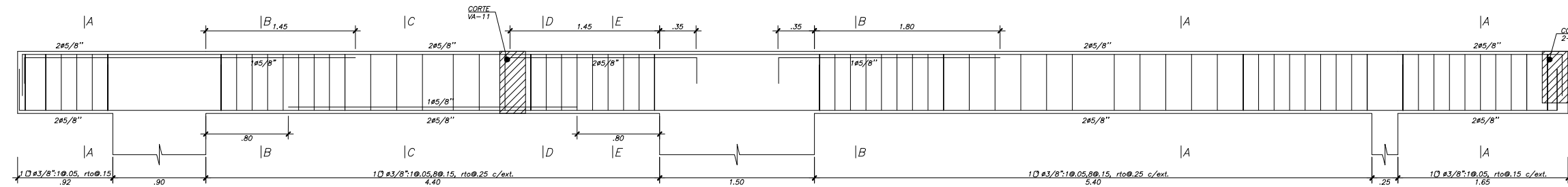
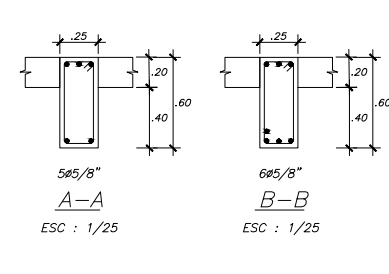
VA-01 (.25x.60)-EJE 1
ESC : 1/100



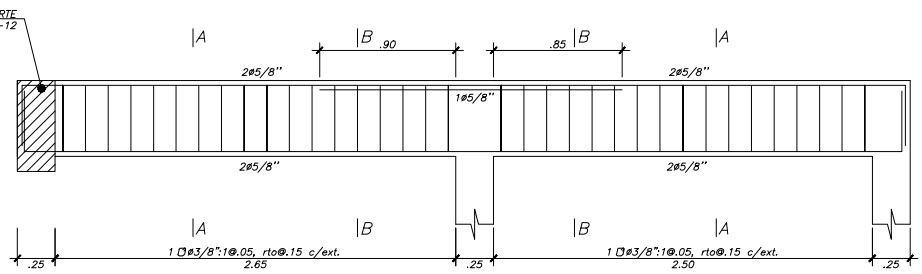
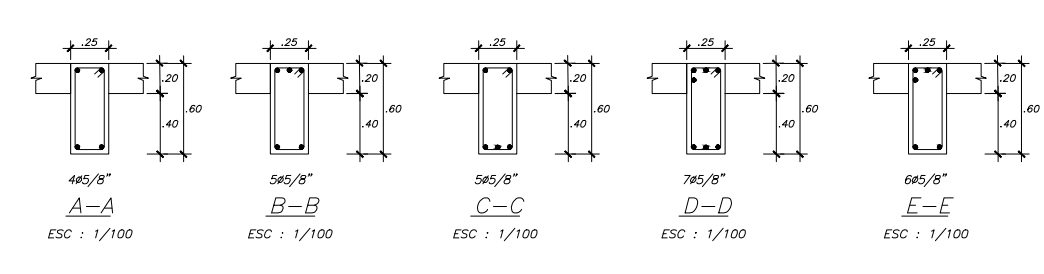
VA-02 (.25x.60)-EJE 2
ESC : 1/100



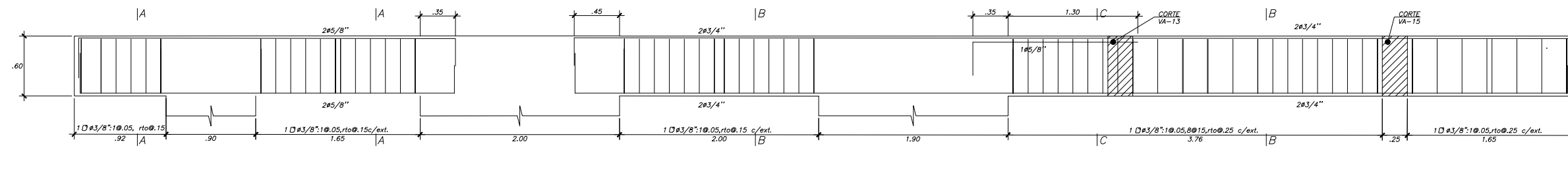
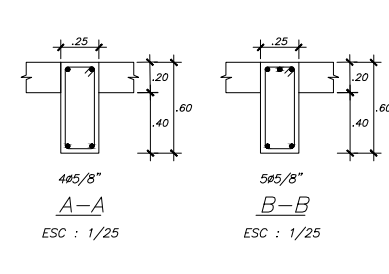
VA-03 (.25x.60)-EJE 2/3
ESC : 1/100



