

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Álvaro Roberto Antonio Rodríguez Riva

ASESOR:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, febrero, 2025

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto..... ,

docente de la Facultad deCiencias e Ingeniería..... de la Pontificia

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS..... ,

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

..... Álvaro Roberto Antonio Rodríguez Riva.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 12%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 17/02/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima, 17 de febrero del 2025.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Noriega Barrueto, Renzo</u>	
DNI:46608301	Firma 
ORCID: 0000-0003-1861-6631	

RESUMEN

El presente documento detalla el diseño estructural de un edificio de siete pisos ubicado en el distrito de Miraflores. La edificación consta de una recepción y estacionamientos en el primer piso, mientras que los seis niveles superiores albergan una oficina por piso. En el nivel más alto se encuentran una azotea y un cuarto de máquinas.

El diseño incluye una escalera principal y un ascensor que conectan los siete pisos, además de una escalera secundaria que conduce al cuarto de máquinas.

Para el diseño de los elementos estructurales, se han aplicado las normas técnicas E.060 de Concreto Armado, E.030 de Diseño Sismorresistente y E.020 de Cargas. El sistema estructural empleado es de muros en ambas direcciones.

En cuanto al diseño sismorresistente, las fuerzas internas de cada elemento estructural se calcularon utilizando los softwares de modelación ETABS, versión 2020 y SAFE, versión 2021.

Respecto al terreno, el suelo es de buena calidad, compuesto principalmente por grava, con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 . Este valor se considerará en el diseño de la cimentación.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	1
CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN	3
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO	6
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS.....	21
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS	32
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS	45
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS.....	75
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES	93
CAPÍTULO 9: ELEMENTOS SECUNDARIOS	132
CAPÍTULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	134
CAPÍTULO 11: BIBLIOGRAFÍA.....	136

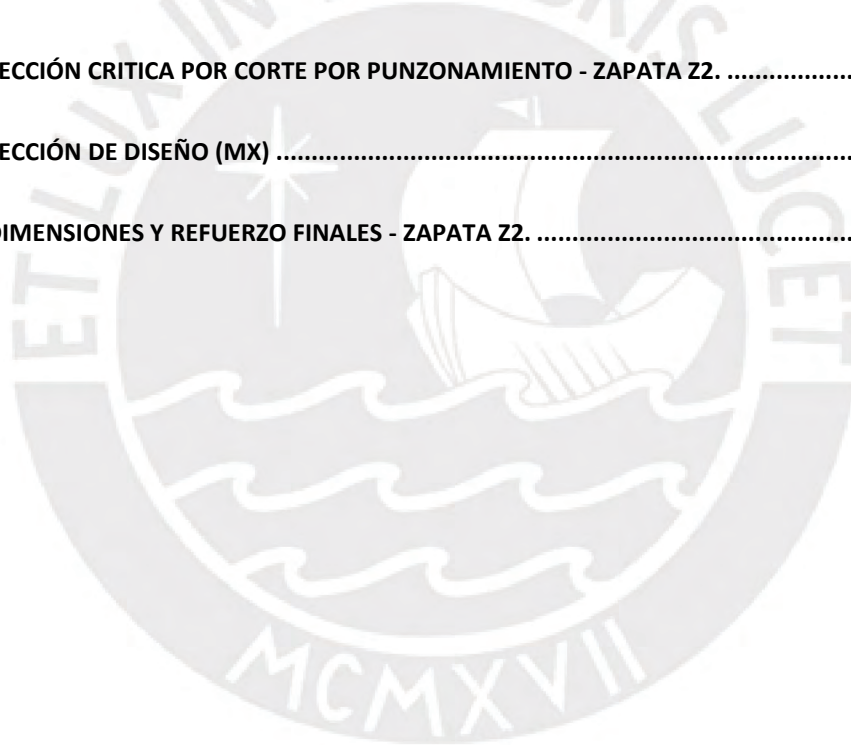


INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: PLANTA DEL PISO TÍPICO.....	5
FIGURA 2: PLANTA Y TECHO DEL CUARTO DE MÁQUINAS.....	5
FIGURA 3: GRADOS DE LIBERTAD PARA EL ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X.....	14
FIGURA 4: MODELO DE ANÁLISIS DEL ALIGERADO A1	26
FIGURA 5: SECCIÓN DEL ALIGERADO A1.....	27
FIGURA 6: MODELO DE ANÁLISIS DE LA VIGA V5	32
FIGURA 7: CORTE DE ELEVACIÓN DE VIGA V5.	38
FIGURA 8: MODELO DE ANÁLISIS DE VIGA V3.	39
FIGURA 10: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA PARA MX – COLUMNA C1.	53
FIGURA 11: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA PARA MY – COLUMNA C1.....	54
FIGURA 12: SECCIÓN FINAL - COLUMNA C1.....	61
FIGURA 13: SECCIÓN FINAL DE COLUMNA C2.....	66
FIGURA 14: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA MX Y MY–COLUMNA C2.....	69
FIGURA 15: SECCIÓN FINAL DE LA COLUMNA C2 (40CM × 100CM).....	74
FIGURA 16: ENVOLVENTE DE MOMENTOS ALREDEDOR DE X, FUERZAS CORTANTES EN Y Y AXIALES POR SISMO – PLACA P1.	76
FIGURA 17: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE ELEMENTO C1.....	81
FIGURA 18: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE ELEMENTO C2.....	82
FIGURA 19: SECCIÓN INCLUYENDO ACERO POR CORTANTE Y POR FLEXIÓN – PLACA P1.....	85
FIGURA 20: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA SECCIÓN DEL PISO 1 – PLACA P1.	85
FIGURA 21: SECCIÓN INCLUYENDO ACERO POR CORTANTE Y POR FLEXIÓN – PLACA P1.....	85
FIGURA 22: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA SECCIÓN DEL PISO 5 – PLACA P1.	86

FIGURA 23: SECCIÓN INCLUYENDO ACERO VERTICAL POR CORTANTE AMPLIFICADO Y POR FLEXIÓN – PLACA P1.	89
FIGURA 24: SECCIÓN INCLUYENDO ACERO VERTICAL POR CORTANTE AMPLIFICADO Y POR FLEXIÓN – PLACA P1.	90
FIGURA 25: SECCIÓN INCLUYENDO ACERO VERTICAL POR CORTANTE AMPLIFICADO Y POR FLEXIÓN – PLACA P1.	90
FIGURA 26: SECCIÓN INCLUYENDO ACERO VERTICAL POR CORTANTE AMPLIFICADO Y POR FLEXIÓN – PLACA P1.	91
FIGURA 27: ÁREA A UTILIZAR EN LA VERIFICACIÓN POR CORTANTE POR FLEXIÓN.	96
FIGURA 28: ÁREA A UTILIZAR EN LA VERIFICACIÓN POR CORTANTE POR PUNZONAMIENTO.....	97
FIGURA 29: ÁREA A UTILIZAR EN LA VERIFICACIÓN POR CORTANTE POR FLEXIÓN – ZAPATA Z1.....	102
FIGURA 30: ÁREA A UTILIZAR VERIFICACIÓN POR CORTANTE POR PUNZONAMIENTO – ZAPATA Z1.....	103
FIGURA 31: SECCIÓN DE DISEÑO SA1 – ZAPATA Z1.	104
FIGURA 32: SECCIÓN DE DISEÑO SA2 – ZAPATA Z1.	105
FIGURA 33: REFUERZOS ZAPATA Z1.	105
FIGURA 34: MODELO DE ANÁLISIS – ZAPATA Z3.	106
FIGURA 35: DIMENSIONES DE ZAPATA Z3.	109
FIGURA 36: SECCIÓN CRÍTICA ZAPATA Z3.....	111
FIGURA 37: PERÍMETRO CRÍTICO ZAPATA Z3.....	112
FIGURA 38: MODELO 3D DE LA ZAPATA Z3	114
FIGURA 39: DISTRIBUCIÓN DE OBJETOS “STRIP” EN LA ZAPATA Z3	115
FIGURA 40: MOMENTOS MY MÁXIMOS Y MÍNIMOS EN FRANJAS “STRIP”	115
FIGURA 41: MOMENTOS MX MÁXIMOS Y MÍNIMOS EN FRANJAS “STRIP”	116
FIGURA 42: OBJETOS “STRIP” DE DISEÑO.....	116

FIGURA 43: SECCIÓN DE DISEÑO (MY)	117
FIGURA 44: SECCIÓN DE DISEÑO (MX)	118
FIGURA 45: REFUERZO FINAL EN ZAPATA Z3.	119
FIGURA 46: MODELO DE ANÁLISIS - ZAPATA Z2.	120
FIGURA 47: ZONA DE INFLUENCIA - ZAPATA Z2.....	122
FIGURA 48: VIGAS DE CIMENTACIÓN - ZAPATA Z2	123
FIGURA 49: SECCIONES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN - ZAPATA Z2.....	125
FIGURA 50: DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA - ZAPATA Z2.....	126
FIGURA 51: SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE POR FLEXIÓN - ZAPATA Z2	127
FIGURA 52: SECCIÓN CRÍTICA POR CORTE POR PUNZONAMIENTO - ZAPATA Z2.	128
FIGURA 44: SECCIÓN DE DISEÑO (MX)	130
FIGURA 54: DIMENSIONES Y REFUERZO FINALES - ZAPATA Z2.	131



INDICE DE TABLAS

TABLA 1: MASA SÍSMICA POR PISO USANDO EXCEL	7
TABLA 2: MASA SÍSMICA POR PISO USANDO ETABS	8
TABLA 3: ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO EN LA DIRECCIÓN X E Y.....	9
TABLA 4: ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD DE MASA EN LAS DIRECCIONES X E Y.	10
TABLA 5: ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN LAS DIRECCIONES X E Y.....	11
TABLA 6: ANÁLISIS DE IRREGULARIDAD DE DIAFRAGMA	12
TABLA 7: PRINCIPALES MODOS, PERIODOS Y PORCENTAJES DE PARTICIPACIÓN DE LAS MASAS.	16
TABLA 8: CONTROL DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X E Y.....	18
TABLA 9: MOMENTOS Y ACERO SUMINISTRADO LOSA MACIZA M1 (DIRECCIÓN LARGA).	22
TABLA 10: MOMENTOS Y ACERO SUMINISTRADO LOSA MACIZA M1 (DIRECCIÓN CORTA).	23
TABLA 11: RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN EN VIGA V5.	33
TABLA 12: RESULTADOS DEL DISEÑO POR CORTANTE EN VIGA V5.....	35
TABLA 13: RESULTADOS DEL DISEÑO POR FLEXIÓN EN VIGA V3.	40
TABLA 14: RESULTADOS DEL DISEÑO POR CORTE EN VIGA V3.	42
TABLA 15: CARGA AXIAL VIVA Y MUERTA ACUMULADA POR PISO - COLUMNA C1.....	46
TABLA 16: MOMENTOS EN LA ZONA SUPERIOR E INFERIOR DE LA COLUMNA C1	46
TABLA 17: COMBINACIONES DE CARGA POR PISO, VALORES MÁXIMOS MX Y MY – COLUMNA C1	47
TABLA 18: CÁLCULO DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD DE ENTREPISO DIRECCIÓN X E Y – COLUMNA C1.....	48
TABLA 19: ANÁLISIS DE LA ESBELTEZ LIMITE EN LAS DIRECCIONES X E Y – COLUMNA C1.	49
TABLA 20: COMBINACIONES DE CARGA POR PISO, VALORES MÁXIMOS MX Y MY – COLUMNA C1.	51
TABLA 21: CORTANTE MUERTA, VIVA Y DE SISMO POR PISO EN LA DIRECCIÓN X E Y – COLUMNA C1.	57
TABLA 22: COMBINACIONES PRINCIPALES EN LA DIRECCIÓN X E Y – COLUMNA C1.	57

TABLA 23: COMBINACIONES PARA FUERZA CORTANTE EN LA DIRECCIÓN Y – COLUMNA C1.	59
TABLA 24: COMBINACIONES USANDO 2.5 COMO FACTOR DE SISMO EN Y – COLUMNA C1.	59
TABLA 25: CARGA AXIAL VIVA Y MUERTA ACUMULADA POR PISO – COLUMNA C2.	62
TABLA 26: CARGA AXIAL POR PISO – COLUMNA C2	62
TABLA 27: MOMENTOS EN LA ZONA SUPERIOR E INFERIOR DE LA COLUMNA C2.	63
TABLA 28: COMBINACIONES CARGA PARA MOMENTOS MÁX. ALREDEDOR DE X E Y – COLUMNA C2	63
TABLA 29: ANÁLISIS DE LA ESBELTEZ LIMITE EN LA DIRECCIÓN X E Y – COLUMNA C2.....	64
TABLA 30: COMBINACIONES DE CARGA PARA MOMENTOS ALREDEDOR DE X E Y – COLUMNA C2	66
TABLA 31: CORTANTE MUERTA, VIVA Y DE SISMO POR PISO EN LA DIRECCIÓN X E Y – COLUMNA C2.	70
TABLA 32: COMBINACIONES PRINCIPALES EN LA DIRECCIÓN X E Y – COLUMNA C2.	70
TABLA 33: COMBINACIONES PRINCIPALES EN LA DIRECCIÓN Y – COLUMNA C2.....	71
TABLA 34: COMBINACIONES USANDO 2.5 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE SISMO, EN LA DIRECCIÓN Y – COLUMNA C2.....	72
TABLA 35: CARGA AXIAL VIVA Y MUERTA ACUMULADA POR PISO – PLACA P1.....	75
TABLA 36-A: CORTANTE TOMADA POR CADA PLACA, DEBIDO AL ANÁLISIS ESTÁTICO EN X.....	77
TABLA 36-B: FUERZAS AXIALES, MOMENTOS ALREDEDOR DE Y (EN LAS SECCIONES SUPERIOR E INFERIOR) Y FUERZAS CORTANTES VX – PLACA P1.....	77
TABLA 37: COMBINACIÓN DE MOMENTOS ALREDEDOR DE Y PARA LA SECCIÓN SUPERIOR E INFERIOR DE LA PLACA P1.	77
TABLA 39: COMBINACIÓN DE MOMENTOS MÁXIMOS ALREDEDOR DE Y EN LA PLACA P1.	78
TABLA 40: COMBINACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN X EN LA PLACA P1.	78
TABLA 41: CARGA AXIAL VIVA Y MUERTA ACUMULADA EN ELEMENTO C1.....	79
TABLA 42: FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS ALREDEDOR DE X PARA LA SECCIÓN SUPERIOR DEL ELEMENTO C1.	80

TABLA 43: COMBINACIÓN DE MOMENTOS ALREDEDOR DE X PARA LA SECCIÓN SUPERIOR DEL ELEMENTO C1.	80
TABLA 44: CARGA AXIAL VIVA Y MUERTA ACUMULADA EN ELEMENTO C2.....	80
TABLA 45: FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS ALREDEDOR DE X PARA LA SECCIÓN SUPERIOR DEL ELEMENTO C2.	80
TABLA 46: COMBINACIÓN DE MOMENTOS ALREDEDOR DE X PARA LA SECCIÓN SUPERIOR DE ELEMENTO C2.	81
TABLA 47: RESISTENCIAS DEL CONCRETO Y EL REFUERZO HORIZONTAL POR PISO – PLACA P1.	83
TABLA 48: CUANTÍA HORIZONTAL POR PISO – PLACA P1.....	83
TABLA 49: CUANTÍA Y ACERO VERTICAL POR METRO – PLACA P1.....	84
TABLA 50: REFUERZO VERTICAL COLOCADO – PLACA P1.....	84
TABLA 51: AMPLIFICACIÓN CORTANTE POR FLEXIÓN Y RESISTENCIAS SUMINISTRADAS – PLACA P1.....	87
TABLA 52: CUANTÍA Y ÁREA DE ACERO HORIZONTAL REQUERIDO POR METRO – PLACA P1.....	87
TABLA 53: ACERO HORIZONTAL Y ESPACIAMIENTO SUMINISTRADO – PLACA P1.....	88
TABLA 54: CUANTÍA Y ACERO VERTICAL POR METRO – PLACA P1.	88
TABLA 55: ACERO VERTICAL Y ESPACIAMIENTO SUMINISTRADO – PLACA P1.	89
TABLA 56: CARGAS AXIALES Y MOMENTOS FLECTORES POR PISO – ZAPATA Z1.....	99
TABLA 57: CARGAS AXIALES POR ELEMENTO – ZAPATA Z3.	106
TABLA 58: MOMENTOS ALREDEDOR DE X POR ELEMENTO – ZAPATA Z3.	106
TABLA 59: MOMENTOS ALREDEDOR DE Y POR ELEMENTO – ZAPATA Z3.	107
TABLA 60: CENTROIDE DE ZAPATA Z3 (X_r, Y_r).....	107

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Características principales de la edificación

La edificación se encuentra ubicada en el distrito de Miraflores y estará destinada a oficinas.

1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto

Cuenta con 7 pisos, el piso 1 será destinado a la recepción y estacionamientos (13 estacionamientos), los 6 pisos siguientes, tendrán una oficina por piso. Habrá una azotea y un cuarto de máquinas por encima del piso 7. En la parte central del plano en planta se encontrará el ascensor y la escalera de emergencia.

1.3 Aspectos generales del diseño de concreto armado

El diseño por resistencia busca disminuir las resistencias de un elemento, mediante un coeficiente de reducción, al mismo tiempo, amplifica las cargas mediante factores de amplificación. Lo que se debe cumplir es que las resistencias reducidas deben ser mayores a las cargas amplificadas.

Para el concreto, se establecen simplificaciones en el diagrama de compresión vs deformación unitaria. Para el acero, las simplificaciones, corresponden al diagrama de compresión y tracción vs deformación unitaria.

1.4 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

El material utilizado en la edificación será el concreto armado.

Las características del concreto son las siguientes:

$$\text{Resistencia a la compresion} = f'c = 280 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Cimentaciones)} \quad \text{y} \quad 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Resistencia a la traccion} = fr = 2 \times \sqrt{f'c}$$

$$\text{Modulo de elasticidad} = E = 15000 \sqrt{f'c}$$

$$\text{Deformacion ultima} = \varepsilon_c = 0.003$$

Las características del acero (ASTM A615 Grado 60) son las siguientes:

$$\text{Esfuerzo de fluencia} = f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Modulo de elasticidad} = E = 2\,000\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Deformacion inicio de fluencia} = \varepsilon_c = 0.0021$$

1.5 Cargas utilizadas

Las cargas utilizadas se encontraron utilizando los siguientes valores:

Carga muerta:

$$\text{Peso especifico concreto} (\gamma_c) = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso especifico tabiqueria pesada} (\gamma_t) = 1\,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso aligerado} (e = 20\text{cm}) = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva:

$$\text{Sobrecarga oficina} \left(\frac{S}{C}\right) = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga escalera} \left(\frac{S}{C}\right) = 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga piso cuarto de maquinas} \left(\frac{S}{C}\right) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga tabiqueria liviana} \left(\frac{S}{C}\right) = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

1.6 Características de los elementos no estructurales del proyecto

Para la fachada se usará el vidrio por motivos estéticos, en el interior se usarán paneles de drywall por ser livianos y alrededor de los ductos se usará tabiquería de ladrillo macizo por seguridad.

CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

2.1 Generalidades

Se usará un sistema estructural predominantemente de muros. Este tiene un mejor comportamiento frente a sismos, debido a que las placas restringen los desplazamientos y absorben las cargas sísmicas.

2.2 Techos

Se usarán aligerados de 20cm de espesor en la mayor parte, debido a que son livianos y van a cubrir luces libres de hasta 5.8m. Se usarán losas macizas de 20cm de espesor en zonas adyacentes a ductos de ventilación, en desembarcos de escalera y en el piso del cuarto de máquinas.

2.3 Vigas peraltadas

Para luces libres de hasta 7.6 m se usarán vigas de 70cm de peralte, y para luces de hasta 5.8m, se usarán vigas de hasta 50 cm de peralte. Para el ancho de las vigas se usará 30 cm. Se buscará que el ancho de las vigas sea menor al de las columnas, para evitar congestión del refuerzo en los núcleos de la columna.

2.4 Vigas chatas

Las vigas chatas tendrán un peralte de 20cm, similar al de las losas. Se usarán alrededor de los ductos de ventilación.

2.5 Columnas

Se tiene dos tipos de columnas, para las laterales se usó la siguiente fórmula para estimar el área de la sección:

$$A = \frac{1.1 \times (1.4 \times P_m + 1.7 \times P_v)}{0.45 \times (f_c + \rho \times f_y)} = \frac{1.1 \times (1.4 \times 90 + 1.4 \times 22)}{0.45 \times (210 + 0.02 \times 4200)} = 1350 \text{ cm}^2$$

La fórmula funciona bien para columnas que no resisten momentos importantes, pero al tratarse de una columna lateral que recibe una viga con cargas importantes, la

formula se usará de manera referencial, y se tanteará con una sección de 40 cm x 40 cm.

Para la columna interior se usará una sección de 40 cm x 100 cm para aportar rigidez en la dirección Y. Es una columna sobredimensionada que recibirá las dos vigas que llegan en dirección del ducto de ventilación, de esta manera se evitará que una viga reciba otra viga, lo que simplifica los cálculos y genera menos incertidumbre.

2.6 Muros de corte

En la dirección X se dispondrán de 2 placas de 21.3m, que tomarán la mayor parte de la cortante sísmica. El espesor que se escogerá, será 20 cm.

En la dirección Y se tienen dos placas, ubicadas en el sector central, rodeando la escalera principal. La que forma parte del pozo del ascensor, tiene forma de U y un espesor de 25 cm. La otra placa tiene una longitud de 6.5m y un espesor de 30cm en los pisos típicos. Su sección se reducirá al llegar a la azotea, quedando una sección de 4m de longitud y 15cm de espesor.

Cuando se trabaje con espesores mayores o iguales a 20cm, se colocarán dos mallas de refuerzo, para espesores menores se usará solo una.

2.7 Verificación de las secciones adoptadas para cargas de gravedad

Se verificaron las secciones, usando únicamente cargas de gravedad. Para la viga peraltada con mayor luz, se estableció una sección de 35cm x 70cm. Para los aligerados se verificaron los asentamientos y se confirma que el espesor de 20cm es suficiente.

Las columnas laterales fueron obtenidas con una fórmula que consideraba cargas axiales amplificadas y momentos pequeños, y posteriormente dimensionada para resistir momentos alrededor del eje Y, y cargas de gravedad. La interior fue sobredimensionada para proporciona rigidez en Y, por lo que resistió a las cargas de gravedad.

2.8 **Planos de estructuración de planta**

A continuación, se muestran las imágenes de los planos de estructuración:

Figura 1: Planta del piso típico.

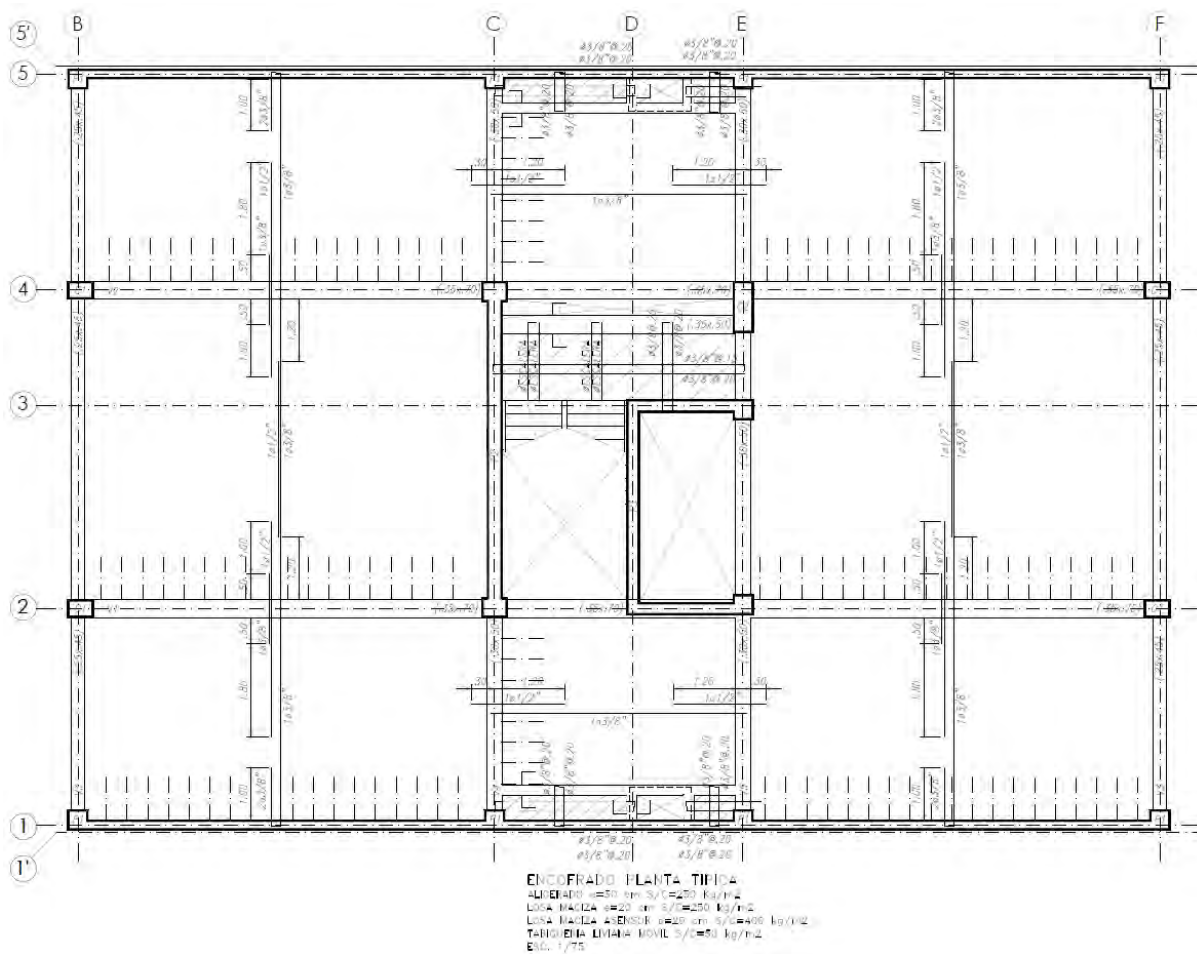
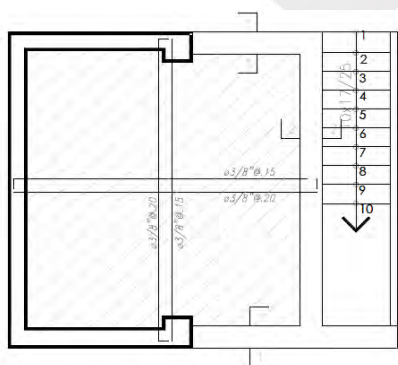
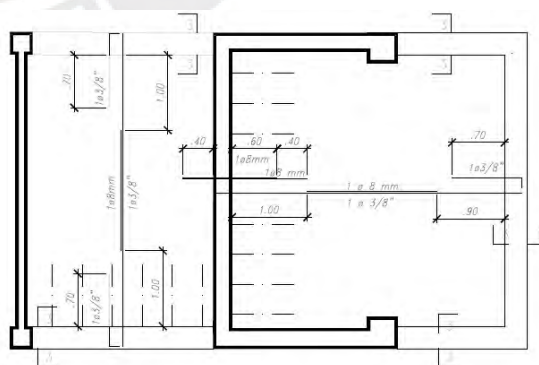


Figura 2: Planta y techo del cuarto de máquinas.



ENCOFRADO CUARTO DE MAQUINAS NPT+27.03
 LUSA MACIZA ø=20 cm 5/C=1000 Kg/m²
 ESC. 1/50



ENCOFRADO CUARTO DE MAQUINAS NPT+29.85
 ALICATADO ø=20 cm 3/C=100 Kg/m²
 ESC. 1/50

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1 Parámetros sísmicos de edificación de acuerdo a la Norma E.030

3.1.1 Zonificación

En base a sismos anteriores, se ha dividido el país en zonas sísmicas. A Lima le corresponde la Zona 4, que se extiende por toda la costa y presenta mayor riesgo de sismicidad.

$$\text{Zona4} \rightarrow Z = 0.45$$

3.1.2 Condiciones geotécnicas

De acuerdo a la velocidad con la que se propagan las ondas de sismo en el suelo, se definen los perfiles de suelo. A Lima le corresponde un suelo muy rígido con velocidades de propagación de ondas, solo superadas por los suelos compuestos por roca dura.

$$\text{Perfil S1} \rightarrow T_p = 0.4s, \quad T_L = 2.5s, \quad S = 1$$

3.1.3 Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente, es el factor de amplificación de la aceleración estructural con respecto al suelo. Depende de los periodos hallados con el perfil del suelo y del periodo fundamental de la estructura.

$$C = \text{Factor de amplificación sísmica}$$

3.1.4 Categorías de las edificaciones y factores de uso

La categoría de la edificación es de uso común, que corresponde a las edificaciones destinadas a oficinas. Para esta categoría se define el factor de uso.

$$\text{Categoría} = C \rightarrow \text{Factor de uso} = U = 1$$

3.1.5 Sistemas estructurales

La estructura es de concreto armado y se supondrá que al menos el 70% de la cortante en la base será tomada por los muros. Para este caso el sistema estructural que le corresponde es de Muros Estructurales.

Se define el coeficiente básico de reducción:

$$\text{Muros estructurales concreto armado} \rightarrow R_o = 6$$

3.1.6 Regularidad estructural

Se supondrá que el sistema es regular en planta, como en altura. Se definen los factores de irregularidad:

$$\text{Regular en planta} \rightarrow I_p = 1, \quad \text{Regular en altura} \rightarrow I_a = 1$$

3.1.7 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Se define como el producto del coeficiente básico de reducción por los factores de irregularidad de planta y altura.

$$R = R_o \times I_p \times I_a$$

3.2 Peso sísmico

Con ayuda de una hoja Excel se calculó el peso sísmico por piso. Estos valores se compararán con los encontrados usando el programa ETABS.

Tabla 1: Masa sísmica por piso usando EXCEL

	PESO (kg)	MASA (kg-s ² /m)	AREA (m ²)	PESO/AREA (kg/m ²)
PISO 7	217,404	22,161	315	690
PISO 6	311,314	31,734	315	988
PISO 5	311,314	31,734	315	988
PISO 4	311,314	31,734	315	988
PISO 3	311,314	31,734	315	988
PISO 2	311,314	31,734	315	988
PISO 1	318,632	32,480	315	1,011

Tabla 2: Masa sísmica por piso usando ETABS

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity							
Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m
Story7	D7	22622	22622	10.49	7.23	9.15	7.22
Story6	D6	32133	32133	10.5	7.24	9.12	7.22
Story5	D5	32133	32133	10.5	7.24	9.11	7.22
Story4	D4	32133	32133	10.5	7.24	9.08	7.22
Story3	D3	32133	32133	10.5	7.24	9.06	7.22
Story2	D2	32133	32133	10.5	7.24	9.03	7.2
Story1	D1	33006	33006	10.5	7.24	9.31	7.16

La masa encontrada en cada entrepiso es similar y ronda los 32,000 $\frac{kg-s^2}{m}$, lo que corresponde a un peso de 1,000 $\frac{kg}{m^2}$. El peso por unidad de área encontrado, se encuentra dentro de lo esperado para edificaciones comunes.

Se usó como coeficiente de reducción de carga viva, el que corresponde a edificaciones de categoría común.

$$CR = 0.25$$

3.3 Análisis de las irregularidades en planta y en altura

3.3.1 Irregularidades en altura

a. *Irregularidad de piso blando*

Se define la rigidez de entrepiso (K_i) que es el cociente entre la cortante de entrepiso (V_i) y el desplazamiento del centro de masa del diafragma (ΔCM). Si la rigidez de un entrepiso es menor al 70% del piso superior o menor al 80% del promedio de los tres superiores, entonces se presenta irregularidad en piso blando. No se presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 3: Análisis de irregularidad de piso blando en la dirección X e Y.

Dirección X										
regular		muros		Factor de determinación de desplazamiento		0.75 R	6			
inelástico							cumple ($k_i < 0.7k_{i+1}$)	cumple $k_i < 0.8(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3})/3$	es irregular si se cumple alguna condición	
piso	hpiso (m)	V_i (kg)	ΔCM (mm)	CMe (mm)	CMe (mm)	K_i (kg/mm)				
PISO 7	3.6	74,360	2.60	0.37	1.66	44,903				
PISO 6	3.6	165,190	2.23	0.40	1.81	91,089	no		regular	
PISO 5	3.6	241,220	1.82	0.42	1.90	126,724	no		regular	
PISO 4	3.6	302,460	1.40	0.42	1.89	160,032	no	no	regular	
PISO 3	3.6	348,900	0.98	0.39	1.76	197,789	no	no	regular	
PISO 2	3.6	380,550	0.59	0.34	1.51	251,687	no	no	regular	
PISO 1	4.1	397,860	0.25	0.25	1.14	349,460	no	no	regular	

Dirección Y										
regular		muros		Factor de determinación de desplazamiento		0.75 R	6			
inelástico							cumple ($k_i > 0.7k_{i+1}$)	cumple $k_i > 0.8(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3})/3$	es irregular si no se cumple alguna condición	
piso	hpiso (m)	V_i (kg)	ΔCM (mm)	CMe (mm)	CMe (mm)	K_i (kg/mm)				
PISO 7	3.6	55,400	17.65	2.78	12.51	4,428				
PISO 6	3.6	122,860	14.87	2.95	13.27	9,258	no		regular	
PISO 5	3.6	179,120	11.92	3.03	13.64	13,132	no		regular	
PISO 4	3.6	224,220	8.89	2.97	13.35	16,799	no	no	regular	
PISO 3	3.6	258,230	5.92	2.67	12.01	21,508	no	no	regular	
PISO 2	3.6	281,220	3.26	2.10	9.43	29,816	no	no	regular	
PISO 1	4.1	293,630	1.16	1.16	5.22	56,251	no	no	regular	

b. Irregularidad de resistencia

Para evitar los cambios bruscos de resistencia entre los entrepisos, se compara cada entrepiso con el inmediato superior, si la resistencia de alguno es menor al 80% del entrepiso superior entonces se considera que hay irregularidad de resistencia. En este caso se tiene una planta típica, así que los elementos resistentes permanecerán constantes en cada entrepiso. Por lo que no se presenta irregularidad de resistencia.

c. Irregularidad de masa

Existe irregularidad de masa cuando un entrepiso tiene una masa mayor al 150% de un piso adyacente. No se cumplen las condiciones, por lo que no se presenta irregularidad de masa.

Tabla 4: Análisis de irregularidad de masa en las direcciones X e Y.

piso	m_i (kg.s ² /m)	cumple ($m_i > 1.5m_{i-1}$ ó $m_i > 1.5m_{i+1}$)	es irregular si se cumple alguna condicion
PISO 7	22,622		
PISO 6	32,133	no	regular
PISO 5	32,133	no	regular
PISO 4	32,133	no	regular
PISO 3	32,133	no	regular
PISO 2	32,133	no	regular
PISO 1	33,006	no	regular

c. Irregularidad geométrica vertical

Existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión en planta de la estructura sismorresistente es mayor al 130% de dimensión del piso adyacente. En este caso se tiene una planta típica por lo que las dimensiones en planta son las mismas en cada entrepiso. Por lo que no se presenta irregularidad geométrica vertical.

d. Irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes

Se analiza los elementos resistentes de cada entrepiso, solo los que resisten más del 10% de cortante de entrepiso. Si hay un desalineamiento de los ejes verticales del elemento mayor al 25% de su dimensión, califica como irregular.

En este caso los muros son constantes en cada entrepiso y no presentan desalineamiento vertical así que no se presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

3.3.2 Irregularidades en planta

a. Irregularidad torsional

Para que exista irregularidad torsional se deben cumplir ambas condiciones. No hay Irregularidad torsional.

Tabla 5: Análisis de irregularidad torsional en las direcciones X e Y.

Dirección X										es irregular		
regular										si no		
Factor de determinación de desplazamientos laterales										cumple		
0.75 R										deriva <		
muros										cumple		
6										ambas		
deriva permisible para conrc										condicio		
0.007										nes		
desplazamientos inelásticos										cumple		
										deriva <		
										1.3Δe		
										prom		
										permitida		
										nes		
piso	hpiso (m)	Δ max (mm)	Δ prom (mm)	Δe max (mm)	Δe prom (mm)	Δe max (mm)	Δe prom (mm)	1.3Δe prom	deriva	si	si	regular
PISO 7	3.6	2.85	2.60	0.40	0.37	1.81	1.66	2.16	0.001	si	si	regular
PISO 6	3.6	2.45	2.23	0.44	0.40	1.99	1.81	2.36	0.001	si	si	regular
PISO 5	3.6	2.01	1.82	0.46	0.42	2.08	1.90	2.47	0.001	si	si	regular
PISO 4	3.6	1.54	1.40	0.46	0.42	2.07	1.89	2.46	0.001	si	si	regular
PISO 3	3.6	1.08	0.98	0.43	0.39	1.94	1.77	2.30	0.001	si	si	regular
PISO 2	3.6	0.65	0.59	0.37	0.34	1.66	1.51	1.97	0.000	si	si	regular
PISO 1	4.1	0.28	0.25	0.28	0.25	1.26	1.14	1.48	0.000	si	si	regular

Dirección Y										es irregular		
regular										si no		
Factor										cumple		
0.75										deriva <		
muros										cumple		
R										ambas		
6										condicio		
deriva permisible para conrc										nes		
0.007												
desplazamientos inelásticos										cumple		
										deriva <		
										1.3Δe		
										prom		
										permitida		
										nes		
piso	hpiso (m)	Δ max (mm)	Δ prom (mm)	Δe max (mm)	Δe prom (mm)	Δe max (mm)	Δe prom (mm)	1.3Δe prom	deriva	si	no	regular
PISO 7	3.6	18.44	17.66	2.88	2.78	12.96	12.51	16.27	0.004	si	no	regular
PISO 6	3.6	15.56	14.88	3.07	2.95	13.80	13.28	17.26	0.004	si	no	regular
PISO 5	3.6	12.50	11.93	3.16	3.03	14.20	13.64	17.74	0.004	si	no	regular
PISO 4	3.6	9.34	8.89	3.10	2.97	13.93	13.35	17.35	0.004	si	no	regular
PISO 3	3.6	6.25	5.93	2.79	2.67	12.56	12.02	15.62	0.003	si	si	regular
PISO 2	3.6	3.46	3.26	2.21	2.10	9.93	9.43	12.26	0.003	si	si	regular
PISO 1	4.1	1.25	1.16	1.25	1.16	5.62	5.22	6.79	0.001	si	si	regular

b. Irregularidad de esquinas entrantes

Se compara las dimensiones de la esquina entrante con la planta, si simultáneamente se cumple que las dimensiones de la esquina entrante son mayores al 20% de las dimensiones en planta, entonces califica como irregular. En este caso no hay esquinas entrantes por lo que no hay irregularidad de esquinas entrantes.

c. Irregularidad de diafragma

Hay irregularidad cuando el área de las aberturas es mayor al 50% del área total del piso. También existe irregularidad cuando en una sección transversal del entrepiso, el área neta es menor al 25% del área total de la sección transversal.

El área neta es el área total de la sección trasversal menos el área de las aberturas. No se cumple ninguna de las condiciones, por lo que no se presenta irregularidad de diafragma

Tabla 6: Análisis de irregularidad de diafragma

entrepiso típico			
dimension horizontal del diafragma (m)		21.2	
dimension vertical del diafragma (m)		14.7	
analisis seccion en planta del diafragma			
analisis de aberturas			
abertura de ventilacion area 1 (m2)	4.5 x 0.4 =	1.8	cumple (area total de aberturas) < (50% area bruta del diafragma)
abertura de ascensor area 2 (m2)	1.9 x 3.6 =	6.8	
area total de aberturas (m2)	1.8 + 6.8 =	8.6	
analisis del diafragma de entrepiso			
Area bruta (m2)	21.2 x 14.7 =	311.6	si
50% del area bruta (m2)	0.5 x 311.6 =	155.8	
analisis seccion transversal del diafragma			
el espesor del diafragma es constante, se asume un espesor = 1			
eje x			
la seccion analizada se encuentra entre el eje 3 y 4			cumple (area neta) > (25% area total de la seccion transversal)
area neta de la seccion transversal	(21.2 - 4.45) ;	16.8	
area total de la seccion transversal	21.2 x 1 =	21.2	
eje y			
la seccion analizada se encuentra entre el eje D y F			cumple (area neta) > (25% area total de la seccion transversal)
area neta	14.7 - 3.6 - 0.	10.7	
area total de la seccion transversal	14.7 x 1 =	14.7	

3.4 Procedimientos de análisis sísmico e hipótesis básicas

Hay dos procedimientos de análisis sísmico, el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral.

