

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5
NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS.**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Ian Anthony Quintana Garcia

ASESOR:

José Martin Velásquez Vargas

Lima, febrero, 2026

INFORME DE SIMILITUD

Yo, **José Martín Velásquez Vargas**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada:

“Diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de 5 niveles con sistema estructural de muros”,

del autor:

Ian Anthony Quintana García,

dejo constancia de lo siguiente:

El mencionado documento tiene un **índice de puntuación de similitud de 22%**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el 30-enero-2026.

He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.

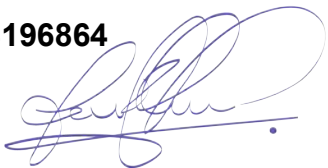
Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 17 de febrero de 2026.

Apellidos y nombres del asesor:

Velásquez Vargas, José Martín

DNI: 18196864



ORCID: 0000-0002-6338-7455

DEDICATORIA

A mi madre Ruth Garcia, que con su inmenso amor y temple supo sacarme adelante a pesar de las adversidades y nunca dejo que mis sueños e ilusiones se apagaran. Por representar la figura de superación más extraordinaria la cual tengo de referencia. Por transmitirme la calidez de un hogar lleno de amor siendo ella el pilar fundamental de mi familia, para ella mi eterno agradecimiento, ¡lo logré mamá!

A mi tío Samuel García, que mientras tuvo aliento siempre encontró la forma de acompañarnos con la ilusión de vernos realizados. Hoy a pesar de su partida siempre acudimos a su memoria en cada decisión importante.

A Keshia Quispe que con su altruismo me ayuda a superar muchas dificultades. Que tu esencia perdure en el tiempo. Muchas gracias, kesh

A mi asesor José Velásquez por su comprensión y los conocimientos impartidos.

RESUMEN

El proyecto presentado tiene como objetivo realizar el diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 pisos destinados a departamentos. Se plantea el diseño de la edificación con sistema estructural de muros, respetando los lineamientos de los comités de normas E. 020 Cargas; E. 030 Diseño Sismorresistente; E. 060 Concreto Armado.

La edificación cuenta 545.33 m de terreno y un área techada de 1223.96 m². En el primer nivel con el área de recepción y dos departamentos y con 3 departamentos por piso en los niveles típicos; además, cuenta con una caja de ascensor. El terreno donde se propone el proyecto es tipo S1 conformada por estratos de grava con arena que se encuentran a nivel superficial y tiene una capacidad portante de 4 kg/cm².

Los primeros capítulos presentan los objetivos, alcances y descripción del proyecto seguido de las consideraciones generales del diseño.

Posterior a ello, hace un análisis exhaustivo de la estructuración y pre dimensionamiento de la planta típica del proyecto.

Luego, se realiza el análisis estructural y sísmico, con un modelamiento en el software ETABS (2021), garantizando el cumplimiento de la norma E.030.

Los capítulos siguientes, están enfocados en el diseño de los elementos no estructurales; tales como, aligerados, losas macizas, vigas chatas, escaleras y en el diseño de los elementos estructurales sismos resistentes; tales como, placas, columnas, vigas y cimentaciones, todo ello garantizando el cumplimiento de la norma E 060.

Finalmente, se presentan las conclusiones y los planos anexados del diseño de las estructuras de la edificación, mostrando los detalles de refuerzo.

ÍNDICE

Capítulo 1: Generalidades	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivo General.....	1
1.3. Objetivos Específicos	1
1.4. Descripción de la arquitectura.	1
Capítulo 2: Consideraciones de Diseño.....	4
2.1. Filosofía de diseño.....	4
2.2. Factores de reducción	4
2.4. Combinación de Cargas.....	5
2.5. Propiedades mecánicas de los materiales	6
2.6. Recubrimiento mínimo	6
2.6.1. Barras de acero de refuerzo	7
2.6.2. Gancho estándar	7
2.6.3. Diámetro mínimo de doblado	8
2.6.5. Longitudes de anclaje rectas.....	8
2.6.6. Espaciamiento de acero de refuerzo	9
2.6.7. Empalme de barras	10
Capítulo 3: Estructuración y Pre Dimensionamiento	11
3.1. Estructuración.....	11
3.1.1. Criterios de estructuración.....	11
3.2. Pre dimensionamiento	13
3.2.1. Pre dimensionamiento de losas aligeradas.....	13
3.2.2. Pre dimensionamiento de losas macizas	14
3.2.3. Pre dimensionamiento de vigas chatas	14
3.2.4. Pre dimensionamiento de vigas peraltadas	14
3.2.5. Pre dimensionamiento de columnas.....	15
3.2.6. Pre dimensionamiento de placas.....	16
3.2.7. Predimensionamiento de escaleras	16
3.3. Plano de estructuración básica de la edificación en planta	16
Capítulo 4: Análisis Sísmico	19
4.1. Introducción.....	19
4.2. Parámetros sísmicos	20
4.2.1. Factor de zona (z)	20
4.2.2. Factor de sitio (S, Tp, TL)	21
4.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)	22
4.2.4. Factor de uso (U)	22
4.2.5. Coeficiente básico de reducción (R).....	22

4.3. Peso de la edificación (P) y centros de masa (CM) y rigidez (CR)	23
4.3.1. Excentricidad accidental	25
4.4. Análisis Dinámico modal espectral	26
4.4.1. Análisis Modal.....	26
4.4.2. Espectro de aceleraciones	27
4.4.3. Análisis de irregularidades.....	28
4.4.4. Factor de reducción por sistema estructural.....	33
4.4.5. Desplazamientos y derivas máximos	33
4.5. Análisis Estático	35
4.5.1. Cortante Basal estático	36
4.6. Cortante Basal mínima y factor de escalamiento.....	36
4.7. Junta sísmica y separación de edificaciones	37
Capítulo 5: Diseño de Losas Aligeradas.....	38
5.1. Diseño por flexión	38
5.1.1 Acero mínimo	40
5.1.2 Aceros máximos y acero balanceado	41
5.2. Diseño por fuerza cortante.....	42
5.3. Refuerzo por cambios volumétricos	43
5.4. Control de deflexiones.....	44
5.5. Corte de acero.....	46
5.6. Ejemplo de diseño aligerado.....	47
5.6.1. Análisis de cargas verticales	48
5.6.2. Modelo y análisis de fuerzas.....	48
5.6.3. Diseño por flexión	50
5.6.4. Diseño por fuerza cortante.....	53
5.6.5. Diseño de refuerzo por retracción y temperatura.....	53
5.6.6. Control de deflexiones.....	54
5.6.7. Corte de acero.....	56
5.6.8. Diseño final Aligerado	57
Capítulo 6: Diseño de Losa Maciza	57
6.1. Diseño por flexión	57
6.1.2. Acero máximo	58
6.2. Diseño por fuerza cortante.....	58
6.3. Refuerzo por cambios volumétricos	58
6.4. Control de deflexiones.....	58
6.5. Corte de acero.....	58
6.6. Ejemplo de diseño losa maciza.....	59
6.6.1. Análisis de cargas verticales	59
6.6.2. Modelo y análisis de fuerzas.....	59
6.6.3. Diseño por flexión	62

6.6.4. Diseño por cortante.....	63
6.6.5. Diseño de refuerzo por retracción y temperatura.....	63
6.6.6. Diseño final Losa Maciza	64
Capítulo 7: Diseño de Vigas Chatas.....	65
7.1. Diseño por flexión	65
7.2. Diseño por cortante.....	65
7.3. Control de deflexiones.....	67
7.4. Ejemplo de diseño viga chata	67
7.4.1. Análisis de cargas verticales	67
7.4.2. Análisis de fuerzas	68
7.4.3. Diseño por flexión	69
7.4.4. Diseño por fuerza cortante.....	70
7.4.6. Diseño final imagen.....	70
Capítulo 8: Diseño de Vigas.....	72
8.1. Diseño por flexión.....	72
8.2. Diseño por cortante.....	72
8.3. Diseño por capacidad.....	73
8.4. Control de deflexiones.....	73
8.5. Corte de acero.....	73
8.6. Ejemplo de diseño vigas peraltada VPT-8.....	74
8.7. Ejemplo de diseño VPT-1.....	74
8.7.1. Análisis de cargas verticales	74
8.7.2. Modelo y análisis de fuerzas.....	75
8.7.3. Diseño por flexión	76
8.7.4. Diseño por fuerza cortante.....	78
8.7.5. Diseño por capacidad.....	79
8.7.6. Control de deflexiones.....	80
8.7.7. Corte de acero.....	81
8.8. Diseño final VPT-12.....	82
8.8.1. Modelo y análisis de fuerzas.....	82
8.8.2. Diseño por flexión	84
8.8.3. Diseño por fuerza cortante.....	85
8.8.4. Control de deflexiones.....	87
Capítulo 9: Diseño de Columnas	88
9.1. Diseño por flexo compresión.....	88
9.2. Diseño por corte.....	89
9.3 Consideraciones especiales para el diseño sísmico columnas	91
9.4 Diseño por capacidad.....	92
9.5 Comprobación por efectos de esbeltez	92

9.6 Ejemplo de diseño C-02	93
9.6.1 Análisis de cargas verticales	93
9.6.2 Diseño por flexo compresión	95
9.6.3 Diseño por cortante	97
9.6.4 Diseño por capacidad	98
9.6.5 Comprobación por efectos de pandeo	99
Capítulo 10: Diseño de Placas	100
10.1. Incorporación de elementos de borde	100
10.2. Diseño por flexo compresión	101
10.3. Diseño por cortante	101
10.4. Diseño por capacidad	102
10.5. Ejemplo de Diseño Placa PL-12	103
10.5.1. Análisis de cargas verticales	103
10.5.2. Análisis de incorporación de elementos de borde	105
10.5.3. Diseño por flexo compresión	106
10.5.4. Diseño por cortante	108
10.5.5. Diseño por capacidad	109
Capítulo 11: Diseño de la cimentación	110
11.1. Características del suelo de la cimentación	110
11.2. Consideraciones generales para el diseño	110
11.3. Procedimiento de diseño de cimentaciones	112
11.6. Diseño por fuerza cortante	114
11.7. Diseño por flexión	115
11.8. Consideraciones generales para una Zapata combinada	116
11.9. Consideraciones para el diseño de zapatas conectadas	117
11.10. Ejemplo de diseño de una zapata combinada PL09 y PL10	118
11.11. Ejemplo de diseño de una zapata conectada	124
11.12. Verificaciones de punzonamiento zapata combinada	130
11.13. Diseño y verificación por corte y flexión de la zapata combinada	131
11.14. Ejemplo de diseño de la viga que conecta a la zapata interna	134
Capítulo 12: Diseño de elementos secundarios	137
12.1. Diseño de Escaleras	137
12.2. Análisis de Cargas Verticales	138
12.3. Diseño por Flexión	139
12.4. Diseño por cortante	140
12.5. Diseño final tramo 2 escalera	140
Capítulo 13: Comentarios y conclusiones	141
Capítulo 14: Referencias Bibliográficas	145

INDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Factores de reducción	5
Tabla 2:	Pesos unitarios de los materiales, carga muerta (CM)	5
Tabla 3:	Sobre carga según tipo de edificación, carga viva (CV)	5
Tabla 4:	Combinaciones de carga	6
Tabla 5:	Recubrimiento mínimo de acuerdo al tipo de elemento estructural	7
Tabla 6:	Diámetros comerciales de barra	7
Tabla 7:	Recomendaciones pre dimensionamiento aligerados en una dirección.	13
Tabla 8:	Recomendaciones predimensionamiento de losas macizas	14
Tabla 9:	Procedimiento del pre dimensionamiento de las columnas	15
Tabla 10:	Factores de zona.	20
Tabla 11:	Clasificación de perfiles de suelo	21
Tabla 12:	Factor de suelo "S".	21
Tabla 13:	Periodos "Tp" y "TL"	21
Tabla 14:	Factor de amplificación sísmica (C)	22
Tabla 15:	Peso por nivel de la edificación	23
Tabla 16:	Metrado manual de un piso típico	24
Tabla 17:	Centro de masa y rigidez en cada nivel de la edificación	24
Tabla 18:	Modos de vibración, periodos y masas participantes con 3 GDL	26
Tabla 19:	Modos de vibración en traslación pura dirección "X-X"	27
Tabla 20:	Modos de vibración en traslación pura dirección "Y-Y"	27
Tabla 21:	Análisis irregularidad torsional dirección X-X	29
Tabla 22:	Análisis irregularidad torsional dirección Y-Y	29
Tabla 23:	Análisis irregularidad esquinas entrantes dirección X-X e Y-Y	30
Tabla 24:	Análisis irregularidad discontinuidad de diafragma dirección Y-Y	31
Tabla 25:	Análisis irregularidad discontinuidad de diafragma dirección X-X	31
Tabla 26:	Verificación irregularidad Rigidez Dirección X	31
Tabla 27:	Verificación irregularidad Rigidez Dirección Y	32
Tabla 28:	Verificación irregularidad de masa	32

Tabla 29:	Comprobación sistema estructural, valor de R asumido	33
Tabla 30:	Control de derivas en X-X, con excentricidad en Y-Y	34
Tabla 31:	Control de derivas en Y-Y, con excentricidad en X-X	34
Tabla 32:	Parámetros necesarios para el cálculo de la cortante basal estática	35
Tabla 33:	Parámetros necesarios para el cálculo de la cortante basal estática	36
Tabla 34:	Discretización de Fuerzas laterales estáticas por nivel	36
Tabla 35:	Cortante basal Dinámico, estático y factor de escalamiento	37
Tabla 36:	Diseño de junta sísmica	37
Tabla 37:	Cuantías mínimas de acero de refuerzo por temperatura	44
Tabla 38:	Peraltes mínimos de vigas y losas para evitar el cálculo de deflexiones.....	44
Tabla 39:	Inercia efectiva promedio de acuerdo al tipo de apoyo.....	45
Tabla 40:	Momentos y cortantes de diseño aligerado	50
Tabla 41:	Diseño completo por flexión aligerado ejemplo	52
Tabla 42:	Diseño por corte de aligerado ejemplo	53
Tabla 43:	Cálculo de inercia efectiva control de deflexiones	55
Tabla 44:	Control de deflexiones aligerado ejemplo	55
Tabla 45:	Diseño Acero de temperatura.....	64
Tabla 46:	Momentos y cortantes de diseño viga chata.....	69
Tabla 47:	Diseño por flexión viga chata ejemplo (V-CH 01)	70
Tabla 48:	Valores de momento flector y cortante envolvente de diseño VTP-1.....	76
Tabla 49:	Diseño por flexión VPT-1.....	78
Tabla 50:	Diseño por cortante VPT-1	78
Tabla 51:	Diseño por capacidad VPT-1 tramos 1 y 2	79
Tabla 52:	Distribución preliminar de estribos de confinamiento VTP-8	80
Tabla 53:	Resistencias de distribución planteada de estribaje VPT-8.....	80
Tabla 54:	Valores de momento flector y cortante envolvente de diseño VTP-12.....	84
Tabla 55:	Diseño por flexión VPT-12.....	85
Tabla 56:	Diseño por cortante VPT-12	86
Tabla 57:	Comparación metrado manual y ETABS.....	95
Tabla 58:	Cargas por sismo y gravedad parte inferior columna C-02.....	96

Tabla 59:	Combinación de cargas para puntos de iteracción.	96
Tabla 60:	Cuantía mínima horizontal y vertical para corte en placas	102
Tabla 61:	Comparación metrados manual y ETABS para PL-09	104
Tabla 62:	Cargas por sismo y gravedad parte inferior del primer nivel de la PL-12	107
Tabla 63:	Combinación de cargas para puntos de iteracción PL-12	107
Tabla 64:	Cuantía mínima horizontal y vertical adoptada para la situacion ejemplo placa N°12	109
Tabla 65:	Fuerzas y momentos extraídos del programa ETABS PL-05	119
Tabla 66:	Fuerzas axiales y momentos flectores PL-05 en servicio por gravedad y sismo 80 %	119
Tabla 67:	Fuerzas y momentos extraídos del programa etabs PL-06.....	119
Tabla 68:	Fuerzas axiales y momentos flectores PL-06 en servicio por gravedad y sismo	120
Tabla 69:	Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 1 verificación	121
Tabla 70:	Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 2 verificación	121
Tabla 71:	Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 3 verificación	122
Tabla 72:	Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 4 verificación	123
Tabla 73:	Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 5 verificación	124
Tabla 74:	Fuerzas axiales y momentos flectores PL-05 en servicio por gravedad y sismo.....	125
Tabla 75:	Fuerzas axiales y momentos flectores PL-06 en servicio por gravedad y sismo.....	126
Tabla 76:	Fuerzas axiales y momentos flectores PL-04 para excentricidad y pivote en pl5	126
Tabla 77:	Esfuerzos finales zapata externa unida mediante viga.	130
Tabla 78:	Calculo aceros requeridos de la viga interior de la zapata combinada.....	133
Tabla 79:	Acero colocado VC-06 final	137
Tabla 80:	Diseño por flexión de escalera piso típico. Tramo 2.....	140

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Planta de arquitectura del primer piso.....	2
Figura 2.	Planta típica de arquitectura.....	3
Figura 3.	Vista elevación de fachada principal	4
Figura 4.	Diagramas esfuerzo vs deformación asumidos para el diseño	6

Figura 5.	Ganchos de refuerzos longitudinales y transversales.....	8
Figura 6.	Anclaje con gancho estándar	8
Figura 7.	Longitudes de anclaje en tracción, barras inferiores	9
Figura 8.	Longitudes de anclaje en tracción, barras inferiores	9
Figura 9.	Espaciamiento de barras de refuerzo longitudinal	9
Figura 10.	Espaciamiento de barras de refuerzo trasnversal.....	10
Figura 11.	Espaciamiento de barras de refuerzo trasnversal.....	10
Figura 12.	Empalme del acero de refuerzo en vigas, losas y aligerados de concreto armado	11
Figura 13.	Empalmes de acero vertical en columnas y placas	11
Figura 14.	Plano Estructuración Básica, Planta Típica	18
Figura 15.	Modelo tridimensional del proyecto en ETABS 2021.....	20
Figura 16.	Ubicación en planta del centro de masa y rigidez de piso 3 típico	25
Figura 17.	Funcion espectral $C(x)$, $C(y)$	28
Figura 18.	Distribución de esfuerzos, deformaciones y bloque de compresiones.....	39
Figura 19.	Condiciones donde se puede reducir la fuerza V_u a “d” de la cara	43
Figura 20.	Deflexiones elásticas en vigas simples segun carga y condicion de apoyo	45
Figura 21.	Parámetro epcilón deflexión diferidas.....	46
Figura 22.	Longitudes minimas de corte en barras en traccion.....	47
Figura 23.	Esquema ubicación de losa aligerada ejemplo	47
Figura 24.	Distribución de carga muerta y carga viva para ejemplo de diseño.....	48
Figura 25.	Modelado 3D de losas aligeradas, ETABS 2016.....	49
Figura 26.	Momentos flectores aligerado ejemplo, combinación 1.4CM+1.7CV	49
Figura 27.	Diagramas de fuerza cortante aligerado ejemplo. Combinación 1.4CM+1.7CV	49
Figura 28.	Corte de acero losa aligerada ejemplo.....	57
Figura 29.	Diseño final aligerado ejemplo.....	57
Figura 30.	Ubicación de losa Maciza ejemplo.....	59
Figura 31.	Modelado de losa maciza ejemplo.....	60
Figura 32.	Diagrama de momentos flectores losa maciza ejemplo sentido X-X e Y-Y.....	61
Figura 33.	Diagrama de momento flecto y fuerza cortante losa maciza ejemplo	62
Figura 34.	Diseño final losa maciza ejemplo.....	64

Figura 35.	Diagrama de fuerza cortante y esquema de delimitación de estribos	67
Figura 36.	Esquema ubicación de viga chata ejemplo	67
Figura 37.	Distribución de carga muerta y carga viva	68
Figura 38.	Diagrama de momento flector, V-CH 01 ejemplo.....	68
Figura 39.	Diagrama de fuerza cortante, V-CH 01 ejemplo	68
Figura 40.	Diseño final ejemplo V-CH 01	70
Figura 41.	Plano encofrado final piso típico	71
Figura 42.	Detalles del refuerzo en flexión para vigas con responsabilidad sísmica.	72
Figura 43.	Detalles del refuerzo de corte para vigas con responsabilidad sísmica	73
Figura 44.	Ubicación Vigas peraltadas ejemplo VPT-1 Y VPT-12.....	74
Figura 45.	Idealización de la distribución de carga muerta y carga viva VPT-1	75
Figura 46.	Diagramas de momento flector y cortante Envolvente de diseño, VPT-1.....	76
Figura 47.	Corte de acero VPT-8, Tramo 1 y 2	81
Figura 48.	Diseño final secciones transversales VPT-8.....	81
Figura 49.	Diseño final acero longitudinal VPT-8.....	82
Figura 50.	Diagramas de momento flector y cortante Envolvente de diseño, VPT-12.....	83
Figura 51.	Diseño final VPT-12	87
Figura 52.	Puntos notables del diagrama de iteración.....	88
Figura 53.	Distribución de estribaje con responsabilidad sísmica	91
Figura 54.	Selección columna de diseño ejemplo C-02.....	93
Figura 55.	Carga axial CM (izq.) y carga viva (der.) en servicio.....	95
Figura 56.	Sección transversal C-02, 10 $\emptyset$ 5/8"	96
Figura 57.	Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo X-X	97
Figura 58.	Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo Y-Y	97
Figura 59.	Diseño final Columna C-01.....	99
Figura 60.	Factor de relación de esbeltez.....	101
Figura 61.	Selección placa de diseño ejemplo PL-12	103
Figura 62.	Axial de CM (izq.) y CV (der.) en servicio. PL-09	104
Figura 63.	Sección propuesta para el ejemplo placa diseño.....	105
Figura 64.	Diagrama momento curvatura para ejemplo de diseño placa 12	106

Figura 65.	Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo X-X	107
Figura 66.	Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo Y-Y	108
Figura 67.	Diseño final placa PL-12	110
Figura 68.	Distribución de presiones real en forma trapezoidal	111
Figura 69.	Izquierda distribución de presiones en forma constante, derecha en forma triangular	112
Figura 70.	Sección crítica de falla para el diseño por punzonamiento.....	113
Figura 71.	Sección crítica para el diseño por corte	115
Figura 72.	Sección crítica para el diseño por flexión.....	115
Figura 73.	Ilustración ideal de dos zapatas combinadas	116
Figura 74.	Ilustración ideal de dos zapatas conectadas mediante vigas de cimentación.....	117
Figura 75.	Ilustración de la idealización de las vigas de cimentación	118
Figura 76.	Ejemplo de diseño zapata combinada.....	118
Figura 77.	Ejemplo de diseño zapata conectada.	125
Figura 78.	Ilustración del comportamiento de la zapata conectada ejemplo.....	127
Figura 79.	Ilustración área de influencia de la viga interior de la zapata combinada	131
Figura 80.	Modelo matemático de la viga interior de la zapata combinada.....	131
Figura 81.	Diagrama de fuerza cortante de la viga interior de la zapata combinada	132
Figura 82.	Diagrama de momento flector de la viga interior de la zapata combinada.....	132
Figura 83.	Diseño final zapata combinada	134
Figura 84.	Envolvente de diseño de fuerza cortante VC-04	135
Figura 85.	Envolvente de diseño de momento flector VC-06.....	136
Figura 86.	Diseño final VC-6. Eje 06	137
Figura 87.	Idealización de modelo estructural de la escalera. Tramo 2	138
Figura 88.	Diagrama de momento flector tramo 2 escalera	139
Figura 89.	Diagrama de fuerza cortante tramo 2 escalera.....	139
Figura 90.	Diseño final escalera piso típico tramo 02.....	140

Capítulo 1: Generalidades

1.1. Introducción

En el análisis del comportamiento de una edificación ante eventuales solicitaciones sísmicas y de gravedad se suele pensar en la historia sísmica en general. Esto debido a la experiencia que se ha ido acumulando a lo largo de la historia; es decir, que con la ocurrencia de sismos se han desarrollado investigaciones para poder mejorar el comportamiento sísmico resistente de las edificaciones. Como consecuencia, se han plasmado dichos conocimientos en las distintos códigos y normas que, con justa razón, buscan garantizar el comportamiento sísmorresistente de las edificaciones y así salvaguardar las vidas que alberga.

Para la presente tesis se han tomado en consideración las normas vigentes en el Perú: E.020 cargas; E. 030 Diseño sísmorresistente; E.060 Concreto Armado. Este documento satisface los criterios y alcances que cada una de estas, que están desarrollados en el diseño de los elementos estructurales. En los capítulos posteriores se hará hincapié en el diseño de cada elemento presentando sus particularidades; es decir, satisfaciendo el diseño sísmico resistente y el tipo de diseño con resistencias nominales como flexión, compresión, cortante, flexo-compresión, capacidad, según corresponda.

1.2. Objetivo General

Diseñar y analizar una edificación multifamiliar de 5 pisos en concreto armado de manera segura.

1.3. Objetivos Específicos

- ✓ Estructurar y predimensionar de manera adecuada la edificación planteada en base a los planos arquitectónicos.
- ✓ Analizar el comportamiento estructural de la edificación multifamiliar bajo cargas de sismo y gravedad considerando las Normas E 020 y E 030.
- ✓ Realizar el diseño de los elementos estructurales según la norma E.060.
- ✓ Realizar el detalle de los planos estructurales de la edificación

1.4. Descripción de la arquitectura.

El edificio multifamiliar está ubicado en Magdalena del Mar – Lima, tiene un área de terreno de 525.56 m² y un área de la edificación de 305.93 m². El proyecto tiene cinco niveles el primer piso tiene una configuración particular, está destinado a la recepción de

la edificación y dos departamentos con una altura de entrepiso de 3.20 m, además, los estacionamientos se encuentran en el exterior y aledaños a la estructura. Del segundo al quinto nivel presenta plantas típicas y tiene una altura de entrepiso de 2.70 m, cada nivel típico cuenta con 3 departamentos por planta. El área techada total es de 1223.69 m². En la azotea espacios comunes destinados a parrillas y lugares de ocio para las familias. La parte central de la planta tiene un pozo de luz y contiguo este se encuentra la caja de las escaleras y caja de ascensor. La azotea está destinada a un espacio social y se ubica el tanque elevado sobre el techo de la caja de escaleras.

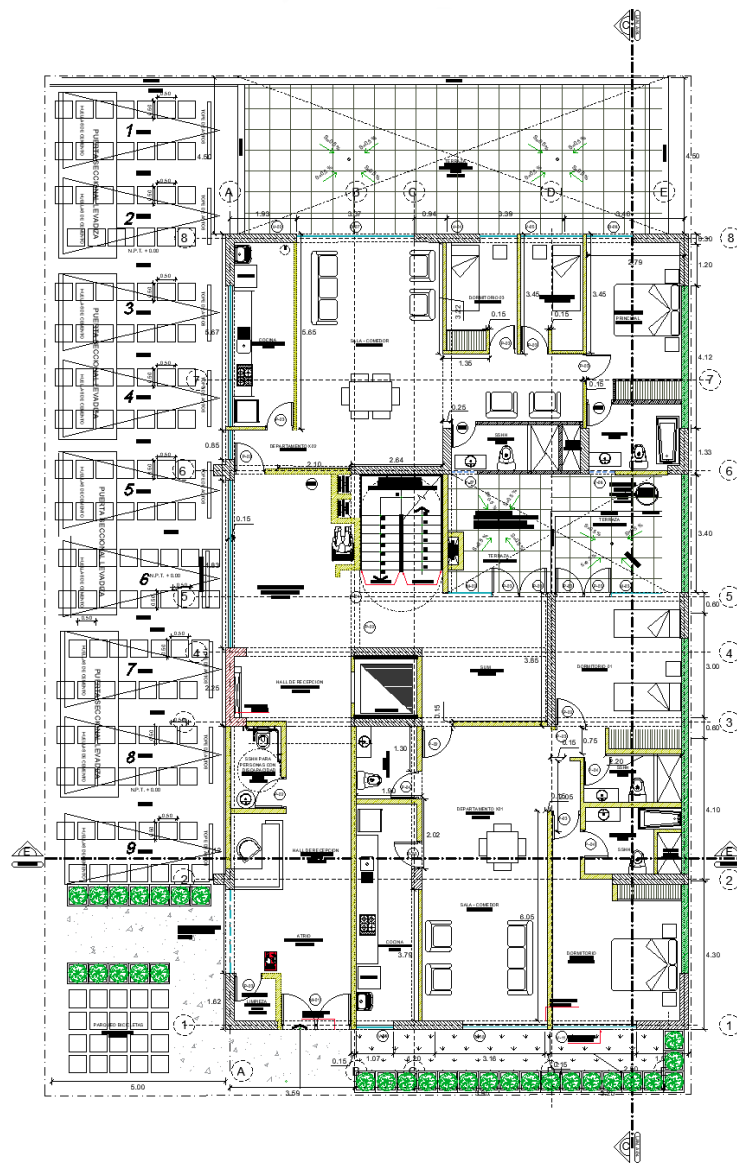


Figura 1. Planta de arquitectura del primer piso.

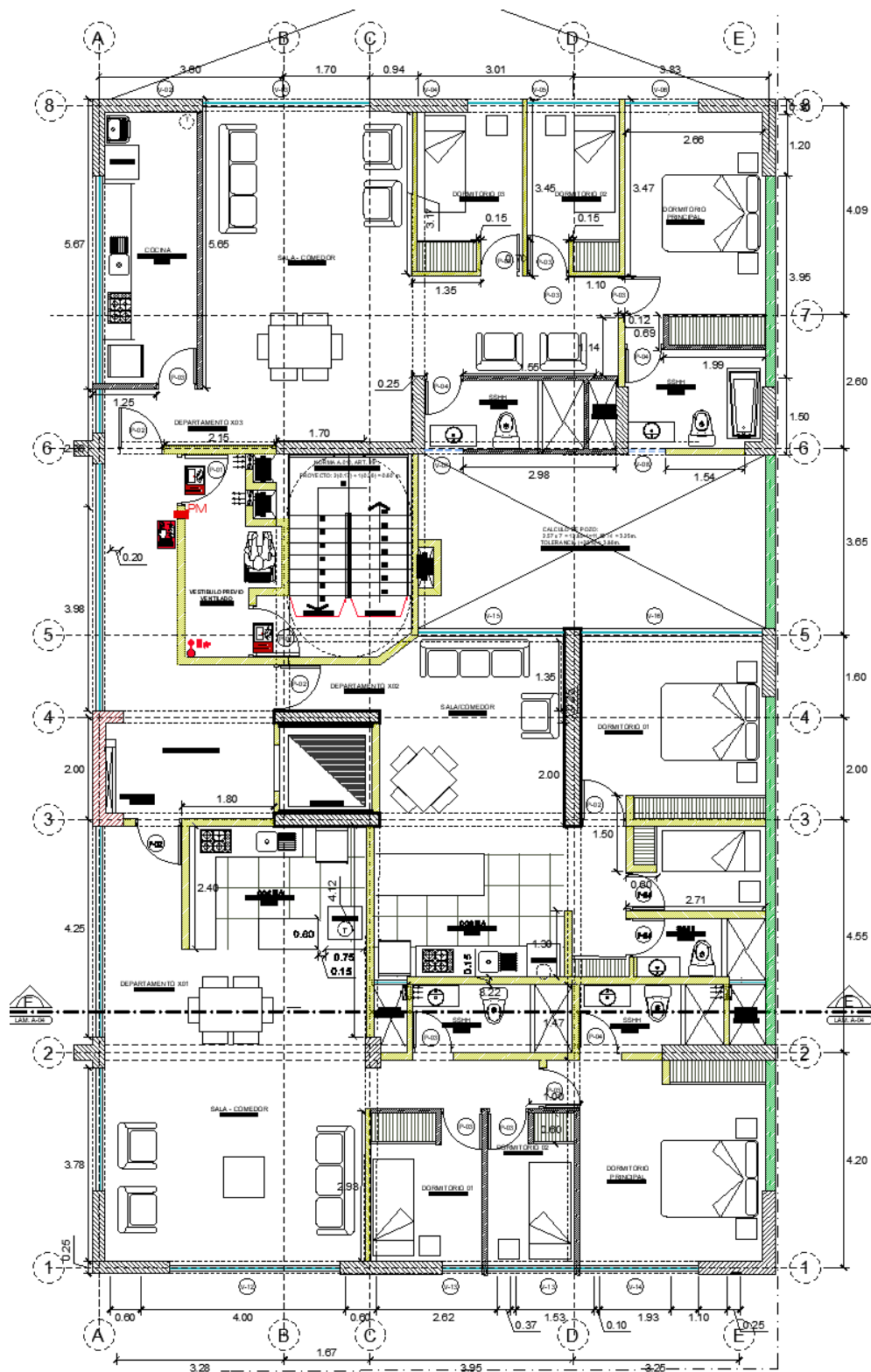


Figura 2. Planta típica de arquitetura



Figura 3. Vista elevación de fachada principal

Capítulo 2: Consideraciones de Diseño

2.1. Filosofía de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se toma la filosofía del diseño por resistencia de la norma E. 060. Según el artículo 9.1.1 las resistencias en las secciones de diseño serán mayores o iguales que las resistencias ultimas requeridas ($\phi R_n \geq R_u$).

Las resistencias de diseño están afectadas por factores de reducción los cuales son conservadores, ya que existen incertidumbres en la construcción y en las propiedades mismas de los materiales; con ello, se añade un factor de seguridad al diseño.

Las resistencias nominales se calculan sobre las relaciones de esfuerzo vs deformación de los materiales.

2.2. Factores de reducción

Cada elemento a diseñar será de acuerdo a las solicitaciones que este experimente tales como: flexión, cortante, compresión, flexo compresión, tracción. En ese sentido, en cada capítulo de diseño se utilizarán los valores según el artículo 9.3.2 de la norma E 060.

Tabla 1: Factores de reducción

Solicitud	ϕ
Flexión simple	0.90
Cortante	0.85
Compresión con estribos	0.70
Flexo compresión	0.70
Tracción	0.90
Aplastamiento	0.70

Fuente: Norma E.060, 2019

2.3. Cargas utilizadas

Comprender la normativa del Comité Técnico de Norma E.020, es indispensable para realizar un diseño adecuado, ya que permite obtener las cargas que actúan sobre cada elemento estructural; para ello, se requiere realizar el metrado de cargas por gravedad convencional para el análisis de todos los elementos estructurales. Las siguientes tablas muestran la carga muerta (CM) y viva (CV) en servicio que actúan sobre la edificación en análisis.

Tabla 2: Pesos unitarios de los materiales, carga muerta (CM)

Material	Peso Unitarios
Unidad de albañilería cocida sólida.	1.80 ton/m ³
Agua	1.00 ton/m ³
Concreto Armado	2.40 ton/m ³
Losas aligeradas (h=0.20 m)	0.30 ton/m ²
Losas aligeradas (h=0.25 m)	0.35 ton/m ²
Piso terminado (5 cm)	0.10 ton/m ²
Bloques de vidrio	1.80ton/m ³

Fuente: Norma E.020, 2006

Tabla 3: Sobre carga según tipo de edificación, carga viva (CV)

Uso	Sobre carga
Losas, corredores y escaleras	0.2 ton/m ²
Terraza	0.4 ton/m ²
azotea	0.1 ton/m ²

Fuente: Norma E.020, 2006

2.4. Combinación de Cargas

Para los elementos estructurales se utilizan las 5 combinaciones de diseño propuestas en la norma E060 inciso 9.2; con ello, lograr una envolvente de diseño, es decir hay una amplificación de cargas antes de diseño por resistencia. Las cargas ultimas que se aplican sobre la estructura se analizan con la respuesta lineal-elástica que permite que en cada corte de sección se pueda obtener la resistencia requerida. Cabe resaltar, diseño de

elementos no estructurales solo será necesario la primera combinación, ya que no trabajan bajo cargas sísmicas.

Tabla 4: Combinaciones de carga

Combinación
1.4CM + 1.7CV
1.25(CM+CV) + CS
1.25(CM+CV) - CS
0.9CM+CS
0.9CM-CS

Fuente: Norma E.060, 2019

2.5. Propiedades mecánicas de los materiales

Se optará un diseño de un concreto cuya resistencia a la rotura $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con una deformación unitaria máxima del concreto de $\epsilon_o = 0.003$, considerando el bloque de compresiones de la norma E060. Además, el módulo de elasticidad del concreto se calcula con la siguiente expresión: $E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$. Y un módulo de Poisson de 0.15

Las barras de refuerzo son de acero corrugado grado 60 cuyo esfuerzo de fluencia $\sigma_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$ con una resistencia a la rotura de $\sigma_r = 6300 \text{ kg/cm}^2$, considerando el modelo elastoplástico perfecto; es decir, sin que este aporte una sobre resistencia en el endurecimiento. Además, el módulo de elasticidad del acero es $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

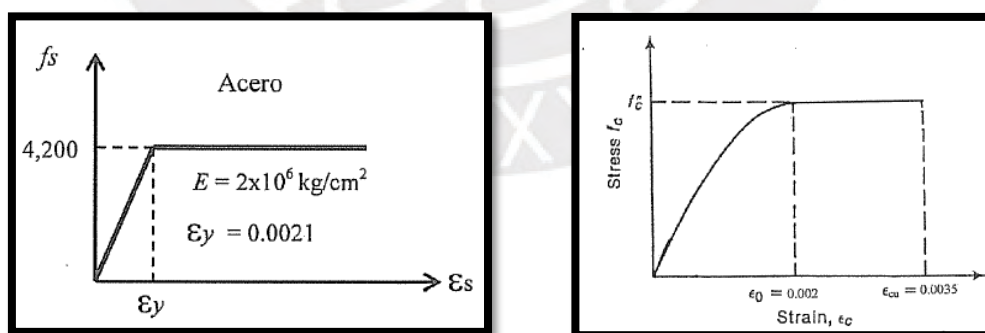


Figura 4. Diagramas esfuerzo vs deformación asumidos para el diseño

2.6. Recubrimiento mínimo

Una de las principales ventajas de un adecuado recubrimiento es que estas puedan gozar de durabilidad; con ello, se garantiza que los agentes corrosivos no ingresen al interior, ya que, estos podrían generar oxidaciones que ingresan por las fisuras por intemperismo

y agentes de externos. Según el artículo 7.7 de la norma E 060. Un adecuado recubrimiento garantiza la adherencia entre concreto y acero; con ello, se logra un buen comportamiento mecánico.

Tabla 5: Recubrimiento mínimo de acuerdo al tipo de elemento estructural

Elemento	Recubrimiento
Losas aligeradas o macizas.	2.00 cm
Vigas peraltadas	4.00 cm
Vigas Chatas	2.00 cm
Columnas	4.00 cm
Placas	4.00 cm
Muros	2.00 cm
Zapatas	7.50 cm
Vigas de cimentación	7.50 cm

Fuente: Norma E.060, 2019

2.6.1. Barras de acero de refuerzo

En el desarrollo de la presente tesis se han utilizado distintos diámetros de acero de refuerzo, la tabla 6 presenta los más comerciales en nuestro medio.

Tabla 6: Diámetros comerciales de barra

Barra	Diámetro (cm)	Área (cm²)
6 mm	0.60	0.28
$\varnothing$ 1/4"	0.64	0.32
8mm	0.80	0.50
$\varnothing$ 3/8"	0.95	0.71
$\varnothing$ 1/2"	1.27	1.29
$\varnothing$ 5/8"	1.59	2.00
$\varnothing$ 3/4"	1.91	2.84
$\varnothing$ 1"	2.54	5.10

2.6.2. Gancho estándar

En la conformación del refuerzo longitudinal, la norma E .060 en el artículo 7.1 establece para ganchos de 90° la extensión será de 12 db. Para el refuerzo transversal, según el artículo 21.1 el gancho sísmico consiste en un doble de 135 grados nunca menor a 7.5 cm para estribos tendrá una longitud mínima de 8 db para barras menores a 5/8". Los dobleces, previenen el aplastamiento del concreto dentro de los dobleces o ganchos.

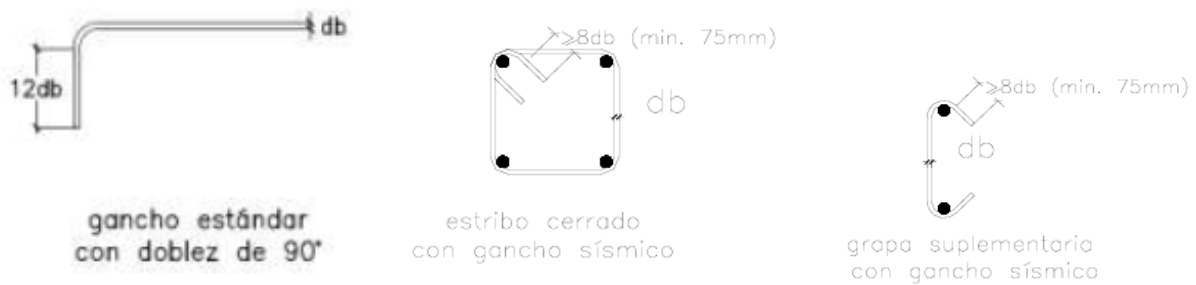


Figura 5. Ganchos de refuerzos longitudinales y transversales.
Fuente: E. 060, 2019

2.6.3. Diámetro mínimo de doblado

Según la norma E. 060 artículo 7.2 para barras de diámetros entre 1/4" y 1" los diámetros mínimos de doblado serán de 6 db.

2.6.4. Anclaje con gancho estándar

Las barras longitudinales pueden desarrollar momento al anclar mediante un gancho estándar de 90°; para ello, la figura 6 muestra las longitudes mínimas que necesita según el diámetro de barra y la resistencia del concreto a usarse.

			$f'c$ (kg/cm ²)			
			210	280	350	420
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ldg (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.80	0.50	18	15	14	12
3/8"	0.95	0.71	21	18	16	15
1/2"	1.27	1.29	28	24	22	20
5/8"	1.59	2.00	35	30	27	25
3/4"	1.91	2.84	42	36	32	30
7/8"	2.22	3.87	49	42	38	34
1"	2.54	5.10	56	48	43	39
1 3/8"	3.58	10.06	79	68	61	56

Figura 6. Anclaje con gancho estándar
Fuente: Ottazzi, G. (2016)

2.6.5. Longitudes de anclaje rectas

Las barras longitudinales también pueden ser rectas para que desarrollen momento mediante anclaje. Para barras inferiores la longitud de desarrollo mínimo (Ld.) es de 30 cm y para barras superiores 1.3 veces la barra inferior o 30 cm.

			$f'c$ (kg/cm ²)			
			210	280	350	420
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69
1"	2.54	5.10	112	97	86	79
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111

Figura 7. Longitudes de anclaje en tracción, barras inferiores
Fuente: Ottazzi, G. (2016)

			$f'c$ (kg/cm ²)			
			210	280	350	420
Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90
1"	2.54	5.10	145	126	112	103
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145

Figura 8. Longitudes de anclaje en tracción, barras inferiores
Fuente: Ottazzi, G. (2016)

2.6.6. Espaciamiento de acero de refuerzo

Es importante un espaciamiento mínimo de las barras longitudinales de refuerzo pues asegura una correcta adherencia entre concreto y las barras de acero; además, es con el objetivo de evitar la congestión de barras para que el concreto pueda penetrar en todos los espacios y se logre un óptimo compactado, minimizando así las cangrejeras. Entonces, según la norma E060. Inciso 7.6 la distancia mínima entre barras de refuerzo paralelas debe ser db pero no menos a 2.5 cm incluso cuando los arreglos de refuerzo son de varias capas

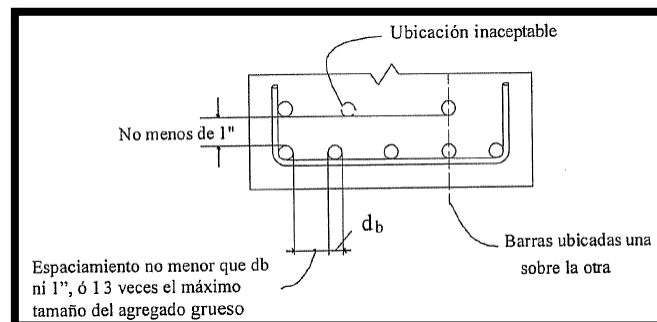


Figura 9. Espaciamiento de barras de refuerzo longitudinal
Fuente: Ottazzi, G. (2016)

Por otro lado, con respecto al confinamiento de barras longitudinales es necesario seguir algunas recomendaciones de la norma E 060. No es necesario confinar todas las barras longitudinales si el espaciamiento en barras es menor a 15 cm.

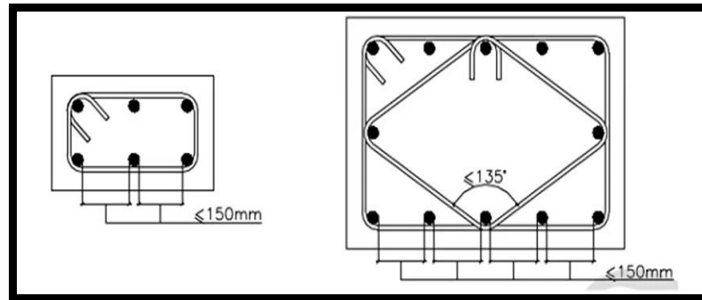


Figura 10. Espaciamiento de barras de refuerzo trasnversal

Cabe resaltar, que según la norma E 060 artículo 21.6.4.6 para para el armado del refuerzo horizontal es la distancia máxima que puede quedar una barra confinada a otra, ya sea por grapas o por estribos no debe exceder los 35 cm.

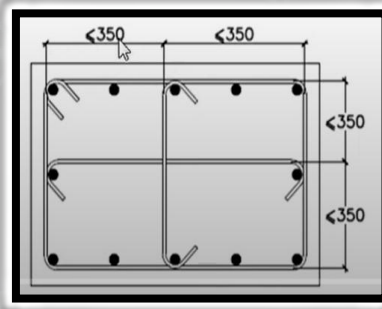
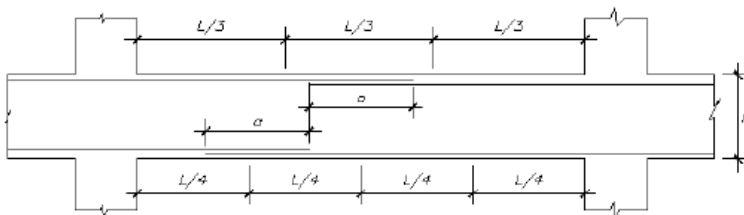


Figura 11. Espaciamiento de barras de refuerzo trasnversal

2.6.7. Empalme de barras

a) Empalmes en vigas, losas y aligerados.

Se deberá empalmar en zonas de menor esfuerzo, según la siguiente figura y como máximo el 50% del área total de las barras de dicha sección.



VALORES DE α		
ϕ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90

Figura 12. Empalme del acero de refuerzo en vigas, losas y aligerados de concreto armado

b) Empalmes en columnas y placas

Empalmar máximo en el 50% de una sección, empalmando en diferentes partes fuera de la zona de confinamiento, utilizando estribos de confinamiento.

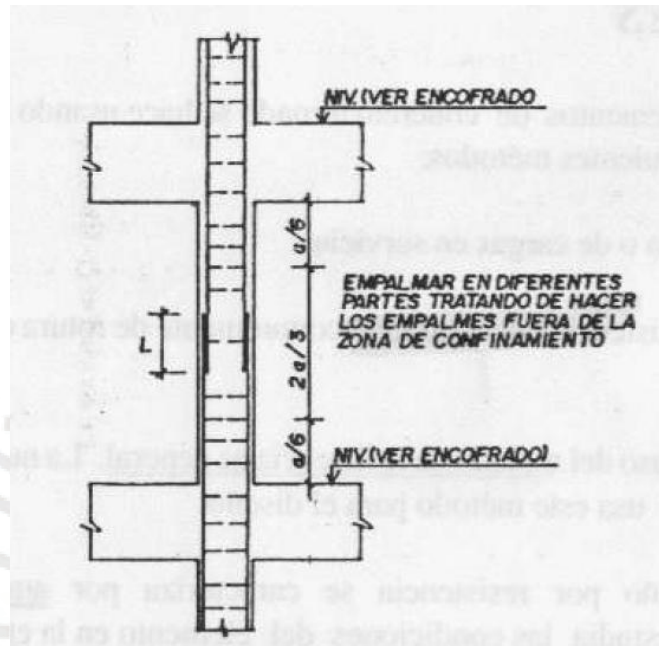


Figura 13. Empalmes de acero vertical en columnas y placas

Capítulo 3: Estructuración y Pre Dimensionamiento

3.1. Estructuración

El procedimiento de estructuración se realizará de acuerdo a las recomendaciones del libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (Blanco, 1994) Por ello, en la concepción del casco estructural de la edificación se han analizado los criterios de estructuración desarrollados a lo largo del artículo 3.1.1 de la presente tesis.

3.1.1. Criterios de estructuración

a) Diafragma rígido

Al considerar una idealización de diafragma rígido se asume que todos los puntos de la planta tienen la misma deformación lateral. Si se observa el caso en estudio se puede apreciar que existe una zona de estrechamiento de la planta, debido a un pozo de luz. Por lo tanto, es indispensable proveer a la edificación con una losa maciza rígida en la zona circundante al ducto de mayor abertura de la planta.

b) Simplicidad y simetría

Se he distribuido los elementos estructurales de la manera más simétrica posible; es decir, si imaginamos ejes de simetría, precisamente, al medio de la planta se han colocado placas de manera similar en ambos lados de los ejes. Además, se han formado pórticos de la manera más simétrica posible. Con ello, se logra reducir posibles efectos torsionales graves; es decir, se busca que el desfase entre el centro de rigidez y centro de masas sea mínimo. Predecir el comportamiento sísmico es mayor en una estructura simple y simétrica

c) Uniformidad y continuidad de la estructura

Los elementos estructurales son uniformes y continuos desde el primer hasta el último piso; es decir, que tengan continuidad vertical se reduce las probabilidades de que la estructura desarrolle piso blando, o que desarrolle comportamientos torsionales inesperados en los entrepisos y efectos de latiguo. No se generan cambios bruscos de rigidez.

d) Resistencia y ductilidad

Los elementos verticales planteados en la estructuración son propuestos de manera robusta garantizando la resistencia y rigidez que se necesita para controlar las derivas de entrepiso. Sin embargo, las vigas se diseñan de tal manera que puedan desarrollar fluencia en las armaduras y así evitar la falla frágil.

e) Hiperestaticidad y monolitismo

La estructura al tener la condición de hiperestática disipa de mejor manera la energía transmitida por sismo por medios de rotulas plásticas en los extremos de vigas; en consecuencia, la integridad de la estructura frente al colapso inmediato se ve respaldada;

es decir, la estructura se comporta de manera monolítica y con capacidad resistente mayor.

f) Rigidez lateral

Se busca controlar los desplazamientos laterales con la rigidez de cada elemento estructural vertical y horizontal, esto se logra ya que en la planta se colocan muros de corte (placas), vigas y columnas que finalmente conforman pórticos y que dotan a la estructura de rigidez.

g) Cimentación

Las cimentaciones están constituidas por zapatas aisladas, vigas de cimentación, zapatas combinadas. En la presente tesis el suelo donde se va a cimentar la edificación tiene una buena capacidad portante; en consecuencia, se considera un empotramiento de los elementos verticales en la interfaz de interacción suelo-estructura.

3.2. Pre dimensionamiento

Luego de realizar la estructuración básica de los elementos estructurales es necesario tener un primer acercamiento a las dimensiones que estos tendrán, que posteriormente serán confirmados al momento de realizar el diseño. Según, Blanco Blasco, A. (1994). La experiencia y el conocimiento del comportamiento sísmico del Perú se pueden utilizar las siguientes recomendaciones para los elementos.

3.2.1. Pre dimensionamiento de losas aligeradas

La dirección de los aligerados será hacia el sentido más corto de los paños, ya que el camino de transferencia de las cargas que sobre ellas actúan siempre buscará ser el más corto; en ese sentido, el pre dimensionamiento de las losas aligeradas se realizará verificando la luz que estas tengan. El peralte del aligerado se seleccionará de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 7: Recomendaciones pre dimensionamiento aligerados en una dirección.

Peralte	Luces
h=17 cm	Menores a 4 m
h=20 cm	Comprendidas entre 4 y 5.5
h=25 cm	Comprendidas entre 5 y 6.5
h=30 cm	Comprendidas entre 6 y 7.5

Fuente: Blanco Blasco, A. (1994).

La longitud máxima de luz seleccionada para diseño es de 6 m ubicada entre los ejes A y C'; sin embargo, todas las luces de los otros paños no exceden los 5.10 m; por ello, se opta por un peralte de h=25 cm en ciertas secciones de la planta y h=20 cm en otras.

3.2.2. Pre dimensionamiento de losas macizas

El proceso de pre dimensionamiento de las losas macizas es similar a las losas aligeradas, pero se debe considerar la medida en las dos direcciones tomando la mayor; por ello, el autor plantea las siguientes recomendaciones:

Tabla 8: Recomendaciones predimensionamiento de losas macizas

Peralte	Luces
h=12 cm	Menores a 4 m
h=15 cm	Comprendidas entre 4 y 5.5
h=20 cm	Comprendidas entre 5 y 6.5
h=25 cm	Comprendidas entre 6 y 7.5

Fuente: Blanco Blasco, A. (1994).

Entre el eje 8 y 6 con los ejes A y C que es de 6 m, por ello, se pudo utilizar un espesor de 20 cm; sin embargo, es conveniente utilizar un peralte de h= 25 cm, por razones estéticas para mantener un mismo fondo de techo y al momento del armado de acero estructural tenga continuidad con el mismo peralte entre las losas aligeradas y macizas.

3.2.3. Pre dimensionamiento de vigas chatas

Se mantendrá el peralte elegido para las losas aligeradas para uniformizar el fondo de techo; es decir, 25 cm.

3.2.4. Pre dimensionamiento de vigas peraltadas

Las vigas serán dimensionadas de acuerdo a luz libre que estas desarrollan. Se puede obtener el peralte a través de los factores entre 1/10 a 1/12. Además, según Blanco Blasco, A. (1994), el ancho está comprendido entre el 30% y 50% del peralte hallado. Sin embargo, según la norma E. 060. Para vigas sísmicas el ancho no debe ser menor de 25 cm; es decir, las que forman pórticos. En el sentido menos esbelto de la edificación en la dirección "Y" respecto al eje E ubicada entre los eje 5 y 2, la mayor luz de una viga es 6.81 m con extremos continuo, entonces:

$$\frac{L}{12} = \frac{6.81}{12} = 0.57 \text{ m}$$

Finalmente, la sección elegida es **0.25x0.60 m.** para las vigas. Salvo, más adelante luego del diseño o el análisis sísmico se deba incrementar ancho o peralte.

3.2.5. Pre dimensionamiento de columnas

Según Blanco Blasco, A. (1994) al tratarse de un sistema estructural de muros de concreto armado los elementos principales que otorgarán rigidez y resistencia a la estructura serán las placas; por lo tanto, el comportamiento de las columnas se acercará más a asociadas a las cargas de gravedad salvo excepciones. Entonces, las áreas de las columnas se pueden aproximar mediante las siguientes formulas:

- ✓ Para columnas que están controladas por compresión por gravedad

$$A_{col} = \frac{P}{0.45 \times f'c}$$

- ✓ Para columnas que están controladas por momentos o sismo

$$A_{col} = \frac{P}{0.35 \times f'c}$$

Donde,

P es la carga que soporta la columna según el área tributaria.

f'c es la resistencia del concreto a compresión

Para efectos de la presente tesis se dispuso a realizar el metrado manual para cada columna, se asumió como regla practica 1.10 ton / m2 en la azotea y se obtuvo la siguiente tabla:

Tabla 9: Procedimiento del pre dimensionamiento de las columnas

Col	Tipo	# pisos	Área tributaria (m2)	Carga (ton/m2)	Área requerida (cm2)	Sección (cm2)
C-01	central	5	25.32	1.10	1475	30x60
C-02	lateral	5	12.66	1.10	950	25x50

Fuente: Elaboración propia

3.2.6. Pre dimensionamiento de placas

Para el espesor de las placas se han seguido las disposiciones otorgadas por arquitectura y se va considerar un espesor de 25 cm de ancho para uniformizarlas con el ancho de las vigas. Sin embargo, si por temas de rigidez aparecen vigas con ancho 0.30 m. Entonces, las placas adoptan el ancho de 0.30 m. Esto con fines de proceso constructivo. En cuanto a la longitud, se ha realizado mediante un proceso iterativo hasta lograr la rigidez necesaria en el modelado y siendo estrictos para que no interfiera con la arquitectura para reducir las derivas de entre piso y garantizado el control de las irregularidades.