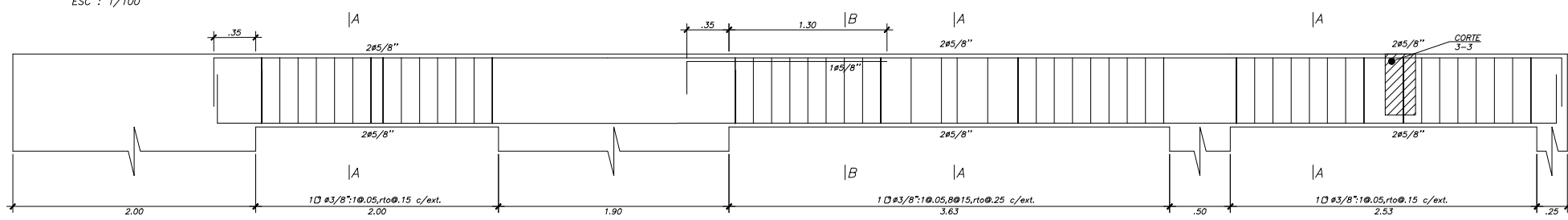
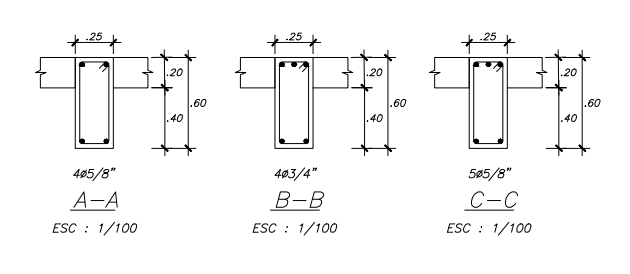
VA-04 (.25x.60)-EJE 3
ESC : 1/100



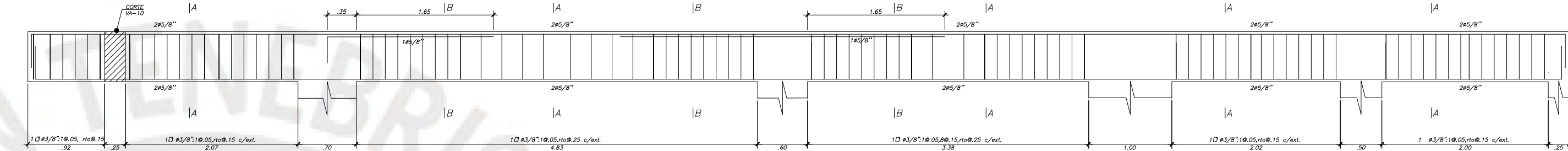
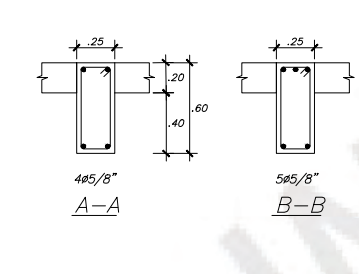
VA-05 (.25x.50)-EJE 4
ESC : 1/100



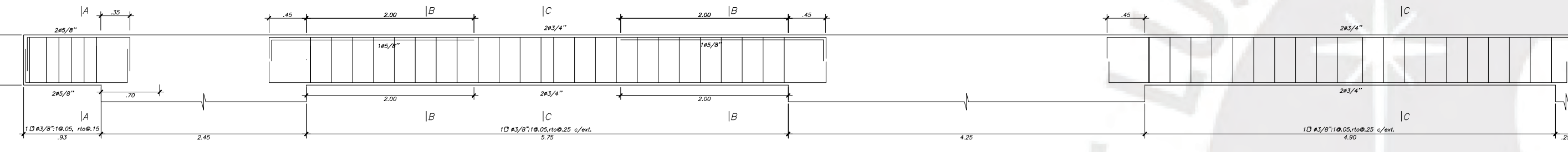
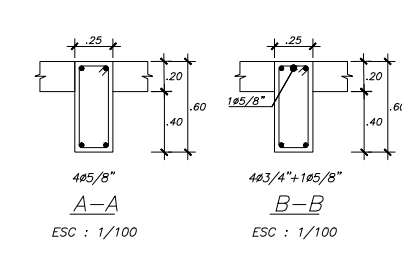
VA-06 (.25x.60)
ESC : 1/100