3.4.1 Análisis Estático

a. *Generalidades*

Se permite usar exclusivamente este análisis en las edificaciones ubicadas en la Zona 1, y en las demás zonas cuando se cumplan ciertos parámetros. En caso del presente trabajo, se cumplen con las condiciones, por lo que se podría usar sólo este análisis para estimar el comportamiento sísmico de la estructura.

altura menor a 30m → cumple, estructura regular → cumple

Es necesario usarlo siempre, debido a que la cortante en la base sirve para obtener la cortante mínima del método dinámico.

b. *Fuerza cortante en la base*

La fuerza cortante en la base, en cada dirección se calcula con:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P, \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

c. *Distribución de la fuerza sísmica en la altura*

Las fuerzas sísmicas en cada entrepiso y en cada dirección se calcula con:

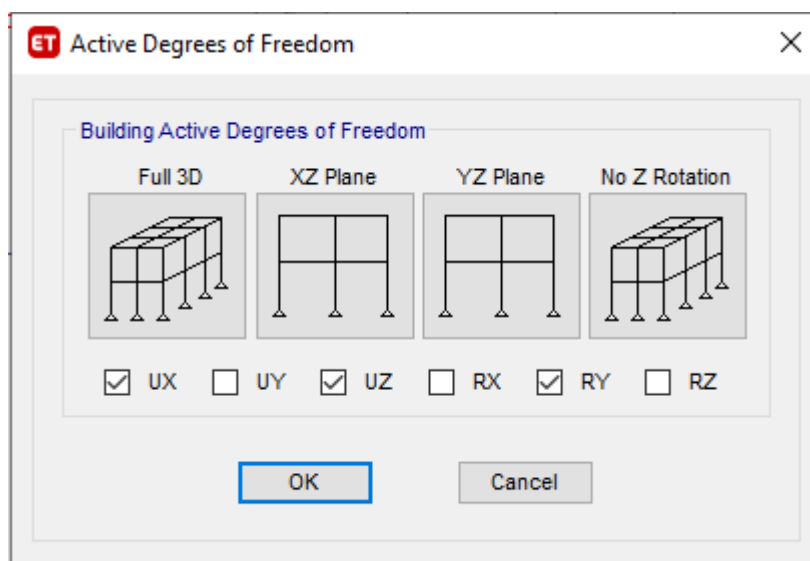
$$F_i = \alpha_i \times V, \quad \alpha_i = \frac{P_i \times h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j \times h_j^k}$$

$$Si : T \leq 0.5s \rightarrow k = 1.0, T > 0.5s \rightarrow k = (0.75 + 0.5 \times T) \leq 2$$

d. *Periodo fundamental de vibración*

Se calculará el periodo fundamental de vibración realizando un análisis dinámico de traslación pura. Cuando se analiza en la dirección X se restringirán los grados de libertad de la estructura de la siguiente manera:

Figura 3: Grados de libertad para el análisis en la dirección X.



e. Excentricidad accidental

Cuando se tiene diafragmas rígidos en cada entrepiso, se considera una excentricidad accidental. El momento generado en cada entrepiso se calcula con:

$$M_i = F_i \times e_i$$

donde:

$e = 0.05$ veces la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de análisis.

3.4.2 Análisis Dinámico

a. Generalidades

Se trabaja con un espectro dinámico de aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

Los resultados obtenidos para cada periodo se combinan utilizando el criterio de combinación cuadrática completa.

Se trabaja con una cortante mínima en la base, que es igual a un porcentaje de la cortante hallada con el método estático. Si es necesario, se escalan las fuerzas de tal manera que se cumpla con el valor de la cortante mínima.

$$V_{min} = 0.8 \times V_{estatica}$$

b. *Excentricidad accidental*

Cuando se tiene diafragmas rígidos en cada entrepiso, se considera una excentricidad accidental. Esta tendrá un valor igual a 0.05 veces la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de análisis.

3.5 Modos de vibración de la estructura

3.5.1 Análisis Estático

Se calculan los periodos, usando el análisis dinámico traslacional (restringiendo los grados de libertad). Se asume que el 100% de la masa participante actúa en un solo modo de vibración.

En la dirección X se obtiene como periodo:

$$T = 0.181s, \quad \text{Masa participante} = 73\%$$

En la dirección Y se obtiene como periodo:

$$T = 0.544s, \quad \text{Masa participante} = 70\%$$

3.5.2 Análisis Dinámico

Se analizan 3 grados de libertad por piso, para un total de 21 modos de vibración. Las fuerzas internas, desplazamientos y otros resultados, obtenidos de cada modo, son combinadas, para obtener un promedio, que represente a todos los modos de vibración.

En cada dirección, se deben tomar en consideración, como mínimo, los modos que sumen por lo menos el 90% de la masa efectiva, pero no menos de tres modos por dirección. La combinación fue calculada con el programa ETABS, que combino los resultados de los 21 modos de vibración.

A continuación, se muestran los periodos y porcentajes de participación, de los principales modos (de un total de 21).

Tabla 7: Principales modos, periodos y porcentajes de participación de las masas.

Case	Mode	Period sec	UX	SumUX	UY	SumUY	RZ	SumRZ
modal sismo	1	0.543	0.0000	0.0000	0.7064	0.7064	0.0006	0.0060
modal sismo	2	0.193	0.0004	0.0004	0.0003	0.7067	0.7563	0.7569
modal sismo	3	0.181	0.7405	0.7409	0.0000	0.7067	0.0005	0.7574
modal sismo	4	0.129	0.0000	0.7409	0.1838	0.8955	0.0001	0.7575
modal sismo	5	0.063	0.0002	0.7411	0.0377	0.9332	0.0025	0.7600
modal sismo	6	0.056	0.0002	0.7413			0.1529	0.9128
modal sismo	7	0.052	0.0159	0.9005				

Los modos 1 y 3 corresponden a modos predominantemente traslacionales y el modo 2 a uno rotacional. El periodo encontrado en la dirección Y ($T = 0.543s$) es muy parecido al encontrado en el análisis estático ($T = 0.544s$). En la dirección X el periodo coincide ($T = 0.181s$).

3.6 Cortante basal

Es la fuerza cortante que actúa en el primer entrepiso, se calcula de la siguiente manera:

3.6.1 Análisis Estático

En la dirección X:

$$T_p = 0.4s, \quad T_L = 2.5s, \quad T = 0.181s, \quad R = 6$$

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5, \quad \frac{C}{R} = 0.417$$

$$Z = 0.45, \quad S = 1, \quad U = 1 \rightarrow Z \times S \times U \times \frac{C}{R} = 0.188$$

$$\text{Peso sismico} = 2\,122\text{ton} \rightarrow V_{\text{basal}} = 2\,122 \times 0.188 = 398\text{ ton}$$

En la dirección Y

$$T_p = 0.4s, \quad T_L = 2.5s, \quad T = 0.542s, \quad R = 6$$

$$T_L > T > T_p \rightarrow C = 1.845, \quad \frac{C}{R} = 0.3075$$

$$Z = 0.45, \quad S = 1, \quad U = 1 \rightarrow Z \times S \times U \times \frac{C}{R} = 0.1384$$

$$\text{Peso sismico} = 2\,122\text{ton} \rightarrow V_{\text{basal}} = 294\text{ ton}$$

3.6.2 Análisis Dinámico

En la dirección X e Y:

$$T_{px} = T_{py} = 0.4s, \quad T_{Lx} = T_{Ly} = 2.5s,$$

$$R_{ox} = R_{oy} = 6, \quad I_a = 1, \quad I_p = 1 \rightarrow R_x = R_y = 6$$

$$Z = 0.45, \quad S = 1, \quad U = 1, \rightarrow \frac{Z \times U \times S}{R_x} = \frac{Z \times U \times S}{R_y} = 0.075$$

Se construye el espectro de pseudo aceleraciones. En base a los periodos se hallan los valores de aceleración espectral.

$$Si: T = 0.1 \rightarrow C = 2.5, \frac{Z \times U \times S \times C}{R} = 0.1875, Sa = 1.839 \frac{m}{s^2}$$

Se continúan tabulando los valores de T, hasta obtener la curva del espectro. Que será la misma para ambas direcciones.

Ingresando el espectro en el programa ETABS, se obtienen las cortantes de entrepiso para cada dirección:

En la dirección X:

$$V_{basal} = 312 \text{ ton}$$

En la dirección Y:

$$V_{basal} = 229 \text{ ton}$$

3.7 Amplificación de fuerzas sísmicas

Se calcula el factor de reducción de la cortante:

$$Regular \rightarrow Fr = 0.8$$

En la dirección X:

$$V_{basal \text{ estatica}} = 398 \text{ ton},$$

$$V_{basal \text{ min dinamica}} = fr \times V_{basal \text{ estatica}} = 318 \text{ ton}$$

$$V_{basal \text{ dinamica}} = 312 \text{ ton}$$

$$\text{Factor de amplificacion de fuerzas sismicas} = \frac{V_{basal \text{ min dinamica}}}{V_{basal \text{ dinamica}}} = 1.022$$

En la dirección Y:

$$V_{\text{basal estatica}} = 294 \text{ ton},$$

$$V_{\text{basal min dinamica}} = fr \times V_{\text{basal estatica}} = 235 \text{ ton}$$

$$V_{\text{basal dinamica}} = 229 \text{ ton}$$

$$\text{Factor de amplificacion de fuerzas sismicas} = \frac{V_{\text{basal min dinamica}}}{V_{\text{basal dinamica}}} = 1.024$$

3.8 Control de derivas de entrepiso

Se busca que las derivas sean menores a la deriva máxima permitida para edificaciones de concreto armado. Las menores derivas se muestran en el eje X, debido a la mayor densidad de placas. Todas cumplen con los requisitos mencionados en la Norma. Fueron calculadas con los resultados obtenidos del análisis dinámico.

$$\text{deriva max} = 0.007$$

Tabla 8: Control de derivas en la dirección X e Y.

Dirección X								
regular		muros						
Factor de determinacion de desplazamientos laterales		0.75 R						6
		regimen inelastico						
piso	h _{piso} (m)	Δ max (mm)	Δe max (mm)	Δ max (mm)	Δe max (mm)	deriva		
PISO 7	3.60	2.352	0.349	10.584	1.571	0.0004		
PISO 6	3.60	2.003	0.374	9.014	1.683	0.0005		
PISO 5	3.60	1.629	0.386	7.331	1.737	0.0005		
PISO 4	3.60	1.243	0.378	5.594	1.701	0.0005		
PISO 3	3.60	0.865	0.349	3.893	1.571	0.0004		
PISO 2	3.60	0.516	0.295	2.322	1.328	0.0004		
PISO 1	4.10	0.221	0.221	0.995	0.995	0.0002		

Dirección Y								
regular		muros						
Factor de determinacion de desplazamientos laterales		0.75 R						6
		regimen inelastico						
piso	h _{piso} (m)	Δ max (mm)	Δe max (mm)	Δ max (mm)	Δe max (mm)	deriva		
PISO 7	3.60	15.155	2.468	68.198	11.106	0.0031		
PISO 6	3.60	12.687	2.582	57.092	11.619	0.0032		
PISO 5	3.60	10.105	2.612	45.473	11.754	0.0033		
PISO 4	3.60	7.493	2.518	33.719	11.331	0.0031		
PISO 3	3.60	4.975	2.241	22.388	10.085	0.0028		
PISO 2	3.60	2.734	1.751	12.303	7.880	0.0022		
PISO 1	4.10	0.983	0.983	4.424	4.424	0.0011		

3.9 Comparación entre los diversos análisis estáticos y dinámicos

Las resultantes y desplazamientos encontrados son menores en el análisis dinámico, debido a que se utiliza un modelo más preciso. Este incluye todos los modos principales de vibración, y no solo uno como el calculado usando el método estático.

3.9.1 Análisis Estático

En la dirección X:

Desplazamiento maximo en el piso7 = 1.3cm

Cortante basal = 398 ton

En la dirección Y:

Desplazamiento maximo en el piso7 = 8.3cm

Cortante basal = 294 ton

3.9.2 Análisis Dinámico

En la dirección X:

Desplazamiento maximo en el piso7 = 1.06cm

Cortante basal = 312 ton

En la dirección Y:

Desplazamiento maximo en el piso7 = 6.8cm

Cortante basal = 229 ton

3.10 Desplazamientos máximos y junta sísmica

Se debe cumplir:

$$s \geq 0.006h \geq 3cm, \quad s \geq \frac{2}{3} \times (\Delta_1 + \Delta_2)$$

$$s_{L1} \geq \frac{2}{3} \Delta_1, \quad s_{L1} \geq \frac{s}{2}$$

En la dirección Y:

$$.h = 2570 \text{ cm}, \Delta_1 = 6.8 \text{ cm}$$

$$s \geq 0.006h \geq 15.4 \text{ cm}$$

$$s_{L1} \geq \frac{2}{3} \Delta_1 \geq 4.5 \text{ cm} , \quad s_{L1} \geq \frac{s}{2} \geq 7.7 \text{ cm} \rightarrow s_{L1} = 8 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

La junta de separación sísmica, dentro del terreno de la edificación, tendrá un espesor de 10 cm en la dirección Y. En la dirección X no se necesita junta sísmica, debido a que colinda con la Avenida y con el área destinada a estacionamientos.



CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS

4.1 Losa maciza M1

4.1.1 Modelo de análisis

La losa maciza M1 se encuentra en el tramo central y formara parte de la escalera. Tiene forma rectangular con luces libres de 4.5m y 1.26m, y está rodeada en 3 de sus bordes por vigas peraltadas y muros, la relación entre sus lados es mayor a dos por lo que no se puede usar el método de los coeficientes de la norma. Al tratarse de una losa pequeña se analizará en cada dirección por separado.

Se diseñará usando el método de los coeficientes, considerando una sección de 20 cm de espesor y 100cm de ancho, con momentos de empotramientos aproximados de $\frac{w \times Ln^2}{12}$ en la unión con la placa y $\frac{w \times Ln^2}{24}$ en la unión con la viga.

4.1.2 Metrado de cargas

Las cargas usadas son calculadas con el metrado de una franja de 100 cm de ancho:

CM:	pp	0.2*2400=	480
	p.term.	=	100
CV:	s/c (escalera)	=	400
Wm=		580 Kg/m por franja	
Wv=		400 Kg/m por franja	
Wu = 1.4(208)+1.7(120) =		1492 Kg/m por franja	
Wserv = 208+120 =		980 Kg/m por franja	

Con la carga distribuida por unidad de longitud, se calculan los máximos momentos de carga muerta y carga viva. Se usará la carga amplificada por los factores de 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva.

4.1.3 Diseño por flexión

$$f_c = 210 \text{ kg} \times \text{cm}^2, \quad b_w = 100 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}, \quad f_y = 4200 \text{ kg} \times \text{cm}^2,$$

$$h = 20 \text{ cm}, \quad \varepsilon_{cu} = 0.003, \quad \varepsilon_y = 0.0021$$

$$A_{s_{min}^-} = \frac{0.7 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d}{f_y} = 4.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}^+} = 0.0018 \times b_w \times h = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$c_b = \frac{\varepsilon_{cu} \times d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 10 \text{ cm} \rightarrow A_{s_{max}} = \frac{0.75 \times \beta \times c_b \times 0.85 \times f_c \times b_w}{f_y} = 27.09 \text{ cm}^2$$

En la dirección larga, empotramientos en la placa P2 y la viga V5 de 30cmx50cm:

$$L_n = 4.5 \text{ m}, \quad w_u = 1490 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{-izq}^- = \frac{w_u \times L_n^2}{12} = 2520 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$M_{-der}^- = \frac{w_u \times L_n^2}{24} = 1260 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$M^+ = \frac{M_{-izq}^- + M_{-der}^-}{2} - \frac{w_u \times L_n^2}{8} = 1890 \text{ kg} \times \text{m}$$

Con los momentos últimos se calculan las áreas de acero requerido, para después escoger las varillas de refuerzo.

Tabla 9: Momentos y acero suministrado losa maciza M1 (dirección larga).

	Mneg	Mpos	Mneg
Mm (kg.m)	980	734	490
Mv (kg.m)	675	506	338
Mservicio (kg.m)	1655	1240	828
1.4m + 1.7v (kg.m)	2520	1890	1260
As requerido (cm ²)	4.03	3.00	1.99
As suministrado (cm ²)	4.73	3.55	4.73
As adicional (%)	17%	18%	138%
Varillas	3/8"@15cm	3/8"@20cm	3/8"@15cm

En la dirección corta, empotramientos en la placa P3 y la viga de 30cmx50cm:

$$L_n = 1.26 \text{ m}, \quad w_u = 1490 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M^{-izq} = \frac{wu \times Ln^2}{12} = 200 \text{ kg} \times m$$

$$M^{-der} = \frac{wu \times Ln^2}{24} = 100 \text{ kg} \times m$$

$$M^+ = \frac{M^{-izq} + M^{-der}}{2} - \frac{wu \times Ln^2}{8} = 150 \text{ kg} \times m$$

Con los momentos últimos, se calculan las áreas de acero requerido, para después escoger las varillas de refuerzo.

Tabla 10: Momentos y acero suministrado losa maciza M1 (dirección corta).

	Mneg	Mpos	Mneg
Mm (kg.m)	77	58	38
Mv (kg.m)	53	40	26
Mservicio (kg.m)	130	98	64
1.4m + 1.7v (kg.m)	200	150	100
As requerido (cm ²)	0.31	0.23	0.16
As suministrado (cm ²)	3.55	3.55	3.55
As adicional (%)	1045%	1444%	2119%
Varillas	3/8"@20cm	3/8"@20cm	3/8"@20cm

El acero negativo suministrado excede el 1.3 del acero requerido y es menor al As_{min}^-

4.1.4 Diseño por cortante

En una losa maciza, la fuerza cortante amplificada es resistida en su totalidad por la sección de concreto. La sección tiene una resistencia que en la mayoría de casos bastará para tomar el íntegro de la cortante amplificada.

La resistencia de la losa maciza es:

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{fc} \times bw \times d = 11\,100 \text{ kg}$$

La cortante amplificada por la combinación de gravedad se puede calcular a una distancia igual al peralte de la cara. La cortante última a 0.17m de la cara del apoyo es 4000 Kg aproximadamente. La sección será suficiente para resistir la cortante.

4.1.5 Fisuración

Se analizará el tramo largo de la losa, donde se encuentran los mayores momentos. El momento de agrietamiento, considerando la sección bruta se calcula así:

$$f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}, bw = 100cm, h = 20cm$$

$$f_r = 2 \times \sqrt{f_c} = 29 \frac{kg}{cm^2}, \quad I_g = \frac{bw \times h^3}{12} = 66\,670 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{0.5 \times h} = 1930 \text{ kg} \times m$$

Para las cargas de servicio el momento máximo se encuentra en el apoyo con la placa P2, y tiene un valor de $1655 \text{ kg} \times m$, menor al momento de agrietamiento. Por lo que se concluye que la sección no se agrietara para cargas de servicio.

4.1.6 Deflexión

Se trabajará con las inercias agrietadas de las secciones a lo largo del elemento. La inercia efectiva será el promedio ponderado de las inercias ubicadas en la sección de momento negativo izquierdo, derecho, y la sección de momento positivo central. A la inercia del tramo central se le dará un peso doble debido a su importancia.

Se calcula la deflexión inmediata debido a la carga muerta y carga viva.

Para el cálculo de la deflexión diferida se estima que la carga permanente tendrá una duración de 5 años o más.

La losa no soporta elementos susceptibles de sufrir daño por las deflexiones. Para estos elementos la Norma fija un valor para la máxima deflexión permitida. Este valor es el cociente entre la luz libre del elemento y 360.

$$\Delta_{lim} = \frac{Ln}{360} = \frac{450}{360} = 1.3cm$$

La deflexión considerada será, únicamente, la deflexión inmediata de carga viva. El valor obtenido es de 0.49cm, valor menor al límite establecido, por lo que no se presentan problemas con las deflexiones.

$$n = 9.1, \quad d' = 3 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}, \quad E_c = 220\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \frac{cv}{cm} = 0.69$$

$$I_{cr} = \frac{bw \times c^3}{3} + (2 \times n - 1) \times A_{s'} \times (c - d')^2 + n \times A_s \times (d - c)^2$$

$$I_{cr^{-}izq} = I_{cr^{-}der} = 8780 \text{ cm}^4, \quad I_{cr^{+}centro} = 7230 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr^{-}izq} + 2 \times I_{cr^{+}centro} + I_{cr^{-}der}}{4} = 8\,000 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i \text{ cm} = \frac{5 \times L n^2}{48 \times E_c \times I_{ef}} \times (M m^+ - 0.1 \times (M m^{-}izq + M m^{-}der)) = 0.71 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ cv} = \frac{cv}{cm} \times \Delta i \text{ cm} = 0.49 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{considerada} = \Delta i \text{ cv} = 0.49 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{considerada} < \Delta \text{lim}$$



4.2 Aligerado A1

4.2.1 Modelo de análisis

El aligerado A1 está apoyado en los extremos, en muros de 20 cm de espesor, que serán modelados como columnas empotradas en los entrepisos. Se está considerando, que solo una franja de 40 cm del muro, apoya a la vigueta del aligerado.

Los apoyos centrales se apoyan en vigas y serán considerados como apoyos simples.

Tiene 03 tramos con longitudes de 4.2m, 5.8 y 4.2.

Figura 4: Modelo de análisis del aligerado A1



El aligerado fue ingresado al programa ETABS como una sección T y todos los elementos no tienen peso propio. Este será ingresado como carga. Los momentos serán calculados usando los momentos de inercia de las secciones.

4.2.2 Metrado de cargas

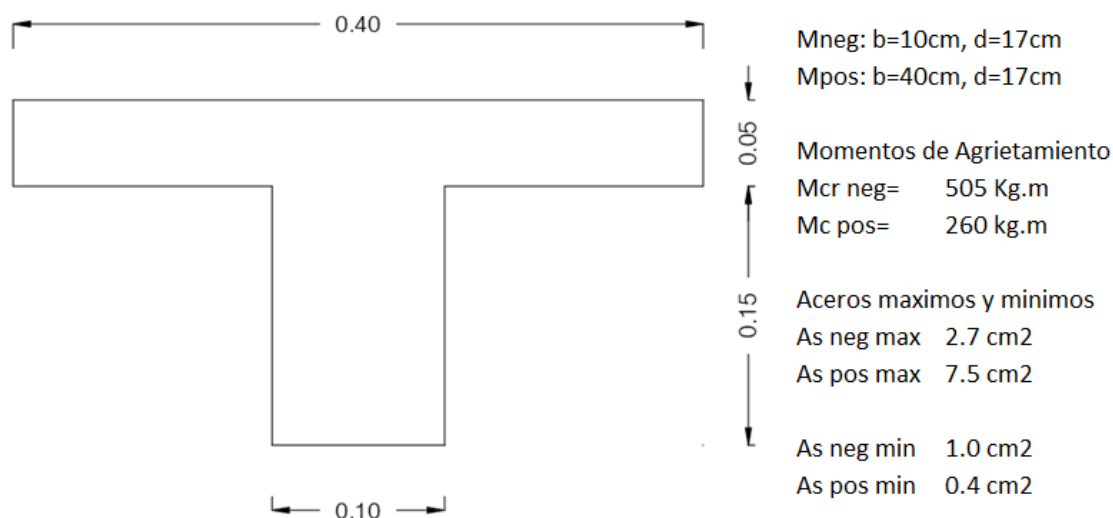
Las cargas usadas son calculadas con el metrado de una vigueta del aligerado:

CM:	pp alig.	$300 \cdot 0.4 =$	120
	p.term.	$100 \cdot 0.4 =$	40
CV:	s/c (oficina)	$250 \cdot 0.4 =$	100
	tab liv	$50 \cdot 0.4 =$	20
Wm=			160 Kg/m por vigueta
Wv=			120 Kg/m por vigueta
Wu =	$1.4(160) + 1.7(120) =$		428 Kg/m por vigueta
Wserv =	$160 + 120 =$		280 Kg/m por vigueta

Con la carga distribuida por unidad de longitud se calculan los máximos momentos de carga muerta y carga viva. Se usará la carga amplificada por los factores de 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva.

4.2.3 Diseño por flexión

Figura 5: Sección del aligerado A1.



Con los momentos últimos se calculan las áreas de acero requerido, para después escoger las varillas de refuerzo.

Tabla: Momentos y acero suministrado aligerado A1.

	Mneg	Mpos	Mneg	Mpos
Mm (kg.m)	90	70	370	320
Mv (kg.m)	180	130	300	290
Mservicio (kg.m)	270	200	670	610
1.4m + 1.7v (kg.m)	430	320	1030	940
As requerido (cm ²)	0.70	0.52	1.84	1.50
As suministrado (cm ²)	1.42	0.71	2.00	2.00
As adicional (%)	103%	37%	9%	33%
Varillas	2ø3/8"	1ø3/8"	1ø1/2"+1ø3/8"	1ø1/2"+1ø3/8"

4.2.4 Diseño por cortante

En un aligerado la fuerza cortante amplificada es resistida en su totalidad por la sección de concreto. La sección tiene una resistencia reducida que en la mayoría de casos bastará para tomar el íntegro de la cortante amplificada. En caso de que la cortante sobrepase la resistencia, se usarán ensanches.

En los ensanches se quitan ladrillos de relleno y se reemplazan por concreto, aumentando la sección que resiste cortante. Se asume que las alas no aportan resistencia, solo lo hace el alma. Son ensanches alternados cuando se alterna el relleno y corridos, cuando se llenan todos.

La resistencia reducida para un aligerado de 20cm de altura es de 1220 kg aproximadamente. La cortante amplificada por la combinación de gravedad se puede calcular a una distancia igual al peralte de la cara.

Se calculará la cortante en el segundo tramo porque tiene mayor luz. La cortante última a 0.17m de la cara del apoyo es 1090 Kg aproximadamente.

Al tener una resistencia mayor a la carga, no es necesario usar ensanches.

4.2.5 Fisuración

El control de fisuración es importante para fines de apariencia, para evitar corrosión en el acero de refuerzo y en el caso de estructuras que contengan líquidos, para dar impermeabilidad al elemento.

Se analizará la sección para momento positivo central del segundo tramo. Aquí se tiene la mayor luz (5.8m) y se espera la mayor deflexión.

La sección del aligerado sin considerar el refuerzo tiene un momento de agrietamiento para momento positivo de 260 Kg-m. Al haber un momento debido a cargas de servicio de 610 Kg-m, se concluye que la sección se agrieta.

Se calcula el esfuerzo del acero en tracción. Corresponde a 2260 Kg/cm², muy por debajo de los 4200 Kg/cm² necesarios para llegar a la fluencia.

La norma E.060 del 2009, no mide el ancho de grieta directamente, sino que utiliza el parámetro Z que para condiciones de exposición interior es $31\ 000\ \text{Kg/cm}^2$.

Con una sección agrietada transformada y considerando que solo el acero trabaja en tracción y el concreto no tiene aporte, se calcula el parámetro Z de la sección. Se verifica entonces que el diseño cumple con lo dispuesto.

$$1\ \emptyset\ 1/2'' \rightarrow A_{s1} = 1.29, \quad n_1 = 1, \quad y_2 = 2.64$$

$$1\ \emptyset\ 3/8'' \rightarrow A_{s2} = 0.71, \quad n_1 = 1, \quad y_2 = 2.48$$

$$X = \frac{\sum A_{s_i} \times n_i \times y_i}{\sum A_{s_i}} = 2.6\ \text{cm}$$

$$rec = 2\ \text{cm}, \quad \emptyset\ 3/8'' = 0.95\ \text{cm}$$

$$dc = rec + \frac{\emptyset\ 3/8''}{2} = 2.5\ \text{cm}$$

$$N_{barras} = \frac{\sum A_{s_i}}{\max(A_{s1}, A_{s2})} = 1.55$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times X \times bw}{N_{barras}} = 134\ \text{cm}^2$$

$$M_{pos} \rightarrow n = 9.1, M_s = 610\ \text{kg} \times m, d = 17\ \text{cm}, c = 3.5\ \text{cm}, I_{cr} = 3310\ \text{cm}^4$$

$$f_s = \frac{n \times M_{serv} \times (d - c)}{I_{cr}} = 2\ 260\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc \times A_{ct}} = 15\ 690$$

$$Z < Z_{max}$$

4.2.6 Deflexión

Se analizará la sección de momento positivo del 2do tramo. Aquí se espera que haya la mayor deflexión.

Al ser un tramo interior de una viga se cuentan con momentos de inercia importantes en los extremos. Se trabajará con las inercias agrietadas de las secciones a lo largo del elemento. La inercia efectiva será el promedio ponderado de las inercias ubicadas en

la sección de momento negativo izquierdo, derecho, y la sección de momento positivo central. A la Inercia del tramo central se le dará un peso doble debido a su importancia. Se calcula la deflexión inmediata debido a la carga muerta y carga viva.

Para el cálculo de la deflexión diferida se estima que la carga permanente tendrá una duración de 5 años o más.

Como los aligerados van a soportar tabiquería ligera de drywall, se concluye que no soportan elementos susceptibles de sufrir daño por las deflexiones. Para estos elementos la Norma fija un valor para la máxima deflexión permitida. Este valor es el cociente entre la luz libre del elemento entre 240.

$$\Delta_{lim} = \frac{Ln}{240} = \frac{580}{240} = 2.4 \text{ cm}$$

La deflexión total será la suma de las deflexiones inmediata de carga viva, diferida de carga muerta y el treinta por ciento de la diferida de carga viva. El valor obtenido es de 3.63 cm, valor mayor al límite permitido. Para compensar esto se usará una contra flecha de 2 cm que compensará las deflexiones de carga muerta. Al hacer esto la deflexión del tramo central disminuye a 1.63 cm, que está por debajo del límite.

$$n = 9.1, \quad d' = 3 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}, \quad E_c = 220\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \frac{cv}{cm} = 0.75$$

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

$$I_{cr}^{-izq} = I_{cr}^{-der} = 3\,030 \text{ cm}^4, \quad I_{cr}^{+centro} = 3\,890 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr}^{-izq} + 2 \times I_{cr}^{+centro} + I_{cr}^{-der}}{4} = 3\,460 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i \text{ cm} = \frac{5 \times Ln^2}{48 \times E_c \times I_{ef}} \times (Mm^+ - 0.1 \times (Mm^{-izq} + Mm^{-der})) = 1.13 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ cv} = \frac{cv}{cm} \times \Delta i \text{ cm} = 0.85 \text{ cm} \rightarrow \Delta i \text{ 30\%cv} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\zeta = 2, \quad \rho' = 0 \rightarrow \lambda = \frac{\zeta}{1 + 50 \times \rho'} = 2$$

$$\Delta d_{cm} = \lambda \times \Delta i_{cm} = 2.26 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{30\% cv} = \lambda \times \Delta i_{30\% cv} = 0.52 \text{ cm}$$

$$\Delta_{considerada} = \Delta i_{cv} + \Delta d_{cm} + \Delta d_{30\% cv} = 3.63 \text{ cm}$$

$$\Delta_{considerada \text{ con contraflecha}} = 3.63 - 2.00 = 1.63 < \Delta_{lim}$$

$$\Delta_{considerada} < \Delta_{lim}$$



CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

5.1 Viga V5

La viga V5 se encuentra ubicada en el eje F. Tiene una sección de 30cmx50cm. Cuando se apoya sobre placas en la dirección perpendicular, se considera que las placas ejercen influencia hasta 1m de distancia.

5.1.1 Modelo de análisis

Figura 6: Modelo de análisis de la viga V5



5.1.2 Metrado de cargas

Metrado de la viga (Kg/m):

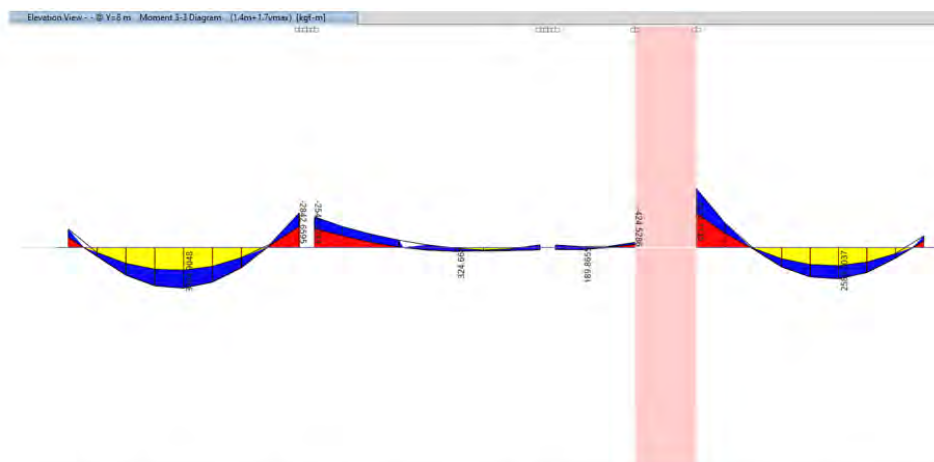
1ER Y 4TO TRAMO				2DO TRAMO				3ER TRAMO			
CM:	pp viga	0.3X0.5x24	360	CM:	pp viga		360	CM:	pp viga		360
	pp aligerad.	2.25x300=	675		piso terminz	0.3x100	30		pplosa	0.32x0.2x2400=	150
	piso terminz	2.55x100	255				390		piso terminz	0.6x100	60
			1300								570
CV:	s/c (oficina)	2.55X250=	640	CV:	s/c (oficina)	0.3X250=	75	CV:	s/c (oficina)	0.6X400=	240
	tab liv	2.55X50=	128				75				240
			770								
Wm=			1300 Kg/m	Wm=			390 Kg/m	Wm=			570 Kg/m
Wv=			770 Kg/m	Wv=			80 Kg/m	Wv=			240 Kg/m

5.1.3 Diseño por flexión

Los momentos son calculados a la cara. Para la carga viva se usará alternancia de carga. Para determinar los máximos momentos negativos se cargarán los tramos 1-2, 2-3 y 3-4, para los positivos los tramos 1-3 y 2-4. Los momentos de sismo provendrán del análisis dinámico.

El gráfico muestra los momentos obtenidos en la viga del sexto piso, donde los momentos son mayores. Se observa que los mayores valores se encuentran en el tramo corto cercano a la placa.

Tabla 11: Resultados del diseño por flexión en viga V5.



Mm (kg.m)	620	1,360	1,240	64	60	13	190	2,030	1,030	400
Mv (kg.m)	390	850	650	180	180	80	340	1,200	610	240
Msismo (kg.m)	6,690	540	7,320	280	7,320	2,750	14,950	10,840	730	7,620
Mservicio (kg.m)	1,010	2,210	1,890	244	240	93	530	3,230	1,640	640
0.9m + s (kg.m)	7,250	1,760	8,440	340	7,370	2,760	15,120	12,670	1,660	7,980
1.4m + 1.7v (kg.m)	1,530	3,350	2,840	400	390	150	840	4,880	2,480	970
1.25(m+v) + s (kg.m)	7,950	3,300	9,680	590	7,620	2,870	15,610	14,880	2,780	8,420
Envolverte (kg.m)	7,950	3,350	9,680	590	7,620	2,870	15,610	14,880	2,780	8,420

As requerido (cm ²)	5	2.05	6.16	0.36	4.79	1.75	10.34	9.8	1.7	5.31
As suministrado (cm ²)	6	4	6	4	9.68	4	9.68	9.68	4	6
As adicional (%)	20.0%	95.1%	-2.6%	1011%	102.1%	129%	-6.4%	-1.2%	135.3%	13.0%
Varillas	3-5/8"	2-5/8"	3-5/8"	2-5/8"	2-3/4"	2-5/8"	2-3/4"	2-3/4"	2-5/8"	3-5/8"
					+2-5/8"		+ 2-5/8' + 2-5/8"			
Puntos de corte (eje)	0.5		(3.6)(1)		(3.9)(0)		1.4	0		3.9
Mn neg (Kg-m)	10,500	7,130	10,500	7,130	16,350	7,130	16,350	16,350	7,130	10,500
Mn pos (Kg-m)	7,130	7,130	7,130	7,130	7,130	7,130	7,130	7,130	7,130	7,130
Mn neg/3	3,500	2,380	3,500	2,380	5,450	2,380	5,450	5,450	2,380	3,500
Mn max/4										4,088

Al tratarse de una viga que soporta cargas de sismo y pertenecer a sistema de muros, la Norma E-060 exige que se cumplan algunas condiciones:

- ✓ En los nudos las resistencias nominales positivas deben ser mayores a la tercera parte de las negativas.
- ✓ La cuarta parte de la resistencia nominal máxima, que se encuentra en el tramo 3, debe ser menor a las otras.

Se usará 2 varillas de 5/8" como refuerzo corrido superior e inferior, con esto se cumple con el acero mínimo exigido por la Norma E-060.

$$A_{s_{min}} = 3.19 \text{ cm}^2$$

La distancia del borde alejado en tracción al centroide del refuerzo es 6cm aproximadamente, debido a las varillas elegidas.

En sus extremos, la viga está apoyada sobre secciones de 40cmx40cm (ensanches de la placa). Estos permitirán que los ganchos estándar cumplan con la longitud indicada por la Norma E-060.

$$L_{dg} \text{ } \phi 5/8" = 35 \text{ cm}$$

$$b_{w_{viga}} = 30\text{cm}, b_{w_{columneta(apoyo)}} = 40\text{cm}$$

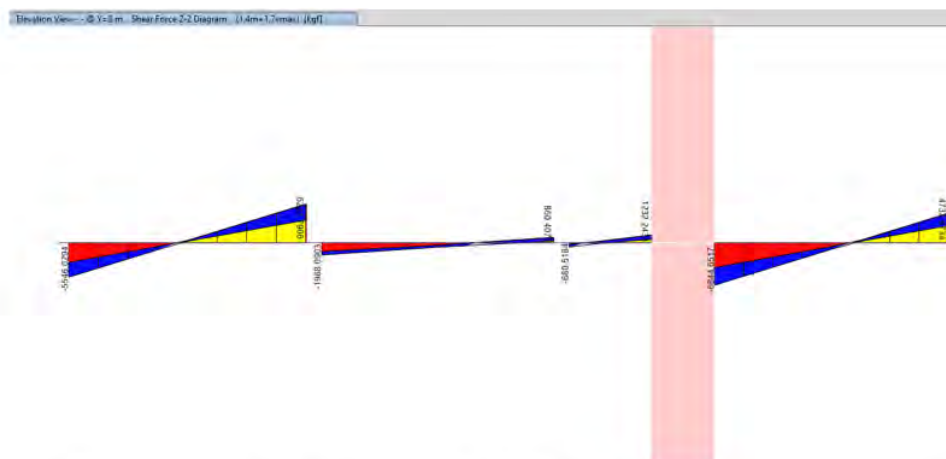
$$\text{Recubrimiento lateral} > 6.5\text{cm} \rightarrow L_{dg_{reducido}} = 25\text{cm}$$

5.1.4 Diseño por cortante

Al tratarse de una viga que soporta cargas de sismo, se calculará el mínimo valor que puede tomar la cortante última. Este valor es dominante cuando hay una viga corta entre dos placas, con rigideces importantes, pero se calculará para verificarlo.

Las cortantes son calculadas a 0.44m de la cara. Para la carga viva se consideró alternancia.

Tabla 12: Resultados del diseño por cortante en viga V5.



Vm (kg)	1790	1950	810	280	70	160	2210	1460
Vv (kg)	1100	1130	280	120	60	210	1310	860
Vsismo (kg)	3730	3730	2190	2190	17270	17270	4980	4980
Mservicio (kg)	2890	3080	1090	400	130	370	3520	2320
0.9m + s (kg)	5340	5490	2920	2440	17330	17410	6970	6290
1.4m + 1.7v (kg)	4380	4650	1610	600	200	580	5320	3510
1.25(m+v) + s (kg)	7340	7580	3550	2690	17430	17730	9380	7880
Envolvente Vu (kg)	7340	7580	3550	2690	17430	17730	9380	7880
V1 (kg)	3980	3480	560	1080	5110	4700	1940	5360
0.9m + 2.5s (kg)	10940	11080	6200	5730	43240	43320	14440	13760
1.4m + 1.7v (kg)	4380	4650	1610	600	200	580	5320	3510
1.25(m+v) + 2.5s (kg)	12940	13180	6840	5980	43340	43640	16850	15350
V2 (kg)	12940	13180	6840	5980	43340	43640	16850	15350
V min (kg)	3980	3480	560	1080	5110	4700	1940	5360
Vu sísmico	7340	7580	3550	2690	17430	17730	9380	7880

En la tabla se muestran la envolvente de cargas amplificadas (V_u), los valores de la cortante obtenida por diseño de capacidad (V_1) y las cortantes obtenidas de las combinaciones con un factor de 2.5 para sismo (V_2). El menor valor entre V_1 y V_2 es la cortante mínima (V_{\min}). La cortante de diseño (V_u sísmico) tiene que ser mayor a la cortante mínima.

La cortante última obtiene el mayor valor en el tramo 3. Usando estribos simples la resistencia del concreto no puede soportar toda la cortante por lo que se necesitan estribos para resistirla.

Se verifica que la cortante tomada por los estribos no sobrepase la cortante máxima permitida.

$$\text{Estribos} = 3/8", \quad V_{s_{\max}} = 40\,170 \text{ kg}$$

$$V_u = 17\,730 \text{ kg}, \theta V_c = 8\,620 \text{ kg}, \theta V_s = 9\,110 \text{ kg}$$

Para elementos sísmicos pertenecientes a un sistema de muros se colocarán estribos en un espaciamiento máximo, a una distancia de dos veces el peralte medido desde la cara. En la longitud restante se colocarán con un espaciamiento mayor.

$$d = 44\text{cm} \rightarrow \text{Espaciamiento maximo} = 2xd = 88\text{cm}$$

El espaciamiento máximo que se colocará a una distancia de 90cm, con respecto al apoyo, será el menor valor de:

$$10 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro} = 15.9\text{cm}$$

$$24 \text{ veces el diámetro del estribo} = 22.8\text{cm}$$

$$\text{La cuarta parte del peralte} = 11\text{cm}$$

$$\text{Sugerencia (Apuntes del curso: Concreto Armado 1 – PUCP)} = 30\text{cm}$$

Para el tramo restante se usará un espaciamiento máximo de:

$$\text{Mitad del peralte} = 22\text{cm}$$

Se usará estribos de 3/8", 1 a 5cm, 9 a 10cm y el resto a 20cm.

5.1.5 Agrietamiento

Los momentos de servicio son menores al momento de agrietamiento a lo largo de toda la viga, por lo que no habrá agrietamiento. El momento de agrietamiento de la sección sin considerar el refuerzo y el momento máximo de servicio en el 4to. tramo, se muestran a continuación:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times b_w \times h^3}{12 \times \frac{h}{2} \times 100} = 3\,625\text{kg} \times \text{m}, \quad M_{serv \text{ max}} = 3\,230\text{kg} \times \text{m}$$

$$M_{servicio \text{ max}} < M_{cr} \rightarrow \text{No hay agrietamiento}$$

Se considera que M_{cr} corresponde al momento de agrietamiento de una sección no fisurada, sin tomar en cuenta el aporte del refuerzo.

5.1.6 Deflexión

Se analizará la deflexión en el centro del primer tramo en donde no se cuenta con las placas que limitan el giro de la viga y la luz es mayor.