3.2.7. Predimensionamiento de escaleras

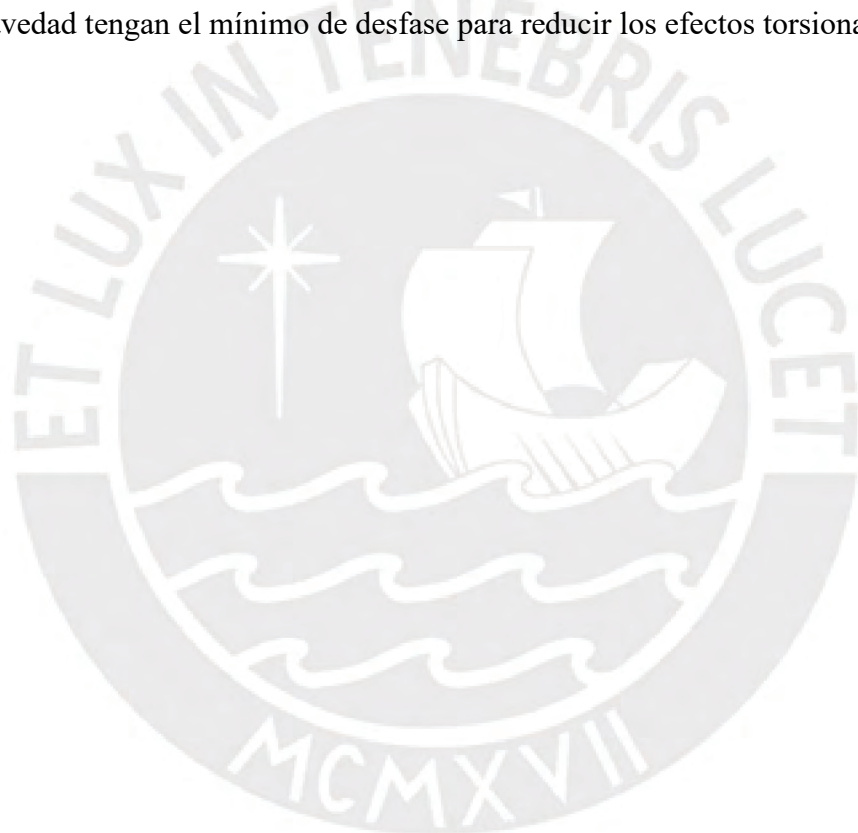
Para el ancho de garganta de la losa se utilizará el factor de 1/25 similar a la de una losa aligerada en una dirección.

$$\text{Garganta} = \frac{341 \text{ cm}}{25} = 13.64 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

3.3. Plano de estructuración básica de la edificación en planta

- ✓ Se observa que el principal sentido de los aligerados es en la dirección X-X, esto debido a que puede generar continuidad entre aligerados y coincide que es la sección de luz más corta.
- ✓ Se ha colocado losas macizas en la discontinuidad de la planta donde se ve la presencia del pozo de luz y lugares donde hay presencia de tuberías como baños.
- ✓ Si se observa las placas tienen mochetas, esto debido a que en el proceso de iteración son necesarias para controlar efectos de torsión y de derivas, debido a que desarrollan momento debido al empotramiento necesario del acero de acuerdo a los lineamientos de la norma E.060.
- ✓ De acuerdo al pre dimensionamiento las vigas utilizadas son de 25 x 60 cm en la gran parte de la planta; sin embargo, en el casco estructural se van a ver vigas de 30 x 60 cm en los pórticos del eje 1 y 8 a consecuencia de un mejor control en las torsiones y derivas de entre piso.
- ✓ Se han colocado vigas chatas donde existe tabiquería va en el mismo sentido del aligerado.
- ✓ Se ha colocado una placa en forma de L en la caja de escaleras, de tal manera que pueda reducir a luz de la viga simplemente apoyada a la cual carga, de esta manera controlar mejor los efectos de deflexiones en vigas de gravedad.

- ✓ Se ha colocado una placa en forma de C en el ascensor, de tal manera que pueda reducir efectos torsionales en su funcionamiento, además de otorgarle mayor rigidez a la estructura en ambas direcciones de análisis. Además, en el último piso de dicha placa se encuentran los motores del ascensor.
- ✓ Los elementos verticales se mantienen constantes a lo largo de su altura, no existen reducciones en su sección ya que es una edificación de solo 05 pisos.
- ✓ La planta tiene ductos para tuberías que son pequeños y no influyen al momento de su análisis ya que son insignificantes.
- ✓ Se han colocado los elementos estructurales verticales de la manera más simétrica posible, posteriormente verificado en el análisis sísmico que el centro de masa y gravedad tengan el mínimo de desfase para reducir los efectos torsionales.



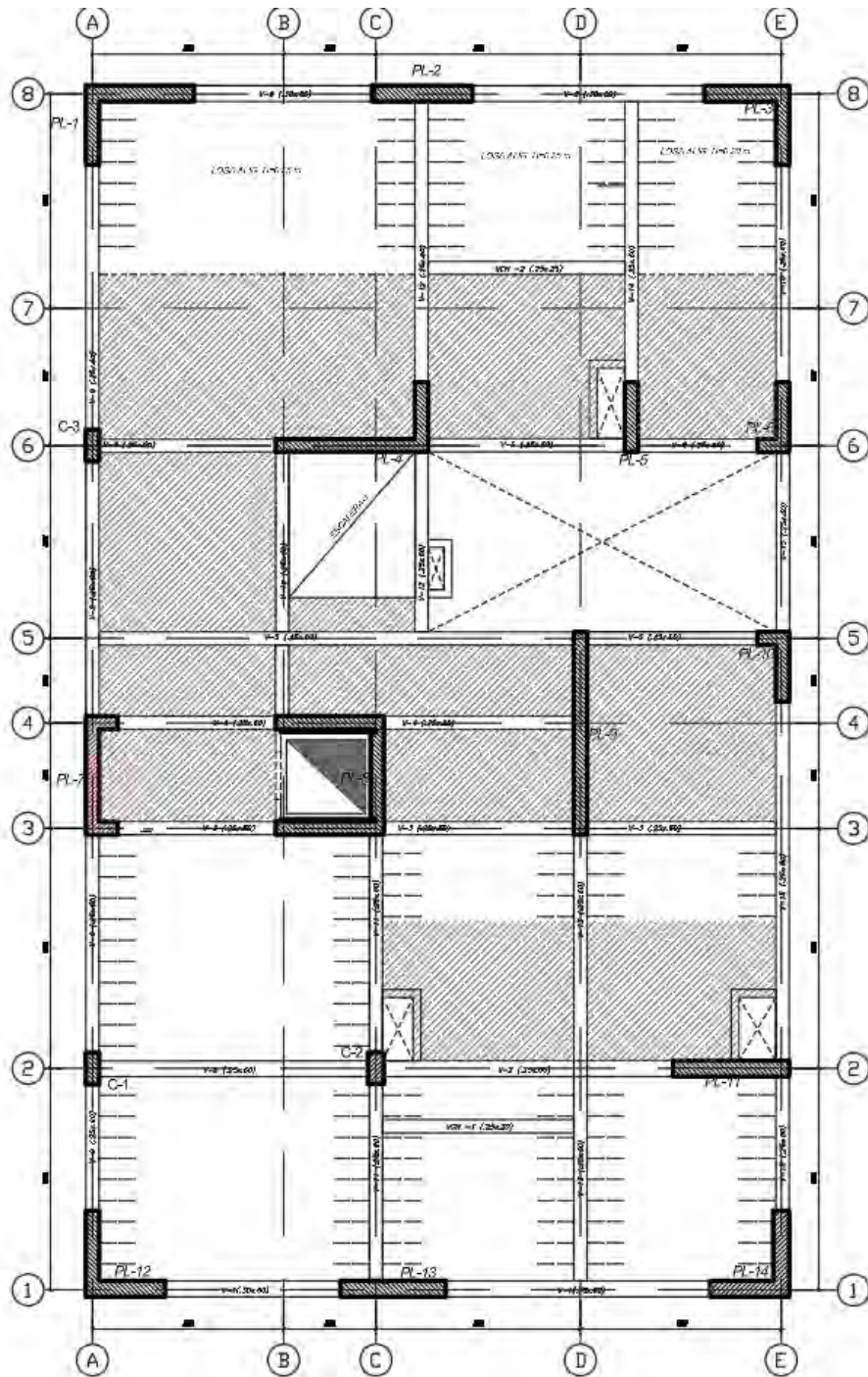


Figura 14. Plano Estructuración Básica, Planta Típica

Capítulo 4: Análisis Sísmico

4.1. Introducción

De acuerdo al pre dimensionamiento y respetando la estructuración los elementos planteados a lo largo del Capítulo 3 de la presente tesis, se construyó el modelo estructural en el software ETABS 2021. El modelo de la edificación está sujeto a los parámetros estipulados por la Norma E.030, los cuales se desarrollan en el presente capítulo. Además, se proponen las siguientes consideraciones para su modelado:

- ✓ Brazos rígidos en la superposición entre vigas y columnas; es decir, en los nodos donde se interceptan; con ello, se asume que no habrá deformaciones en la intersección de estos elementos, ya que las uniones son infinitamente rígidas.
- ✓ Colocación de “*releases*” en vigas donde no se desarrollará momento, ya que no se presentan las condiciones necesarias para que la longitud de la armadura quede anclada. Es decir, falta longitud de anclaje por lo tanto no se consideran empotradas.
- ✓ Las columnas y vigas se han modelado con elementos tipo *frame*. Estos se acoplan perfectamente a sus ejes y permiten la conformación de pórticos que serán necesarios para analizar la rigidez.
- ✓ Las losas aligeradas y macizas se han modelado como elementos tipo “*membrane-slab*”. Cabe resaltar, estos elementos al ser muy delgados no consideran su peso y la asignación de cargas-incluso- de su propio peso, se realiza manualmente. Estos elementos solo tienen grados de libertad en su propio plano: X, Y, giro en Z
- ✓ Se han asignado diafragmas rígidos en cada piso para que el comportamiento y desplazamientos sea el mismo en cualquier punto de análisis.
- ✓ Las placas se han modelado como elementos tipo *Shell thin*. No admite deformaciones por corte. Tienen 6 grados de libertad (3 giros y 3 desplazamientos)
- ✓ En la interfaz entre losas aligeradas y macizas se han colocado elementos de borde simbólicos sin peso (VSP) y sin inercia, con el objetivo que la transmisión de cargas sea más óptima.
- ✓ La norma E030. Artículo 25 indica que el análisis sísmico se analiza con las inercias de las secciones brutas, sin considerar las barras de refuerzo y no considerando fisuraciones en los elementos de concreto armado

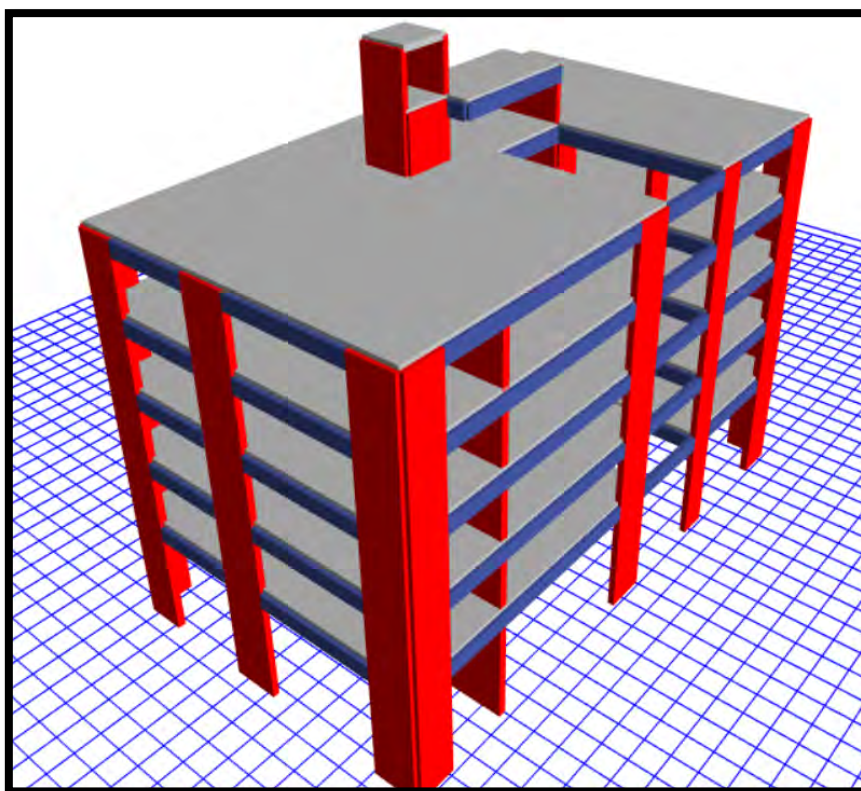


Figura 15. Modelo tridimensional del proyecto en ETABS 2021

4.2. Parámetros sísmicos

4.2.1. Factor de zona (z)

El Perú está catalogado y dividido en 4 zonas como consecuencia de una microzonificación. Dichas zonas asignan una aceleración que en su sentido físico representan a la aceleración del suelo.

Tabla 10: Factores de zona.

Factores de zona “z”	
Zona	Z (g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: E. 030, 2018

La costa peruana está situada dentro de la zona 4. Por lo tanto, a la Ciudad de Lima se le asigna $Z_4=0.45g$

4.2.2. Factor de sitio (S, Tp, TL)

Este parámetro hace referencia al tipo de suelo en el cual estará la edificación, según la norma E. 030 se obtienen del estudio geotécnico el cual consideran velocidad de propagación de la onda, N60 (SPT), y de la capacidad de drenaje del suelo.

Tabla 11: Clasificación de perfiles de suelo

Tipo De Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Suelos muy rígidos
S2	Suelos intermedios
S3	Suelos blandos
S4	Suelos con cond. especiales.

Fuente: E. 030, 2018

El tipo de suelo hallado en la edificación de estudio corresponde a un tipo S1 conformada por estratos de grava con arena y con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm²; por lo tanto, el alcance que da la norma E.030 para los factores de suelo son los siguientes:

Tabla 12: Factor de suelo "S".

SUELO	S0	S1	S2	S3
Zona				
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

Fuente: E. 030, 2018

Entonces con los valores que se obtuvieron de las tablas 10 y 11 se puede extraer el parámetro $Z_x S = 1.00$ y representa a la aceleración que llega al suelo que se encuentra en la base de estructura; es decir, que aún no se tiene la amplificación en la edificación. Finalmente, se obtienen los valores de Tp, TL a partir de la siguiente tabla

Tabla 13: Periodos "Tp" y "TL"

Periodos "Tp" y "TL"				
	Perfil del suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp(s)	0.3	0.4	0.6	1
Tl (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: E. 030, 2018

Por un lado, T_p es el periodo al límite final de la plataforma del factor C en un espectro S_a vs T y limita la zona de aceleraciones máximas del suelo en estudio y de acuerdo a la norma E.030 y por ser un suelo tipo S1 le corresponde el valor de **$T_p=0.4$** .

Por otro lado, T_L es el valor del periodo punto donde inicia la zona del factor C con desplazamientos máximos y constantes. Por ello, le corresponde el valor **$T_L=2.5$**

4.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Este parámetro representa la amplificación estructural dinámica (C) que pasa desde la base de la estructura hasta la azotea y está en función al periodo fundamental de la estructura. La norma estipula la siguiente relación de acuerdo a los parámetros T_p , T_L ; además, depende del periodo T de la estructura.

Tabla 14: Factor de amplificación sísmica (C)

Rango de Periodos	Factor de Amplificación
$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$

Fuente: E. 030, 2018

4.2.4. Factor de uso (U)

La norma E.030 de acuerdo al uso de la edificación asigna valores de importancia a las estructuras. Al tratarse de una edificación de vivienda multifamiliar está catalogada dentro de la categoría de edificaciones comunes; por lo tanto, se le asigna el mínimo valor factor de Uso **$U=1$** .

4.2.5. Coeficiente básico de reducción (R)

Este parámetro representa a un factor de reducción de la máxima fuerza elástica que puede proveer una estructura y está sujeto al tipo de sistema estructural con el que se está diseñando; por lo tanto, para efectos del presenta caso de estudio la estructuración es una conformación en su mayoría por muros de concreto armado en ambas direcciones; entonces le corresponde un factor **$R=6$** . Cabe resaltar, que este valor será comprobado en los incisos posteriores.

4.3. Peso de la edificación (P) y centros de masa (CM) y rigidez (CR)

Según la tabla 2 del inciso 2.3 de la presente tesis y en concordancia con la norma E. 020, en los siguientes incisos se procede a la asignación de cargas para el caso de estudio. El peso sísmico de la edificación por cada nivel de análisis Según la Norma E. 030 artículo 26 se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

PESO SISMICO

$$100\% \times CM + 25\% \times CV$$

PESO SERVICIO

$$100\% \times CM + 100\% \times CV$$

Tabla 15: *Peso por nivel de la edificación*

Nivel	Masa (tonf-s ² /m)	Peso (ton)	Área (m ²)	Ratio
Piso 1 (+4.70)	35.70	350.22	305.93	1.15
Piso 2 (+7.45)	33.12	324.91	305.93	1.06
Piso 3 (+10.20)	33.12	324.91	305.93	1.06
Piso 4 (+12.95)	33.12	324.91	305.93	1.06
Azotea (+15.7)	27.43	339.04	305.93	1.10
NTP (+18.0)	2.06	25.31	-	-
NTP (+20.1)	0.45	4.26	-	-
Total		1618.65		

En la tabla 15, se puede observar que las ratios entre el peso y el área son cercanos a 1.10 este es muy común en edificaciones de este tipo, cabe resaltar que el primer piso es ligeramente mayor debido a que tiene una mayor altura de entrepiso. Si se observa el quinto nivel es significativamente menor (0.73), esto se debe a la reducción de tabiquería y de la carga viva a 0.1 ton/m² estipulado por la norma E. 020.

Además, con el objeto de realizar una comprobación de los resultados y verificar si la transferencia de las cargas asignadas es correcta desde las vigas hacia las placas y columnas, se realiza un metrado de cargas manual. La siguiente tabla considera todos los elementos de un piso típico:

Tabla 16: *Metrado manual de un piso típico*

Elemento	100% CM (ton)	25% CV (ton)	Peso nivel (ton)
L. Aligerada (h=0.20 m)	39.9	6.6	46.5
L. Maciza (h=0.20 m)	60.2	6.3	66.4
Escaleras (e=0.15)	5.1		5.1
Piso terminado	25.8		25.8
VCH (0.2x0.2m)	0.8		0.8
Vigas	45.1		45.1
Columnas	2.3		2.3
Placas	50.0		50.0
Tabiquería	61.1		61.1
Mamparas vidrio	27.7		27.7
		Total	330.77
		Área (m ²)	305.96
		Ratio(ton/m ²)	1.08

Al comparar las ratios obtenidos en las tablas 15 y 16, los valores son muy similares. Sin embargo, existe una diferencia pequeña, esto se debe principalmente a la forma en que el programa entiende que las losas están apoyadas sobre los ejes de las vigas, a diferencia del metrado de cargas convencional manual que se considera a cara de vigas. En consecuencia, se asume que el modelo realizado es correcto.

Finalmente, se presenta la ubicación del centro de masa y rigidez por cada nivel.

Tabla 17: *Centro de masa y rigidez en cada nivel de la edificación*

Nivel	Centro de Masa X-X (m)	Centro de Masa Y-Y (m)	Centro de Rigidez X-X (m)	Centro de Rigidez Y-Y (m)
NTP (+20.10)	4.49	9.75	4.49	9.75
NTP (+18.00)	4.81	12.07	4.75	11.65
Azotea (+15.70)	6.45	11.47	6.31	11.48
Piso 4 (+12.95)	6.52	11.15	6.42	11.31
Piso 3 (+10.20)	6.52	11.15	6.46	11.25
Piso 2 (+7.45)	6.52	11.15	6.47	11.22
Piso 1 (+7.40)	6.54	11.14	6.49	11.21

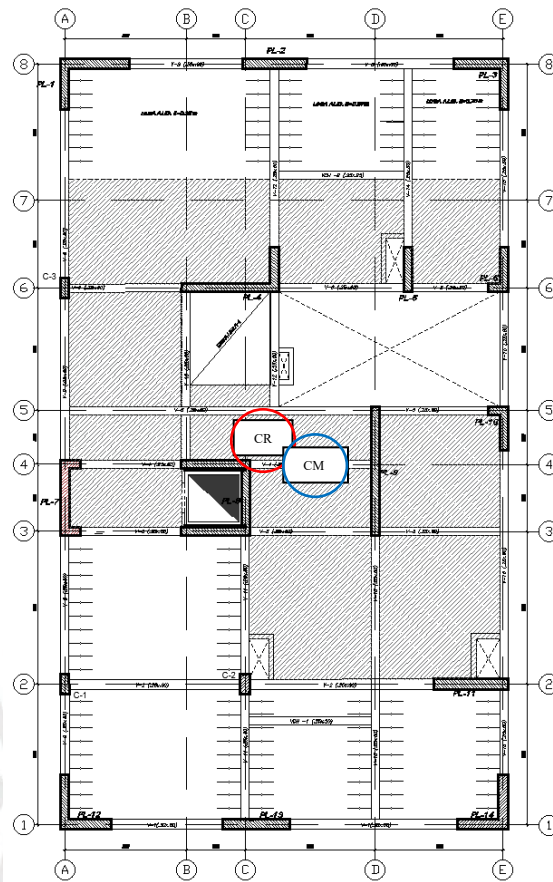


Figura 16. Ubicación en planta del centro de masa y rigidez de piso 3 típico

4.3.1. Excentricidad accidental

Se ha analizado el modelo considerando una excentricidad accidental del 5%, de acuerdo a la E030. Artículo 28.5 Esto se considera ya que el centro de masa puede desplazar su posición debido a los procesos constructivos o por razones de incertidumbre en los cálculos. Por ello, con el objeto de respaldar el diseño con mayor seguridad es que se han declarado distintos casos de análisis movilizand el centro de masa en las dos direcciones de análisis; en consecuencia, se han originado distintos casos de carga y deriva que obedecen al desplazamiento del centro de masa.

$$M_{ii} = \pm F_i x e_i$$

La expresión señala que en que cada nivel podrá aplicarse un momento que genere torsión accidentalmente, por motivos antes mencionados.

4.4. Análisis Dinámico modal espectral

El análisis dinámico espectral se realizará de acuerdo a los lineamientos estipulado en el artículo 29 de la norma E 030.

4.4.1. Análisis Modal

Para obtener el modo fundamental se realiza un análisis tridimensional con 15 modos de vibración; cabe resaltar que la edificación cuenta con 5 niveles y que en cada nivel se considera 3 modos de vibración. La tabla mostrada a continuación contiene los periodos y masas participativas de los modos de vibración en dos direcciones de análisis traslacional y una dirección rotacional.

Tabla 18: Modos de vibración, periodos y masas participantes con 3 GDL

Modo	T (s)	UX	UY	RZ	Acum. UX	Acum. UY	Acum. RZ
1	0.39	0.00%	79.33%	0.00%	0.00%	79.33%	0.00%
2	0.36	79.69%	0.00%	0.00%	79.69%	79.33%	0.00%
3	0.27	0.00%	0.00%	80.35%	79.69%	79.33%	80.35%
4	0.10	0.23%	10.87%	0.05%	79.92%	90.21%	80.39%
5	0.09	14.12%	0.14%	0.01%	94.04%	90.35%	80.40%
6	0.08	0.06%	4.36%	0.03%	94.10%	94.71%	80.43%
7	0.07	0.00%	0.03%	14.22%	94.10%	94.74%	94.65%
8	0.04	2.39%	0.64%	0.04%	96.50%	95.38%	94.69%
9	0.04	0.66%	2.91%	0.01%	97.15%	98.29%	94.70%
10	0.03	1.11%	0.10%	0.44%	98.27%	98.39%	95.14%
11	0.03	0.24%	0.03%	3.17%	98.51%	98.42%	98.30%
12	0.03	0.14%	0.33%	0.26%	98.65%	98.75%	98.57%
13	0.02	0.28%	0.54%	0.04%	98.93%	99.29%	98.61%
14	0.02	0.29%	0.39%	0.03%	99.22%	99.68%	99.64%
15	0.02	0.48%	0.01%	0.00%	99.70%	99.69%	99.64%

Fuente: ETABS, 2021

Si se observa la tabla se puede afirmar que la masa participativa en las principales direcciones de análisis sobrepasa el 90% al modo de vibración 6. Esto, quiere decir que luego de este modo los porcentajes al ser menores no influyen mucho en el comportamiento estructural. Además, se observa que la suma de masas participantes no llega, ligeramente, al 100%. Esto se debe a que no se ha considerado los modos de vibración del techo de la escalera y del ascensor que están por encima del último piso.

De la tabla 18 se aprecia que los modos de vibración 1 y 2 corresponden a un movimiento en los sentidos de análisis Y-Y e X-X; por lo tanto, sus periodos fundamentales en sus direcciones respectivas son 0.39 y 0.36 segundos.

Por otro lado, se realiza un análisis de traslación pura en ambas direcciones de análisis X e Y. Se condiciona al movimiento a desplazarse en una sola dirección por lo tanto el movimiento no depende de la excentricidad de la masa. Esto permite hallar el factor de amplificación sísmica (C) que a su vez este depende del periodo de vibración fundamental de la estructura y los parámetros de sitio para posteriormente hallar la cortante estática en ambas direcciones.

Tabla 19: Modos de vibración en traslación pura dirección "X-X"

Modo	T (s)	UX	Acum. UX
1	0.36	79.63%	79.63%
2	0.09	14.48%	94.12%
3	0.04	3.71%	97.83%
4	0.03	1.04%	98.86%
5	0.02	0.88%	99.75%
6	0.01	0.25%	100.00%
7	0.00	0.00%	100.00%

Tabla 20: Modos de vibración en traslación pura dirección "Y-Y"

Modo	T (s)	UY	Acum. UY
1	0.39	79.23%	79.23%
2	0.10	11.09%	90.32%
3	0.08	4.33%	94.65%
4	0.04	3.69%	98.34%
5	0.03	0.50%	98.84%
6	0.02	0.87%	99.71%
7	0.01	0.29%	100.00%

si analizamos las tablas 19 y 20, se puede apreciar que los primeros modos de vibración corresponden, precisamente, a los movimientos en los mismos sentidos Y-Y e X-X y que sus periodos fundamentales son 0.36 y 0.39 segundos respectivamente. Por lo tanto, los valores son idénticos y, en consecuencia, se asume esos valores como los periodos fundamentales en cada dirección de análisis.

4.4.2. Espectro de aceleraciones

Con los parámetros sísmicos definidos anteriormente a lo largo del inciso 4.2 de la presente tesis, se construye el espectro de respuesta que tan solo depende de los parámetros sísmicos y del tipo de sistema estructural. Se realiza este análisis, con el objetivo de conocer los desplazamientos elásticos, fuerza cortante dinámica provocados

por el espectro de aceleraciones de respuesta de la estructura. El espectro de diseño se define mediante la siguiente expresión:

$$S_a = \left(\frac{ZUS}{R} C \right) g$$



Figura 17. Funcion espectral $C(x)$, $C(y)$

4.4.3. Análisis de irregularidades

a) Irregularidades de planta

Irregularidad torsional

La norma E.030 indica que una estructura posee irregularidad torsional cuando la relación de desplazamiento relativo máximo de entrepiso de un extremo del edificio y desplazamiento relativo promedio de los extremos es mayor a 1.3. Por otro lado, para que esa condición se cumpla, adicionalmente, las máximas derivas de entrepiso deberían superar el valor de 0.0035 que viene a ser el 50% de la máxima deriva permisible inelástica.

El edificio en estudio **no presenta irregularidad torsional**, si bien es cierto que las derivas especialmente en la dirección X-X son mayores a 0.0035, ninguno de las ratios es mayor a 1.3.

Tabla 21: Análisis irregularidad torsional dirección X-X

Nivel	Caso	Δi	Δi Prom	$\frac{\Delta i(\max)}{\Delta i \text{ prom}}$	¿Irregular por torsión? $\frac{\Delta i}{\Delta i \text{ prom}} > 1.3$ y $\Delta i > 0.0035$
NTP +20.1	SISMOYMX+	0.00130	0.00128	1.01	NO
NTP +20.1	SISMOYMX-	0.00139	0.00136	1.02	NO
NTP +18.0	SISMOYMX+	0.00150	0.00143	1.05	NO
NTP +18.0	SISMOYMX-	0.00149	0.00138	1.09	NO
Story5	SISMOYMX+	0.00203	0.00170	1.21	NO
Story5	SISMOYMX-	0.00206	0.00170	1.22	NO
Story4	SISMOYMX+	0.00228	0.00191	1.20	NO
Story4	SISMOYMX-	0.00231	0.00190	1.21	NO
Story3	SISMOYMX+	0.00242	0.00201	1.20	NO
Story3	SISMOYMX-	0.00245	0.00201	1.22	NO
Story2	SISMOYMX+	0.00231	0.00192	1.21	NO
Story2	SISMOYMX-	0.00233	0.00191	1.22	NO
Story1	SISMOYMX+	0.00202	0.00167	1.21	NO
Story1	SISMOYMX-	0.00202	0.00166	1.22	NO

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22: Análisis irregularidad torsional dirección Y-Y

Nivel	Caso	Δi	Δi Prom	$\frac{\Delta i}{\Delta i \text{ prom}}$	¿Irregular por torsión? $\frac{\Delta i}{\Delta i \text{ prom}} > 1.3$ y $\Delta i > 0.0035$
NTP +20.1	SISMOYMX+	0.00248	0.00247	1.01	NO
NTP +20.1	SISMOYMX-	0.00254	0.00251	1.01	NO
NTP +18.0	SISMOYMX+	0.00175	0.00174	1.01	NO
NTP +18.0	SISMOYMX-	0.00179	0.00177	1.01	NO
Story5	SISMOYMX+	0.00219	0.00205	1.07	NO
Story5	SISMOYMX-	0.00211	0.00204	1.06	NO
Story4	SISMOYMX+	0.00241	0.00226	1.07	NO
Story4	SISMOYMX-	0.00234	0.00225	1.04	NO
Story3	SISMOYMX+	0.00249	0.00234	1.06	NO
Story3	SISMOYMX-	0.00245	0.00234	1.05	NO
Story2	SISMOYMX+	0.00233	0.00220	1.06	NO

Story2	SISMOYMX-	0.00232	0.00220	1.05	NO
Story1	SISMOYMX+	0.00201	0.00192	1.05	NO
Story1	SISMOYMX-	0.00204	0.00192	1.06	NO

Fuente: Elaboración propia

Irregularidad Torsional Extrema

La norma E.030 indica que una estructura posee irregularidad torsional extrema cuando la relación de desplazamientos relativos máximos y promedio es mayor a 1.5. El edificio en estudio no presente irregularidad torsional extrema, ya que tampoco presenta irregularidad torsional.

Irregularidad esquinas entrantes

Existirá esta irregularidad cuando las longitudes de una entrada signifiquen más del 20% de la longitud total de análisis. Cabe resaltar que estos valores deberán ser superiores simultáneamente en ambas direcciones.

Tabla 23: Análisis irregularidad esquinas entrantes dirección X-X e Y-Y

Sentido	Longitud Total (m)	Longitud Entrada (m)	Porcentaje	¿Irregular?
X-X	13.33	9.48	71.12 %	NO
Y-Y	22.95	3.41	14.86 %	NO

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar solo un valor supera el 20% lo exigido por la norma E. 030; sin embargo, según al criterio de diseñador se considera que físicamente la edificación tendrá la condición de irregularidad por esquina entrante ya que este se acerca muchísimo al límite. Por lo tanto, para efectos de este documento se considera un factor de reducción de 0.90. Por lo tanto, **la edificación será irregular por esquinas entrantes** a partir de este análisis

Discontinuidad de diafragma

Según la norma E.030 el primer criterio para que una edificación presente la irregularidad de por discontinuidad de diafragma esta deberá poseer menos de 25% de área resistente en cualquiera de las dos direcciones de análisis. Además, el segundo criterio que se toma

en cuenta es que las sumas de todos los ductos deberían ser mayores al 50 % de área bruta del diafragma. A continuación, se presenta los casos de análisis:

Tabla 24: *Análisis irregularidad discontinuidad de diafragma dirección Y-Y*

Condición	Total	Resistente/ducto	Porcentaje	¿Irregular?
Criterio 2	305.93 m ²	32.26 m ²	10.54 %	NO
Criterio 1	13.33 m	3.82 m	28.66%	NO

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25: *Análisis irregularidad discontinuidad de diafragma dirección X-X*

Condición	Total	Resistente/ducto	Porcentaje	¿Irregular?
Criterio 2	305.93 m ²	32.26 m ²	10.54 %	NO
Criterio 1	22.95 m	19.54 m	85.14%	NO

Fuente: Elaboración propia

La edificación no presenta irregularidad de discontinuidad de diafragma.

Sistemas no paralelos

En la edificación se observa que todos los sistemas estructurales son paralelos; por lo tanto, no se considerará este criterio.

b) Irregularidades en altura

Irregularidades por piso blando

Según la norma E. 030, se considera que existe irregularidad de piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral es menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior (**condición 1**) o es menor que el 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (**condición 2**). La edificación no presenta irregularidad por piso blando.

Tabla 26: *Verificación irregularidad Rigidez Dirección X*

Story	Load case	Shear (Ton)	Drift (m)	stiffness (ton/m)	ki/ k(i+1) <0.7	Ki/(k(i+1)+k(i+2)+k(i+3)/3) <0.8
NTP +20.1	SISMOX	1.68	0.00141	1187.2		
NTP +18	SISMOX	8.49	0.00151	5637.1	4.7	
Story5	SISMOX	87.50	0.00183	47916.6	8.5	

Story4	SISMOX	166.18	0.00205	80904.8	1.7	4.4
Story3	SISMOX	228.15	0.00219	104226.8	1.3	2.3
Story2	SISMOX	273.42	0.00211	129889.6	1.2	1.7
Story1	SISMOX	303.49	0.00185	164609.5	1.3	1.6

Fuente: Adaptado de ETABS,2021

Tabla 27: Verificación irregularidad Rigidez Dirección Y

Story	Load case	Shear (Ton)	Drift (m)	stiffness (ton/m)	ki/ k(i+1) <0.7	Ki/(k(i+1)+k(i+2)+k(i+3)/3) <0.8
NTP +20.1	SISMOY	1.68	0.00193	870.2		
NTP +18	SISMOY	8.49	0.00186	4574.1	5.3	
Story5	SISMOY	87.50	0.00218	40228.0	8.8	
Story4	SISMOY	166.18	0.00241	68868.0	1.7	4.5
Story3	SISMOY	228.15	0.00253	90357.4	1.3	2.4
Story2	SISMOY	273.42	0.00241	113592.7	1.3	1.7
Story1	SISMOY	303.49	0.00212	143426.3	1.3	1.6

Irregularidad de masa

La norma E.030 indica que existe irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos. Puesto que en este proyecto los entresijos son típicos, no existe irregularidad de masa o peso.

Tabla 28: Verificación irregularidad de masa

Story	Masa (tonf-s2/m)	ki/ k(i+1) >1.5 SUP	k(i+1)/ ki >1.5 INF
NTP +18.6			
NTP +16.5			
Story5	34.21622	1.03	
Story4	33.11787	1.21	0.99
Story3	33.11787	1.00	1.00
Story2	33.11787	1.00	1.00
Story1	35.69716	1.08	0.93

Irregularidad Geométrica Vertical

De acuerdo a la norma E.030, esta irregularidad se presenta cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. En el edificio en estudio no se aplica esta irregularidad debido a que las dimensiones de los elementos sismorresistente mantienen sus dimensiones en todos los pisos.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Este proyecto no posee irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes ya que todos son continuos y uniformes en altura.

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

No se aplica este criterio, ya que no existe discontinuidad en los sistemas resistentes.

4.4.4. Factor de reducción por sistema estructural.

Se ha estimado el porcentaje que toman los elementos estructurales, placas respecto al cortante dinámico, se tiene:

Tabla 29: Comprobación sistema estructural, valor de R asumido

Caso	V placas (ton)	V dinámico (ton)	(%)
SISMOXM+	264.53	267.83	98.77%
SISMOXM-	264.28	267.69	98.73%
SISMOYM+	264.02	270.14	97.74%
SISMOYM-	263.63	270.41	97.49%

Por un lado, en la dirección X se observa que el porcentaje que adoptada de la cortante las placas es mayor que 70% por lo tanto, tendrá una configuración de muros de concreto armado. Por otro lado, en la dirección Y las fuerzas tomadas también superan con facilidad el 70%, esto comprueba que se trata un sistema de muros estructurales.

Por lo tanto, los valores asumidos son los correctos $R=6$.

4.4.5. Desplazamientos y derivas máximos

Según la norma E. 030 para edificaciones de concreto armado el límite de derivas inelásticas es de 0.007 (0.7%). Los valores que se muestran a continuación son extraídos

del software ETABS, los cuales corresponden las derivas elásticas. Además, en la misma norma se estipula que el cálculo de las derivas inelásticas se realiza multiplicando las derivas elásticas por un factor de 0.85R para edificios irregulares y 0.75R para edificaciones regulares. Se considera el valor de R con la reducción producto de las irregularidades halladas

Tabla 30: Control de derivas en X-X, con excentricidad en Y-Y

Nivel	Caso	Δ elástica	Δ Inelástica	% Δ inelástica permitida (0.7%)
NTP +20.1	DERXMY+	0.00062	0.00283	0.28%
NTP +20.1	DERXMY-	0.00066	0.00304	0.30%
NTP +18.0	DERXMY+	0.00065	0.00299	0.30%
NTP +18.0	DERXMY-	0.00065	0.00298	0.30%
Story5	DERXMY+	0.00081	0.00339	0.37%
Story5	DERXMY-	0.00082	0.00344	0.38%
Story4	DERXMY+	0.00083	0.00381	0.38%
Story4	DERXMY-	0.00084	0.00385	0.39%
Story3	DERXMY+	0.00088	0.00404	0.40%
Story3	DERXMY-	0.00089	0.00408	0.41%
Story2	DERXMY+	0.00084	0.00385	0.39%
Story2	DERXMY-	0.00085	0.00389	0.39%
Story1	DERXMY+	0.00043	0.00198	0.20%
Story1	DERXMY-	0.00043	0.00198	0.20%

Tabla 31: Control de derivas en Y-Y, con excentricidad en X-X

Nivel	Caso	Δ elástica	Δ Inelástica	% Δ inelástica permitida (0.7%)
NTP +20.1	DERYMX+	0.0000118	0.00543	0.54%
NTP +20.1	DERYMX-	0.0000121	0.00556	0.56%
NTP +18.0	DERYMX+	0.0000076	0.00350	0.35%
NTP +18.0	DERYMX-	0.0000078	0.00356	0.36%
Story5	DERYMX+	0.0000083	0.00365	0.39%

Story5	DERYMX-	0.0000082	0.00352	0.38%
Story4	DERYMX+	0.0000088	0.00402	0.40%
Story4	DERYMX-	0.0000085	0.00391	0.39%
Story3	DERYMX+	0.0000090	0.00415	0.42%
Story3	DERYMX-	0.0000089	0.00408	0.41%
Story2	DERYMX+	0.0000085	0.00390	0.39%
Story2	DERYMX-	0.0000084	0.00387	0.39%
Story1	DERYMX+	0.0000043	0.00197	0.20%
Story1	DERYMX-	0.0000043	0.00199	0.20%

De las tablas 30 y 31 se pueden apreciar que los valores de deriva inelástica no superan al valor de 0.007 (0.7%) permisible por la norma E. 030.

4.5. Análisis Estático

El análisis estático se realizará de acuerdo al artículo 28 de la norma E030 de una edificación y permite conocer las fuerzas que se encuentran aplicadas en cada diafragma de la edificación; es decir, se puede discretizar la cortante basal por cada nivel. Además, en los siguientes capítulos se realizará el análisis dinámico y se comparará las cortantes obtenidas para luego hallar un factor de escalamiento. Este paso es fundamental para realizar el diseño de los elementos estructurales. Por ello, la tabla 32 muestra el resumen de los principales parámetros hallados en los incisos anteriores:

Tabla 32: Parámetros necesarios para el cálculo de la cortante basal estática

PARÁMETRO	VALOR	DESCRIPCION
Z	0.45	
U	1.00	
S	1.00	
Tp (s)	0.4	
TL (s)	2.5	
Tx (s)	0.36	Periodo fundamental en traslación pura dirección X
Ty (s)	0.39	Periodo fundamental en traslación pura dirección Y
Cx	2.50	
Cy	2.50	
Rx		Factor de reducción comprobado y reducido por
	5.40	irregularidad

Ry	5.40	En esquinas entrantes
Peso (ton)	1618.63	
Condición	Irregular	

4.5.1. Cortante Basal estático

Entonces, La fuerza cortante basal estática se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Tabla 33: Parámetros necesarios para el cálculo de la cortante basal estática

PARAMETRO	DIRRECCION	Ci	V basal estática
MASAXY+	X	2.50	337.21
MASAXY-	X	2.50	337.21
MASAYX+	Y	2.50	337.21
MASAYX-	Y	2.50	337.21

Además, la cortante basal calculada con la expresión de arriba para cada caso de análisis se puede discretizar para cada nivel de diafragma con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i x h_i}{\sum P_j x h_j} \times V(x; y)$$

Tabla 34: Discretización de Fuerzas laterales estáticas por nivel

Nivel	P (ton)	H.acum (m)	(P*h)^K	Alpha	Fx (ton)	Fy (ton)
NTP +20.1	4.26	20.1	9.36	0.001827	0.62	0.62
NTP +18	25.31	18	46.56	0.009090	3.07	3.07
Story5	308.04	15.7	739.97	0.144467	48.72	48.72
Story4	306.04	12.95	893.44	0.174428	58.82	58.82
Story3	306.04	10.2	893.44	0.174428	58.82	58.82
Story2	306.04	7.45	893.44	0.174428	58.82	58.82
Story1	311.80	4.7	1645.89	0.321331	108.36	108.36
Σ	1618.63	20.10	5122.09	Σ	337.21	337.21

4.6. Cortante Basal mínima y factor de escalamiento

Con el objetivo de realizar un adecuado diseño de los elementos sismorresistente la norma E. 030. indica que la cortante de diseño dinámica nunca puede ser menor que el 80% de la cortante estática para edificaciones regulares y nunca menor que el 90 % para edificaciones irregulares. Cabe resaltar, que si las cortantes dinámicas no llegan al porcentaje de los valores anunciados anteriormente se utilizará un factor de escalamiento

que amplificará las fuerzas sísmicas y, con ello, realizar el diseño de los elementos estructurales sin afectar los desplazamientos.

Para el caso de la cortante dinámica, se ha utilizado el software ETABS y extraído los valores de cortantes en la base de la edificación.

Tabla 35: Cortante basal Dinámico, estático y factor de escalamiento

Caso	Sentido	C	C min	V Est. (ton)	V Din. (ton)	V Mín. (ton)	90% Vest. (ton)	V Diseño (ton)	factor	% Peso
MX ⁺ Y	X	2.5	0.594	337.21	267.83	80.12	303.49	303.49	1.13	18.75
MX ⁻ Y	X	2.5	0.594	337.21	267.69	80.12	303.49	303.49	1.13	18.75
MY ⁺ X	Y	2.5	0.594	337.21	270.14	80.12	303.49	303.49	1.12	18.75
MY ⁻ X	Y	2.5	0.594	337.21	270.41	80.12	303.49	303.49	1.12	18.75

Como se observa las cortantes dinámicas de la edificación son menores en magnitud frente a las cortantes estáticas; por ello, se deben obtener factores de amplificación.

4.7. Junta sísmica y separación de edificaciones

Según la norma E. 030 artículo 33 muestra los siguientes criterios para el diseño de la junta sísmica. En la tabla que se presenta a continuación se detallan dichos criterios y cálculos

Tabla 36: Diseño de junta sísmica

Separación entre edificios (s)	X-X	Y-Y
h (cm)	270	270
Desp. Max suma ambos (cm)	5.65	3.00
0.006x(h) (cm)	1.62	1.62
3 cm	3.00	3.00
(2/3)x Dmax. adyacentes (cm)	3.77	2.00
Separación final junta (cm)	8.00	5.00

La junta sísmica es de 8 cm en X y 5 cm para el eje Y.

Capítulo 5: Diseño de Losas Aligeradas

5.1. Diseño por flexión

Según la norma E.060 para realizar el diseño por flexión se asumen las hipótesis que la norma presenta al largo del artículo 10.2.

- ✓ Las deformaciones unitarias son directamente proporcionales a partir del eje neutro; por lo tanto, existe la compatibilidad de deformaciones y condiciones de equilibrio, donde las secciones planas permanecerán planas.
- ✓ En un análisis convencional de concreto armado no debe considerarse la resistencia a tracción de concreto. El máximo valor que soporta la compresión en la deformación unitaria ϵ_{cu} , es de 0.003.
- ✓ Existen relaciones constitutivas; en otras palabras, los esfuerzos se hallan por sus deformaciones y sus respectivos módulos de elasticidad $\sigma = E \times \epsilon$.
- ✓ Existe perfecta adherencia entre acero y concreto. Se asume para el acero un comportamiento elastoplástico perfecto.

Los esfuerzos del concreto que se asume son de forma rectangular y constante, el tamaño de la flecha de los esfuerzos del bloque de compresiones tiene un valor equivalente a 0.85 veces el esfuerzo del concreto ($0.85 \times f'_c$), con una longitud de $a = \beta_1 \times c$, donde c es la distancia comprendida del eje neutro hasta el término del bloque de compresiones. β_1 es igual a 0.85 para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$.

De manera general, se puede obtener por proporcionalidad la compatibilidad de deformaciones siguiente expresión:

$$\epsilon_s = (d - c) \times \frac{\epsilon_{cu}}{c}$$



Figura 18. Distribución de esfuerzos, deformaciones y bloque de compresiones
Fuente: Ottazzi, G. 2016.

Donde, d representa el peralte efectivo, c representa la profundidad del eje neutro, ϵ_{cu} la deformación unitaria del concreto y ϵ_s la deformación unitaria del acero de refuerzo.

Por un lado, se representa la fuerza que actúa en la zona de compresión del concreto (C_c) como el producto de la magnitud del esfuerzo ($0.85 \times f'_c$), la profundidad del bloque de compresiones (a) y el ancho de la sección (b) como:

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times c \times b$$

Por otro lado, se genera una fuerza de tracción del acero que estará denotada por:

$$T = f_s \times A_s$$

Cabe resaltar, que para asegurar la ductilidad del elemento en diseño el esfuerzo del acero (f_s) se tomará en su estado de fluencia; por lo tanto, el valor que se le asigna sería de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. De esta manera se asegura que el concreto no falle antes del acero. Realizando un equilibrio estático simple y realizando un equilibrio de momentos, tenemos:

$$C_c = T \quad \rightarrow \quad \text{Igualdad de fuerzas}$$

$$M_n = T \times (d - a/2) \quad \rightarrow \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

Finalmente, aplicando el diseño por Resistencia se tiene la siguiente expresión, cabe resaltar que los valores de reducción se detallaron en el inciso 2.2 de la presente tesis.

$$M_u = \phi M_n$$

$$\phi M_n = \phi \times 0.85 \times f'_c \times a \times b \times (d - a/2)$$

Resolviendo la ecuación despejando “a”:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

Una vez que se conoce la profundidad del bloque equivalente de presiones “a”, se podrá calcular el área de acero necesario de acuerdo al diseño.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

Entonces, para obtener el área de acero requerido para solicitaciones por flexión en secciones “T” también será necesario realizar un análisis de equilibrio de fuerzas, producto de los esfuerzos implicados en la sección. Estos esfuerzos serán provenientes de las solicitaciones que sean exigidas para cada caso de análisis.

5.1.1 Acero mínimo

Este concepto que establece la norma E.060 artículo 10.5.1, sugiere no colocar aceros menores a valor que se obtienen de la expresión $\phi M_n = 1.2 M_{cr}$. M_{cr} representa el momento de agrietamiento de la sección bruta y su valor se obtiene de las dos expresiones mostradas:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_{st}}{\gamma_t} \quad f_r = 2 \times \sqrt{f'_c}$$

Se obtiene área de acero mínimo que en su sentido físico dota de una resistencia mínima que requiere el diseño de tal manera evitar las fallas frágiles.

Por un lado, la siguiente expresión será utilizada para el calculo del acero minimo con el **“alma” en compresión (momento negativo):**

$$Mu = \phi M_n$$

$$\phi M_n = 1.2 M_{cr}$$

$$Mu = 1.2 \times \frac{fr \times Ist}{\gamma_t}$$

$$Mu = \varphi \times 0.85 \times f'c \times a \times b \times (d - a/2)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times 1.2 \times Mcr}{\varphi \times 0.85 \times f'c \times b}}$$

→ a ; en consecuencia, → c

Luego,

$$Cc = T$$

$$0.85 \times f'c \times a \times b = Asmin \times fy$$

$$\rightarrow Asmin$$

Por otro lado, la norma en el inciso 10.5.2 permite una expresión mas simplificada para el calculo de acero minimo cuando el **“ala” esta en compresión (momento positivo)**:

$$Asmin = 0.7 \times \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \times bw \times d$$

Cabe resaltar que esta ultima expresion sera la que se utilizará para estimar los aceros minimos en estructuras tales como vigas chatas o vigas peraltadas, o aligerados que tengan el ala en compresion, ya que su naturaleza geometrica y de analisis obedece al mismo criterio. Las unidades que se emplean estan en Kg y cm.

5.1.2 Aceros máximos y acero balanceado

Según la norma E.060. colocar $A_{max}=0.75 \times A_{sb}$ es la máxima cantidad de acero que una sección geométrica puede llegar a tener, donde A_{sb} es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada en la sección. Además, según el artículo 10.3.2 la falla balanceada se produce cuando la deformación unitaria del acero es máxima en tracción ($\epsilon_y = 0.0021$) y empieza a fluir al mismo tiempo que la deformación máxima del concreto en compresión también está al límite ($\epsilon_{cu}=0.003$).

$$A_{smax} = 0.75 \times A_{sb}$$

$$Cb = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \times d$$

Por un lado, para el cálculo de acero máximo con el **ala” esta en compresión (momento positivo)**:

se deduce lo siguiente:

$$C_c = T$$

$$0.85 \times f'c \times a \times b = A_s b \times f_y$$

$$\rightarrow A_s b$$

$$A_{smax} (+) = 0.75 \times (0.85 \frac{f'c}{f_y} \times (h_f(b_f - b_w) + 0.85 \times b_w \times 0.85 \times f'c \times 0.588 \times d)$$

Por otro lado, el calculo de la maxima cantidad de acero con el **“alma” en compresión (momento negativo)** se deduce lo siguiente:

$$A_{smax} (-) = 0.75 \times (0.85 \frac{f'c}{f_y} \times b_w \times 0.85 \times 0.588 \times d$$

5.2. Diseño por fuerza cortante

Los elementos deben ser capaces de soportar esfuerzos de corte, ya que las fallas asociadas a estos son fallas frágiles y son muy peligrosas; por ello, en toda la estructura se buscará que la falla primero ocurra por flexión que está asociada a una falla dúctil de lo contrario la estabilidad de la estructuras se encontraría comprometida.

La norma E.060 en el capítulo 11 presenta el alcance del diseño por cortante, donde V_n es la resistencia nominal calculada y V_u fuerza requerida de diseño.

$$V_{udiseño} > \phi V_n$$

Donde,

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : resistencia del concreto al corte.

V_s : resistencia del acero transversal.

Por otro lado, según la norma E. 060 artículo 11.1.3.1 la fuerza requerida de diseño estará sujeta a una reducción:

$$V_{udiseño} = V_u - W_u(d+e)$$

d: peralte efectivo

e: reducción a la cara del apoyo

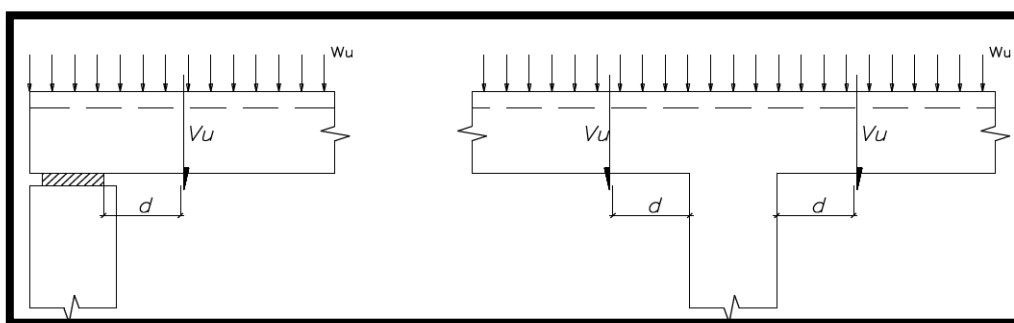


Figura 19. Condiciones donde se puede reducir la fuerza V_u a “ d ” de la cara

Fuente: Tomando de E.060, 2019

Es necesario un análisis y diseño para proveer a la sección transversal de mayores resistencias que contengan esas cargas; por ello, si las sollicitaciones de diseño son mayores que ϕV_c (resistencia al corte del concreto) se utilizarán ensaches, aumento de peralte, colocación de estribos (mayor confinamiento) e incluso colocación de acero en compresión, según el elemento que se este diseñando.

En el caso de aligerados en una dirección, no poseen acero de refuerzo en forma de estribos que contenga esfuerzos de corte; por lo tanto, es necesario un análisis y diseño para proveer a la sección transversal de mayores resistencias que contengan esas cargas; estas se traducen en ensanches que se podrían incluir en el diseño.

Entonces V_n es la resistencia nominal será la resistencia de corte suministrada por el concreto V_c . Cabe resaltar, que el factor de reducción que estipula la norma E060 es de $\phi = 0.85$ para el análisis por corte.

$$V_{udiseño} > \phi V_n$$

$$V_c = \phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 * \sqrt{f'_c} \times (b_w + \text{ensanche}) \times d$$

Entonces,

$$V_{udiseño} > \phi V_c. \text{ (Si necesita ensanches)}$$

$$V_{udiseño} < \phi V_c. \text{ (No necesita ensanches)}$$

5.3. Refuerzo por cambios volumétricos

De acuerdo al artículo 9.7.2 de la norma E.060 se debe proporcionar refuerzo transversal en la parte superior de las losas para resistir esfuerzos cambios volumétricos por temperatura.

Tabla 37: Cuanías mínimas de acero de refuerzo por temperatura

TIPO DE BARRAS	CUANTIA
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Fuente: Tomando de Norma E.060

Según el artículo 9.7.3 de la norma E. 060 no podrán estar espaciadas por más de 3 veces el espesor de la losa sin exceder los 40 cm.

5.4. Control de deflexiones

Una vez que el elemento estructural entra en condición de servicio es necesario realizar un adecuado control de las deflexiones que se puedan originar producto de las cargas que actúan. Entonces, un control de manera adecuada evita malas sensaciones como vibraciones molestas o deflexiones excesivas que causan fisuraciones y que no tiene buen aspecto estético, incluso puede llegar a ser un problema estructural.

De acuerdo a la norma E060 inciso 9.6.2.1 para que no se considere un cálculo por control de deflexiones se debe cumplir con los valores de la tabla 38. Cabe resaltar, que esto solo será posible si no existen elementos estructurales asociados y que estén susceptibles de dañarse.

Tabla 38: Peraltes mínimos de vigas y losas para evitar el cálculo de deflexiones

Elemento	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos contunio	En voladizo
Losas macizas	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
vigas o aligerados	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Fuente: Tomado de Norma E. 060.