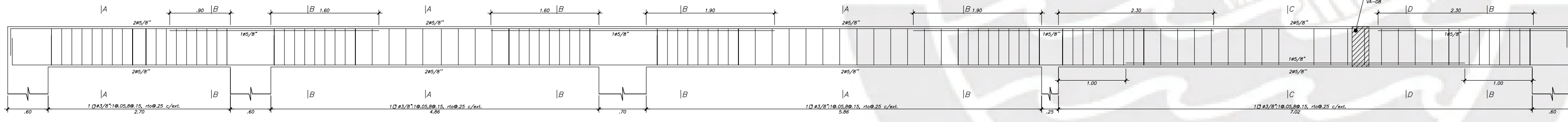
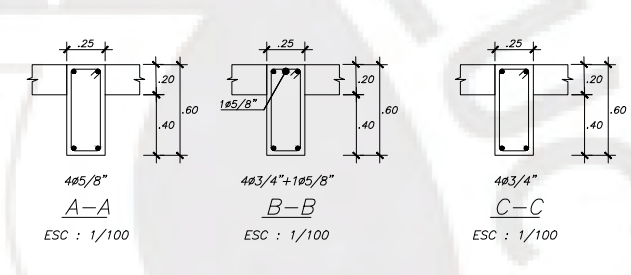
VA-07 (.25x.60)
ESC : 1/100



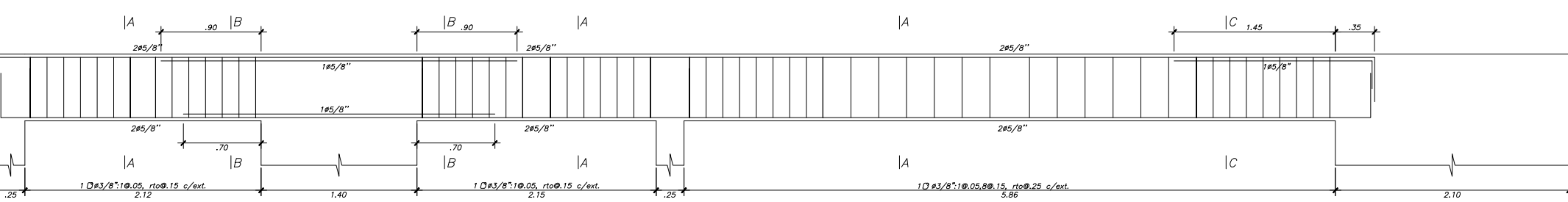
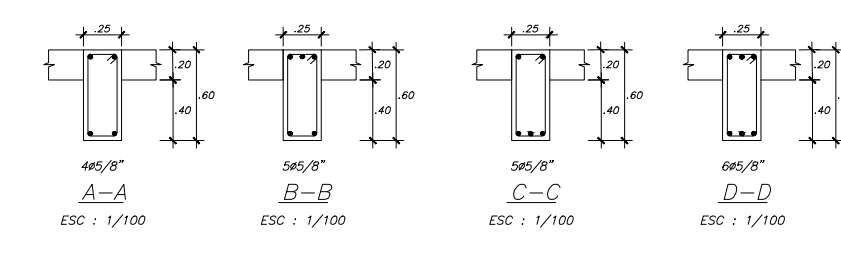
VA-08 (.25x.60)
ESC : 1/100