La deflexión límite para un piso que soporta tabiquería no estructural no susceptible de dañarse es el cociente entre la luz libre y 240. El valor obtenido es 1.6 cm.

$$\Delta_{lim} = \frac{Ln}{240} = \frac{376}{240} = 1.6 \text{ cm}$$

La deflexión considerada es 0.34 cm, valor por debajo de límite establecido.

$$n = 9.1, d' = 6 \text{ cm}, d = 44 \text{ cm}, Ec = 220\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \frac{cv}{\text{cm}} = 0.59, Ln = 376 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{bw \times c^3}{3} + (2 \times n - 1) \times As' \times (c - d')^2 + n \times As \times (d - c)^2$$

$$I_{cr}^{-izq} = 74\,000 \text{ cm}^4, I_{cr}^{+} = 52\,000 \text{ cm}^4, I_{cr}^{-der} = 83\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr}^{-izq} + 2 \times I_{cr}^{+} \text{ centro} + I_{cr}^{-der}}{4} = 65\,000 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i \text{ cm} = \frac{5 \times Ln^2}{48 \times Ec \times I_{ef}} \times (Mm^{+} - 0.1 \times (Mm^{-izq} + Mm^{-der})) = 0.12 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ cv} = \frac{cv}{\text{cm}} \times \Delta i \text{ cm} = 0.08 \text{ cm} \rightarrow \Delta i \text{ 30\%cv} = 0.03 \text{ cm}$$

$$\zeta = 2, \rho' = 0.003 \rightarrow \lambda = \frac{\zeta}{1 + 50 \times \rho'} = 2$$

$$\Delta d \text{ cm} = \lambda \times \Delta i \text{ cm} = 0.21 \text{ cm}$$

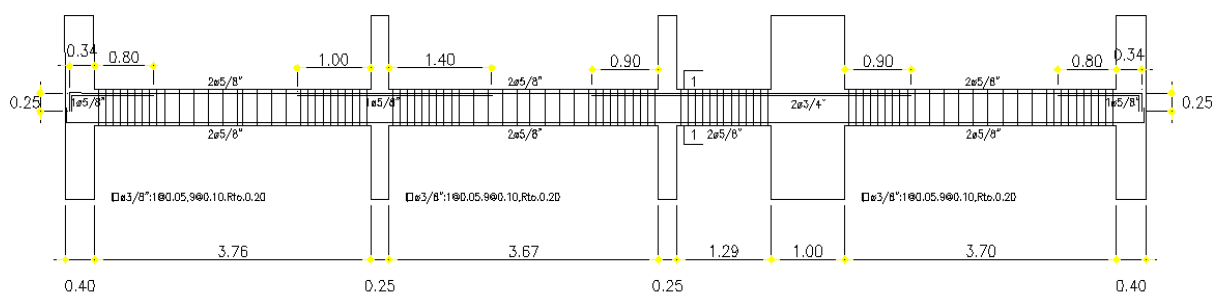
$$\Delta d \text{ 30\% cv} = \lambda \times \Delta i \text{ 30\%cv} = 0.05 \text{ cm}$$

$$\Delta_{considerada} = \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ 30\% cv} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\Delta_{considerada} < \Delta_{lim}$$

Se consideró que la inercia efectiva es el promedio ponderado de los tramos extremos y el central, este último con valor doble. Para el cálculo de la deflexión diferida se consideró una duración de la carga de 5 años.

Figura 7: Corte de elevación de viga V5.



5.2 Viga V3

La viga V3 se encuentra ubicada en el eje B y F. Tiene una sección de 25cmx45cm. En sus extremos se apoya en placas que tienen un ensanche de sección, que se considerara para el modelo, como una columna de 40cmx40cm. El tramo interior se apoya en dos columnas de 40x50.

5.2.1 Modelo de análisis

Figura 8: Modelo de análisis de viga V3.



5.2.2 Metrado de cargas

Para todos los tramos:

Metrado de la viga (Kg/m):

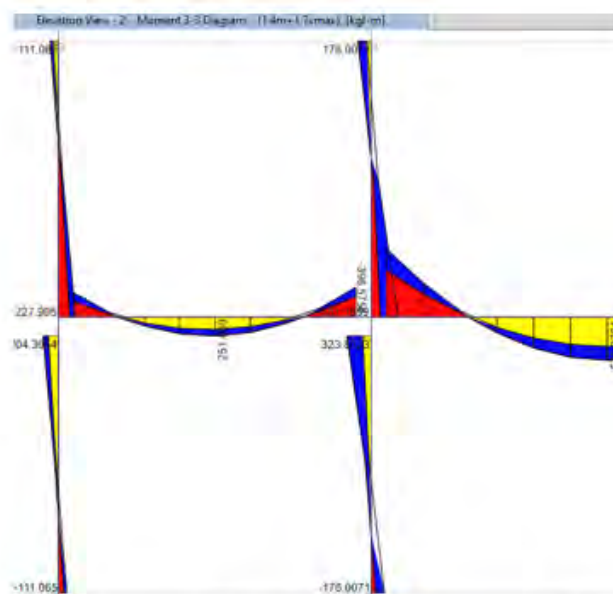
1ER, 2DO Y 3ER TRAMO			
CM:	pp viga	$0.25 \times 0.45 \times 2400 =$	270
	piso terminado	0.25×100	25
			<hr/> 295
CV:	s/c (oficina)	$0.25 \times 250 =$	63
			<hr/> 63
	$w_m =$		300 Kg/m
	$w_v =$		65 Kg/m

5.2.3 Diseño por flexión

Para la carga viva se usará alternancia de carga. Para determinar los máximos momentos negativos se cargarán los tramos 1-2 y 2-3, para los positivos los tramos 1-3 y 2. Los momentos de sismo provendrán del análisis dinámico.

El gráfico muestra los momentos obtenidos en la viga del sexto piso (eje F), donde los momentos son mayores.

Tabla 13: Resultados del diseño por flexión en viga V3.



Mm (kg.m)	160	210	730	510
Mv (kg.m)	50	60	160	120
Msismo (kg.m)	3,580	1,160	3,280	100
Mservicio (kg.m)	210	270	890	630
0.9m + s (kg.m)	3,720	1,350	3,940	560
1.4m + 1.7v (kg.m)	310	400	1,290	920
1.25(m+v) + s (kg.m)	3,840	1,500	4,390	890
Envolvente (kg.m)	3,840	1,500	4,390	920
As requerido (cm ²)	2.69	1.03	3.09	0.63
As suministrado (cm ²)	4.00	4.00	4.00	4.00
As adicional (%)	49%	288%	29%	535%
Varillas	2-5/8"	2-5/8"	2-5/8"	2-5/8"
Mn neg (Kg-m)	6,240	6,240	6,240	6,240
Mn pos (Kg-m)	6,240	6,240	6,240	6,240
Mn neg/3	2,080		2,080	2,080
Mn max/4	1,560			

Al tratarse de una viga que soporta cargas de sismo y pertenecer a sistema de muros, la Norma E-060 exige que se cumplan algunas condiciones:

- ✓ En los nudos las resistencias nominales positivas deben ser mayores a la tercera parte de las negativas.
- ✓ La cuarta parte de la resistencia nominal máxima, que se encuentra en el tramo 3, debe ser menor a las otras.

En base al área de acero mínima que se necesitará como refuerzo corrido, se toma la decisión de usar varillas de 5/8" en la parte superior e inferior.

$$A_{s_{min}} = 2.35 \text{ cm}^2$$

La distancia del borde alejado en tracción al centroide del refuerzo es 6cm aproximadamente, debido a las varillas elegidas.

En sus extremos, la viga está apoyada sobre secciones de 40cmx40cm (ensanches de la placa). Estos permitirán que los ganchos estándar cumplan con la longitud indicada por la Norma E-060.

$$L_{dg} \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" = 35 \text{ cm}$$

$$b_{w_{viga}} = 25\text{cm}, b_{w_{columneta(apoyo)}} = 40\text{cm}$$

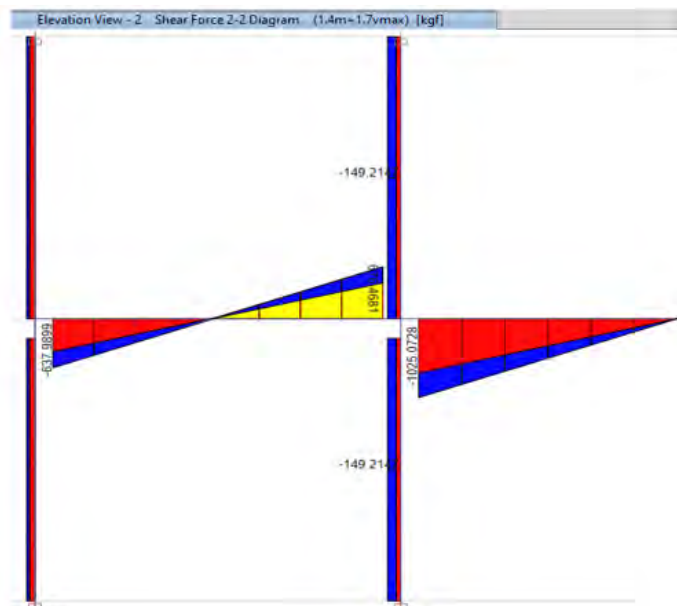
$$\text{Recubrimiento lateral} > 6.5\text{cm} \rightarrow L_{dg_{reducido}} = 25\text{cm}$$

5.2.4 Diseño por cortante:

Al tratarse de una viga que soporta cargas de sismo, se calcula el mínimo valor que puede tomar la cortante última. Este valor domina el diseño cuando la viga tiene poca luz y se encuentra confinada entre dos placas de gran rigidez, en este caso al tratarse de un pórtico se trabajará con los valores de cortante última.

Las cortantes son calculadas a 0.39m de la cara. Para la carga viva se consideró alternancia.

Tabla 14: Resultados del diseño por corte en viga V3.



Vm (kg)	360	510	750
Vv (kg)	90	110	170
Vsismo (kg)	1870	1870	760
Mservicio (kg)	450	620	920
0.9m + s (kg)	2190	2330	1440
1.4m + 1.7v (kg)	660	900	1340
1.25(m+v) + s (kg)	2430	2650	1910
Envolvente Vu (kg)	2430	2650	1910

La cortante última obtiene el mayor valor en el tramo 1. La resistencia del concreto es suficiente para soportar la cortante.

$$Vu = 2\,650\text{ kg}$$

$$\theta Vc = 6\,530\text{ kg}$$

Para elementos sísmicos pertenecientes a un sistema de muros se colocarán estribos en un espaciamiento máximo, a una distancia de dos veces el peralte medido desde la cara.

En la longitud restante se colocarán con un espaciamiento mayor.

$$d = 39\text{ cm} \rightarrow \text{Espaciamiento maximo} = 2xd = 78\text{ cm}$$

El espaciamiento máximo que se colocará a una distancia de 78cm, con respecto al apoyo, será el menor valor de:

$$10 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro} = 15.9\text{ cm}$$

$$24 \text{ veces el diámetro del estribo} = 22.8\text{ cm}$$

La cuarta parte del peralte =9.8cm

Sugerencia (Apuntes del curso: Concreto Armado 1 – PUCP) =30cm

Para el tramo restante se usará un espaciamiento máximo de:

Mitad del peralte =19.5cm

Se usará estribos de 3/8", 1 a 5cm, 8 a 10cm y el resto a 20cm.

5.2.5 Agrietamiento

Los momentos de servicio son menores al momento de agrietamiento a lo largo de toda la viga, por lo que no habrá agrietamiento. Se muestra el momento de agrietamiento sin considerar refuerzo y el momento de servicio máximo:

$$M_{cr} = 2\,450 \text{ kg} \times m, \quad M_{serv} = 920 \text{ kg} \times m$$

5.2.6 Deflexión

Se analizará la deflexión en el centro del segundo tramo en donde la luz es mayor. La deflexión límite para un piso que soporte tabiquería no estructural no susceptible de dañarse es el cociente entre la luz libre y 240. El valor obtenido es 2.4 cm.

$$\Delta_{lim} = \frac{Ln}{240} = \frac{576}{240} = 2.4 \text{ cm}$$

La deflexión resultante obtenida es 0.39 cm, valor por debajo de límite establecido.

$$n = 9.1, d' = 6 \text{ cm}, d = 39 \text{ cm}, E_c = 220\,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \frac{cv}{cm} = 0.22, Ln = 576 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{bw \times c^3}{3} + (2 \times n - 1) \times A_{s'} \times (c - d')^2 + n \times A_s \times (d - c)^2$$

$$I_{cr}^{-izq} = 35\,000 \text{ cm}^4, I_{cr}^{+} = 29\,000 \text{ cm}^4, I_{cr}^{-der} = 35\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr}^{-izq} + 2 \times I_{cr}^{+} + I_{cr}^{-der}}{4} = 32\,000 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i \text{ cm} = \frac{5 \times Ln^2}{48 \times E_c \times I_{ef}} \times (Mm^{+} - 0.1 \times (Mm^{-izq} + Mm^{-der})) = 0.18 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ cv} = \frac{cv}{cm} \times \Delta i \text{ cm} = 0.04 \text{ cm} \rightarrow \Delta i \text{ 30\%cv} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\zeta = 2, \quad \rho' = 0.003 \rightarrow \lambda = \frac{\zeta}{1 + 50 \times \rho'} = 1.77$$

$$\Delta d \text{ cm} = \lambda \times \Delta i \text{ cm} = 0.32 \text{ cm}$$

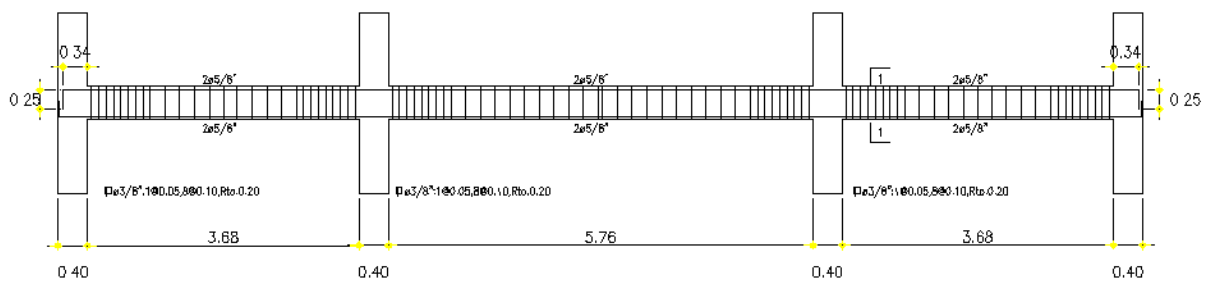
$$\Delta d \text{ 30\% cv} = \lambda \times \Delta i \text{ 30\%cv} = 0.04 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{considerada} = \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ 30\% cv} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{considerada} < \Delta \text{lim}$$

Se consideró que la inercia efectiva es el promedio ponderado de los tramos extremos y el central, este último con valor doble. Para el cálculo de la deflexión diferida se consideró una duración de la carga de 5 años.

Figura 9: Corte de elevación de viga V3.



CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

6.1 Columna C1

La columna C1 tiene una sección rectangular de 35cm x 50 cm. Hay cuatro de estas columnas, que comenzaran en la parte superior de las zapatas, hasta llegar al séptimo piso. Se encuentran ubicadas en los extremos, en los ejes B y G del plano en planta.

6.1.1 **Metrado de cargas**

El metrado de las cargas de gravedad se realizó con una hoja de cálculo, usando el área tributaria en cada piso. Para la carga viva se está considerando la reducción permitida por la Norma E.020-Cargas. Como el área tributaria va acumulándose, la reducción será mayor para los primeros pisos.

Para la reducción de la carga viva se usará:

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

Dónde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir

A_i = Área de influencia del elemento en m^2

A_i = $k \times A_t$

k = 2 para vigas de borde e interiores y 1 para aligerados

A_t = Área tributaria del elemento en m^2

Las áreas tributarias deben ser mayores a $40m^2$ para que se puedan reducir y la reducción no podrá ser mayor al 50%.

Las cargas de sismo serán obtenidas del modelo sísmico realizado en ETABS.

Tabla 15: Carga axial viva y muerta acumulada por piso - Columna C1

Piso	He (m)	At (m ²)	At acum (m ²)	Ai acum (m ²)	fr	Lr (kg/m ²)	Pv acum (kg)	Pm (kg)	Pm acum (kg)
7	3.6	20.3	20.3	40.5	1.0	97.0	1,964	9,970	9,970
6	3.6	20.3	40.5	81.0	0.8	228.0	9,234	12,090	22,060
5	3.6	20.3	60.8	121.5	0.7	201.0	12,211	12,090	34,150
4	3.6	20.3	81.0	162.0	0.6	183.0	14,823	12,090	46,240
3	3.6	20.3	101.3	202.5	0.6	171.0	17,314	12,090	58,330
2	3.6	20.3	121.5	243.0	0.6	165.0	20,048	12,090	70,420
1	4.1	20.3	141.8	283.5	0.5	156.0	22,113	12,330	82,750

donde: he : altura de entrepiso

At : área tributaria de la columna por piso

Fr : factor de reducción de carga viva

Lr : carga viva reducida por unidad de área

Pv : carga axial debido a la carga viva reducida

Pm : carga axial debido a la carga muerta

Para el cálculo de los momentos, se está considerando solo el actuante en el piso de análisis.

Tabla 16: Momentos en la zona superior e inferior de la columna C1

piso	SUPERIOR					
	Mx (Ton-m)			My (Ton-m)		
	Mm	Mv	Ms	Mm	Mv	Ms
7	0.25	0.00	2.50	4.78	1.22	1.60
6	0.17	0.00	1.80	4.06	2.49	1.00
5	0.17	0.00	1.80	4.06	2.49	1.10
4	0.17	0.00	1.70	4.06	2.49	1.10
3	0.17	0.00	1.40	4.06	2.49	1.00
2	0.17	0.00	1.00	4.06	2.49	0.80
1	0.16	0.00	0.10	3.85	2.35	0.40

piso	INFERIOR					
	Mx (Ton-m)			My (Ton-m)		
	Mm	Mv	Ms	Mm	Mv	Ms
7	0.10	0.00	3.20	2.40	0.60	2.10
6	0.10	0.00	2.90	2.00	1.20	1.80
5	0.10	0.00	3.00	2.00	1.20	1.80
4	0.10	0.00	2.90	2.00	1.20	1.70
3	0.10	0.00	2.60	2.00	1.20	1.40
2	0.10	0.00	2.40	2.00	1.20	1.10
1	0.10	0.00	0.00	1.90	1.20	0.00

Dónde: $M_{(x,y)}$: Momentos alrededor de los ejes X e Y.
 $M_{m,v}$: Momentos debido a la carga muerta y viva.
 M_s : Momentos debido al sismo.

Realizando las combinaciones de carga, se usan los valores máximos, encontrados en la parte superior e inferior. Se considera momento máximo al mayor valor entre la zona superior e inferior de la columna.

Tabla 17: Combinaciones de carga por piso, valores máximos Mx y My–Columna C1

piso	he (m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)
		1.4m+1.7v	1.25(m+v)+s	1.25(m+v)-s	0.9m+s	0.9m-s					
7	3.6	17.4	0.4	15.5	3.3	14.5	3.1	9.5	3.3	8.5	3.1
6	3.6	46.6	0.2	40.4	3.0	37.8	2.8	21.2	3.0	18.6	2.8
5	3.6	68.6	0.2	60.0	3.1	56.0	2.9	32.8	3.1	28.8	2.9
4	3.6	89.8	0.2	79.0	3.0	73.6	2.8	44.3	3.0	38.9	2.8
3	3.6	111.0	0.2	97.8	2.7	91.2	2.5	55.8	2.7	49.2	2.5
2	3.6	132.6	0.2	116.9	2.5	109.1	2.3	67.3	2.5	59.5	2.3
1	4.1	153.5	0.2	135.3	0.3	126.9	0.1	78.7	0.2	70.3	0.1

piso	he (m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
		1.4m+1.7v	1.25(m+v)+s	1.25(m+v)-s	0.9m+1.25s	0.9m-1.25s					
7	3.6	17.4	8.8	15.5	9.1	14.5	5.9	9.5	5.9	8.5	2.7
6	3.6	46.6	9.9	40.4	9.2	37.8	7.2	21.2	4.7	18.6	2.7
5	3.6	68.6	9.9	60.0	9.3	56.0	7.1	32.8	4.8	28.8	2.6
4	3.6	89.8	9.9	79.0	9.3	73.6	7.1	44.3	4.8	38.9	2.6
3	3.6	111.0	9.9	97.8	9.2	91.2	7.2	55.8	4.7	49.2	2.7
2	3.6	132.6	9.9	116.9	9.0	109.1	7.4	67.3	4.5	59.5	2.9
1	4.1	153.5	9.4	135.3	8.1	126.9	7.4	78.7	3.9	70.3	3.1

Dónde: $M_{(x,y)}$: Momento alrededor de los ejes X e Y.
 P : Carga axial.
 he : Altura de entrepiso.

6.1.2 Análisis de Esbeltez

La esbeltez es la relación entre la altura y la dimensión en la dirección de análisis de la columna. Cuando tiene un valor alto influye aumentando las cargas sobre el elemento. Si el entrepiso tiene desplazamientos pequeños, se considera como arriostrado. Para

saber si el entrepiso es arriostrado se calcula el índice de estabilidad de entrepiso. Este índice se calcula en la dirección X y Y.

Tabla 18: Cálculo del índice de estabilidad de entrepiso dirección X e Y–Columna

C1

Dirección X

piso	he (m)	Pm (ton)	Pv (ton)	cr	Pv red (ton)	Pu (ton)	Pu acum	Δe max	Δo (mm)	Vus (ton)	Q
7	3.6	202	26	0.25	7	294	294	1.8	1.8	74	0.00
6	3.6	293	75	0.25	19	441	736	2	3.8	165	0.00
5	3.6	293	75	0.25	19	441	1177	2.1	4.1	241	0.01
4	3.6	293	75	0.25	19	441	1619	2.1	4.2	302	0.01
3	3.6	293	75	0.25	19	441	2060	1.9	4	348	0.01
2	3.6	293	75	0.25	19	441	2502	1.7	3.6	380	0.01
1	4.1	293	75	0.25	19	441	2943	1.3	2.9	397	0.01

Dirección Y

piso	he (m)	Pm (ton)	Pv (ton)	cr	Pv red (ton)	Pu (ton)	Pu acum	Δe max	Δo (mm)	Vus (ton)	Q
7	3.6	202	26	0.25	7	294	294	13	13	55	0.02
6	3.6	293	75	0.25	19	441	736	13.8	26.8	122	0.04
5	3.6	293	75	0.25	19	441	1177	14.2	28	179	0.05
4	3.6	293	75	0.25	19	441	1619	13.9	28.2	224	0.06
3	3.6	293	75	0.25	19	441	2060	12.6	26.5	258	0.06
2	3.6	293	75	0.25	19	441	2502	9.9	22.5	281	0.06
1	4.1	293	75	0.25	19	441	2943	5.6	15.6	294	0.04

Dónde :

he = altura de entrepiso.

Pm, Pv = peso total carga muerta y viva por piso.

Pu = peso amplificado p/cargas gravedad p/piso

cr = coeficiente sísmico de reducción de carga viva.

Δe max = desplazamiento inelástico máx. de entrepiso por sismo.

Δo = desplazamiento relativo entre el piso inferior y superior.

Vus = cortante de entrepiso por sismo.

Q = índice de estabilidad de entrepiso

En ambas direcciones el índice de estabilidad de entrepiso (Q), es menor a 0.06, por lo que se considera que todos los pisos están arriostrados lateralmente, y se podrá diseñar las columnas como arriostradas. Esto era de esperar, ya que se dispone de generosos muros que evitan el desplazamiento de la estructura.

Para columnas arriostradas, si su esbeltez es menor a un valor límite, no se amplificarán las cargas.

Tabla 19: Análisis de la esbeltez límite en las direcciones X e Y – Columna C1.

En X		M1/M2					Esbeltez límite						
piso	lu (m)	1.4m+1.7v	1.25(m+v) +s	1.25(m+v)- s	0.9m+s	0.9m-s	1.4m+1.7v	1.25(m+v) +s	1.25(m+v)- s	0.9m+s	0.9m-s	Límite min	esbeltez
7	2.9	-2.5	-0.9	-0.7	-0.8	-0.7	40	40	40	40	40	40	19
6	2.9	-1.7	-0.7	-0.6	-0.7	-0.6	40	40	40	40	40	40	19
5	2.9	-1.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	40	40	40	40	40	40	19
4	2.9	-1.7	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	40	40	40	40	40	40	19
3	2.9	-1.7	-0.6	-0.5	-0.6	-0.5	40	40	40	40	40	40	19
2	2.9	-1.7	-0.5	-0.4	-0.5	-0.4	40	40	38	40	38	38	19
1	3.1	-1.6	-2.4	-0.8	-2.7	-0.5	40	40	40	40	40	40	21

En Y		M1/M2					Esbeltez límite						
piso	lu (m)	1.4m+1.7v	1.25(m+v) +s	1.25(m+v)- s	0.9m+s	0.9m-s	1.4m+1.7v	1.25(m+v) +s	1.25(m+v)- s	0.9m+s	0.9m-s	Límite min	esbeltez
7	3.2	-2.0	-1.6	-3.6	-1.4	-44.3	40	40	40	40	40	40	26
6	3.2	-2.1	-1.6	-3.3	-1.3	-2655.0	40	40	40	40	40	40	26
5	3.2	-2.1	-1.6	-3.2	-1.3	-2554.1	40	40	40	40	40	40	26
4	3.2	-2.1	-1.6	-3.1	-1.4	-25.3	40	40	40	40	40	40	26
3	3.2	-2.1	-1.7	-2.8	-1.5	-6.6	40	40	40	40	40	40	26
2	3.2	-2.1	-1.8	-2.6	-1.5	-4.1	40	40	40	40	40	40	26
1	3.4	-2.0	-2.1	-1.9	-2.3	-1.8	40	40	40	40	40	40	28

donde :

l_u = Longitud no arriostrada de la columna.

M1/M2 = Cociente entre momentos amplif. zona sup. e inf.

Signo negativo para doble curvatura.

Esbeltez límite = $\min(34 - 12 \times \frac{M1}{M2}, 40)$

Esbeltez = $\frac{k \times l_u}{r}$

donde:

k = Factor de longitud efectiva.

Arriestrado lateralmente $\rightarrow k = 1$

$r_{(x,y)}$ = radio de giro

Sección rectangular $\rightarrow r = 0.3 \times \text{dimension de la columna}$

Los valores hallados en todos los pisos cumplen las condiciones, por lo que se ignoraran los efectos de la esbeltez.

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq \min \left(34 - 12 \times \frac{M1}{M2}, 40 \right)$$

También se cumple:

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 100$$

6.1.3 Diseño por flexocompresión

Al tener dos momentos flectores que actúan simultáneamente en la columna se espera que la resistencia a carga axial sea inferior a la que tendría si solo hubiera un momento flector en una dirección.

a. Resistencia de la columna por flexión biaxial

Se calcula la capacidad de la sección cuando soporte, únicamente, momento flector en la dirección Y; cuando soporte únicamente momento flector en la dirección X y cuando soporte, únicamente, carga axial. Con estos datos, se usará la fórmula de Bresler para calcular la resistencia a carga axial de la columna.

Tabla 20: Combinaciones de carga por piso, valores máximos Mx y My–Columna C1.

piso	he (m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)
		1.4m+1.7v	1.25(m+v)+s	1.25(m+v)-s	0.9m+s	0.9m-s					
7	3.6	17.4	0.4	15.5	3.3	14.5	3.1	9.5	3.3	8.5	3.1
6	3.6	46.6	0.2	40.4	3.0	37.8	2.8	21.2	3.0	18.6	2.8
5	3.6	68.6	0.2	60.0	3.1	56.0	2.9	32.8	3.1	28.8	2.9
4	3.6	89.8	0.2	79.0	3.0	73.6	2.8	44.3	3.0	38.9	2.8
3	3.6	111.0	0.2	97.8	2.7	91.2	2.5	55.8	2.7	49.2	2.5
2	3.6	132.6	0.2	116.9	2.5	109.1	2.3	67.3	2.5	59.5	2.3
1	4.1	153.5	0.2	135.3	0.3	126.9	0.1	78.7	0.2	70.3	0.1

piso	he (m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
		1.4m+1.7v	1.25(m+v)+s	1.25(m+v)-s	0.9m+1.25s	0.9m-1.25s					
7	3.6	17.4	8.8	15.5	9.1	14.5	5.9	9.5	5.9	8.5	2.7
6	3.6	46.6	9.9	40.4	9.2	37.8	7.2	21.2	4.7	18.6	2.7
5	3.6	68.6	9.9	60.0	9.3	56.0	7.1	32.8	4.8	28.8	2.6
4	3.6	89.8	9.9	79.0	9.3	73.6	7.1	44.3	4.8	38.9	2.6
3	3.6	111.0	9.9	97.8	9.2	91.2	7.2	55.8	4.7	49.2	2.7
2	3.6	132.6	9.9	116.9	9.0	109.1	7.4	67.3	4.5	59.5	2.9
1	4.1	153.5	9.4	135.3	8.1	126.9	7.4	78.7	3.9	70.3	3.1

donde:

$M_{(x,y)}$: Momentos alrededor de X e Y.

La combinación de cargas que se usara es 1.4CM+1.7CV. En el primer piso, donde la carga axial y los momentos son máximos.

$$Pu = 154 \text{ ton}, Mux = 0.2 \text{ ton} \times m, Muy = 9.4 \text{ ton} \times m$$

Usando los ábacos, se encuentra un área menor a $As_{min} = 17.5 \text{ cm}^2$, por lo que se usara acero repartido, $As_{sum} = 10\emptyset 5/8" = 20 \text{ cm}^2$

a.1 Capacidad de la sección considerando únicamente Momento alrededor de Y:

Con ayuda del diagrama de interacción de la sección se encuentra la capacidad de la sección para My.

$$Muy = 9.4 \text{ ton} \times m \rightarrow \theta \times Pny = 220 \text{ ton}$$

Este valor corresponde al valor máximo que puede resistir la sección en compresión incluyendo un factor de seguridad debido a la excentricidad.

a.2 Capacidad de la sección considerando únicamente Momento alrededor de X:

Con ayuda del diagrama de interacción de la sección se encuentra la capacidad de la sección para M_x .

$$M_{ux} = 0.2 \text{ ton} \times m \rightarrow \theta \times P_{nx} = 0.8 \times \theta \times P_o = 220 \text{ ton}$$

Este valor corresponde al valor máximo que puede resistir la sección en compresión incluyendo un factor de seguridad debido a la excentricidad

a.3. Capacidad de la sección considerando únicamente carga axial:

La capacidad de la sección si solo existiera carga axial:

$$\theta = 0.7, f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, A_g = 1750 \text{ cm}^2, A_{st} = 20 \text{ cm}^2, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta \times P_o = \theta \times (0.85 \times f_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y) = 275 \text{ ton}$$

La carga axial amplificada debe ser mayor a la décima parte de la capacidad de la sección si solo existiera carga axial, y menor a la capacidad máxima de la sección.

$$0.8\theta P_o > P_u > 0.1\theta P_o$$

$$220 \text{ ton} > 154 \text{ ton} > 27.5 \text{ ton}$$

a.4 Formula de Bresler

Se usará la fórmula:

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{\theta P_{nx}} + \frac{1}{\theta P_{ny}} - \frac{1}{\theta P_o}$$

Dónde:

P_{ur} Es la capacidad axial de la columna en flexión biaxial

θP_{nx} Es la capacidad de la sección con el momento actuando solo alrededor de X

θP_{ny} Es la capacidad de la sección con el momento actuando solo alrededor de Y

θP_o Es la capacidad de la sección cuando solamente actúa la carga axial

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{220\text{ton}} + \frac{1}{220\text{ton}} - \frac{1}{275\text{ton}}$$

$$P_{ur} = 183\text{ton}$$

La capacidad de la columna en flexión biaxial es mayor a la carga axial amplificada.

$$P_{ur} > P_u$$

$$183\text{ ton} > 154\text{ ton}$$

b. Diagramas de interacción de la columna

Para el momento alrededor del eje X se comprobó que las combinaciones de gravedad y sismo en todos los pisos sean menores a la capacidad de la columna. Lo mismo se hizo en la dirección Y.

Figura 10: Diagrama de interacción de la columna para Mx – Columna C1 (10ø5/8")

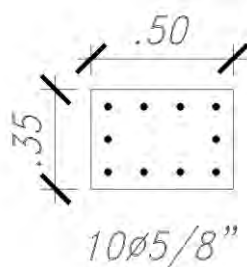
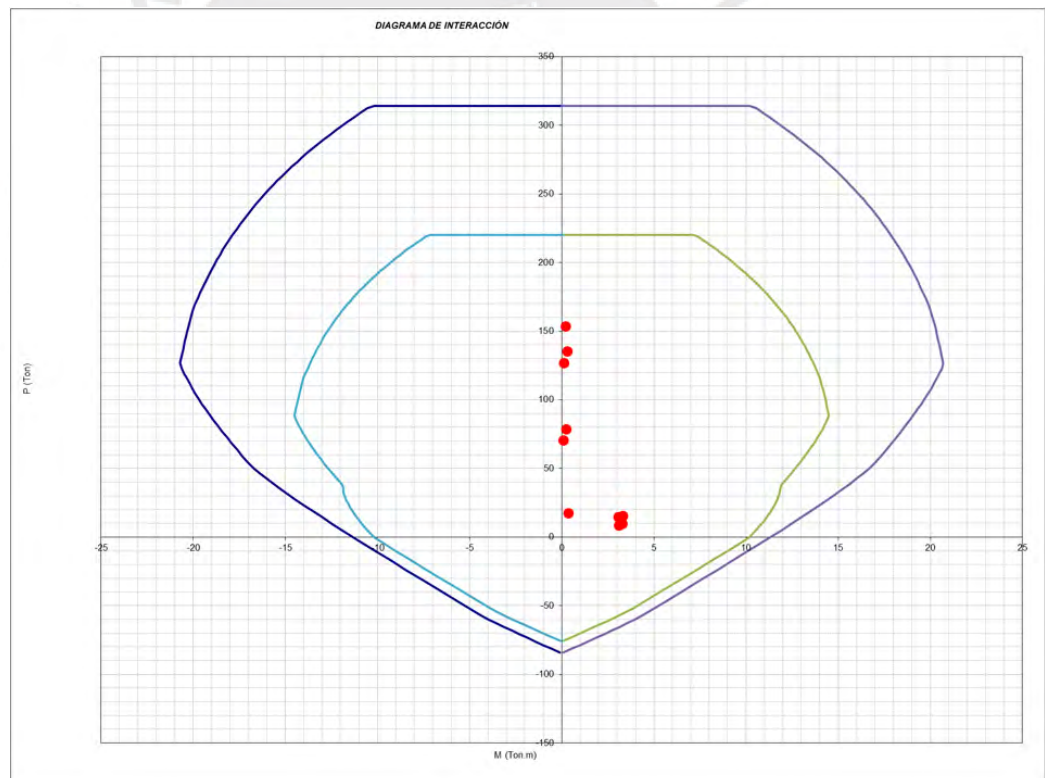
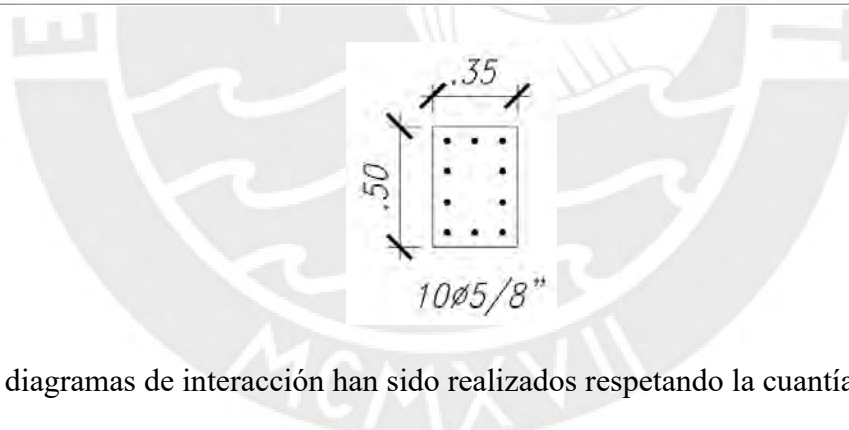
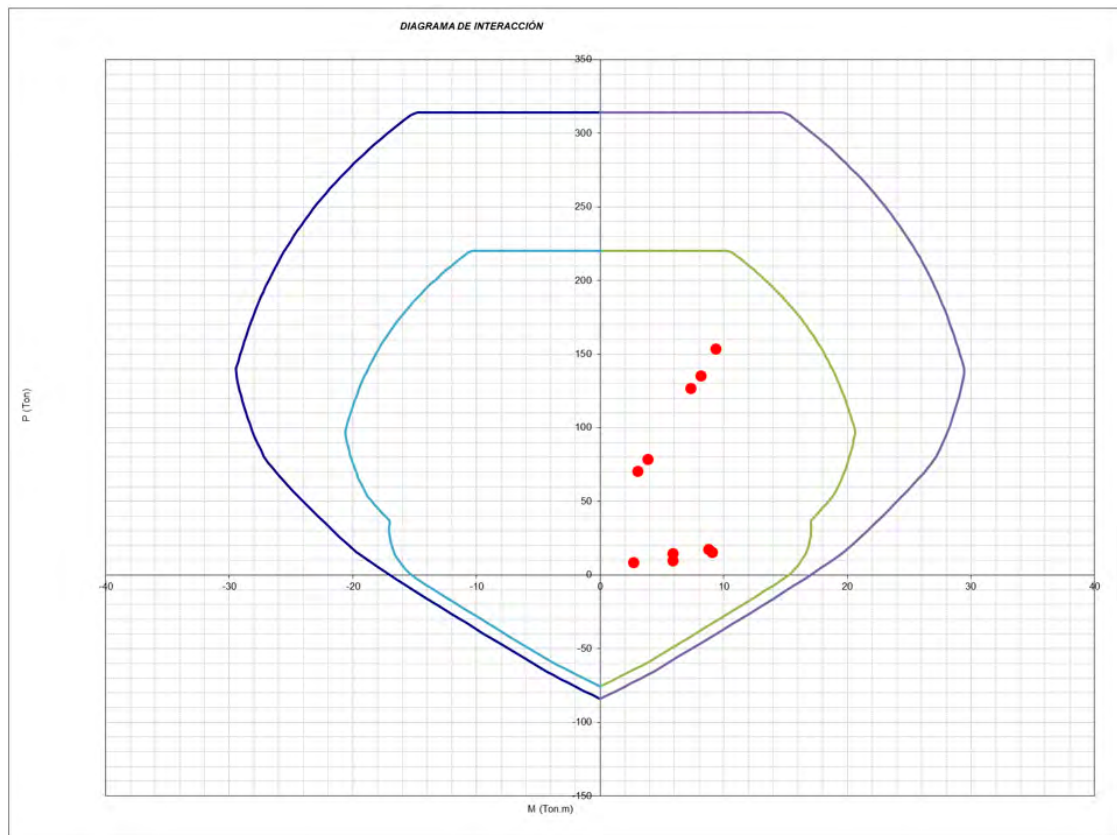


Figura 11: Diagrama de interacción de la columna para My – Columna C1 (10ø5/8").



Los diagramas de interacción han sido realizados respetando la cuantía mínima de 1%.

$$\rho_{min} = 0.01 \times 50 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} = 17.5 \text{ cm}^2$$

Sin embargo, se buscará reducir la cuantía de acero, debido a la sobre resistencia en el diseño. Se calcula la cuantía mínima de una sección de 0.5m x 0.2m.

$$\rho_{min} = 0.01 \times 50 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

Se usará:

$$6\phi 5/8" = 12 \text{ cm}^2$$

Se dibujarán los nuevos diagramas de interacción. Se trabajará con la nueva cuantía y la sección inicial de 50cm x 35 cm.