Sin embargo, cuando los elementos estructurales están sometidos por cargas principalmente de gravedad y que tienen deformaciones grandes en condiciones de servicio es una buena práctica de diseño realizar el cálculo de estas deflexiones. Estas están comprendidas de dos partes una las llamadas deflexiones inmediatas, que son instantáneas y las deflexiones diferidas producto del flujo plástico.

$$\text{Deflexión Total} = \text{Deflexiones Inmediata} + \text{Deflexiones diferidas}$$

Por un lado, para la obtener las deflexiones inmediatas o llamadas también elásticas se pueden calcular con las estimaciones clásicas de deflexiones de resistencia de materiales

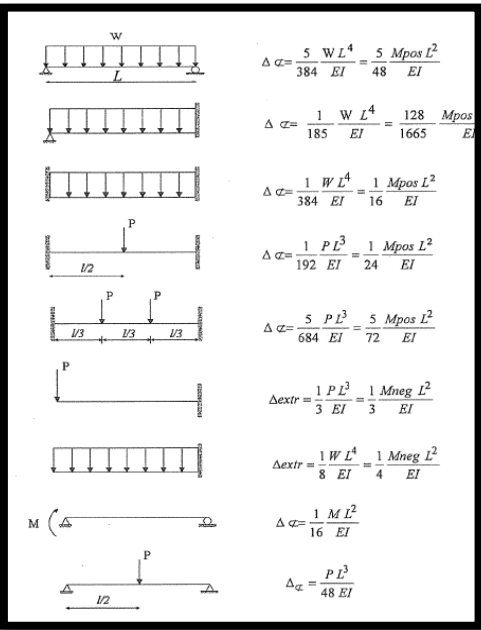


Figura 20. Deflexiones elásticas en vigas simples segun carga y condicion de apoyo

Entonces, el artículo 9.6.2.3 de la norma E 060. para el cálculo de las deflexiones se estima una inercia efectiva. Si el momento de servicio es mayor al momento de agrietamiento ($M_s > M_{cr}$), en este caso se deberá realizar el cálculo de la inercia efectiva (I_e) que es la inercia de la sección fisurada. En caso de que el M_{cr} sea mayor, la inercia efectiva será igual a la inercia bruta de la sección ($I_g=I_e$).

Luego, la norma E. 060 en el inciso 9.6.2.4 indica que el cálculo de las deflexiones se hará asumiendo una rigidez en flexión constante ($E_c I_e$). Sin embargo, al analizar un elemento las secciones tienen distintas configuraciones en cada sección de análisis; por ello, la norma asume una inercia promedio (I_{eprom}) que se calcula de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 39: Inercia efectiva promedio de acuerdo al tipo de apoyo

Tipo De Apoyo	Inercia Promedio
Extremos continuos	$I_{e\text{ prom}} = \frac{I_{e\text{ izquierda}} + 2(I_{e\text{ central}}) + I_{e\text{ derecha}}}{4}$
Ambos extremos	
Un extremo continuo	$I_{e\text{ prom}} = \frac{I_{e\text{ extremo}} + 2(I_{e\text{ central}})}{3}$
Simplemente apoyado	$I_{e\text{ prom}} = I_{e\text{ central}}$

Fuente: Adaptado de Norma E. 060.

Por otro lado, para el cálculo de las deflexiones diferidas que son adicionales en el tiempo se toma el siguiente procedimiento:

Para el cálculo de las deflexiones diferidas se debe calcular un factor

$$\Lambda\delta = \frac{\xi}{1 + 50. \rho'}$$

El valor de ρ' representa la cuantía del acero en compresión en las mismas secciones de análisis, el valor de ξ se obtendrá del siguiente gráfico:

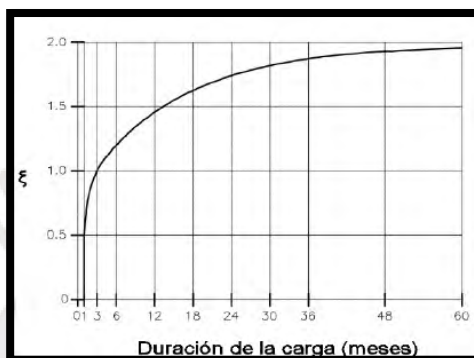


Figura 21. Parámetro epsilon deflexión diferidas
Fuente: Norma E.060, 2019

Finalmente, en el inciso 9.6.2.6 de la norma E.060. se presenta las deflexiones máximas admisibles en ningún caso la deflexión total deberá exceder el valor de $L_n/250$. Puede tomarse como máxima deflexión el valor de $L/480$ si existen elementos no estructurales que se han añadido después de la construcción de la parte estructural.

$$\Delta = \Delta iCM + \Delta iCV + +k(t_o, \alpha) \Delta iCM + k\Delta iCV$$

Donde,

- ✓ ΔiCM , Deflexión instantánea debido a la carga muerta
- ✓ ΔiCV , Deflexión instantánea debida a la carga viva.
- ✓ $k(t_o, \alpha) \Delta iCM$, Deflexión diferida debido a la carga muerta en el tiempo que se instala el elemento no estructural
- ✓ $k\Delta iCV$, Deflexión diferida debido a la carga viva

5.5. Corte de acero

Se presenta el siguiente esquema donde se ejemplifica las extensiones necesarias para realizar un optimo corte de acero, con el fin de garantizar un correcto mecanismo de

fluencia.

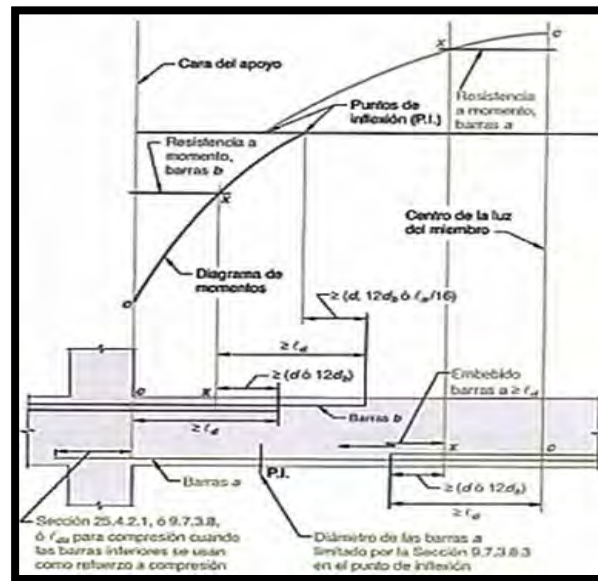


Figura 22. Longitudes mínimas de corte en barras en tracción

5.6. Ejemplo de diseño aligerado.

Para efectos de la presente tesis se ha tomado en cuenta a las losas ubicadas en la parte posterior de la planta típica entre los ejes A y E. Se observa que presentan continuidad en el análisis.

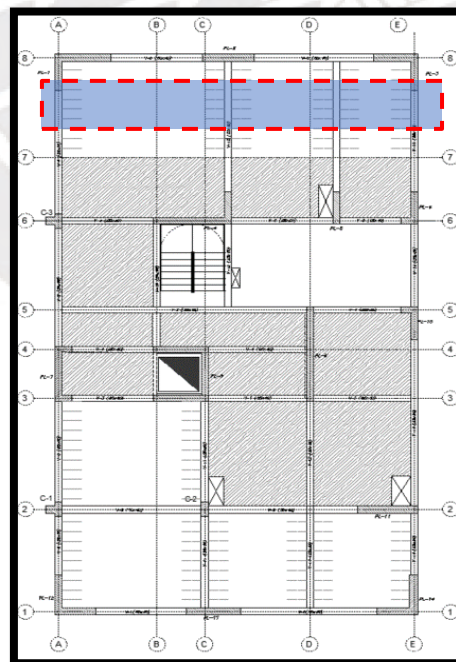


Figura 23. Esquema ubicación de losa aligerada ejemplo

5.6.1. Análisis de cargas verticales

Para realizar un metrado ordenado de ahora en adelante, es conveniente separar las cargas actuantes en dos grupos: cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV). Por un lado, las cargas muertas son todas aquellas que son fijas y significan un peso a la estructura. Por ejemplo, el peso propio del elemento, peso de los tabiques, piso terminado, etc.; es decir, no poseen movilidad. Por otro lado, las cargas vivas, se pueden considerar aquellas que tendrá la estructura en su funcionalidad, son móviles y representan un esfuerzo al elemento sobre el cual están aplicadas. Por ejemplo: peso del mobiliario, el tránsito de personas, etc.

CM

Peso propio ($h=20\text{cm}$) (P_w) = $0.4 \times 0.3 = 0.12 \text{ ton/m}$

Peso propio ($h=25\text{cm}$) (P_w) = $0.4 \times 0.35 = 0.14 \text{ ton/m}$

Peso piso terminado (P_p) = $0.4 \times 0.1 = 0.04 \text{ ton/m}$

P tabique distribuido (T_d) = $1.8 \times 2.5 \times 0.15 = 0.675 \text{ ton/m}$

P tabique puntual (T_p) = $1.8 \times 2.5 \times 0.15 \times 0.4 = 0.27 \text{ ton}$

CV

Sobre carga (s/c) = $0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ ton/m}$

CARGAS EN SERVICIO.

$CM1 = 0.12 + 0.04 = 0.16 \text{ ton/m}$

$CV1 = 0.08 \text{ ton/m.}$

$CM3 = 0.27 \text{ ton}$

Se presenta una idealización de las cargas que actúan sobre las viguetas a diseñar. Colocando el peso de los materiales como una carga distribuida y las cargas puntuales que representa el peso del tabique de forma puntual.

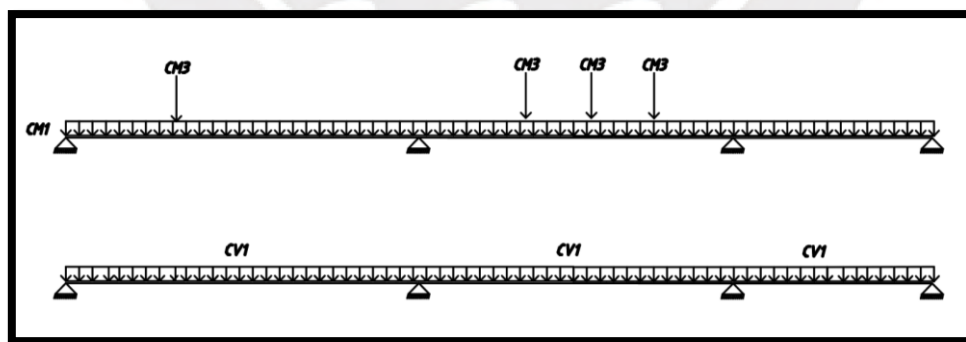


Figura 24. Distribución de carga muerta y carga viva para ejemplo de diseño

5.6.2. Modelo y análisis de fuerzas

Se ha utilizado el software ETABS para realizar un modelamiento de losas aligeradas.

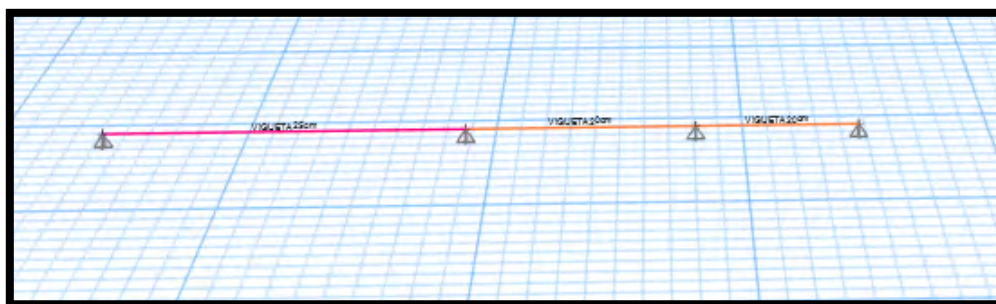


Figura 25. Modelado 3D de losas aligeradas, ETABS 2016

Luego, de realizar la asignación de cargas se ha realizado el análisis estructural de dichos elementos obteniéndose como consecuencia de la amplificación recomendada por la norma E060 para elementos no estructurales que sería el combo de 1.4 CM+1.7 CV.

DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR (Ton-m)

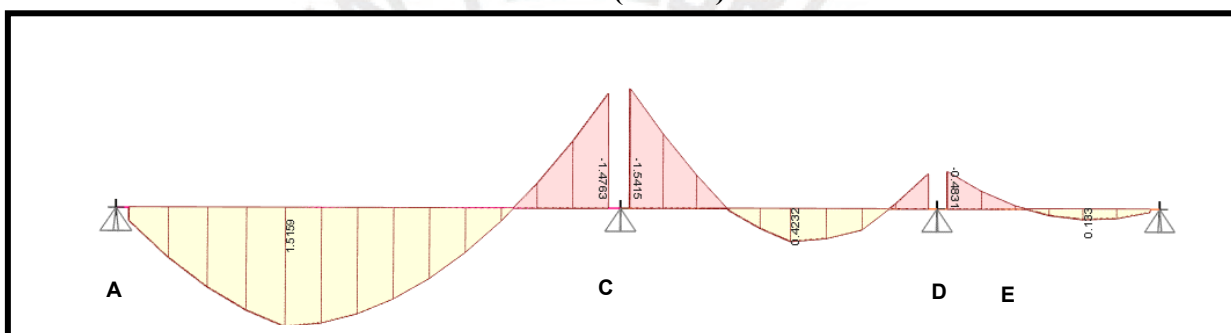


Figura 26. Momentos flectores aligerado ejemplo, combinación 1.4CM+1.7CV

• DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE (Ton)

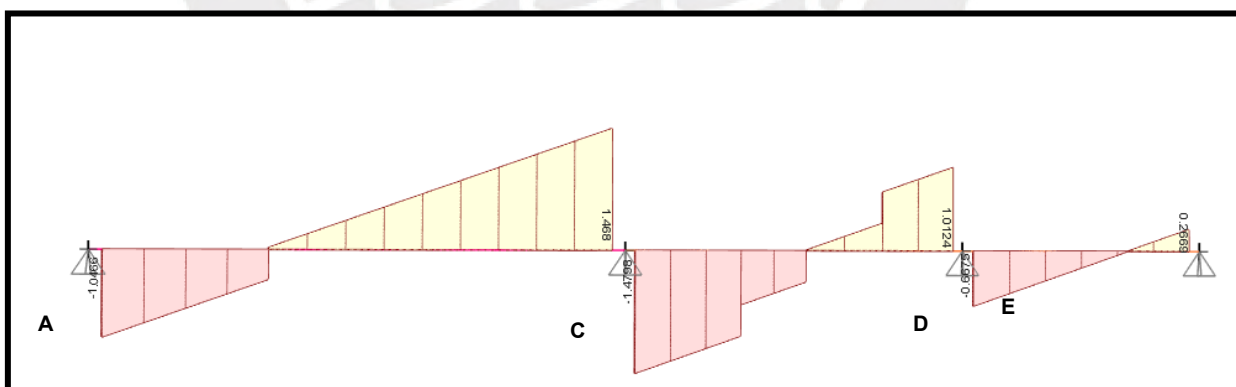


Figura 27. Diagramas de fuerza cortante aligerado ejemplo. Combinación 1.4CM+1.7CV

De los anteriores diagramas se han extraído los siguientes datos para realizar el análisis y diseño con las secciones más críticas:

Tabla 40: Momentos y cortantes de diseño aligerado

SOLICITACIÓN	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	A	C izq.	C der.	D izq.	D der.	E
Mu (-)	-0.17	-1.48	-1.51	-0.44	-0.44	-0.13
Mu (+)		1.52		0.42		0.38
Vu (+)	-	1.40	-	0.93	-	0.19
Vu (-)	0.98	-	1.40	-	0.59	-

5.6.3. Diseño por flexión

La siguiente expresión es utilizada para el calculo del acero minimo con el “alma” en compresión (momento negativo):

$$\phi M_n = 1.2 M_{cr} \quad \phi M_n = M_u$$

$$M_u = 1.2 \times \frac{28.983 \times 11801.60}{6.79}$$

$$a = 17 - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times 1.2 \times M_{cr}}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 10}}$$

$$a = 2.38 \text{ cm} \rightarrow c = 2.80 \text{ cm}$$

Luego,

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 2.38 \times 10 = A_{smin} \times 4200$$

$$A_{smin} (-) = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ para aligerados de 20 cm de peralte}$$

$$A_{smin} (-) = 1.15 \text{ cm}^2 \text{ para aligerados de 25 cm de peralte}$$

Además, para el calculo del acero maximo con el “alma” en compresión (momento negativo):

$$A_{smax} (-) = 0.75 \times (0.85 \times \frac{210}{4200} \times 10 \times 0.588 \times 17$$

$$A_{smax} (-) = 2.71 \text{ cm}^2 \text{ para aligerados de 20 cm de peralte}$$

$$A_{smax} (-) = 3.51 \text{ cm}^2 \text{ para aligerados de 25 cm de peralte}$$

El acero mínimo y máximo cuando el “ala” esta en compresión (momento positivo) se denota por la siguiente expresión:

$$A_{smin} (+) = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 10 \times 17$$

$As_{min}(+) = 0.41 \text{ cm}^2$ para ligerados de 20 cm de peralte

$As_{min}(+) = 0.53 \text{ cm}^2$ para ligerados de 25 cm de peralte

Además,

$$As_{max}(+) = 0.75 \times (0.85 \frac{210}{4200} \times (5(40 - 10) + 10 \times 0.85 \times 0.588 \times 17))$$

$As_{max}(+) = 7.49 \text{ cm}^2$ para aligerados de 20 cm de peralte.

$As_{max}(+) = 8.29 \text{ cm}^2$ para aligerados de 25 cm de peralte.

Con estos resultados se procede a calcular el refuerzo requerido cuando el “**ala**” **esta en compresión (momento positivo)** de la sección del centro del aligerado.

Sección central del tramo 1

$$\phi M_n = M_u$$

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 40 \times (22 - 0.5 \times a)) = 1.52 \times 10^5$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \times 1 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 40}}$$

$$a = 1.1 \text{ cm } c = 1.29 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 1.1 \times 40 = As_{requerido} \times 4200$$

$$As_{req}(+) = 1.87 \text{ cm}^2$$

Con lo cual un acero de diámetro $\phi = 1/2'' + 3/8''$ que contribuye un total de $As = 2.00 \text{ cm}^2$ satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado:

$$a = \frac{2 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 1.18 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times (4200 \times 2 \times (22 - 0.5 \times 1.18))$$

$$\phi M_n \text{ instalado} = 1.62 \text{ ton} - \text{m}$$

El refuerzo requerido cuando el “**Alma esta en compresion (momento negativo)** de la sección del aligerado.

Sección tramo 2 apoyo C derecha

$$\phi M_n = M_u$$

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 10 \times (22 - 0.5 \times a)) = 1.51 \times 10^5$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \times 1.51 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 10}}$$

$$a = 4.79 \text{ cm } c = 5.64 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 4.79 \times 10 = A_{s\text{requerido}} \times 4200$$

$$A_{s\text{req}} (+) = 2.04 \text{ cm}^2$$

Con lo cual un acero de diámetro $\emptyset=1/2'' + 3/8''$ que contribuye un total de $A_s = 2.00 \text{ cm}^2$ satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado con una eficiencia de $(2.00/2.04 = 99\%)$ entre lo colocado y requerido.

$$a = \frac{2.00 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10}$$

$$a = 4.71 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times (4200 \times 2.04 \times (22 - 0.5 \times 4.71))$$

$$\phi Mn \text{ instalado} = 1.62 \text{ ton} - m$$

Tabla 41: Diseño completo por flexión aligerado ejemplo

Mu+				
TRAMO	As Requerido (cm2)	Barras As colocado	As Colocado (cm2)	ϕMn instalado (ton-m)
Central 1	1.87	$\emptyset 3/8'' + \emptyset 1/2''$	2.00	1.62
Central 2	0.51	$\emptyset 3/8''$	0.71	0.58
Central 3	0.38	$\emptyset 3/8''$	0.71	0.45
Mu-				
TRAMO	As Requerido (cm2)	Barras As colocado	As Colocado (cm2)	ϕMn instalado (ton-m)
Apoyo A	-	$\emptyset 1/2''$	1.29	1.09
Apoyo C Izq.	1.99	$\emptyset 1/2'' + \emptyset 3/8''$	2.00	1.49
Apoyo C Der.	2.03	$\emptyset 1/2'' + \emptyset 3/8''$	2.00	1.50
Apoyo D Izq.	0.54	$\emptyset 1/2''$	1.29	1.00
Apoyo D Der.	0.72	$\emptyset 1/2''$	1.29	0.75
Apoyo E	-	$\emptyset 1/2''$	1.29	0.75

5.6.4. Diseño por fuerza cortante

Se emplea la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17$$

$$\phi V_c = \mathbf{1.22\text{ton}}; \text{ para un alig. de 20 cm.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22$$

$$\phi V_c = \mathbf{1.58\text{ton}}; \text{ para un alig. de 25 cm}$$

Es decir, la sección transversal con peralte de 20 cm es capaz de resistir un valor de 1.22 ton, mientras la sección transversal con peralte de 25 cm es capaz de resistir un valor de 1.58 ton de corte. La fuerza requerida de diseño estará sujeta a una reducción a “d” de la cara del apoyo, la siguiente tabla muestra el análisis.

Tabla 42: Diseño por corte de aligerado ejemplo

TRAMO	Vud (ton)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	¿Ensanche?
Apoyo A	0.98	1.58	-0.401	No necesita
Apoyo C Izq.	1.40	1.58	-0.001	No necesita
Apoyo C Der.	1.40	1.58	0.149	No necesita
Apoyo D Izq.	1.93	1.58	-0.001	No necesita
Apoyo D Der.	0.59	1.22	-0.501	No necesita
Apoyo E	0.19	1.22	-1.061	No necesita

Como era de esperar, en la totalidad de las solicitudes no se necesitará un ensanche por que la sección propone suficiente resistencia.

5.6.5. Diseño de refuerzo por retracción y temperatura

Se utilizarán barras corrugadas con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$; por lo cual, la cuantía usada es de 0.0025. El análisis es por metro de ancho.

$$A_s = 0.0025 \times 5 \times 100 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan barras de 1/4” se tendría un area de acero de 0.32 cm²; por lo tanto, para cumplir el acero requerido en un metro de analisis la separación se calcula:

$$S = \frac{0.32}{1.25} = 0.26 \text{ cm} ; \quad \phi 1/4" @ 0.25 \text{ m.}$$

5.6.6. Control de deflexiones

Se analizará el tramo 1, por poseer una cantidad de carga mayor de tabiquería y mayor esfuerzo por flexión.

$$h_{\min} = \frac{6.00}{18.5} = 0.32 \text{ cm}$$

como se observa, el peralte mínimo para evadir el cálculo de deflexiones en una losa simplemente apoyada con un extremo continuo es de 32 cm frente a la losa que se propone de 25 cm; por ello, se deberá realizar un adecuado control de deflexiones.

Los momentos por servicio actuantes son:

En la sección central

$$M_{cm} = 0.98 \text{ ton.m} \quad A_s(-) = 0 \text{ cm}^2$$

$$M_{cv} = 0.21 \text{ ton.m} \quad A_s(+) = 2 \text{ cm}^2$$

Inercia de la sección bruta

$$I_g = 22708 \text{ cm}^4$$

Se calculan los momentos de agrietamiento con la inercia bruta de la sección

$$M_{cr}(+) = \frac{f_r \times I}{Y.C.G.} = \frac{0.29 \times 0.22708}{0.16} = 0.41 \text{ ton.m}$$

Inercia de la sección agrietada

Se calculan las inercias de la sección fisurada dado que los momentos actuantes en servicio son mayores que los momentos de agrietamiento.

Ubicación del eje neutro (c):

$$(b \times c^2)/2 + (2n - 1) \times A_s' \times (c - d') + n \times A_s \times (d - c)$$

Cálculo de la inercia transformada

$$I_{cr} = (b \times c^3)/3 + (2n - 1) \times A_s' \times (c - d')^2 + n \times A_s \times (d - c)^2$$

$$I_{cr} = 6800 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto, la inercia efectiva es la misma inercia al centro del tramo.

$$I_e = I_{cr} = 6800 \text{ cm}^4$$

Tabla 43: Cálculo de inercia efectiva control de deflexiones

	Apoyo C Izq.	Apoyo C Der.	Central
As (-) (cm^2)			-
As (+) (cm^2)			2.00
C (cm)			4.06
Icr (cm^4)			6800
Ie (cm^4)		6800	

Para calcular las deflexiones en vigas o aligerados continuos se utilizara la siguiente expresion

$$\Delta y = \frac{5}{48} \frac{M_{\text{centro luz}} - 0.1(M_{\text{extremo1}} + M_{\text{extremo2}}) \times L^2}{EI}$$

Finalmente para el calculo de las deflexiones diferidas se calcula el factor mediante:

✓ Para 1 mes

$$\Delta \delta = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = \frac{0.5}{1 + 50 \cdot (0)} = 0.5$$

✓ Para 5 años

$$\Delta \delta = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = \frac{1.8}{1 + 50 \cdot (0)} = 1.8$$

Tabla 44: Control de deflexiones aligerado ejemplo

Concepto	Deflexión inmediata (cm)	Deflexión diferida 1 mes (cm)	Deflexión diferida 5 años (cm)
Δi_{CM}	0.24		
Δi_{CV}	0.05	0.025	0.09
50% Δi_{CV}	0.025	0.013	0.045
$k(t_o, \infty) \Delta i_{CM}$		0.12	0.43
Δi_{Tab}	0.06	Inicia construcción	
$k \Delta i_{Tab}$			0.12

✓ **A 01 mes de su construcción:**

Con el 50% CV

$$\Delta = \Delta iCM + \Delta iCV + k(t_o, \alpha) \Delta iCM + k\Delta iCV + \Delta iTab + k\Delta iTab$$

$$\Delta = 0.24 + 0.025 + 0.12 + 0.013$$

$$\Delta = 0.398 \text{ cm} = 0.40 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

✓ **A 5 años de su construcción:**

En 5 años con el 100% CV

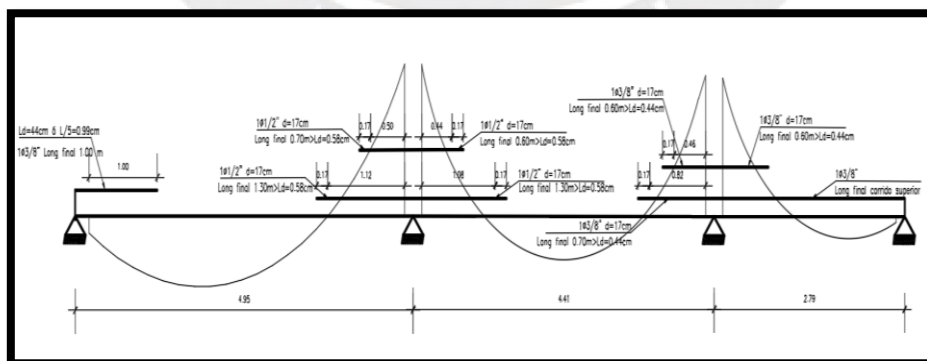
$$\Delta = \Delta iCM + \Delta iCV + k(t_o, \alpha) \Delta iCM + k\Delta iCV + \Delta iTab + k\Delta iTab$$

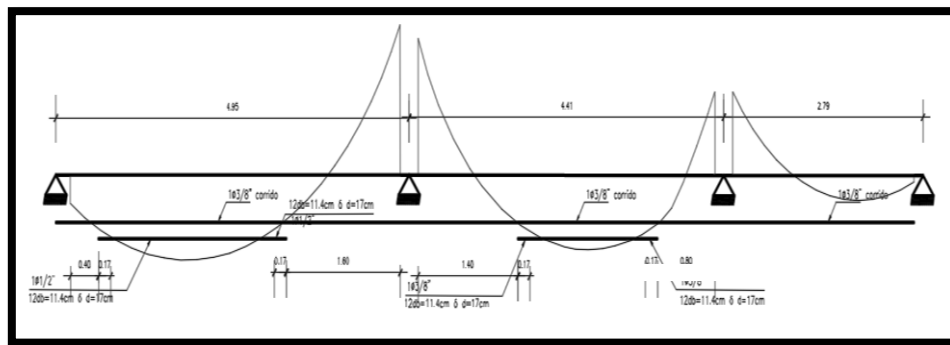
$$\Delta = 0.24 + 0.05 + 0.43 + 0.09 + 0.06 + 0.108$$

$$\Delta = 0.978 \text{ cm} = 0.98 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

La suma de deflexiones inmediatas y diferidas incluida la construcción del tabique y considerando el 50% de la carga viva a un mes de su construcción y 100 % de la carga viva a 5 años de su construcción, son 0.40 cm y 0.98 cm no sobrepasan el límite de las permitidas que se calcula como $600/480=1.25$ cm para techos que estén ligados a elementos no estructurales y en ningún caso una deflexión total de la deflexión instantánea y diferida de $600/250= 2.4$ cm

5.6.7. Corte de acero





5.6.8. Diseño final Aligerado

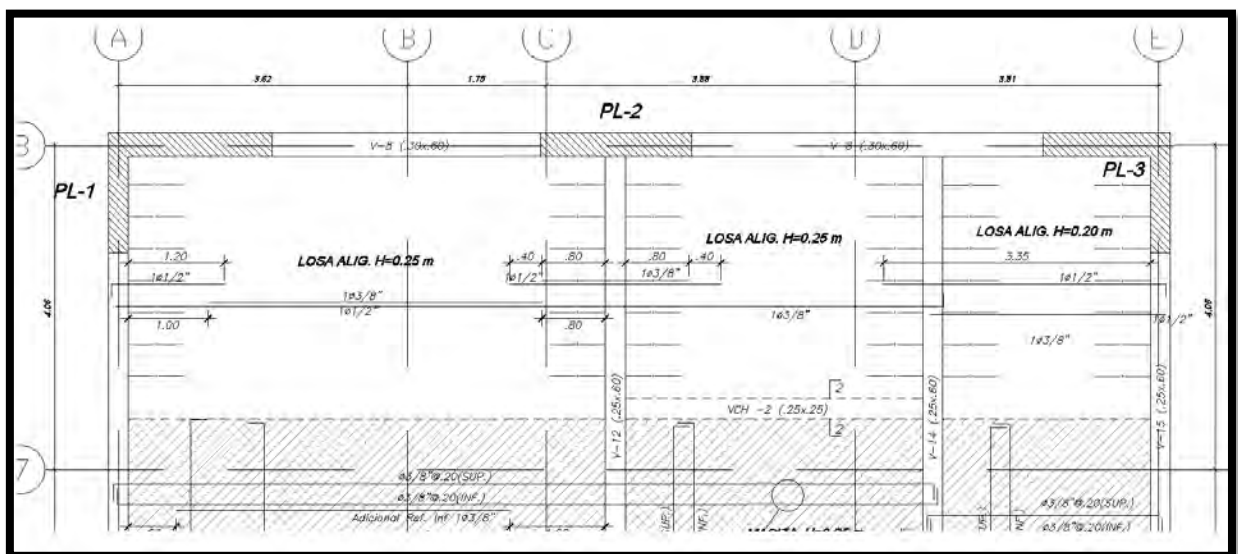


Figura 29. Diseño final aligerado ejemplo

Capítulo 6: Diseño de Losa Maciza

El diseño de las losas maciza será bajo dos enfoques: diseño por flexión y diseño por cortante, idealizando un diseño por cada metro de ancho para el cálculo de aceros requeridos.

6.1. Diseño por flexión

La forma de análisis es idéntica al de las losas aligeradas y asumiendo las mismas hipótesis de diseño.

6.1.1. Acero mínimo

Este concepto que establece la norma E.060 inciso 9.7.2 sugiere no colocar aceros menores a valor que se obtienen de la expresión $A_{s\ min} = 0.0018 b \times h$, ya que

representaría al mínimo admisible para soportar cambios volumétricos y estos estarán distribuidos en todo el volumen de la sección; es decir, tanto en la parrilla inferior y superior. La norma en el inciso 9.7.4 limita a una cuantía mínima en la parte inferior de 0.0012 y una cuantía mínima superior de 0.006.

6.1.2. Acero máximo

El cálculo de la máxima cantidad de acero tanto momento positivo como negativo se emplea la siguiente expresión:

$$A_{smax} (+/-) = 0.75 \times \left(0.85 \frac{f'_c}{f_y}\right) \times b_w \times 0.85 \times 0.588 \times d$$

6.2. Diseño por fuerza cortante

Las losas macizas se diseñarán con la misma filosofía de análisis de las losas aligeradas, ya que tampoco poseen acero de refuerzo en forma de estribos que contenga esfuerzos de corte es necesario proveer a la sección transversal de mayores resistencias. Por ello, si ϕV_c no supera a la cortante última (V_u) será necesario el incremento del peralte.

Entonces, como la losa maciza no posee estribos que resistan el corte. Entonces, $V_s=0$. Por lo tanto, según la E. 060.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

6.3. Refuerzo por cambios volumétricos

El análisis es por metro de ancho y no debe exceder a dos veces el espesor de la losa. Cabe resaltar, que a las losas macizas al dotarlas con mallas ya se está considerando el refuerzo por temperatura.

6.4. Control de deflexiones

Se sigue exactamente el mismo procedimiento de su cálculo en losas aligeradas

6.5. Corte de acero

El corte de acero se realiza de la misma con las mismas recomendaciones que los aligerados. Y solo será necesario realizar corte en la mayoría de los casos cuando la sección de análisis requiera bastones de refuerzo en el centro de la losa o en los bordes, ya que usualmente, los aceros van corridos tanto en la malla superior como inferior.

6.6. Ejemplo de diseño losa maciza

Para efectos de la presente tesis se ha tomado en cuenta a la losa ubicada en la parte posterior de la planta típica. Se ha considerado que la losa tiene apoyo en 03 elementos de borde y presenta un aligerado contiguo paralelo, el cual no recibe carga de dicha losa.

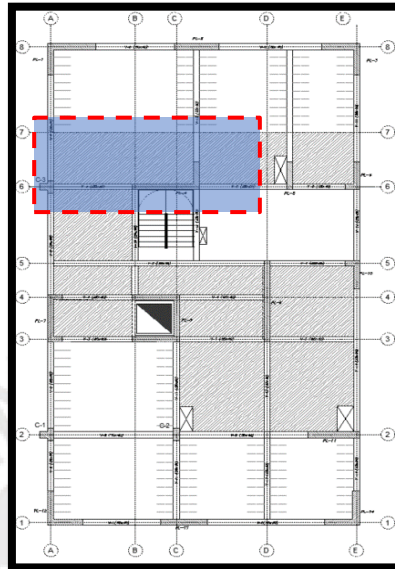


Figura 30. Ubicación de losa Maciza ejemplo

6.6.1. Análisis de cargas verticales

La asignación de cargas con las consideraciones del artículo 2.4 (cargas utilizadas) de la presente tesis. Además, de las tablas 2 y 3 para la Carga muerta (CM) y Carga viva (CV).

CM

$$P_p = 2.4 \times 1 \times 0.25 = 0.60 \text{ ton/m}^2$$

$$P_t = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{tabique distribuido (Td)}} = 1.8 \times 2.5 \times 0.15 = 0.675 \text{ ton/m}$$

CV

$$s/c = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

6.6.2. Modelo y análisis de fuerzas

En la figura abajo presentada se aprecia que el paño de losa se encuentra apoyada en tres elementos de borde. Además, están asignados los tabiques en forma de carga distribuida; para ello, se ha discretizado la losa.

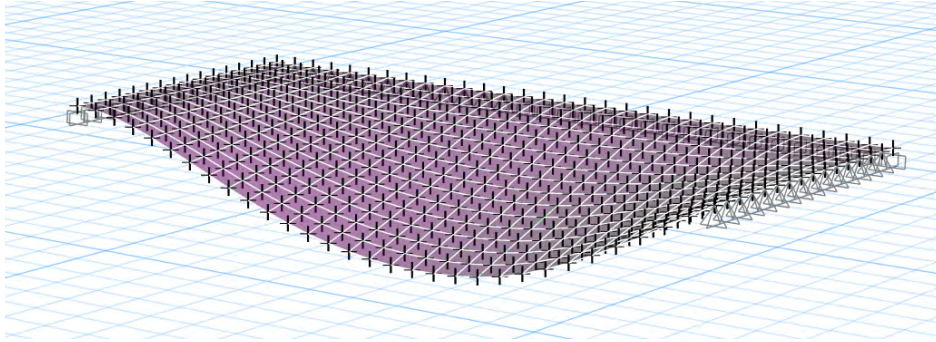


Figura 31. Modelado de losa maciza ejemplo

Cabe resaltar, que para el cálculo de las magnitudes en las losas apoyadas en vigas y muros se recurrirá al método de diseño propuesto por la norma E.060 a lo largo del artículo 13.7, donde se detalla que se podrán calcular las magnitudes de los momentos y fuerzas cortantes en los bordes a cada de vigas para momentos negativos y en la franja central para momentos positivos según las siguientes expresiones:

$$Ma = Ca \times wu \times A^2, \text{ para momentos negativos}$$

$$Mb = Ca \times wu \times A^2, \text{ para momentos positivos}$$

Donde,

A: es la luz libre del tramo en la dirección corta

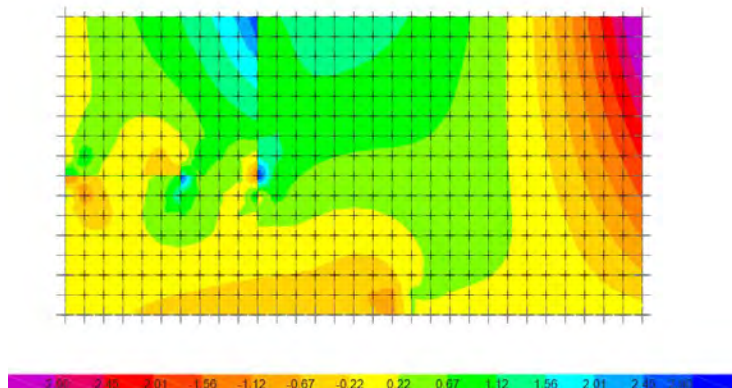
B: es la luz libre del tramo en la dirección larga

Ca: coeficiente de momentos indicados según tablas propuestas en la E060, dirección corta.

Cb: coeficiente de momentos indicados según tablas propuestas en la E060, dirección larga

DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR (Ton-m)

SENTIDO X-X



SENTIDO Y-Y

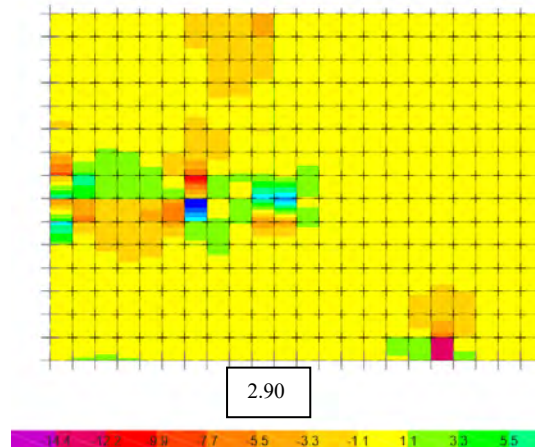


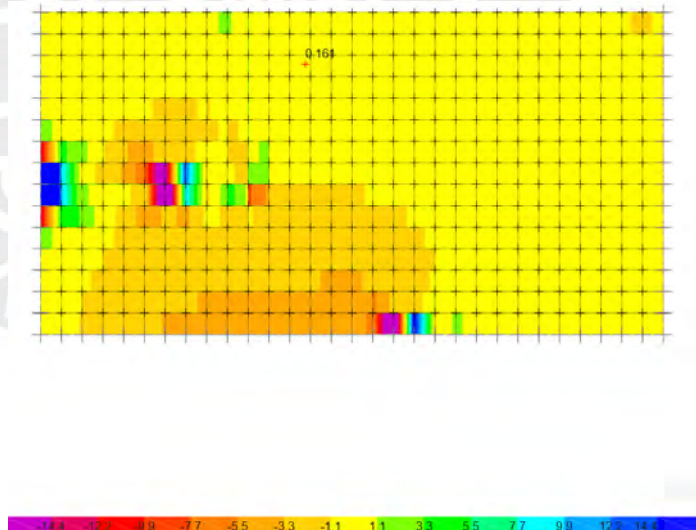
Figura 32. Diagrama de momentos flectores losa maciza ejemplo sentido X-X e Y-Y

Para el cálculo de las fuerzas cortantes según el artículo 13.7.4, se ubicaran a una distancia “d” de la cara de apoyo y cuando exista un borde continuo opuesto a uno discontinuo, la magnitud de la fuerza cortante hallada se incrementara en un 15 %. El cortante ultimo Vu puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$V = w \times \left(\frac{A}{2} - d \right) \times \left(1 + 0.5 \times \frac{A}{B} \right)$$

DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE (Ton)

SENTIDO X-X



SENTIDO Y-Y

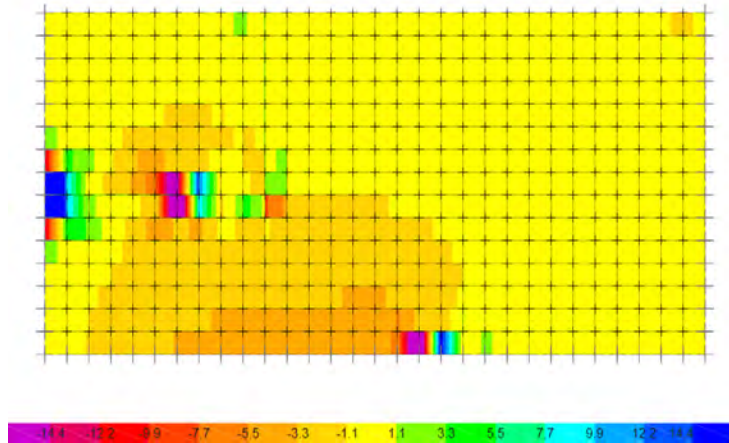


Figura 33. Diagrama de momento flecto y fuerza cortante losa maciza ejemplo

6.6.3. Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión se considera una dotación de acero mínimo inicial para ver si la sección resultante es suficiente para contener los momentos y fuerzas requeridas, el cálculo del acero mínimo en losas macizas se considera una cuantía equivalente al 0.0018 del área de la sección transversal. Esta cuantía puede repartirse tanto en la parte superior como inferior como a continuación se muestra:

$$A_{smin} \text{ malla inferior} = 0.0012 \times 100 \times 25$$

$$A_{smin}: 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \text{ malla superior} = 0.006 \times 100 \times 25$$

$$A_{smin}: 1.5 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero máximo:

$$A_{smax} (+/-) = 0.75 \times \left(0.85 \times \frac{210}{4200} \times 100 \times 0.85 \times 0.588 \times 22\right)$$

$$A_{sb} = 46.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} (+/-) = 0.75 \times (46.75)$$

$$A_{smax} (+/-) = 35.06 \text{ cm}^2$$

Luego, se calcula el refuerzo requerido de la sección; cabe resaltar que su análisis también será por metro de ancho y para este ejemplo se ha tomado el momento Máximo negativo en dirección Y-Y

$$M_u > \phi M_n$$

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 100 \times (22 - 0.5 \times a)) = 2.90 \times 10^5$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \times 2.90 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}}$$

$$a = 0.84 \text{ cm } c = 0.99 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 0.99 \times 100 = As_{requerido} \times 4200$$

$$As_{req} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Con lo cual aceros de diámetro $\varnothing 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ en la parrilla inferior haciendo un área de acero por metro de ancho de 3.55 cm^2 con una cuantía de 0.0014 y de $\varnothing 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ en la parrilla superior haciendo un área de 3.55 m^2 con una cuantía 0.0014. por tanto, se satisface dicha solicitud.

El momento instalado es:

$$a = \frac{3.56 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 0.84 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times (4200 \times 2.58 \times (17 - 0.5 \times 0.92))$$

$$\phi Mn_{instalado} = 2.90 \text{ ton.m}$$

Como era de esperar, en ninguna de las solicitaciones la resistencia de diseño a flexión (ϕMn) es superada a la solicitud de momento ultimo (M_u), esto se puede verificar en los diagramas de momento flector en ambos sentidos. Cabe resaltar, el acero colocado supera la cuantía mínima exigida esto por solicitaciones de carga

6.6.4. Diseño por cortante

Se emplea la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 22$$

$$\phi V_c = 14.36 \text{ ton}$$

Como era de esperar, en ninguna de las solicitaciones no se necesitará un incremento de peralte; es decir, la resistencia de corte del concreto (ϕV_c) es superior a la solicitud de cortante ultima (V_u), esto se puede verificar en el diagrama de fuerza cortante.

6.6.5. Diseño de refuerzo por retracción y temperatura

Se utilizarán barras corrugadas con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$; por lo cual, la cuantía usada es de 0.0018. El analisis es por metro de ancho.

$$As_{temp} = 0.0018 \times 100 \times 25$$

$$As_{temp} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Tabla 45: Diseño Acero de temperatura

TRAMO	Cuantía	As x 1m de ancho (cm ²)	Barras Necesarias cuantía mínima	Barras colocadas	As Colado (cm ²)	Cuantía usada
Malla inferior	0.0012	3.00	$\phi 3/8"$ @ 0.2 m	$\phi 3/8"$ @ 0.2 m	3.55	0.0014
Maya superior	0.0006	1.50	$\phi 3/8"$ @ 0.4 m	$\phi 3/8"$ @ 0.2 m	3.55	0.0014
TOTAL	0.0018				7.10	0.0028

En la tabla anterior se muestra el área de acero mínimo que debería utilizarse de acuerdo a la cuantía mínima exigida por la norma E. 060; sin embargo, se ha repartido en la parrilla superior e inferior, un área de acero necesario para satisfacer las solicitaciones de carga, obteniéndose una nueva cuantía utilizada. Por lo tanto, la nueva cuantía la cuantía mínima establecida por norma por efectos de temperatura

6.6.6. Diseño final Losa Maciza

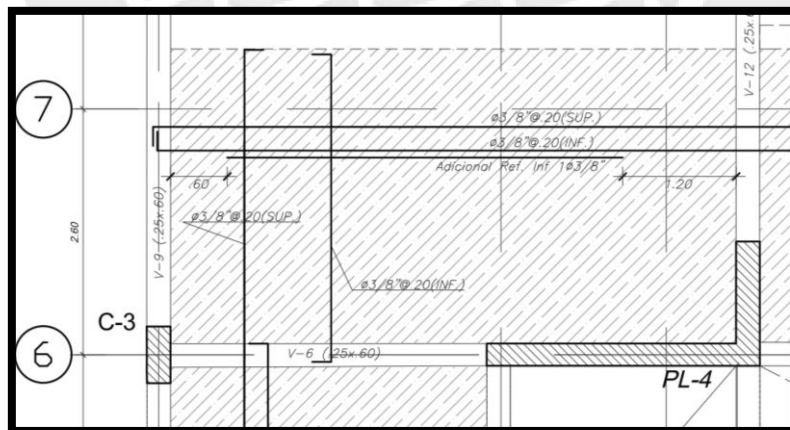


Figura 34. Diseño final losa maciza ejemplo

Capítulo 7: Diseño de Vigas Chatas

Las vigas chatas son elementos no estructurales cuya principal función es soportar cargas producidas por tabiques; en ese sentido, estas se construyen con un peralte no mayor al del aligerado que se esté usando. Se tomarán las mismas propiedades mecánicas y físicas que los materiales.

7.1. Diseño por flexión

La forma de análisis es idéntica al de las losas macizas y losas aligeradas y asumiendo las mismas hipótesis de diseño.

7.2. Diseño por cortante

Las vigas chatas solo soportan cargas verticales y tampoco trabajan ante solicitaciones sísmicas. En ese sentido, ya que están sometidas a cargas más altas es necesario confinar los elementos mediante estribos. Entonces, las solicitaciones de fuerza córtate son asumidas por los estribos y el concreto ($V_n = V_c + V_s$). Según Ottazzi, G. 2016, el procedimiento para realizar el diseño es el siguiente:

- ✓ Construir el diagrama de fuerza cortante
- ✓ Calcular el aporte de resistencia del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

- ✓ Si la fuerza cortante a la “d” de la cara del apoyo es menor que la resistencia otorgada por el concreto ($V_{ud} < \phi V_c$); entonces, se asigna una distribución de **estribos mínimos** en la zona donde $V_u > \phi V_c/2$. Se selecciona el menor de los siguientes valores.

$$S1 = A_v \times \frac{f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \quad \text{ó} \quad S2 = A_v \times \frac{f_y}{3.5 \times b_w}$$

Además, si $V_u < \phi V_c/2$ entonces no necesitara ningún tipo de refuerzo de acero; sin embargo, es una buena práctica colocar estribos de montaje para el izado entre otros.

- ✓ Si $V_u > \phi V_c$ entonces se necesitará incluir refuerzo de acero por corte y esa resistencia adicional se proporcionará por el acero en la zona de **estribos variable** y se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Luego se debe verificar que, $V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$ esto significa que el cortante máximo que toma los estribos no debe superar esta expresión, si no se cumple será necesario aumentar la sección de análisis para que el concreto pueda tomar mayores solicitaciones.

- ✓ Una vez hecha la verificación se procede a realizar el cálculo de espaciamiento de estribos

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

Donde,

d: Peralte efectivo de la sección

A_v : Área de la sección del refuerzo transversal (estribos)

S: Separación entre estribos

Además, la norma E060 propone las siguientes expresiones para el cálculo del espaciamiento de los estribos. Y será necesario calcular la siguiente expresión:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.10\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Si, $V_s \leq V_{s \text{ lim}} = 1.10\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$ Entonces toma el menor valor entre $S \leq d/2$ ó $S \leq 60 \text{ cm}$

Si, $V_s > V_{s \text{ lim}} = 1.10\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$ Entonces toma el menor valor entre $S \leq d/4$ ó $S \leq 30 \text{ cm}$

Cabe resaltar que la cortante se evalúa en los extremos del diagrama donde se presente el mayor esfuerzo a una distancia “d” de los apoyos.

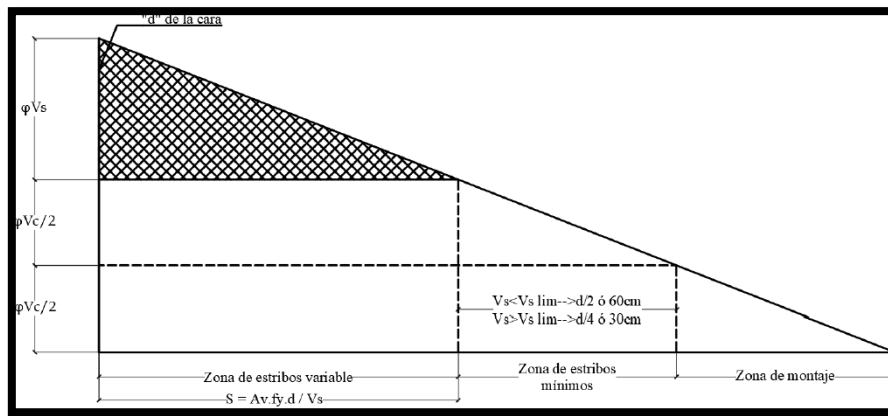


Figura 35. Diagrama de fuerza cortante y esquema de delimitación de estribos
Fuente: Ottazzi, G. (2016)

7.3. Control de deflexiones

De la misma manera que las losas aligeradas.

7.4. Ejemplo de diseño viga chata

Para efectos de la presente tesis se ha tomado como ejemplo la viga chata ubicada en la parte posterior de la planta típica entre los ejes C y D.

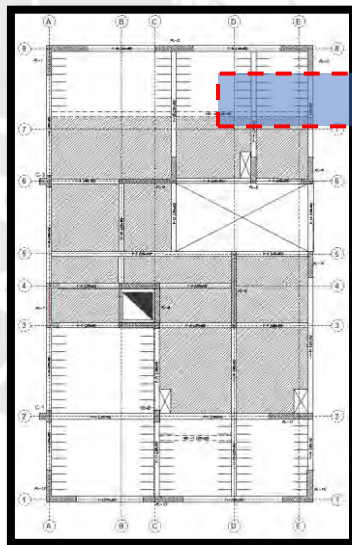


Figura 36. Esquema ubicación de viga chata ejemplo

7.4.1. Análisis de cargas verticales

El cálculo de la carga muerta y viva se realizará para un peralte de 25 cm

CM

$$P_p = 2.4 \times 0.25 \times 0.20 = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$P_t = 0.25 \times 0.1 = 0.025 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{tab}} = 1.8 \times 0.15 \times 2.5 = 0.675 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{tab}} = 1.8 \times 0.2 \times 0.2 \times 2.5 = 0.225 \text{ ton}$$

CV

$$CV_1 = 0.075 \times 0.2 = 0.015 \text{ ton/m}$$

$$CV_2 = 0.20 \times 0.2 = 0.040 \text{ ton/m}$$

CARGAS EN SERVICIO.

$$CM_1 = 0.12 + 0.025 = 0.145 \text{ ton/m}$$

$$CM_2 = 0.675 \text{ ton/m}$$

$$CM_3 = 0.225 \text{ ton}$$

$$CV_1 = 0.015 \text{ ton/m.}$$

$$CV_2 = 0.040 \text{ ton/m.}$$

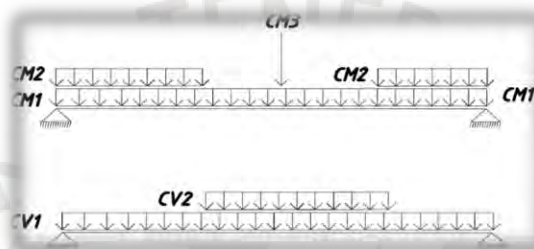


Figura 37. Distribución de carga muerta y carga viva

7.4.2. Análisis de fuerzas

DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR (Ton-m)

Figura 38. Diagrama de momento flector. V-CH 01 ejemplo



Figura 39. Diagrama de fuerza cortante, V-CH 01 ejemplo

De los anteriores diagramas se han extraído los siguientes datos para realizar el análisis con las secciones mas críticas:

Tabla 46: Momentos y cortantes de diseño viga chata

SOLICITACIÓN	Tramo 1	
	A	C izq.
Mu(-) (ton-m)	-	-
Mu(+) (ton-m)	1.38	-
Vu (+) (ton)	-	1.43
Vu (-) (ton)	1.44	-

7.4.3. Diseño por flexión

El cálculo del acero mínimo

$$A_{smin} (+/-) = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 20 \times 22$$

$$A_{smin} (+/-) = 1.06 \text{ cm}^2$$

Para el calculo del acero maximo:

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times 22 = 12.94 \text{ cm}$$

$$A_{smax} (+/-) = 0.75 \times (0.85 \frac{210}{4200} \times 0.85 \times 20 \times 22)$$

$$A_{smax} (+/-) = 7.01 \text{ cm}^2$$

Calculo acero requerido sección central.

$$\phi M_n > M_u$$

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 20 \times (22 - 0.5 \times a)) = 1.38 \times 10^5$$

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \times 1.38 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 20}}$$

$$C_c = T$$

$$0.85 \times 210 \times 2.75 \times 20 = A_{srequerido} \times 4200$$

$$A_{sreq} (+) = 1.74 \text{ cm}^2$$

Con lo cual un acero de diámetro 2 Ø 1/2", que contribuye un total de $A_s = 2.58 \text{ cm}^2$ satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado:

$$a = \frac{2.58 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 20}$$

$$a = 3.1 \text{ cm } c = 3.65 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times (4200 \times 2.58 \times (22 - 0.5 \times 3.65))$$

$$\phi M_n \text{ instalado} = 2.00 \text{ ton} - m$$

Tabla 47: Diseño por flexión viga chata ejemplo (V-CH 01)

Mu+				
TRAMO	As Requerido (cm2)	Barras As colocado	As Colocado (cm2)	φMn instalado (ton-m)
Central	1.74	2Ø1/2"	2.58	2.00
Mu-				
TRAMO	As Requerido (cm2)	Barras As colocado	As Colocado (cm2)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo Der.	-	2Ø1/2"	2.58	2.00
Apoyo Izq.	-	2Ø1/2"	2.58	2.00

7.4.4. Diseño por fuerza cortante

Se extrae el cortante ultimo a “d” de la cara del apoyo $V_{ud} = 1.44$ ton.

Luego,

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 22$$

$$\phi V_c = 2.87 \text{ ton}$$

La cortante a la “d” de la cara del apoyo es menor igual que la resistencia otorgada por el concreto ($V_{ud} \leq \phi V_c / 2$); entonces, se asigna una distribución de **estribos de izaje ya** que no es necesaria la colocación de estribos debido a que el concreto es capaz de soportar el corte.

Se pueden colocar estribos con un espaciamiento de 40 cm ya que sería dos veces el espesor de la losa; sin embargo, se optará por una distribución de 3/8" @ 25 cm como criterio del diseñador.

7.4.5. Empalme

No existentes emplames en las vigas chatas ya que su luz es menor a los 9 metros.