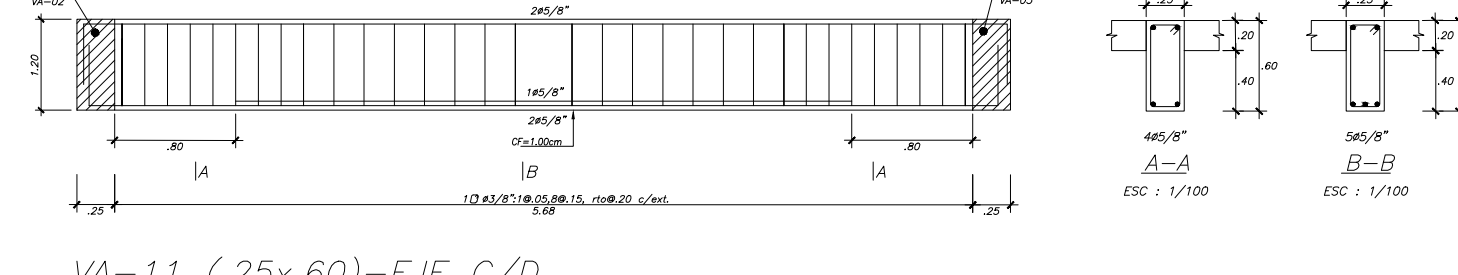
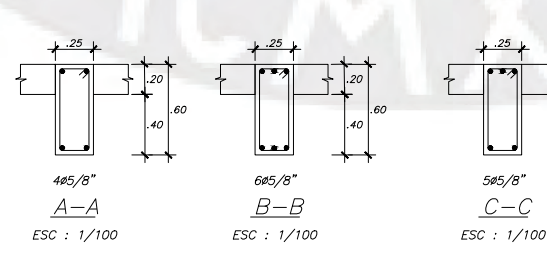
VA-09 (.25x.60)
ESC : 1/100



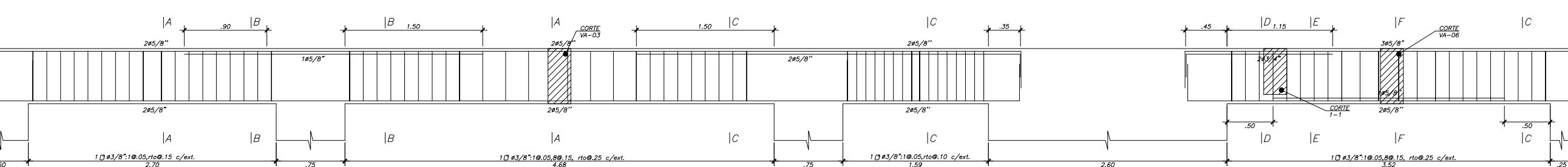
VA-10 (.25x.60)-EJE A
ESC : 1/100



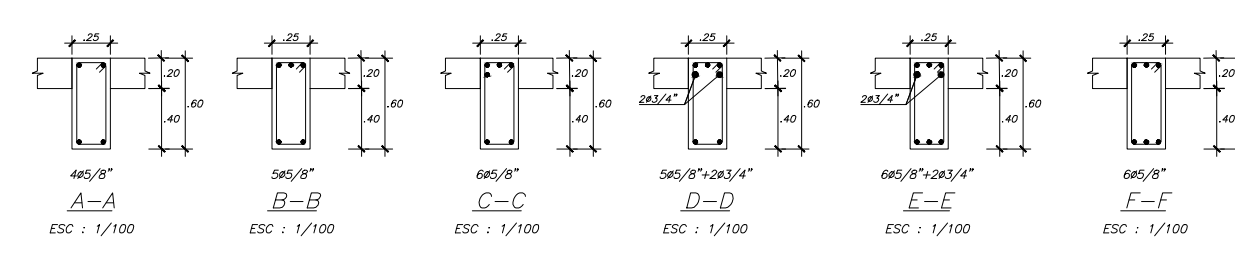
VA-11 (.25x.60)-EJE C/D
ESC : 1/100



VA-12 (.25x.60)-EJE E
ESC : 1/100



VA-15 (.25x.60)-EJE I
ESC : 1/100



Proyecto: Edificio de Concreto Armado de 10 pisos
Plano: Vigas de azotea
Ubicación: Jesús María - Lima
Escala: 1/100
Elaborado por:
Vértiz Ríos, Sebastián Emiliano (20171499)
Salas Valdivia, Alessandra Nikole (20171851)