Figura 11.B: Diagrama de interacción de la columna para M_x – Columna C1 ($6\phi 5/8''$)

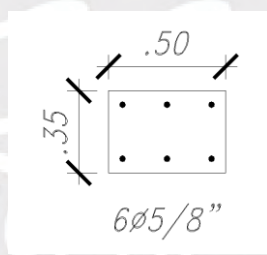
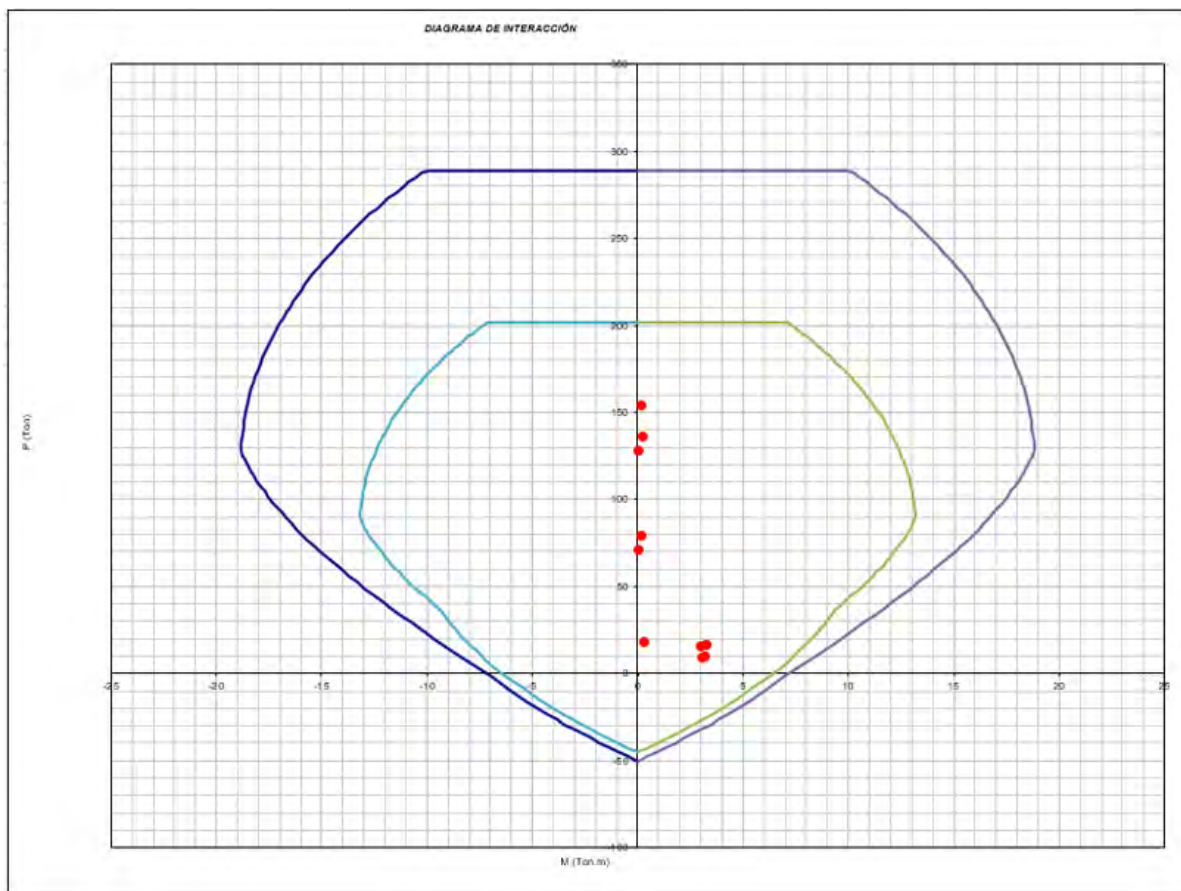
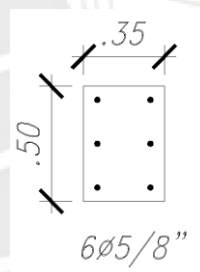
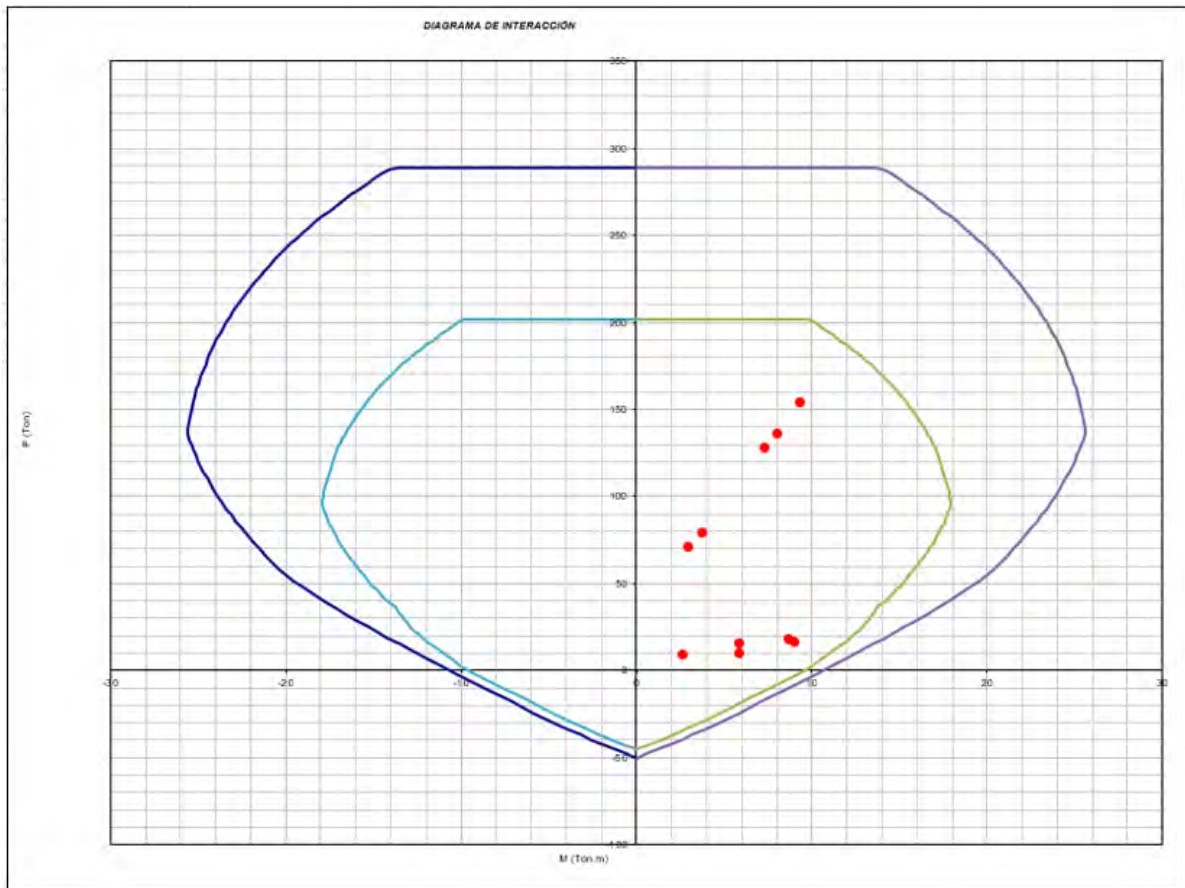


Figura 11: Diagrama de interacción de la columna para M_y – Columna C1 ($6\phi 5/8''$).

Diseño por Cortante

a. Generalidades

La fuerza cortante en la dirección Y, debido al sismo, es mayor, ya que la densidad de muros en esa dirección es menor.

Tabla 21: Cortante muerta, viva y de sismo por piso en la dirección X e Y – Columna C1.

piso	Vy (Ton)			Vx (Ton)		
	Vm	Vv	Vs	Vm	Vv	Vs
7	0.1	0.0	2.0	2.0	0.5	1.3
6	0.1	0.0	1.6	1.7	1.0	1.0
5	0.1	0.0	1.7	1.7	1.0	1.0
4	0.1	0.0	1.6	1.7	1.0	1.0
3	0.1	0.0	1.4	1.7	1.0	0.8
2	0.1	0.0	1.2	1.7	1.0	0.7
1	0.1	0.0	0.0	1.4	0.9	0.1

Se calculará la resistencia a flexocompresión de la sección considerando solo el aporte del concreto en el último piso.

Tabla 22: Combinaciones principales en la dirección X e Y – Columna C1.

piso	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)
	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
7	17.4	3.7	15.5	4.4	14.5	1.8	9.5	3.1	8.5	0.5
6	46.6	4.1	40.4	4.4	37.8	2.4	21.2	2.5	18.6	0.5
5	68.6	4.1	60.0	4.4	56.0	2.4	32.8	2.5	28.8	0.5
4	89.8	4.1	79.0	4.4	73.6	2.4	44.3	2.5	38.9	0.5
3	111.0	4.1	97.8	4.2	91.2	2.6	55.8	2.3	49.2	0.7
2	132.6	4.1	116.9	4.1	109.1	2.7	67.3	2.2	59.5	0.8
1	153.5	3.5	135.3	3.0	126.9	2.8	78.7	1.4	70.3	1.2

piso	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)
	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
7	17.4	0.1	15.5	2.1	14.5	1.9	9.5	2.1	8.5	1.9
6	46.6	0.1	40.4	1.7	37.8	1.5	21.2	1.7	18.6	1.5
5	68.6	0.1	60.0	1.8	56.0	1.6	32.8	1.8	28.8	1.6
4	89.8	0.1	79.0	1.7	73.6	1.5	44.3	1.7	38.9	1.5
3	111.0	0.1	97.8	1.5	91.2	1.3	55.8	1.5	49.2	1.3
2	132.6	0.1	116.9	1.3	109.1	1.1	67.3	1.3	59.5	1.1
1	153.5	0.1	135.3	0.2	126.9	0.1	78.7	0.1	70.3	0.1

Resistencia de la sección considerando solo el aporte del concreto en el último piso:

$$\text{Combinacion} = 0.9M - S$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, P_u = 8500 \text{ kg}, b_w = 50 \text{ cm}, t = 35 \text{ cm}, d = 29 \text{ cm}, V_{uy} = 1900 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times \left(1 + \frac{P_u}{140 \times b_w \times t}\right) \times \frac{(b_w \times d)}{1000} = 11.52 \text{ ton}$$

$$\theta V_c = 0.85 \times 11.52 = 9.79 \text{ ton}$$

$$\theta V_c > V_u, 9.79 \text{ ton} > 1.9 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto es suficiente para las cortantes amplificadas. Los estribos que se colocarán serán los requeridos por la norma para elementos que resisten cargas de sismo.

b. Requerimiento de estribos en columnas con responsabilidad sísmica

La norma exige usar una cortante mínima de diseño ($V_{u \text{ min}}$), que será el menor valor de la cortante encontrada por diseño por capacidad y de usar un factor de amplificación de cargas de 2.5.

Se usará la cortante en la dirección Y que domina todos los pisos.

Para el diseño por capacidad se supondrá que se han desarrollado rotulas en los extremos de la columna, por lo que en los extremos se usaran los momentos nominales relacionados a la combinación de cargas dominante. Asumiendo que la columna trabaja en doble curvatura se calcula la cortante.

Se calcula la cortante mínima de diseño en el séptimo piso, y se verificará que la cortante última sea mayor.

En el séptimo piso la cortante encontrada, amplificando las cargas por el factor de 2.5, es menor a la encontrada por capacidad, por lo que será la cortante mínima. La cortante última tomará el valor de la cortante mínima hallada.

b.1. Diseño por Capacidad

Se procede con el diseño por capacidad del último piso:

Tabla 23: Combinaciones para fuerza cortante en la dirección Y – Columna C1.

piso	P (ton) 1.4m+1.7v	Vy (ton)	P (ton) 1.25(m+v)+s	Vy (ton)	P (ton) 1.25(m+v)-s	Vy (ton)	P (ton) 0.9m+s	Vy (ton)	P (ton) 0.9m-s	Vy (ton)
7	17.4	0.1	15.5	2.1	14.5	1.9	9.5	2.1	8.5	1.9
6	46.6	0.1	40.4	1.7	37.8	1.5	21.2	1.7	18.6	1.5
5	68.6	0.1	60.0	1.8	56.0	1.6	32.8	1.8	28.8	1.6
4	89.8	0.1	79.0	1.7	73.6	1.5	44.3	1.7	38.9	1.5
3	111.0	0.1	97.8	1.5	91.2	1.3	55.8	1.5	49.2	1.3
2	132.6	0.1	116.9	1.3	109.1	1.1	67.3	1.3	59.5	1.1
1	153.5	0.1	135.3	0.2	126.9	0.1	78.7	0.1	70.3	0.1

$$(0.9M - S), Pu = 8.5\text{ton}, Mnx = 12.4 \text{ ton} \times m, Vn = \frac{2 \times 12.4}{3.6 - 0.7} = 8.55\text{ton},$$

$$Vu1 = 0.85 \times 8.55 = 7.3\text{ton}$$

Usando 2.5 como factor de amplificación de sismo:

Tabla 24: Combinaciones usando 2.5 como factor de sismo en Y – Columna C1.

piso	P (ton) 1.4m+1.7v	Vy (ton)	P (ton) 1.25(m+v)+2.5s	Vy (ton)	P (ton) 1.25(m+v)-2.5s	Vy (ton)	P (ton) 0.9m+2.5s	Vy (ton)	P (ton) 0.9m-2.5s	Vy (ton)
7	17.4	0.1	16.3	5.1	13.8	4.9	10.3	5.1	7.8	4.9
6	46.6	0.1	42.4	4.1	35.9	3.9	23.1	4.1	16.6	3.9
5	68.6	0.1	63.0	4.4	53.0	4.1	35.8	4.3	25.8	4.2
4	89.8	0.1	83.0	4.1	69.5	3.9	48.3	4.1	34.8	3.9
3	111.0	0.1	102.8	3.6	86.3	3.4	60.7	3.6	44.2	3.4
2	132.6	0.1	122.8	3.1	103.3	2.9	73.1	3.1	53.6	2.9
1	153.5	0.1	141.6	0.2	120.6	0.0	85.0	0.2	64.0	0.0

$$(0.9M - S) Pu = 7.8\text{ton}, Vu2 = 4.9\text{ton}$$

$$Vmin = \min(Vu1, Vu2) = 4.9\text{ton}$$

$$(0.9M - S) Vu = 1.9 \text{ ton}$$

$$Vu < Vmin \rightarrow Vu = Vmin = 4.9\text{ton}$$

La resistencia a flexocompresión del concreto:

$$(0.9M - 2.5s) Pu = 7.8\text{ton}, Vc = 11.49\text{ton}$$

$$\theta Vc > Vu, 9.8\text{ton} > 4.9\text{ton}$$

La resistencia a flexocompresión del concreto es suficiente para resistir la cortante de diseño en todos los pisos. Se procederá a calcular los espaciamientos máximos exigidos por la norma.

El espaciamiento máximo de los estribos será el menor de:

- ✓ Ocho veces el diámetro de la barra vertical confinada de menor diámetro.

$$s_o = 8 \times 1.59 = 13cm$$

- ✓ La mitad de la menor dimensión de la columna

$$s_o = \frac{\min(35,50)}{2} = 17.5cm$$

- ✓ Espaciamiento recomendado

$$s_o = 10cm$$

La longitud de colocación mínima, medida desde la cara, será el mayor de:

- ✓ La sexta parte de la luz libre de la columna.

$$L_o = \frac{360 - 70}{6} = 48cm$$

- ✓ Mayor dimensión de la columna

$$L_o = \max(35,50) = 50cm$$

- ✓ Longitud recomendada

$$L_o = 50cm$$

Para las zonas intermedias se usará las recomendaciones de la norma para estribos en columnas en compresión.

c. **Requerimiento de estribos en columnas en compresión**

El espaciamiento máximo de los estribos será el menor de:

- ✓ Dieciséis veces el diámetro de la barra vertical confinada de menor diámetro.

$$s = 16 \times 1.59 = 25.4cm$$

- ✓ Cuarentaiocho veces el diámetro del estribo.

$$s = 48 \times 0.95 = 45.7cm$$

- ✓ La menor dimensión de la columna

$$s = \min (35,50) = 35\text{cm}$$

- ✓ Espaciamiento recomendado

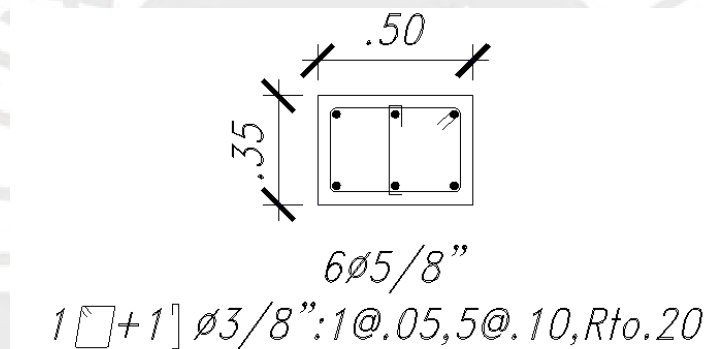
$$s = 30\text{cm}$$

Adicionalmente la norma pone un límite al espaciamiento de refuerzo por cortante, cuyo valor es la mitad del peralte.

$$s_{max} = \frac{44}{2} = 22\text{ cm}$$

Por tanto, se colocarán estribos simples de 3/8" cada 10cm una distancia de 50 cm en cada extremo y cada 20 cm en los tramos intermedios.

Figura 12: Sección final - Columna C1.



6.2 Columna C2

La columna C2 tiene una sección de rectangular de 40cm x 100 cm. Hay una de este tipo, que comenzara en la parte superior de las zapatas hasta llegar al séptimo piso. Se encuentra entre los ejes F y 4 del plano en planta.

6.2.1 Metrado de cargas

Tabla 25: Carga axial viva y muerta acumulada por piso–Columna C2.

piso	he (m)	at (m ²)	at acum (m ²)	ai acum (m ²)	fr	Lr (kg/m ²)	Pv acum (kg)	Pm (kg)	Pm acum (kg)
7	3.6	27.4	27.4	54.8	0.9	261.0	7,152	16,109	16,109
6	3.6	27.4	54.8	109.6	0.7	207.0	11,345	18,774	34,883
5	3.6	27.4	82.2	164.4	0.6	183.0	15,044	18,774	53,657
4	3.6	27.4	109.6	219.2	0.6	168.0	18,415	18,774	72,431
3	3.6	27.4	137.0	274.0	0.5	159.0	21,785	18,774	91,205
2	3.6	27.4	164.4	328.8	0.5	150.0	24,663	18,774	109,979
1	4.1	27.4	191.8	383.6	0.5	150.0	28,773	19,254	129,233

donde:

he	:	altura de entrepiso
at	:	área tributaria de la columna por piso
fr	:	factor de reducción de carga viva
Lr	:	carga viva reducida por unidad de área
Pv	:	carga axial debido a la carga viva reducida
Pm	:	carga axial debido a la carga muerta

Para el cálculo de los momentos, se está considerando solo el actuante en el piso de análisis. Es por eso, que los momentos debido a cargas de gravedad serán considerados conservadoramente iguales en todos los pisos.

Tabla 26: Carga axial por piso – Columna C2

piso	P (ton)		
	Pm acum	Pv acum	P sismo
7	16.1	7.2	8.7
6	34.9	11.3	19.6
5	53.7	15.0	31.8
4	72.4	18.4	45.4
3	91.2	21.8	59.5
2	110.0	24.7	72.0
1	129.2	28.8	81.2

Tabla 27: Momentos en la zona superior e inferior de la columna C2.

Zona superior de la columna						
piso	Mx (Ton-m)			My (Ton-m)		
	Mm	Mv	Ms	Mm	Mv	Ms
7	0.4	0.8	32.1	6.8	4.6	2.2
6	0.4	0.8	14.1	6.8	4.6	1.8
5	0.4	0.8	24.4	6.8	4.6	2.0
4	0.4	0.8	18.2	6.8	4.6	2.0
3	0.4	0.8	20.3	6.8	4.6	1.8
2	0.4	0.8	8.1	6.8	4.6	1.3
1	0.4	0.8	13.3	6.8	4.6	0.7

Zona inferior de la columna						
piso	Mx (Ton-m)			My (Ton-m)		
	Mm	Mv	Ms	Mm	Mv	Ms
7	0.2	0.4	26.1	3.4	2.3	2.0
6	0.2	0.4	15.4	3.4	2.3	1.9
5	0.2	0.4	23.8	3.4	2.3	2.0
4	0.2	0.4	20.1	3.4	2.3	1.9
3	0.2	0.4	25.5	3.4	2.3	1.7
2	0.2	0.4	13.0	3.4	2.3	1.3
1	0.2	0.4	28.8	3.4	2.3	0.7

Los momentos debido a sismo alrededor de X son elevados debido a que la columna está tomando bastante cortante en la dirección Y. Se considera momento máximo al mayor valor entre la zona superior e inferior de la columna.

Tabla 28: Combinaciones de carga p/momentos máx. alrededor de X e Y-Columna C2

piso	he (m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)
		1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
7	3.6	34.8	1.9	37.8	33.6	20.4	30.6	23.2	32.5	5.8	31.7
6	3.6	68.1	1.9	77.4	16.2	38.2	14.7	51.0	15.6	11.8	15.2
5	3.6	100.7	1.9	117.7	25.9	54.1	23.1	80.1	24.8	16.5	24.0
4	3.6	132.6	1.9	158.9	20.9	68.1	19.4	110.6	20.3	19.8	19.9
3	3.6	164.7	1.9	200.8	26.3	81.8	24.8	141.6	25.7	22.6	25.3
2	3.6	196.0	1.9	240.4	13.8	96.4	12.3	171.0	13.2	27.0	12.8
1	4.1	229.8	1.9	278.7	29.6	116.3	28.1	197.5	29.0	35.1	28.6

piso	he (m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
		1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
7	3.6	34.8	17.3	37.8	16.5	20.4	12.1	23.2	8.3	5.8	3.9
6	3.6	68.1	17.3	77.4	16.1	38.2	12.5	51.0	7.9	11.8	4.3
5	3.6	100.7	17.3	117.7	16.3	54.1	12.3	80.1	8.1	16.5	4.1
4	3.6	132.6	17.3	158.9	16.3	68.1	12.3	110.6	8.1	19.8	4.1
3	3.6	164.7	17.3	200.8	16.1	81.8	12.5	141.6	7.9	22.6	4.3
2	3.6	196.0	17.3	240.4	15.6	96.4	13.0	171.0	7.4	27.0	4.8
1	4.1	229.8	17.3	278.7	15.0	116.3	13.6	197.5	6.8	35.1	5.4

6.2.2 Análisis de Esbeltez

La esbeltez es la relación entre la altura y la dimensión en la dirección de análisis de la columna. Cuando tiene un valor alto influye aumentando las cargas sobre el elemento. Si el entrepiso tiene desplazamientos pequeños se considera como arriostrado. Para saber si el entrepiso es arriostrado se calculará el índice de estabilidad de entrepiso. Cada índice corresponde al entrepiso y ya fue calculado en el ejemplo correspondiente a la columna C1.

En columnas arriostradas, si su esbeltez es menor a un valor límite, no se amplificarán las cargas.

Tabla 29: Análisis de la esbeltez límite en la dirección X e Y – Columna C2

En X		M1/M2					Esbeltez límite					Limite min	esbeltez
piso	lu (m)	$1.4m+1.7v$	$1.25(m+v)$ +s	$1.25(m+v)$ -s	0.9m+s	0.9m-s	$1.4m+1.7v$	$1.25(m+v)$ +s	$1.25(m+v)$ -s	0.9m+s	0.9m-s		
7	3.1	-2.0	-1.3	-1.2	-1.2	-1.2	40	40	40	40	40	40	26
6	3.1	-2.0	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	40	40	40	40	40	40	26
5	3.1	-2.0	-1.1	-1.0	-1.0	-1.0	40	40	40	40	40	40	26
4	3.1	-2.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.9	40	40	40	40	40	40	26
3	3.1	-2.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	40	40	40	40	40	40	26
2	3.1	-2.0	-0.7	-0.5	-0.6	-0.6	40	40	40	40	40	40	26
1	3.3	-2.0	-0.5	-0.4	-0.5	-0.5	40	40	39	40	39	39	28

En Y		M1/M2					Esbeltez límite					Limite min	esbeltez
piso	lu (m)	$1.4m+1.7v$	$1.25(m+v)$ +s	$1.25(m+v)$ -s	0.9m+s	0.9m-s	$1.4m+1.7v$	$1.25(m+v)$ +s	$1.25(m+v)$ -s	0.9m+s	0.9m-s		
7	3.1	-2.0	-1.8	-2.4	-1.6	-3.7	40	40	40	40	40	40	10
6	3.1	-2.0	-1.8	-2.4	-1.6	-3.7	40	40	40	40	40	40	10
5	3.1	-2.0	-1.8	-2.4	-1.6	-3.9	40	40	40	40	40	40	10
4	3.1	-2.0	-1.8	-2.3	-1.6	-3.6	40	40	40	40	40	40	10
3	3.1	-2.0	-1.8	-2.3	-1.7	-3.2	40	40	40	40	40	40	10
2	3.1	-2.0	-1.9	-2.2	-1.7	-2.7	40	40	40	40	40	40	10
1	3.3	-2.0	-1.9	-2.1	-1.8	-2.3	40	40	40	40	40	40	11

donde :

l_u = Longitud no arriostrada de la columna.

M1/M2 = Cociente entre Momentos amplif. zona sup. e inf.
Signo negativo para doble curvatura.

Esbeltez Lim. = mínimo $(34 - 12 \times \frac{M1}{M2}, 40)$

$$\text{Esbeltez} = \frac{k \times l_u}{r}$$

donde:

k = Factor de longitud efectiva.

Arriostrado lateralmente $\rightarrow k = 1$

$r_{(x,y)}$ = radio de giro

Sección rectangular $\rightarrow r = 0.3 \times \text{dimension de la columna}$

Los valores hallados en todos los pisos cumplen las condiciones, por lo que se ignoraran los efectos de la esbeltez.

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq \min \left(34 - 12 \times \frac{M1}{M2}, 40 \right)$$

También se cumple:

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 100$$

6.2.3 Diseño por flexocompresión

Al tener dos momentos flectores que actúan simultáneamente en la columna se espera que la resistencia a carga axial sea inferior a la que tendría si solo hubiera un momento flector en una dirección.

a. Resistencia de la columna por flexión biaxial

Calcularemos la capacidad de la sección cuando soporte únicamente momento flector en la dirección Y, cuando soporte únicamente momento flector en la dirección X y cuando solo soporte únicamente carga axial. Con estos datos utilizaremos la fórmula de Bresler para calcular la resistencia a carga axial de la columna.

Tabla 30: Combinaciones de carga para Momentos alrededor de X e Y – Columna C2

piso	he (m)	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
		P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)
7	3.6	34.8	1.9	37.8	33.6	20.4	30.6	23.2	32.5	5.8	31.7
6	3.6	68.1	1.9	77.4	16.2	38.2	14.7	51.0	15.6	11.8	15.2
5	3.6	100.7	1.9	117.7	25.9	54.1	23.1	80.1	24.8	16.5	24.0
4	3.6	132.6	1.9	158.9	20.9	68.1	19.4	110.6	20.3	19.8	19.9
3	3.6	164.7	1.9	200.8	26.3	81.8	24.8	141.6	25.7	22.6	25.3
2	3.6	196.0	1.9	240.4	13.8	96.4	12.3	171.0	13.2	27.0	12.8
1	4.1	229.8	1.9	278.7	29.6	116.3	28.1	197.5	29.0	35.1	28.6

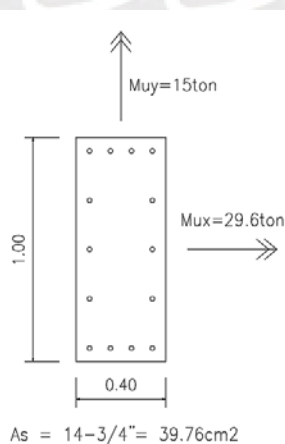
piso	he (m)	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
		P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
7	3.6	34.8	17.3	37.8	16.5	20.4	12.1	23.2	8.3	5.8	3.9
6	3.6	68.1	17.3	77.4	16.1	38.2	12.5	51.0	7.9	11.8	4.3
5	3.6	100.7	17.3	117.7	16.3	54.1	12.3	80.1	8.1	16.5	4.1
4	3.6	132.6	17.3	158.9	16.3	68.1	12.3	110.6	8.1	19.8	4.1
3	3.6	164.7	17.3	200.8	16.1	81.8	12.5	141.6	7.9	22.6	4.3
2	3.6	196.0	17.3	240.4	15.6	96.4	13.0	171.0	7.4	27.0	4.8
1	4.1	229.8	17.3	278.7	15.0	116.3	13.6	197.5	6.8	35.1	5.4

La combinación de cargas dominante es 1.25CM+1.25CV+S, se usarán cargas en el primer piso, donde la carga axial es máxima.

$$P_u = 278.7 \text{ ton}, M_{ux} = 29.6 \text{ ton} \times m, M_{uy} = 15.0 \text{ ton} \times m$$

Mediante tanteos se han probado diferentes distribuciones de acero, hasta llegar a la siguiente:

Figura 13: Sección final de columna C2.



b. Capacidad de la sección considerando únicamente Momento alrededor de Y:

Con ayuda del diagrama de interacción de la sección se encuentra la capacidad de la sección para M_y .

$$M_{uy} = 15 \text{ ton} \times m \rightarrow \theta \times P_{ny} = 0.8 \times \theta \times P_o = 490 \text{ ton}$$

Este valor corresponde al valor máximo que puede resistir la sección en compresión incluyendo un factor de seguridad debido a la excentricidad

c. Capacidad de la sección considerando únicamente Momento alrededor de X:

Con ayuda del diagrama de interacción de la sección se encuentra la capacidad de la sección para M_x .

$$M_{ux} = 29.6 \text{ ton} \times m \rightarrow \theta \times P_{nx} = 0.8 \times \theta \times P_o = 490 \text{ ton}$$

Este valor corresponde al valor máximo que puede resistir la sección en compresión incluyendo un factor de seguridad debido a la excentricidad

d. Capacidad de la sección considerando únicamente carga axial:

La capacidad de la sección si solo existiera carga axial:

$$\theta = 0.7, f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, A_g = 4000 \text{ cm}^2, A_{st} = 39.76 \text{ cm}^2, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta \times P_o = \theta \times (0.85 \times f_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y) = 612 \text{ ton}$$

La carga axial amplificada debe ser mayor a la décima parte de la capacidad de la sección si solo existiera carga axial, y menor a la capacidad máxima de la sección.

$$0.8\theta P_o > P_u > 0.1\theta P_o$$

$$490 \text{ ton} > 278.7 \text{ ton} > 61 \text{ ton}$$

e. Formula de Bresler

Se usará la fórmula:

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{\theta P_{nx}} + \frac{1}{\theta P_{ny}} - \frac{1}{\theta P_o}$$

Dónde:

P_{ur} Es la capacidad axial de la columna en flexión biaxial

θP_{nx} Es la capacidad de la sección con el momento actuando solo alrededor de X

θP_{ny} Es la capacidad de la sección con el momento actuando solo alrededor de Y

θP_o Es la capacidad de la sección cuando solamente actúa la carga axial

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{490 \text{ ton}} + \frac{1}{490 \text{ ton}} - \frac{1}{612 \text{ ton}}$$

$$P_{ur} = 410 \text{ ton}$$

La capacidad de la columna en flexión biaxial es mayor a la carga axial amplificada.

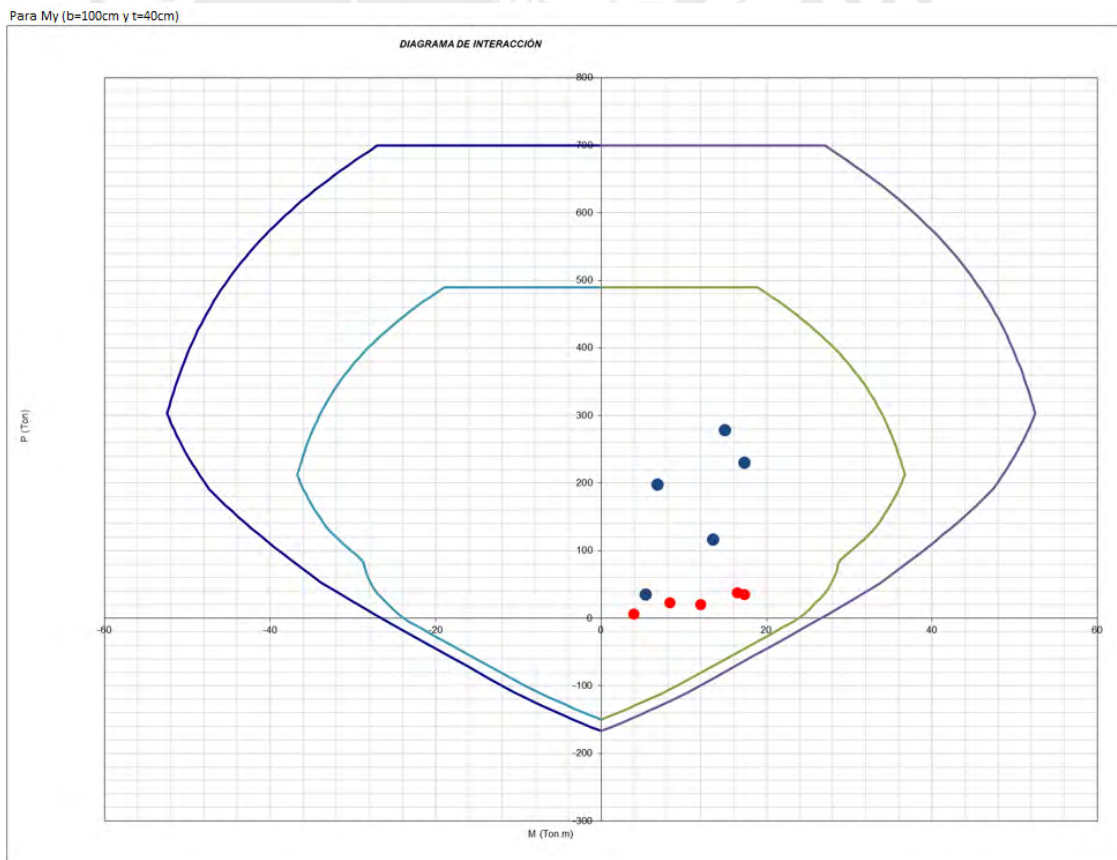
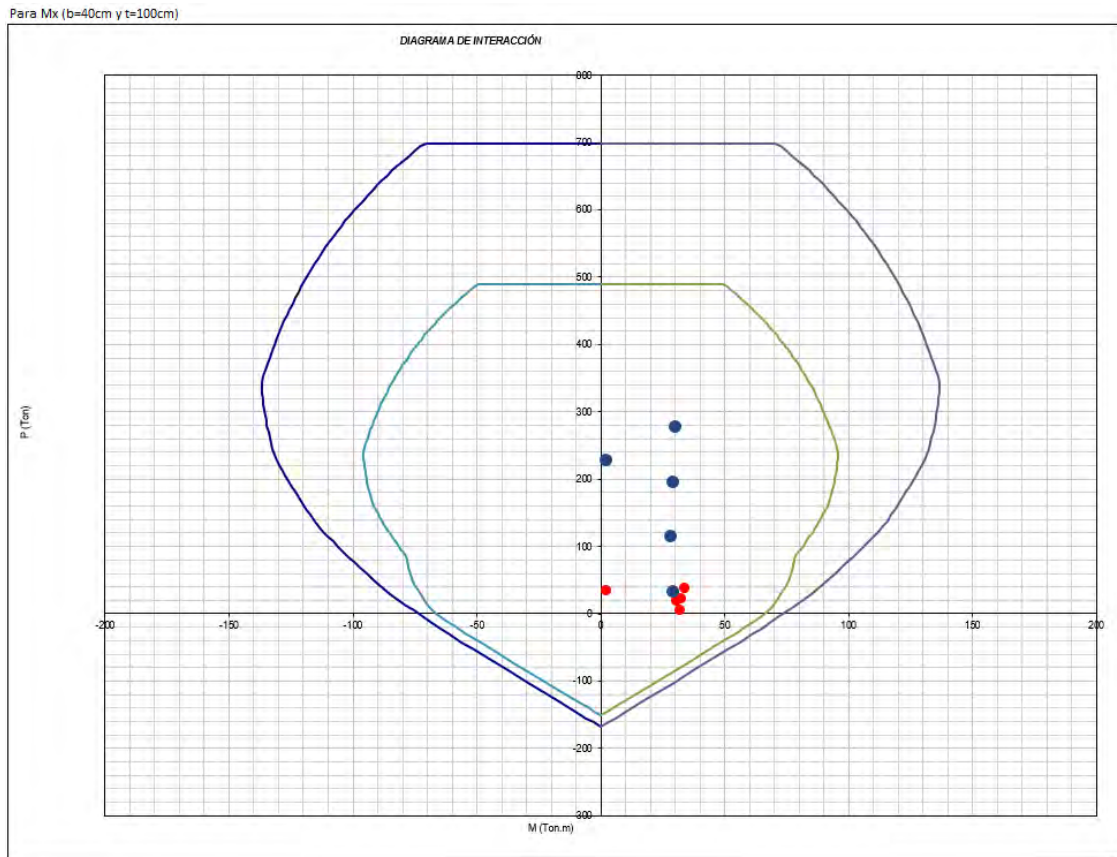
$$P_{ur} > P_u$$

$$410 \text{ ton} > 278.7 \text{ ton}$$

f. Diagramas de interacción de la columna

Para el momento alrededor del eje X se comprobó que las combinaciones de gravedad y sismo en todos los pisos sean menores a la capacidad de la columna. Lo mismo se hizo en la dirección Y.

Figura 14: Diagrama de interacción de la columna Mx y My–Columna C2.



6.2.4 Diseño por Cortante

La cortante en la sección de la columna es constante.

Tabla 31: Cortante muerta, viva y de sismo por piso en la dirección X e Y – Columna C2.

piso	Vy (ton)			Vx (ton)		
	Vm	Vv	Vs	Vm	Vv	Vs
7	0.2	0.3	16.2	2.8	1.9	1.1
6	0.2	0.3	8.2	2.8	1.9	1.0
5	0.2	0.3	13.4	2.8	1.9	1.1
4	0.2	0.3	10.6	2.8	1.9	1.1
3	0.2	0.3	12.7	2.8	1.9	1.0
2	0.2	0.3	5.8	2.8	1.9	0.8
1	0.1	0.3	10.2	2.5	1.7	0.3

La cortante de diseño se da en la dirección Y, con la combinación 0.9CM-S, en el séptimo piso ($V_{uy} = 16\text{ton}$, $P_u = 5.8\text{ton}$). Se calculará la resistencia a corte de la sección considerando solo el aporte del concreto en el primer y último piso.

Tabla 32: Combinaciones principales en la dirección X e Y – Columna C2.

piso	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)
	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
7	34.8	7.2	37.8	7.0	20.4	4.8	23.2	3.6	5.8	1.4
6	68.1	7.2	77.4	6.9	38.2	4.9	51.0	3.5	11.8	1.5
5	100.7	7.2	117.7	7.0	54.1	4.8	80.1	3.6	16.5	1.4
4	132.6	7.2	158.9	7.0	68.1	4.8	110.6	3.6	19.8	1.4
3	164.7	7.2	200.8	6.9	81.8	4.9	141.6	3.5	22.6	1.5
2	196.0	7.2	240.4	6.7	96.4	5.1	171.0	3.3	27.0	1.7
1	229.8	6.4	278.7	5.6	116.3	5.0	197.5	2.6	35.1	2.0

piso	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)
	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
7	34.8	0.8	37.8	16.8	20.4	15.6	23.2	16.4	5.8	16.0
6	68.1	0.8	77.4	8.8	38.2	7.6	51.0	8.4	11.8	8.0
5	100.7	0.8	117.7	14.0	54.1	12.8	80.1	13.6	16.5	13.2
4	132.6	0.8	158.9	11.2	68.1	10.0	110.6	10.8	19.8	10.4
3	164.7	0.8	200.8	13.3	81.8	12.1	141.6	12.9	22.6	12.5
2	196.0	0.8	240.4	6.4	96.4	5.2	171.0	6.0	27.0	5.6
1	229.8	0.7	278.7	10.7	116.3	9.7	197.5	10.3	35.1	10.1

Resistencia de la sección considerando solo el aporte del concreto en el séptimo piso, para la combinación con sismo:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{5800}{140 \times 40 \times 100} \right) \times \frac{(40 \times 94)}{1000} = 29.2 \text{ ton}$$

$$\theta V_c = 0.85 \times 29.2 = 24.8 \text{ ton}$$

$$\theta V_c > V_u, 24.8 \text{ ton} > 16 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto irá aumentando en los pisos inferiores, por lo que no será necesario calcularla.

La resistencia del concreto es suficiente para las cortantes amplificadas. Los estribos que se colocarán serán los requeridos por la norma para elementos que resisten cargas de sismo.

a. Requerimiento de estribos en columnas con responsabilidad sísmica:

La norma exige que usemos una cortante mínima de diseño ($V_u \text{ min}$), que será el menor valor de la cortante encontrada por diseño por capacidad y de usar un factor de amplificación de cargas de 2.5. Se usará la cortante en la dirección Y que domina todos los pisos.

Para el diseño por capacidad se supondrá que se podrían desarrollar rótulas en los extremos de la columna, por lo que en los extremos se usarán los momentos nominales relacionados a la combinación de cargas dominante. Asumiendo que la columna trabaja en doble curvatura se calculará la cortante.

Se calculará la cortante mínima de diseño en el séptimo piso, donde la resistencia suministrada por el concreto es menor debido a que las cargas axiales en la columna.

En el séptimo piso la cortante encontrada amplificando las cargas por el factor de 2.5 es menor a la encontrada por capacidad, por lo que será la cortante mínima. La cortante última tomara el valor de la cortante mínima hallada.

Usando el diseño por capacidad:

Tabla 33: Combinaciones principales en la dirección Y – Columna C2.

	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)
piso	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+s		1.25(m+v)-s		0.9m+s		0.9m-s	
7	34.8	0.8	37.8	16.8	20.4	15.6	23.2	16.4	5.8	16.0
6	68.1	0.8	77.4	8.8	38.2	7.6	51.0	8.4	11.8	8.0
5	100.7	0.8	117.7	14.0	54.1	12.8	80.1	13.6	16.5	13.2
4	132.6	0.8	158.9	11.2	68.1	10.0	110.6	10.8	19.8	10.4
3	164.7	0.8	200.8	13.3	81.8	12.1	141.6	12.9	22.6	12.5
2	196.0	0.8	240.4	6.4	96.4	5.2	171.0	6.0	27.0	5.6
1	229.8	0.7	278.7	10.7	116.3	9.7	197.5	10.3	35.1	10.1

$$(0.9m - s), Pu = 5.8\text{ton}, Mn = 78 \text{ ton} \times m, Vn = \frac{2 \times 78}{3.6 - 0.7} = 54 \text{ ton},$$

$$Vu1 = 0.85 \times 54 = 45.9\text{ton}$$

Usando 2.5 como factor de amplificación de sismo:

Tabla 34: Combinaciones 2.5 factor de amplificación, dirección Y–Columna C2.