7.4.6. Diseño final imagen

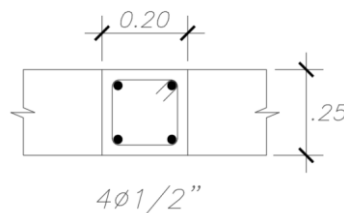
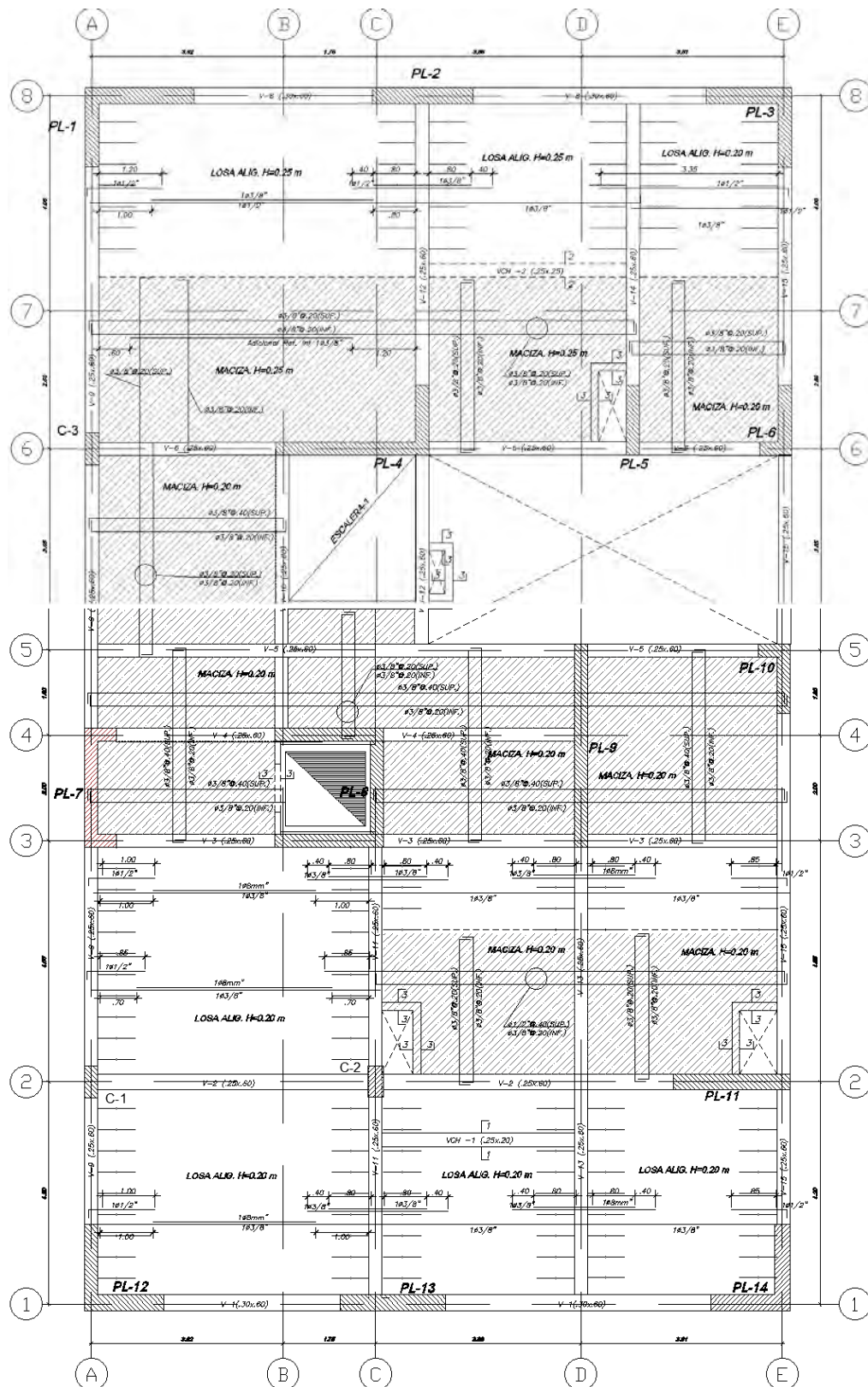


Figura 40. Diseño final ejemplo V-CH 01



Capítulo 8: Diseño de Vigas

Los diseños hasta ahora vistos no contemplan las cargas de sismo en la edificación; en contraste las vigas, en la mayoría de los casos, tienen responsabilidad estructural sísmica por que conforman pórticos que aportan rigidez a la estructura. Además, las vigas tienen como función cargar los techos y forman los ejes estructurales con las columnas. Sin embargo, habrá vigas que solo trabajen para cargas de gravedad y son, usualmente, las que están simplemente apoyadas o no desarrollan momento en sus extremos.

Por lo tanto, se asumen las mismas hipótesis de diseño, pero se integran algunos alcances para las vigas con responsabilidad sísmica que están estipulados en el capítulo 21 de la norma E. 060. "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" que garantizan la ductilidad de la estructura.

8.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión es igual a lo visto en los capítulos anteriormente. Además, en la norma E. 060. artículo 21.4.4. se dan alcances para un óptimo diseño por flexión los cuales se plasman en la siguiente figura:

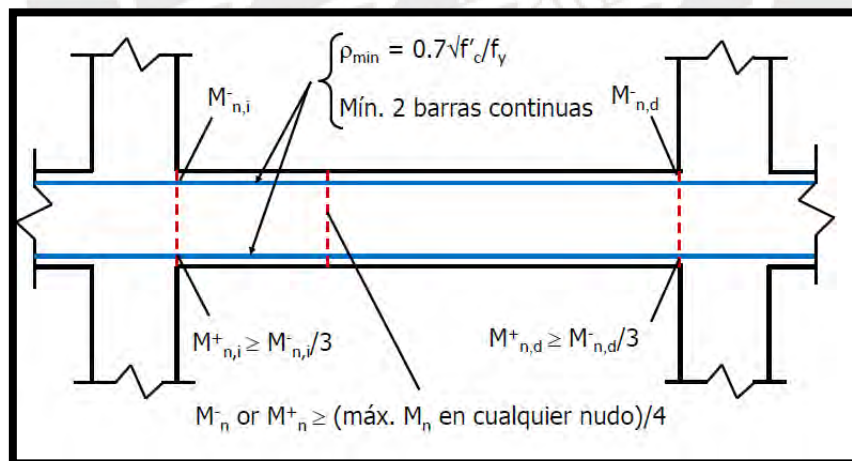


Figura 42. Detalles del refuerzo en flexión para vigas con responsabilidad sísmica.
Fuente: Norma E. 060.

8.2. Diseño por cortante

El diseño por flexión es igual a lo visto en vigas chatas, además, se señala una adecuada distribución de estribos para vigas que resisten efectos sísmicos.

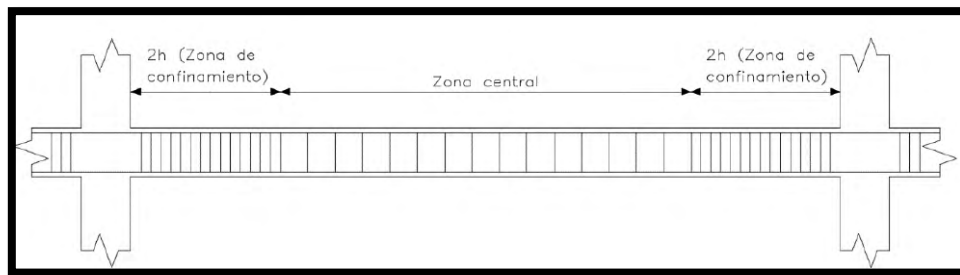


Figura 43. Detalles del refuerzo de corte para vigas con responsabilidad sísmica
Fuente: Norma E. 060, 2019.

La figura anterior divide el confinamiento de estribos en dos zonas que dependen del peralte en cuestión. De acuerdo a la norma E. 060. artículo 21.4.4.4 el primer estribo en la zona de confinamiento se debe colocar a no más de 10 cm de la cara del apoyo y luego se puede colocar espaciado máximo dentro de la zona de confinamiento será al menor valor obtenido de:

- ✓ $d/4$ ó 10 cm
- ✓ 8db veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- ✓ 24db veces el diámetro de los estribos
- ✓ 30 cm.

Los estribos serán de 8mm hasta barras longitudinales 5/8" y de 3/8" hasta barras longitudinales de 1". Los estribos no deben estar espaciados a más de $0.5d$ a lo largo de todo el elemento.

8.3. Diseño por capacidad

Para vigas que resisten efectos sísmicos se propone otorgarle una mayor ductilidad al elemento; en consecuencia, evitar fallas frágiles. La norma E060 en artículo 21.4.3.1 limita a elegir la cortante última (V_u) a la magnitud menor de los siguientes valores:

- ✓ $V_u = (M_{ni} + M_{nd}) / L_n + 1.25 \times (V_{cm} + V_{cv})$
- ✓ $V_u = 1.25 \times (V_{cm} + V_{cv}) + 2.5 \times V_{sismo}$

8.4. Control de deflexiones

Se sigue exactamente el mismo procedimiento de su cálculo en vigas chatas y solo se realizara para vigas que contengan mas deflexiones originadas por cargas de gravedad

8.5. Corte de acero

El corte de acero para la viga peraltada se realizará similar al de las losas aligeradas

8.6. Ejemplo de diseño vigas peraltada VPT-8

Para efectos de la presente tesis se ha tomado en cuenta dos ejemplos de diseño vigas ubicadas como se muestra en la figura 45 de la planta típica. Para la viga ubicada en el eje 1, que viene a ser parte de un pórtico de entrada de la estructura; por lo que, se espera que su comportamiento sea sísmico.

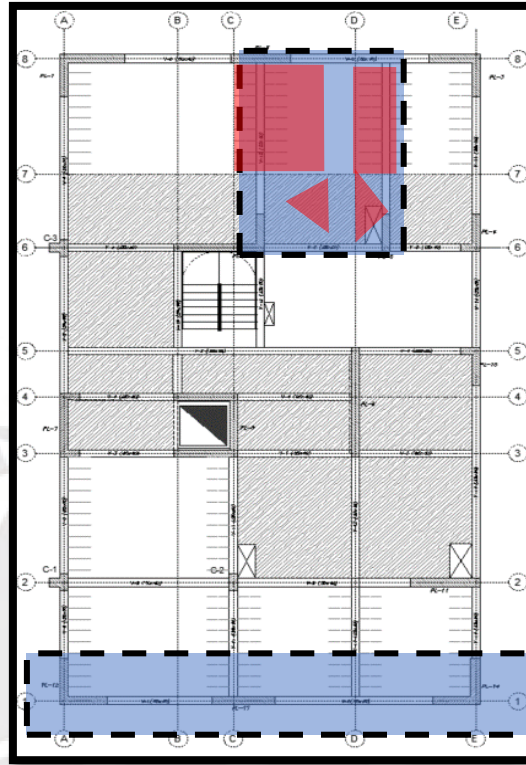


Figura 44. Ubicacion Vigas peraltadas ejemplo VPT-1 Y VPT-12

8.7. Ejemplo de diseño VPT-1

8.7.1. Análisis de cargas verticales

Se realizaron los metrados de cargas correspondientes de tal manera de las losas de techo transmitan carga directamente proporcional a su área tributaria. En la figura anterior se observa de color rojo dicha área tributaria que está afectando de manera directa a la viga en análisis.

CM

Peso propio VPT-1 = $2.4 \times 0.35 \times 0.60 = 0.432$ ton/m

Tabique distribuido sobre viga peraltada = $1.8 \times 2.1 \times 0.15 = 0.57$ ton/m (considera el peso completo de un tabique a fondo de viga como si fuese vidrio).

CV

s/c sobre VPT-1 = $0.2 \times (0.30) = 0.06$ ton/m

CARGAS EN SERVICIO.

$$CM = 0.43 + 0.57 = 1.00 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.06 \text{ ton/m.}$$

Se idealizarán las cargas de gravedad mediante el modelo de un pórtico aislado en una dirección, mientras que a partir del modelo tridimensional en ETABS de la estructura se obtendrá las cargas sísmicas. Con las combinaciones de carga del inciso 2.4 de la presente tesis, se genera la envolvente que representa el conjunto de valores máximos de momento y cortante.

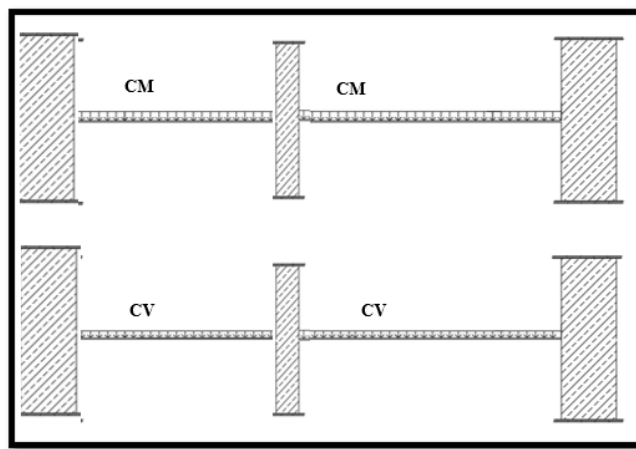


Figura 45. Idealización de la distribución de carga muerta y carga viva VPT-1

8.7.2. Modelo y análisis de fuerzas

Como se había anticipado en el capítulo 2.4 de la presente tesis, para el diseño de un elemento estructural bajo solicitaciones sísmicas se utilizan las 5 combinaciones de diseño propuestas en la norma E060 inciso 9.2; con ello, lograr una envolvente de diseño, es decir hay una amplificación de cargas de momento y fuerza cortante ultima.

✓ Diagramas de envolvente de diseño

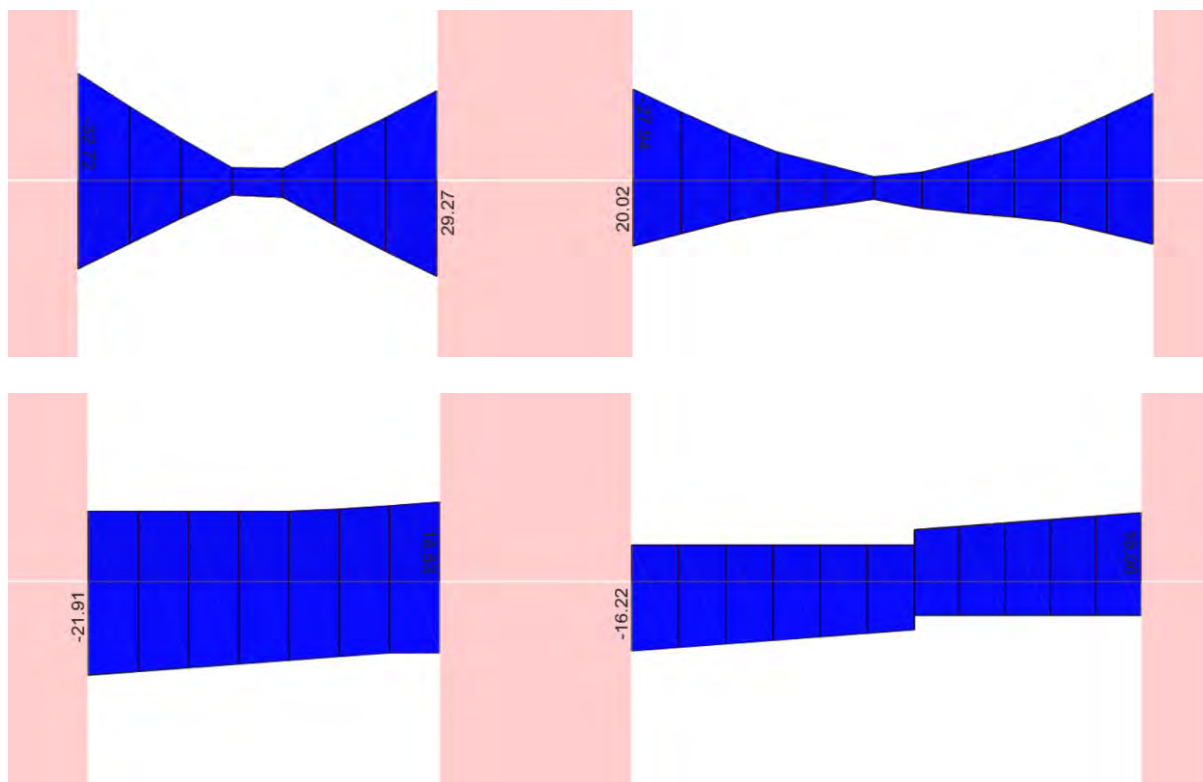


Figura 46. Diagramas de momento flector y cortante Envolvente de diseño, VPT-1

Entonces, se extraen las magnitudes respectivas de los diagramas de la envolvente de diseño, cabe resaltar, que para la fuerza cortante se considera a una distancia de “d” de la cara del apoyo.

Tabla 48: Valores de momento flector y cortante envolvente de diseño VTP-1

SOLICITACIÓN	TRAMO1				TRAMO2	
	Apoyo A	Central	Apoyo C Izq.	Apoyo C der.	Central	Apoyo E Izq.
Mu (-) (ton-m)	-30.72	-3.87	-27.42	-27.94	-1.97	-26.60
Mu (+)(ton-m)	22.00	4.89	25.10	20.02	7.29	19.42
Vu (+) (ton)	16.39	-	17.45	8.53	-	14.94
Vu (-)(ton)	-20.79	-	-16.91	-15.10	-	-7.95

8.7.3. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión y de acuerdo a los momentos se considera que el armado ira en dos capas.

✓ Acero minimo

$$A_{min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 52$$

$$A_{min} = 3.74 \text{ cm}^2$$

✓ Acero maximo

$$As_{max} (+/-) = 0.75 \times (0.85 \frac{210}{4200} \times 0.85 \times 0.588 \times 52 \times 30)$$

$$As_{max} (+/-) = 24.86 \text{ cm}^2$$

✓ Aceros requeridos

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 30 \times (52 - 0.5 \times a)) = 30.72 \times 10^5$$

$$a = 52 - \sqrt{52^2 - \frac{2 \times 28.72 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 30}}$$

$$a = 14.02 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 14.02 \times 30 = As_{requerido} \times 4200$$

$$As_{req} (+) = 18.1 \text{ cm}^2$$

Con lo cual un acero de diámetro 3 Ø 3/4" corridas + 2 bastones Ø 1" que contribuye un total de $As = 18.72 \text{ cm}^2$. La ratio de acero colocado/ acero requerido es de 1.03 Por lo tanto, satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado:

$$a = \frac{18.72 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 14.68 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times (4200 \times 18.72 \times (52 - 0.5 \times 14.15))$$

$$\phi Mn_{instalado} = 31.59 \text{ ton} - m$$

Tabla 49: Diseño por flexión VPT-1

Apoyo Mu (+)	As Requerido (cm ²)	Barras As colocado	As Colocado (cm ²)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo A Der.	12.34	3 Ø3/4" (C) + 2 Ø 3/4" (B)	14.20	24.91
Medio	2.54	3 Ø3/4" (C)	8.52	15.67
Apoyo C Izq.	14.36	3 Ø3/4" (C) + 2 Ø 3/4" (B)	14.20	24.91
Apoyo C der.	11.12	3 Ø 3/4" (C) + 2 Ø 3/4" (B)	14.20	24.91
Medio	3.82	3 Ø3/4" (C)	8.52	15.67
Apoyo E izq.	10.75	3 Ø3/4" (C) + 2 Ø3/4" (B)	14.20	24.91
Apoyo Mu (-)	As Requerido (cm ²)	Barras As colocado	As Colocado (cm ²)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo A Der.	18.10	3 Ø3/4" (C) + 2 Ø 1" (B)	18.72	31.59
Medio	2.00	3 Ø3/4" (C)	8.52	15.67
Apoyo C Izq.	15.84	3 Ø3/4" (C) + 2 Ø 1" (B)	18.72	31.59
Apoyo C der.	16.19	2 Ø3/4" (C) + 2 Ø 1" (B)	18.72	31.59
Medio	1.01	3 Ø3/4" (C)	8.52	15.67
Apoyo E izq.	15.30	3 Ø3/4" (C) + 2 Ø 1" (B)	18.72	31.59

Luego con los alcances plasmados en la norma E. 060. artículo 21.4.4, se verifica la cantidad de acero instalado.

$$8.52 \geq \frac{18.72}{4} = 4.68 \text{ cm}^2 \text{ corrido minimo}$$

$$8.52 \geq \frac{14.2}{4} = 3.55 \text{ cm}^2 \text{ Ok, cumple requisitos}$$

8.7.4. Diseño por fuerza cortante

Además, en la norma E. 060. artículo 21.4.4 y 21.4.5 se dan alcances para un óptimo diseño por cortante para elementos en condición sísmica. Existirá una zona de confinamiento de una longitud 2h medido de la cara de apoyo.

Entonces,

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 52$$

$$\phi V_c = 10.18 \text{ ton}$$

Tabla 50: Diseño por cortante VPT-1

Tramo	Vud a "d" (ton)	Vud a "2h" (ton)	φVc (ton)	φVs a "d" (ton)	φVs a "2h" (ton)
1	20.80	19.60	10.18	10.62	9.42
2	15.10	13.98	10.18	4.92	3.80

De la anterior tabla se puede observar que será necesario el aporte de los estribos para cumplir con la resistencia al corte de la viga; sin embargo, se está analizando una viga sísmica; por lo tanto, será necesario realizar el diseño por capacidad que establece la norma E. 060.

8.7.5. Diseño por capacidad

La norma E. 060. artículo 21.4.3 se dan alcances para un óptimo diseño por cortante amplificando las solicitaciones de corte para elementos en condición sísmica. La siguiente tabla muestra los valores necesarios para calcular el las cortantes de capacidad; cabe resaltar que para su elaboración se necesita realizar nuevas combinaciones de carga en condiciones isostáticas y de sismo.

Tabla 51: Diseño por capacidad VPT-1 tramos 1 y 2

Vu caso		Mn izq.	Mn der.	Ln	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	Vmax
		(ton-m)	(ton-m)	(m)	isostático (ton)	+2.5 Sismo (ton)	Cap. (ton)
1	a)	35.10	35.10	3.29	3.06	-	24.40
	b)	-	-	-	-	45.37	45.37
2	a)	22.80	28.87	4.77	7.30	-	22.02
	b)	-	-	-	-	27.74	27.74

De los valores de los dos criterios presentados se debe escoger el menor y compararlo con el cortante ultimo de; por lo tanto, en el tramo 1 el cortante último que se obtuvo de realizar el análisis por capacidad supera ligeramente al cortante de análisis $24.40 > 20.80$ ton. De la misma manera se analiza el tramo 2 y $22.02 > 15.10$ ton.

La cortante por capacidad no es mucho mayor a la cortante de análisis, esto se debe a que es una viga larga; por ello, no tiene gran impacto. Sin embargo, para satisfacer la exigencia de la norma se toman los valores obtenidos del diseño por capacidad.

El diámetro de los estribos que se propone es de 3/8" (db=0.95) y las barras longitudinales de menor diámetro son de 3/4" (db=1.91 cm).

Tabla 52: Distribución preliminar de estribos de confinamiento VTP-8

Tramo	d/4 (cm)	Zona confinamiento			Fuera zona confinamiento
		8db (cm)	24db (cm)	30 cm (cm)	d/2 (cm)
1	13	15.28	22.8	30	27
2	13	15.28	22.8	30	27

Entonces, dentro de la zona de confinamiento se tomará el menor De acuerdo a la norma E. 060. artículo 21.4.4.4 de 10 cm. Luego, fuera de la zona de confinamiento se asume 25 cm.

Entonces se propone la siguiente distribución de estribos para los tramos.

Tramo1: $\square$ 3/8": 1@0.05; 12@0.10; resto@0.25; C/ exterior.

Tramo2: $\square$ 3/8": 1@0.05; 12@0.10; resto@0.25; C/ exterior.

Luego, se realiza una comprobación de las resistencias otorgadas con dichas distribuciones y se compara con las requeridas por las solicitudes.

Tabla 53: Resistencias de distribución planteada de estribaje VPT-8

Tramo	S (cm)	ϕV_c (ton)	ϕV_s (ton)	ϕV_n (ton)
1	10	10.18	26.36	36.55
	25	10.18	10.54	20.73
2	10	10.18	26.36	36.55
	25	10.18	10.54	20.73

Se observa que los cortantes resistentes son mayores a los que son causadas por las solicitudes por capacidad.

8.7.6. Control de deflexiones

No se realiza el control de deflexiones principalmente porque no se observan deformaciones por gravedad considerables, sino que es una viga netamente sísmica

8.7.7. Corte de acero

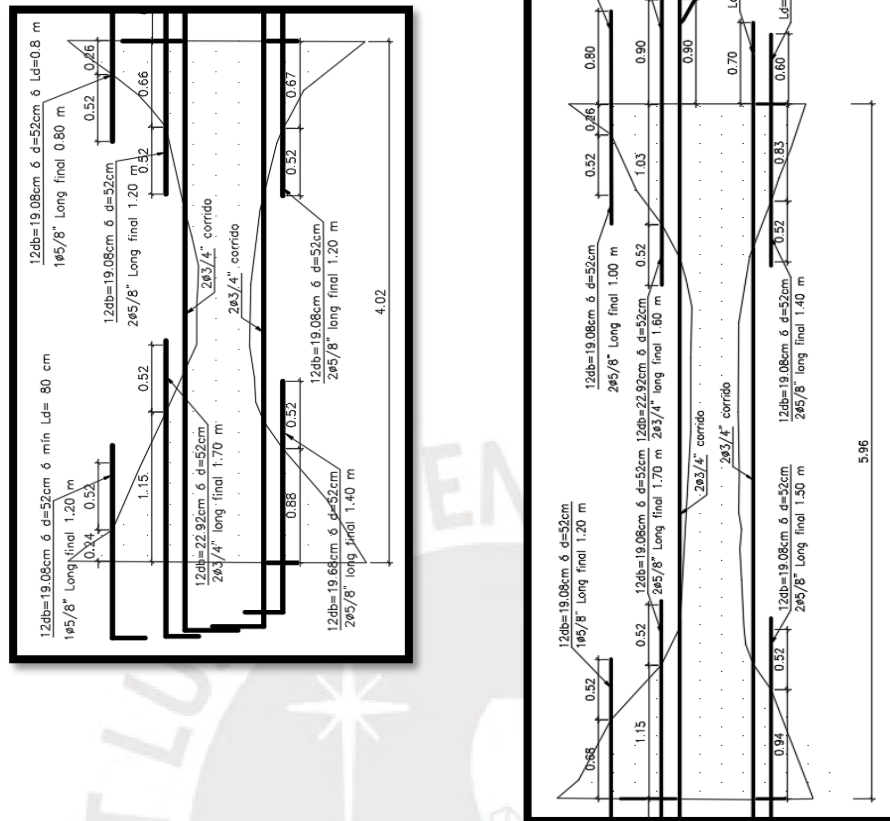


Figura 47. Corte de acero VPT-8, Tramo 1 y 2

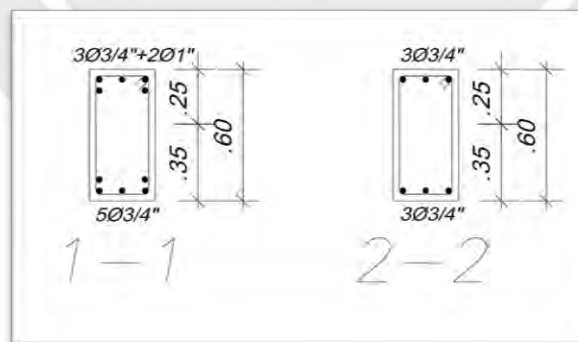


Figura 48. Diseño final secciones transversales VTP-8

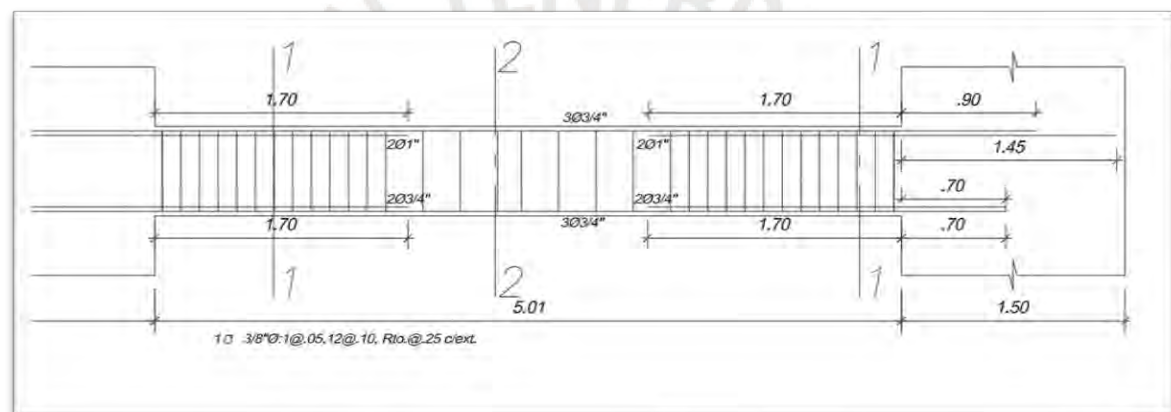
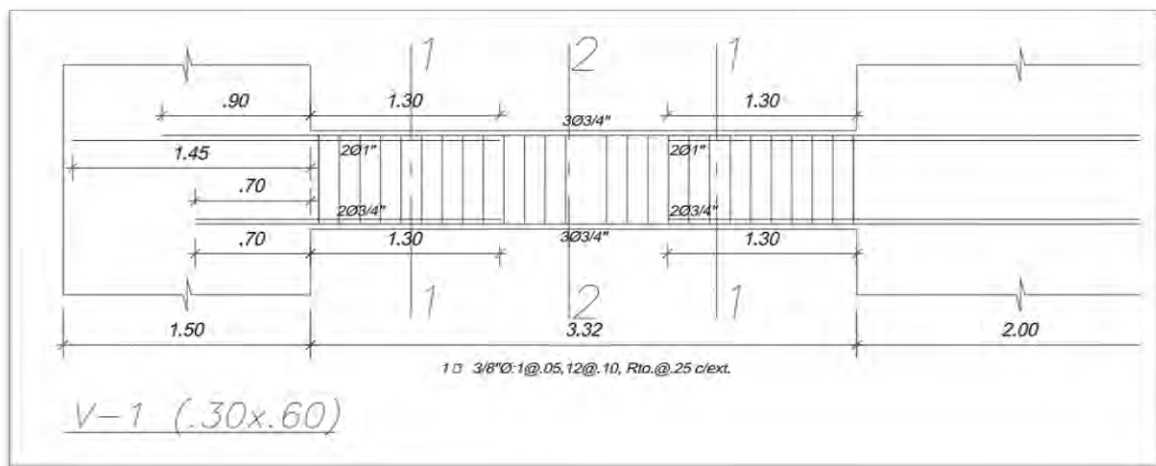


Figura 49. Diseño final acero longitudinal VTP-1

8.8. Diseño final VPT-12

8.8.1. Modelo y análisis de fuerzas

Como se había anticipado en el capítulo 2.4 de la presente tesis, para el diseño de un elemento estructural bajo solicitaciones sísmicas se utilizan las 5 combinaciones de diseño propuestas en la norma E060 inciso 9.2; sin embargo, para esta viga se espera que las solicitaciones que predominen sean las que rigen por cargas de gravedad; con ello, lograr una envolvente de diseño, acorde a una viga por gravedad. Para un piso típico

CM

Peso propio VPT-12 = $2.4 \times 0.25 \times 0.60 = 0.36$ ton/m

Peso viga chata = $2.4 \times 0.25 \times 0.2 = 0.12$ ton/m

Losa aligerada izq. = $0.35 \times 2.50 = 0.88$ ton/m

Losa aligerada der. = $0.35 \times 1.87 = 0.65$ ton/m

Peso piso terminado izq. = $0.1 \times 2.50 = 0.25$ ton/m

Peso piso terminado der. = $0.1 \times 1.87 = 0.19$ ton/m

Losa maciza izq. = $2.4 \times 3.14 \times 0.5 \times 0.25 = 0.94$ ton/m

Losa maciza der. = $2.4 \times 1.87 \times 0.5 \times 0.25 = 0.56$ ton/m

Peso piso Losa terminado izq. = $0.1 \times 3.14 \times 0.5 = 0.16$ ton/m

Peso piso Losa terminado der. = $0.1 \times 1.87 \times 0.5 = 0.10$ ton/m

Carga puntual por Tabique distribuido sobre viga chata = $1.8 \times 2.50 \times 0.15 \times 0.5 = 0.34$ ton

Carga concentrada por peso de v-ch = $2.4 \times 3.73 \times 0.2 \times 0.25 \times 0.5 = 0.23$ ton

Tabique distribuido sobre viga peraltada = $1.8 \times 1.05 \times 0.15 = 0.28$ ton/m

CV

s/c Losa aligerada izq. = $0.2 \times 2.50 = 0.50$ ton/m

s/c Losa aligerada der. = $0.2 \times 1.87 = 0.37$ ton/m

s/c Losa maciza izq. = $0.2 \times 3.14 \times 0.5 = 0.32$ ton/m

s/c Losa maciza der. = $0.2 \times 1.87 \times 0.5 = 0.19$ ton/m

✓ Diagramas de envolvente de diseño

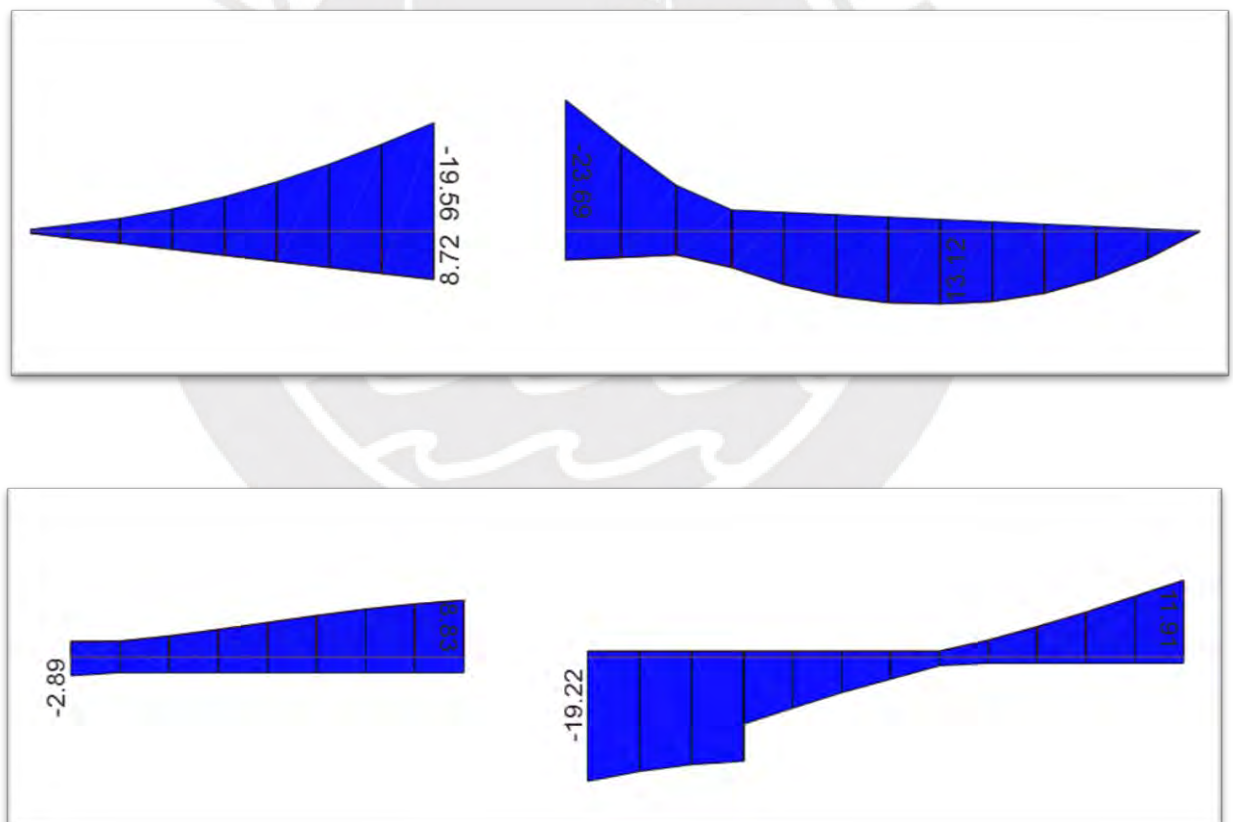


Figura 50. Diagramas de momento flector y cortante Envolvente de diseño, VPT-12

Entonces, se extraen las magnitudes respectivas de los diagramas de la envolvente de diseño, cabe resaltar, que para la fuerza cortante se considera a una distancia de “d” de la cara del apoyo.

Tabla 54: Valores de momento flector y cortante envolvente de diseño VTP-12

ENV.	SOLICITACIÓN	TRAMO1			TRAMO2	
		Apoyo 5	Central	Apoyo 6 Izq.	Apoyo 6 der.	Central Apoyo 8 Izq.
	Mu (-) (ton-m)	-0.00	-6.22	-19.56	-23.69	-2.11
	Mu (+)(ton-m)	0.00	4.36	8.72	5.19	13.10
	Vu (+) (ton)	-2.39	-	7.98	0.93	-
	Vu (-)(ton)	2.74	-	-2.39	-17.42	-

8.8.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión y de acuerdo a los momentos se considera que el armado ira en dos capas.

- ✓ Acero minimo

$$As_{min} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- ✓ Acero maximo

$$As_{max} (+/-) = 20.72 \text{ cm}^2$$

- ✓ Aceros requeridos

Se ha tomado como ejemplo el tramo 2 el mayor momento negativo

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 25 \times (52 - 0.5 \times a)) = 23.69 \times 10^5$$

$$a = 52 - \sqrt{52^2 - \frac{2 \times 23.69 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 25}}$$

$$a = 12.96 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 12.96 \times 25 = As_{requerido} \times 4200$$

$$As_{req} (-) = 13.77 \text{ cm}^2$$

Con lo cual un acero de diámetro 2 Ø 3/4" corridas + 3 bastones Ø 3/4" que contribuye un total de $As = 14.2 \text{ cm}^2$. La ratio de acero colocado/ acero requerido es de 1.03 Por lo tanto, satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado:

$$a = \frac{14.2 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25}$$

$$a = 13.36 \text{ cm}$$

$$\phi M_n \text{ instalado} = 24.32 \text{ ton} - m$$

Tabla 55: Diseño por flexión VPT-12

Apoyo Mu (+)	As Requerido (cm2)	Barras As colocado	As Colocado (cm2)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo 5 Der.	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Medio	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Apoyo 6 Izq.	5.72	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Apoyo 6 der.	6.81	2 Ø 3/4" (C)+ 1 Ø 5/8" (B)	7.68	14.04
Medio	7.30	2 Ø 3/4" (C)+ 1 Ø 5/8" (B)	7.68	14.04
Apoyo 8 izq.	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Apoyo Mu (-)	As Requerido (cm2)	Barras As colocado	As Colocado (cm2)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo 5 Der.	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Medio	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Apoyo 6 Izq.	12.10	2 Ø3/4" (C) +3 Ø 3/4" (B)	14.20	24.31
Apoyo 6 der.	13.77	2 Ø3/4" (C) +3 Ø 3/4" (B)	14.20	24.31
Medio	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59
Apoyo 8 izq.	4.33	2 Ø3/4" (C)	5.68	10.59

Luego con los alcances plasmados en la norma E. 060. artículo 21.4.4, se verifica la cantidad de acero instalado.

$$4.33 \geq \frac{14.20}{4} = 3.55 \text{ cm}^2 \text{ corrido minimo}$$

$$7.68 (+) \geq \frac{14.20}{3} = 4.73 (-) \text{ cm}^2 \text{ Ok, cumple requisitos}$$

8.8.3. Diseño por fuerza cortante

La viga en análisis tiene un comportamiento que se asemeja a una viga donde gobiernan las cargas de gravedad; por ello, en primera instancia se analizara el corte únicamente con efectos donde gobiernan las cargas de gravedad.

Entonces se calcula el aporte de la resistencia del concreto,

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 52$$

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

Tabla 56: Diseño por cortante VPT-12

Tramo	Vud a “d” (ton)	Vud a “ 2h” (ton)	ØVc (ton)	ØVs a “d” (ton)	ØVs a “ 2h” (ton)
1	8.49	7.33	8.49	0.00	1.16
2	17.50	16.46	8.49	9.01	7.97

De la anterior tabla se puede observar que será necesario el aporte de los estribos para cumplir con la resistencia al corte de la viga; sin embargo, se está analizando una viga sísmica; por lo tanto, será necesario realizar el diseño por capacidad que establece la norma E. 060.

En el primer tramo como la fuerza cortante a “d” de la cara del apoyo es menor igual que la resistencia otorgada por el concreto ($V_{ud} \leq \phi V_c$); entonces, se asigna una distribución de estribos mínimos en la zona donde $V_u > \phi V_c/2$.

$$S1 = 0.71 \times \frac{4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 25} \quad \text{ó} \quad S2 = 0.71 \times \frac{4200}{3.5 \times 25}$$

$$S1 = 41.15 = 40 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S2 = 34.08 = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, bastaría colocar estribos a 30 cm en toda su longitud. Una buena práctica es colocar estribos que satisfagan las exigencias mínimas del artículo 21.4.4 y 21.4.5 de la norma E. 060. Donde, se dan alcances para un óptimo diseño por cortante para elementos en condición sísmica. Por lo tanto, en la viga en análisis existirá una zona de confinamiento de una longitud $2h$ medido de la cara de apoyo., ya que es una viga que desarrolla momento en un extremo junto a la placa.

En el segundo tramo, se observa que $V_u > \phi V_c$ entonces se necesitará incluir refuerzo de acero por corte y esa resistencia adicional se proporcionará por el acero en la zona de estribos variable y se calcula de la siguiente manera:

$$\phi V_s = 9.01 \text{ ton}$$

$$V_s = 10.60 \text{ ton}$$

Capítulo 9: Diseño de Columnas

Las columnas son elementos estructurales que resisten cargas de gravedad usualmente en columnas centricas, pero no están ajenas a las cargas sísmicas en columnas laterales; es decir, las columnas también pueden tener responsabilidad estructural sísmica de acuerdo a las fuerzas cortantes que puedan tomar y cuando son parte de porticos que generan rigidez. Por ello, su diseño se realiza con un análisis que contempla fuerzas flexión, tracción y compresión, actuando simultáneamente. Las hipótesis de diseño son las mismas que se han estado desarrollando a lo largo de esta tesis.

9.1. Diseño por flexo compresión

Para realizar el diseño por Flexo Compresión es necesario primero comprender que es un diagrama de interacción. La representación gráfica que se logra variando el eje neutro ante solicitaciones axiales (P_n) y por flexión (M_n) de una determinada sección se denomina diagrama de interacción, estos límites son las máximas resistencias nominales que una sección determinada es capaz de soportar.

Las secciones de concreto armado en las columnas pueden contener cuantías que van desde el 1% e ir incrementando hasta un máximo de 6%. Cuando la cuantía sobrepase 4% los planos deben mostrar detalle en la unión viga columnas, debido a la alta congestión de la armadura.

La siguiente figura muestra las secciones que integran el diagrama de interacción, en la que se observa que eje “Y” corresponde a las solicitaciones por compresión y tracción pura y el eje “X” a las solicitaciones por flexión. El diagrama de interacción presenta puntos notables en su construcción que vendrían a ser los límites máximos.

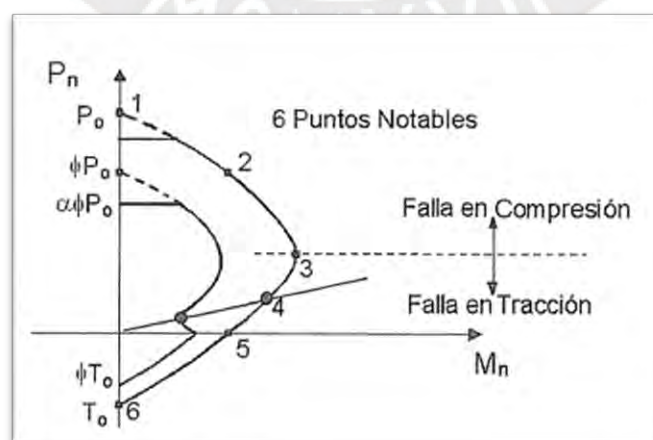


Figura 52. Puntos notables del diagrama de iteracción
Fuente: Ottazzi, G. 2016.

Punto 1: Compresión pura Po ecuación: $P_o = 0.85x f'_c x (A_g - A_{st}) + f_y x A_{st}$. Factor de reducción $\Phi = 0.70$, en columnas. afectado por un factor " α " busca evitar situaciones en las cuales columnas diseñadas ante cargas de compresión pura lleguen fácilmente a la falla de generarse una pequeña excentricidad $\alpha=0.8$ para elementos confinados con estribos.

Punto2: Fisuración incipiente $\Phi=0.7$. $\epsilon=0$ $\alpha=0$. No hay esfuerzo en el acero más alejado en compresión.

Punto3: Falla balanceada, define la interfaz de la falla por tracción y compresión, las barras más alejadas inician su fluencia en tracción, ecuación: $\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} = \left(\frac{\epsilon_y}{d - c_b} \right)$. Asumiendo, $\epsilon_s = \epsilon_y = 0.0021$; $c = c_b$; $\epsilon_{cu} = 0.003$; $E_s = 4 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}$. Entonces, $c_b = 0.5885d$.

Punto 4: Inicio de cambio de valor de Φ mediante $\Phi = 0.9 - 0.2 \left(\frac{P_n}{P_{trás}} \right)$; $P_{trás} = \left(\frac{0.1}{0.7} \right) x f'_c x A_g$, el factor de reducción Φ es variable entre 0.7 ó 0.75 hasta 0.9 Conservadoramente se puede trabajar con $\Phi = 0.7$ hasta el punto 5

Punto 5: Flexión pura le corresponde un factor e reducción $\Phi = 0.9$

Punto 6: Tracción pura le corresponde un $\Phi = 0.9$

9.2. Diseño por corte

Las columnas al incorporar una fuerza axial como variable aporta mayor resistencia a la cortante. En ese sentido, ya que están sometidas a cargas más altas es necesario confinar los elementos mediante estribos. Entonces, las solicitaciones de fuerza córtate son asumidas por los estribos y el concreto ($V_n = V_c + V_s$). Según Ottazzi, G. 2016, el procedimiento para realizar el diseño es el siguiente:

- ✓ Construir el diagrama de fuerza cortante
- ✓ Calcular el aporte de resistencia del concreto

$$V_c = 0.53x \sqrt{f'_c} x b x d x \left(1 + \frac{N_u}{140x x A_g} \right) \quad \text{En compresión}$$

$$V_c = 0.53x \sqrt{f'_c} x b x d x \left(1 - \frac{N_u}{35x x A_g} \right) \quad \text{En tracción}$$

Donde:

N_u : es la carga axial sostenida sobre la columna.

A_g : área bruta de la sección transversal en cm^2

- ✓ Si la fuerza cortante a la “d” de la cara del apoyo es menor que la resistencia otorgada por el concreto ($V_u < \phi V_c$); entonces, se asigna una distribución de **estribos mínimos** en la zona donde $V_u > \phi V_c/2$. Se selecciona el menor de los siguientes valores.

$$S_1 = A_v \times \frac{f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \quad \text{ó} \quad S_2 = A_v \times \frac{f_y}{3.5 \times b_w}$$

Además, si $V_u < \phi V_c/2$ entonces no necesitara ningún tipo de refuerzo de acero; sin embargo, es una buena práctica colocar estribos de montaje para el izado entre otros.

- ✓ Si $V_u > \phi V_c$ entonces se necesitará incluir refuerzo de acero por corte y esa resistencia adicional se proporcionará por el acero en la zona de **estribos variable** y se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Luego se debe verificar que, $V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ esto significa que el cortante máximo que toma los estribos no debe superar esta expresión, si no se cumple será necesario aumentar la sección de análisis para que el concreto pueda tomar mayores solicitaciones.

- ✓ Una vez hecha la verificación se procede a realizar el cálculo de espaciamiento de estribos

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

Donde,

d: Peralte efectivo de la sección

A_v : Área de la sección del refuerzo transversal (estribos)

S: Separación entre estribos

Además, la norma E060 propone las siguientes expresiones para el cálculo del espaciamiento de los estribos. Y será necesario calcular la siguiente expresión:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.10\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Si, $V_s \leq V_{s \text{ lim}} = 1.10\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ Entonces toma el menor valor entre $S \leq d/2$ ó $S \leq 60 \text{ cm}$

Si, $V_s > V_{s \text{ lim}} = 1.10\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ Entonces toma el menor valor entre $S \leq d/4$ ó $S \leq 30 \text{ cm}$

9.3 Consideraciones especiales para el diseño sísmico columnas

Además, la norma E.060. en el artículo 21.4.5 nos da alcances para la adecuada distribución del refuerzo de corte y espaciamiento de los estribos en columnas bajo responsabilidad sísmica.



Figura 53. Distribución de estribaje con responsabilidad sísmica
Fuente: E. 060, 2019

La figura anterior divide el confinamiento de estribos en dos zonas que dependen de las características geométricas de la columna.

Entonces, para la zona de confinamiento (l_o), se tomará el **mayor valor** obtenido de:

- ✓ $h_n/6$, la luz libre entre 6.
- ✓ Máximo valor entre las dimensiones de la columna (a, b)
- ✓ 50 cm

El espaciamiento máximo (S_o), dentro de la zona de confinamiento será al **menor valor** obtenido de:

- ✓ 8 db veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- ✓ $\text{Min}(a/2, b/2)$
- ✓ 10 cm

El espaciamiento máximo (S_n), fuera de la zona de confinamiento según 7.10.5 de la norma E. 060. será al **menor valor** obtenido de:

- ✓ 12 db veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- ✓ La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
- ✓ 30 cm usualmente 25 cm.
- ✓ Lo requerido por el diseño por capacidad

Según, 21.4.5.3 de la norma E 0.60. El diámetro de las barras en estribos será de 8mm hasta barras longitudinales 5/8" y de 3/8" hasta barras longitudinales de 1" y de 1/2" de para barras de mayores dimensiones.

9.4 Diseño por capacidad

Para columnas que resisten efectos sísmicos según el capítulo 21.4.3.2 de la norma E. 060. con el propósito de otorgarle una mayor ductilidad al elemento y, en consecuencia, evitar fallas limita a elegir la cortante ultima (V_u) a la magnitud **menor** de estos dos valores:

$$a) V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / H_c$$

$$b) V_u = 1.25 \times (V_{cm} + V_{cv}) + 3.0 \times V_{sismo}$$

El diseño por capacidad de las columnas de estructuras sismo-resistentes implica que las fallas sean de manera dúctil y que sigan la secuencia correcta de falla, evitando que las columnas fallen antes que las vigas. Cabe resaltar, que de los valores de espaciamiento de estribos y longitud de confinamiento mínimos de acuerdo al capítulo 21 de la norma E. 060 que se han, deben ser comprobados por un diseño por cortante con la nueva magnitud de cortante hallada por capacidad.

9.5 Comprobación por efectos de esbeltez

Para columnas es necesario realizar una comprobación de la esbeltez de la columna que resisten efectos sísmicos según el artículo 10.10 de la norma E. 060. con el propósito de evitar fallas por pandeo del elemento sometido a flexo compresión.

Para elementos sometidos a compresión no arriostrados que cuentan con desplazamientos laterales, según la siguiente ecuación:

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 - 22$$

Para elementos sometidos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales, según la siguiente ecuación:

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

En la comprobación por pandeo se debe hallar el valor de la primera expresión y debe ser menor a 40. Cabe resaltar, que la relación M_1/M_2 será positiva si la curvatura es doble y negativa si la curvatura es simple. Además “ ℓ_u ” representa la distancia libre entre vigas y “ r ” representa el radio de giro que es 0.3 veces la dimensión total de la cual se está analizando. Si esta desigualdad no se cumple habrá que realizar un diseño el cual considere efectos de esbeltez o en su defecto incrementar la sección de la columna.

9.6 Ejemplo de diseño C-02

. El caso de análisis, será la columna C-02

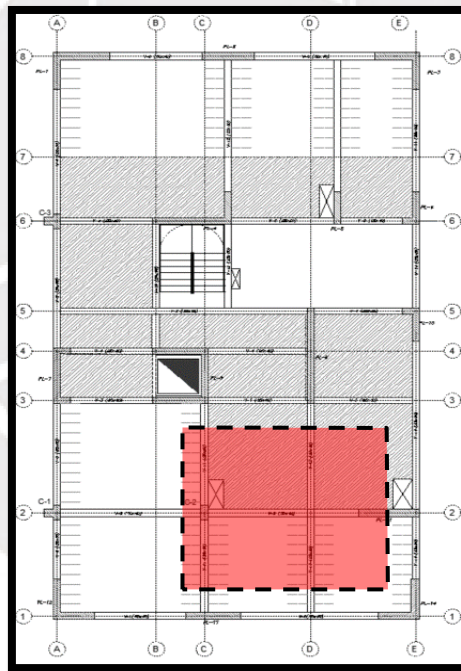


Figura 54. Selección columna de diseño ejemplo C-02

9.6.1 Análisis de cargas verticales

Se realizan los metrados de cargas correspondientes de tal manera de las losas de techo transmitan carga directamente proporcional a su área de influencia. Por un lado, se considera carga muerta como el peso de todos elementos estructurales y no estructurales que están dentro de su área de influencia. Por otro lado, para la carga vida según el artículo 10 de E. 020 podría aplicarse un factor reducción de intensidad; sin embargo, para nuestro

caso de análisis el área de influencia apenas llega a 25.27 m², por lo que según el criterio no sobrepasa los 40 m² que exige la norma.

PRIMER PISO

CM= 19.13 ton

Peso propio = $2.4 \times (0.30 \times 0.60) \times 4.7 = 2.03$ ton

Peso viga chata = $2.4 \times 0.25 \times 0.2 \times 2.77 = 0.33$ ton

Losa aligerada izq. = $0.3 \times 4.22 \times 2.57 = 3.25$ ton

Peso piso terminado izq. = $0.1 \times 4.22 \times 2.57 = 1.08$ ton

Losa aligerada abajo. = $0.3 \times 5.54 = 1.66$ ton

Peso piso terminado abajo. = $0.1 \times 5.54 = 0.55$ ton

Losa maciza derecha. = $2.4 \times (2.77 \times 2.22 - 0.6 \times 1.2) \times 0.2 = 2.60$ ton

Peso piso terminado losa maciza. = $0.1 \times 5.42 = 0.54$ ton

Viga peraltada VPT-11 = $2.4 \times 0.25 \times 0.4 \times 3.92 = 0.94$ ton

Viga peraltada VPT-7 = $2.4 \times 0.30 \times 0.4 \times 5.29 = 1.52$ ton

Tabique distribuido sobre vigas peraltadas total = $1.8 \times 0.15 \times 2.10 \times 3.20 = 1.81$ ton (bajo viga)

Tabique distribuido sobre viga chata = $1.8 \times 2.77 \times 0.15 \times 2.50 = 1.87$ ton (bajo losa)

Tabique distribuido sobre losa maciza = $1.8 \times 2.50 \times 0.15 \times 1.4 = 0.95$ ton (bajo losa)

CV = 4.51 ton

s/c Losas = $0.2 \times (5.34 \times 4.22 - 0.3 \times 0.6) = 4.46$ ton

PISOS TIPICOS (3 pisos)

CM= 18.01 ton

Peso propio = $2.4 \times (0.30 \times 0.60) \times 2.1 = 0.91$ ton

Peso viga chata = $2.4 \times 0.25 \times 0.2 \times 2.77 = 0.33$ ton

Losa aligerada izq. = $0.3 \times 4.22 \times 2.57 = 3.25$ ton

Peso piso terminado izq. = $0.1 \times 4.22 \times 2.57 = 1.08$ ton

Losa aligerada abajo. = $0.3 \times 5.54 = 1.66$ ton

Peso piso terminado abajo. = $0.1 \times 5.54 = 0.55$ ton

Losa maciza derecha. = $2.4 \times (2.77 \times 2.22 - 0.6 \times 1.2) \times 0.2 = 2.60$ ton

Peso piso terminado losa maciza. = $0.1 \times 5.42 = 0.54$ ton

Viga peraltada VPT-11 = $2.4 \times 0.25 \times 0.4 \times 3.92 = 0.94$ ton

Viga peraltada VPT-7 = $2.4 \times 0.30 \times 0.4 \times 5.29 = 1.52$ ton

Tabique distribuido sobre vigas peraltadas total = $1.8 \times 0.15 \times 2.10 \times 3.20 = 1.81$ ton (bajo viga)

Tabique distribuido sobre viga chata = $1.8 \times 2.77 \times 0.15 \times 2.50 = 1.87$ ton (bajo losa)

Tabique distribuido sobre losa maciza = $1.8 \times 2.50 \times 0.15 \times 1.4 = 0.95$ ton (bajo losa)

CV = 4.96 ton

s/c Losas = $0.2 \times 22.35 = 4.46$ ton

AZOTEA

CM= 10.96 ton

Losa aligerada izq. = $0.3 \times (5.34 \times 4.22 - 0.6 \times 0.3) = 6.27$ ton

Peso piso terminado izq. = $0.1 \times 22.35 = 2.23$

Viga peraltada VPT-11 = $2.4 \times 0.25 \times 0.4 \times 3.92 = 0.94$ ton

Viga peraltada VPT-7 = $2.4 \times 0.30 \times 0.4 \times 5.29 = 1.52$ ton

CV = 2.75 ton

s/c Losas = $0.1 \times 22.35 = 2.22$ ton

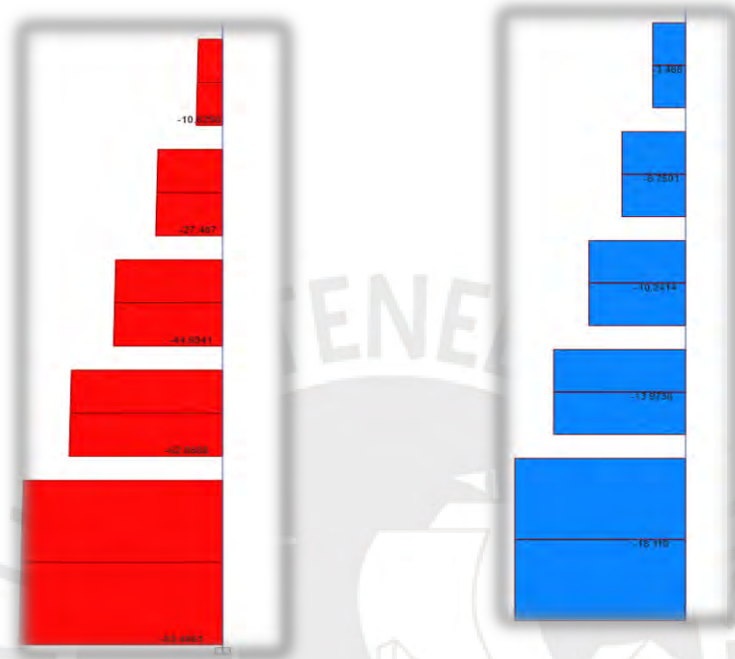


Figura 55. Carga axial CM (izq.) y carga viva (der.) en servicio

Tabla 57: Comparación metrado manual y ETABS

Metrado	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Carga viva reducida (ton)
Manual	84.12	20.06	-
ETABS	83.49	18.12	-

La diferencia principalmente radica que el metrado manual obedece a que es un modelo de gravedad pura que no toma en cuenta la hiperstaticidad de los elementos. Mientras que el modelo de ETABS si está considerando dicha situación; por lo tanto, al estar muy cercanas se da por correcto el modelo.

9.6.2 Diseño por flexo compresión

Los cálculos a realizarse pertenecen a la columna designada como C-02 (0.30m x 0.60m). Con la cuantía mínima de 1% se requieren 18 cm^2 de acero, entonces se opta por el armado de $10 \text{ } \varnothing 5/8''$; con ello, el área colocada es de 19.9 cm^2 . Haciendo una cuantía colocada de 1.1%

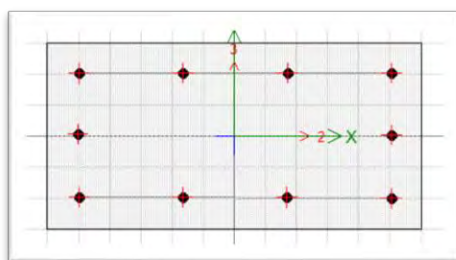


Figura 56. Sección transversal C-02, 10 ϕ 5/8"

Del programa ETABS se procedió a extraer las cargas y realizar las combinaciones de cargas que sugiere la norma E 060. a fin de colocar estos puntos sobre el diagrama de iteracción que se generó. A continuación, se presentan las combinaciones en todos los pisos y en las dos direcciones:

Tabla 58: Cargas por sismo y gravedad parte inferior columna C-02

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Dead	-83.49	-0.61	-0.05	0.00	-0.10	-1.01
Live	-18.12	-0.10	0.02	0.00	0.02	-0.17
Sismo X- X	5.09	2.29	0.10	0.03	0.17	5.65
Sismo Y-Y	6.70	0.19	1.05	0.02	2.23	0.55

Luego se generan los puntos (Momento vs Fuerza Axial) de acuerdo a la combinación de cargas que presenta la norma E 020. Dichas combinaciones se muestran en el siguiente cuadro.

Tabla 59: Combinación de cargas para puntos de iteracción.

COMBINACION	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
SISMO X-X	1.4CM+1.7CV	147.68	-0.09
	1.25CM+1.25CV+SX	132.09	0.08
	1.25CM+1.25CV-SX	121.92	-0.26
	0.9CM+SX	80.23	0.09
	0.9CM-SX	70.05	-0.26
SISMO Y-Y	1.4CM+1.7CV	147.68	-0.09
	1.25CM+1.25CV+SY	133.71	2.14
	1.25CM+1.25CV-SY	120.30	-2.32
	0.9CM+SY	81.84	2.15
	0.9CM-SY	68.43	-2.32

Cabe resaltar, que las combinaciones deberán estar dentro del diagrama de iteracción que se genera con la sección propuesta. Además, los puntos pertenecientes al caso $1.25(M+V) \pm S$, son muy críticos y, generalmente, se ubican en la parte superior del diagrama de iteracción, por lo que una columna debería tener dicho comportamiento ya que se acerca más a las fuerzas axiales.

A continuación, se muestran los puntos producto de las combinaciones de carga de acuerdo a la tabla anterior para Sismo en X.

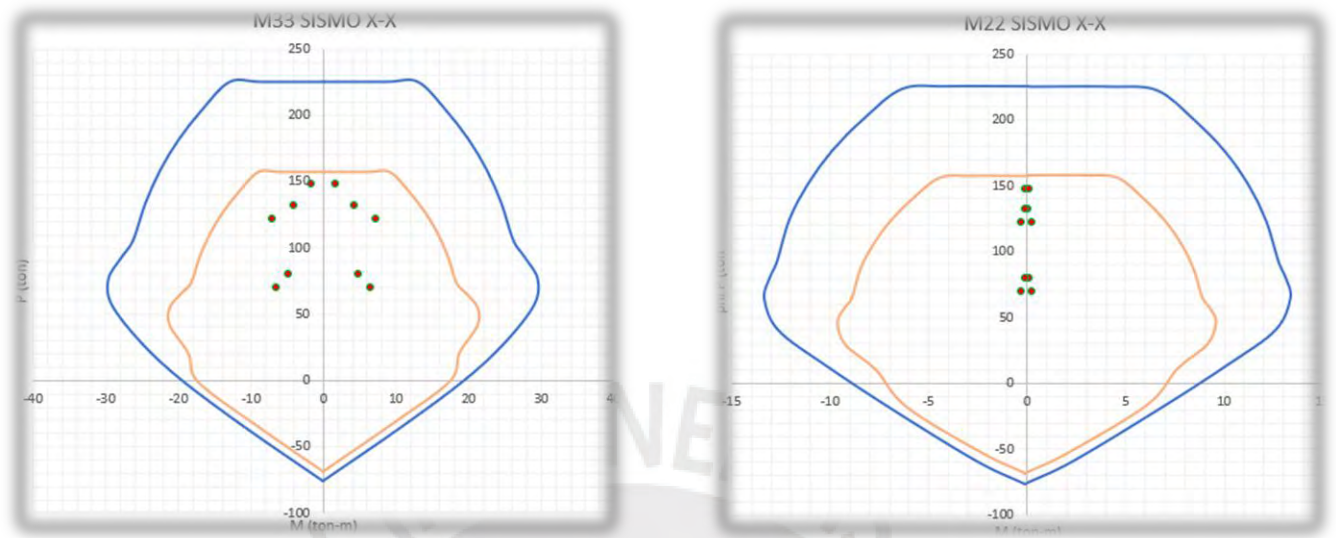


Figura 57. Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo X-X

Luego, se muestran los puntos producto de las combinaciones de carga de acuerdo a la tabla anterior para Sismo en Y.

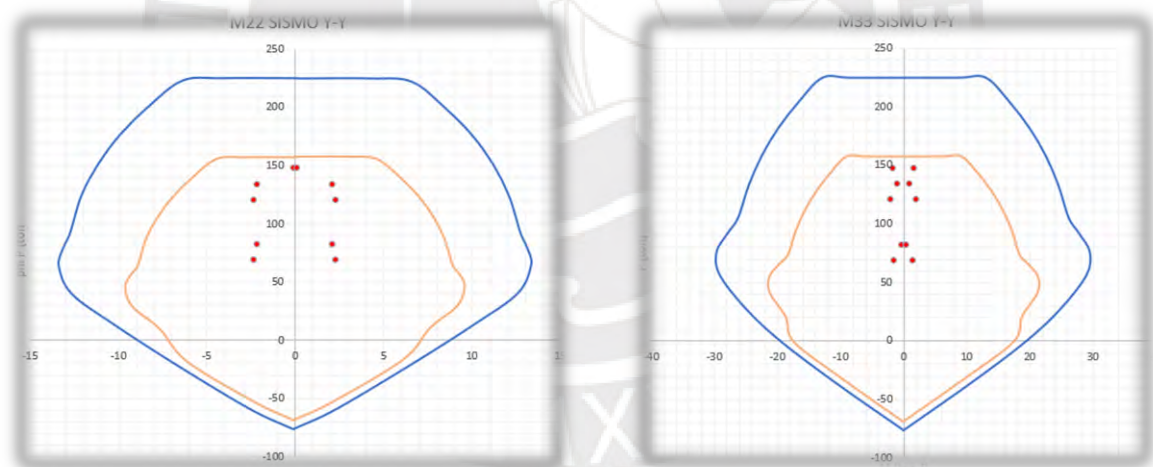


Figura 58. Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo Y-Y

9.6.3 Diseño por cortante

La cortante máxima obtenida es en el sentido de análisis 2-2 y es $V_u = 2.29$ ton.

$$V_c = 0.53x\sqrt{210} \times 30 \times 54 \times \left(1 + \frac{101.61}{140x30x60}\right) / 1000$$

$$V_c = 12.45 \text{ ton}$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = -10.16 \text{ ton}$$

Se observa que no será necesario que los estribos tomen parte de la sollicitación por corte, ya que el concreto abarca completamente la magnitud de la sollicitación. Sin embargo, la norma E.060. en el artículo 21.4.5 nos da alcances para un espaciamiento mínimo de los estribos en columnas bajo responsabilidad sísmica.

Para la zona de confinamiento (l_o), se toma $l_o=60$ cm, es el **máximo valor** obtenido de:

- ✓ $320/6=53$ cm
- ✓ $Max. (30; 60) = 60$ cm
- ✓ 50 cm

El espaciamiento máximo (S_o), es $S_o=10$ cm será al **menor valor** obtenido de:

- ✓ $8 \times (1.59) = 12.52$ cm
- ✓ $Min (30/2, 60/2) = 15$ cm
- ✓ **10 cm**

El espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento será, $S_n = 25$ cm al menor valor obtenido de:

- ✓ $12 \times 1.59 = 19.08$ cm
- ✓ $min. (30; 60) = 30$ cm
- ✓ 30 cm, se recomienda colocar máx. de 25 cm por experiencia constructiva.

Cabe resaltar, que dicha disposición preliminar de estribaje corresponde a la norma E.060. en el artículo 21.4.5 y quedaría de la siguiente forma: 01 □ @0.05, 06 □ @0.10, Resto @ 0.25 cm C/extremo. Por lo tanto, con dicha disposición se realiza la comprobación por cortante, con la amplificación que nos otorga el diseño por capacidad.

9.6.4 Diseño por capacidad

Para el análisis en la dirección de sismo X-X y el cortante en el eje local V 2-2, M33.

a) $Vu = (19 + 19) / 3.2 = 11.88$ ton

b) $Vu = [1.25 \times 0.61 + 1.25 \times 0.10 - 2.5 \times 2.29] = 6.61$ ton,

Para el análisis en la dirección de sismo Y-Y y el cortante en el eje local V 3-3, M22.

a) $Vu = (8 + 8) / 3.2 = 5$ ton

b) $Vu = [1.25 \times 0.05 + 1.25 \times 0.02 + 2.5 \times 1.05] = 2.58$ ton,

Entonces, la cortante máxima obtenida es en el sentido de análisis 2-2, Sismo X-X es $Vu_{cap}=6.61$ ton.

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54 \times \left(1 + \frac{101.61}{140 \times 30 \times 60} \right) / 1000$$

$$V_c = 12.45 \text{ ton}$$

Por lo tanto, con la configuración de estribos mínimos que nos exige la norma E 060 artículo 21.4.5 el diseño esta correctamente realizado. El aporte de concreto es suficiente para tomar las solicitaciones por corte. Esto tiene mucho sentido ya que los principales elementos estructurales que toman el corte son las placas.

9.6.5 Comprobación por efectos de pandeo

Para columnas es necesario realizar una comprobación de la esbeltez de la columna que resisten efectos sísmicos según el capítulo 10.10 de la norma E. 060. con el propósito de evitar fallas por pandeo del elemento sometido a flexo compresión.

$$\frac{klu}{r} \leq 31 + 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

En la dirección "Y"

$$\frac{0.5 \times 2.6}{0.3 \times 0.3} \leq 31 + 12 \left(\frac{3.85}{5.83} \right) \leq 40$$

$$7.22 \leq 38.92 \leq 40$$

En la dirección "X"

$$\frac{0.5 \times 2.6}{0.3 \times 0.3} \leq 31 + 12 \left(\frac{0.39}{0.54} \right) \leq 40$$

$$14.44 \leq 39.66 \leq 40$$

En ambas direcciones de análisis se cumple la desigualdad. Por lo tanto, no se consideran efectos de esbeltez en la columna.

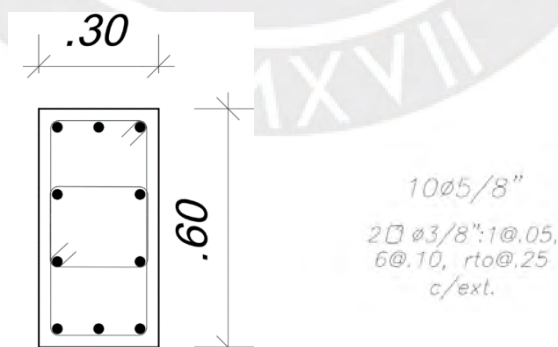


Figura 59.

Diseño final Columna C-01

Capítulo 10: Diseño de Placas

10.1. Incorporación de elementos de borde

De la misma manera que en el diseño de flexo compresión se utilizará un método de diseño iterativo para muros mediante diagrama de iteración. Según la norma E.060 capítulo 21.9.7 los muros de corte o placas serán dotados con acero en forma de canastilla o núcleos de confinamiento, con cuantías de 1% a 6 % y acero longitudinal en forma de malla a lo largo de su geometría.

La norma en el capítulo 21.9.7 proporciona el criterio para la verificación de la incorporación de los núcleos confinados en la placa de análisis.

Por deformaciones

$$c \geq \frac{lm}{600x \frac{\Delta\delta u}{hm}};$$

$$\frac{\Delta\delta u}{hm} \geq 0.005$$

Donde,

c: maximo valor de profundidad del eje neutro.

lm: longitud total de la placa

hm: altura total de la placa

$\Delta\delta u$: maximo desplazamiento inelastico en la parte mas alta del muro

En consecuencia, se asume como primeras longitudes de núcleos de confinamiento a las dimensiones que resultan de:

$$C = 0.1 \times lm \text{ ó } c/2$$

Según el artículo 21.9.7.6, en zonas de esquinas de una longitud de 30 cm más el ancho del muro. Es decir, deben penetrar el alma del elemento.

Finalmente, los núcleos confinados deberán extenderse mínimamente una distancia mayor al máximo valor de las siguientes expresiones

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) } lm \\ \text{b) } 0.25x\left(\frac{M_u}{V_u}\right) \end{array} \right\} \leq \text{MAX}$$

Según el artículo 21.9.7.6 de la norma E.060. el espaciamiento máximo (S_o), dentro del elemento de borde será al **menor valor** obtenido de:

- ✓ 8 db veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- ✓ Min ($a/2$, $b/2$)
- ✓ **25 cm**

Sin embargo, también se debe cumplir los requisitos especificados en los artículos 21.6.4.1 y 21.6.4.6. de la norma E. 060. Es decir, los mismos lineamientos propuestos para las columnas

10.2. Diseño por flexo compresión

Para realizar el diseño por Flexo Compresión se realiza de la misma manera al de columnas explicado en el anterior capítulo.

10.3. Diseño por cortante

Las solicitaciones por corte serán tomadas principalmente por las placas, entonces la norma E060 propone dotar mallas horizontales y verticales a lo largo de la geometría de la placa. El valor del máximo cortante que puede tomar una placa es:

$$\phi V_n \text{ lím} = 0.85 \times 2.63 \times \sqrt{f'c} \times t \times d$$

Además, la norma E.060. Inciso 11.10 propone las disposiciones especiales para muros de concreto armado, la contribución del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha c \times \sqrt{f'c} \times t \times d$$

d : $0.8 \times lm$.

t = espesor de la placa.

αc : relación de esbeltez de la placa.

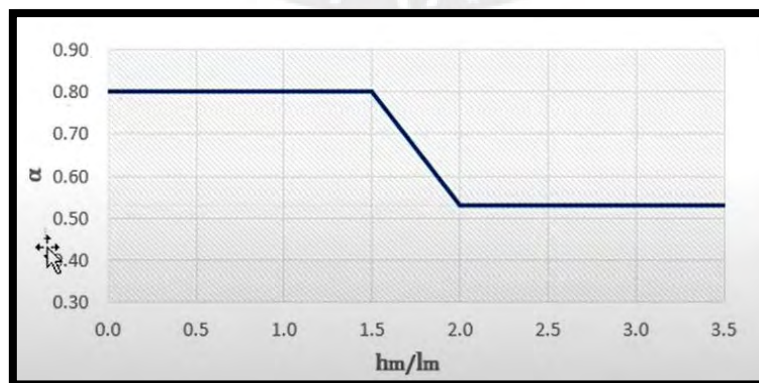


Figura 60. Factor de relación de esbeltez.

Además, en el mismo artículo se establecen las cuantías **mínimas** horizontales y verticales en función del aporte del concreto (ϕV_c) y cortante de análisis (V_u).

Tabla 60: Cuantía mínima horizontal y vertical para corte en placas

CONDICION	P horizontal mínima	P vertical mínima
$V_u > \phi V_c$	0.0025	0.0025
$\phi V_c / 2 \leq V_u \leq \phi V_c$	0.0025	0.0020
$V_u < \phi V_c / 2$	0.0020	0.0015

Fuente: Norma E.060, 2019.

Luego, se comprueba que las cuantías mínimas suministradas son suficientes; cabe resaltar, que si la relación de h_m/l_m no excede 2, será necesario que tal cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal para contener el corte con las siguientes expresiones:

- ✓ $V_s = V_u / \phi - (V_c / \phi)$
- ✓ $A_{sh} = (s \times V_s) / (f_y \times d)$
- ✓ $\rho_h = A_{sh} / (100 \times s \times t)$
- ✓ $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - \frac{h_m}{l_m}) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

10.4. Diseño por capacidad

Una vez asignadas las cuantías mínimas para el corte, es necesario realizar un análisis por capacidad a los muros de corte; sin embargo, esta disposición puede limitarse según la norma E. 060. a una altura que resulte mayor de las siguientes expresiones:

- ✓ L_m : El ancho del muro
- ✓ $M_u / 4V_u$, donde M_u es el momento último nominal y V_u la cortante de análisis.
- ✓ A los primeros dos pisos.

Entonces, la cortante de análisis quedará amplificada con un factor que resulta ser el cociente entre el momento nominal y momento último actuante (M_n/M_{ua}). Cabe resaltar, que dicho factor nunca excedera el valor del coeficiente de reducción (R).

$$V_{u \text{ cap.}} = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

10.5. Ejemplo de Diseño Placa PL-12

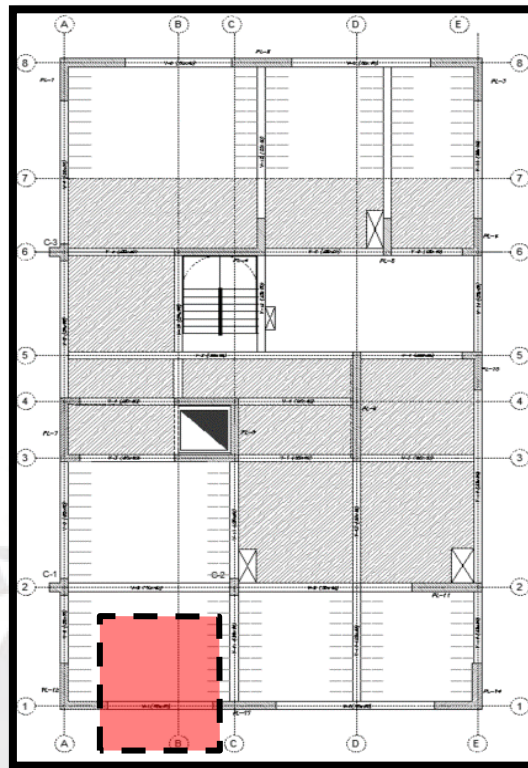


Figura 61. Selección placa de diseño ejemplo PL-12

10.5.1. Análisis de cargas verticales

PRIMER PISO

CM= 15.35 ton

Peso propio = $2.4 \times 1.5 \times 0.3 \times 4.7 = 5.10$ ton

Peso propio = $2.4 \times 1.5 \times 0.25 \times 4.7 = 4.23$ ton

Losa aligerada der. = $0.3 \times 2.91 \times 2.49 = 2.18$ ton

Peso piso terminado der. = $0.1 \times 2.91 \times 2.49 = 0.73$ ton

Viga peraltada VPT-9 = $2.4 \times 0.25 \times 0.6 \times 1.16 = 0.41$ ton

Viga peraltada VPT-1 = $2.4 \times 0.3 \times 0.6 \times 1.66 = 0.72$ ton

Vidrio sobre VPT-9 = $1.8 \times 0.15 \times 2.6 \times 1.16 = 0.82$ ton

Vidrio sobre VPT-1 = $1.8 \times 0.15 \times 2.6 \times 1.66 = 1.16$ ton

CV = 1.45 ton

s/c Losas = $0.2 \times 2.91 \times 2.49 = 1.45$ ton

PISOS TIPICOS

CM= 13.17 ton

Peso propio = $2.4 \times 1.5 \times 0.3 \times 2.7 = 2.92$ ton

Peso propio = $2.4 \times 1.5 \times 0.25 \times 4.7 = 4.23$ ton

Losa aligerada der. = $0.3 \times 2.91 \times 2.49 = 2.18$ ton

Peso piso terminado der. = $0.1 \times 2.91 \times 2.49 = 0.73$ ton

Viga peraltada VPT-9 = $2.4 \times 0.25 \times 0.6 \times 1.16 = 0.41$ ton

Viga peraltada VPT-1 = $2.4 \times 0.3 \times 0.6 \times 1.66 = 0.72$ ton

Vidrio sobre VPT-9 = $1.8 \times 0.15 \times 2.6 \times 1.16 = 0.82$ ton

Vidrio sobre VPT-1 = $1.8 \times 0.15 \times 2.6 \times 1.66 = 1.16$ ton

CV = 1.45 ton

s/c Losas = $0.2 \times 7.24 = 1.45$ ton

AZOTEA

CM= 8.88 ton

Peso propio = $2.4 \times 3 \times 0.25 \times 2.1 = 4.86$ ton

Losa aligerada der. = $0.3 \times 7.24 = 2.17$ ton

Peso piso terminado der. = $0.1 \times 7.24 = 0.72$ ton

Viga peraltada VPT-9 = $2.4 \times 0.25 \times 0.6 \times 1.16 = 0.41$ ton

Viga peraltada VPT-1 = $2.4 \times 0.3 \times 0.6 \times 1.66 = 0.72$ ton

CV = 2.28 ton

s/c Losas = $0.2 \times 7.24 = 1.45$ ton

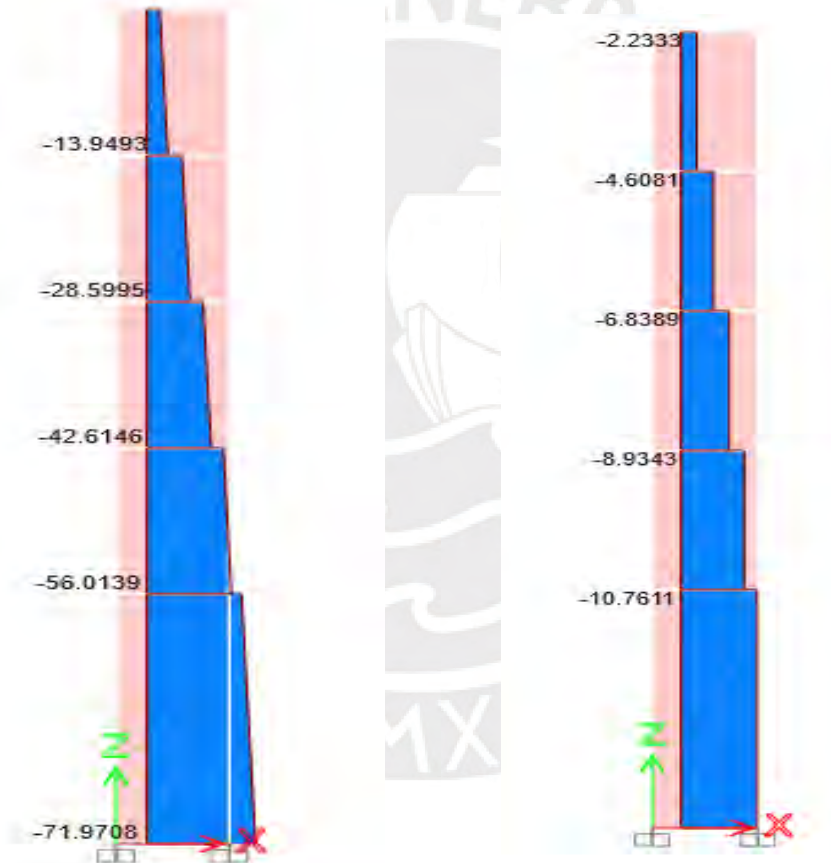


Figura 62. Axial de CM (izq.) y CV (der.) en servicio. PL-09

Tabla 61: Comparación metrados manual y ETABS para PL-09

Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Carga viva reducida (ton)
Metrado Manual	68.03	7.25	-
Metrado ETABS	71.98	10.76	-

El modelo de ETABS, toma en consideración la hiperstaticidad; por lo tanto, es un poco mayor al manual. Para el diseño, se usará los generados por el programa.

10.5.2. Análisis de incorporación de elementos de borde

Para el diseño de las placas es imprescindible realizar un proceso iterativo el cual consiste el variar las deformaciones y verificar las deformaciones con el eje neutro hasta que la máxima deformación del concreto sea del orden de 0.003. Por lo tanto, de acuerdo al numeral 10.1 de la presente tesis verifica las condiciones para incorporar o no los núcleos confinados y hallar su longitud.

Para la construcción y con el objetivo de generar un diagrama de iteración que satisfaga las combinaciones de carga requerida se ha tomado el siguiente armado.

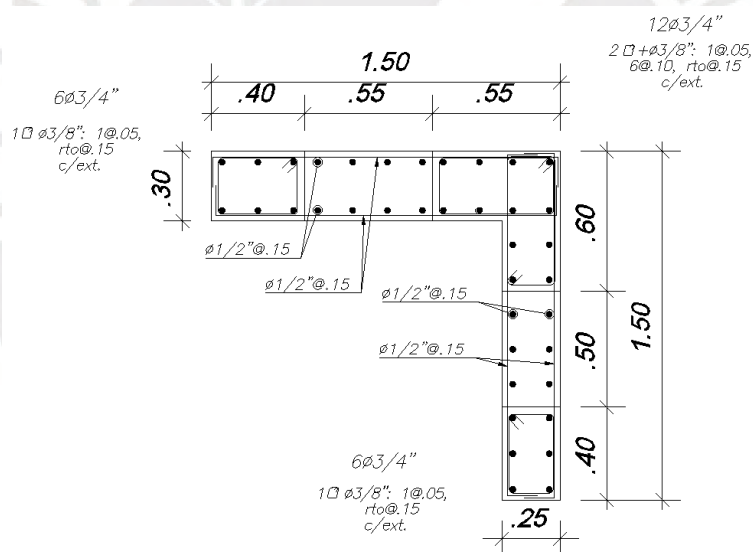


Figura 63. Sección propuesta para el ejemplo placa diseño

Por un lado, si realizamos el diagrama de momento curvatura para la sección antes mostrada se puede apreciar en la siguiente figura que en el marcador rojo el concreto a llegado a un orden de deformación de 0.003 y el marcador azul el acero tiene una deformación de 0.00331; por lo tanto, mediante una ecuación de compatibilidad simple poniendo como incógnita al eje neutro C

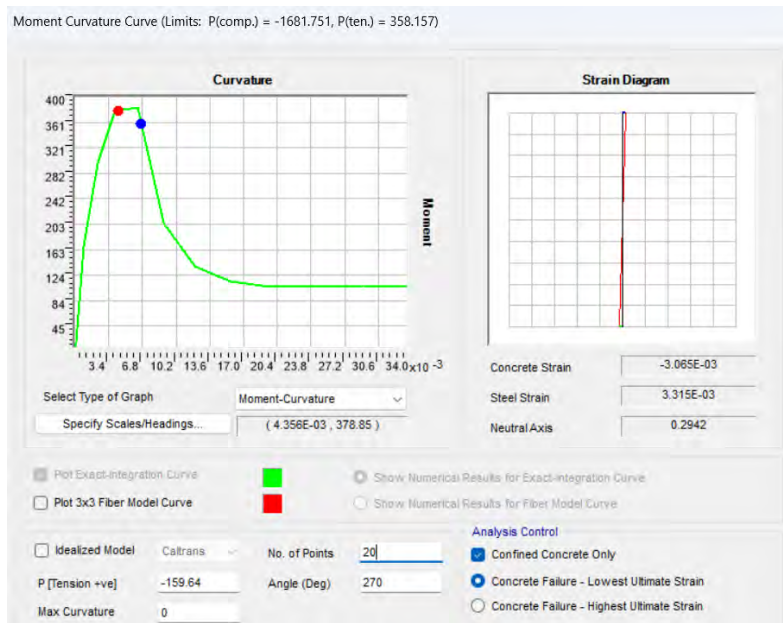


Figura 64. Diagrama momento curvatura para ejemplo de diseño placa 12

Datos:

- ✓ $C = 0.71$ m, se extrae del diagrama de momento curvatura.
- ✓ $L_m = 3$ m
- ✓ $h_m = 20.1$ m
- ✓ $\Delta\delta u = 0.0072$ m

Por deformaciones

$$\frac{\Delta\delta u}{h_m} = \frac{0.0072}{20.1} = 0.0003 \geq 0.005$$

$$c \geq \frac{1.5}{600 \times 0.005} = 0.5 \text{ m}$$

Si se compara con el eje neutro que sale geoméricamente y de acuerdo a la expresión $0.71 > 0.5$; por lo tanto, se necesitan núcleos confinados y la longitud mínima que se plantea es:

$$\text{Max } (C - 0.1l_m = 0.7 - 0.1 \times 3 = 0.40 \text{ m } \text{ ó } c/2 = 70/2 = 35 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

10.5.3. Diseño por flexo compresión

Como bien se indicó el procedimiento para realizar el diseño por flexo compresión en placas es similar a las columnas; por lo tanto, para la elaboración de los diagramas y puntos de interacción es necesario a extraer las cargas y realizar las combinaciones de cargas que sugiere la norma E 0.60.

Tabla 62: Cargas por sismo y gravedad parte inferior del primer nivel de la PL-12

Caso	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Dead	-71.97	-1.07	0.69	0.20	4.97	-1.12
Live	-10.76	-0.28	0.04	0.10	0.80	-0.11
Sismo X- X	56.22	12.33	30.13	15.33	141.59	79.03
Sismo Y-Y	67.76	29.49	15.45	17.18	88.34	133.07

Los puntos generados (Momento vs Fuerza Axial) de las combinaciones deberán estar dentro de la curva.

Tabla 63: Combinación de cargas para puntos de iteración PL-12

COMBINACION	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
SISMO X-X	1.4CM+1.7CV	119.05	8.32
	1.25CM+1.25CV+SX	159.64	148.80
	1.25CM+1.25CV-SX	47.19	-134.38
	0.9CM+SX	120.99	146.06
	0.9CM-SX	8.55	-137.12
SISMO Y-Y	1.4CM+1.7CV	119.05	8.32
	1.25CM+1.25CV+SY	171.17	95.56
	1.25CM+1.25CV-SY	35.66	-81.13
	0.9CM+SY	132.53	92.81
	0.9CM-SY	-2.98	-83.87

Luego, con la elaboración de las curvas de iteración y con la generación de los puntos de iteración correspondientes se observan los siguientes diagramas de iteración

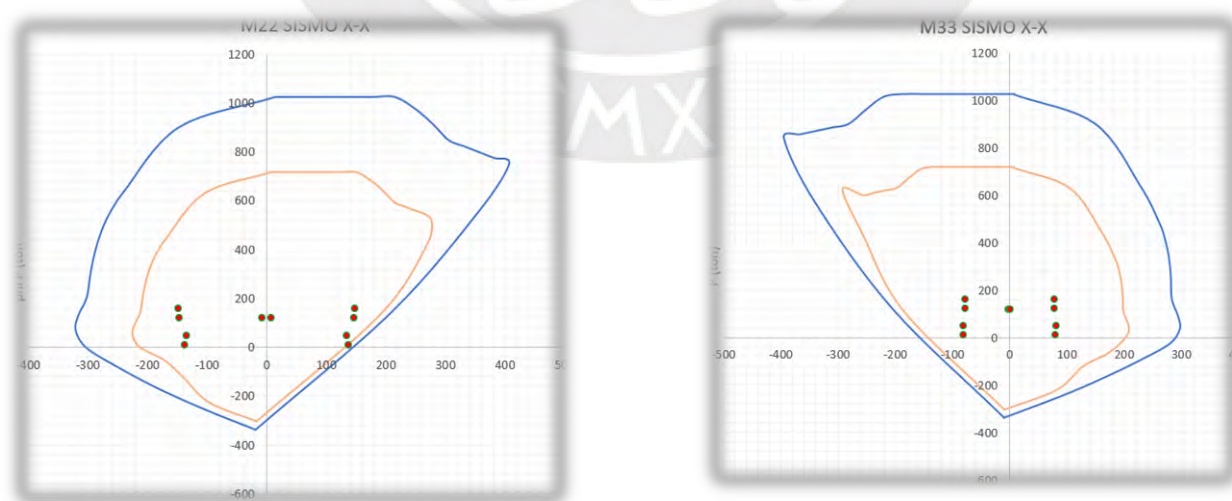


Figura 65. Curvas de iteración y puntos P, M33 y M22, sismo X-X

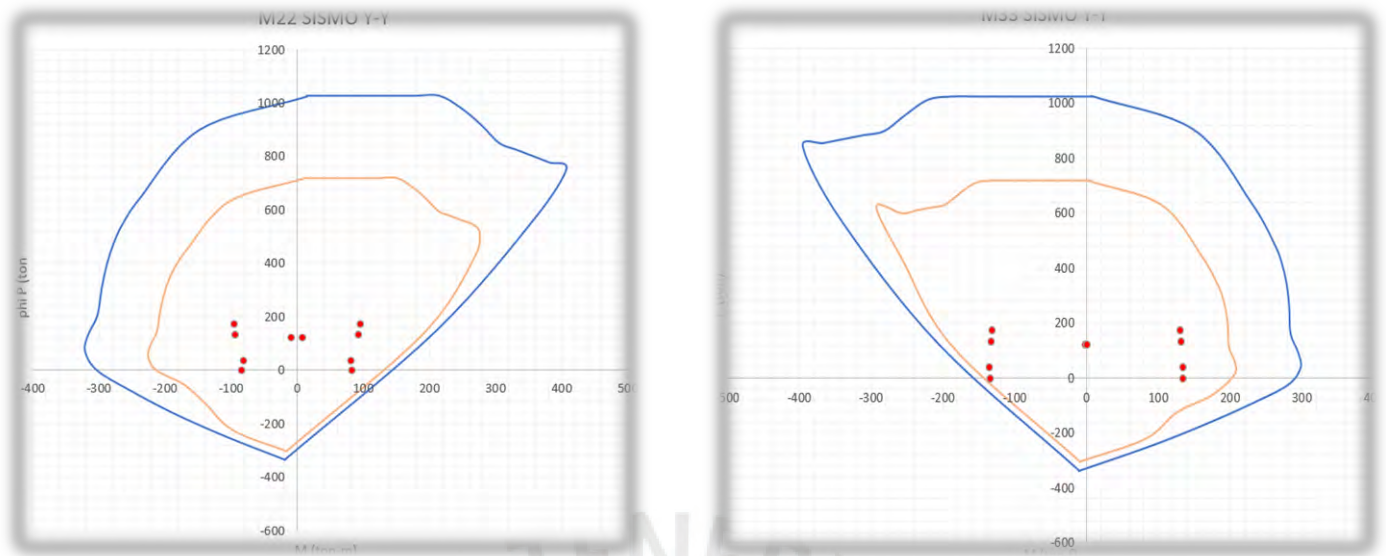


Figura 66. Curvas de iteracción y puntos P, M33 y M22, sismo Y-Y

Para optimizar el diseño y este no este sobredimensionado, producto de las combinaciones de carga los puntos de iteracción tienen que estar al límite del diagrama. Es decir, que se el armado propuesto es el más óptimo en el diseño del elemento.

10.5.4. Diseño por cortante

Datos:

- ✓ $h_m = 20.1 \text{ m}$
- ✓ $l_m = 1.5 \text{ m}$
- ✓ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ $d = 0.8 \times l_m = 1.2 \text{ m}$
- ✓ $h_m/l_m = 13.4$ Entonces, $h/l_m > 2$; $\alpha = 0.53$.
- ✓ $t = 0.3 \text{ m}$

Se observa, que la cortante actuante en la dirección “X” según la tabla $V_u = 73.08 \text{ ton}$
Sismo X-X

El aporte del concreto,

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 1.2 = 23.50 \text{ ton}$$

Cabe resaltar que como máxima cortante que puede contener la sección propuesta se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\phi V_n \text{ lím.} = 0.85 \times 2.63 \times \sqrt{210} \times 10 \times 30 \times 1.2 = 166.63 \text{ ton}$$

Además, con los valores obtenidos del aporte del concreto ϕV_c y cortante de análisis V_u se establecen las cuantías **mínimas** horizontales y verticales. En el caso de análisis dicha condición es como se muestra en la tabla siguiente

Tabla 64: *Cuantía mínima horizontal y vertical adoptada para la situación ejemplo placa N°12*

CONDICION	P horizontal mínima	P vertical mínima
$V_u > \phi V_c$	0.0025	0.0025

10.5.5. Diseño por capacidad

Una vez asignadas las cuantías mínimas para el corte, es necesario realizar un análisis por capacidad a los muros de corte

- ✓ $L_m = 1.5$ m
- ✓ $M_u = 133.07 / (4 \times 30.13) = 1.10$ m
- ✓ 2 pisos = 7.45 m.

Entonces, el diseño por capacidad se realizará en los dos primeros pisos, extrayendo el momento nominal de los diagramas de iteración de los puntos que más estén en el limbo del diagrama y reemplazando en la siguiente expresión.

$$V_{u \text{ cap.}} = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 30.13 \times \left(\frac{140}{133.07} \right) = 137.50 \text{ ton} < \phi V_n \text{ lím} = 166.63 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ cap.}} = 31.70 \text{ ton}$$

$$V_s = (31.70 / 0.85) - (23.50 / 0.85) = 9.65 \text{ ton}$$

$$A_{sh} = 17.2 \text{ cm}^2 \text{ por metro de ancho}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

$$\rho_h = 17.2 / (100 \times 100 \times 0.3) = 0.0057$$

Es decir, al momento de construir el diagrama de iteración se asumió por un tema de rigidez barras de 1/2" y un espaciamiento de 0.15 m se satisface dichos requerimientos al realiza el cálculo de la cuantía horizontal que supone dicho armado en la expresión anterior se muestra que es $\rho_h = 0.0057 > 0.0025$ exigido por la norma. Por lo tanto, se da por correcto dicho armado. Además,

$$\rho_v = -0.0151$$

Finalmente, en cuanto al refuerzo transversal en forma de estribos y ganchos de los núcleos confinados se realiza de la misma forma que se ha considerado en las columnas.

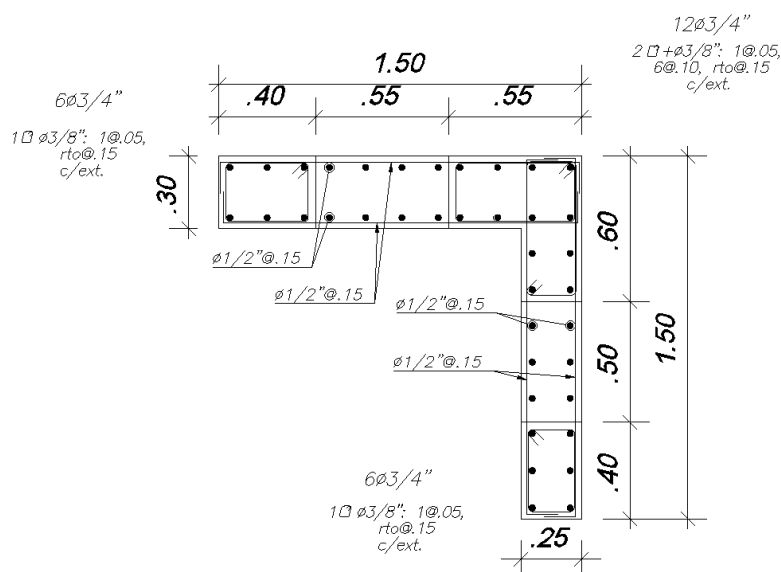


Figura 67. Diseño final placa PL-12

Capítulo 11: Diseño de la cimentación

La cimentación constituye un elemento de transición entre la estructura y el terreno en el que se apoya, su principal función es transmitir las fuerzas de manera correcta, de tal manera que el esfuerzo generado de la interacción entre la cimentación y el suelo no exceda la capacidad portante del mismo.

11.1. Características del suelo de la cimentación

El terreno donde se propone el proyecto es tipo S1 conformada por estratos de grava con arena compacta (GW) que se encuentran a nivel superficial, para la presente tesis el valor de la capacidad portante es de 40 ton/m² y una profundidad mínima de cimentación de 1.50 m según la norma E 050.

11.2. Consideraciones generales para el diseño

Para realizar el diseño de las cimentaciones es necesario considerar algunas hipótesis básicas las cuales se aplicarán a lo largo del siguiente capítulo:

- ✓ El terreno no soporta reacciones en tracción; es decir, no soportar esfuerzos negativos.

- ✓ Se considera el peso de la zapata y el suelo que está por encima de la misma en un 10-15%.
- ✓ El suelo al tener una capacidad portante de 40 ton/m² se considera un suelo rígido; por lo tanto, no se considera asentamientos perceptibles que generen asentamientos diferenciales entre cimentaciones contiguas.
- ✓ La cimentación es rígida infinitamente; por lo tanto, las presiones se suponen con un ordenamiento rectangular acuerdo a la excentricidad de las cargas y la geometría de las zapatas.
- ✓ Para que exista un equilibrio la línea de acción resultante de la reacción del suelo debe estar en la misma dirección con la línea de acción de la carga excéntrica
- ✓ De encontrarse zapatas muy cercanas o que su dimensión se superponga estas se realizaran mediante una zapata combinada.
- ✓ De encontrarse zapatas excéntricas producto de que hay edificaciones contiguas se realizará el diseño mediante una zapata conectada.

De acuerdo a la excentricidad de las cargas y la configuración geométrica de las zapatas la reacción del suelo real debería suponerse trapezoidal con un extremo σ_{min} y el otro σ_{max} . Sin embargo, se puede dar la situación de que el σ_{min} arroje un valor negativo lo que se interpreta que ese extremo de la zapata se está levantando o que el suelo se esté traccionando.

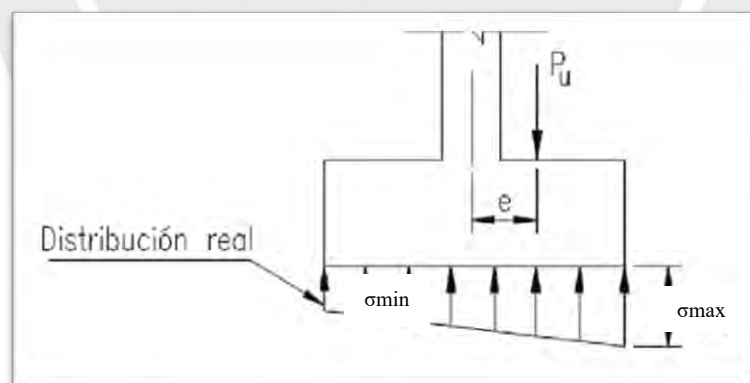


Figura 68. Distribución de presiones real en forma trapezoidal

En consecuencia, si eso sucede se debe realizar una redistribución de presiones constante o triangular de tal manera que no exista una presión negativa; para ello, se hace coincidir una carga excéntrica con el centro geométrico de la resultante de las presiones de la redistribución. La siguiente figura denota la reacción del terreno de acuerdo a la relación entre la excentricidad (e) y el largo de la zapata (L) en la dirección de análisis.

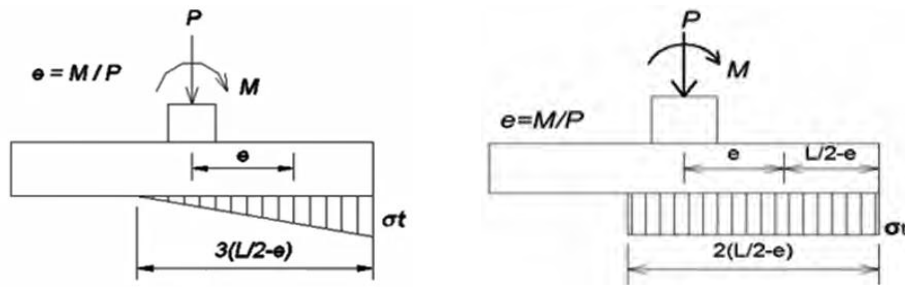


Figura 69. Izquierda distribución de presiones en forma constante, derecha en forma triangular

11.3. Procedimiento de diseño de cimentaciones

Para la presente tesis se utilizaron zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

11.3.1 Dimensionamiento

Para tener un primer acercamiento al área de las cimentaciones se deben prever las siguientes consideraciones:

- Se usan cargas reales en servicio al reducir las cargas axiales y momentos de sismo al 80%. No se reducen las cargas de gravedad
- Las verificaciones de los esfuerzos obtenidos por cargas de gravedad se comparan con el 100 % del σ_{adm} . ($\sigma_{obtenido} < 1.0 \times \sigma_{adm}$) ton/m².
- Las verificaciones de los esfuerzos obtenidos por cargas de sismo y gravedad se comparan con el 100 % del σ_{adm} . ($\sigma_{obtenido} < 1.3 \times \sigma_{adm}$) ton/m².

Por un lado, se realiza la verificación de esfuerzos generados por cargas de gravedad. La norma E.060 no permite para este tipo de verificación incremento de la capacidad portante del suelo ($1.0 \sigma_{act}$)

$$\sigma \left(\frac{max}{min} \right) = \frac{(P_m + P_v)x\%}{A_{zap}} \pm \frac{6x(Mx)}{Ly \times Lx^2}$$

$$\sigma \left(\frac{max}{min} \right) = \frac{(P_m + P_v)y\%}{A_{zap}} \pm \frac{6x(My)}{Lx \times Ly^2}$$

Por otro lado, se realiza la verificación de momentos generados por cargas de gravedad y adicionalmente se introduce el efecto de sismo. La norma E.060 permite para este tipo de verificación un incremento de la capacidad portante del suelo en un 30% ($1.3 \sigma_{act}$)

Para sismo positivo

$$\sigma \left(\frac{max}{min} \right) = \frac{(P_m + P_v)x\% + (P_{sx_s})}{A_{zap}} \pm \frac{6x(Mmx + Mvx + Msx_s)}{Ly \times Lx^2}$$

$$\sigma \left(\frac{max}{min} \right) = \frac{(P_m + P_v)x\% + (P_{sy_s})}{A_{zap}} \pm \frac{6x(Mmy + Mvy + Msy_s)}{L \times B^2}$$

Para sismo negativo

$$\sigma \left(\frac{max}{min} \right) = \frac{(P_m + P_v)x\% - (P_{sx_s})}{A_{zap}} \pm \frac{6x(Mmx + Mvx - Msx_s)}{Ly \times Lx^2}$$

$$\sigma \left(\frac{max}{min} \right) = \frac{(P_m + P_v)x\% - (P_{sy_s})}{A_{zap}} \pm \frac{6x(Mmy + Mvy - Msy_s)}{L \times B^2}$$

11.4. Cálculo de esfuerzos últimos

Para realizar los diseños correspondientes se deberá amplificar las fuerzas y momentos a los cuales están sometidas las cimentaciones; es decir, se deberá amplificar las cargas axiales de gravedad, momentos de gravedad y cargas axiales por sismo y momentos producidos por sismos para cada combo de diseño según la tabla N°4 del inciso 2.4 de la presente tesis. Esto significa que se extraerían las cargas amplificadas por una envolvente de diseño y posteriormente se deben repetir todos los cálculos anteriores y elegir el esfuerzo actuante mayor de reacción del suelo lo cual puede ser engorroso.

Por ello, se pueden utilizar un proceso simplificado el cual consiste en incrementar en 1.50-1.70 veces la σ_{adm} para calcular el esfuerzo último del suelo cuando gobiernan cargas de gravedad y 1.25 veces la σ_{adm} cuando gobiernan cargas de sismo. Se elige el mayor esfuerzo actuante que resulte de las dos amplificaciones.

11.5. Diseño por punzonamiento

Se muestra zona de influencia por punzonamiento de una columna o placa; este está delimitado por $d/2$ de cada cara del elemento vertical.

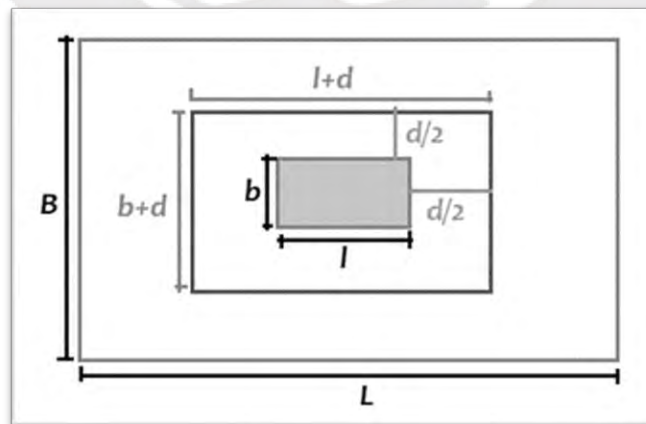


Figura 70. Sección crítica de falla para el diseño por punzonamiento

- ✓ *Perimetro de falla* $b_o = 2x(b + d) + 2x(l + d)$
- ✓ *Area de seccion Critica* $A_o = (b + d)x(l + d)$
- ✓ *Area Total* $A_o = BxL$

El valor de la última reacción del suelo está dada por la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u x (A_{total} - A_o)$$

Finalmente, la cortante resistente por punzonamiento será la menor elegida entre estas ecuaciones:

$$\phi V_{c1} = 0.85 x 0.53 x \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) x \sqrt{f'c} x b_o x d$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 x 1.06 x \sqrt{f'c} x b_o x d$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 x 0.27 x \left(2 + \frac{\alpha x d}{b_o}\right) x \sqrt{f'c} x b_o x d$$

Donde,

$$\beta_c = \left(\frac{b}{l}\right)$$

- ✓ $\alpha = (40)$, para columnas centradas
- ✓ $\alpha = (30)$, para columnas de borde
- ✓ $\alpha = (20)$, para columnas de esquina

Cabe resaltar, que el diseño por punzonamiento será satisfactorio cuando se cumpla que

$$\phi V_c > V_u$$

11.6. Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por fuerza cortante la cortante resistente es principalmente dotado por el concreto; por ello, que los peraltes de las cimentaciones suelen ser grandes en magnitud. La cortante resistente se calcula a una distancia “d” (peralte) de la cara de los elementos verticales y se realiza, usualmente, para una sección de un metro de ancho.

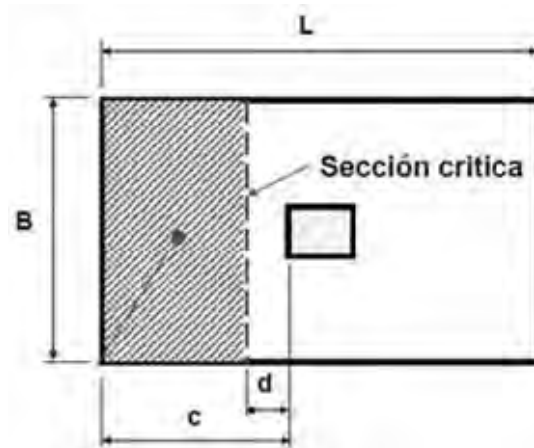


Figura 71. Sección crítica para el diseño por corte

$$\checkmark \quad C - d = \frac{L-l}{2} - d$$

$$\checkmark \quad Vu = \sigma u \times 100 \times (C - d)$$

Luego, la cortante resistente del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times 1 \times d$$

Al igual que el caso anterior el diseño por cortante será satisfactorio cuando se cumpla que $\phi V_c > V_u$

11.7. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión el momento resistente es principalmente dotado por el ala de la cimentación; por ello, que los peraltes de las cimentaciones suelen ser grandes en magnitud. La cortante resistente se calcula a una distancia “d” (peralte) de la cara de los elementos verticales y se realiza, usualmente, para una sección de un metro de ancho.

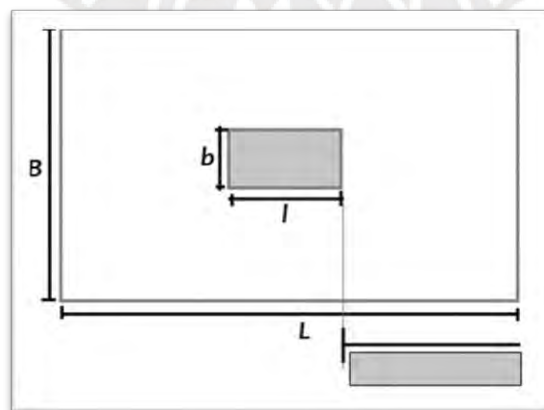


Figura 72. Sección crítica para el diseño por flexión

$$X = \frac{L - l}{2} \quad Mu = \frac{\sigma u \times 100 \times X^2}{2}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} \quad As_{req} = \frac{Mu \times 10^5}{\phi_{flexion} \times fy \times (d - \frac{a}{2})}$$

Se comprobará que el acero requerido sea mayor al mínimo estipulado por la norma E.060

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

Siendo una cuantía para zapatas distribuidas en dos caras de la zapata, según la norma E. 060. Artículo 10.5.4 reforzar con un mínimo de 0.0012 en la parte inferior y 0.006 en la parte superior. Si la zapata posee solo una parilla es necesario cumplir la cuantía mínima por norma de 0.0018.

Finalmente, se puede calcular el espaciamiento requerido para cumplir con dicha sollicitación.

$$S = \frac{A_{utilizado} \times 100}{As}$$

11.8. Consideraciones generales para una Zapata combinada

Dadas las configuraciones geométricas de los elementos verticales muchas veces por proximidad o por que puede existir superposición entre dos o más elementos resulta dificultoso realizar zapatas aisladas muy cercanas; por ello, es preferible realizar una combinación de estas para mejorar los procesos constructivos y mejorar el diseño en general.