	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)	P (ton)	Vy (ton)
piso	1.4m+1.7v		1.25(m+v)+2.5s		1.25(m+v)-2.5s		0.9m+2.5s		0.9m-2.5s	
7	34.8	0.8	50.9	41.1	7.4	39.9	36.2	40.7	-7.3	40.3
6	68.1	0.8	106.8	21.1	8.8	19.9	80.4	20.7	-17.6	20.3
5	100.7	0.8	165.4	34.1	6.4	32.9	127.8	33.7	-31.2	33.3
4	132.6	0.8	227.0	27.1	0.0	25.9	178.7	26.7	-48.3	26.3
3	164.7	0.8	290.0	32.4	-7.5	31.1	230.8	31.9	-66.7	31.6
2	196.0	0.8	348.4	15.1	-11.6	13.9	279.0	14.7	-81.0	14.3
1	229.8	0.7	400.5	26.0	-5.5	25.0	319.3	25.6	-86.7	25.4

$$(0.9m - 2.5s) Pu = -7.3 \text{ ton}, Vu2 = 40 \text{ ton}$$

$$Vmin = \min(Vu1, Vu2) = 40\text{ton}$$

$$(0.9m + s) Vu = 16 \text{ ton}$$

$$Vu < Vmin \rightarrow Vu = Vmin = 40\text{ton}$$

La resistencia a flexocompresión del concreto:

$$(0.9m - 2.5s) Pu = -7.3 \text{ ton}, Vu = 40\text{ton},$$

$$\frac{Pu}{Ag} = \frac{7300}{100 \times 40} = 1.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \frac{Pu}{Ag} \leq 35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad Vc = 27.4\text{ton}$$

$$\theta Vs = \frac{40}{0.85} - 27.4 = 17 \text{ ton}$$

$$s = \frac{1.42 \times 4200 \times (100 - 6)}{17 \times 1000} = 28\text{cm}$$

La resistencia a flexocompresión del concreto no es suficiente para resistir la cortante de diseño en el último piso. Se necesita estribos de 3/8" cada 25 cm. Se procederá a calcular los espaciamientos máximos exigidos por la norma.

El espaciamiento máximo de los estribos será el menor de:

✓ Ocho veces el diámetro de la barra vertical confinada de menor diámetro.

$$so = 8 \times 1.905 = 15\text{cm}$$

- ✓ La mitad de la menor dimensión de la columna

$$s_o = \frac{\min(40,100)}{2} = 20cm$$

- ✓ Espaciamiento recomendado

$$s_o = 10cm$$

La longitud de colocación mínima, medida desde la cara, será el mayor de:

- ✓ La sexta parte de la luz libre de la columna.

$$L_o = \frac{360 - 70}{6} = 48cm$$

- ✓ Mayor dimensión de la columna

$$L_o = \max(40,100) = 100cm$$

- ✓ Longitud recomendada

$$L_o = 50cm$$

Para las zonas intermedias se usará las recomendaciones de la norma para estribos en columnas en compresión.

b. Requerimiento de estribos en columnas en compresión

El espaciamiento máximo de los estribos será el menor de:

- ✓ Dieciséis veces el diámetro de la barra vertical confinada de menor diámetro.

$$s = 16 \times 1.905 = 30.48cm$$

- ✓ Cuarentaiocho veces el diámetro del estribo.

$$s = 48 \times 0.953 = 45.72cm$$

- ✓ La menor dimensión de la columna

$$s = \min(40,100) = 40cm$$

- ✓ Espaciamiento recomendado

$$s = 30cm$$

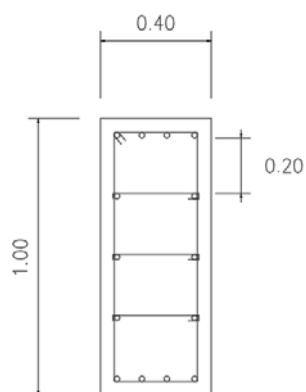
Adicionalmente la norma pone un límite al espaciamiento de refuerzo por cortante, cuyo valor es la mitad del peralte efectivo.

$$s_{max} = \frac{94}{2} = 47cm$$

Por tanto, se colocarán estribos simples de 3/8" cada 10cm una distancia de 100 cm en cada extremo y cada 30 cm en los tramos intermedios.

Cuando el distanciamiento entre los refuerzos verticales sea mayor de 15 cm se usarán zunchos con un dobles a 90° y rectos en cada extremo.

Figura 15: Sección final de la columna C2 (40cm × 100cm).



14ø3/4"

□ø3/8":10@0.10,Rto.0.30

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

7.2 Placa P1

La placa P1 tiene una sección de rectangular de 0.20mx21.3m, que es constante en toda su altura.

7.2.1 **Metrado de cargas**

El metrado de las cargas de gravedad se realizó usando el programa EXCEL. Para la carga viva se está considerando la reducción permitida por la Norma E-020. Como el área tributaria va acumulándose, la reducción será mayor para los primeros pisos.

$$Lr = Lo(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}})$$

Dónde:

Lr = Intensidad de la carga viva reducida

Lo = Intensidad de la carga viva sin reducir

A_i = Área de influencia del elemento en m^2 ($A_i = k \times A_t$)

k = 2 para vigas de borde e interiores y 1 para aligerados

A_t = Área tributaria del elemento en m^2

Las áreas tributarias deben ser mayores a $40m^2$ para que se puedan reducir y la reducción no podrá ser mayor al 50%.

Las cargas de sismo serán obtenidas del modelo sísmico realizado en ETABS.

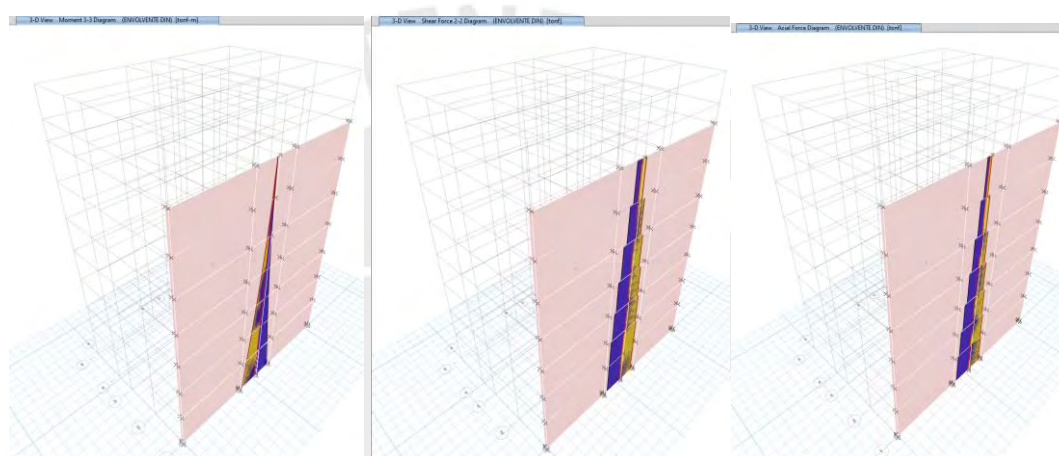
Tabla 35: Carga axial viva y muerta acumulada por piso – Placa P1.

piso	he (m)	at (m2)	at acum (m2)	Lr (kg/m2)	Pv acum (kg)	Pm (kg)	Pm acum (kg)
7	3.6	41	41	300	12,369	50,896	50,896
6	3.6	41	82	300	24,738	54,815	105,711
5	3.6	41	124	300	37,107	54,815	160,527
4	3.6	41	165	300	49,476	54,815	215,342
3	3.6	41	206	300	61,845	54,815	270,158
2	3.6	41	247	300	74,214	54,815	324,973
1	4.1	41	289	300	86,583	59,927	384,900

Dónde:	h_e	:	altura de entrepiso
	a_t	:	área tributaria de la columna por piso
	L_r	:	carga viva por unidad de área
	P_v	:	carga axial debido a la carga viva
	P_m	:	carga axial debido a la carga muerta

Con el modelo sísmico construido en ETABS, se obtienen las fuerzas debido al sismo:

Figura 16: Envolvente de momentos alrededor de X, fuerzas cortantes en Y y axiales por sismo – Placa P1.



Para el cálculo de los momentos, se está considerando únicamente el actuante en el piso de análisis. Es por eso que las magnitudes de los momentos debido a cargas de gravedad, serán consideradas iguales en todos los pisos.

Se calcularán las fuerzas que actúan sobre la placa y también en los puntos en donde hay cargas concentradas, debido a vigas perpendiculares al plano del muro.

7.2.2 Fuerzas actuantes en la placa:

Del análisis estático en la dirección X, se obtiene que la placa P1 está tomando 164 ton de cortante en la base, que corresponde a un 41% de la cortante total en el primer piso. Por este motivo la Norma E-060 especifica que este tipo de elemento debe usar un factor de amplificación de sismo de 1.25.

Tabla 36-A: Cortante tomada por cada placa, debido al análisis estático en X.

V aplicada primer piso (kg)	397,850			
	PLACA 1	PLACA 2	PLACA 3	PLACA 4
V tomada por cada muro (kg)	164,420	206,400	1,010	24,780
Porcentaje tomado por c/placa	41%	52%	0%	6%

A continuación, se muestran las fuerzas y combinaciones que se tomarán en cuenta para el diseño:

Tabla 36-B: Fuerzas axiales, momentos alrededor de Y (en las secciones superior e inferior) y fuerzas cortantes Vx – Placa P1.

piso	he (m)	P (ton)			My (tonxm)						Vx (ton)		
		Pm acum	Pv acum	Psismo	superior			inferior			Vm	Vv	Vs
					Mm	Mv	Ms	Mm	Mv	Ms			
7	3.6	51	12	14	0.6	0.5	13	0.3	0.3	186	0.3	0.2	55
6	3.6	106	25	29	0.3	0.2	171	0.2	0.1	496	0.1	0.1	92
5	3.6	161	37	45	0.3	0.2	480	0.2	0.1	938	0.1	0.1	128
4	3.6	215	50	61	0.3	0.2	923	0.2	0.1	1484	0.1	0.1	157
3	3.6	270	62	75	0.3	0.2	1470	0.2	0.1	2100	0.1	0.1	177
2	3.6	325	74	87	0.3	0.2	2090	0.2	0.1	2778	0.1	0.1	194
1	4.1	385	87	95	0.3	0.2	2770	0.2	0.1	3556	0.1	0.1	195

Tabla 37: Combinación de momentos alrededor de Y para la sección superior e inferior de la placa P1.

Seccion superior		P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
piso	he (m)	1.4m+1.		1.25(m+		1.25(m+v-s)		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
7	3.6	92.3	1.7	96.6	17.6	61.6	14.9	63.3	16.8	28.3	15.7
6	3.6	190.0	0.8	199.3	214.4	126.8	213.1	131.4	214.0	58.9	213.5
5	3.6	287.8	0.8	303.3	600.6	190.8	599.4	200.7	600.3	88.2	599.7
4	3.6	385.6	0.8	407.3	1154.4	254.8	1153.1	270.0	1154.0	117.5	1153.5
3	3.6	483.3	0.8	508.8	1838.1	321.3	1836.9	336.9	1837.8	149.4	1837.2
2	3.6	581.1	0.8	607.8	2613.1	390.3	2611.9	401.3	2612.8	183.8	2612.2
1	4.1	686.1	0.8	708.1	3463.1	470.6	3461.9	465.2	3462.8	227.7	3462.2

Seccion inferior

piso	he (m)	1.4m+1.		1.25(m+)		1.25(m+v-s)		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
		P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
7	3.6	92.3	0.9	96.6	233.3	61.6	231.8	63.3	232.8	28.3	232.2
6	3.6	190.0	0.5	199.3	620.4	126.8	619.6	131.4	620.2	58.9	619.8
5	3.6	287.8	0.5	303.3	1172.9	190.8	1172.1	200.7	1172.7	88.2	1172.3
4	3.6	385.6	0.5	407.3	1855.4	254.8	1854.6	270.0	1855.2	117.5	1854.8
3	3.6	483.3	0.5	508.8	2625.4	321.3	2624.6	336.9	2625.2	149.4	2624.8
2	3.6	581.1	0.5	607.8	3472.9	390.3	3472.1	401.3	3472.7	183.8	3472.3
1	4.1	686.1	0.5	708.1	4445.4	470.6	4444.6	465.2	4445.2	227.7	4444.8

Tabla 39: Combinación de momentos máximos alrededor de Y en la placa P1.

Maximos (Zona superior e inferior)

piso	he (m)	1.4m+1.7v		1.25(m+v+s)		1.25(m+v-s)		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
		P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)	P (ton)	My (ton-m)
7	3.6	92.3	1.7	96.6	233.3	61.6	231.8	63.3	232.8	28.3	232.2
6	3.6	190.0	0.8	199.3	620.4	126.8	619.6	131.4	620.2	58.9	619.8
5	3.6	287.8	0.8	303.3	1172.9	190.8	1172.1	200.7	1172.7	88.2	1172.3
4	3.6	385.6	0.8	407.3	1855.4	254.8	1854.6	270.0	1855.2	117.5	1854.8
3	3.6	483.3	0.8	508.8	2625.4	321.3	2624.6	336.9	2625.2	149.4	2624.8
2	3.6	581.1	0.8	607.8	3472.9	390.3	3472.1	401.3	3472.7	183.8	3472.3
1	4.1	686.1	0.8	708.1	4445.4	470.6	4444.6	465.2	4445.2	227.7	4444.8

Tabla 40: Combinación de fuerzas cortantes en X en la placa P1.

piso	he (m)	1.4m+1.7v		1.25(m+v+s)		1.25(m+v-s)		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
		P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)	P (ton)	Vx (ton)
7	3.6	92.3	0.8	96.6	69.4	61.6	68.1	63.3	69.0	28.3	68.5
6	3.6	190.0	0.3	199.3	115.3	126.8	114.8	131.4	115.1	58.9	114.9
5	3.6	287.8	0.3	303.3	160.3	190.8	159.8	200.7	160.1	88.2	159.9
4	3.6	385.6	0.3	407.3	196.5	254.8	196.0	270.0	196.3	117.5	196.2
3	3.6	483.3	0.3	508.8	221.5	321.3	221.0	336.9	221.3	149.4	221.2
2	3.6	581.1	0.3	607.8	242.8	390.3	242.3	401.3	242.6	183.8	242.4
1	4.1	686.1	0.3	708.1	244.0	470.6	243.5	465.2	243.8	227.7	243.7

7.2.3 Fuerzas actuantes en los elementos donde actúan cargas concentradas perpendiculares al eje:

Hay cuatro puntos sobre la placa, en donde actúan cargas concentradas. Estos puntos se diseñarán como columnas con una longitud horizontal máxima del ancho de la viga, más el doble del espesor del muro, por cada lado libre.

Se hará el metrado de los elementos: c1 y c2. Se considera que la sección de los elementos en $0.4m \times 0.4m$.

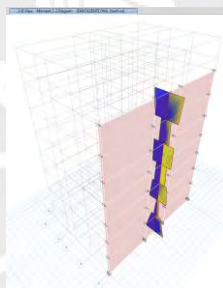
Figura 7.2.3: Elementos de borde en la placa P1.

**Elemento c1:**

Tabla 41: Carga axial viva y muerta acumulada en elemento c1.

piso	he (m)	Pv acum (kg)	Pm (kg)	Pm acum (kg)
7	3.6	0	1,882	1,882
6	3.6	0	1,882	3,764
5	3.6	0	1,882	5,646
4	3.6	0	1,882	7,528
3	3.6	0	1,882	9,410
2	3.6	0	1,882	11,291
1	4.1	0	2,074	13,365

Figura 7.2.3: Momentos por sismo alrededor de X sobre elemento c1.



Los momentos por sismo se distribuirán de manera proporcional, de acuerdo a la dimensión del elemento. En la Tabla 42 los valores fueron hallados de la siguiente manera:

Para el piso 1, analizando los Momentos actuantes alrededor del eje X:

$$M_{\text{sismo actuante en la placa}} = 31 \text{ ton}$$

Dimension de la placa = 21.3 m, Dimension del elemento c1 = 0.4 m

$$M_{\text{sismo actuante en elemento c1}} = \frac{0.4m}{21.3m} \times 31 \text{ ton} = 0.4 \text{ tonxm}$$

Tabla 42: Fuerzas axiales y momentos alrededor de X para la sección superior del elemento c1.

piso	he (m)	P (ton)			Mx (tonxm)		
		Pm acum	Pv acum	Psismo	Mm	Mv	Ms
7	3.6	1.9	0	0.2	0.6	0.0	0.2
6	3.6	3.8	0	0.4	0.3	0.0	0.0
5	3.6	5.6	0	0.6	0.3	0.0	0.3
4	3.6	7.5	0	0.9	0.3	0.0	0.2
3	3.6	9.4	0	1.1	0.3	0.0	0.3
2	3.6	11.3	0	1.2	0.3	0.0	0.2
1	4.1	13.4	0	1.3	0.3	0.0	0.4

Tabla 43: Combinación de momentos alrededor de X para la sección superior del elemento c1.

piso	he (m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)
		1.4m+1.7v		1.25(m+v+s)		1.25(m+v-s)		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
7	3.6	2.7	0.8	2.6	1.0	2.1	0.5	2.0	0.8	1.5	0.3
6	3.6	5.3	0.4	5.3	0.4	4.2	0.3	3.9	0.3	2.9	0.2
5	3.6	7.8	0.4	7.8	0.7	6.2	0.0	5.8	0.6	4.3	0.1
4	3.6	10.5	0.4	10.5	0.6	8.3	0.2	7.8	0.5	5.7	0.0
3	3.6	13.2	0.4	13.1	0.8	10.4	0.1	9.8	0.7	7.1	0.2
2	3.6	15.8	0.4	15.7	0.6	12.6	0.2	11.7	0.5	8.6	0.1
1	4.1	18.8	0.4	18.4	0.9	15.1	0.2	13.7	0.8	10.4	0.3

Elemento c2:

Tabla 44: Carga axial viva y muerta acumulada en elemento c2

piso	he (m)	at (m2)	at acum (m2)	Lr (kg/m2)	Pv acum (kg)	Pm (kg)	Pm acum (kg)
7	3.6	5	5	300	1,483	3,365	3,365
6	3.6	5	10	300	2,966	3,995	7,360
5	3.6	5	15	300	4,448	3,995	11,355
4	3.6	5	20	300	5,931	3,995	15,351
3	3.6	5	25	300	7,414	3,995	19,346
2	3.6	5	30	300	8,897	3,995	23,342
1	4.1	5	35	300	10,379	3,995	27,337

Tabla 45: Fuerzas axiales y momentos alrededor de X para la sección superior del elemento c2.

piso	he (m)	P (ton)			Mx (tonxm)		
		Pm acum	Pv acum	Psismo	Mm	Mv	Ms
7	3.6	3.4	1.5	0.2	2.8	1.7	0.2
6	3.6	7.4	3.0	0.4	1.4	0.9	0.0
5	3.6	11.4	4.4	0.6	1.4	0.9	0.3
4	3.6	15.4	5.9	0.9	1.4	0.9	0.2
3	3.6	19.3	7.4	1.1	1.4	0.9	0.3
2	3.6	23.3	8.9	1.2	1.4	0.9	0.2
1	4.1	27.3	10.4	1.3	1.4	0.9	0.4

Tabla 46: Combinación de momentos alrededor de X para la sección superior de elemento c2.

piso	he (m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)
		1.4m+1.7v		1.25(m+v+s)		1.25(m+v-s)		0.9m+1.25s		0.9m-1.25s	
7	3.6	7.3	6.9	6.4	5.9	5.9	5.4	3.3	2.8	2.8	2.3
6	3.6	15.5	3.5	13.5	2.9	12.5	2.8	7.2	1.3	6.1	1.2
5	3.6	23.4	3.5	20.5	3.2	19.0	2.5	11.0	1.6	9.5	0.9
4	3.6	31.6	3.5	27.7	3.1	25.6	2.7	14.9	1.5	12.8	1.0
3	3.6	39.6	3.5	34.7	3.3	32.1	2.5	18.7	1.7	16.0	0.8
2	3.6	47.8	3.5	41.8	3.1	38.7	2.7	22.5	1.4	19.4	1.1
1	4.1	55.9	3.5	48.8	3.4	45.5	2.3	26.2	1.8	22.9	0.7

7.2.4 Diseño por flexocompresión

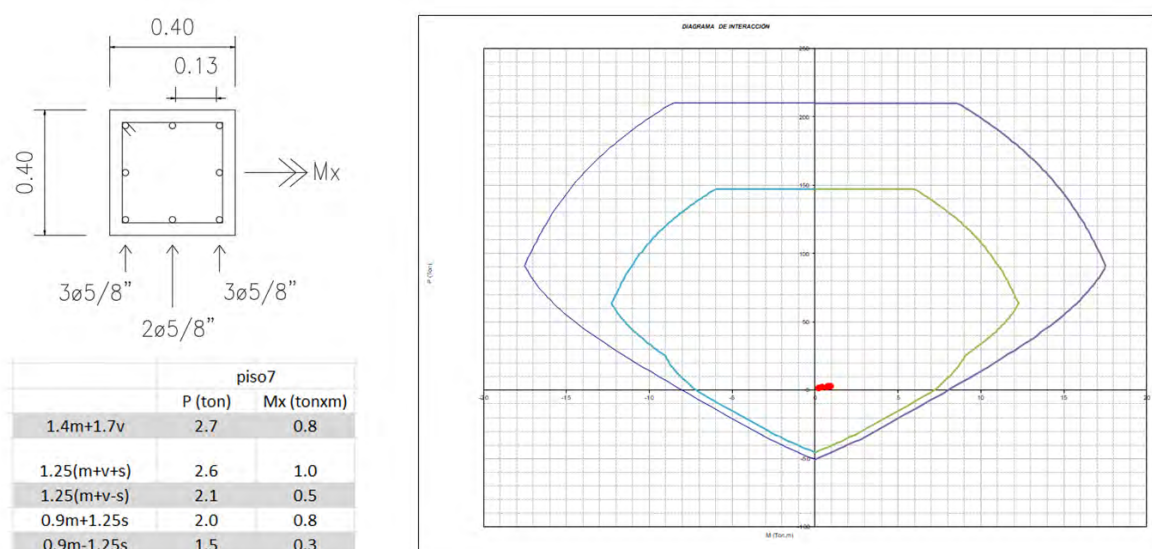
a. Diseño de Elementos

Se comenzará diseñando los elementos c1 y c2, que soportan cargas concentradas y momentos provenientes de las vigas. Los momentos provendrán de las vigas perpendiculares al eje de la placa.

Elemento c1:

El elemento c1 tendrá una sección de 40cmx40cm con un área de acero mínimo de 16 cm². El acero mínimo colocado será 8 – 5/8”, que equivalen a 16 cm². Esta sección será suficiente para resistir las cargas provenientes de las vigas.

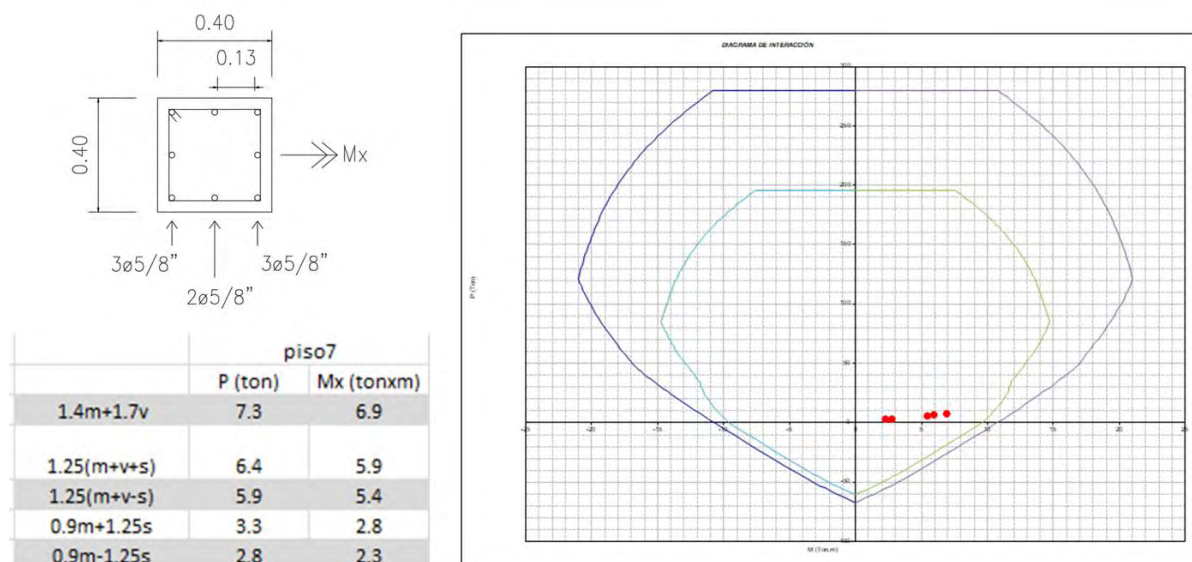
Figura 17: Diagrama de Interacción de elemento c1.



Elemento c2:

El elemento c2 tendrá una sección de 40cmx40cm con un área de acero mínimo de 16 cm². El acero mínimo que se colocará será 8 – 5/8”, que equivalen a 16 cm².

Figura 18: Diagrama de Interacción de elemento c2.



b. Diagramas de Interacción de las placas:

Con ayuda del programa ETABS se calculará los diagramas de interacción de la placa para cada piso, buscando reducir al mínimo la resistencia a flexocompresión. El limitante se encuentra en el acero mínimo de los elementos de borde, que corresponde a una cuantía del 1% para columnas.

Se verificará que la combinación crítica de cargas esté dentro de los límites del diagrama.

Para construir el diagrama de interacción de la placa se necesita calcular el acero vertical que irá en el alma. De esta manera se incluye todo el acero vertical en los cálculos.

Cálculo de acero vertical:

$$esbeltez : \frac{hm}{lm} = \frac{(4.1 + 3.6 \times 6 + 4.3)}{21.3} = 1.2 < 2 \rightarrow \rho_v > \rho_h$$

$$f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}, A_{cw} = 2130 \times 20 = 42\,600 \text{ cm}^2$$

$$Vn_{max} = \frac{2.6 \times \sqrt{f_c} \times Acw}{1000} = 1600 \text{ ton}, \quad \frac{Vu}{\theta} < Vn_{max}$$

$$Acw = 2130 \times 20 = 42\,600 \text{ cm}^2, \quad f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.80$$

$$Vc_{max} = \frac{Acw \times \alpha_c \times \sqrt{f_c}}{1000} = 494 \text{ ton}, \quad Vc < Vc_{max}$$

En la tabla se encuentran las áreas correspondientes a una sección de un metro de largo:

Tabla 47: Resistencias del concreto y el refuerzo horizontal por piso – placa P1.

piso	Acw (cm ²)	Vu (ton)	θVc (ton)	Vs (ton)
piso7	42,600	69.4	166.7	0.0
piso6	42,600	115.3	166.7	0.0
piso5	42,600	160.3	166.7	0.0
piso4	42,600	196.5	166.7	35.1
piso3	42,600	221.5	166.7	64.5
piso2	42,600	242.8	166.7	89.5
piso1	42,600	244.0	166.7	91.0

donde:

$$\theta Vc = 0.27 \times \sqrt{f_c} \times Acw$$

$$Vs = \frac{Vu - \theta Vc}{\theta}$$

Tabla 48: Cuantía horizontal por piso – placa P1

piso	ρ_h	$\rho_{min h}$	ρ_h requerida
piso7	0.0000	0.002	0.0020
piso6	0.0000	0.002	0.0020
piso5	0.0000	0.002	0.0020
piso4	0.0002	0.0025	0.0025
piso3	0.0004	0.0025	0.0025
piso2	0.0005	0.0025	0.0025
piso1	0.0005	0.0025	0.0025

donde:

$$\rho_h \text{ calc} = \frac{Vs \times 1000}{Asw \times fy}$$

$$Vu < \theta Vc \rightarrow \rho_h \text{ min} = 0.002, \quad Vu > \theta Vc \rightarrow \rho_h \text{ min} = 0.0025$$

Tabla 49: Cuantía y acero vertical por metro – placa P1

plazo	(a)	(b)	(c)	(d)	max(c,d)	hm/lm<=2	pv requerida	Ags (cm2)	Asv req (cm2)
plazo7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0015	si	0.002	2000	4
plazo6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0015	si	0.002	2000	4
plazo5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0015	si	0.002	2000	4
plazo4	0.0010	0.0002	0.0002	0.0025	0.0025	si	0.0025	2000	5
plazo3	0.0011	0.0004	0.0004	0.0025	0.0025	si	0.0025	2000	5
plazo2	0.0012	0.0005	0.0005	0.0025	0.0025	si	0.0025	2000	5
plazo1	0.0012	0.0005	0.0005	0.0025	0.0025	si	0.0025	2000	5

donde:

$$\rho_v \text{ calc} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v \text{ max} = \rho_h \text{ calc} = \frac{V_s \times 1000}{A_{sw} \times f_y}$$

$$V_u < \theta V_c \rightarrow \rho_v \text{ min} = 0.0015, \quad V_u > \theta V_c \rightarrow \rho_v \text{ min} = 0.0025$$

$$\text{Si } \frac{h}{m} \leq 2 \rightarrow \rho_v \geq \delta h$$

A_{gs} = Sección del alma de 100cm de longitud

$A_{sv \text{ sum}}$ = Área acero suministrado sección de alma de 100cm de longitud

$$V_u < \theta V_c \rightarrow \rho_h \text{ min} = 0.002 \text{ y } \rho_v \text{ min} = 0.0015$$

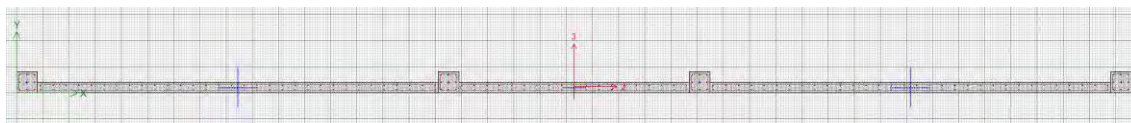
$$V_u > \theta V_c \rightarrow \rho_h \text{ min} = 0.0025 \text{ y } \rho_v \text{ min} = 0.0025$$

Tabla 50: Refuerzo vertical colocado – placa P1

plazo	diametro	cantidad	Asv sum (cm2)	espaciamento (cm)
plazo7	3/8"	6	4.26	33
plazo6	3/8"	6	4.26	33
plazo5	3/8"	6	4.26	33
plazo4	3/8"	8	5.68	25
plazo3	3/8"	8	5.68	25
plazo2	3/8"	8	5.68	25
plazo1	3/8"	8	5.68	25

Placa piso 1, 2, 3 y 4:

Figura 19: Sección incluyendo acero por cortante y por flexión – placa P1.



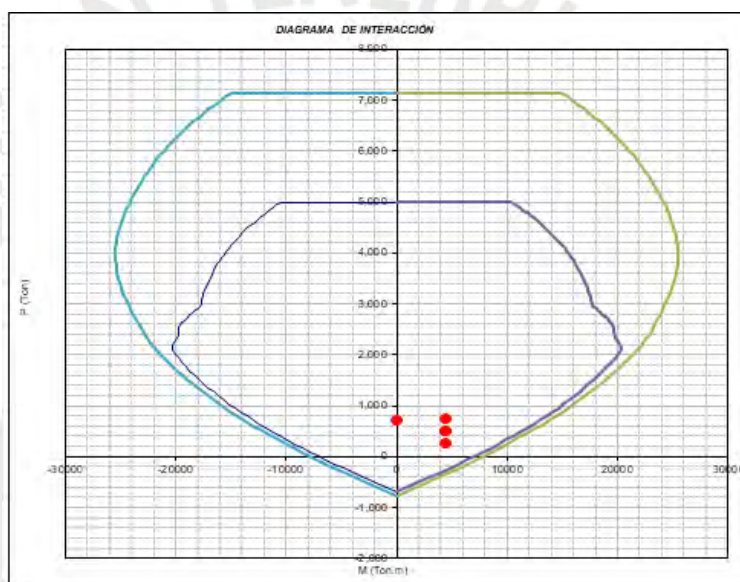
- ✓ Refuerzo núcleos:

Exteriores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

Interiores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

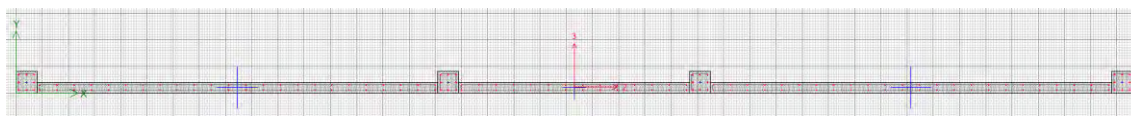
- ✓ Refuerzo vertical: 2 θ 3/8" cada 25cm

Figura 20: Diagrama de interacción de la sección del Piso 1 – placa P1.



Placa piso 5,6 y 7:

Figura 21: Sección incluyendo acero por cortante y por flexión – placa P1.



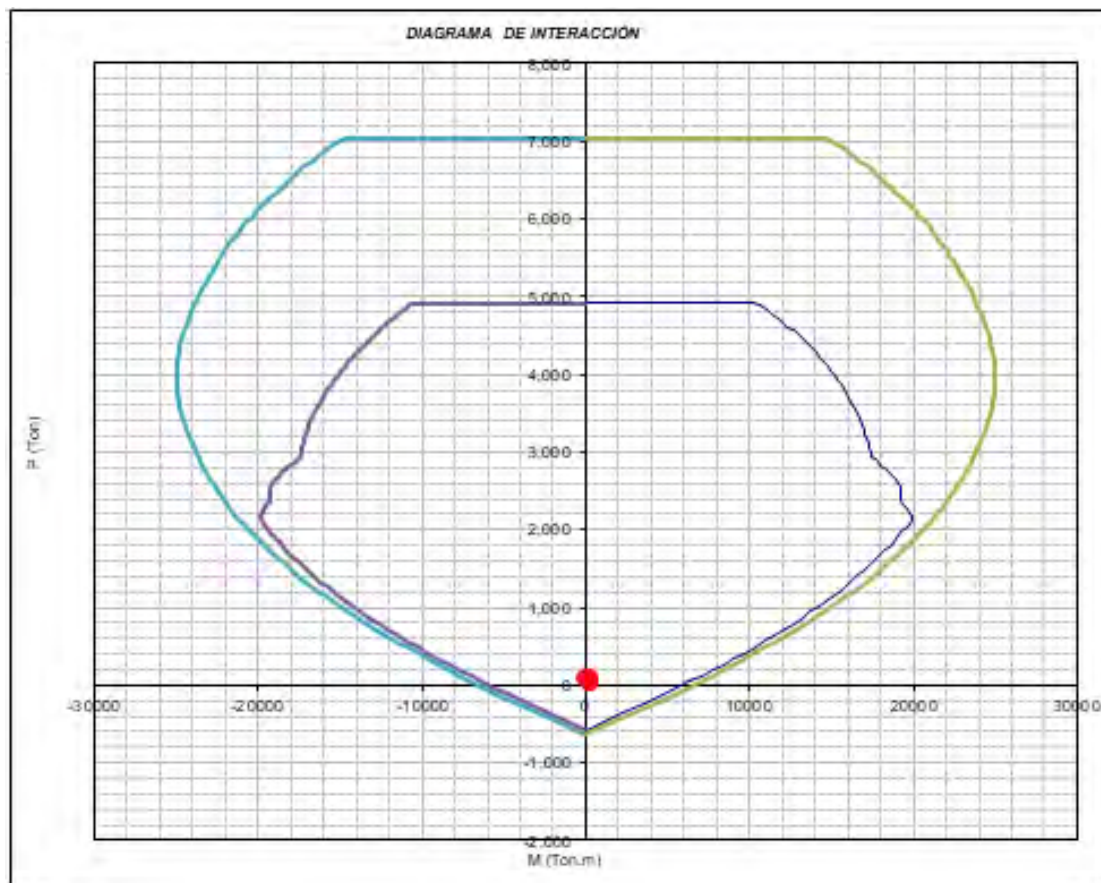
- ✓ Refuerzo núcleos:

Exteriores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

Interiores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

- ✓ Refuerzo vertical: 2 θ 3/8" cada 33 cm

Figura 22: Diagrama de interacción de la sección del piso 5 – placa P1.



7.2.5 Diseño por cortante

a. Amplificación de cortante

Para asegurar que la placa no falle por cortante (Falla frágil) y falle por flexocompresión, se usará un factor de amplificación que dependerá de la resistencia a flexocompresión de la placa.

Altura límite hasta donde se usará el factor de amplificación:

$$\text{altura } l_{im}(m) = \max (l_m = 21.3, 0.25 \times \frac{M_u}{V_u} = 0.25 \times \frac{4445}{244} = 4.6, h_p = 4.1 + 3.6) = 21.3$$

donde :

l_m : Longitud del muro

M_u, V_u : Cargas ultimas de la combinación 1.25(CM+CV+S)

h_p : Altura de los dos primeros pisos

Cálculo del acero horizontal y vertical:

Tabla 51: Amplificación cortante por flexión y resistencias suministradas – placa P1

piso	he acum (m)	Pua (ton)	Mn (ton-m)	Mua (ton-m)	Mn/Mua	Vua (ton)	Acw (cm ²)	θVc (ton)	V ampl (ton)	Vs (ton)
piso7	25.7	97	7400	233	1.00	69	42600	167	69	0
piso6	22.1	199	8200	620	6.00	115	42600	167	692	617
piso5	18.5	303	9300	1173	6.00	160	42600	167	962	935
piso4	14.9	407	11800	1855	6.00	197	42600	167	1179	1191
piso3	11.3	509	12540	2625	4.78	222	42600	167	1058	1049
piso2	7.7	608	12230	3473	3.52	243	42600	167	855	810
piso1	4.1	708	13900	4445	3.13	244	42600	167	763	701

donde:

$Pua, Mua, Vua =$ cargas amplificadas

$Mn =$ Momento nominal obtenido del diagrama de la placa

$V ampl =$ cortante amplificado por flexion

$$\theta Vc = 0.27 \times \sqrt{f_c} \times Acw$$

$$Vs = \frac{V ampl - \theta Vc}{\theta}$$

Tabla 52: Cuantía y área de acero horizontal requerido por metro – placa P1.

piso	ph calc	ph min	ph requerida	Ags (cm ²)	Ash req (cm ²)
piso7	0.0000	0.002	0.0020	2000	4.00
piso6	0.0035	0.0025	0.0035	2000	6.90
piso5	0.0052	0.0025	0.0052	2000	10.45
piso4	0.0067	0.0025	0.0067	2000	13.31
piso3	0.0059	0.0025	0.0059	2000	11.72
piso2	0.0045	0.0025	0.0045	2000	9.05
piso1	0.0039	0.0025	0.0039	2000	7.84

donde:

$$\rho h calc = \frac{Vs \times 1000}{Asw \times fy}$$

$$Vu < \theta Vc \rightarrow \rho h min = 0.002, \quad Vu > \theta Vc \rightarrow \rho h min = 0.0025$$

$Ags =$ Seccion del alma de 100cm de longitud

$Ash =$ Area de acero horizontal

Tabla 53: Acero horizontal y espaciado suministrado – placa P1.

piso	diametro	cantidad	Ash sum (cm2)	s calc (cm)	s sum (cm)
piso7	3/8"	6	4.26	33.3	30
piso6	3/8"	10	7.1	20.0	20
piso5	1/2"	10	12.9	20.0	15
piso4	1/2"	11	14.19	18.2	15
piso3	1/2"	10	12.9	20.0	15
piso2	3/8"	13	9.23	15.4	15
piso1	3/8"	12	8.52	16.7	15

donde:

s = espaciado entre varillas de refuerzo.

Tabla 54: Cuantía y acero vertical por metro – placa P1.

piso	(a) ρv calc	(b) ρv max	(c) min(a,b)	(d) ρv min	max(c,d)	hm/lm<=2	ρv requerida	Ags (cm2)	Asv req (cm2)
piso7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0015	0.0015	si	0.0020	2000	4.00
piso6	0.0031	0.0035	0.0031	0.0025	0.0031	si	0.0035	2000	6.90
piso5	0.0042	0.0052	0.0042	0.0025	0.0042	si	0.0052	2000	10.45
piso4	0.0052	0.0067	0.0052	0.0025	0.0052	si	0.0067	2000	13.31
piso3	0.0046	0.0059	0.0046	0.0025	0.0046	si	0.0059	2000	11.72
piso2	0.0038	0.0045	0.0038	0.0025	0.0038	si	0.0045	2000	9.05
piso1	0.0034	0.0039	0.0034	0.0025	0.0034	si	0.0039	2000	7.84

donde:

$$\rho_v \text{ calc} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v \text{ max} = \rho_h \text{ calc} = \frac{V_s \times 1000}{A_{sw} \times f_y}$$

$$V_u < \theta V_c \rightarrow \rho_v \text{ min} = 0.0015, \quad V_u > \theta V_c \rightarrow \rho_v \text{ min} = 0.0025$$

$$\text{Si } \frac{h}{m} \leq 2 \rightarrow \rho_v \geq \delta h$$

Ags = Seccion del alma de 100cm de longitud

Tabla 55: Acero vertical y espaciamiento suministrado – placa P1.

piso	diametro	cantidad	Asv sum (cm2)	s calc (cm)	s sum (cm)
piso7	3/8"	6	4.26	33.3	30
piso6	3/8"	10	7.1	20.0	20
piso5	1/2"	9	11.61	22.2	15
piso4	1/2"	11	14.19	18.2	15
piso3	1/2"	10	12.9	20.0	15
piso2	3/8"	13	9.23	15.4	15
piso1	3/8"	12	8.52	16.7	15

donde:

s = espaciamiento entre varillas de refuerzo.

$A_{sv \text{ sum}}$ = Área acero suministrado en una sección alma 100cm de longitud

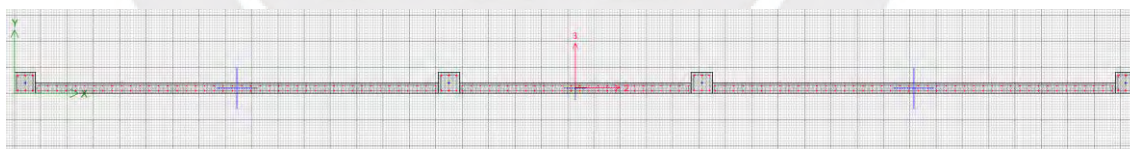
7.2.6 Secciones actualizadas con el refuerzo por cortante amplificados

a. Refuerzo vertical y horizontal

Con el acero vertical por cortante obtenido, se vuelve a dibujar las secciones para cada piso.

Placa piso 1 y 2:

Figura 23: Sección incluyendo acero vertical por cortante amplificado y por flexión – placa P1.