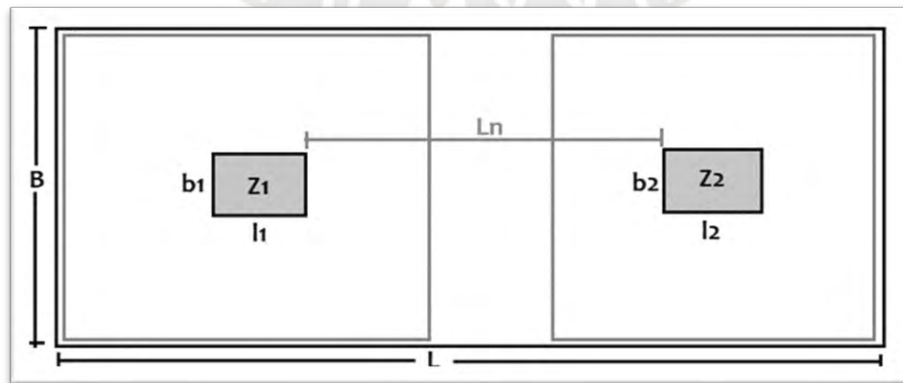


Figura 73. Ilustración ideal de dos zapatas combinadas

Para realizar las verificaciones de esfuerzos de la zapata combinada es necesario realizar una reestructuración de sistema a un sistema de reducción o sistema equivalente debido a las excentricidades de las cargas que genera un conjunto complejo de fuerzas a un solo punto específico con momento y fuerzas resultantes. Es recomendable hacer coincidir dichas resultantes con el centro geométrico de la zapata combinada. Se realizará un modelo que considera una viga entre los dos puntos de apoyo que tendrían que ser las columnas

11.9. Consideraciones para el diseño de zapatas conectadas

El cálculo de las zapatas que estén conectadas mediante una viga se realizará separando las zapatas e independientemente las vigas; es decir, se seguirá el mismo procedimiento como si fueran zapatas aisladas y el cálculo de las vigas como si fuese peraltadas; cabe resaltar, que para el diseño se utiliza la última reacción máxima del suelo σ_u .

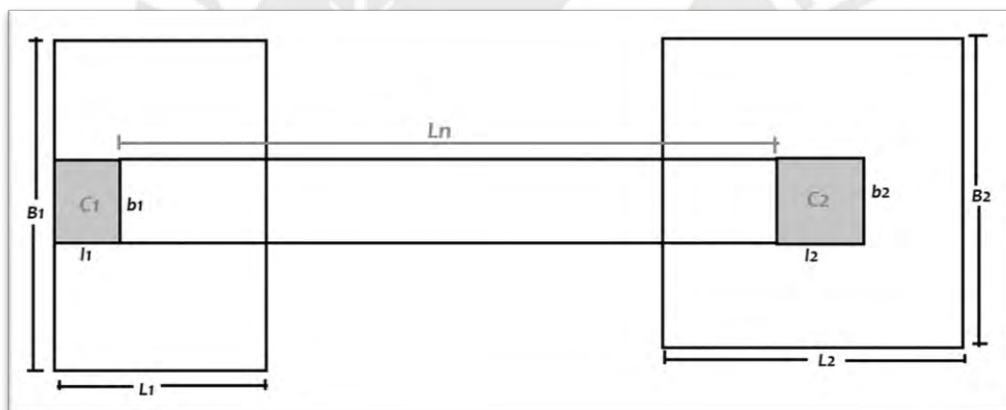


Figura 74. Ilustración ideal de dos zapatas conectadas mediante vigas de cimentación

Cabe resaltar, que la viga que se encuentra conectada a las cimentaciones, se puede idealizar mediante un modelo de análisis, donde las reacciones R_1 , R_2 representan los centros geométricos de las zapatas en análisis. Los pares momento y fuerza de las cargas verticales están ubicados en los centros geométricos de los elementos verticales como placas y columnas. Se realiza el cálculo de las reacciones en los apoyos 1 y 2 para cargas de gravedad, y sismos

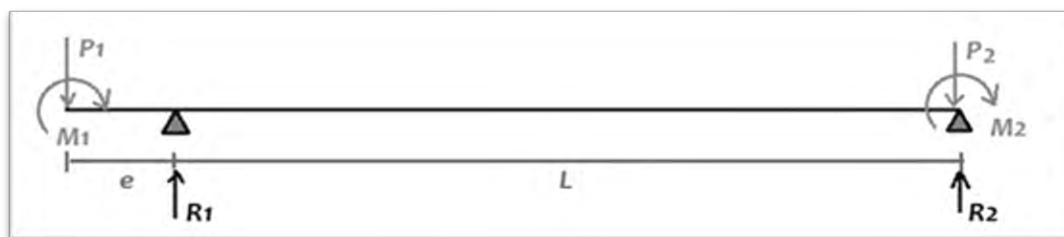


Figura 75. Ilustración de la idealización de las vigas de cimentación

Finalmente, el diseño de las vigas de cimentación como primer acercamiento a sus dimensiones se puede pre dimensionar como una sexta parte de la luz libre entre apoyos y el ancho respetando los anchos de los elementos estructurales que tiene de borde esto debido a que al estar en la base de la estructura las cargas que sostienen son de toda la edificación

11.10. Ejemplo de diseño de una zapata combinada PL09 y PL10

Para el ejemplo de diseño de la cimentación se ha tomado de referencia las cimentaciones propuestas entre los eje 6 que contiene las placas PL-05 y PL-06, se plantea una cimentación combinada. Cabe resaltar, que por la naturaleza de su geometría y por procesos constructivos se plantea combinarlas.

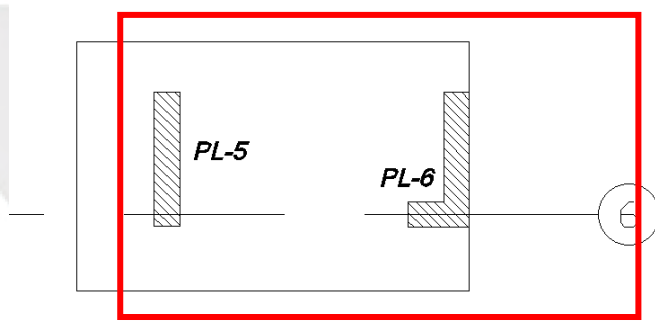


Figura 76. Ejemplo de diseño zapata combinada

Para propósitos de diseño se extraen las fuerzas resultantes de la PL-05 del programa ETABS las cuales se presentan en los cuadros adjuntos.

Tabla 65: Fuerzas y momentos extraídos del programa ETABS PL-05

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
DEAD	-67.82	-2.14	-0.02	0.00	-0.01	-5.10
LIVE	-14.24	-0.79	0.00	0.00	0.00	-1.78
SXESTATICO	-10.56	0.20	-0.34	0.09	-1.08	0.21
SYESTATICO	0.52	7.61	-0.01	0.00	-0.01	31.47
SISDISEÑOXX	11.93	0.64	0.37	0.13	1.19	2.36
SISDISEÑOYY	1.40	7.37	0.02	0.02	0.09	30.97

Para fines estrictamente de orden se ha realizado la siguiente tabla; cabe resaltar, que para efectos de cálculo se cambian los signos a las fuerzas axiales, mas no a los momentos. Asumiendo que los axiales son de compresión con signos positivos, Se usan cargas reales en servicio y se reducen las cargas axiales y momentos de sismo al 80%.

Tabla 66: Fuerzas axiales y momentos flectores PL-05 en servicio por gravedad y sismo 80 %

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	67.82	ton	PL	14.24	ton
MDYY	-5.10	Ton.m	MDXX	-0.01	Ton.m
MLYY	-1.78	ton.m	MLXX	0.00	ton.m
CARGAS DE SISMO					
PSX	9.54	ton	PSY	1.12	ton
MSX YY	24.78	ton.m	MSY XX	0.95	ton.m

De la misma manera se extraen las fuerzas resultantes de la PL-06 del programa ETABS las cuales se presentan en los cuadros adjuntos.

Tabla 67: Fuerzas y momentos extraídos del programa etabs PL-06

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
DEAD	-41.54	-0.48	-0.02	0.01	-0.01	-1.40
LIVE	-4.68	-0.11	-0.01	0.00	-0.01	-0.24
SXESTATICO	-4.67	-0.48	-0.24	0.06	-0.92	-1.34
SYESTATICO	-3.39	15.03	0.01	-0.01	0.03	48.14
SISDISEÑOXX	5.06	2.17	0.27	0.10	1.03	6.81
SISDISEÑOYY	3.39	15.26	0.03	0.03	0.11	49.11

Se usan cargas de gravedad reales en servicio y se reducen las cargas axiales y momentos de sismo. Es recomendable hacer coincidir el centroide de la placa o columnas con el centroide de la zapata.

Tabla 68: Fuerzas axiales y momentos flectores PL-06 en servicio por gravedad y sismo

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	41.54	ton	PL	4.68	ton
MDYY	-1.40	Ton.m	MDXX	-0.01	Ton.m
MLYY	-0.24	ton.m	MLXX	-0.01	ton.m
CARGAS DE SISMO					
PSX	4.04	ton	PSY	2.71	ton.m
MSX YY	39.29	ton.m	MSY XX	0.82	ton.m

Predimensionamiento

De los resultados del análisis, se procede a realizar el dimensionamiento de la planta de la zapata teniendo en cuenta la resistencia del suelo igual a 40.00 tn/m².

Se tiene en consideración un 15% por el peso propio de zapata

$$\text{Área predimensionamiento} = \frac{(67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68) \times 1.15}{0.85 \cdot 40} = 5.33 \text{ m}^2$$

Se elige los valores de longitud (L) y Ancho (B) de zapata. Para la presente se ha dimensionado longitudes 3.80 y 2.40 respectivamente.

A continuación, se realiza cada una de las verificaciones del esfuerzo admisible en el suelo:

✓ Primera verificación considerando solo cargas de gravedad

Para esta comprobación primero se debe calcular el centro de gravedad estático redondeado tomando como referencia la columna PL-05

$$X_g = \frac{(-5.10 - 1.78 - 1.40 - 0.24 + 2.86x(41.54 + 4.68))}{67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68}$$

$$X_g = 0.98 \text{ m}$$

Luego, se realiza la verificación de esfuerzos generados por cargas de gravedad; cabe resaltar, las placas se encuentran centrada longitudinalmente en el sistema equivalente tomando como referencia la placa PL-5. La norma E.060 en el artículo 15.2.4 especifica que para cargas de gravedad no existe incremento de la capacidad portante del suelo ($1.0 \sigma_{act}$) $q_{adm} = 1 \times 40 = 40 \text{ ton/m}^2$. Cabe resaltar, que la fuerza axial total que corresponde al valor introducido en el cálculo también incluye el peso del terreno y el peso de la propia zapata con un factor de 1.15.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} + / - \frac{6xMy}{Ly \times Lx^2}$$

Tabla 69: Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 1 verificación

CASO		P (ton)	A (m ²)	My /Mx (ton.m)		
MOMENTO X-X	$\sigma_x \max$	128.28	9.12	-8.52	13.84	ton/m ²
	$\sigma_x \min$	128.28	9.12	-8.52	18.51	ton/m ²
MOMENTO Y-Y	$\sigma_y \max$	128.28	9.12	-0.03	16.17	ton/m ²
	$\sigma_y \min$	128.28	9.12	-0.03	16.18	ton/m ²

✓ Segunda verificación considerando 50% de carga viva en la Columna PL-05

Se calcula el nuevo centro de gravedad en la dirección longitudinal y se obtienen los esfuerzos actuantes con la nueva excentricidad generada mediante una alternancia de cargas.

$$X_g = \frac{(-5.10 - 1.78 \times 0.5 - 1.40 - 0.24 + 2.86 \times (41.54 + 4.68))}{67.82 + 14.24 \times 0.5 + 41.54 + 4.68}$$

$$X_g = 1.04 \text{ m}$$

$$e = 0.98 - 1.04 = -0.06 \text{ m}$$

Se calcula los esfuerzos actuantes considerando el efecto de la carga axial con la excentricidad calculada.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} + / - \frac{6xMx}{Ly \times Lx^2} + / - \frac{6x(Pm + Pl \times 50\% PL5)}{Lx \times Ly^2}$$

Tabla 70: Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 2 verificación

CASO		P (ton)	A (m ²)	My /Mx (ton.m)		
	$\sigma_x \max$	121.16	9.12	-7.63	11.83	ton/m ²

MOMENTO X-X	σx mín	121.16	9.12	-7.63	16.01	ton/m2
	σy max	121.16	9.12	-7.63	14.54	ton/m2
MOMENTO Y-Y	σy mín	121.16	9.12	-7.63	18.73	ton/m2

✓ tercera verificación considerando 50% de carga viva en la Columna PL-06

Se calcula el nuevo centro de gravedad en la dirección longitudinal y se obtienen los esfuerzos actuantes con la nueva excentricidad generada

$$X_g = \frac{(-5.10 - 1.78 - 1.40 - 0.24 + 2.86x(41.54 + 4.68))}{67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68}$$

$$X_g = 0.94 \text{ m}$$

$$e = 0.98 - 0.94 = +0.04 \text{ m}$$

Se calcula los esfuerzos actuantes considerando el efecto de la carga axial con la excentricidad calculada.

$$\sigma x = \frac{P}{A} + / - \frac{6xMx}{Ly \times Lx^2} + / - \frac{6x(Pm + Plx50\%PL6)}{Lx \times Ly^2}$$

Tabla 71: Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 3 verificación

CASO		P (ton)	A (m ²)	My /Mx (ton.m)		
MOMENTO X-X	σx max	125.94	9.12	-8.40	14.34	ton/m2
	σx mín	125.94	9.12	-8.40	18.95	ton/m2
MOMENTO Y-Y	σy max	125.94	9.12	-8.40	12.82	ton/m2
	σy mín	125.94	9.12	-8.40	17.42	ton/m2

✓ Cuarta verificación considerando momentos sísmicos antihorarios.

Se calcula el nuevo centro de gravedad en la dirección longitudinal y se obtienen los esfuerzos actuantes con la nueva excentricidad generada

$$X_g = \frac{(-5.10 - 1.78 - 1.40 - 0.24 + 2.86x(41.54 + 4.68) - 39.29 - 24.78)}{67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68 - 4.04 - 9.54}$$

$$X_g = 0.53 \text{ m}$$

$$e = 0.98 - 0.54 = +0.44 \text{ m}$$

Se calcula los esfuerzos actuantes considerando el efecto de la carga axial con la excentricidad calculada.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} + / - \frac{6xMx}{Ly \times Lx^2} + / - \frac{6x(Pm + Pl - P_{santi})}{Lx \times Ly^2}$$

Tabla 72: Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 4 verificación

CASO		P (ton)	A (m ²)	My /Mx (ton.m)		
MOMENTO X-X	$\sigma_x \text{ max}$	114.69	9.12	-72.46	1.51	ton/m ²
	$\sigma_x \text{ mín}$	114.69	9.12	-72.46	53.12	ton/m ²
MOMENTO Y-Y	$\sigma_y \text{ max}$	114.69	9.12	-72.46	-0.18	ton/m ²
	$\sigma_y \text{ mín}$	114.69	9.12	-72.46	25.53	ton/m ²

✓ Quinta verificación considerando momentos sísmicos horarios.

Se calcula el nuevo centro de gravedad en la dirección longitudinal y se obtienen los esfuerzos actuantes con la nueva excentricidad generada

$$X_g = \frac{(-5.10 - 1.78 - 1.40 - 0.24 + 2.86x(41.54 + 4.68) + 39.29 + 24.78)}{67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68 + 4.04 + 9.54}$$

$$X_g = 1.33 \text{ m}$$

$$e = 0.98 - 1.33 = -0.36 \text{ m}$$

Se calcula los esfuerzos actuantes considerando el efecto de la carga axial con

la excentricidad calculada.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} + / - \frac{6xM_x}{L_y \times L_x^2} + / - \frac{6x(P_m + P_l + P_{sisHor})}{L_x \times L_y^2}$$

Tabla 73: Esfuerzos generados por momentos de gravedad en la cimentación. 5 verificación

CASO		P (ton)	A (m ²)	My /Mx (ton.m)		
MOMENTO X-X	$\sigma_x \max$	141.86	9.12	55.56	22.02	ton/m ²
	$\sigma_x \min$	141.86	9.12	55.56	-8.50	ton/m ²
MOMENTO Y-Y	$\sigma_y \max$	141.86	9.12	55.56	39.61	ton/m ²
	$\sigma_y \min$	141.86	9.12	55.56	9.09	ton/m ²

Como se puede observar a partir de la incorporación del sismo en la cuarta verificación se tienen esfuerzos negativos, los cuales indican que el suelo se está empezado a traccionar al interior de la zapata combinada. La zona externa a la zapata, hacia el límite de propiedad se han encontrado momentos altos que sobre pasan los esfuerzos permitidos para caso de sismo que viene a ser (1.3 Qadm = 52 ton/m²); por ello, luego de un proceso iterativo del tamaño de la cimentación en análisis se ha llegado a la conclusión que con el objetivo de controlar dichos esfuerzos es necesaria la incorporación de una viga de cimentación

11.11. Ejemplo de diseño de una zapata conectada

Visto y evaluado dicha zapata combinada anterior y con el objetivo de contrarrestar el efecto de la carga excéntrica, la incorporación de una viga de cimentación impide el giro de la zapata externa.

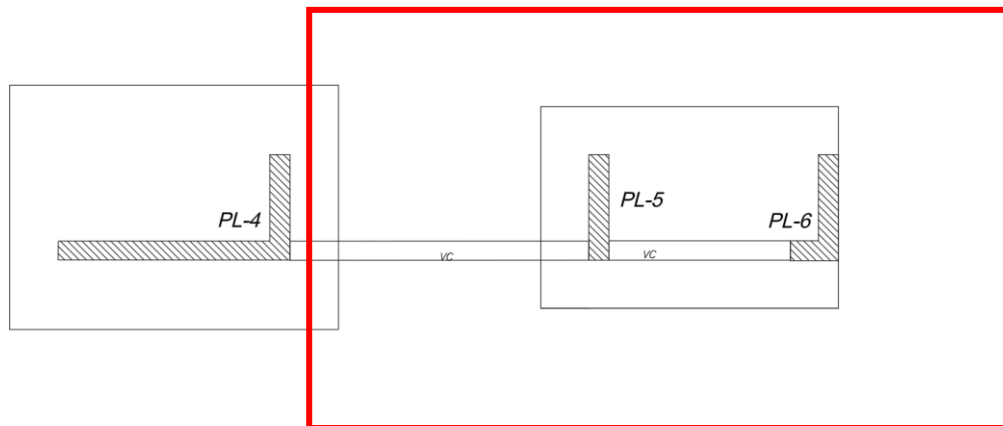


Figura 77. Ejemplo de diseño zapata conectada.

✓ Predimensionamiento

De los resultados del análisis, se procede a realizar el dimensionamiento de la planta de la zapata teniendo en cuenta la resistencia del suelo igual a 40.00 tn/m². Se tiene en consideración un 20% por excentricidad y una reducción de la resistencia del suelo de 3 ton/m²

$$\text{Área predimensionamiento} = \frac{(67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68) \times 1.20}{37} = 4.52 \text{ m}^2$$

Se elige los valores de longitud (L) y Ancho (B) de zapata iguales a 3.80 y 2.40 respectivamente.

Para propósitos de diseño se extraen las fuerzas resultantes de la PL-05 del programa ETABS las cuales se presentan en los cuadros adjuntos. Para fines estrictamente de orden se ha realizado la siguiente tabla:

Tabla 74: Fuerzas axiales y momentos flectores PL-05 en servicio por gravedad y sismo.

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	67.82	ton	PL	14.24	ton
MDYY	-5.10	Ton.m	MDXX	-0.01	Ton.m
MLYY	-1.78	ton.m	MLXX	0.00	ton.m
CARGAS DE SISMO					
PSX	9.54	ton	PSY	1.12	ton
MSX YY	24.78	ton.m	MSY XX	0.95	ton.m

De la misma manera se extraen las fuerzas resultantes de la PL-06.

Tabla 75: Fuerzas axiales y momentos flectores PL-06 en servicio por gravedad y sismo.

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	41.54	ton	PL	4.68	ton
MDYY	-1.40	Ton.m	MDXX	-0.01	Ton.m
MLYY	-0.24	ton.m	MLXX	-0.01	ton.m
CARGAS DE SISMO					
PSX	4.04	ton	PSY	2.71	ton.m
MSX YY	39.29	ton.m	MSY XX	0.82	ton.m

Y las fuerzas resultantes de la PL-4.

Tabla 76: Fuerzas axiales y momentos flectores PL-04 para excentricidad y pivote en pl5

CARGAS DE GRAVEDAD					
PD	200.03	ton	PL	38.21	ton
MDYY	-9.29	Ton.m	MDXX	-6.89	Ton.m
MLYY	-1.45	ton.m	MLXX	-2.41	ton.m
CARGAS DE SISMO					
PSX	21.25	ton	PSY	6.92	ton.m
MSX YY	67.79	ton.m	MSY XX	52.74	ton.m

Si se observa la figura 77. Por un lado, se tiene una zapata combinada que contiene la PL-05 y PL-06 y, por el otro lado, una viga que conecta la zapata de la PL-04; es decir, tiene la naturaleza de una zapata conectada.

Se realiza una reducción del punto de aplicación de las cargas en la zapata combinada tomando como referencia la ubicación geométrica de la placa PL-05; es decir, es la posición del pivote. Con ello, se conoce el nuevo punto de aplicación de la carga; es decir, la excentricidad de la zapata combinada.

Para esta comprobación primero se debe calcular el centro de gravedad estático redondeado tomando como referencia la columna PL-05

$$e = \frac{(-5.10 - 1.78 - 1.40 - 0.24 + 2.86x(41.54 + 4.68))}{67.82 + 14.24 + 41.54 + 4.68}$$

$$e = 0.98 \text{ m}$$

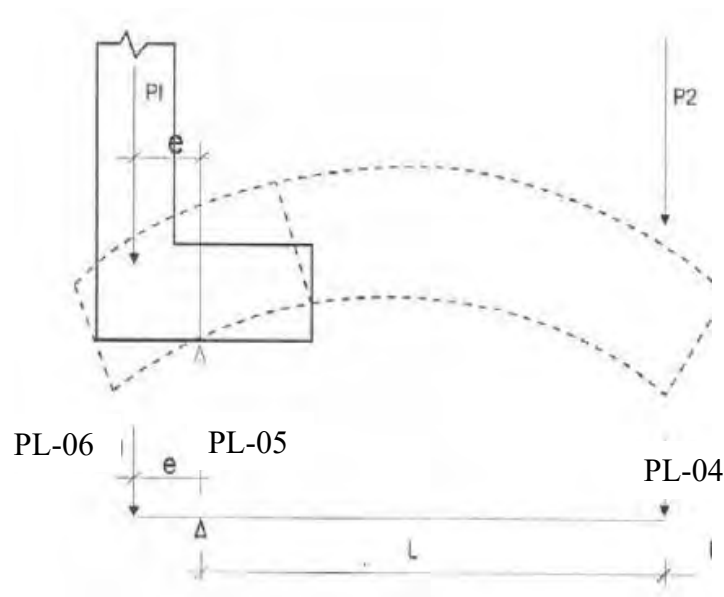


Figura 78. Ilustración del comportamiento de la zapata conectada ejemplo.

La siguiente imagen es una idealización de la viga de cimentación propuesta, donde el pivote R1 representa la posición de la placa PL5 y R2 representa la posición de placa PL4, además P1 proviene de las solicitaciones de la placa PL6, PL5. P2 proviene de la placa PL4

✓ Primera verificación: Considerando solo cargas de gravedad

De acuerdo a la figura 75 y haciendo un simple equilibrio de fuerzas y momentos se tienen las siguientes ecuaciones:

$$R1 = P1 + \frac{P1xe}{L} - \frac{(M1 + M2)}{L}$$

$$R1 = 128.28 + \frac{128.28 \times 0.98}{5.30} - \frac{(-19.14 - 10.74)}{5.30}$$

$$R1 = 141.54 \text{ ton}$$

$$R2 = P2 - \frac{P2xe}{L} + \frac{(M1 + M2)}{L}$$

$$R2 = 238.24 - \frac{238.24 \times 0.98}{5.30} + \frac{(-19.14 - 10.74)}{5.30}$$

$$R2 = 188.55 \text{ ton}$$

Luego, se calcula los esfuerzos en la zapata externa que contienen a la PL-05 y PL-06

$$\sigma_x = \frac{R1x1.15}{A} + / - \frac{6xMx}{Ly \times Lx^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{141.54 \times 1.15}{3.80 \times 2.40} + \frac{6x(8.52)}{3.80 \times 2.40^2} = 22.21 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{141.54 \times 1.15}{3.80 \times 2.40} - \frac{6x(8.52)}{3.80 \times 2.40^2} = 17.54 \text{ ton/m}^2$$

- ✓ **Segunda verificación:** Considerando momentos de sismo en dirección longitudinal y en sentido antihorario.

De acuerdo a la figura 75 y haciendo un simple equilibrio de fuerzas y momentos se tienen las siguientes ecuaciones:

$$R1 = (P1 + P1sis) + \frac{(P1 + P1sis)xe}{L} - \frac{(M1 + M2 - Msis1 - Msis2)}{L}$$

$$R1 = (141.54 + 13.58) + \frac{(141.54 + 13.58) \times 0.98}{5.30} - \frac{(-0.03 - 0.95 - 52.74)}{5.30}$$

$$R1 = 193.94 \text{ ton}$$

$$R2 = (P2 + P2sis) - \frac{(P2 + P2sis)xe}{L} + \frac{(M1 + M2 - Msis1 - Msis2)}{L}$$

$$R2 = (238.24 + 21.25) - \frac{(141.54 + 21.25) \times 0.98}{5.30} + \frac{(-6.89 - 2.41 - 0.95 - 0.82 - 52.74)}{5.30}$$

$$R2 = 199.46 \text{ ton}$$

Luego, se calcula los esfuerzos en la zapata externa

$$\sigma_x = \frac{R1 \times 1.15}{A} + / - \frac{6xMx}{Lx \times Ly^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{193.94 \times 1.15}{3.80 \times 2.40} + \frac{6x(-0.03)}{2.40 \times 3.80^2} = 24.45 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{193.94 \times 1.15}{3.80 \times 2.40} - \frac{6x(-0.03)}{2.40 \times 3.80^2} = 24.46 \text{ ton/m}^2$$

- ✓ **tercera verificación:** Considerando momentos de sismo en dirección longitudinal y en sentido horario.

De acuerdo a la figura 75 y haciendo un simple equilibrio de fuerzas y momentos se tienen las siguientes ecuaciones:

$$R1 = (P1 - P1sis) + \frac{(P1 - P1sis)xe}{L} - \frac{(M1 + M2 + Msis1 + Msis2)}{L}$$

$$R1 = (141.54 - 13.58) + \frac{(141.54 - 13.58) \times 0.98}{5.30} - \frac{(-0.03 + 0.95 + 52.74)}{5.30}$$

$$R1 = 141.50 \text{ ton}$$

$$R2 = (P2 + P2sis) - \frac{(P2 + P2sis)xe}{L} + \frac{(M1 + M2 - Msis1 - Msis2)}{L}$$

$$R2 = (238.24 + 21.25) - \frac{(238.24 + 21.25) \times 0.98}{5.30} + \frac{(+6.89 + 2.41 + 0.95 + 0.82 + 52.74)}{5.30}$$

$$R2 = 223.54 \text{ ton}$$

Luego, se calculan los esfuerzos en la zapata externa

$$\sigma_x = \frac{R1x1.15}{A} + / - \frac{6xMx}{Lx \times Ly^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{141.50x1.15}{3.80 \times 2.40} + \frac{6x(-0.03)}{2.40 \times 3.80^2} = 17.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{141.50x1.15}{3.80 \times 2.40} - \frac{6x(-0.03)}{2.40 \times 3.80^2} = 17.86 \text{ ton/m}^2$$

✓ **Cuarta verificación:** Considerando momentos de sismo en dirección transversal

De acuerdo a la figura 75 y haciendo un simple equilibrio de fuerzas y momentos se tienen las siguientes ecuaciones:

$$R1 = (P1 + P1sis) + \frac{(P1 + P1sis)xe}{L} - \frac{(M1 + M2 + Msis1 + Msis2)}{L}$$

$$R1 = (141.54 + 3.83) + \frac{(141.54 + 3.83) \times 0.98}{5.30} - \frac{(-8.52 - 39.29 - 24.78 - 67.79)}{5.30}$$

$$R1 = 198.74 \text{ ton}$$

$$R2 = (P2 + P2sis) - \frac{(P2 + P2sis)xe}{L} + \frac{(M1 + M2 + Msis1 + Msis2)}{L}$$

$$R1 = (238.24 + 21.25) - \frac{(238.24 + 21.25) \times 0.98}{5.30} + \frac{(-8.52 - 39.29 - 24.78 - 67.79)}{5.30}$$

$$R2 = 237.99 \text{ ton}$$

Luego, se calculan los esfuerzos en la zapata externa

$$\sigma_x = \frac{R1x1.15}{A} + / - \frac{6xMx}{Lx \times Ly^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{198.74x1.15}{3.80 \times 2.40} + \frac{6x(-8.52)}{2.40 \times 3.80^2} = 23.60 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{198.74x1.15}{3.80 \times 2.40} - \frac{6x(-8.52)}{2.40 \times 3.80^2} = 26.53 \text{ ton/m}^2$$

Se realiza la verificación de esfuerzos generados por cargas de sismo. La norma E.060 en el artículo 15.2.4 existe incremento de la capacidad portante del suelo ($1.3 \sigma_{act}$) Entonces, el valor de la capacidad admisible del terreno para dichas cargas es $q_{adm} = 1.3 \times 40 = 52 \text{ ton/m}$

Tabla 77: Esfuerzos finales zapata externa unida mediante viga.

VERIFICACIONES	DESCRIPCION	CASO	ESFUERZO(ton.m)
1ra VERIFICACIÓN	Considerando solo cargas de gravedad	σ_1	22.21
		σ_2	17.54
2da VERIFICACIÓN	Considerando momentos de sismo longitudinal y sentido antihorario	σ_1	24.45
		σ_2	24.46
3ra VERIFICACIÓN	Considerando momentos de sismo longitudinal y sentido horario	σ_1	17.84
		σ_2	17.86
4ta VERIFICACIÓN	Considerando momentos de sismo trasnversal y sentido horario	σ_1	23.60
		σ_2	26.53

De la anterior tabla se puede observar que los resultados obedecen únicamente a la variación de signos y de las reacciones del suelo. Además, ningún resultado supera la capacidad admisible del suelo ni por gravedad ni por sismo. Por lo tanto, los resultados son correctos.

El cálculo del esfuerzo ultimo de diseño para la zapata 1, se calcula de acuerdo a los factores de amplificación para gravedad y sismo respectivamente.

$$\sigma_{\text{diseño gravedad}} = 22.21 \times 1.5 = 33.32 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño sismo}} = 26.56 \times 1.25 = 33.20 \text{ ton/m}^2$$

11.12. Verificaciones de punzonamiento zapata combinada

Se ha realizado el diseño de la zapata combinada considerando una viga rígida en medio de los elementos verticales, como una “T” invertida. El diseño se realiza considerando con el área tributaria de la losa (ancho de la zapata). Por ello, para realizar el diseño por punzonamiento es importante entender que los efectos de las cargas se deben analizar por separado. La zapata combinada al tener dicho viga intermedia no requiere que se realice un análisis por punzonamiento, ya que dicha viga es la que controla dicho fenómeno.

11.13. Diseño y verificación por corte y flexión de la zapata combinada

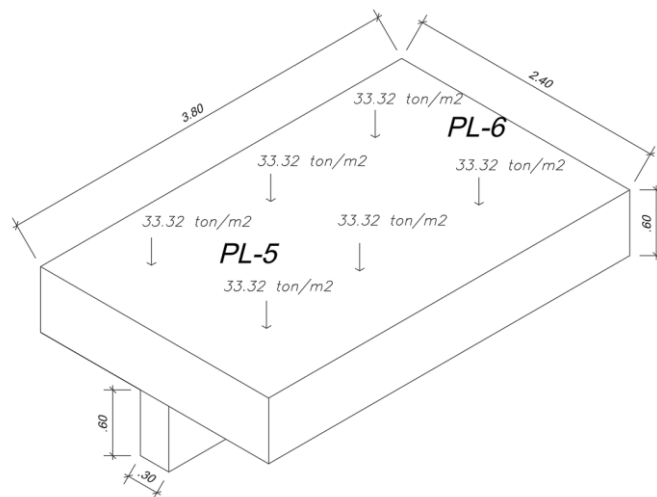


Figura 79. Ilustración área de influencia de la viga interior de la zapata combinada

Se construye la idealización matemática del diagrama de cuerpo libre de la viga interior la cual se ha discretizado con una carga lineal sobre una viga con un apoyo articulado en el pivote A que representa la reacción de la PL6 con su respectiva excentricidad y el empotramiento en B que representa la continuidad de la zapata combinada y de la viga contigua.

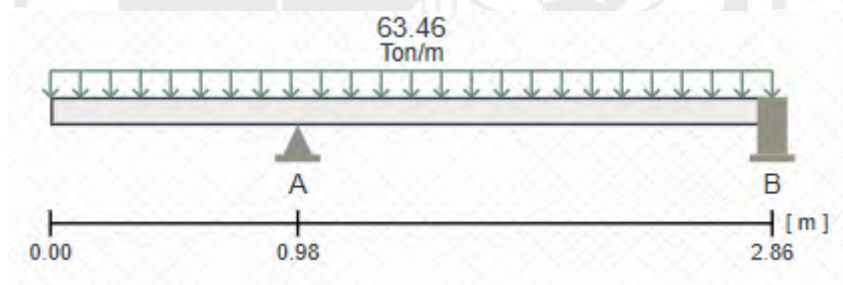


Figura 80. Modelo matemático de la viga interior de la zapata combinada

Del diagrama de fuerza cortante extraemos el V_u a “d” de la cara el cual representa $V_u = 62.40$ ton, como se muestra a continuación:

Diseño por corte viga interior zapata combinada



Figura 81. Diagrama de fuerza cortante de la viga interior de la zapata combinada

Entonces se calcula el aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 112$$

$$\phi V_c = 21.94 \text{ ton}$$

Como $V_u > \phi V_c$ entonces se necesitará incluir refuerzo de acero por corte y esa resistencia adicional se proporcionará por el acero en la zona de **estribos variable** y se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 47.41 \text{ ton}$$

Entonces para satisfacer el diseño será necesario utilizar aceros de 3/8" cada 10 cm; con ello, se garantiza un $\phi V_n = 78.71 \text{ ton}$, con ello queda satisfactorio el diseño de la viga interior de la zapata combinada.

Diseño por flexión viga interior zapata combinada

Por otro lado, para el diseño por flexión se presenta el diagrama de momento flector como se muestra a continuación:

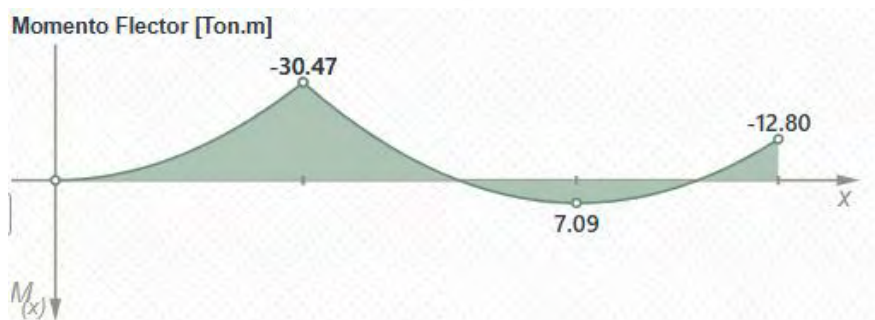


Figura 82. Diagrama de momento flector de la viga interior de la zapata combinada

Para el diseño por flexión y de acuerdo a los momentos se considera que el armado ira en dos capas.

✓ Acero minimo

$$A_{smin} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 112$$

$$A_{smin} = 8.12 \text{ cm}^2$$

✓ Acero maximo

$$A_{smax} (+/-) = 0.75 \times (0.85 \frac{210}{4200} \times 0.85 \times 0.588 \times 112 \times 30)$$

$$A_{smax} (+/-) = 53.55 \text{ cm}^2$$

✓ Aceros requeridos

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 30 \times (112 - 0.5 \times a)) = 30.47 \times 10^5$$

$$a = 112 - \sqrt{112^2 - \frac{2 \times 67.25 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 30}}$$

$$a = 13.24 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 15.57 \times 30 = A_{srequerido} \times 4200$$

$$A_{sreq} (+) = 7.39 \text{ cm}^2 \text{ pero el acero mínimo es } 8.12 \text{ cm}^2,$$

Con lo cual un acero de diámetro 2 Ø 1" corridas que contribuye un total de $A_s = 10.20 \text{ cm}^2$. La ratio de acero colocado/ acero requerido es de 1.25 Por lo tanto, satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado:

$$a = \frac{15.30 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times (4200 \times 14.10 \times (112 - 0.5 \times 40.80))$$

$$\phi M_n \text{ instalado} = 41.64 \text{ ton} - m$$

Tabla 78: Cálculo aceros requeridos de la viga interior de la zapata combinada

Tramo Mu (+)	As Requerido (cm ²)	Barras As colocado	As Colocado (cm ²)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo PL-06	8.12	2 Ø1" (C))	10.20	41.64
Apoyo PL-05	8.12	2 Ø1" (C))	10.20	41.64
Tramo Mu (-)	As Requerido (cm ²)	Barras As colocado	As Colocado (cm ²)	φMn instalado (ton-m)
Apoyo PL-05	8.12	2 Ø1" (C))	10.20	41.64

Diseño por flexión zapata combinada

$$M_{ux} = \frac{33.32 \times 0.6^2}{2} = 5.99 \text{ ton} - m$$

$$M_{uy} = \frac{33.32 \times 0.6^2}{2} = 5.99 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, debe colocar el acero mínimo establecido por la norma E. 060 para la dirección X y Y

$$\text{As inferior} = 0.0012 \times 100 \times 60 = 7.20 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/4 @ 25 \text{ cm}$$

$$\text{As superior} = 0.006 \times 100 \times 60 = 3.60 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/4 @ 30 \text{ cm}$$

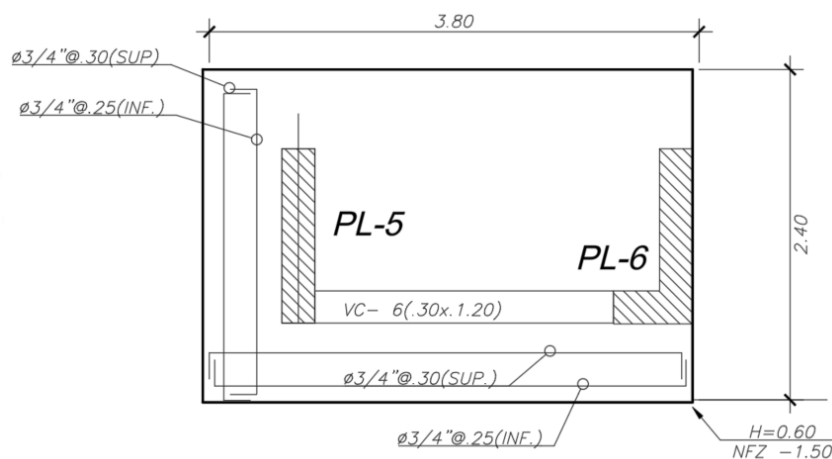


Figura 83. Diseño final zapata combinada

11.14. Ejemplo de diseño de la viga que conecta con la zapata interna. (VC-04)

$$R1 = (P1 + P1sis) + \frac{(P1 + P1sis)xe}{L} - \frac{(M1 + M2 + Msis1 + Msis2)}{L}$$

$$R1 = (141.54 + 3.83) + \frac{(141.54 + 3.83) \times 0.98}{5.30} - \frac{(-8.52 - 39.29 - 24.78 - 67.79)}{5.30}$$

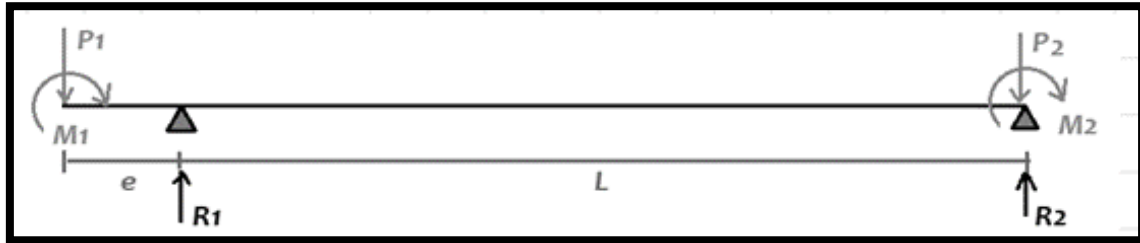
$$R1 = 198.74 \text{ ton}$$

$$R2 = (P2 + P2sis) - \frac{(P2 + P2sis)xe}{L} + \frac{(M1 + M2 + Msis1 + Msis2)}{L}$$

$$R1 = (238.24 + 21.25) - \frac{(238.24 + 21.25) \times 0.98}{5.30} + \frac{(-8.52 - 39.29 - 24.78 - 67.79)}{5.30}$$

$$R2 = 237.99 \text{ ton}$$

Si se realiza el diagrama de cuerpo libre la cual se muestra a continuación para cada verificación, se podrá construir un conjunto de diagramas de fuerza cortante y momento flector para cada combinación de carga y para cada verificación.



Para el diseño de la viga que conecta las zapatas interna y externa se tienen las principales reacciones en los pivotes, las cargas aplicadas y momentos que actúan sobre dicho elemento en cada caso de verificación. Con ello, se realiza una envolvente de diseño en los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Se tiene la envolvente de diseño de fuerza cortante:

Diseño por corte

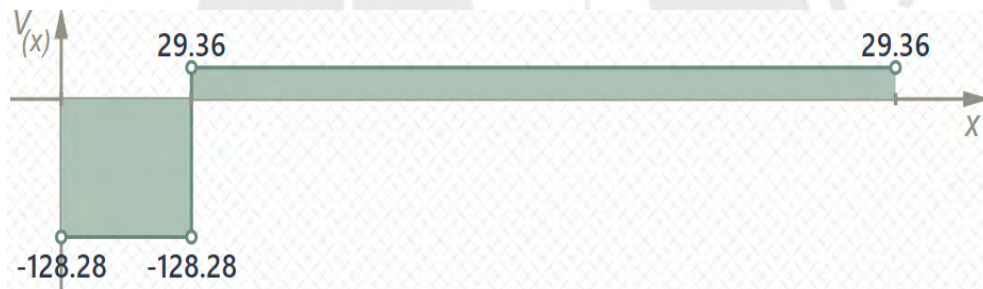


Figura 84. Envolvente de diseño de fuerza cortante VC-04

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 112$$

$$\phi V_c = 21.94 \text{ ton}$$

Como $V_u < \phi V_c$, entonces se necesitará incluir refuerzo de acero por corte y esa resistencia adicional se proporcionará por el acero en la zona de estribos y se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 8.73 \text{ ton}$$

Luego se debe verificar que, $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ esto significa que el cortante máximo que toma los estribos no debe superar esta expresión.

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 2.1\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 112 = 102.25 \text{ ton ok}$$

Además, la norma E060 propone las siguientes expresiones para el cálculo del espaciamiento de los estribos. Y será necesario calcular la siguiente expresión:

$$V_s \text{ lim} = 1.10\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 1.10\sqrt{210} \cdot 30 \cdot 112 = 53.56 \text{ ton}$$

Si, $V_s \leq V_s \text{ lim} = \text{ok}$, Entonces toma el menor valor entre $d/2$ o 60 cm. Sin embargo, con fines de evitar la fisuración es necesario la colocación de estribos a $S=30$ cm.

Diseño por flexión

Por otro lado, se realiza el diseño por flexión



Figura 85. Envolvente de diseño de momento flector VC-06

✓ Aceros requeridos

$$0.9 \times (0.85 \times 210 \times 0.85 \times a \times 30 \times (112 - 0.5 \times a)) = 59.60 \times 10^5$$

$$a = 112 - \sqrt{112^2 - \frac{2 \times 59.60 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 30}}$$

$$a = 11.65 \text{ cm}, a = 13.70 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 \times 210 \times 11.65 \times 30 = A_{s\text{requerido}} \times 4200$$

$$A_{s\text{req}} (+) = 14.85 \text{ cm}^2$$

Con lo cual un acero de diámetro 3 Ø 1" corridas que contribuye un total de $A_s = 15.30 \text{ cm}^2$. La ratio de acero colocado/ acero requerido es de 1.03 Por lo tanto, satisface el área requerida. Luego, se calcula momento instalado:

$$a = \frac{x \cdot 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a = 11.64 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times (4200 \times 11.64 \times (110 - 0.5 \times 11.64))$$

$$\phi Mn \text{ instalado} = 61.29 \text{ ton} - m$$

Tabla 79: Acero colocado VC-06 final

Apoyo Mu (+)	As Requerido (cm ²)	Barras As colocado	As Colocado (cm ²)	ϕMn instalado (ton-m)
VC-06	14.85	3 Ø1" (C)	15.30	61.29
Apoyo Mu (-)	As Requerido (cm ²)	Barras As colocado	As Colocado (cm ²)	ϕMn instalado (ton-m)
Apoyo R1	8.12	2 Ø1" (C))	10.20	41.64
Apoyo R2	8.12	2 Ø1" (C))	10.20	41.64

Por último, se tiene el diseño final de la viga de cimentación ejemplo la cual se detalla como la siguiente imagen

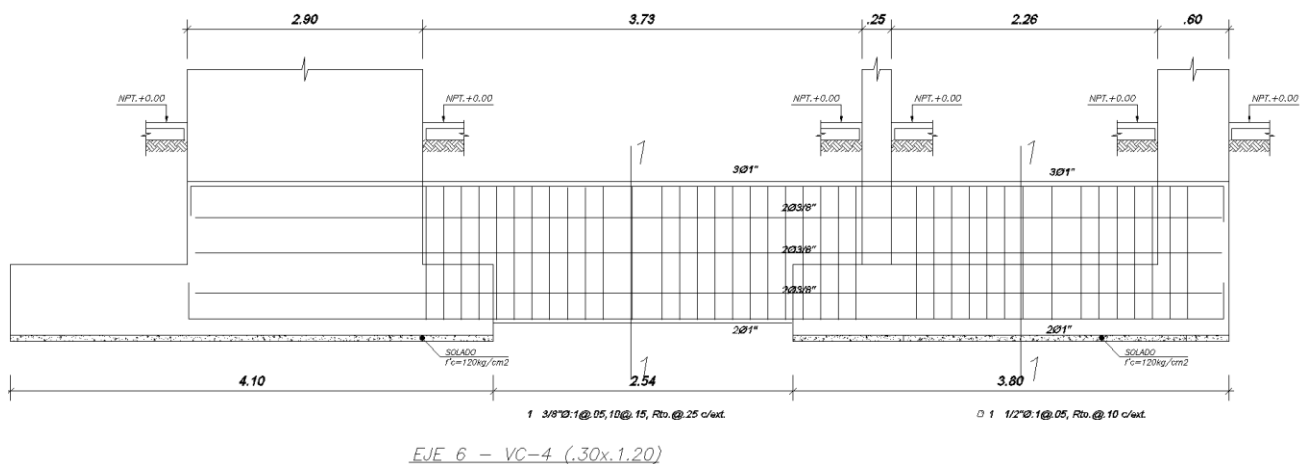


Figura 86. Diseño final VC-6. Eje 06

Capítulo 12: Diseño de elementos secundarios

12.1. Diseño de Escaleras

El modelado de escaleras se realiza idealizando una losa en una dirección simplemente apoyada. Para la presente tesis según arquitectura se considera una garganta (h) de 16 cm, un paso (P) de 25 cm y un contrapaso (C) de 17 cm.

12.2. Análisis de Cargas Verticales

Se idealizarán las cargas de gravedad mediante el modelo simplemente apoyado en una dirección. Por lo tanto, con las combinaciones de carga del inciso 2.4 de la presente tesis, se genera la envolvente que representa el conjunto de valores máximos de momento y cortante. Se ha realizado el análisis para un tramo típico.

CM Descanso =0.55 ton/m

Peso propio = $2.4 \times 0.16 \times 1.2 = 0.46$ ton/m

Peso piso terminado = $0.1 \times 1.2 = 0.12$ ton/m

CM Garganta =1.04 ton/m

Peso propio = $0.768 \times 1.2 = 0.92$ ton/m

Peso piso terminado = $0.1 \times 1.2 = 0.12$ ton/m

CV Descanso =0.24 ton/m

s/c = $0.2 \times 1.2 = 0.24$ ton/m

CV Garganta =0.24 ton/m

s/c = $0.2 \times 1.2 = 0.24$ ton/m

CARGAS EN ULTIMAS.

Descanso = $1.4 \times (0.55) + 1.7 \times (0.24) = 1.152$ ton/m

Garganta = $1.4 \times (1.04) + 1.7 \times (0.24) = 1.444$ ton/m

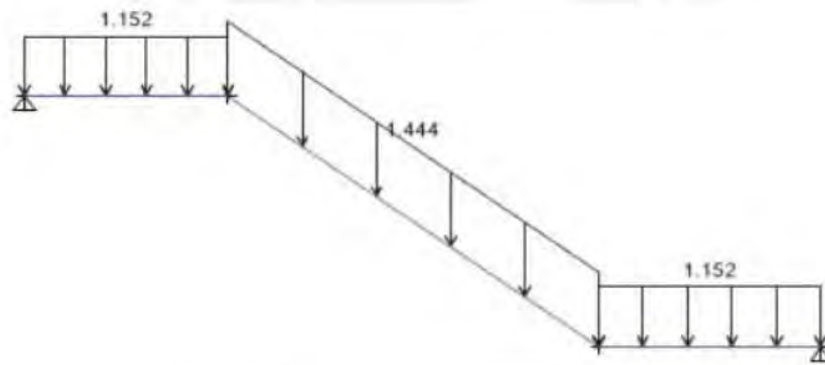


Figura 87. Idealización de modelo estructural de la escalera. Tramo 2

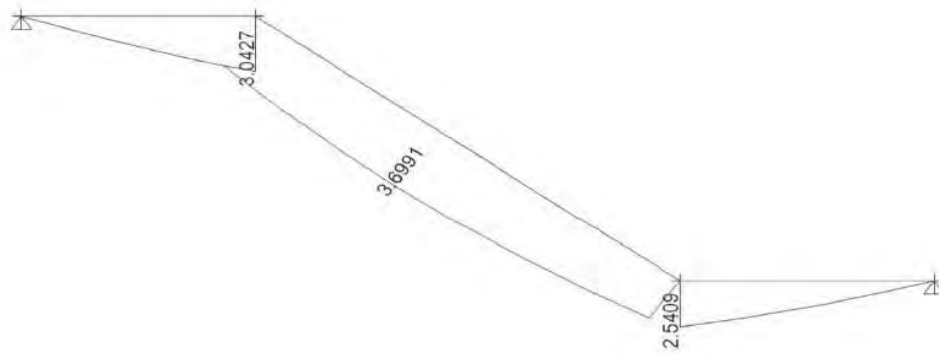


Figura 88. Diagrama de momento flector tramo 2 escalera

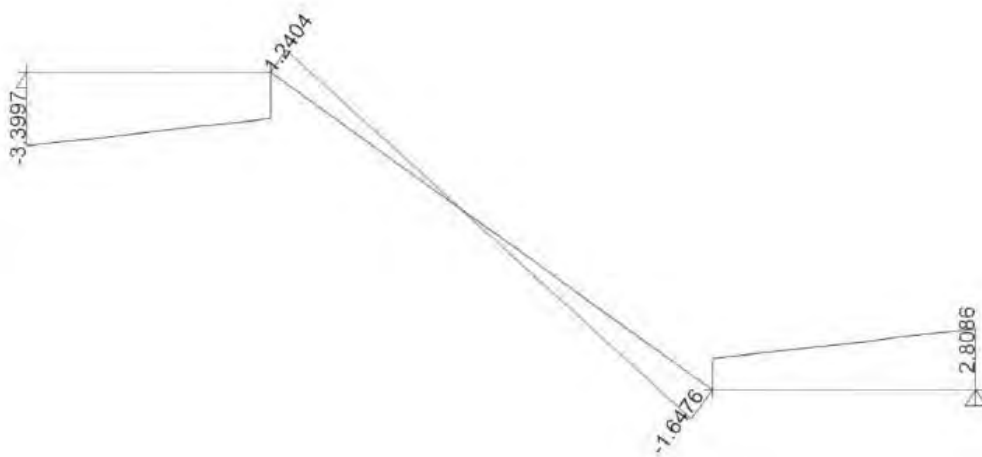


Figura 89. Diagrama de fuerza cortante tramo 2 escalera.

12.3. Diseño por Flexión

Acero mínimo.

As min inclinado = $0.0018 \times 100 \times 16 = 2.88 \text{ cm}^2$

As min recto = $0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$

Se considera momentos negativos en apoyos simples debido a efectos de monolitismo entre el apoyo de la escalera y el muro que tiene de apoyo. Se puede estimar la Diseño por flexión en momentos negativos de acuerdo a la siguiente formula. $\frac{1}{24} x w x l n^2$.

Como el acero requerido es menor al acero suministrado por cuantía mínima, es necesario dotar a la escalera el acero mínimo correspondiente, para ello se elige barra de $\phi 3/8"$. Para ello, se calcula el espaciamiento requerido.

$$S = \frac{0.71}{3.60} = 0.197 \approx 0.2 \text{ m}$$

Tabla 80: Diseño por flexión de escalera piso típico. Tramo 2

	Mu+ (ton-m)	As. req. (cm ²)	As. col. (cm ²)	Φ colocado
Tramo inclinado	3.699	7.457	7.740	Φ1/2@15
Tramo recto	3.042	4.609	5.160	Φ1/2@25
Tramo recto	0.929 (-)	1.377	3.55	Φ3/8@20

12.4. Diseño por cortante

Se emplea la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 18$$

$$\phi V_c = 11.75 \text{ ton}$$

Si se observa el diagrama de fuerza cortante en ninguno de los casos la fuerza cortante última sobre pasa a la fuerza otorgada por el concreto.

12.5. Diseño final tramo 2 escalera

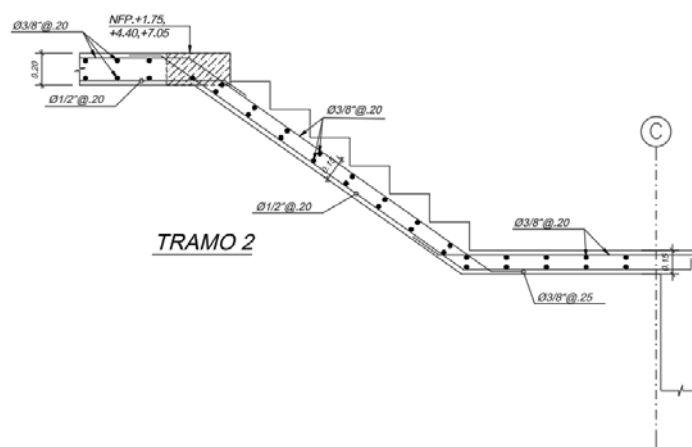


Figura 90. Diseño final escalera piso típico tramo 02

Capítulo 13: Comentarios y conclusiones

En la estructuración y predimensionamiento

- ✓ Se ha colocado las vigas peraltadas de tal manera que no genere una incoherencia visual con la parte arquitectónica; es decir, se ha planteado vigas principalmente donde existe tabiquería.
- ✓ Se ha colocado losas macizas en lugares donde se encontrará gran cantidad de tubería de tal manera que pueda facilitar una ejecución dinámica en su colocación; es decir, dándole constructibilidad sin interferencias entre tuberías y los elementos estructurales. Así mismo, se han colocado losas macizas en la parte circundante al ducto para rigidizar esa zona del diafragma, además que en dichas zonas de tiene el ascensor y escaleras; así como, los pasadizos.
- ✓ Se ha colocado losas aligeradas de tal manera de generar la mayor cantidad de paños continuos en la edificación. Además, con estas se logra disminuir de manera significativa el peso de la estructura.
- ✓ Se han colocado columnas en la parte del frontis de la edificación de tal manera que no genere una interferencia visual con las fachadas.
- ✓ Al momento de colocar las placas se han tenido especial cuidado de tal manera que no interfieran con ventanas en los ambientes. Se han optado por ubicar los elementos verticales de manera simétrica de tal manera que el centro de rigidez y de masa se encuentren lo más próximos posibles; con ello, minimizar el riesgo de presentar torsión.
- ✓ La estructuración y predimensionamiento de los distintos elementos se acercan muchísimo a las dimensiones finales de los mismos satisfaciendo la normativa E030. Y E 060; por lo tanto, dichas buenas prácticas facilitan el diseño de un proyecto.

En el análisis

- ✓ si se obedece estrictamente a los resultados matemáticos en el análisis de irregularidades la edificación no se consideraría irregular; sin embargo, como al estar los valores muy cercanos a los límites permitidos, se ha considerado como criterio una edificación irregular por esquinas entrantes.
- ✓ Se ha eliminado totalmente la irregularidad por torsión mediante un proceso iterativo de las placas. Además, se ha incrementado los espesores de las vigas y mochetas de las placas en el eje 1 y eje 8 de 25 cm a 30 cm. Esto sin duda, ayuda a controlar las torsiones en la edificación.
- ✓ Se ha realizado un metrado manual de un piso típico y se ha comparado el resultado obtenido con el programa computacional. Mostrando una ratio de 1.08 ton/m^2 frente al 1.10 ton/m^2 asumido inicialmente; por lo tanto, si se ingresan bien los “Inputs” en el programa los resultados son similares. Se han colocado las cargas de manera manual al software incluso de los pesos propios del material
- ✓ Se ha colocado “releases” en las vigas donde no hay las condiciones para que se desarrolle empotramiento; por lo tanto, no hay desarrollo de momentos. Esta herramienta es fundamental para tener un análisis y resultado que sea coherente y no generar una rigidez aparente o falsa.
- ✓ Se observa que los periodos obtenidos en el análisis son para la dirección “x” de $T_x = 0.36$ s y para la dirección “y” de $T_y = 0.39$ s. Son resultados coherentes debido a la densidad de placas propuestas que han sido necesarias para controlar la torsión y desplazamientos laterales inelásticos que están dentro del orden de 0.7%.
- ✓ Se ha comparado la fuerza cortante dinámica en cada sentido de análisis con sus respectivas excentricidades con la el 90% de la fuerza cortante estática, ya que es una estructura irregular, hallándose un factor de escalamiento de 1.13 para la dirección “x” y 1.12 para la dirección “y”. Esto hace que el refuerzo estructural sea mayor y más conservador.

En el diseño

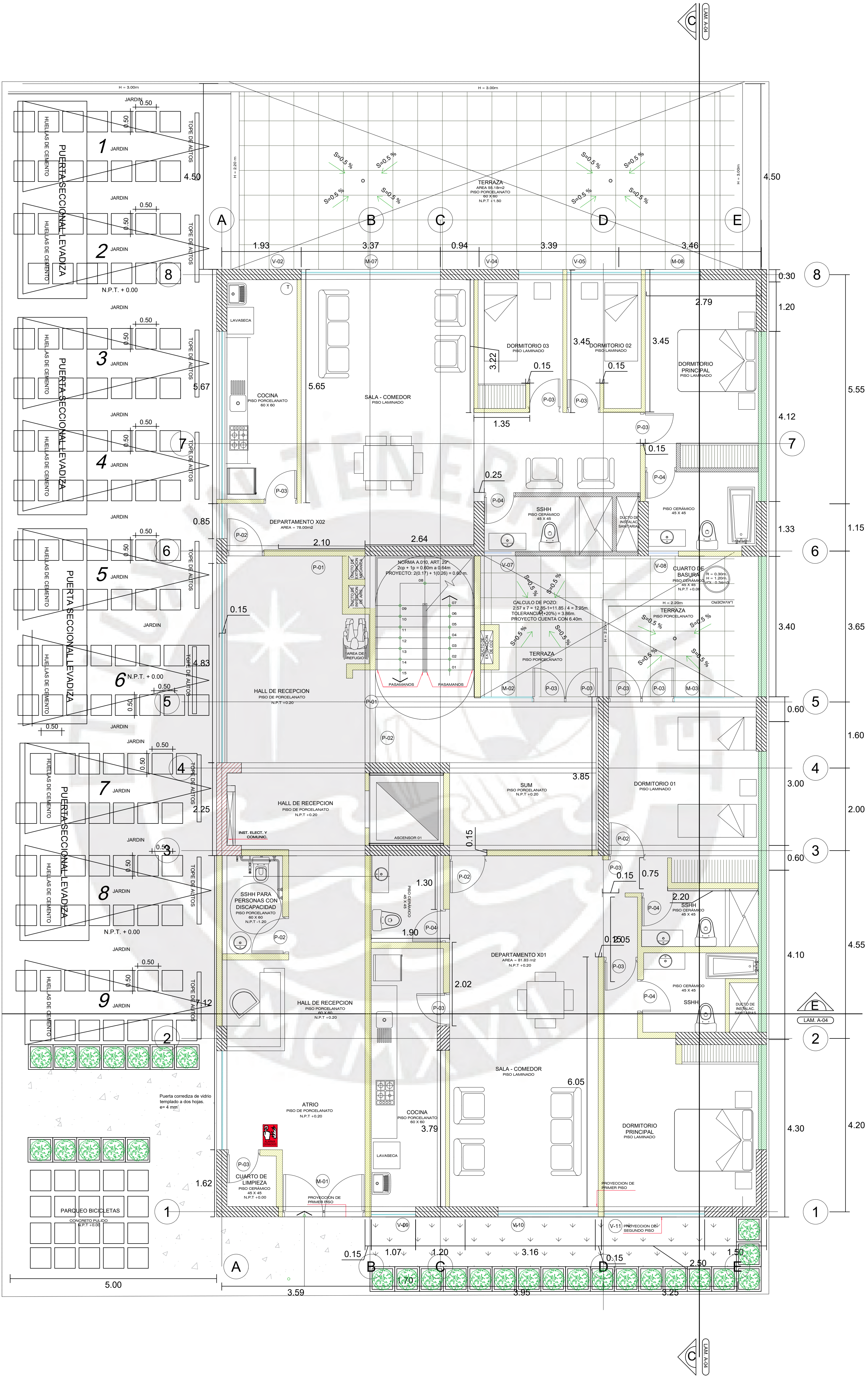
- ✓ Las losas aligeradas en su mayoría tienen un peralte de 20 cm, ya que las luces son cortas y están acorde con las primeras aproximaciones del predimensionamiento; sin embargo, las losas aligeradas ubicadas entre los ejes 7 y 8 son de 25 cm, esto se debe principalmente a que, si se hubiesen considerado de las mismas dimensiones, el acero requerido en los extremos negativos excedía el acero máximo permitido en la sección; por ello, se incrementó el peralte a 25 cm, además que con ese nuevo peralte no es necesaria la incorporación de ensanches. Finalmente, el peralte de 25 cm controla mejor las deflexiones.
- ✓ De la misma forma las losas macizas en su mayoría tienen un peralte de 20 cm, ya que las luces son cortas y están acorde con las primeras aproximaciones del redimensionamiento, además, el reforzamiento que se tiene en la mayoría de casos tan solo obedece a la cuantía mínima ya que los esfuerzos no son significativos; sin embargo, las losas macizas ubicadas entre los ejes 7 y 8 son de 25 cm, esto con el objetivo de uniformizar los fondos con las losas aligeradas, además de que tienen la condición de solo tener 3 elementos de borde y que las luces son ligeramente mayores en comparación a otras losas macizas. Finalmente, controla las deflexiones de mejor manera.
- ✓ No se tuvo grandes demandas de capacidad en las vigas, ya que según la estructuración las luces son relativamente largas; sin embargo, es necesario realizar el diseño por capacidad para que el diseño sea más conservador en las vigas netamente sísmicas así asegurar la ductilidad necesaria y tener un adecuado mecanismo de falla.
- ✓ La mayoría de las vigas son de 25 cm de ancho, esto siguiendo el capítulo 21 de la Norma E060. Salvo en los ejes 1 y 8 en los pórticos de entrada y salida se han incrementado los anchos por un tema de rigidez y para controlar las torsiones. Se han reducido algunas luces en vigas que tienen influencia mayor por cargas de gravedad un ejemplo es la viga V-12 del eje “C” y V-14 del eje “D” esto con el objetivo de controlar las deflexiones de manera adecuada.

- ✓ En el diseño de columnas las dimensiones finales son acordes al predimensionamiento con cuantías mínimas por flexión y cortante. Se han generado los diagramas de interacción de diseño acorde a la Norma E.060. verificando que los puntos de interacción en una columna se encuentren hacia la zona de compresión pura; es decir, hacia la parte superior del diagrama, esto nos indica que en su comportamiento gobiernan las cargas de gravedad. Además, de realizar el diseño por capacidad según la norma E. 060. Y realizar la verificación por efectos de esbeltez.
- ✓ En el diseño de placas se verifica que las fuerzas obtenidas de las cargas sísmicas son altas, esto sin duda es un comportamiento usual, ya que son estas las que otorgan rigidez lateral a la estructura. Se han generado los diagramas de interacción de diseño acorde a la Norma E.060. verificando que los puntos de interacción de las placas se encuentren hacia la zona limite; es decir, hacia la zona de flexión. Además, de realizar el diseño por capacidad en los dos primeros pisos según la norma E. 060.
- ✓ En cuanto al diseño de cimentaciones se han optado por utilizar zapatas aisladas concéntricas por disponibilidad de terreno; sin embargo, debido a que los pórticos son sísmicos fue necesario controlar las reacciones negativas del suelo con vigas de cimentación, ya que en algunos casos excedían a la capacidad de carga admisible. Cabe resaltar, que en la parte posterior de la edificación hacia el eje “D” se tiene un límite de propiedad, por lo que algunas las zapatas son excéntricas y combinadas debido a la proximidad de los elementos verticales, que son controladas con vigas de cimentación.
- ✓ En la colocación y distribución de aceros se ha uniformizado los diámetros; es decir, se han utilizado aceros con diámetro contiguo, de tal manera que los procesos constructivos sean más eficientes y no exista un salto abrupto en los diámetros de barra utilizados en la colocación.

Capítulo 14: Referencias Bibliográficas

- ✓ Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ/1994-1995.
- ✓ Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- ✓ Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- ✓ Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- ✓ Ottazzi, G. (2016). Apuntes del Curso Concreto Armado I. Lima, Perú: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.





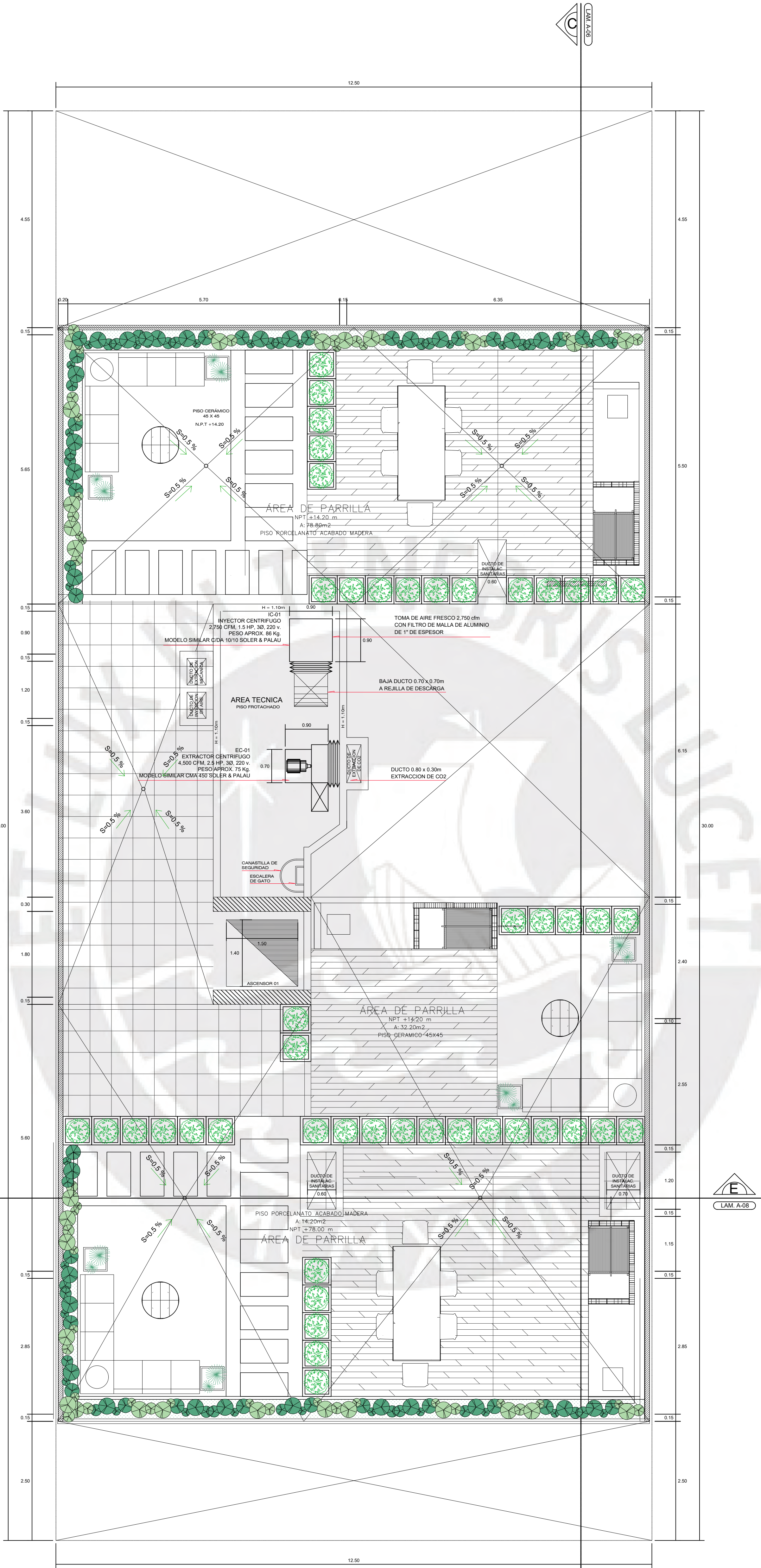
PLANTA PISO 01

ESCALA: 1/50

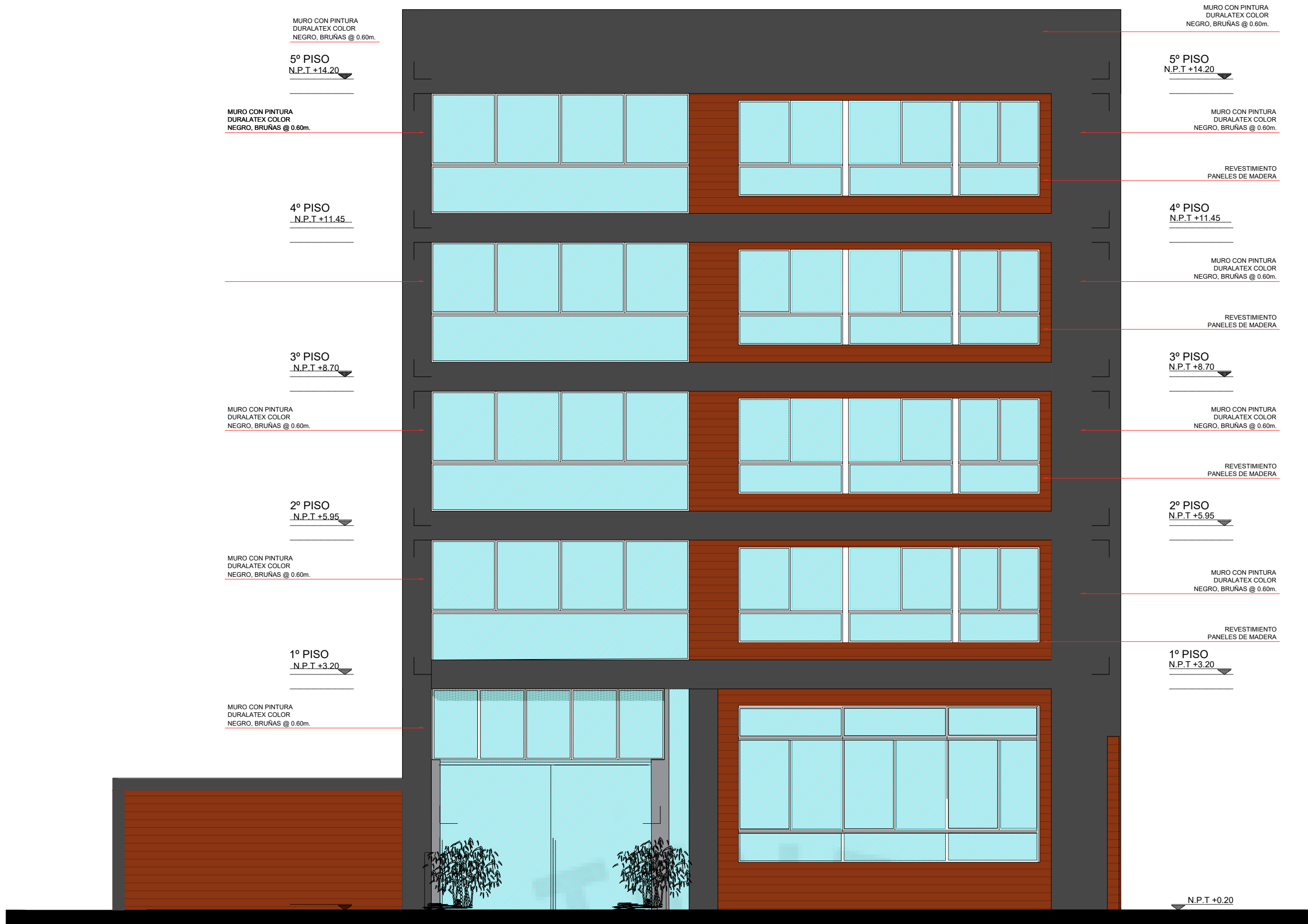


PLANTA TIPICA

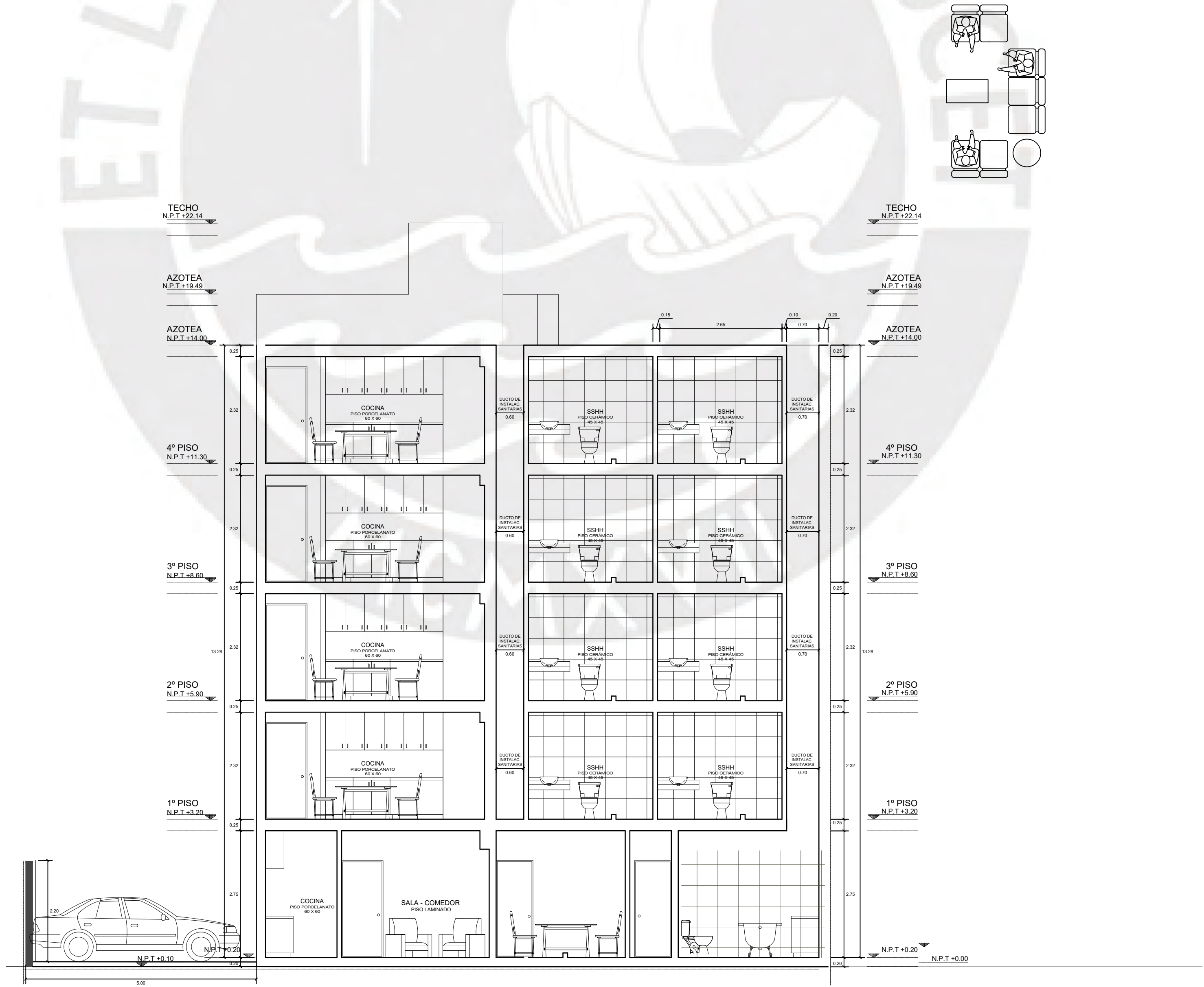
ESCALA: 1/50



PLANTA AZOTEA
ESCALA: 1/50



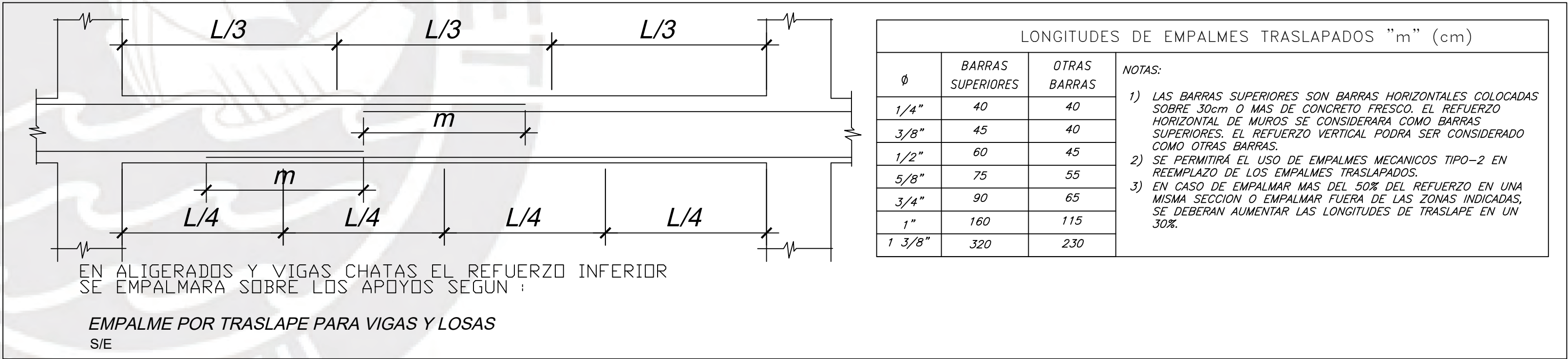
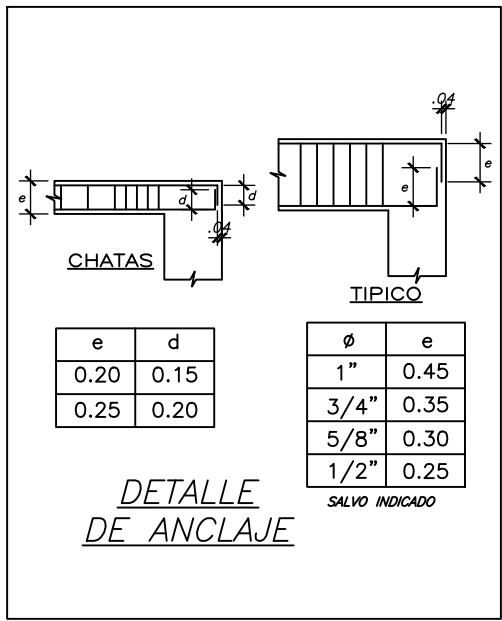
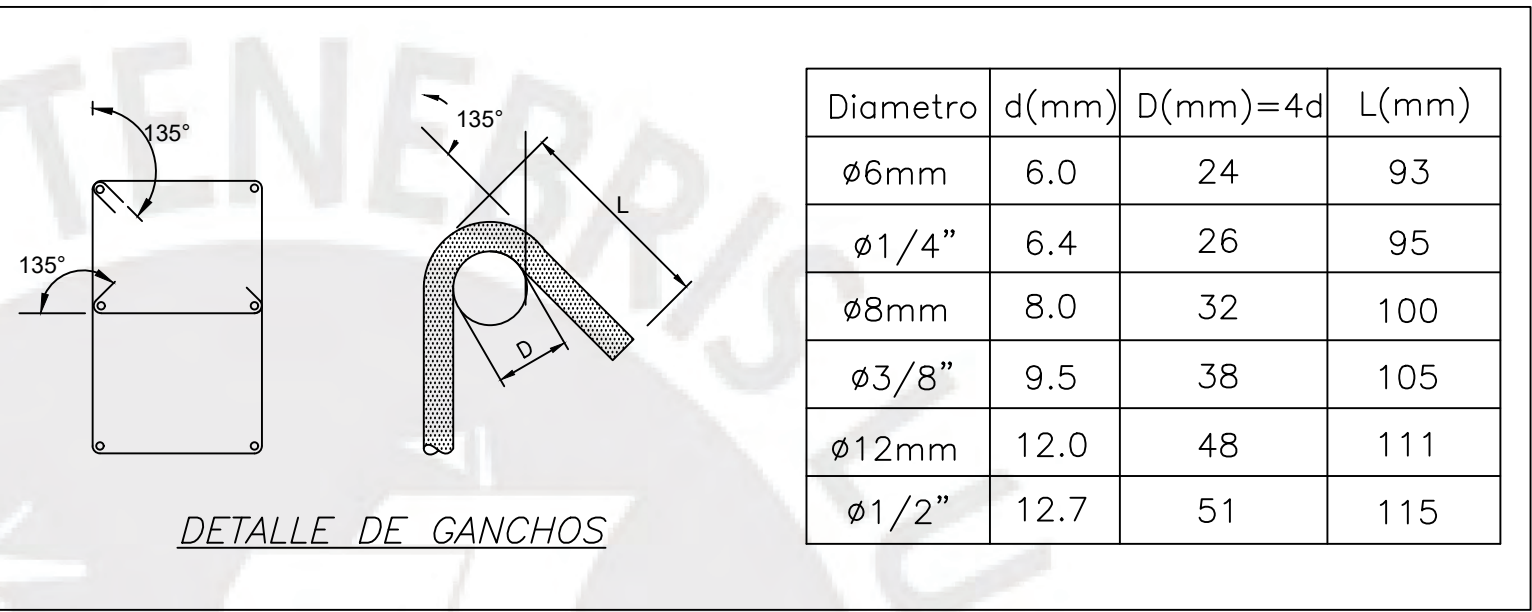
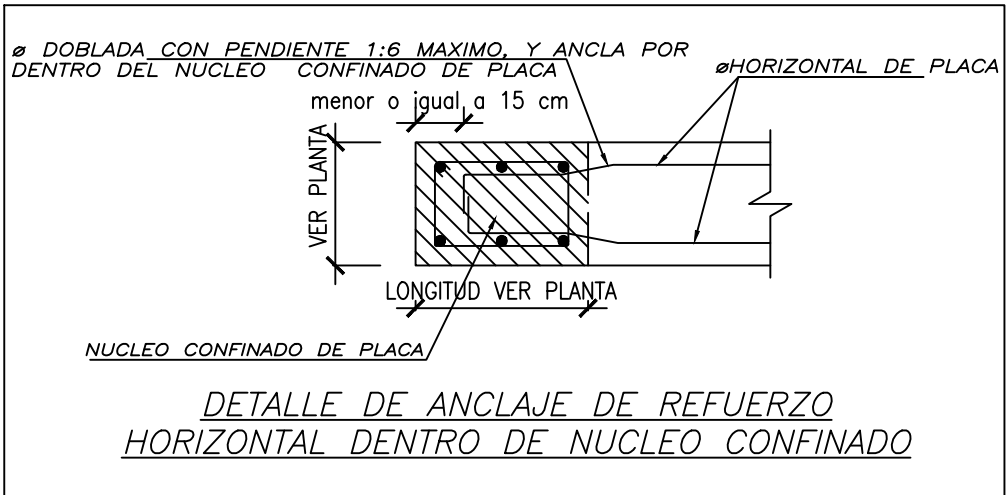
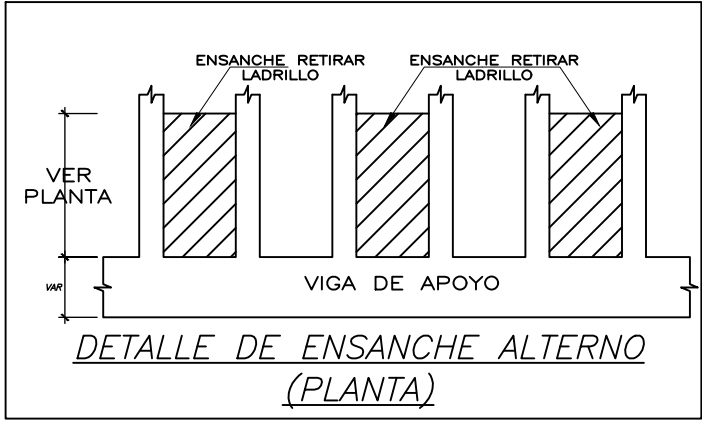
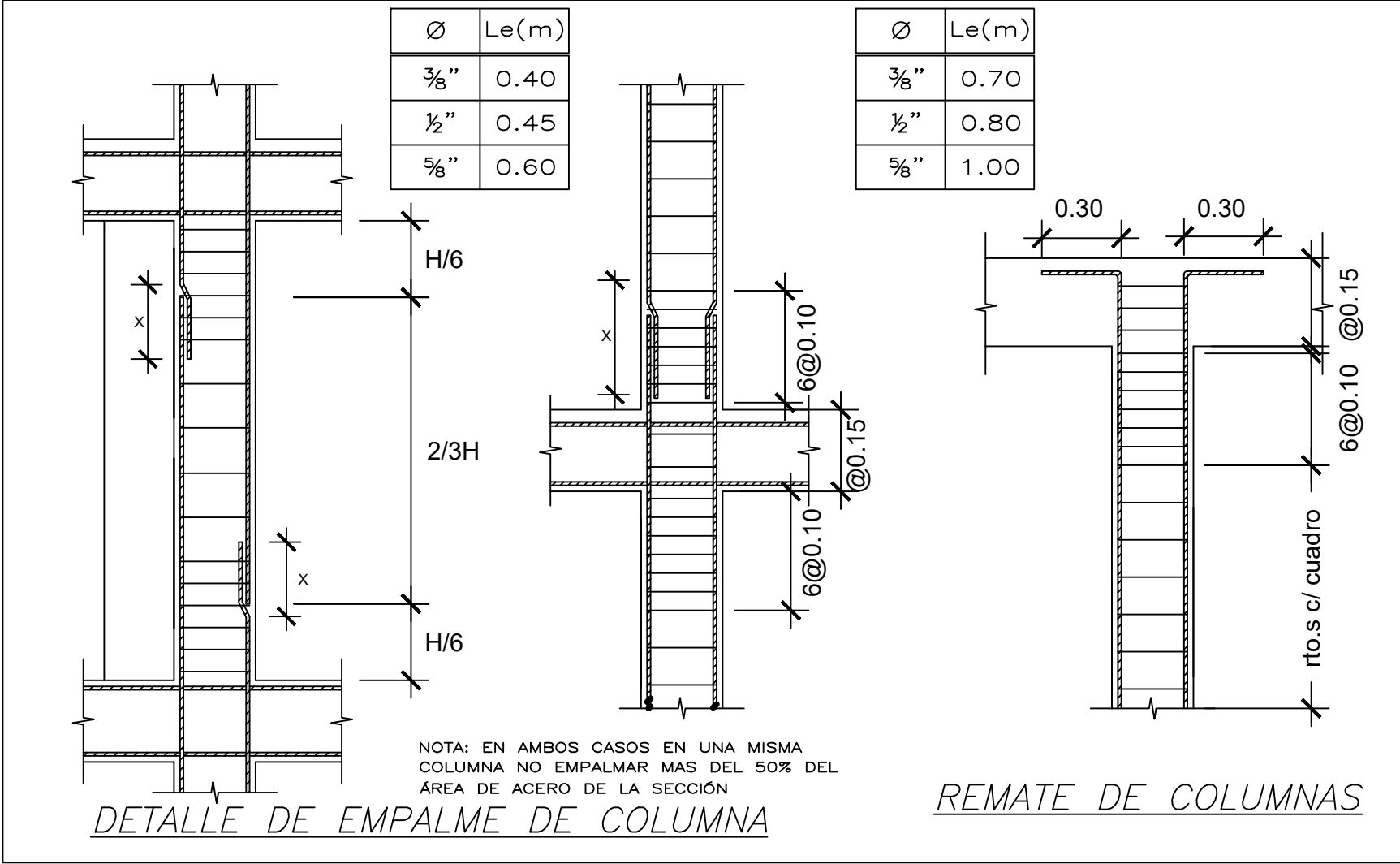
ELEVACION PRINCIPAL
ESCALA: 1/75



CORTE E-E
ESCALA: 1/75

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
A—MATERIALES:	
CONCRETO ARMADO	
f'c= 210 kg/cm2 Muros, Placas, Columnas (Nivel 01 al Nivel 05) f'c 210 kg/cm2 Zapatas, Vigas, Losas fy= 4200 kg/cm2 Acero Corrugado CEMENTO PORTLAND TIPO I	
B— NORMAS Y REGLAMENTOS:	
NORMAS E-020, E-030, E-060 Y E-070 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES DEL PERU	
C— SOBRECARGAS:	
INDICADAS EN PLANTA	
D— RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:	
ZAPATAS	7.50 cms.
PLACAS Y MUROS	3.00 cms.
PLACAS Y MUROS	2.50 cms.
COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS	4.00 cms.
VIGAS CHATAS	2.00 cms.
LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	2.00 cms.
COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO	2.00 cms.
E— PARÁMETROS SÍSMICOS:	
FACTOR DE ZONA (ZONA 3)	Z=0.4
FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C)	U=1.00
FACTOR DE SUELO (TIPO S1)	S=1.00
PERIODO DE SUELO (TIPO S1)	Tp=0.40 seg , TL=2.50 seg
IRREGULARIDADES	
Ia= 1.00 (No hay irregularidades en altura) Ip= 0.90 (Esquinas Entrantes)	
FACTOR DE REDUCCIÓN Rx 6.0*Ia*Ip = 5.40 (Muros Estructurales) Ry= 6.0*Ia*Ip = 5.40 (Muros Estructurales)	
DIRECCIÓN XX PERIODO FUNDAMENTAL Tx= 0.785 seg ORDENADA ESPECTRAL Cx= 2.50 CORTANTE DE DISEÑO Vxd=303.49 ton	
DIRECCIÓN YY PERIODO FUNDAMENTAL Tx= 0.682 seg ORDENADA ESPECTRAL Cx=2.50 CORTANTE DE DISEÑO Vyd=303.49 ton	
F—DISTORSIÓN DE ENTREPISO:	
DIRECCIÓN XX INELASTICO = 0.00415 < 0.007	
DIRECCIÓN YY INELASTICO = 0.00408 < 0.007	

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
COLOCACIÓN	
EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDO A SU MANIPULACIÓN O DESPLAZAMIENTO	
LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.	
UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECÍFICAS	
TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO.	
ENCOFRADOS	
LOS ENCOFRADOS DEBERÁN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGÚN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.	
LOS ENCOFRADOS DEBERÁN SER SUFICIENTEMENTE HERMÉTICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO	
LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRIOSTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICIÓN Y FORMA.	
DESENCOFRADOS	
PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN. DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.	
TIEMPOS DE DESENCOFRADO MÍNIMOS RECOMENDABLES:	
— MUROS Y COLUMNAS 1 A 3 DÍAS — ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DÍAS — FONDOS DE VIGAS 21 DÍAS	
NOTA: ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VÁLIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C	

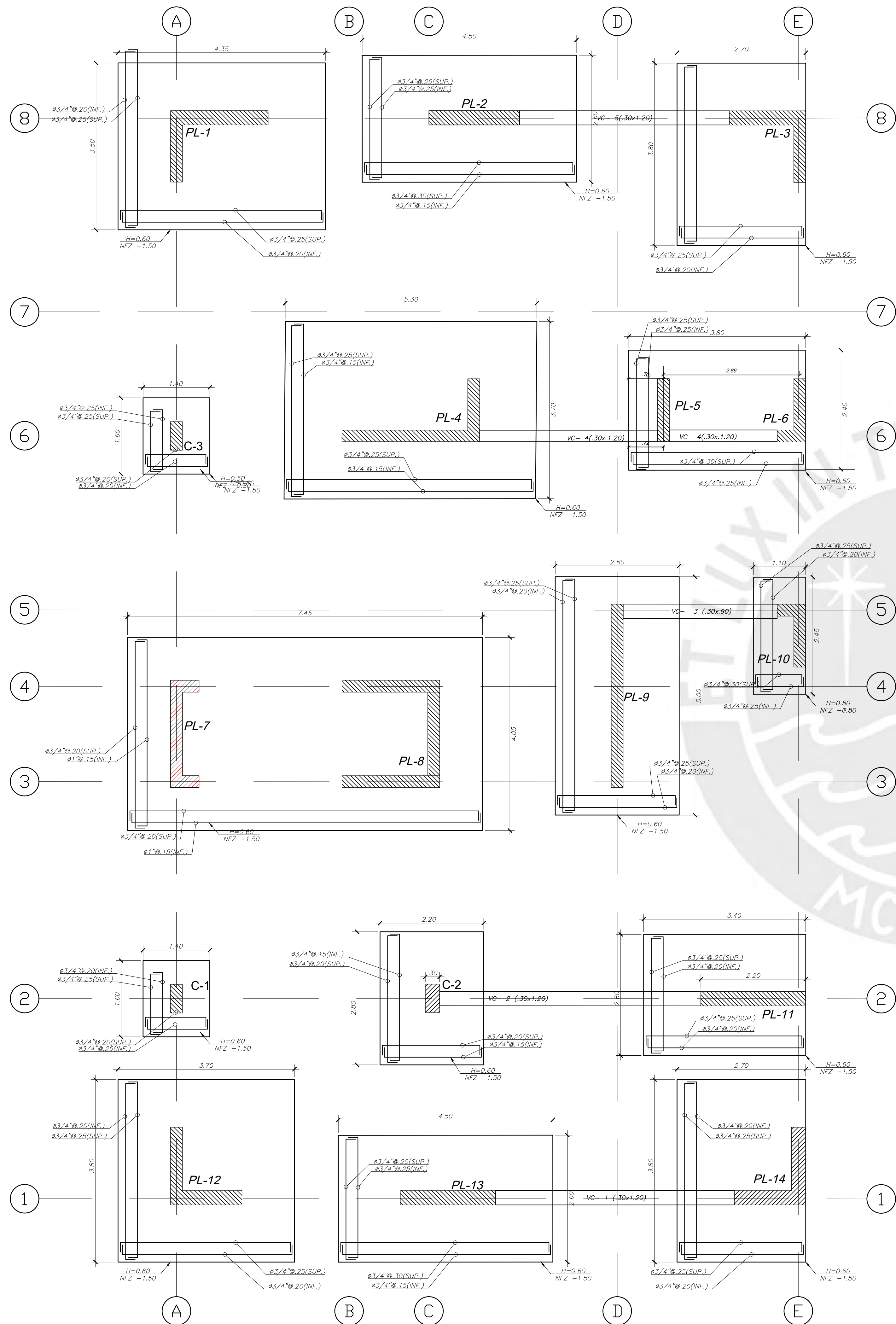


RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
TIPO DE CIMENTACIÓN:	ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS Y PLATEAS
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN:	1.50 m (CON RESPECTO AL NIVEL DEL PISO TERMINADO)
PRESIÓN ADMISIBLE:	4.00 kg/cm2
PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (REFERENTE A LA NORMA N.T.P. E.030)	
ZONA SÍSMICA:	4
TIPO DE PERFIL DE SUELO:	SUELO MUY RÍGIDO
FACTOR DEL SUELO (S):	1.00
PERIODO TP (s):	0.40
PERIODO TL (s):	2.50
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN	
LICUACIÓN:	-----
COLAPSO:	-----
EXPANSIÓN:	-----
INDICACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA

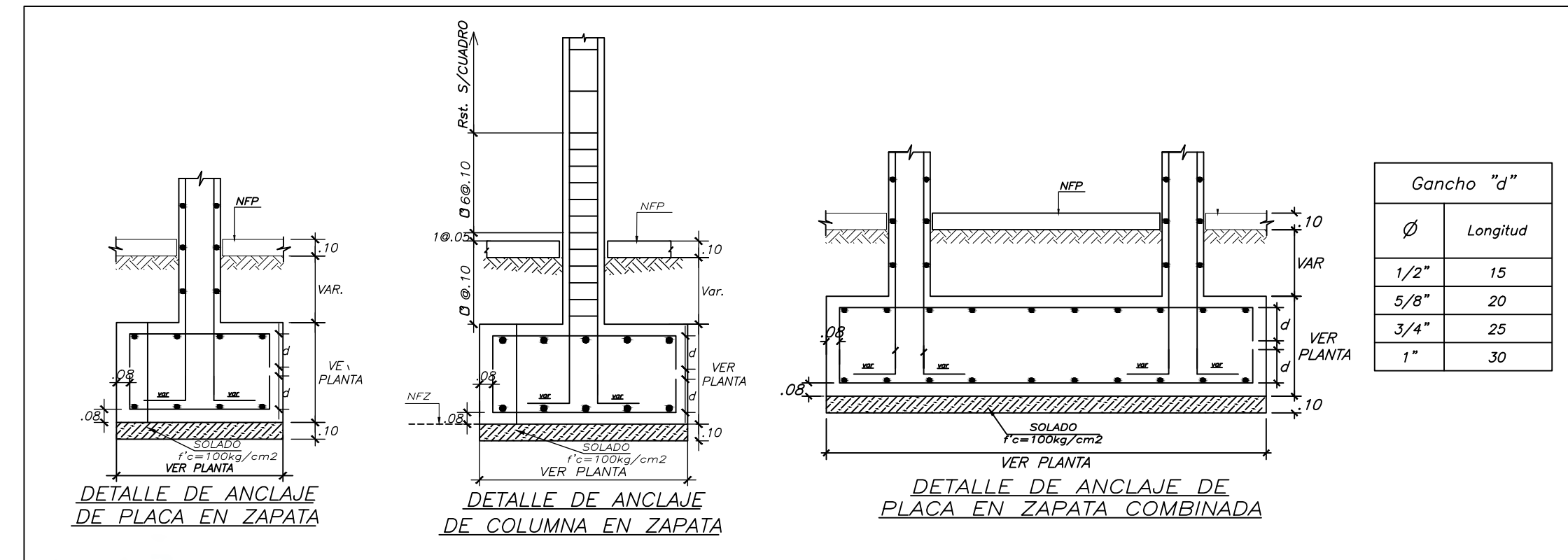
LISTADO DE PLANOS

- E-01: GENERALIDADES
- E-02: CIMENTACIONES
- E-03: VIGAS DE CIMENTACIÓN ESCALERAS
- E-04: PLACAS Y COLUMNAS
- E-05: ENCOFRADO
- E-06: VIGAS I
- E-07: VIGAS II
- E-08: VIGAS I Azotea – Terraza
- E-09: VIGAS II Azotea

TRABAJO DE TESIS			
PUCP - 2026			
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO N°	
PROYECTO:	DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS	2026 - 00001	
PLANO :	GENERALIDADES	FECHA	
DISEÑO		ENERO - 2026	
IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA		E-01	
TESISTA DEL ÁREA DE NGENIERA CIVIL		01 DE 09	



VIGAS DE CONEXION

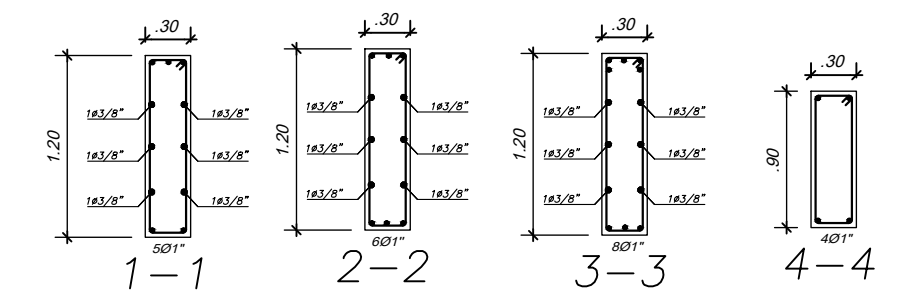


Gancho "d"	
Ø	Longitud
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30

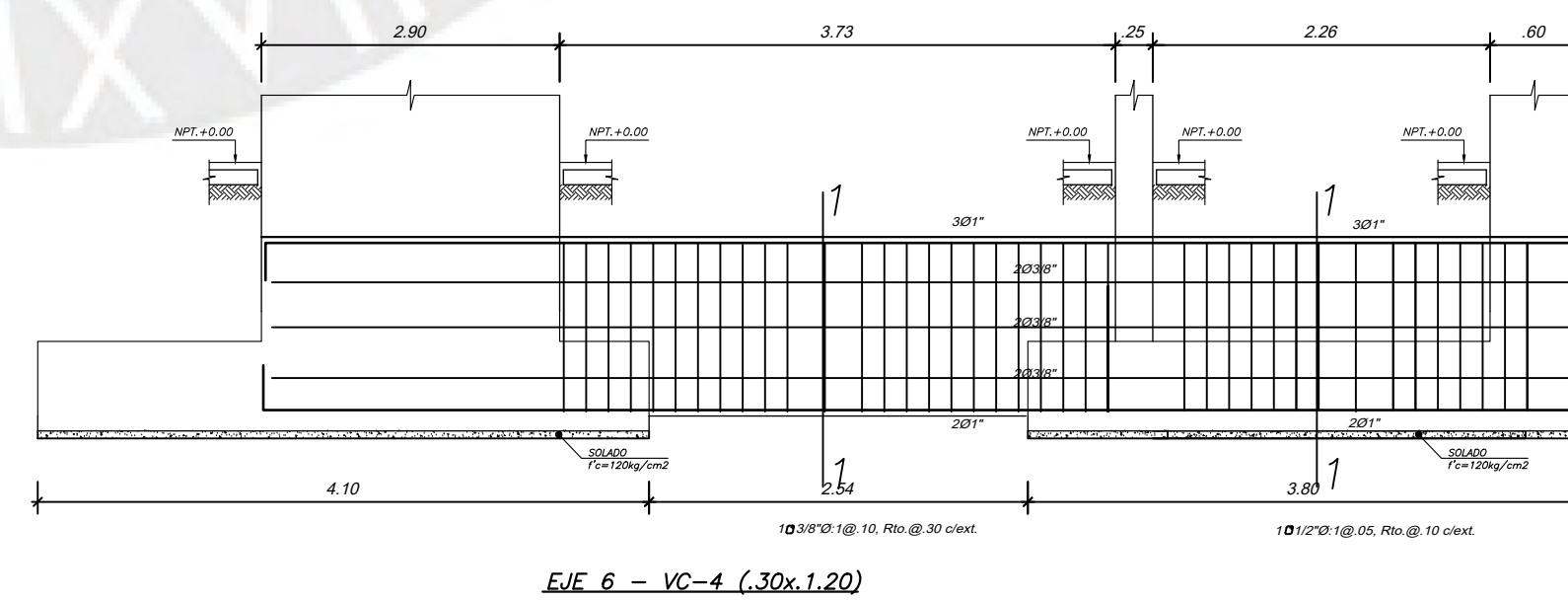
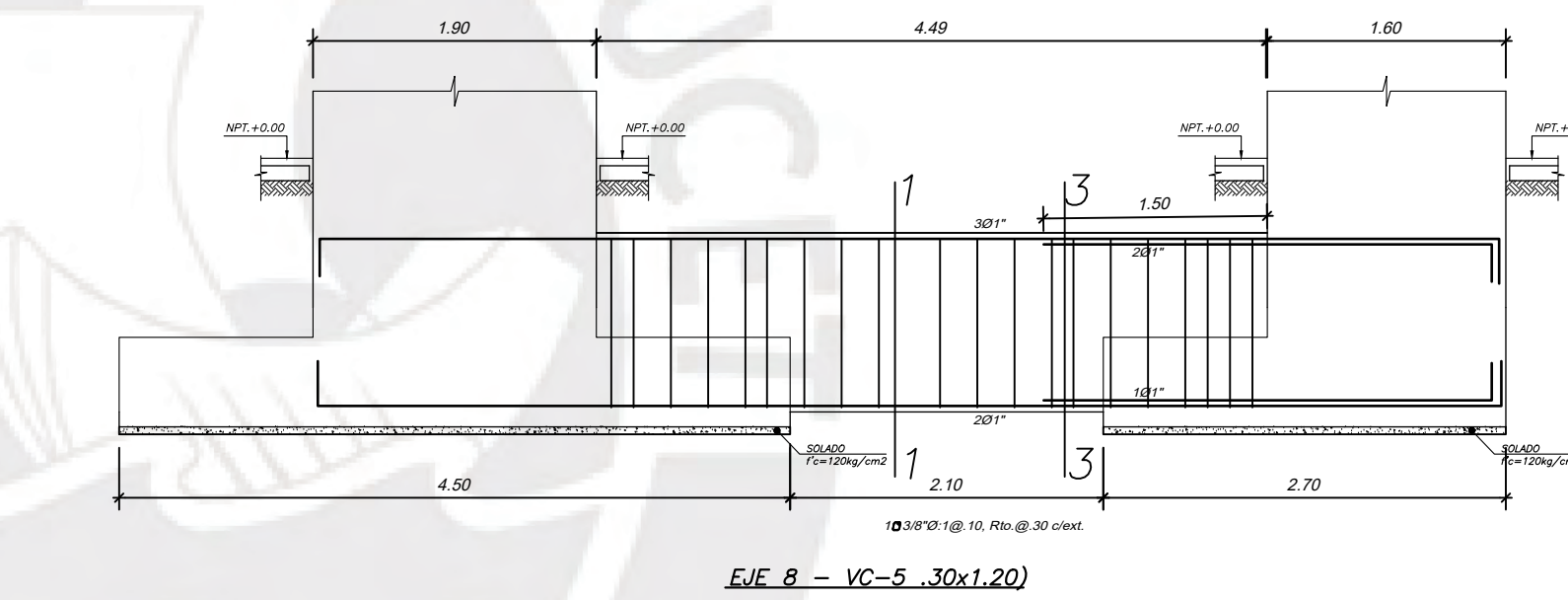
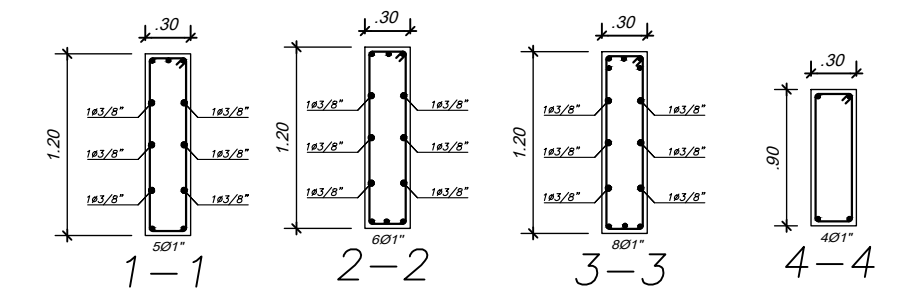
LEYENDA

NFP. = NIVEL FALSO PISO
NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
NFC. = NIVEL FONDO CIMIENTO
NFVC. = NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACION

DETALLE DE CORTES



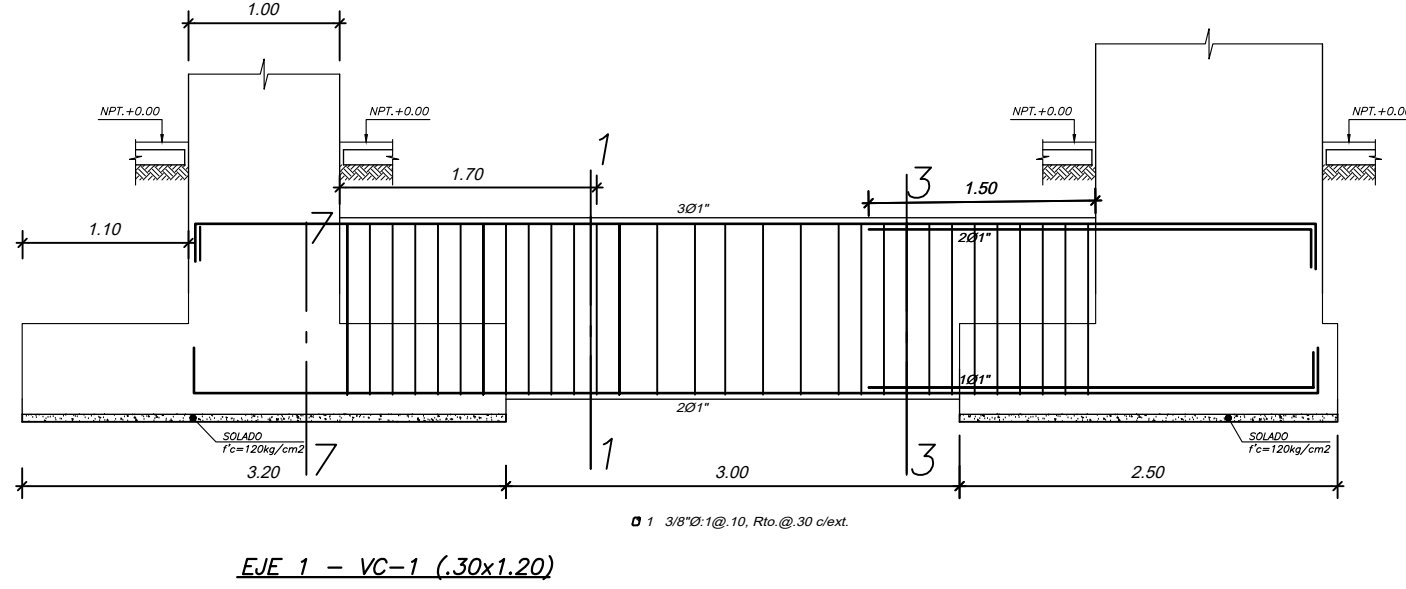
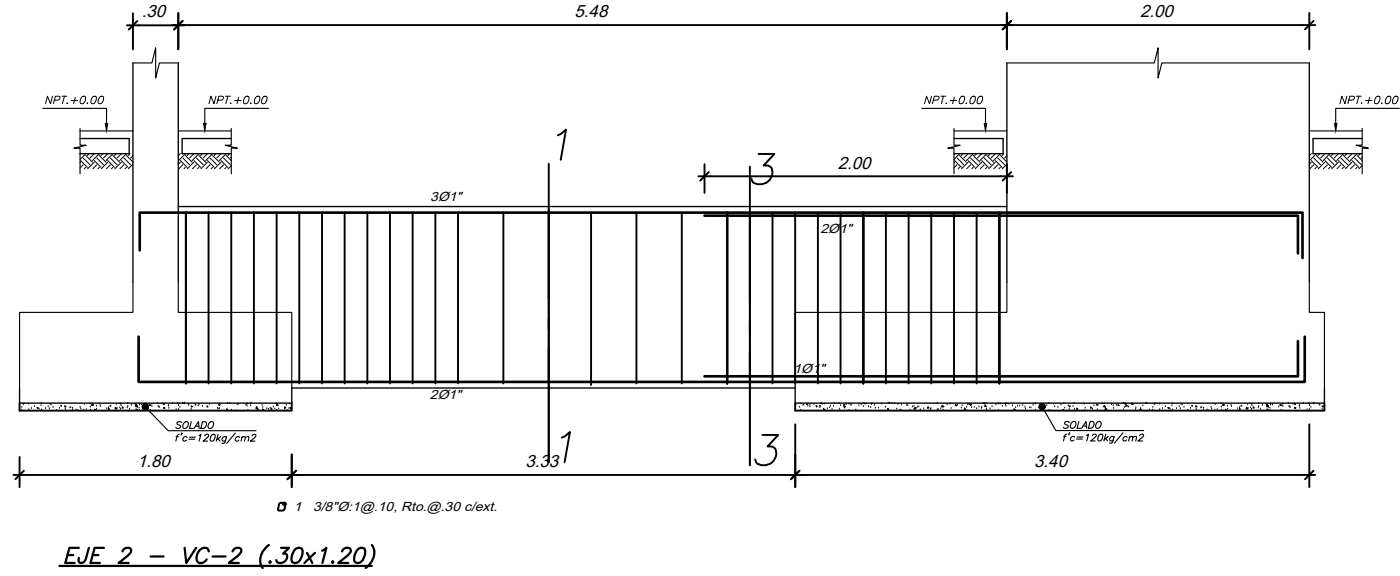
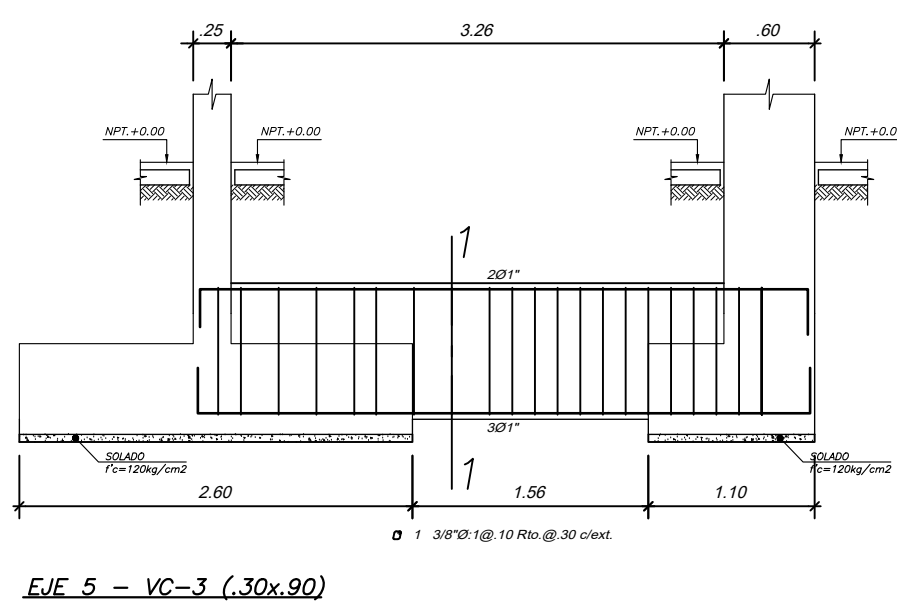
DETALLE DE CORTES