✓ Refuerzo núcleos:

Exteriores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

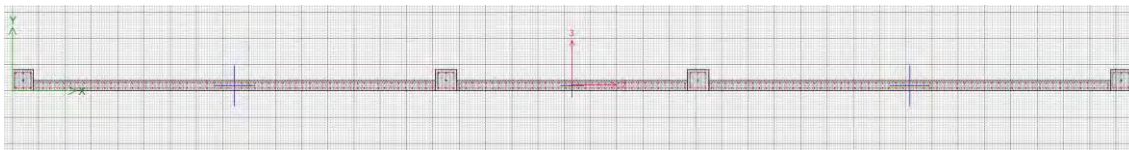
Interiores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

✓ Refuerzo vertical: 2 θ 3/8" cada 15 cm, la cuantía vertical es menor al 1% por lo que no necesita confinamiento.

✓ Refuerzo horizontal: 2 θ 3/8" cada 15 cm

Placa piso 3,4 y 5:

Figura 24: Sección incluyendo acero vertical por cortante amplificado y por flexión –
placa P1.



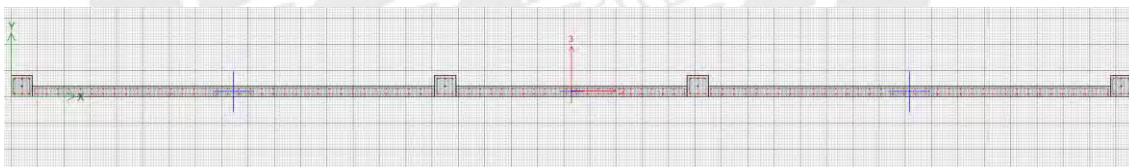
✓ Refuerzo núcleos:

Exteriores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

Interiores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

✓ Refuerzo vertical: 2 θ 1/2" cada 15 cm, la cuantía vertical es menor al 1% por lo que no necesita confinamiento.✓ Refuerzo horizontal: 2 θ 1/2" cada 15 cm**Placa piso 6:**

Figura 25: Sección incluyendo acero vertical por cortante amplificado y por flexión –
placa P1.



✓ Refuerzo núcleos:

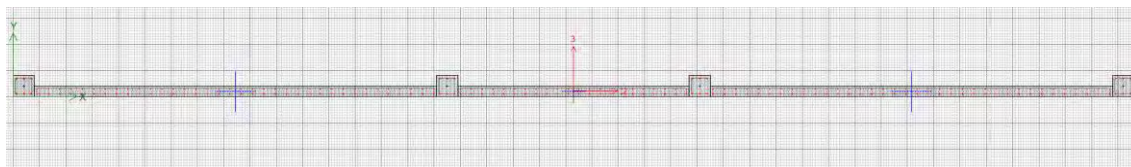
Exteriores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

Interiores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

✓ Refuerzo vertical: 2 θ 3/8" cada 20 cm, la cuantía vertical es menor al 1% por lo que no necesita confinamiento.✓ Refuerzo horizontal: 2 θ 3/8" cada 20 cm

Placa piso 7:

Figura 26: Sección incluyendo acero vertical por cortante amplificado y por flexión – placa P1.



✓ Refuerzo núcleos:

Exteriores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm.

Interiores: 8 θ 5/8" en cada núcleo, sección 40cmx40cm

✓ Refuerzo vertical: 2 θ 3/8" cada 30 cm, la cuantía vertical es menor al 1% por lo que no necesita confinamiento.

✓ Refuerzo horizontal: 2 θ 3/8" cada 30 cm

7.2.7 Confinamiento de elementos de borde

La placa tiene una sección constante en todos los pisos, por lo que se dispondrá de confinamiento cuando:

$$l_m = 2130\text{cm}, \quad h_m = 2600\text{cm}, \quad \delta_u = \text{despl. inelast. piso 7} = 1.3\text{cm}$$

$$c \geq \frac{l_m}{600 \times \frac{\delta_u}{h_m}}, \text{ donde } \frac{\delta_u}{h_m} \text{ min} = 0.005 \rightarrow c \geq 710\text{cm}$$

Para el primer piso, la profundidad del eje neutro es la siguiente:

$$c = 200\text{cm} \rightarrow \text{no se necesita confinamiento en los elem. borde en ningun piso.}$$

Se usara un confinamiento mínimo, debido a la concentración de refuerzo vertical en los extremos. El espaciamiento máximo es igual al menor de los siguientes valores:

$$s_1 = 16 \times \text{Menor diametro barra longitudinal} = 16 \times \theta 5/8" = 25.4 \text{ cm}$$

$$s_2 = 48 \times \text{diametro barra estribo} = 48 \times \theta 3/8" = 45.7 \text{ cm}$$

$$s_3 = \text{Menor dimension elemento de borde} = 40 \text{ cm}$$

$$s_4 = \text{Recomendacion} = 25 \text{ cm}$$

→ $s_{max} = \text{Menor}(s_1, s_2, s_3, s_4) = 25 \text{ cm}$

Se usarán estribos de $3/8''@0.25\text{m}$ en los elementos de borde, ubicados en los extremos de la placa P1.



CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

8.1 Generalidades

Las cimentaciones se encargarán de transmitir las cargas axiales y momentos, desde la estructura hacia el suelo. Debido a que el suelo tiene una menor capacidad que el concreto, el área de contacto con la cimentación debe ser mayor.

Se debe respetar el esfuerzo máximo que puede soportar el suelo, con esto se evitarán asentamientos que generen esfuerzos adicionales en la estructura.

Para un suelo compuesto por grava medianamente compacta, que es común en el Distrito de Miraflores, el esfuerzo que puede soportar el suelo sin tener asentamiento es:

$$q_s = 4 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo generado por el suelo contra la zapata es el resultante de la carga axial y momentos que llegan a través del elemento, más el peso de la zapata, el suelo por encima de la zapata, de la losa de concreto y de la sobrecarga en el piso.

Para el dimensionamiento de la zapata se usará el esfuerzo que soporta el suelo menos los esfuerzos provenientes del peso de la zapata, suelo por encima, losa y sobrecarga.

Con este esfuerzo y las cargas que vienen del elemento se calculan las dimensiones de la zapata.

8.1.1 Esfuerzo admisible neto por gravedad

El esfuerzo admisible neto que puede soportar el suelo se calcula con:

$$q_{sn} = q_s - \delta_c \times h_z - \delta_s \times h_s - \delta_c \times h_l - s/c$$

donde:

q_{sn} = esfuerzo neto que puede soportar el suelo

q_s = esfuerzo que puede soportar el suelo

γ_c = peso específico del concreto

h_z = espesor de la zapata

- γ_s = peso específico del suelo
 h_s = espesor del suelo sobre la zapata
 h_l = espesor del piso
 s/c = esfuerzo proveniente de la sobrecarga

8.1.2 Esfuerzo admisible neto por gravedad entre suelo-zapata

Para calcular los esfuerzos del suelo sobre la zapata, con las dimensiones escogidas, se usará la siguiente formula:

$$q_{sn} = \frac{P_m + P_v}{L_1 \times L_2} \pm 0.5 \times (M_m + M_v) \times \frac{L_1}{L_2 \times L_1^3 / 12}$$

donde:

- L_1 = dimensión de la zapata en la dirección perpendicular a la del análisis
 L_2 = dimensión de la zapata en la dirección paralela a la del análisis

Se supondrá que el esfuerzo máximo es constante en toda el área de contacto zapata-suelo.

Cuando en el análisis se incluya cargas de sismo, el esfuerzo admisible del suelo se puede incrementar en treinta por ciento, debido a que el sismo ocurre en un periodo muy corto de tiempo.

8.1.3 Esfuerzo admisible neto por sismo

El esfuerzo admisible neto, que puede soportar el suelo, en este caso es:

$$q_{snu} = 1.3 \times q_s - \delta_c \times h_z - \delta_s \times h_s - \delta_c \times h_l - s/c$$

donde:

- q_{snu} = esfuerzo neto que puede soportar el suelo incluyendo sismo
 q_s = esfuerzo que puede soportar el suelo
 γ_c = peso específico del concreto
 h_z = espesor de la zapata
 γ_s = peso específico del suelo

h_s	=	espesor del suelo sobre la zapata
h_l	=	espesor del piso
s/c	=	esfuerzo proveniente de la sobrecarga

8.1.4 Esfuerzo admisible neto por sismo entre suelo-zapata

Para calcular los esfuerzos del suelo sobre la zapata, incluyendo sismo, se usará un factor de amplificación, que dependerá de la carga dominante:

Si las cargas de gravedad son dominantes, se usará $U=1.5x(M+V)$

Si las cargas de sismo son dominantes, se usará $U=1.25x(M+V) +S$

8.1.5 Recubrimiento

Debido a la humedad del suelo se necesita un recubrimiento elevado para proteger el acero de la corrosión.

Para la zona de contacto de la zapata sobre el suelo se usará un recubrimiento de 7cm.

En las zonas restantes se usará 5cm.

8.1.6 Verificación por cortante por flexión:

Se debe cumplir que la resistencia suministrada debe ser mayor a la cortante última, analizada en la sección crítica, que se encontrara a una distancia igual al peralte efectivo, medido desde la cara del elemento.

$$\phi V_c > V_u$$

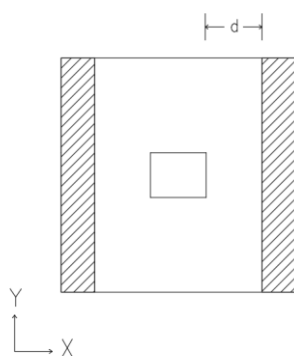
La resistencia suministrada se calcula con:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

La cortante última se calcula con el esfuerzo admisible neto por sismo del suelo y el área achurada que se muestra en la imagen. Para el cálculo del esfuerzo solo se consideran las cargas que llegan de la columna o muro.

Se asume que el esfuerzo máximo del suelo sobre la cimentación es constante en toda la superficie, de esta manera se obtienen resultados conservadores y simplificados.

Figura 27: Área a utilizar en la verificación por cortante por flexión.



8.1.7 Verificación por cortante por punzonamiento:

La cimentación se analiza como una losa en dos sentidos. Se establece un perímetro, cuyos lados se encuentran a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo, medido desde la cara de la columna o muro.

La resistencia suministrada es la menor de los siguientes valores:

$$\phi V1 = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V2 = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V3 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

donde:

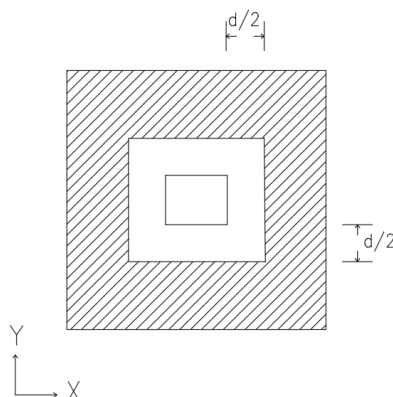
$$\beta c = \frac{\text{mayor dimension de la columna o muro}}{\text{menor dimension de la columna o muro}}$$

α = columnas interiores 40, laterales 30 y esquineras 20

b_o = perímetro ubicado a $d/2$

El corte último se obtendría de la resultante del área achurada multiplicada por el esfuerzo admisible neto por sismo del suelo.

Figura 28: Área a utilizar en la verificación por cortante por punzonamiento.



8.1.8 Verificación por aplastamiento del concreto

El aplastamiento del concreto se mide en compresión pura, interviniendo la sección de la columna o muro y la zapata. En caso la resistencia suministrada al aplastamiento sea menor a fuerza axial última, se necesitaría agregar refuerzo vertical en la sección.

La resistencia al aplastamiento se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\phi P_n = 0.7 \times 0.75 \times f_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \times A_1$$

donde:

A_2 : Área de columna o muro

A_1 : Área de la zapata

8.1.9 Diseño por flexión

Se analiza cada dirección por separado, la sección crítica se ubica en la cara de la columna o muro y se considera que la zapata funciona como una viga ancha en voladizo empotrada en la cara.

El momento último se hallará con esta fórmula:

$$Mu = 0.5 \times qsns \times Lc^2 \times Lp$$

donde:

qsns : esfuerzo admisible neto por sismo del suelo

Lc : longitud medida desde la cara del elemento hasta el extremo de zapata

Lp : dimensión de la zapata, paralela a la sección de análisis

En zapatas rectangulares, el refuerzo en la dirección corta se concentrará en una franja igual a dimensión corta de la zapata. El refuerzo debajo de la columna se distribuirá de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{\text{mayor dimension de la zapata}}{\text{menor dimension de la zapata}}$$

$$\frac{\text{Refuerzo debajo de la columna}}{\text{Refuerzo total}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

Se debe cumplir con el acero mínimo para losas: $As_{min} = 0.0018 \times bw \times h$

8.2.1 Zapata Z1

La zapata Z1 corresponde a la columna C1, que tiene una sección 50cm x 35cm. Está conectada a la zapata Z2 mediante una viga de cimentación. Se supone conservadoramente que la carga axial no disminuye debido a la influencia de la viga de cimentación. Por tanto, se diseñará como una zapata aislada.

a. Metrado de cargas

El metrado de cargas proviene del utilizado para el diseño de la columna C1. Se están considerando los valores en la parte inferior de la columna.

Tabla 56: Cargas axiales y momentos flectores por piso – Zapata Z1.

Zona inferior de columna

piso	he (m)	P (ton)			Mx (ton-m)			My (ton-m)		
		Pm acum	Pv acum	Psismo	Mm	Mv	Ms	Mm	Mv	Ms
7	3.6	10.0	2.0	0.5	0.1	0.0	3.2	2.4	0.6	2.1
6	3.6	22.1	9.2	1.3	0.1	0.0	2.9	2.0	1.2	1.8
5	3.6	34.2	12.2	2.0	0.1	0.0	3.0	2.0	1.2	1.8
4	3.6	46.2	14.8	2.7	0.1	0.0	2.9	2.0	1.2	1.7
3	3.6	58.3	17.3	3.3	0.1	0.0	2.6	2.0	1.2	1.4
2	3.6	70.4	20.0	3.9	0.1	0.0	2.4	2.0	1.2	1.1
1	4.1	82.8	22.1	4.2	0.1	0.0	0.0	1.9	1.2	0.0

$$P_m = 82.8 \text{ ton}, P_v = 22.1 \text{ ton}, P_{\text{sismo}} = 4.2 \text{ ton}$$

$$M_{my} = 1.9 \text{ ton} \times m, M_{vy} = 1.2 \text{ ton} \times m, M_{sy} = 0 \text{ ton} \times m$$

$$M_{mx} = 0.1 \text{ ton} \times m, M_{vx} = 0.0 \text{ ton} \times m, M_{sx} = 0.0 \text{ ton} \times m$$

b. Procedimiento de diseño

Para estimar el peralte de la zapata (hz), se tomará en consideración la longitud de anclaje del refuerzo que baja desde la columna. Se usará ganchos rectos con una longitud igual a la longitud de anclaje en compresión (Ldc). Se supone que se pueden presentar esfuerzos de compresión sobre el refuerzo.

El peralte de la zapata será calculado como:

$$hz = l_{dc} \phi 5/8" + 0.1m = 0.37 + 0.1 = 0.47 = 0.5m$$

c. Comprobación por cargas de gravedad

c.1. Capacidad portante del suelo bajo cargas de gravedad

$$q_s = 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \gamma_s = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}, ht = 1.5 \text{ m}, \gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}, h_z = 0.5 \text{ m}, h_p = 0.1 \text{ m}, \frac{s}{c} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{sn} = 4 - \frac{(2000 \times 1.5 + 2400 \times 0.5 + 2400 \times 0.1 + 250)}{10^5} = 3.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

c.2. Dimensionamiento de la zapata

Las dimensiones de la zapata se hallarán mediante tanteos, con la siguiente formula:

$$P_m = 82.8 \text{ ton}, P_v = 22.1 \text{ ton}$$

$$M_{my} = 1.9 \text{ ton} \times \text{m}, M_{vy} = 1.2 \text{ ton} \times \text{m}$$

$$L_y \times q_{sn} = \frac{(P_m + P_v) \times 1000}{L_x} + \frac{0.5 \times (M_m + M_v) \times 10^5 \times L_x}{\frac{L_x^3}{12}}$$

$$\text{Si } L_x = 190 \text{ cm}^2 \rightarrow L_y \times q_{sn} = 604 \text{ cm}^2 \rightarrow L_y = 161 \text{ cm}^2$$

Se usará $L_x=200 \text{ cm}$ y $L_y=200 \text{ cm}$.

c.3. Verificación por cargas de gravedad

Con las dimensiones de la zapata establecidas, se calcula el esfuerzo admisible neto aplicado en el suelo, considerando los momentos en ambas direcciones.

$$P_m = 82.8 \text{ ton}, P_v = 22.1 \text{ ton}$$

$$M_{my} = 1.9 \text{ ton} \times \text{m}, M_{vy} = 1.2 \text{ ton} \times \text{m}$$

$$M_{mx} = 0.1 \text{ ton} \times \text{m}, M_{vx} = 0 \text{ ton} \times \text{m}$$

$$q_{sn} = \frac{P_m + P_v}{L_1 \times L_2} \pm 0.5 \times (M_{m2} + M_{v2}) \times \frac{L_1}{L_2 \times \frac{L_1^3}{12}} \pm 0.5 \times (M_{m1} + M_{v1}) \times \frac{L_2}{L_1 \times \frac{L_2^3}{12}}$$

$$L_1 = L_x, \quad L_2 = L_y$$

$$q_{sn} = 2.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se comprueba que el esfuerzo aplicado en el suelo es menor a su resistencia.

$$2.86 \frac{kg}{cm^2} < 3.53 \frac{kg}{cm^2}$$

d. Comprobación por cargas sísmicas

d.1. Capacidad portante del suelo bajo cargas de sismo

La norma permite amplificar la capacidad portante del suelo por un factor de 1.3

$$q_s = 4 \frac{kg}{cm^2}, \gamma_s = 2000 \frac{kg}{m^3}, h_t = 1.5 m, \gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}, h_z = 0.5 m, h_p = 0.1 m, \frac{s}{c} = 250 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{sn} = 1.3 \times 4 - \frac{(2000 \times 1.5 + 2400 \times 0.5 + 2400 \times 0.1 + 250)}{10^5} = 4.73 \frac{kg}{cm^2}$$

d.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo

Las cargas de gravedad gobiernan el diseño, por lo que se usa un factor de amplificación de cargas de 1.5.

Las cargas de diseño son:

$$P_m = 82.8 \text{ ton}, P_v = 22.1 \text{ ton}, P_{sismo} = 4.2 \text{ ton}$$

$$M_{my} = 1.9 \text{ ton} \times m, M_{vy} = 1.2 \text{ ton} \times m, M_{sy} = 0 \text{ ton} \times m$$

$$M_{mx} = 0.1 \text{ ton} \times m, M_{vx} = 0.0 \text{ ton} \times m, M_{sx} = 0.0 \text{ ton} \times m$$

El esfuerzo sobre el suelo se considerará constante en toda la superficie de la zapata:

$$q_{snu} = F_r \times q_{sn} = 1.5 \times 2.86 = 4.3 \frac{kg}{cm^2}$$

Se comprueba que el esfuerzo aplicado en el suelo es menor a su resistencia.

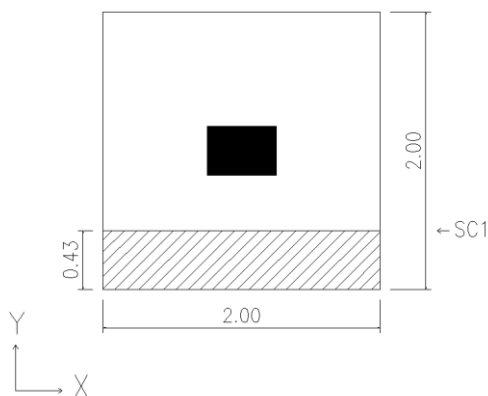
$$4.3 \frac{kg}{cm^2} < 4.73 \frac{kg}{cm^2}$$

e. Corte por flexión

e.1. Sección crítica SC1

En la sección ubicada a 40cm de la cara se encuentra la sección crítica SC1

Figura 29: Área a utilizar en la verificación por cortante por flexión – Zapata Z1.



Resistencia del concreto a corte por flexión en la sección crítica

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 200 \times 40 = 60\,300 \text{ kg}$$

Cortante por flexión amplificado en la sección crítica:

$$V_u = 4.30 \times 43 \times 200 = 37\,000 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

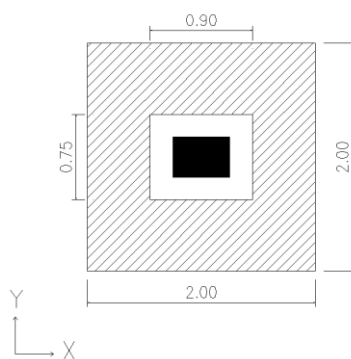
La otra sección no se analiza porque tiene una menor área achurada, por lo que la cortante ultima será menor, y tiene la misma sección resistente.

f. Corte por punzonamiento

Perímetro crítico

En la sección ubicada a 20cm de la cara se encuentra el perímetro crítico, rodeado por el área achurada.

Figura 30: Área a utilizar verificación por cortante por punzonamiento – Zapata Z1.



Resistencia del concreto a corte por funcionamiento en el perímetro crítico:

$$\beta c = \frac{50}{35} = 1.42, \alpha = 30, b_o = 330 \text{ cm}, d = 40 \text{ cm}, f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi V_1 = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 239\,000 \text{ kg}$$

$$\phi V_2 = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 286\,000 \text{ kg}$$

$$\phi V_3 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 199\,000 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \text{menor}(\phi V_1, \phi V_2, \phi V_3) = 199\,000 \text{ kg}$$

Cortante por punzonamiento amplificado en el perímetro crítico:

$$V_u = 4.3 \times (200 \times 200 - 75 \times 90) = 143\,000 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

g. Verificación por aplastamiento en la conexión de la columna con la zapata

Se tomarán en cuenta las áreas de la columna y zapata.

Resistencia del concreto al aplastamiento:

$$f_c = 280 \frac{kg}{cm^2}, A_2 = 200 \times 200 = 40\,000 \text{ cm}^2, A_1 = 35 \times 50 = 1750 \text{ cm}^2, \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}_{max} = 2$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 0.75 \times f_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \times A_1$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 0.75 \times 280 \times 2 \times 1750 = 515\,000 \text{ kg}$$

Fuerza axial amplificada proveniente de la columna:

$$P_u = 1.5 \times (82.8 + 22.1) \times 1000 = 157\,000 \text{ kg}$$

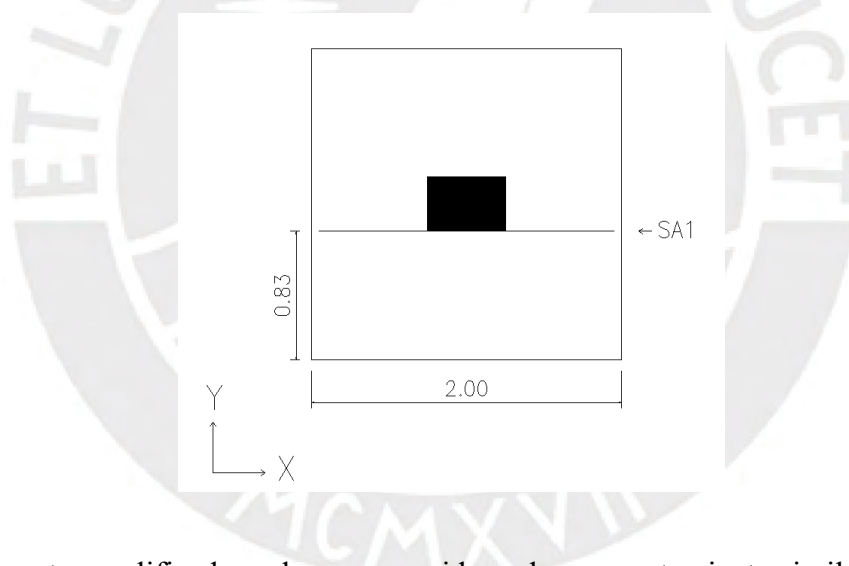
$$P_u < \phi P_n$$

h. Diseño por flexión:

h.1. Sección SA1

La sección de análisis SA1 se encuentra en la cara de la columna:

Figura 31: Sección de diseño SA1 – Zapata Z1.



Momento amplificado en la cara, considerando comportamiento similar a una viga en voladizo:

$$q_{sna} = 4.3 \frac{kg}{cm^2}, \quad L_c = 83 \text{ cm}, \quad L_p = 200 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.5 \times q_{snu} \times L_c^2 \times L_p$$

$$M_u = 0.5 \times 4.3 \times 83^2 \times 200 = 2\,958\,000 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$f_c = 280 \frac{kg}{cm^2}, \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}, \quad d = 40 \text{ cm}, \quad \phi_{flexion} = 0.9,$$

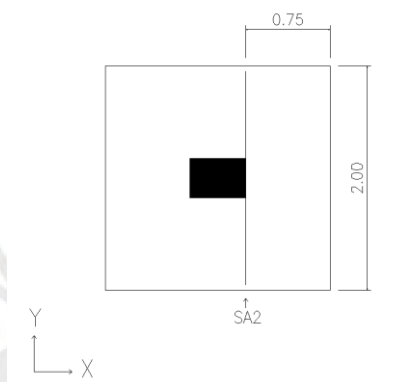
$As_{req} = 20 \text{ cm}^2$, $As_{min} = 18 \text{ cm}^2$, $As_{suministrado} = 7.2 - 3/4" = 20 \text{ cm}^2$

$$\text{espaciamiento } \emptyset 3/4" = \frac{200 - 2 \times 5 - 1.9}{7.2 - 1} = 30 \text{ cm}$$

h.2. Sección SA2

La sección de análisis SA2 se encuentra en la cara de la columna:

Figura 32: Sección de diseño SA2 – Zapata Z1.



Momento amplificado en la cara, considerando comportamiento similar a una viga en voladizo:

$$q_{sna} = 4.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad L_c = 75\text{cm}, \quad L_p = 200\text{cm}$$

$$M_u = 0.5 \times q_{sna} \times L_c^2 \times L_p = 2\,415\,000 \text{ kg} \times \text{cm}$$

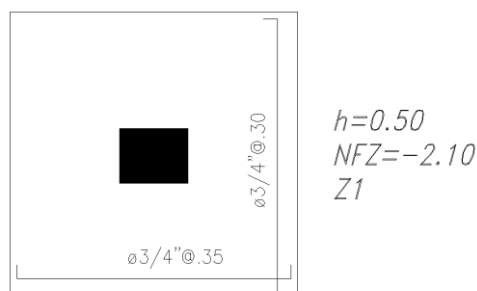
$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 40\text{cm}, \quad \phi_{flexion} = 0.9,$$

$As_{req} = 16.27 \text{ cm}^2$, $As_{min} = 18 \text{ cm}^2$, $As_{suministrado} = 6.35 - 3/4" = 18.03 \text{ cm}^2$

$$\text{espaciamiento } \emptyset 3/4" = \frac{200 - 2 \times 5 - 1.9}{6.35 - 1} = 35.2 \text{ cm}$$

recubrimientos: inferior = 7cm, lateral = 5cm

Figura 33: Refuerzos Zapata Z1.

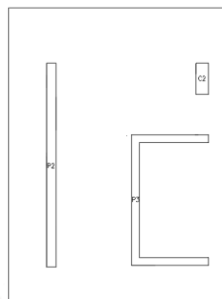


8.2.2 Zapata Z3

Debido a la cercanía de los elementos, será diseñada como una zapata combinada.

Incluirá a la columna C2 y a las placas P2 y P3.

Figura 34: Modelo de análisis – Zapata Z3.



a. Medrado de cargas

El medrado de cargas proviene del utilizado para el diseño de los elementos columna C2, placas P2 y P3. Las fuerzas se han llevado al centroide de cada elemento. Se están considerando los valores en la parte inferior de cada elemento.

Tabla 57: Cargas axiales por elemento – Zapata Z3.

	P		
	Pm (kg)	Pv (kg)	Psismo (kg)
PLACA P2	337,900	60,600	17,900
PLACA P3	293,300	39,600	105,000
COLUMNA C2	129,200	28,800	81,200
TOTAL	760,400	129,000	204,100

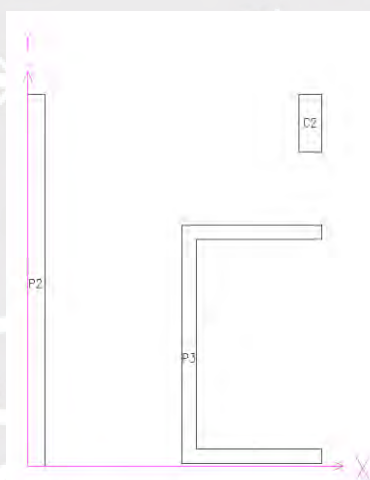
Tabla 58: Momentos alrededor de X por elemento – Zapata Z3.

	Mx		
	Mm (kg-m)	Mv (kg-m)	Ms (kg-m)
PLACA P2	700	100	1,591,000
PLACA P3	4,700	2,700	1,187,000
COLUMNA C2	200	400	28,800
TOTAL	5,600	3,200	2,806,800

Tabla 59: Momentos alrededor de Y por elemento – Zapata Z3.

	My		
	Mm (kg-m)	Mv (kg-m)	Ms (kg-m)
PLACA P2	7,400	4,800	1,700
PLACA P3	8,300	4,900	79,000
COLUMNA C2	3,400	2,300	700
TOTAL	19,100	12,000	81,400

Las cargas que bajan por cada elemento serán llevadas al centroide de la zapata. Se calcula el centroide de la zapata realizando un promedio ponderado de las ubicaciones y las cargas axiales de servicio de cada elemento. De esta manera se obtiene las coordenadas (X_r, Y_r).

Tabla 60: Centroide de zapata Z3 (X_r, Y_r)

$$X_r = 2.24\text{ m}, Y_r = 3.32\text{ m}$$

Las cargas de cada elemento son llevadas al centroide de la zapata, que también será la ubicación de la resultante:

$$P_m = 760\,400\text{ Kg}, P_v = 129\,000\text{ Kg}, P_s = 204\,100\text{ Kg}$$

$$M_{mx} = 5600\text{ Kg} \times m, M_{vx} = 3200\text{ Kg} \times m, M_{sx} = 2\,806\,800\text{ Kg} \times m$$

$$M_{my} = 19\,100\text{ Kg} \times m, M_{vy} = 12\,000\text{ Kg} \times m, M_{sy} = 81\,400\text{ Kg} \times m$$

b. Procedimiento de diseño

Para estimar el peralte de la zapata (hz), se tomará en consideración la longitud de anclaje del refuerzo que baja desde la columna. Se usará ganchos rectos con una longitud igual a la longitud de anclaje en compresión (ldc).

Al tratarse de varios elementos en la zapata, se toma el mayor diámetro, que corresponde a la columna C2. El peralte será calculado:

$$hz = ldc \text{ } \emptyset 3/4" + 0.1m = 0.44 + 0.1 = 0.6m$$

Posteriormente se verá que el peralte no es suficiente para resistir la cortante por flexión y por punzonamiento, por lo que se trabaja con un nuevo peralte.

$$hz = 0.8m$$

c. Comprobación por cargas de gravedad

c.1. Capacidad portante del suelo bajo cargas de gravedad

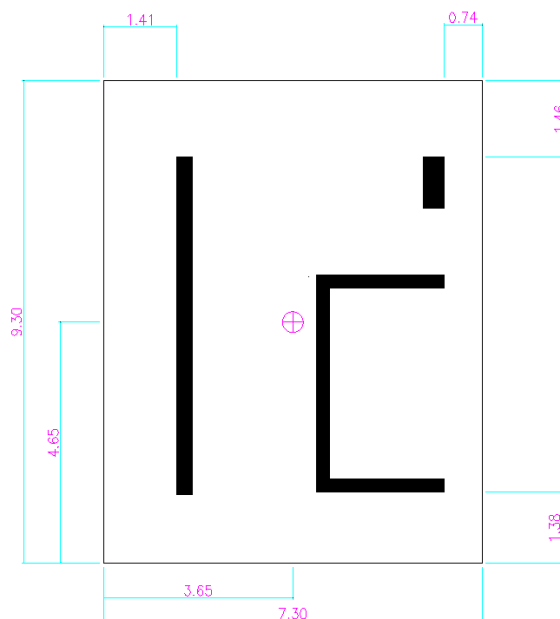
$$qs = 4 \frac{kg}{cm^2}, \gamma_s = 2000 \frac{kg}{m^3}, ht = 1.2 m, \gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}, hz = 0.8 m, hp = 0.1m, \frac{s}{c} = 250 \frac{kg}{m^2}$$

$$qsn = 4 - \frac{(2000 \times 1.2 - 2400 \times 0.8 - 2400 \times 0.1 - 250)}{10^5} = 3.52 \frac{kg}{cm^2}$$

c.2. Dimensionamiento de la zapata

En base al centroide de la zapata, se tantearán las dimensiones hasta que el esfuerzo que actúa sobre el suelo sea menor al admisible.

Figura 35: Dimensiones de zapata Z3.



Las dimensiones que cumplieron las condiciones son:

$$X : 730 \text{ cm}$$

$$Y : 930 \text{ cm}$$

c.3. Verificación por cargas de gravedad

Con las dimensiones de la zapata establecidas, se calcula el esfuerzo neto máximo aplicado en el suelo.

$$P_m = 760\,400 \text{ Kg}, P_v = 129\,000 \text{ Kg}, P_s = 204\,100 \text{ Kg}$$

$$M_{mx} = 5600 \text{ Kg} \times m, M_{vx} = 3200 \text{ Kg} \times m, M_{sx} = 2\,806\,800 \text{ Kg} \times m$$

$$M_{my} = 19\,100 \text{ Kg} \times m, M_{vy} = 12\,000 \text{ Kg} \times m, M_{sy} = 81\,400 \text{ Kg} \times m$$

$$q_{sn} = \frac{P_m + P_v}{L_1 \times L_2} \pm 0.5 \times (M_{mx} + M_{vx}) \times \frac{L_1}{L_2 \times L_1^3/12} \pm 0.5 \times (M_{my} + M_{vy}) \times \frac{L_2}{L_1 \times L_2^3/12}$$

$$L_1 = L_y = 930 \text{ cm}, \quad L_2 = L_x = 730 \text{ cm}$$

$$q_{sn} = 1.36 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que el esfuerzo aplicado en el suelo es menor a su resistencia.

$$1.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 3.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

d. Comprobación por cargas sísmicas

d.1. Capacidad portante del suelo bajo cargas de sismo

La norma permite amplificar la capacidad portante del suelo por un factor de 1.3

$$q_s = 4 \frac{kg}{cm^2}, \gamma_s = 2000 \frac{kg}{m^3}, ht = 1.2 m, \gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}, hc = 0.8 m, hp = 0.1 m, \frac{s}{c} = 250 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{sn} = 1.3 \times 4 - \frac{(2000 \times 1.2 - 2400 \times 0.8 - 2400 \times 0.1 - 250)}{10^5} = 4.7 \frac{kg}{cm^2}$$

d.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo

Las cargas de sismo gobiernan el diseño, por lo que se usara un factor de amplificación de cargas de 1.25 (solo afecta a las cargas de servicio).

Las cargas de diseño son:

$$P_m = 760\,400 \text{ Kg}, P_v = 129\,000 \text{ Kg}, P_s = 204\,100 \text{ Kg}$$

$$M_{mx} = 5600 \text{ Kg} \times m, M_{vx} = 3200 \text{ Kg} \times m, M_{sx} = 2\,806\,800 \text{ Kg} \times m$$

$$M_{my} = 19\,100 \text{ Kg} \times m, M_{vy} = 12\,000 \text{ Kg} \times m, M_{sy} = 81\,400 \text{ Kg} \times m$$

El esfuerzo neto por sismo se considerará constante en toda la superficie de la zapata:

$$q_{snu} = \frac{1.25 \times (P_m + P_v) + P_s}{L_1 \times L_2} \pm 0.5 \times (1.25 \times (M_{mx} + M_{vx}) + M_s) \times \frac{L_1}{L_2 \times L_1^3/12}$$

$$\pm 0.5 \times (1.25 \times (M_{my} + M_{vy}) + M_s) \times \frac{L_2}{L_1 \times L_2^3/12}$$

$$L_1 = L_y = 930 \text{ cm}, \quad L_2 = L_x = 730 \text{ cm}$$

$$q_{snu} = 4.7 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que el esfuerzo aplicado en el suelo es menor a su resistencia.

$$4.7 \frac{kg}{cm^2} \leq 4.7 \frac{kg}{cm^2}$$

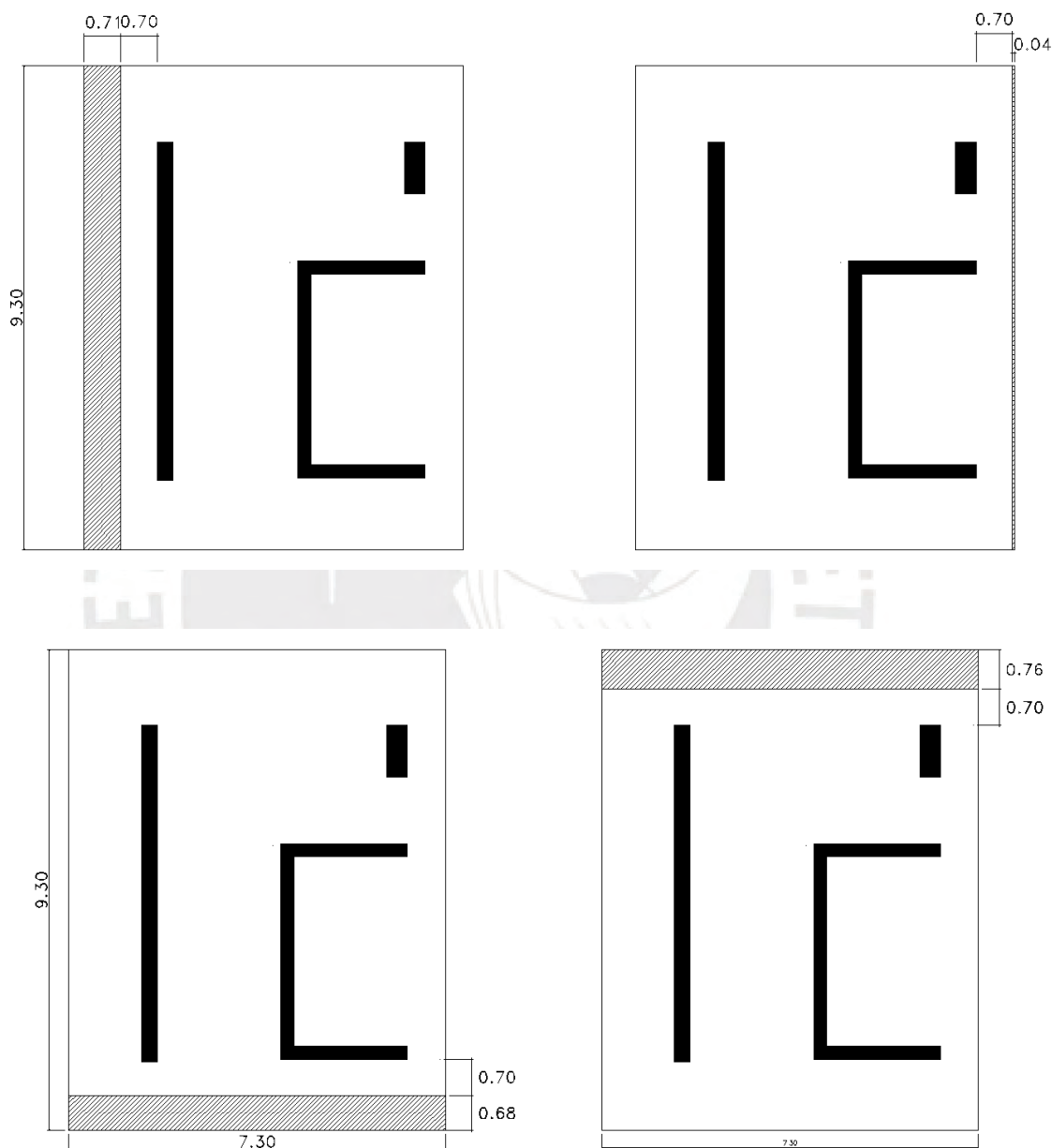
e. Corte por flexión

e.1. Sección crítica SC1

En la sección ubicada a 70cm de la cara se encuentra la sección crítica SC1.

Corresponde a la sección con mayor área achurada, que se muestra en la cuarta imagen.

Figura 36: Sección crítica zapata Z3.



Resistencia del concreto a corte por flexión en la sección crítica:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 730 \times 70 = 385\,200 \text{ kg}$$

Cortante por flexión amplificado en la sección crítica:

$$Vu = 4.7 \times 76 \times 730 = 261\,000 \text{ kg}$$

$$Vu < \phi Vc$$

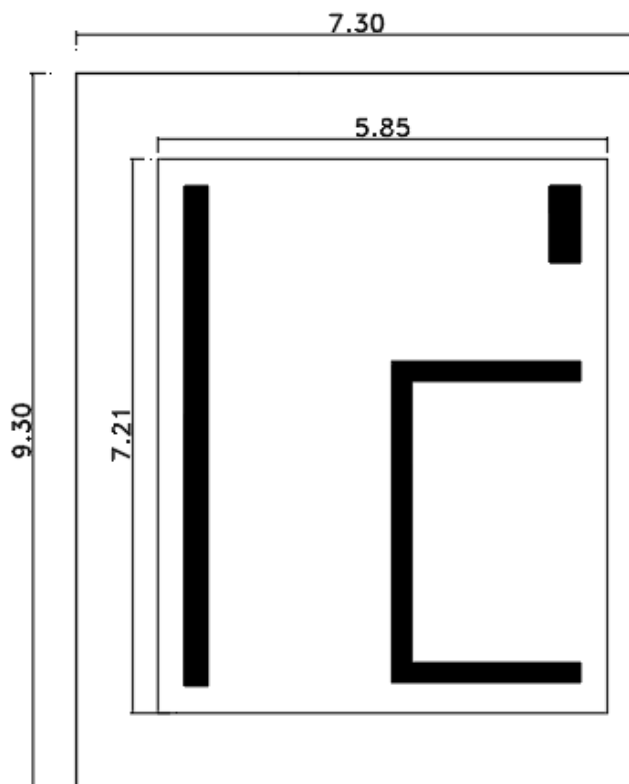
f. Corte por punzonamiento

f.1. Perímetro crítico

En la sección ubicada a 35 cm de la cara se encuentra el perímetro crítico, rodeado por el área achurada.