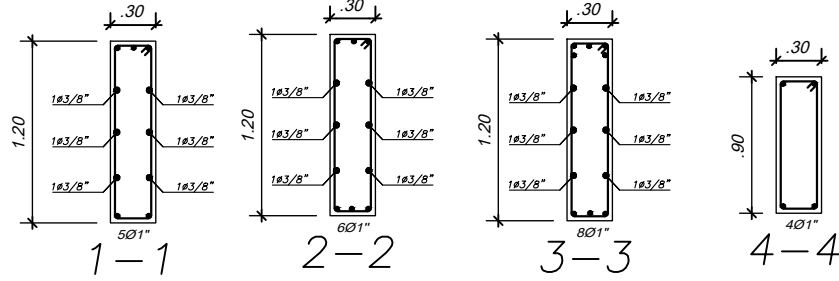
CIMENTACIÓN

TRABAJO DE TESIS			
PUCP - 2026			
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO N°	
PROYECTO:	DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS	2026 - 00001	
PLANO:	ESTRUCTURAS: CIMENTACIONES	FECHA	
DISEÑO		ENERO - 2026	
IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA		E-02	
TESISTA DEL ÁREA DE INGENIERÍA CIVIL		02 DE 09	
ESCALA		DIBUJADO	
1/50			

VIGAS DE CONEXION

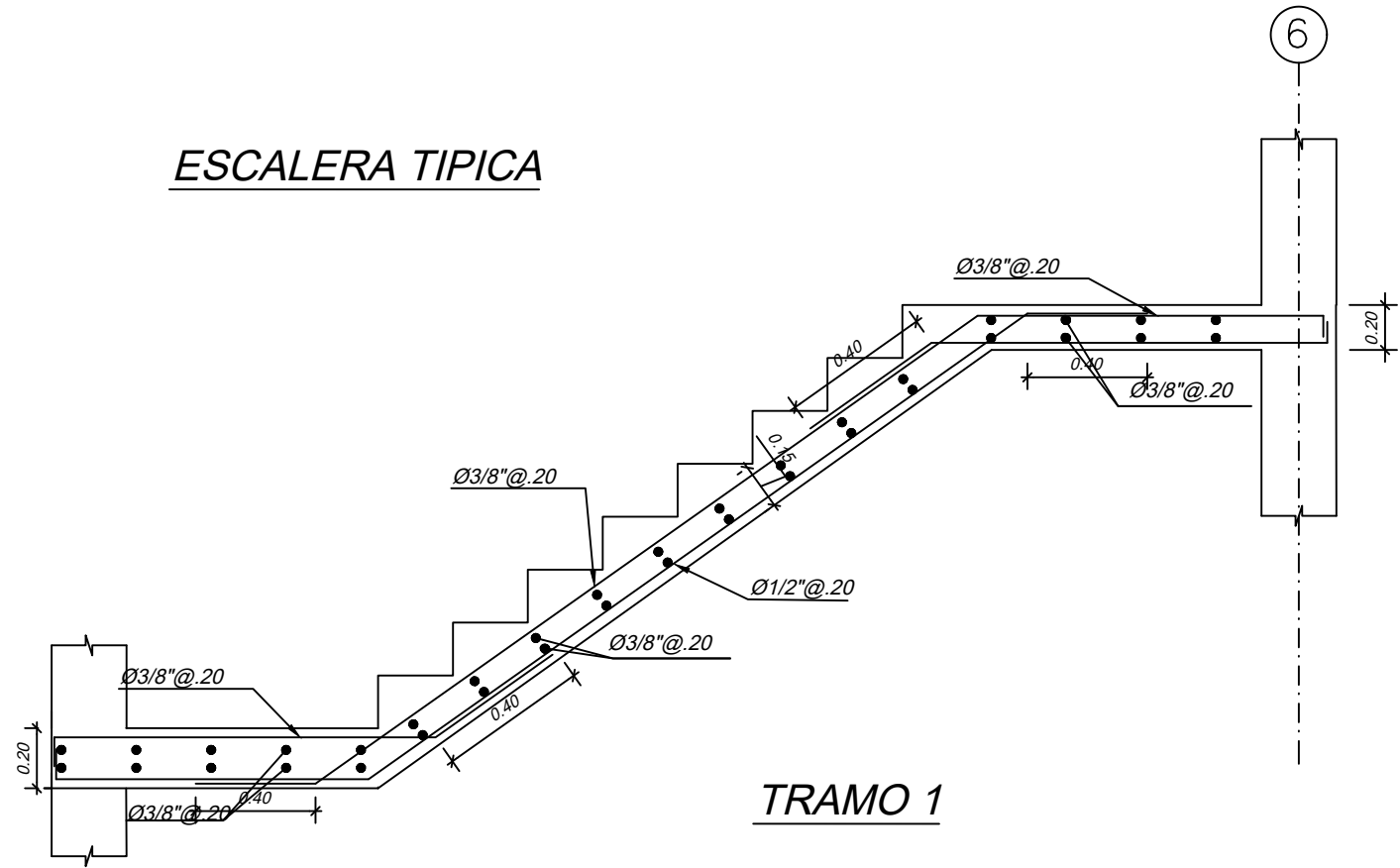


DETALLE DE CORTES

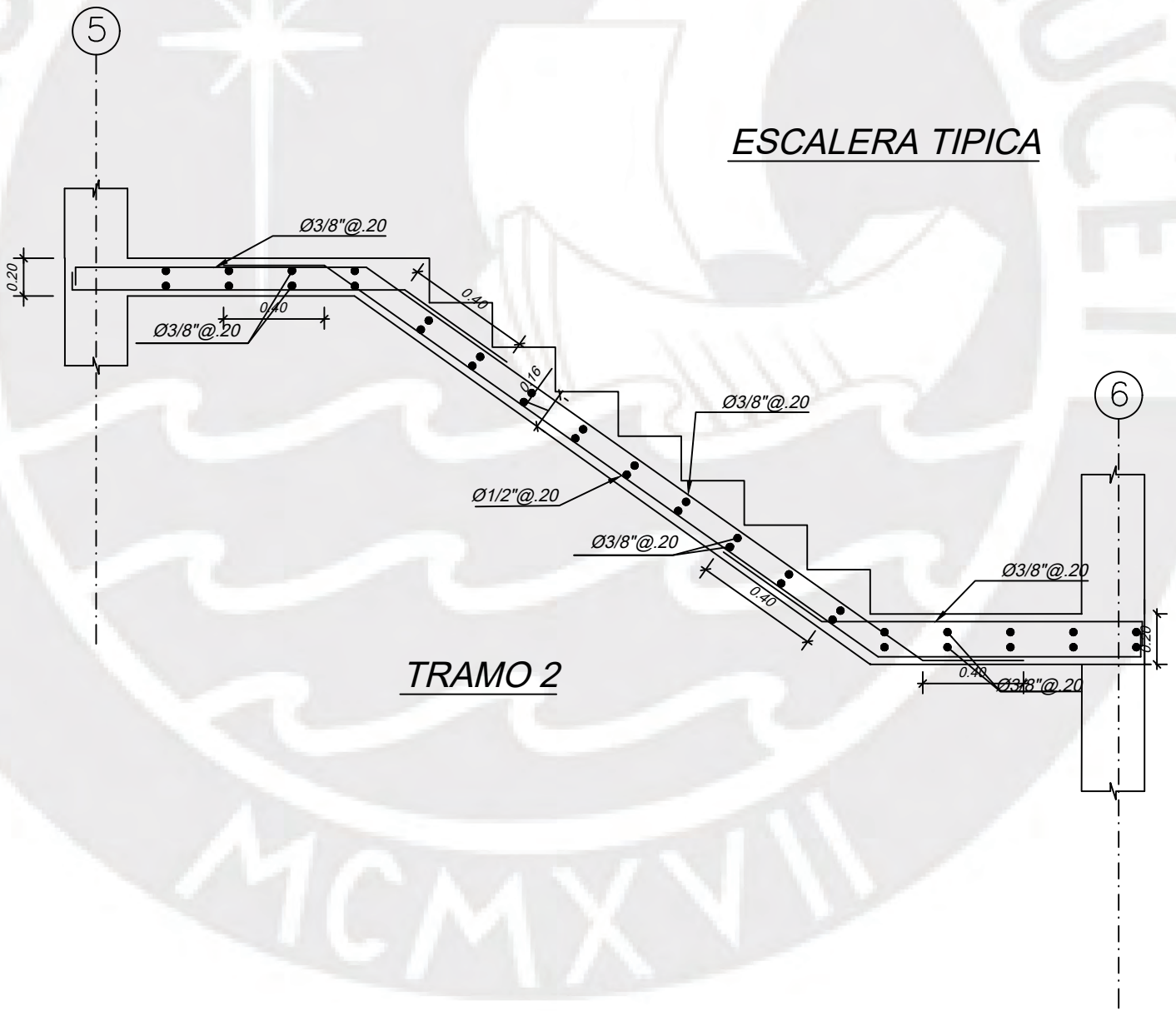


ESCALERAS

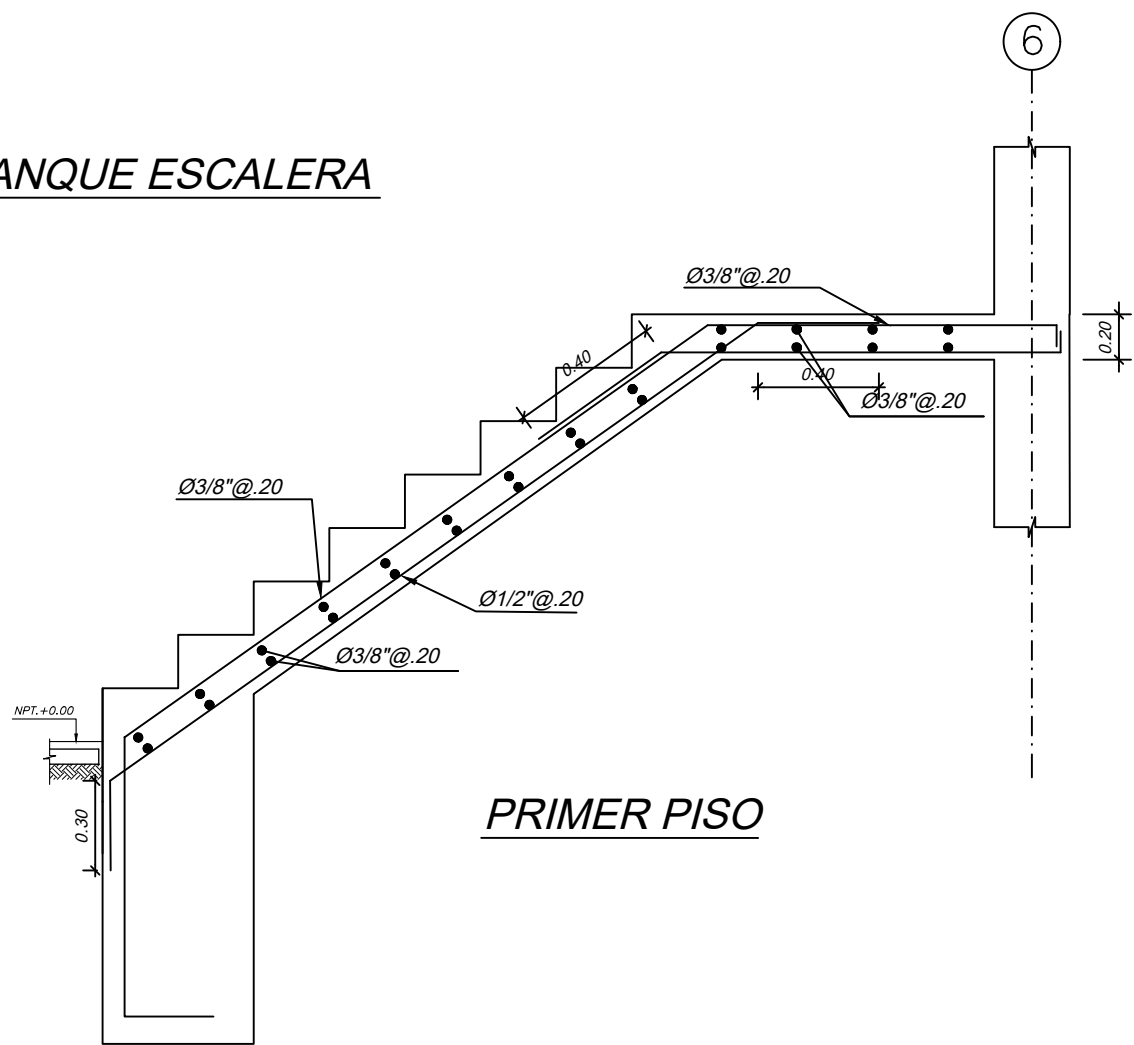
ESCALERA TIPICA



ESCALERA TIPICA

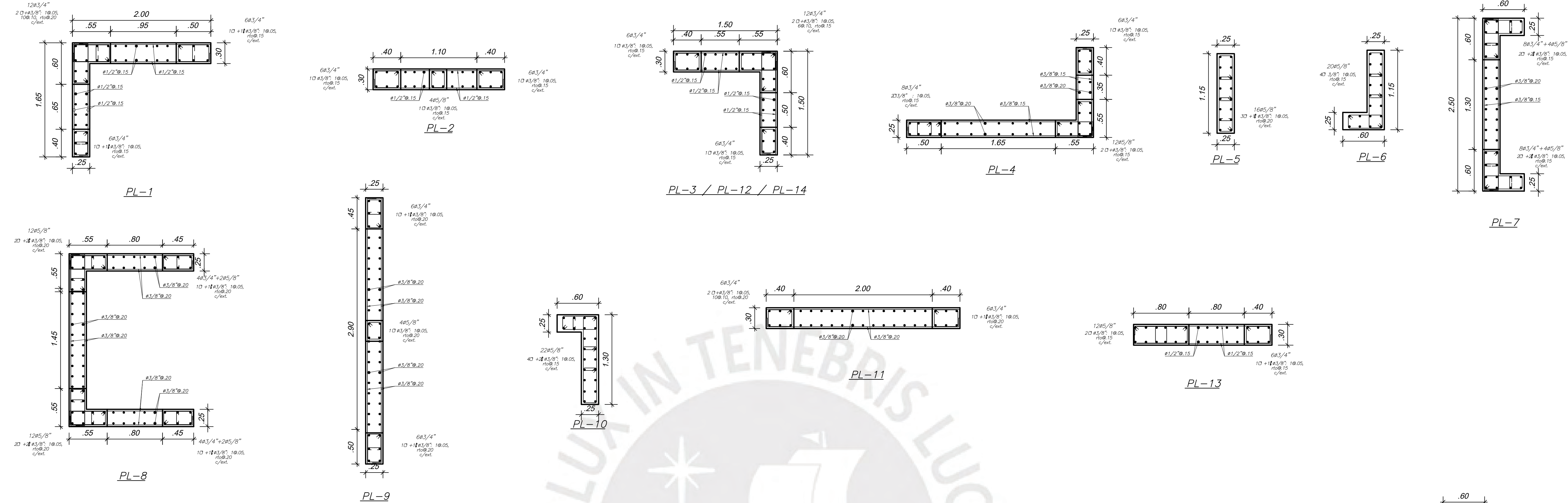


ARRANQUE ESCALERA

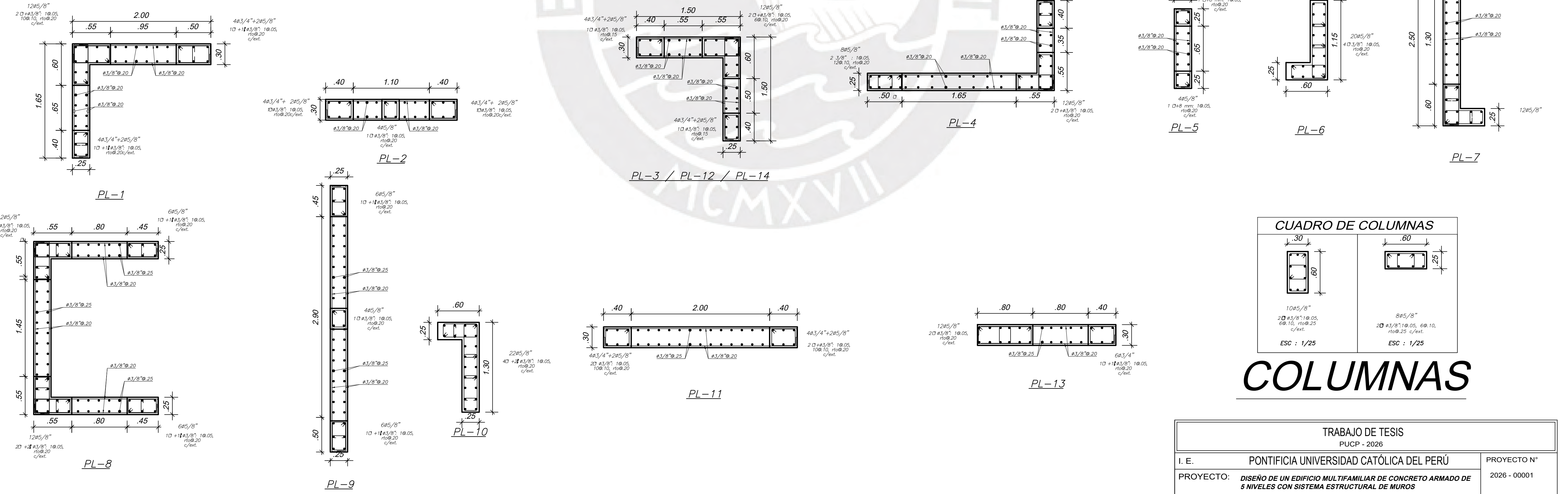


TRABAJO DE TESIS PUCP - 2026			
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO N°	
PROYECTO:	DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS	2026 - 00001	
PLANO :	ESTRUCTURAS: VIGAS DE CIMENTACION Y ESCALERAS	FECHA ENERO - 2026	
DISEÑO IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA TESISTA DEL ÁREA DE NGENIERA CIVIL	ESCALA 1/50	DIBUJADO	E-03 03 DE 09

PRIMER AL TERCER NIVEL



CUARTO AL QUINTO NIVEL

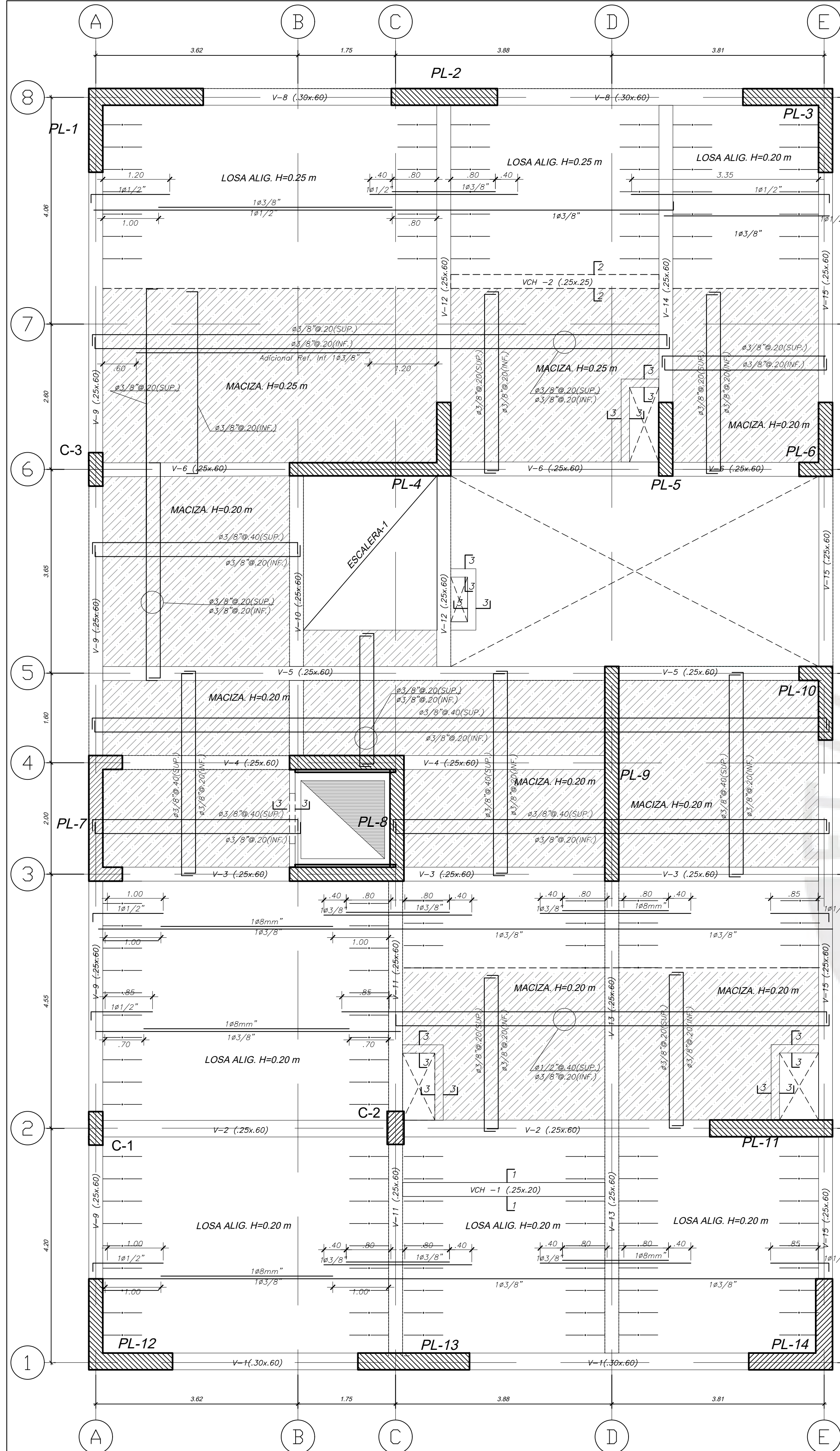


CUADRO DE COLUMNAS	
10#5/8" 20 #3/8"; 1#0.05, 6#10, r#0.25 c/ext. ESC : 1/25	8#5/8" 20 #3/8"; 1#0.05, 6#10, r#0.25 c/ext. ESC : 1/25

COLUMNAS

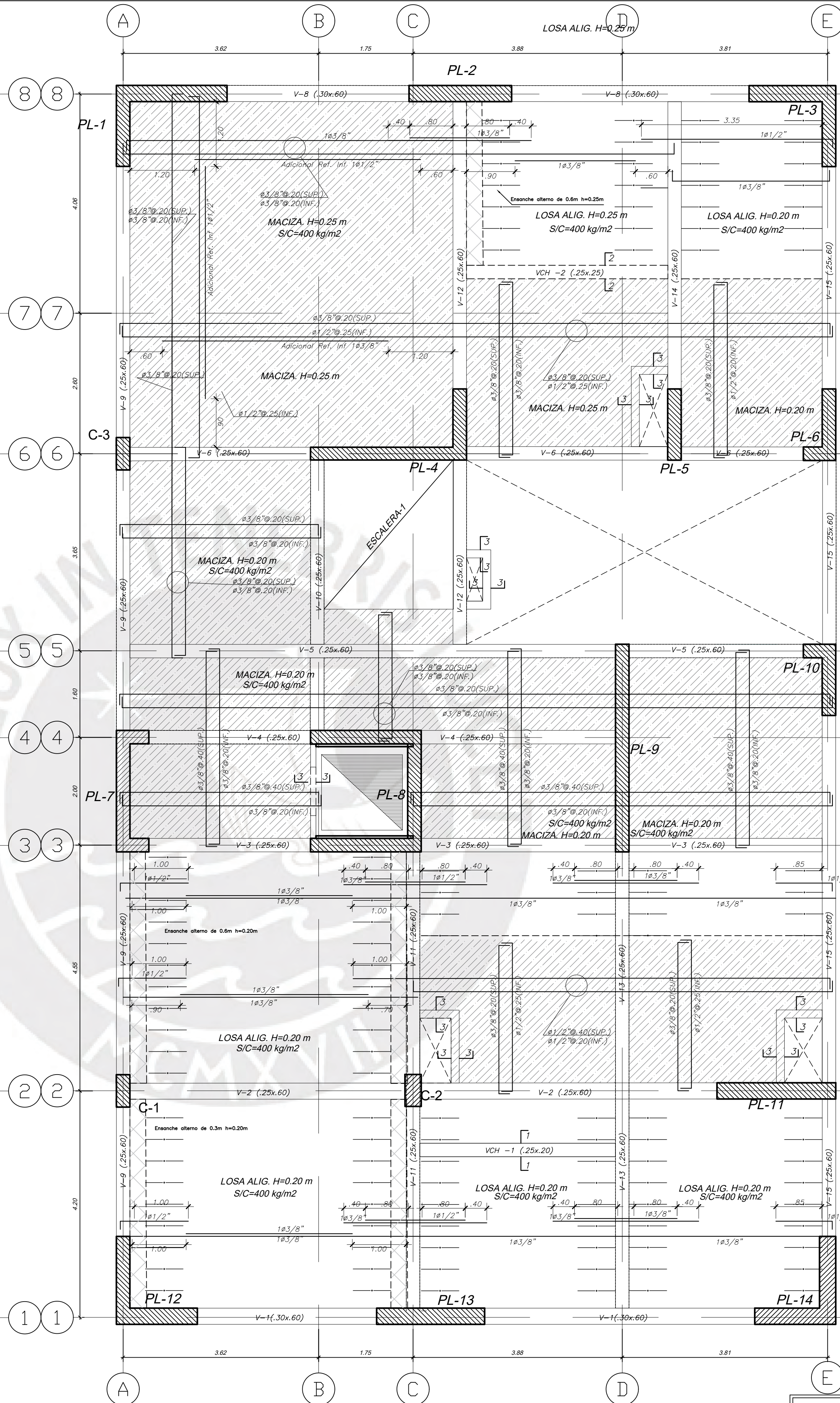
PLACAS

TRABAJO DE TESIS			
PUCP - 2026			
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO N°
PROYECTO:	DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS		2026 - 00001
PLANO :	ESTRUCTURAS: PLACAS Y COLUMNAS		FECHA
			ENERO - 2026
DISEÑO IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA TESISTA DEL ÁREA DE INGENIERIA CIVIL	ESCALA 1/30	DIBUJADO	E-04 04 DE 09



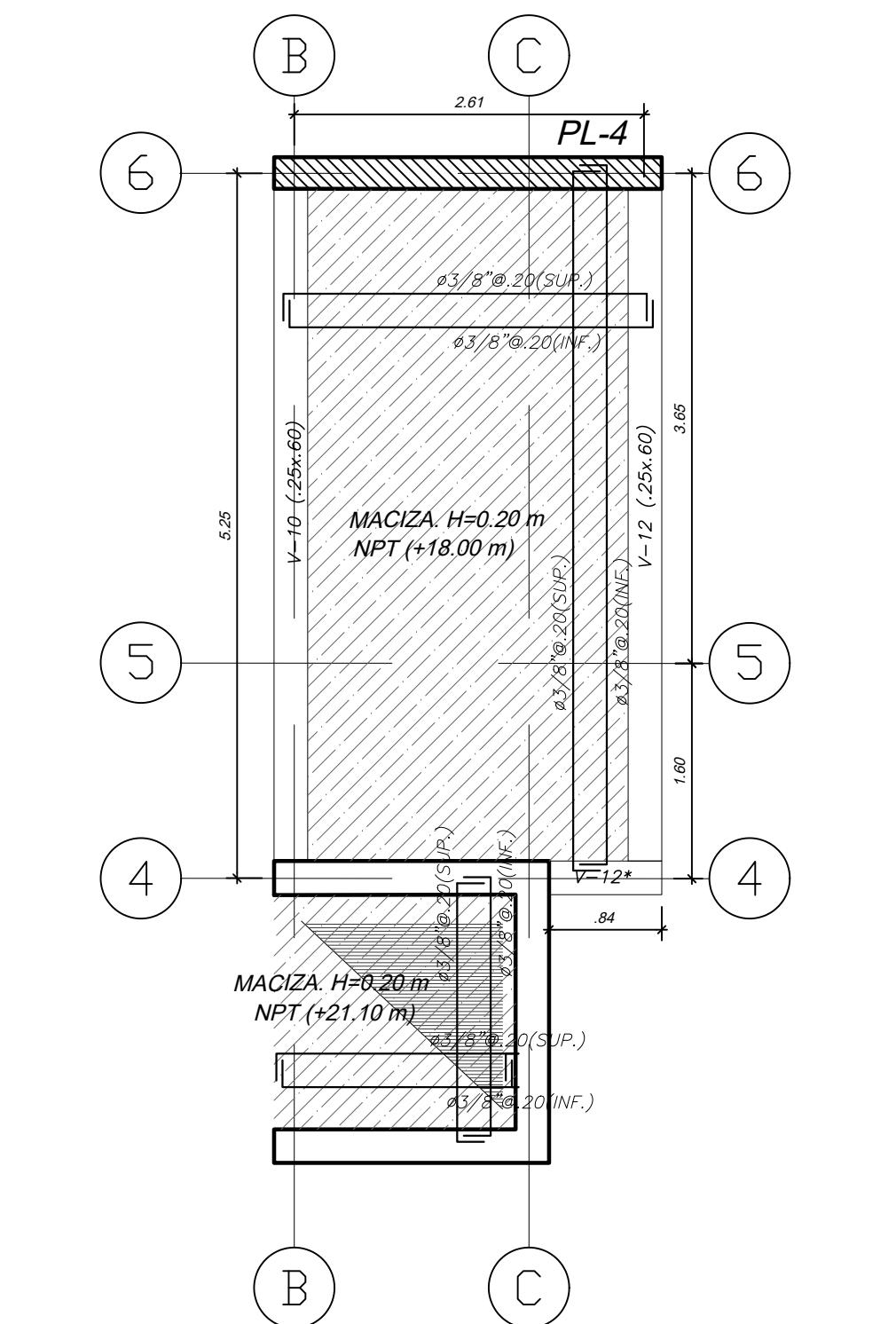
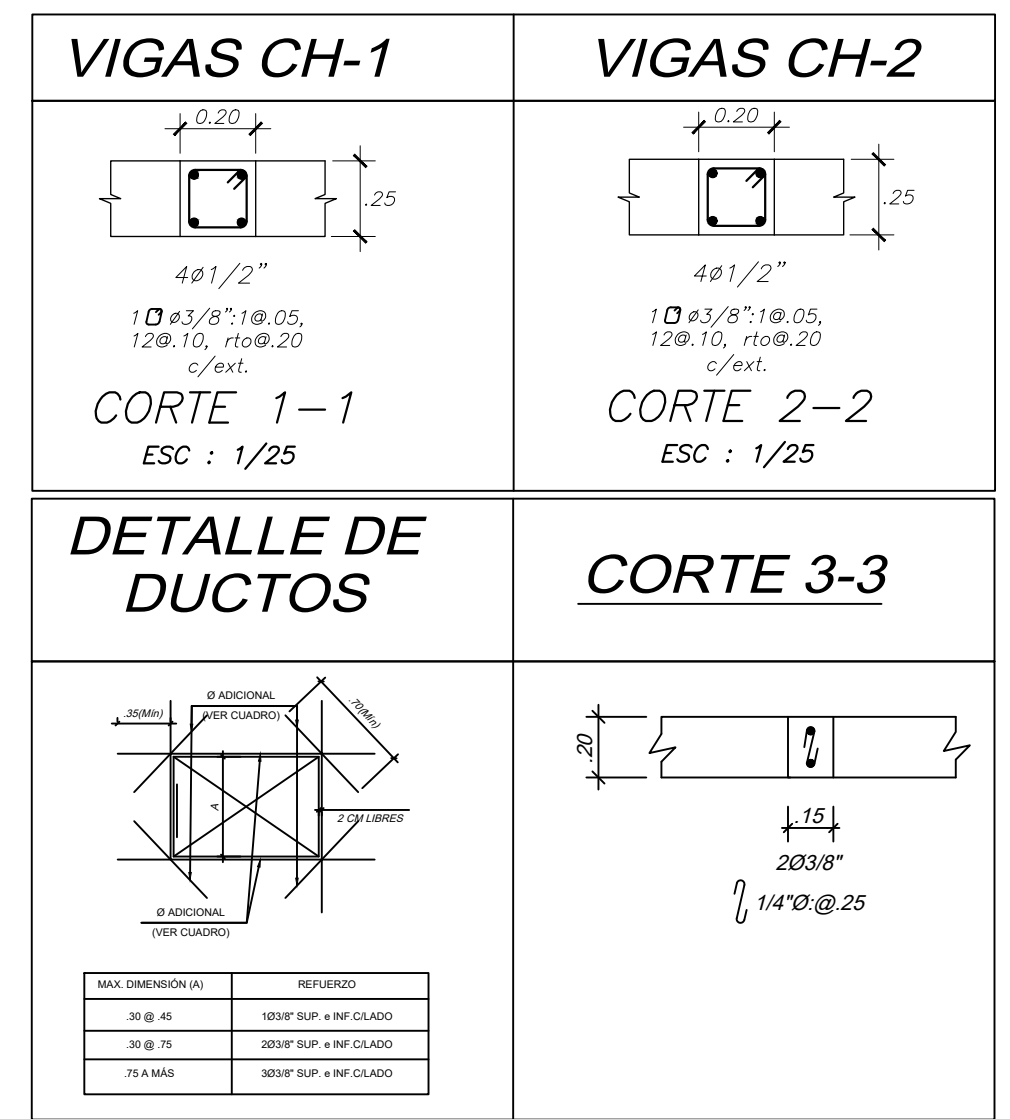
ENCOFRADO 1° PISO – 4° PISO

- LOSA ALIGERADA H=0.20, S/C=200 Kg/m² (VIVIENDA)
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m² (VIVIENDA)

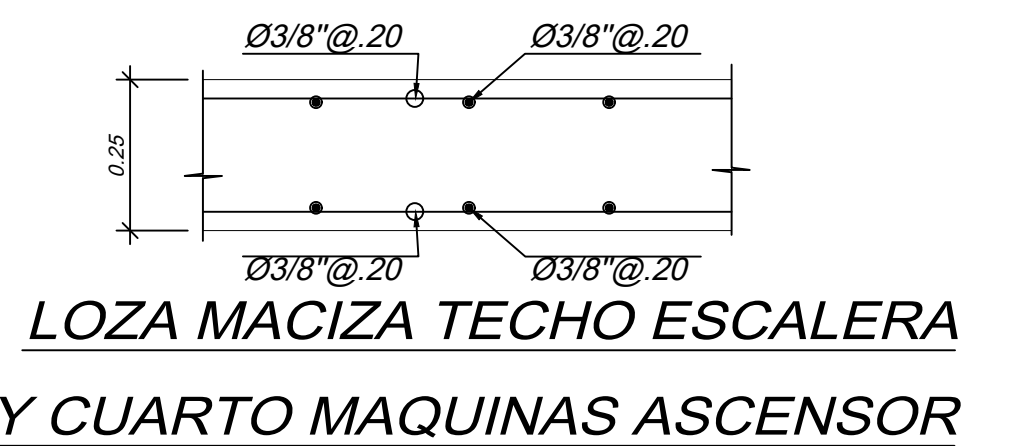


ENCOFRADO AZOTEA

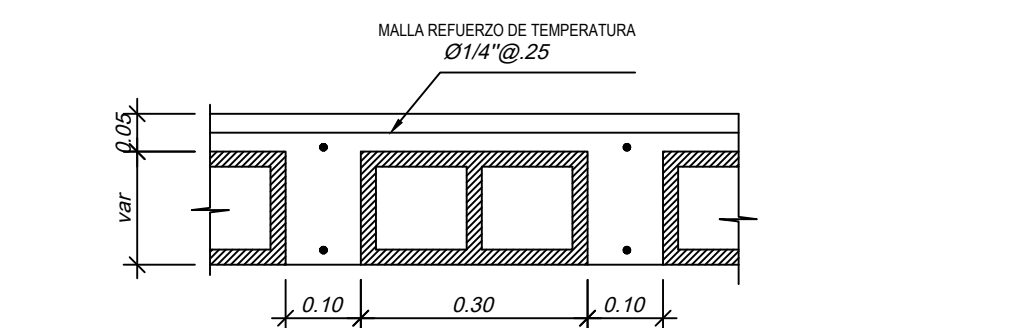
- LOSA ALIGERADA H=0.20, S/C=100 Kg/m² (VIVIENDA)
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=100 Kg/m² (VIVIENDA)



LOSA ALIGERADA H=0.20, S/C=100 Kg/m² (VIVIENDA)

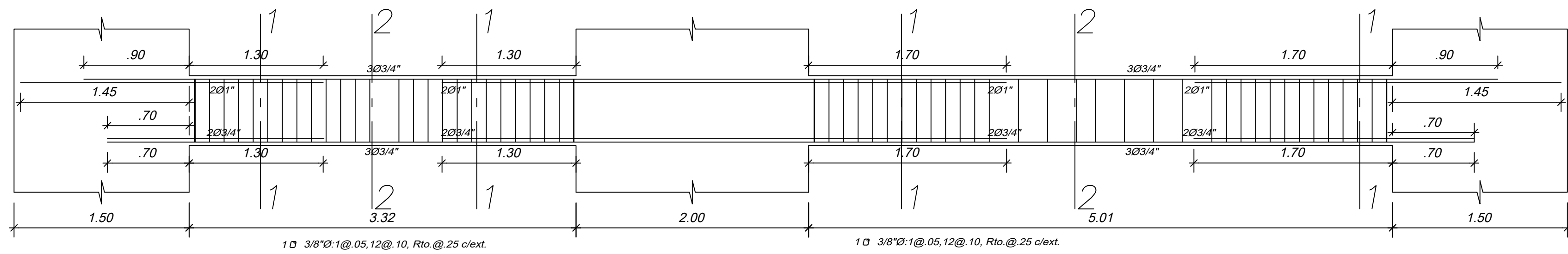


LOZA MACIZA TECHO ESCALERA
Y CUARTO MAQUINAS ASCENSOR

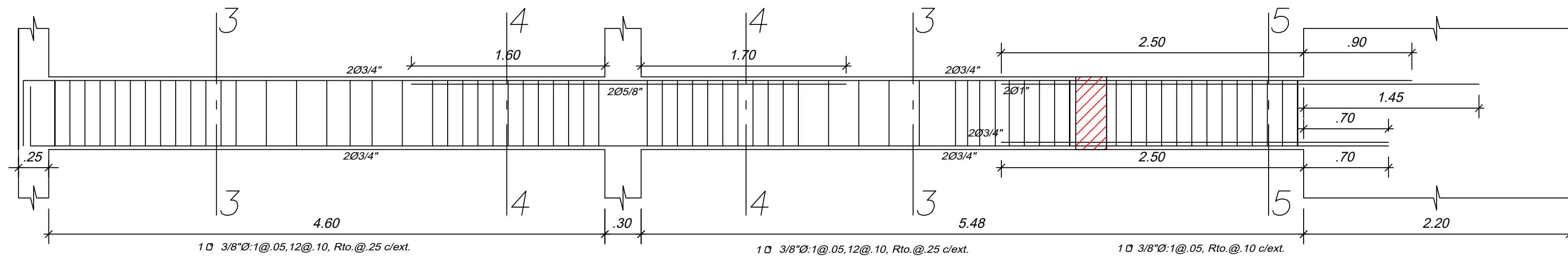


ACERO TEMPERATURA EN ALIGERADO

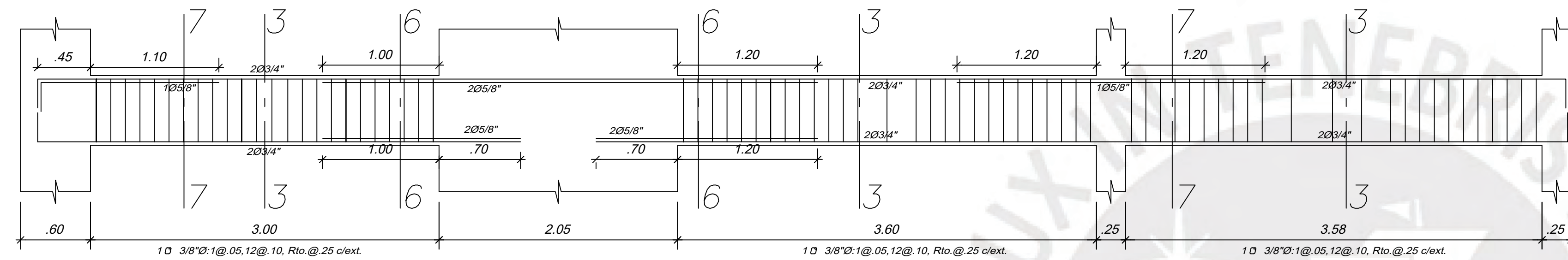
TRABAJO DE TESIS			
PUCP - 2026			
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO N°
PROYECTO:	DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS		2026 - 00001
PLANO:	ESTRUCTURAS: ENCOFRADO		FECHA
DISEÑO	ESCALA	DIBUJADO	E-05
IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA	1/50		05 DE 09
TESISTA DEL ÁREA DE INGENIERIA CIVIL			



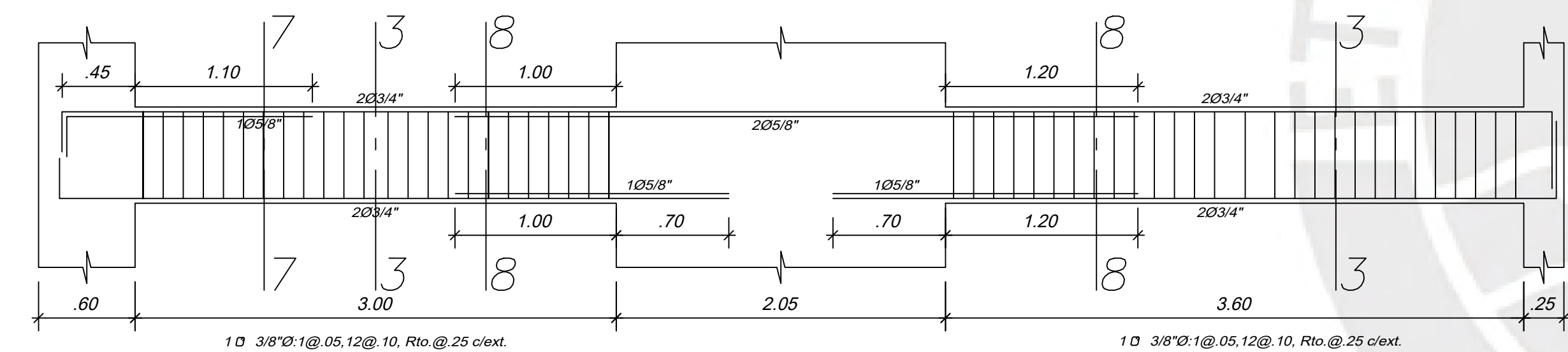
V-1 (.30x.60)



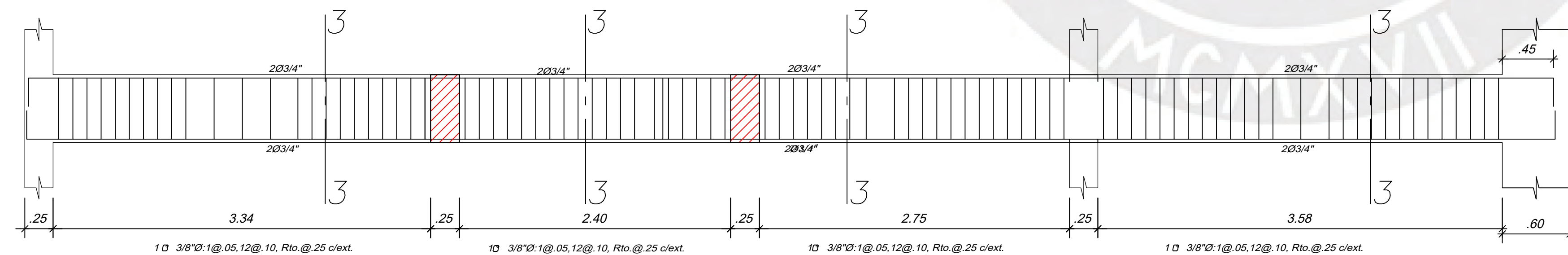
V-2 (.25x.60)



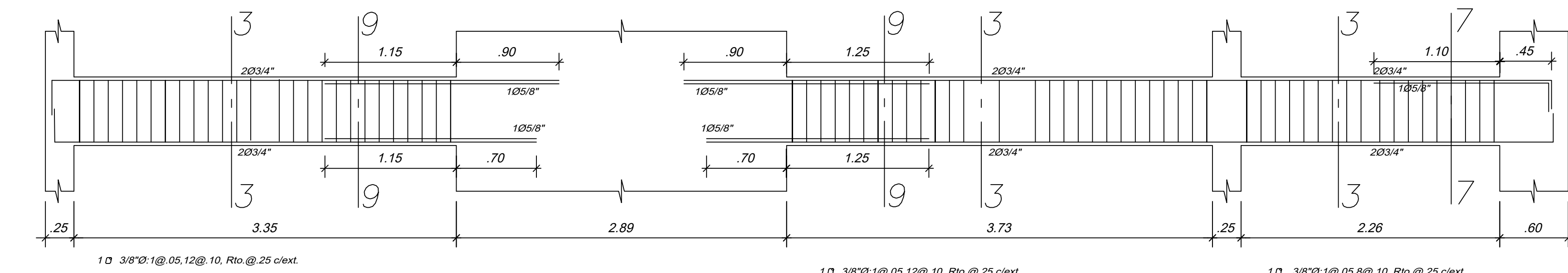
V-3 (.25x.60)



V-4 (.25x.60)

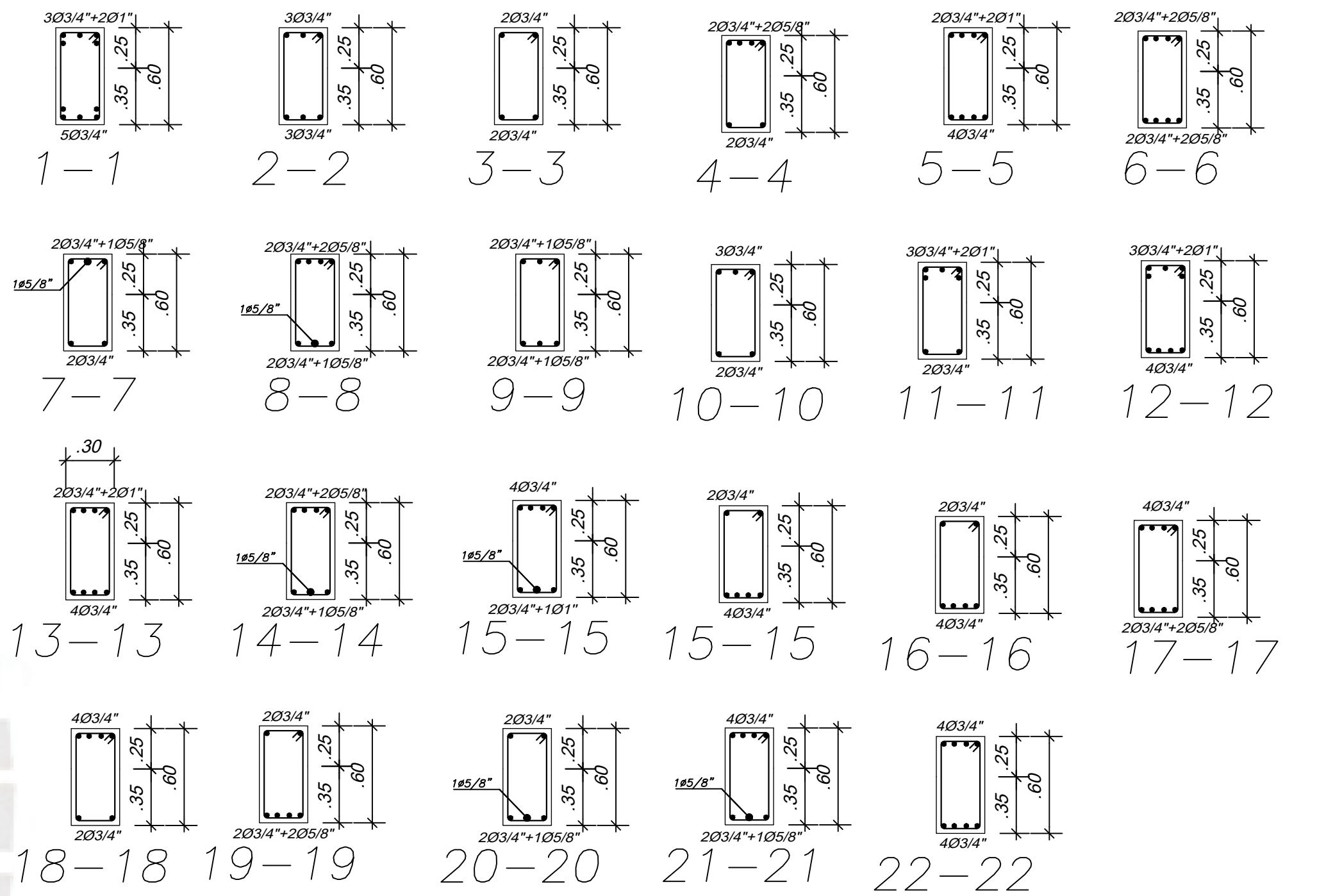


V-5 (.25x.60)

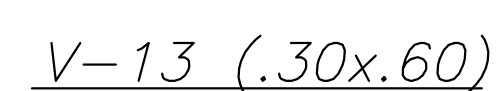
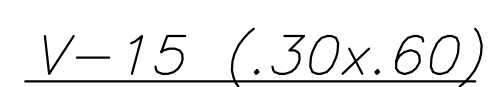
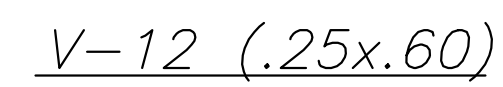
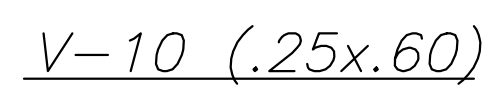
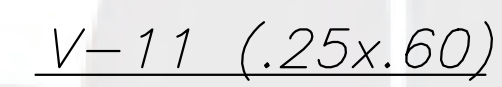
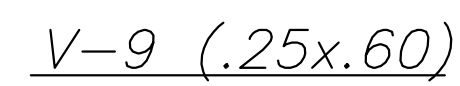
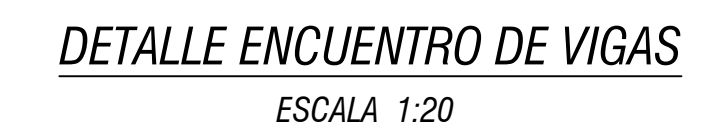
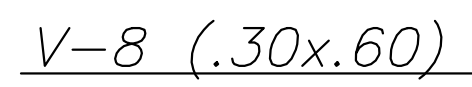


V-6 (.25x.60)

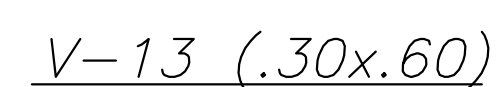
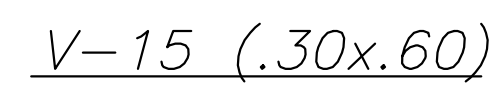
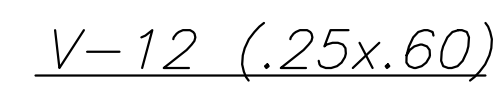
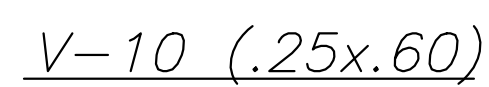
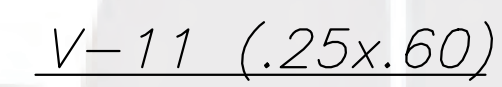
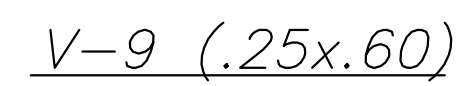
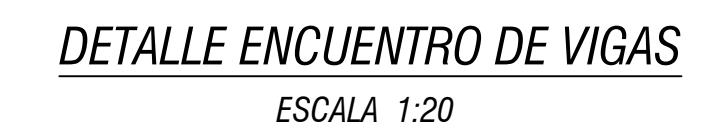
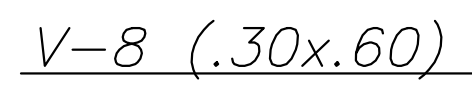
DETALLE DE CORTES



TRABAJO DE TESIS			
PUCP - 2026			
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO N°	
PROYECTO:	DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS	2026 - 00001	
PLANO:	ESTRUCTURAS: VIGAS I	FECHA	
DISEÑO		ENERO - 2026	
IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA		E-06	
TESISTA DEL ÁREA DE INGENIERIA CIVIL		06 DE 09	
ESCALA		DIBUJADO	
1/30			



TRABAJO DE TESIS					
PUCP - 2026					
I. E.	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				PROYECTO N°
PROYECTO:	<i>DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS</i>				2026 - 00001
PLANO :	ESTRUCTURAS: VIGAS II				FECHA ENERO - 2026
DISEÑO IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA TESISTA DEL ÁREA DE NGENIEBA CIVIL,	ESCALA 1/30	DIBUJADO		E-07 07 DE 09	



TRABAJO DE TESIS PUCP - 2026			
I. E. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO N°	
PROYECTO: <i>DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS</i>		2026 - 00001	
PLANO : ESTRUCTURAS: VIGAS II: Azotea		FECHA ENERO - 2026	
DISEÑO IAN ANTHONY QUINTANA GARCIA TESISTA DEL ÁREA DE NGENIERIA CIVIL	ESCALA 1/30	DIBUJADO	E-09 09 DE 09