Para los cálculos se usarán estas secciones:

Figura 37: Perímetro crítico zapata Z3.



Resistencia del concreto a corte por punzonamiento en el perímetro crítico:

Placa P2, P3 y C2:

$$\beta_c = \text{no rectangular} = \frac{da}{db} = \frac{650 + 100 + 417}{30 + 40 + 245} = 3.7,$$

$$\alpha = 40, bo = 2610\text{cm}, d = 70\text{cm}, fc = 280\text{kg/cm}^2$$

$$\phi V1 = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{fc} \times bo \times d = 2\,121\,000\text{kg}$$

$$\phi V2 = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha \times d}{bo} + 2\right) \times \sqrt{fc} \times bo \times d = 2\,156\,000\text{kg}$$

$$\phi V3 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{fc} \times bo \times d = 2\,754\,000\text{kg}$$

$$\phi Vc = \text{menor}(\phi V1, \phi V2, \phi V3) = 2\,121\,000\text{ kg}$$

Cortante por punzonamiento amplificado en el perímetro crítico:

$$Vu = 4.7 \times (730 \times 930 - 785 \times 720) = 1\,227\,000\text{kg}$$

$$Vu < \phi Vc$$

g. Verificación por aplastamiento en la conexión de la columna con la zapata

Se verificará la conexión entre columna y zapata, debido a que columna tiene la menor área de contacto, por eso es la sección crítica que se analizará.

Resistencia del concreto al aplastamiento:

$$fc = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, A2 = 930 \times 730 = 678\,900\text{ cm}^2, A1 = 40 \times 100 = 4000\text{ cm}^2, \sqrt{\frac{A2}{A1}} \text{max} = 2$$

$$\phi Pa = 0.7 \times 0.75 \times fc \times \sqrt{\frac{A2}{A1}} \times A1$$

$$\phi Pa = 0.7 \times 0.75 \times 280 \times 2 \times 4000 = 1\,176\,000\text{ kg}$$

Fuerza axial amplificada proveniente de la columna:

$$Pm = 129.2\text{ ton}, Pv = 28.8\text{ ton}, Psismo = 81.2\text{ ton}$$

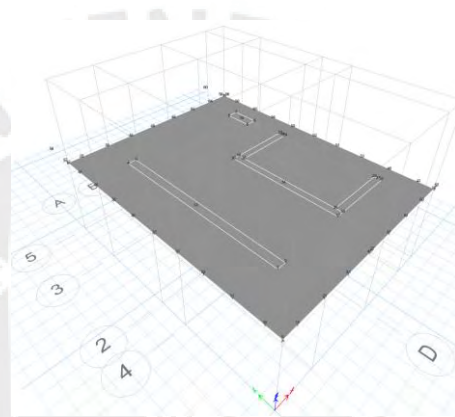
$$Pu = (1.25 \times (129.2 + 28.8) + 81.2) \times 1000 = 278\,700\text{ kg}$$

$$Pu < \phi Pa$$

h. Diseño por flexión:

El modelo fue analizado en el programa SAFE. Se utilizaron las cargas amplificadas por sismo con la combinación $1.25\text{ CM} + 1.25\text{ CV} + \text{S}$. Cada elemento es cargado en su centroide, con excepción de la placa P3. Las fuerzas actuantes en la placa P3 son llevadas a su alma, de esta manera actúan directamente sobre el área rígida formada entre la unión entre placa y cimentación. En el modelaje se usó secciones “slab”. Tipo “footing” para la cimentación y tipo “stiff” para el área rígida.

Figura 38: Modelo 3D de la zapata Z3



Se utilizaron los objetos “strip” para obtener los momentos máximos y mínimos en una determinada sección. Se las utilizó en las direcciones X e Y con un ancho de franja de 1m.

Figura 39: Distribución de objetos “strip” en la zapata Z3

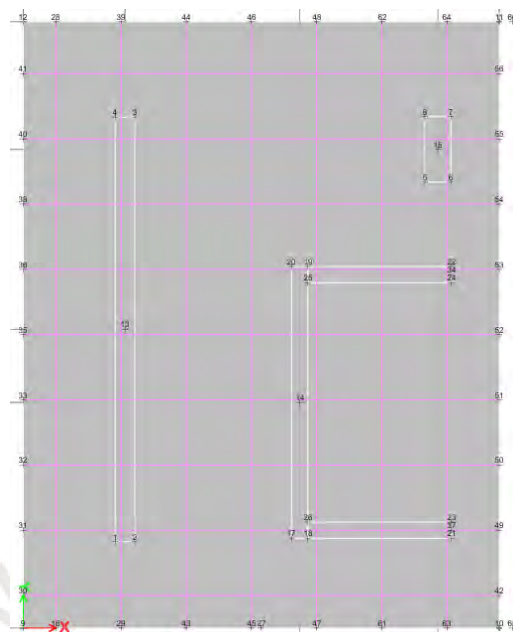


Figura 40: Momentos M_y máximos y mínimos en franjas “strip”

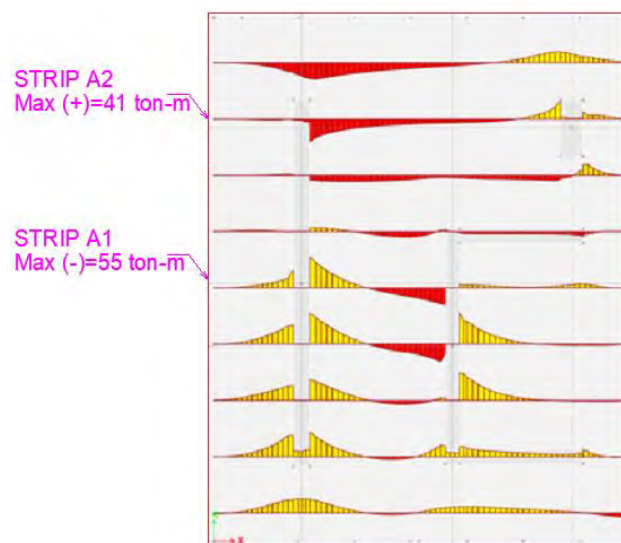


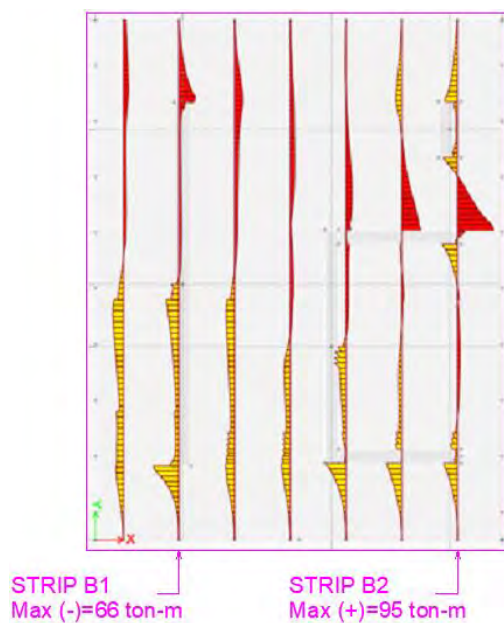
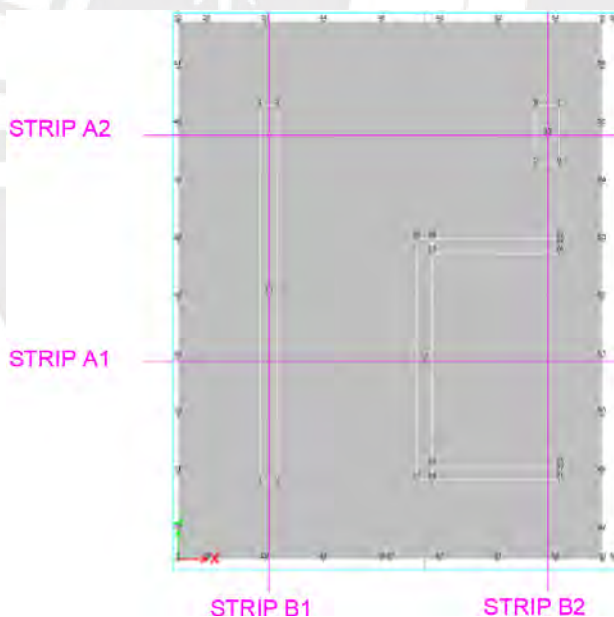
Figura 41: Momentos M_x máximos y mínimos en franjas “strip”

Figura 42: Objetos “strip” de diseño.



En la figura superior se muestran los strips de diseño. En los strips A1 y A2 se presentan los momentos mínimos (M_y^-) y máximos (M_y^+). En los strips B1 y B2 presentan los momentos mínimos (M_x^-) y máximos (M_x^+).

Observación: Los momentos se presentados se encuentran invertidos, esto se debe a la manera en que fueron ingresados en el programa SAFE.

Para el diseño se consideraron los siguientes recubrimientos:

$$\text{Inferior} = 7\text{cm}, \quad \text{Superior y lateral} = 5\text{cm}$$

h.1 Diseño para momentos M_y .

Se procede a diseñar la sección:

Figura 43: Sección de diseño (M_y)



SECCIÓN (M_y)

- **Strip A1 (M_y^-)**

Se diseñan los refuerzos de la malla inferior.

$$M_u = -55\,000 \text{ kg} \times \text{m}, \quad \text{Ancho sección} = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 70\text{cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$A_s \text{ calculado} = 21.4 \text{ cm}^2, \quad A_s \text{ min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ suministrado} = 1" @ 0.20 = 25 \text{ cm}^2$$

- **Strip A2 (M_y^+)**

Se diseñan los refuerzos de la malla superior.

$$M_u = 41\,000 \text{ kg} \times \text{m}, \quad \text{Ancho sección} = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 74\text{cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

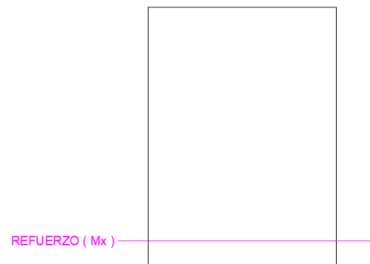
$$A_s \text{ calculado} = 14.9 \text{ cm}^2, \quad A_s \text{ min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ suministrado} = 3/4" @ 0.15 = 19 \text{ cm}^2$$

h.2 Diseño para momentos M_x .

Se procede a diseñar la sección:

Figura 44: Sección de diseño (M_x)



- **Strip B1 (M_x^-)**

Se diseñan los refuerzos de la malla inferior.

$$M_u = -66\,000 \text{ kg} \times \text{m}, \quad L_b = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 70 \text{ cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$A_s \text{ calculado} = 25.8 \text{ cm}^2, \quad A_s \text{ min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ suministrado} = 1" @ 0.20 \text{ m} = 26.5 \text{ cm}^2$$

- **Strip B2 (M_x^+)**

Se diseñan los refuerzos de la malla superior.

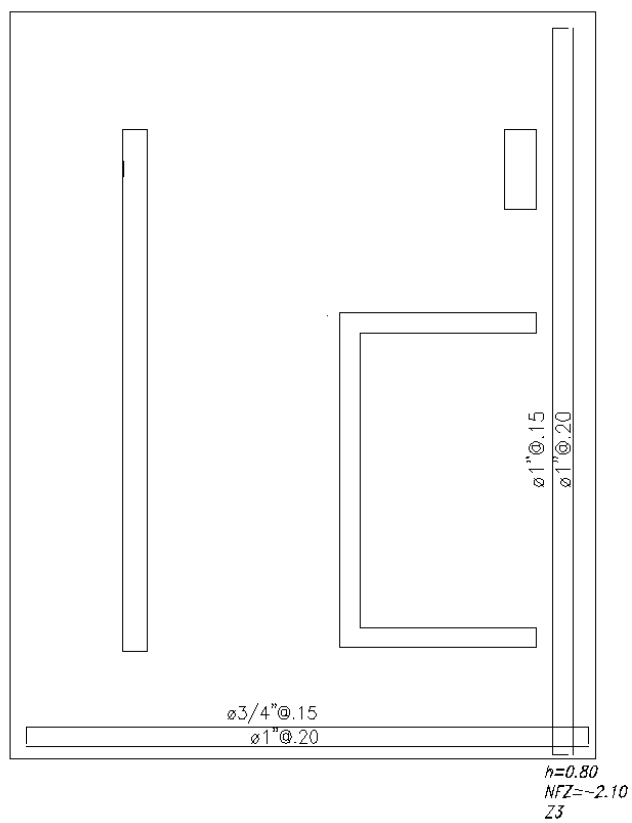
$$M_u = 95\,000 \text{ kg} \times \text{m}, \quad L_b = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 74 \text{ cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$A_s \text{ calculado} = 35.5 \text{ cm}^2, \quad A_s \text{ min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ suministrado} = 1" @ 0.15 \text{ m} = 35.2 \text{ cm}^2$$

Figura 45: Refuerzo final en zapata Z3.



8.2.3 ZAPATA Z2

a. Generalidades

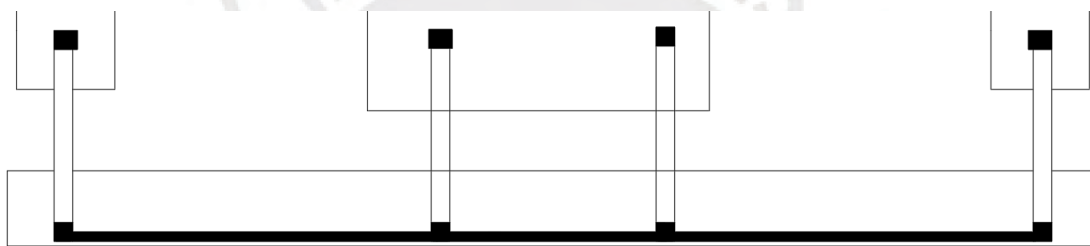
La zapata Z2 recibe las cargas de la placa P1 y será excéntrica, debido a que colinda con el terreno vecino. El momento generado por la excentricidad será compensado por las vigas de cimentación que se unirán a las zapatas más próximas.

Se incrementará la resistencia del concreto.

Se tendrán cuatro puntos de conexión entre viga y zapata. De los cuales se diseñarán dos secciones diferentes para la viga de cimentación.

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 46: Modelo de análisis - Zapata Z2.



b. Metrado de cargas

El metrado de cargas proviene del utilizado para el diseño de la placa P1. Se están considerando los valores en la parte inferior de la placa P1.

$$P_m = 384\,900 \text{ Kg}, P_v = 86\,600 \text{ Kg}, P_s = 95\,000 \text{ Kg}$$

$$M_{mx} = 4\,800 \text{ Kg} \times m, M_{vx} = 3\,300 \text{ Kg} \times m, M_{sx} = 26\,800 \text{ Kg} \times m$$

$$M_{my} = 0 \text{ Kg} \times m, M_{vy} = 0 \text{ Kg} \times m, M_{sy} = 3\,556\,000 \text{ Kg} \times m$$

c. Procedimiento de diseño

Para estimar el peralte de la zapata (hz), se tomará en consideración la longitud de anclaje del refuerzo que baja desde la columna. Se usará ganchos rectos con una longitud igual a la longitud de anclaje en compresión (ldc).

El peralte será calculado como:

$$hz = ldc \text{ } \phi 5/8" + 0.1m = 0.37 + 0.1 = 0.5m$$

Se usará un peralte mayor para poder resistir la cortante por flexión y punzonamiento.

$$hz = 0.7m$$

d. Diseño de vigas de cimentación

Las vigas de cimentación se encargarán de tomar el momento debido al cambio de posición de la placa.

Se diseñará como una viga en voladizo, empotrada en el centroide de la columna. La carga V estará concentrada en el extremo, ubicado en la posición de la resultante del del suelo sobre la zapata. La carga V será la necesaria para equilibrar el momento en el extremo empotrado.

La carga con la que se diseñará la zapata, será la suma de las cargas actuantes en la placa y en el extremo del voladizo.

Las cargas axiales que bajan por la placa son:

$$P_{mx} = 384\,900\text{ kg}, P_{vx} = 86\,600\text{ kg}, P_{sx} = 95\,000\text{ kg}$$

La excentricidad entre la placa y la zapata:

$$e = \frac{1.5}{2} - 0.1 - 0.1 = 0.55m$$

Los momentos debidos a las fuerzas axiales y a la excentricidad:

$$M_{mx} = P_{mx} \times e = 384\,900 \times 0.55 = 211\,700\text{ kg} \times m$$

$$M_{mx} = 211\,700\text{ kg} \times m, M_{vx} = 47\,600\text{ kg} \times m, M_{sx} = 52\,300\text{ kg} \times m$$

Los momentos que bajan de la placa:

$$M_{mx} = 4\,800\text{ kg} \times m, M_{vx} = 3\,300\text{ kg} \times m, M_{sx} = 26\,800\text{ kg} \times m$$

Los momentos resultantes serán la diferencia entre ambos:

$$M_{mx} = 207\,000\text{ kg} \times m, M_{vx} = 44\,000\text{ kg} \times m, M_{sx} = 25\,000\text{ kg} \times m$$

Para distribuir estas fuerzas se supondrá una zona de influencia, que se dividirá en dos tipos. Con estos parámetros se calcularán las cargas de diseño.

Figura 47: Zona de influencia - Zapata Z2



Para el tramo V1:

$$P_{mx} = 384\,900\text{ kg}, P_{vx} = 86\,600\text{ kg}, P_{sx} = 95\,000\text{ kg}$$

$$P_{mx} = 384\,900 \rightarrow P_{m1} = \frac{4.22}{21.3} \times 384\,900 = 76\,257\text{ kg}$$

$$M_{mx} = 207\,000\text{ kg} \times m, M_{vx} = 44\,000\text{ kg} \times m, M_{sx} = 25\,000\text{ kg} \times m$$

$$M_{mx} = 207\,000\text{ kg} \times m \rightarrow M_{mx1} = \frac{4.22}{21.3} \times 207\,000 = 41\,000\text{ kg} \times m$$

Para el tramo V2:

$$P_{mx} = 384\,900\text{ kg}, M_{vx} = 86\,600\text{ kg}, M_{sx} = 95\,000\text{ kg}$$

$$P_{mx} = 384\,900 \rightarrow P_{m1} = \frac{6.43}{21.3} \times 384\,900 = 116\,000\text{ kg}$$

$$M_{mx} = 207\,000\text{ kg} \times m, M_{vx} = 44\,000\text{ kg} \times m, M_{sx} = 25\,000\text{ kg} \times m$$

$$M_{mx} = 207\,000\text{ kg} \times m \rightarrow M_{mx1} = \frac{6.43}{21.3} \times 207\,000 = 62\,000\text{ kg} \times m$$

Las cargas para cada tramo quedarían así:

Para el tramo V1:

$$P_{mx} = 76\,000\text{ kg}, P_{vx} = 17\,000\text{ kg}, P_{sx} = 19\,000\text{ kg}$$

$$M_{mx} = 41\,000\text{ kg} \times m, M_{vx} = 8\,800\text{ kg} \times m, M_{sx} = 5\,000\text{ kg} \times m$$

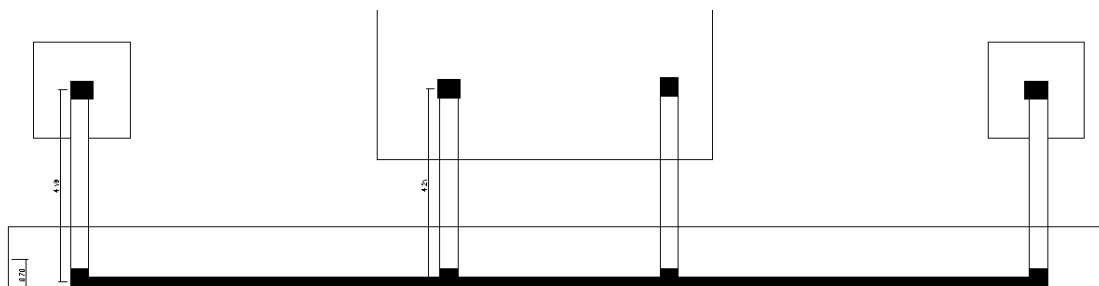
Para el tramo V2:

$$P_{mx} = 116\,193\text{ kg}, P_{vx} = 26\,143\text{ kg}, P_{sx} = 28\,678\text{ kg}$$

$$M_{mx} = 62\,000\text{ kg} \times m, M_{vx} = 13\,000\text{ kg} \times m, M_{sx} = 7\,600\text{ kg} \times m$$

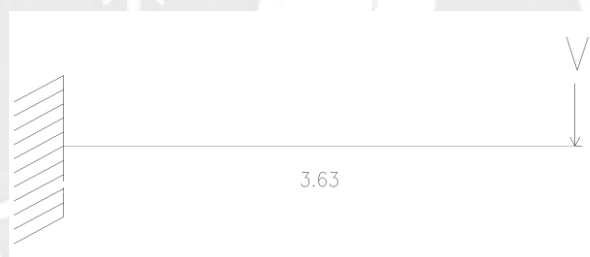
El modelo para las vigas es un voladizo empotrado en el centroide de la columna. La longitud de la viga será la distancia entre el extremo empotrado y la ubicación de la resultante del suelo sobre la zapata. Se tomará la dimensión menor, para simplificar los cálculos.

Figura 48: Vigas de cimentación - Zapata Z2



$$L = 3.63 \text{ m}$$

El modelo para la viga es:



El valor de la carga V varía para cada tramo:

Tramo V1:

$$Mmx = 41\,000 \text{ kg} \times \text{m}, Mvx = 8\,800 \text{ kg} \times \text{m}, Msx = 5\,000 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$Vmx = \frac{Mmx}{3.63} = \frac{41\,000}{3.63} = 11\,000 \text{ Kg}$$

$$Vmx = 11\,000 \text{ kg}, Vvx = 2\,400 \text{ kg}, Vsx = 1\,400 \text{ kg}$$

Tramo V2:

$$Mmx = 62\,000 \text{ kg} \times \text{m}, Mvx = 13\,000 \text{ kg} \times \text{m}, Msx = 7\,600 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$Vm = \frac{Mmx}{3.63} = \frac{62\,000}{3.63} = 17\,000 \text{ Kg}$$

$$Vm = 17\,000 \text{ kg}, Vv = 3\,700 \text{ kg}, Vs = 2\,100 \text{ kg}$$

El momento amplificado para cada tramo será:

Tramo V1:

$$M_{mx} = 41\,000 \text{ kg} \times m, M_{vx} = 8\,800 \text{ kg} \times m, M_{sx} = 5\,000 \text{ kg} \times m$$

$$M_{ux} = 1.25 \times (41\,000 + 8\,800) + 5\,000 = 67\,000 \text{ kg} \times m$$

$$h_{viga} = 90 \text{ cm}, b_w = 40 \text{ cm}, d = 84 \text{ cm}, f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \theta = 0.9, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As_{neg\ requerido} = 22.51 \text{ cm}^2, As_{neg\ suministrado} = 5 - 1" = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$As_{pos\ requerido} = As_{min} = 9.37, As_{pos\ suministrado} = 4 - 3/4" = 11.36 \text{ cm}^2$$

Tramo V2:

$$M_{mx} = 62\,000 \text{ kg} \times m, M_{vx} = 13\,000 \text{ kg} \times m, M_{sx} = 7\,600 \text{ kg} \times m$$

$$M_{ux} = 102\,000 \text{ kg} \times m$$

$$h_v = 90 \text{ cm}, b_w = 40 \text{ cm}, d = 84 \text{ cm}, f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \theta = 0.9, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As_{neg\ requerido} = 35.6 \text{ cm}^2, As_{neg\ suministrado} = 7 - 1" = 35.7 \text{ cm}^2$$

$$As_{pos\ requerido} = As_{min} = 9.37$$

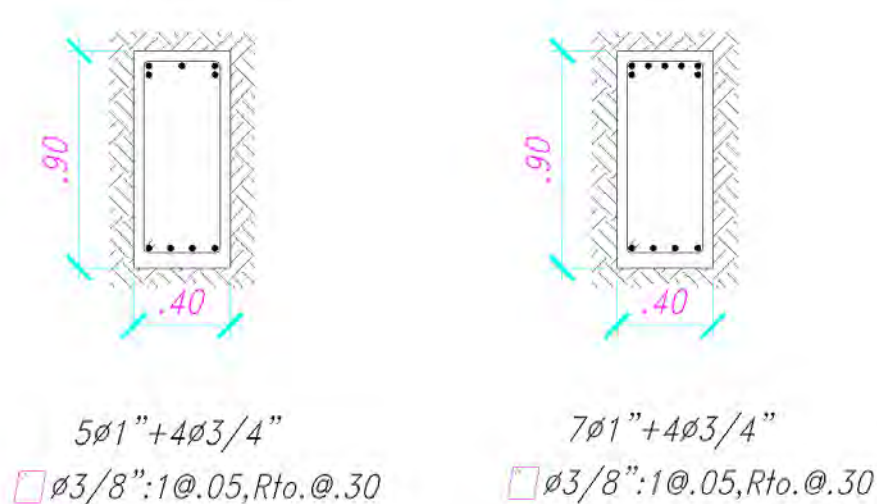
$$As_{pos\ suministrado} = 4 - 3/4" = 11.36 \text{ cm}^2$$

La viga de cimentación tendrá un recubrimiento lateral de 6.5 cm. De esta manera la longitud de anclaje del fierro podrá ser reducido.

$$L_{dg\ reducido\ \emptyset 1" = 0.39m}$$

Habrá un ensanche para brindar el recubrimiento adicional a la varilla de acero.

Figura 49: Secciones de vigas de cimentación - Zapata Z2



f. Diseño de Zapata:

f.1. Fuerzas axiales actuantes en la zapata

Las fuerzas axiales que actúan en la zapata serán las que provienen de las columnas y vigas de cimentación.

Las fuerzas que provengan de la placa:

$$P_{mx} = 384\,900 \text{ kg}, M_{vx} = 86\,600 \text{ kg}, M_{sx} = 95\,000 \text{ kg}$$

Las fuerzas que provengan de las vigas de cimentación:

Tramo Va:

$$V_{ma} = 10\,102 \text{ kg}, V_{va} = 2154 \text{ kg}, V_{sa} = 1114 \text{ kg}$$

Tramo Vb:

$$V_{mb} = 15\,393 \text{ kg}, V_{vb} = 3281 \text{ kg}, V_{sb} = 1698 \text{ kg}$$

Las fuerzas se ingresarán en el modelo dibujado con el programa SAFE. Las cargas axiales provenientes de la placa se ingresarán como esfuerzos y las cargas provenientes de las vigas de cimentación se ingresarán en los puntos correspondientes. Se tomarán en cuenta solo los momentos M_y , debido a que los M_x , provenientes de la placa y de la excentricidad, están siendo tomados por las vigas de cimentación.

f.2 Comprobación por cargas de gravedad

f.2.1. Capacidad portante del suelo bajo cargas de gravedad

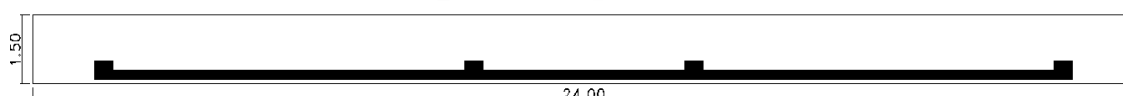
$$q_s = 4 \frac{kg}{cm^2}, \gamma_s = 2000 \frac{kg}{m^3}, ht = 1.3 m, \gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}, h_z = 0.7 m, hp = 0.1 m, \frac{s}{c} = 250 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{sn} = 4 - \frac{(2000 \times 1.3 - 2400 \times 0.7 - 2400 \times 0.1 - 250)}{10^5} = 3.52 \frac{kg}{cm^2}$$

f.2.2. Dimensionamiento de la zapata

Las dimensiones finales serán 2400 cm en X y 150 cm en Y.

Figura 50: Dimensionamiento de zapata - Zapata Z2



f.2.3. Verificación por cargas de gravedad

Con las dimensiones de la zapata antes establecidas, se calcula el esfuerzo neto máximo aplicado en el suelo.

Las vigas de cimentación están absorbiendo los momentos alrededor del eje X, por lo que solo se incluirán los momentos alrededor de Y.

$$P_{mt} = 435\,892 \text{ kg}, P_{vt} = 97\,470 \text{ kg}, P_{st} = 100\,625 \text{ kg}$$

$$M_{my} = 0 \text{ Kg} \times m, M_{vy} = 0 \text{ Kg} \times m, M_{sy} = 3\,556\,000 \text{ Kg} \times m$$

$$q_{sn} = \frac{P_m + P_v}{L_x \times L_y} \pm 0.5 \times (M_{my} + M_{vy}) \times \frac{L_x}{L_y \times L_x^3 / 12}$$

$$L_x = 2400 \text{ cm}, \quad L_y = 140 \text{ cm}$$

$$q_{sn} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que el esfuerzo aplicado en el suelo es menor a su resistencia.

$$1.50 \frac{kg}{cm^2} < 3.52 \frac{kg}{cm^2}$$

g. Comprobación por cargas sísmicas

g.1. Capacidad portante del suelo bajo cargas de sismo

La norma permite amplificar la capacidad portante del suelo por un factor de 1.3

$$q_s = 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \gamma_s = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}, ht = 1.3 \text{ m}, \gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}, h_z = 0.7 \text{ m}, hp = 0.1 \text{ m}, \frac{s}{c} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{sn} = 1.3 \times 4 - \frac{(2000 \times 1.3 - 2400 \times 0.7 - 2400 \times 0.1 - 250)}{10^5} = 4.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

g.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo

Las cargas de sismo gobiernan el diseño, por lo que se usara un factor de amplificación de cargas de 1.25.

Las cargas de diseño son:

$$P_{mt} = 435\,892 \text{ kg}, P_{vt} = 97\,470 \text{ kg}, P_{st} = 100\,625 \text{ kg}$$

$$M_{my} = 0 \text{ Kg} \times \text{m}, M_{vy} = 0 \text{ Kg} \times \text{m}, M_{sy} = 3\,556\,000 \text{ Kg} \times \text{m}$$

El esfuerzo neto por sismo se considerará constante en toda la superficie de la zapata:

$$q_{snu} = \frac{1.25 \times (P_m + P_v) + P_s}{L_x \times L_y} \pm 0.5 \times \frac{1.25 \times (M_{my} + M_{vy}) + M_s}{L_y \times L_x^3 / 12}$$

$$L_x = 2400 \text{ cm}, \quad L_y = 150 \text{ cm}$$

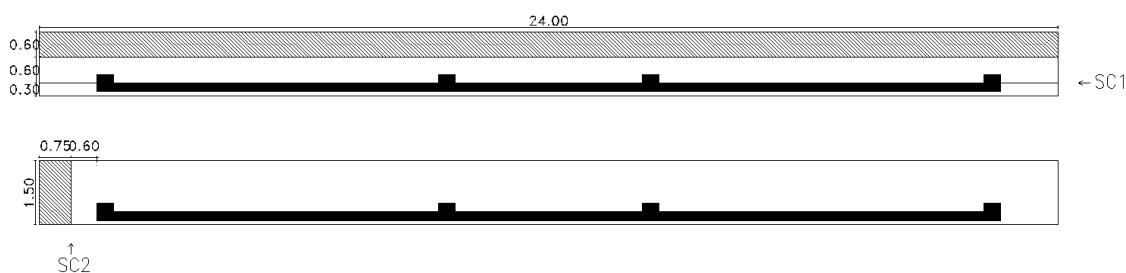
$$q_{snu} = 4.63 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que el esfuerzo aplicado en el suelo es menor a su resistencia.

$$4.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 4.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

h. Corte por flexión

Figura 51: Sección crítica por Corte por flexión - Zapata Z2



h.1. Sección crítica SC2

En la sección ubicada a 60cm de la cara se encuentra la sección crítica SC1. Corresponde a la sección con menor área achurada, que se muestra en la primera imagen. Es la sección dominante.

Resistencia del concreto a corte por flexión en la sección crítica

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 150 \times 60 = 67\,845 \text{ kg}$$

Cortante por flexión amplificado en la sección crítica:

$$V_u = 4.63 \times 75 \times 150 = 52\,090 \text{ kg}, \quad V_u < \phi V_c$$

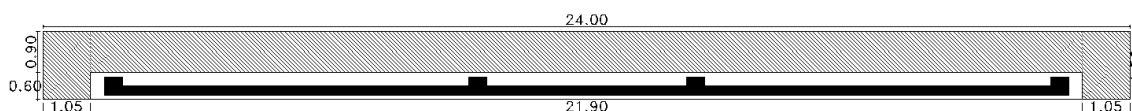
i. Corte por punzonamiento

i.1. Perímetro crítico

En la sección ubicada a 30 cm de la cara se encuentra el perímetro crítico, rodeado por el área achurada.

Para los cálculos se usarán esta sección:

Figura 52: Sección crítica por corte por punzonamiento - Zapata Z2.



Resistencia del concreto a corte por funcionamiento en el perímetro crítico:

$$\beta_c = \frac{2130}{20} = 106.5, \alpha = 30, b_o = 2310 \text{ cm}, d = 60 \text{ cm}, f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi V_1 = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 1\,064\,430 \text{ kg}$$

$$\phi V_2 = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 1\,479\,272 \text{ kg}$$

$$\phi V_3 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 2\,089\,619 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \text{menor}(\phi V_1, \phi V_2, \phi V_3) = 1\,064\,430 \text{ kg}$$

Cortante por punzonamiento amplificado en el perímetro crítico:

$$Vu = 4.63 \times (2400 \times 150 - 2190 \times 60) = 1\,058\,480 \text{ kg}, \quad Vu < \phi Vc$$

j. Diseño por flexión:

Se usará el programa SAFE para calcular los momentos de diseño.

Figura 40: Momentos M_y máximos y mínimos en franjas “strip”

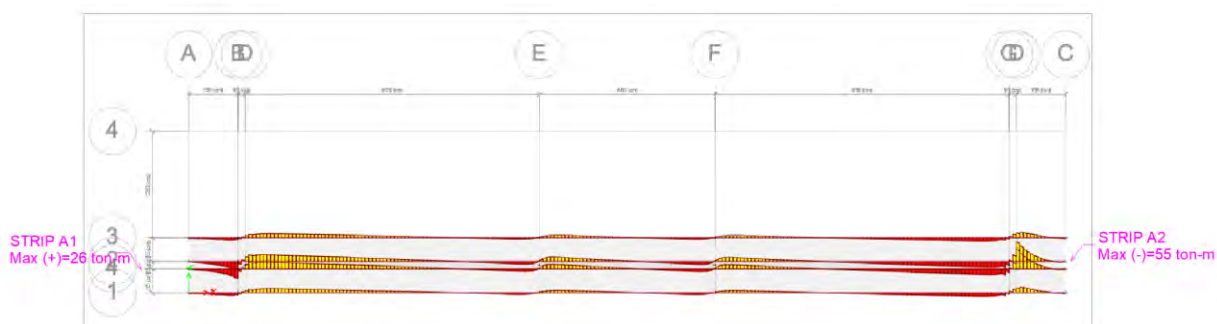
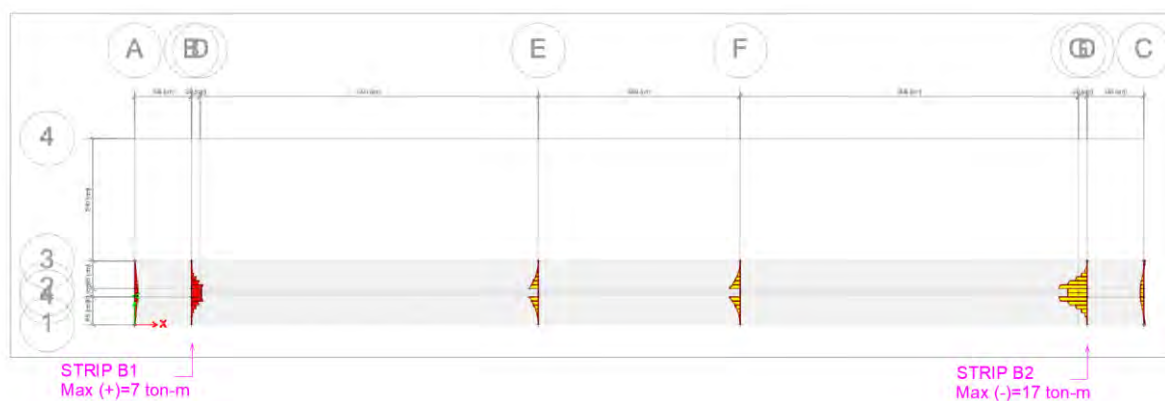


Figura 41: Momentos M_x máximos y mínimos en franjas “strip”



En la figura superior se muestran los strips de diseño. En los strips A1 y A2 se presentan los momentos mínimos (M_{y-}) y máximos (M_{y+}). En los strips B1 y B2 presentan los momentos mínimos (M_{x-}) y máximos (M_{x+}).

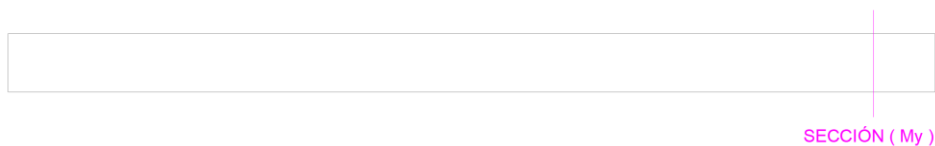
Observación: Los momentos se presentados se encuentran invertidos, esto se debe a la manera en que fueron ingresados en el programa SAFE.

Para el diseño se consideraron los siguientes recubrimientos:

$$\text{Inferior}=7\text{cm}, \quad \text{Superior y lateral}=5\text{cm}.$$

Diseño para momentos M_y .

Se procede a diseñar la sección:



- **Strip A1 (M_y^-)**

Se diseñan los refuerzos de la malla inferior.

$$M_u = -54\,700 \text{ kg} \times \text{m}, \quad \text{Ancho sección} = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 60\text{cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$A_s \text{ calculado} = 25.04 \text{ cm}^2, \quad A_s \text{ min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ suministrado} = 3/4"@0.10 = 27.8 \text{ cm}^2$$

- **Strip A2 (M_y^+)**

Se diseñan los refuerzos de la malla superior.

$$M_u = 26\,000 \text{ kg} \times \text{m}, \quad \text{Ancho sección} = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 60\text{cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$A_s \text{ calculado} = 11.66 \text{ cm}^2, \quad A_s \text{ min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ suministrado} = 3/4"@0.25 = 12.78 \text{ cm}^2$$

h.2 Diseño para momentos M_x .

Se procede a diseñar la sección:

Figura 44: Sección de diseño (M_x)

REFUERZO (M_x)



- **Strip B1 (Mx^-)**

Se diseñan los refuerzos de la malla inferior.

$$Mu = -17\,100 \text{ kg} \times \text{m}, \quad \text{Ancho sección} = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 60 \text{ cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$\text{As calculado} = 7.6 \text{ cm}^2, \text{As min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{As suministrado} = 3/4" @ 0.25 \text{ m} = 12.78 \text{ cm}^2$$

- **Strip B2 (Mx^+)**

Se diseñan los refuerzos de la malla superior.

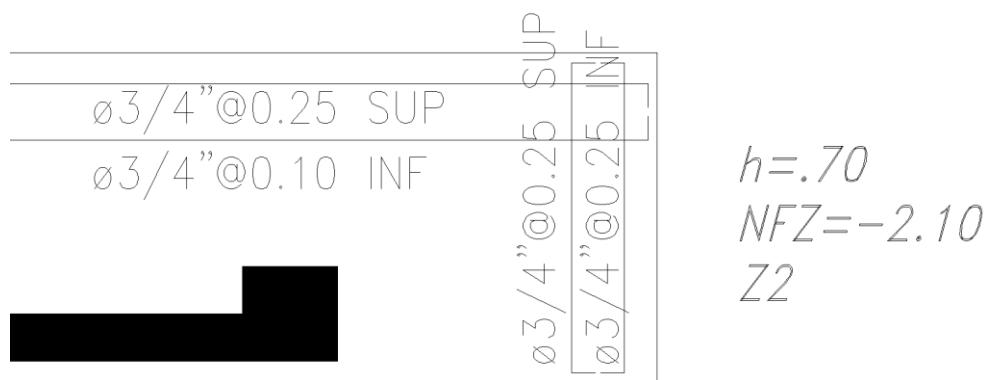
$$Mu = 6\,800 \text{ kg} \times \text{m}, \quad \text{Ancho sección} = 1 \text{ m}$$

$$f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 60 \text{ cm}, \quad \phi_{\text{flexion}} = 0.9$$

$$\text{As calculado} = 3.01 \text{ cm}^2, \text{As min} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{As suministrado} = 3/4" @ 0.25 \text{ m} = 12.78 \text{ cm}^2$$

Figura 54: Dimensiones y refuerzo finales - Zapata Z2.



CAPÍTULO 9: ELEMENTOS SECUNDARIOS

9.1 Diseño de escaleras

Se encuentra en la zona central del plano de planta. Se considera que trabaja en el sentido largo, apoyada en sus extremos, en vigas peraltadas de $35\text{cm} \times 50\text{cm}$. Se modelará usando el programa ETABS, El modelo tendrá tramos horizontales correspondientes a los descansos y un tramo vertical. La sección es de $120\text{cm} \times 20\text{cm}$, en donde todas las cargas serán calculadas manualmente. La carga viva es de 400 kg/m^2 La carga vertical en planta producida por el peso propio en el tramo inclinado será calculada con:

$$h \text{ entrepiso} = 3.6\text{m}, \text{Nro. contrapasos} = 21, L. \text{contrapaso} = cp = 17\text{cm}$$

$$L. \text{paso} = p = 25\text{cm}, \text{espesor de la garganta} = t = 17\text{cm}, \gamma_c = 2400\text{ kg/m}^3$$

$$w = \gamma_c \times \left(\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) = 700\text{ kg/m}^2$$

9.2 Diseño de piso y techo del cuarto de máquinas

Para el diseño de estos elementos se usará el método de los coeficientes. Para el metrado de cargas del piso, se considera una carga viva de 1000 kg/m^2 . Para el techo se considera 100 kg/m^2 . Se usarán barras de $5/8''$ como máximo diámetro por lo que se usarán estribos de 8mm .

En el piso del cuarto de máquinas, para la viga apoyada sobre dos vigas peraltadas, el momento en los extremos se calculará con $\frac{1}{24}w \times ln^2$ y en el tramo central con $\frac{1}{24}w \times ln^2 - \frac{1}{8}w \times ln^2$. Para las otras dos vigas se considera que están empotradas en el extremo que se apoya en la placa y la carga de la viga sobre ellas será una carga concentrada. Una de las vigas en voladizo tendrá una mayor longitud, y cargará con la mitad del peso de la escalera.

Para la losa maciza se consideró que trabaja en una dirección, con momentos en los apoyos de $\frac{1}{24}w \times ln^2$ y $\frac{1}{16}w \times ln^2$, cuando se apoya sobre vigas peraltadas y placas respectivamente. Para el tramo positivo, se consideró el promedio de los momentos negativos, menos $\frac{1}{8}w \times ln^2$.

Para el techo del cuarto de máquinas, se usará un aligerado de 20cm de espesor, las secciones de las vigas se conservarán, usando el acero mínimo.



CAPÍTULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

La edificación tiene un sistema estructural de muros en ambos sentidos. Por esto, los desplazamientos de entrepiso son pequeños en comparación a otros sistemas estructurales.

Los menores desplazamientos de entrepiso se encuentran en la dirección X. Las placas laterales, de 21m de longitud, son las principales responsables de otorgar rigidez en esa dirección, reduciendo el periodo y tomando la mayor parte de la fuerza cortante sísmica.

Se realizó un análisis de irregularidades en la edificación, encontrándose que cumple con las condiciones establecidas en la Norma E-030; por tanto, es considerada regular en las direcciones X e Y. Debido a esto, las fuerzas cortantes sísmicas en la base (Análisis Estático) y los valores del espectro de pseudo aceleraciones (Análisis Dinámico), no serán amplificadas (*Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas "R" = $R_o \times I_p \times I_a$*).

Para el análisis, por cargas de gravedad, de losas y vigas, se utilizó un modelo simplificado en dos dimensiones. Se consideró que el modelo está formado por el entrepiso y los elementos de apoyo, los cuales están empotrados en los entrepisos inmediatos adyacentes (Superior e inferior). En estos casos se utilizó la alternancia de carga viva para encontrar los momentos máximos en cada tramo. Para el caso de columnas, placas y cimentaciones, se utilizó un modelo en tres dimensiones que considera todos los pisos y un área de influencia de cargas en cada entrepiso. Para estos casos, se usó la reducción de carga viva mencionada por la Norma E-020.

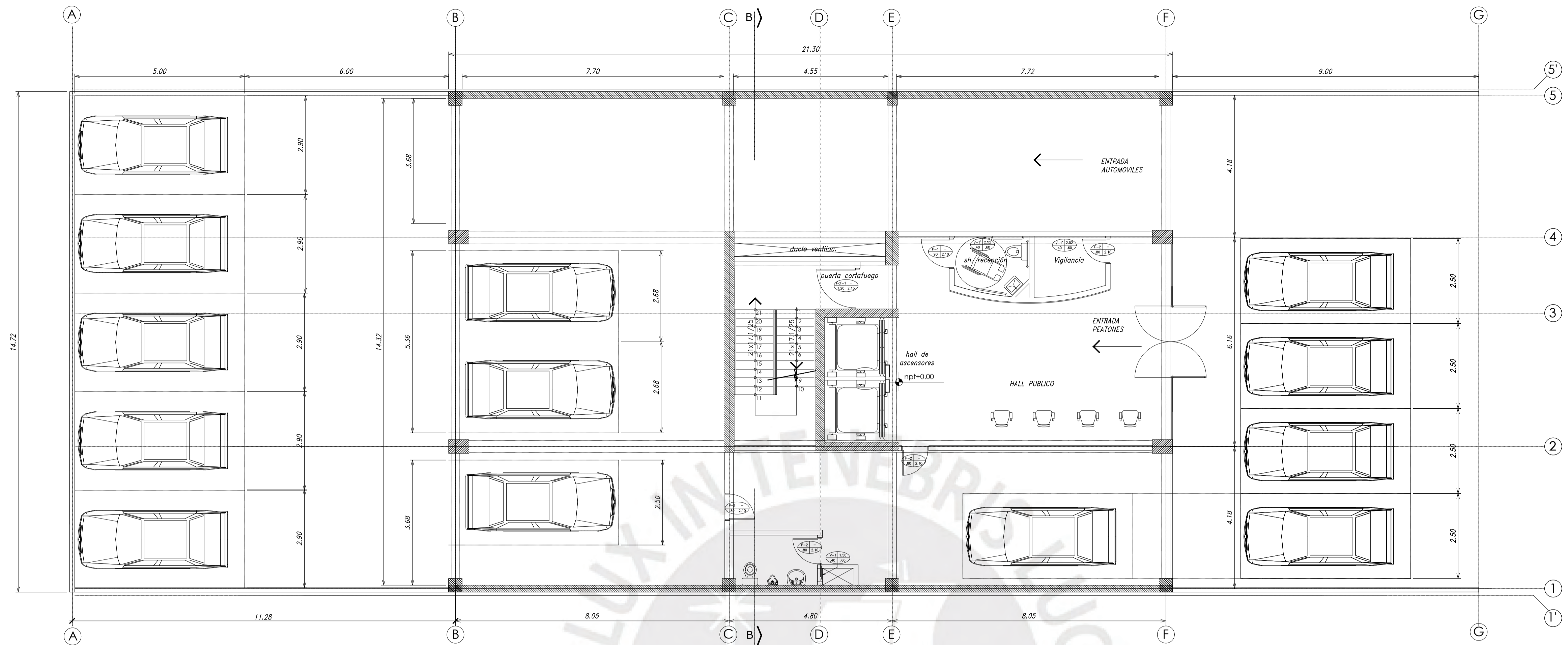
Para el análisis, por cargas sísmicas de vigas, columnas, placas y cimentaciones, las fuerzas actuantes fueron halladas utilizando el programa ETABS y SAFE (Zapata combinada). Se usó un factor de amplificación en las direcciones X e Y. Este fue encontrado utilizando las cortantes basales del análisis estático y dinámico. Posteriormente, se hallaron los desplazamientos de entrepiso y se verificó que cumplieran con los parámetros máximos establecidos en la Norma E-030. Finalmente, se definió el espaciamiento de las juntas sísmicas.

Debido a que la edificación limita al Norte y al Sur con edificaciones vecinas, las cimentaciones adyacentes deben ser excéntricas y necesitan de vigas de cimentación para evitar el volteo. Al Oeste y al Este limita con el área de estacionamientos y el área de jardín, respectivamente. Por esto, se optó por cimentaciones concéntricas para las columnas exteriores, ya que se disponía de espacio suficiente para ubicar las columnas en los centroides de las zapatas. En el interior, se optó por una cimentación combinada, debido a la cercanía entre las dos placas y la columna.

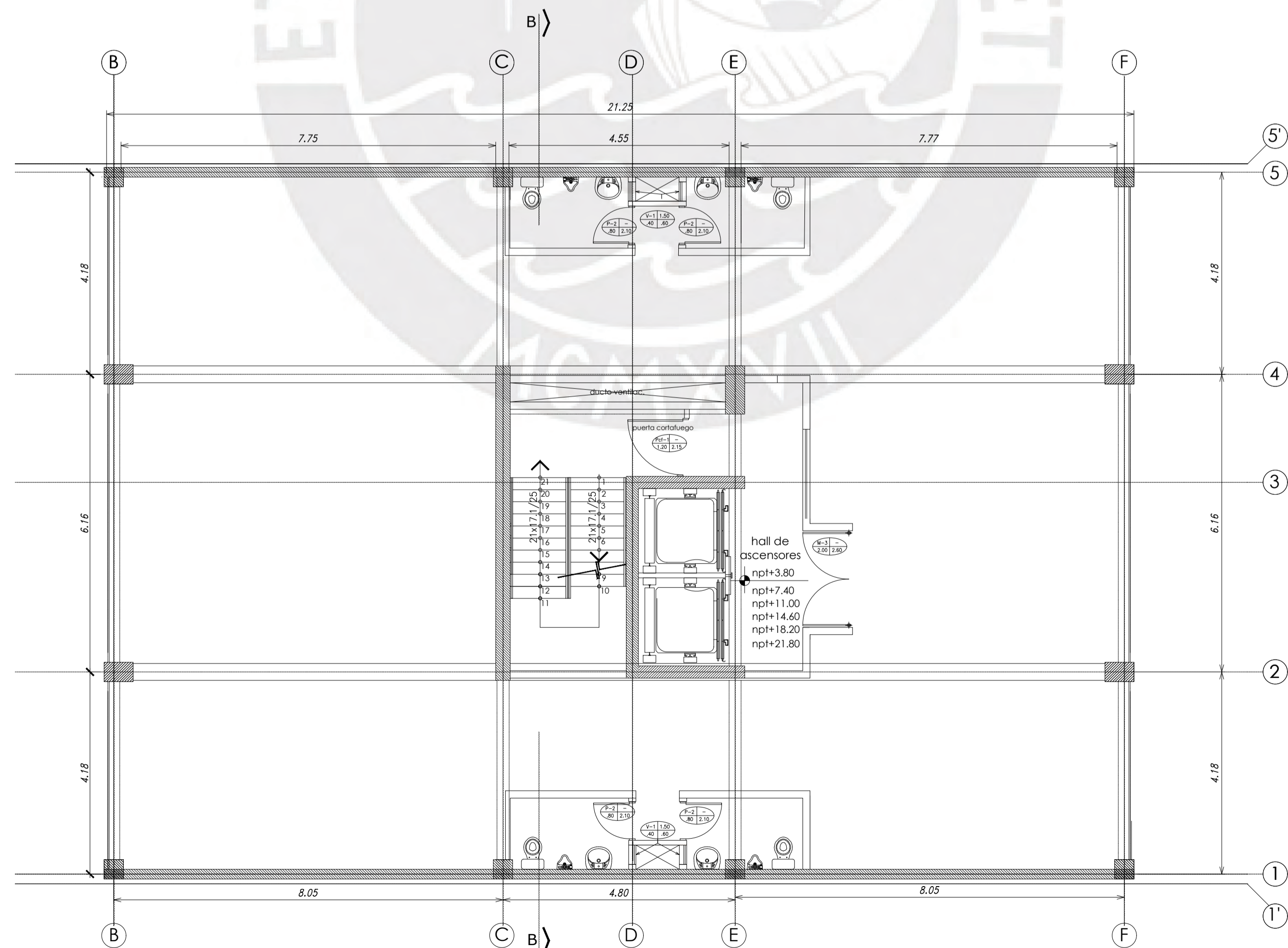


CAPÍTULO 11: BIBLIOGRAFÍA

- I. Ottazzi Pasino, G. (2019). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: PUCP.
- II. Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima: Capitulo de Ingeniería Civil.
- III. E. Harmsen, Teodoro. (2004). Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Lima : PUCP.
- IV. San Bartolomé, Ángel. (1999). Análisis de Edificios, Lima: PUCP.
- V. San Bartolomé, Ángel - Quiun, Daniel - Silva, Wilson (2018). Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería, Lima: PUCP.
- VI. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E020 de Cargas, Lima: Diario el Peruano.
- VII. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E030 de Diseño Sismorresistente, Lima: Diario el Peruano.
- VIII. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E060 de Concreto Armado, Lima: Diario el Peruano.

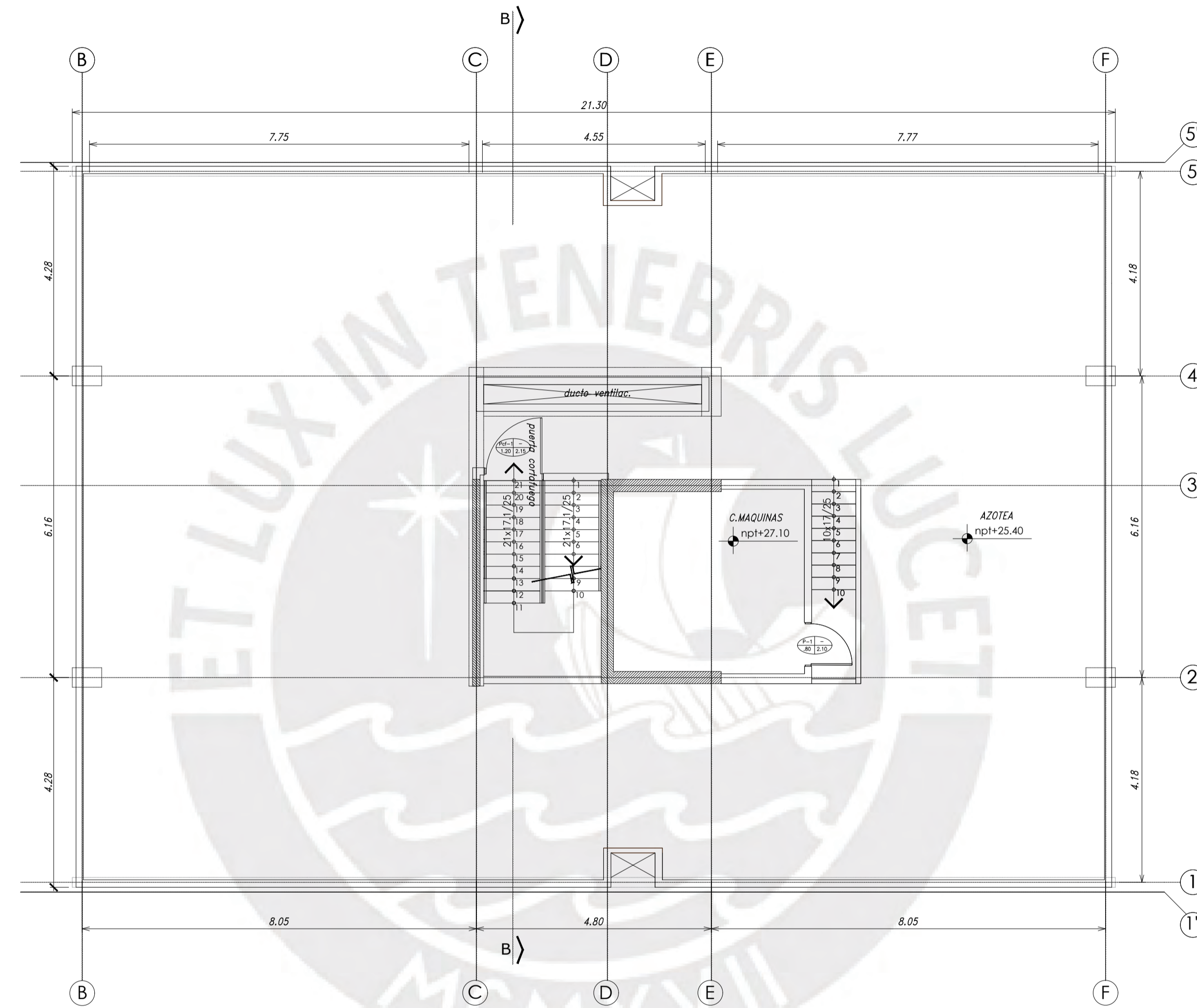


PLANTA ARQUITECTURA 1° PISO
ESC. 1/75



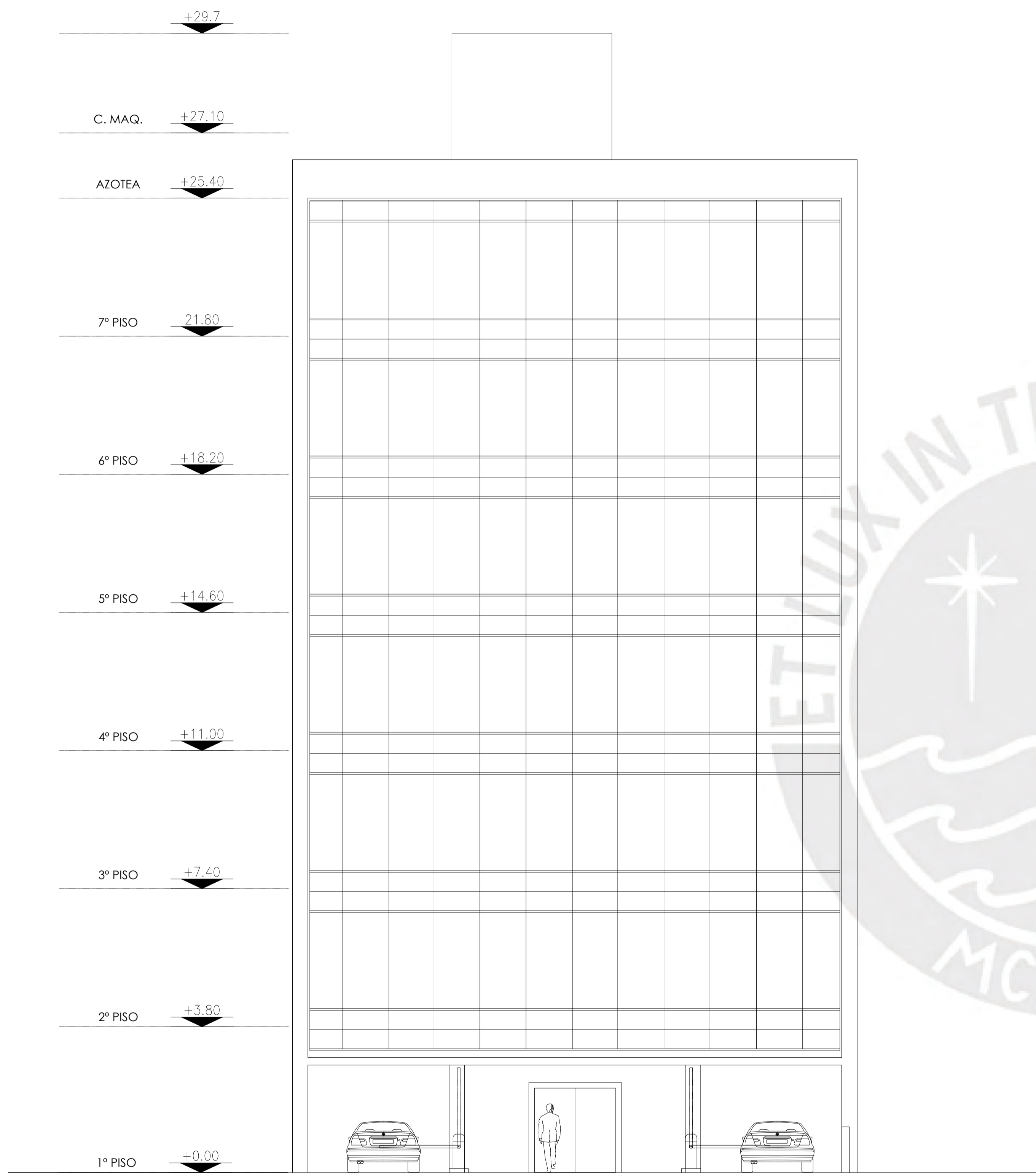
PLANTA TIPICA ARQUITECTURA 2° AL 7° PISO
ESC. 1/75

ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	ARQUITECTURA 1° PISO AL 7° PISO	
UBICACION:	MIRAFLORES	N° PLANO: A-01
		ESCALA: 1/75

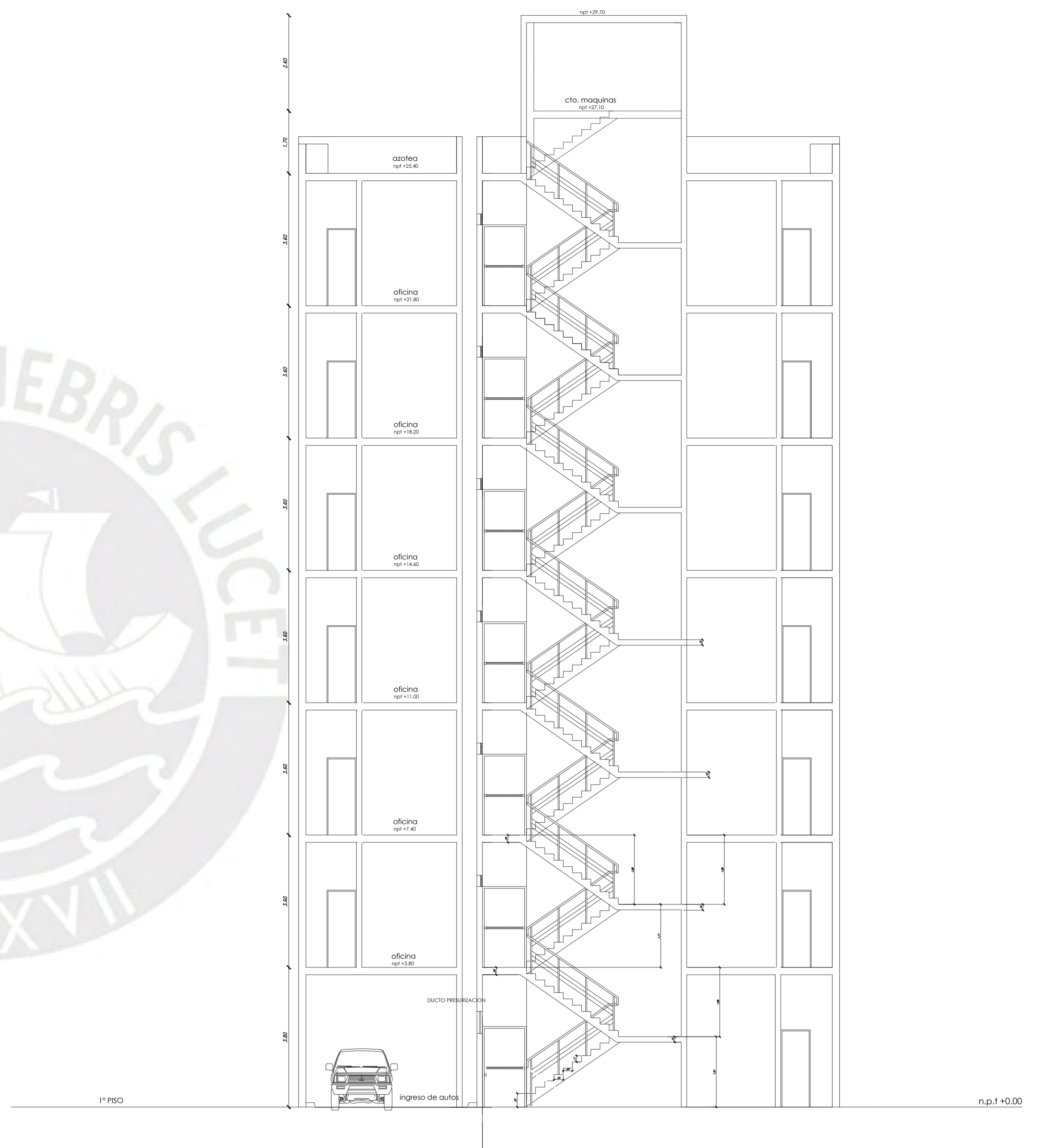


PLANTA TIPICA ARQUITECTURA AZOTEA
 ESC. 1/75

ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	ARQUITECTURA AZOTEA	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: A-02
		ESCALA: 1/75



ELEVACION INGRESO



CORTE B-B

ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS		
PLANO: ELEVACION Y CORTE		
UBICACION: MIRAFLORES	N° PLANO: A-03	ESCALA: 1/75

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS – EDIFICIO DE OFICINAS

RELACION DE PLANOS	
	ARQUITECTURA
A-01	ARQUITECTURA PRIMER PISO AL SÉPTIMO PISO
A-02	ARQUITECTURA AZOTEA
A-03	ELEVACIÓN Y CORTES
	ESTRUCTURAS
E-01	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS + RELACION DE PLANOS
E-02	CIMENTACIÓN
E-03	COLUMNAS Y PLACAS
E-04	ENCOFRADO TECHO TÍPICO Y ESCALERA
E-05	ENCOFRADO TECHO AZOTEA Y CUARTO DE MAQUINAS
E-06	VIGAS 1/4
E-07	VIGAS 2/4
E-08	VIGAS 3/4
E-09	VIGAS 4/4

EMPALMES EN COLUMNAS Y PLACAS LOCALIZACION Y LONGITUD

f'c (kg/cm2)	210	
# (pulg.)	H<=3m	H>3m
3/8"	35	45
1/2"	50	60
5/8"	60	75
3/4"	70	90
1"	110	150

NOTAS:

- REALIZAR LOS EMPALMES EN EL TERCIO CENTRAL DE LA ALTURA LIBRE DE LA COLUMNA.
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA SECCION.
- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME.
- EN CASO DE AUMENTAR MAS DEL 30% DEL AREA TOTAL DE UNA MISMA SECCION COLOCAR ESTRIBOS CERRADOS A UN ESPACIAMIENTO MAXIMO DE 10cm. EN TODA LA LONGITUD DEL EMPALME.

EMPALMES PARA VIGAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS Y PLACAS LOCALIZACION Y LONGITUD

NOTAS:

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA SECCION
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- COLOCAR ESTRIBOS ADICIONALES #3/8" Ø.10 EN TODA LA LONGITUD DEL EMPALME

EMPALMES EN MUROS Y OTROS ELEMENTOS

f'c (kg/cm2)	210	
# (pulg.)	A	R (min.)
3/8"	80mm	15mm
1/2"	95mm	20mm
5/8"	125mm	25mm
1"		

DETALLE TÍPICO DE ESTRIBOS

EMPALMES PARA VIGAS APOYADAS SOBRE VIGAS, VIGUETAS, LOSAS Y ESCALERAS LOCALIZACION Y LONGITUD

f'c (kg/cm2)	210	
# (pulg.)	INFERIOR	SUPERIOR
3/8"	25	35
1/2"	30	45
5/8"	40	60
3/4"	50	70
1"	60	110

f'c (kg/cm2)	210	
# (pulg.)	INFERIOR Y SUPERIOR	
8mm	30	
3/8"	35	
1/2"	45	
5/8"	60	
3/4"	70	

DETALLE DE DE AMARRE DE COLUMNETAS EN ALBAÑILERIA

DETALLE DE LONGITUDES DE GANCHOS ESTANDAR EN EXTREMOS DE VIGAS

f'c (kg/cm2)	f'c= 210	f'c= 280	
BARRA	db (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)
8mm	0.80	20	15
3/8"	0.95	20	20
1/2"	1.27	30	25
5/8"	1.59	35	30
3/4"	1.91	40	40
1"	2.54	55	50

DIAMETRO INTERNO DE DOBLADO DE GANCHO = 6db PARA BARRAS DE HASTA 1"

VALORES DE E (cm) EN VIGAS

f'c (kg/cm2)	210	
# (pulg.)	INFERIOR	SUPERIOR
3/8"	25	35
1/2"	30	45
5/8"	40	60
3/4"	50	70
1"	60	110

VALORES DE E (cm) LOSAS Y ESCALERAS

f'c (kg/cm2)	210	
# (pulg.)	INFERIOR Y SUPERIOR	
8mm	30	
3/8"	35	
1/2"	45	
5/8"	60	
3/4"	70	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO

- CEMENTO PORTLAND TIPO 1
- LOSAS, VIGAS, COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS f'c = 210 Kg/cm2
- CIMENTACIONES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN f'c = 280 Kg/cm2

ACERO

- ARMADURA fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS

- LOSAS MACIZAS, ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS 2 cm.
- VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS 4 cm.
- PLACAS, MUROS Y ESCALERAS 2 cm.
- CIMENTACIONES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
- Fondo 7 cm.
- Lateral y tapa 5 cm.

ALBAÑILERIA PARA TABIQUERÍA

- MUROS NO PORTANTES (APAREJO TIPO SOGA). f'm = 65 Kg/cm2
- Ladrillo de arcilla KK Soldado Industrial
- Tipo de mortero 1:4
- Espesor de juntas: 1 cm.
- Conexión albañilería-columna: Dentada con longitud máxima 5cm.

PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:

- XX: PREDOMINANTEMENTE DE MUROS DE CONCRETO ARMADO.
- YY: PREDOMINANTEMENTE DE MUROS DE CONCRETO ARMADO.

b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA:

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z = 0.45
- FACTOR DE SUELO (PERFIL S1): S = 1, Tp = 0.4s, Tl = 2.5s
- FACTOR DE USO (CATEGORÍA C): U = 1
- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN (MUROS ESTRUCTURALES): Rbv = 6, Rby = 6
- FACTORES DE IRREGULARIDAD: Ip (en planta) = 1, Ie (en altura) = 1
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN: Rv = 6.00, Rb = 6.00
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE CARGA VIVA (CATEGORÍA C): CR = 0.25

c) DERIVAS MÁXIMAS DE ENTREPISO:

- XX: Deriva = 0.001 < 0.007
- YY: Deriva = 0.003 < 0.007

d) JUNTA SÍSMICA:

- XX: No se requiere.
- YY: s = 10.00 cm.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

PROFESIONAL RESPONSABLE (PR): ALVARO RODRIGUEZ RIVA

-TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS Y CIMENTACIONES CORRIDAS .

-ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: GRAVA ARENOSA TIPO GP.

-PROFUNDIDAD DE LA NAPAS FREÁTICA: NO SE ENCONTRÓ.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: Df=1.5m
- PRESIÓN ADMISIBLE: 4.00 kg/cm2
- FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
- ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO ACEPTABLE: St=2.5 cm

PARAMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (DE ACUERDO A LA NORMA E.030)

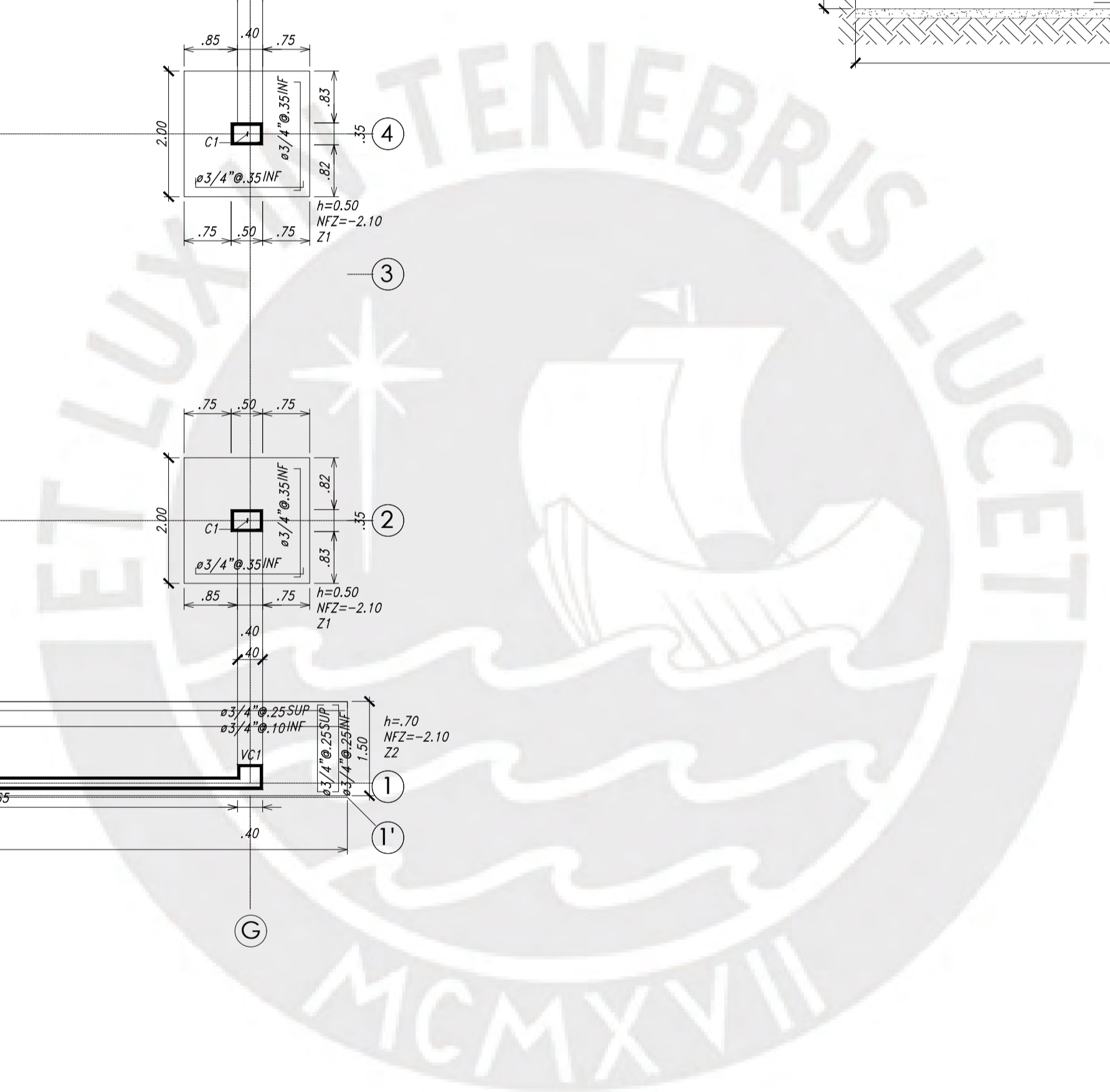
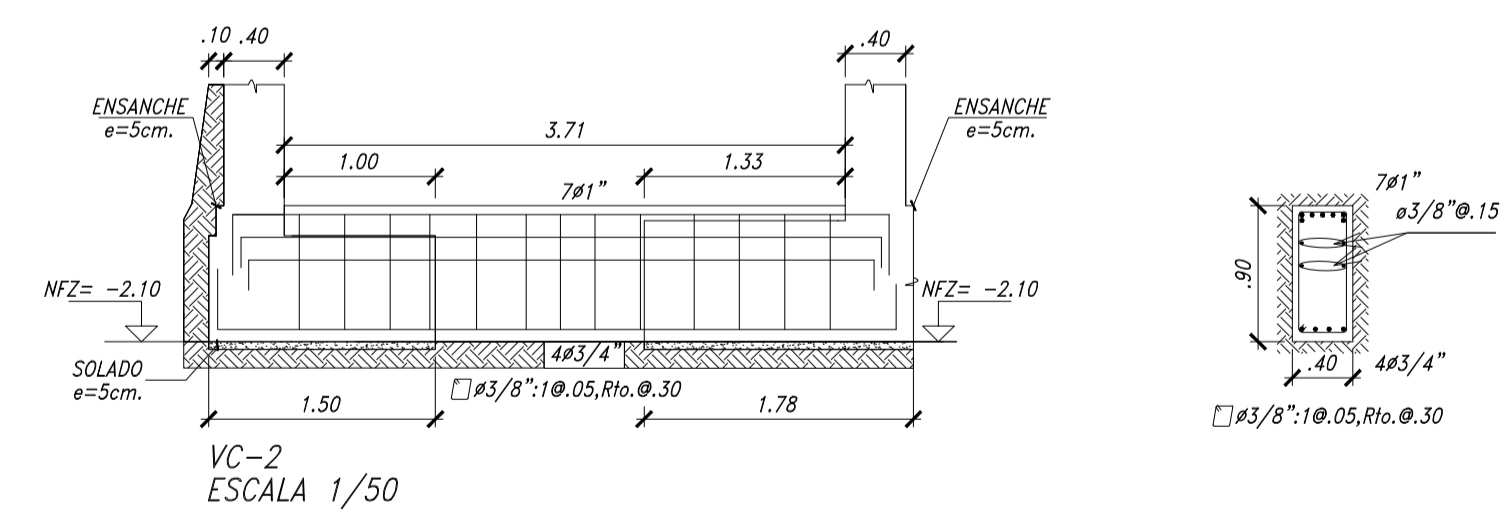
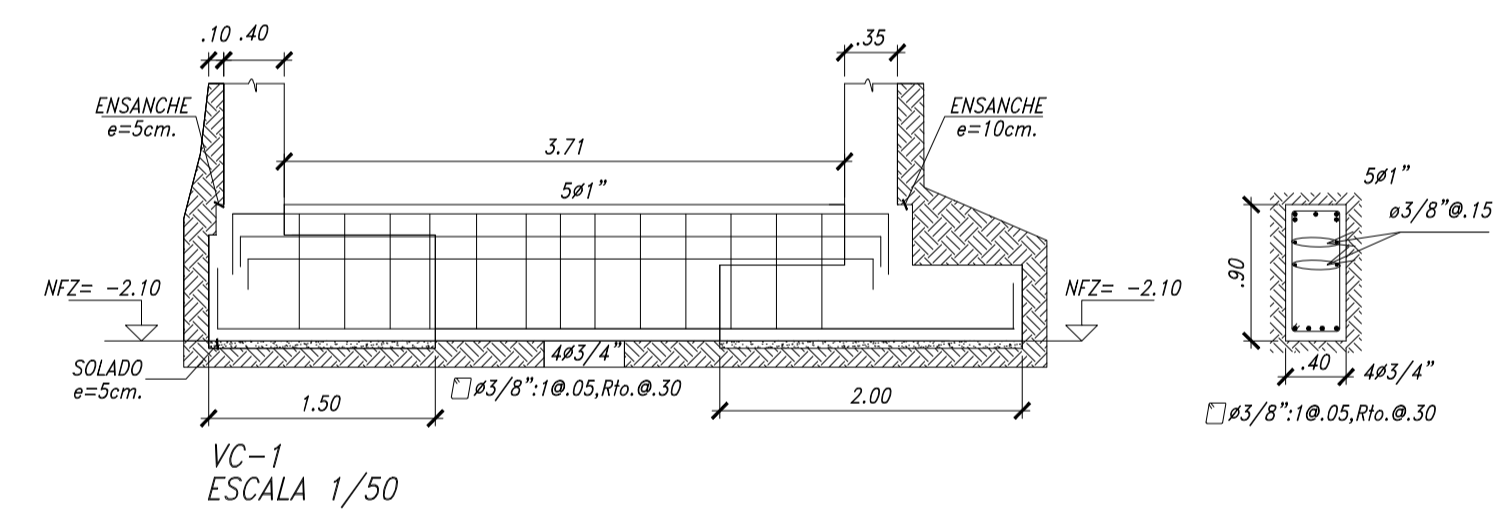
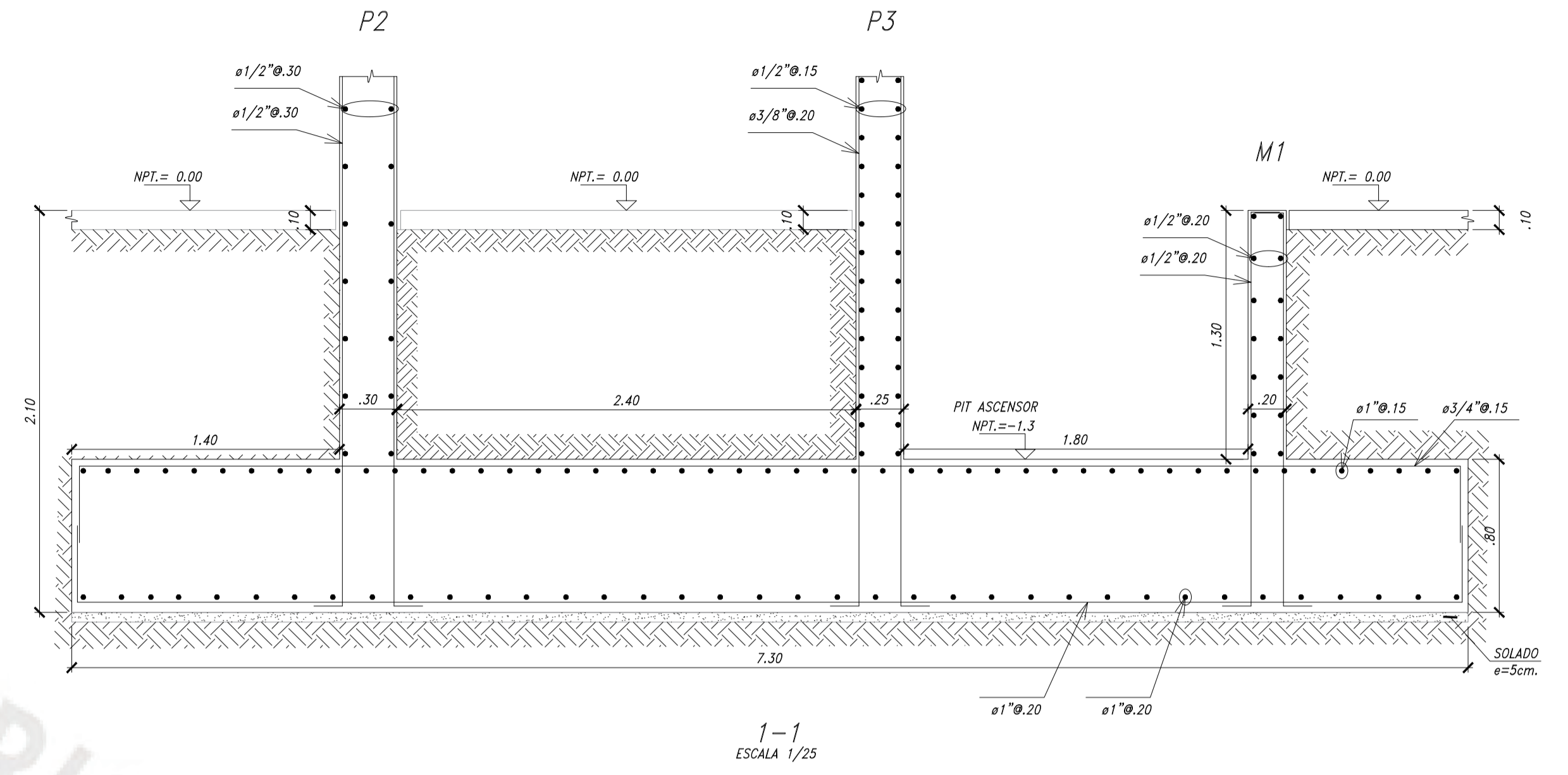
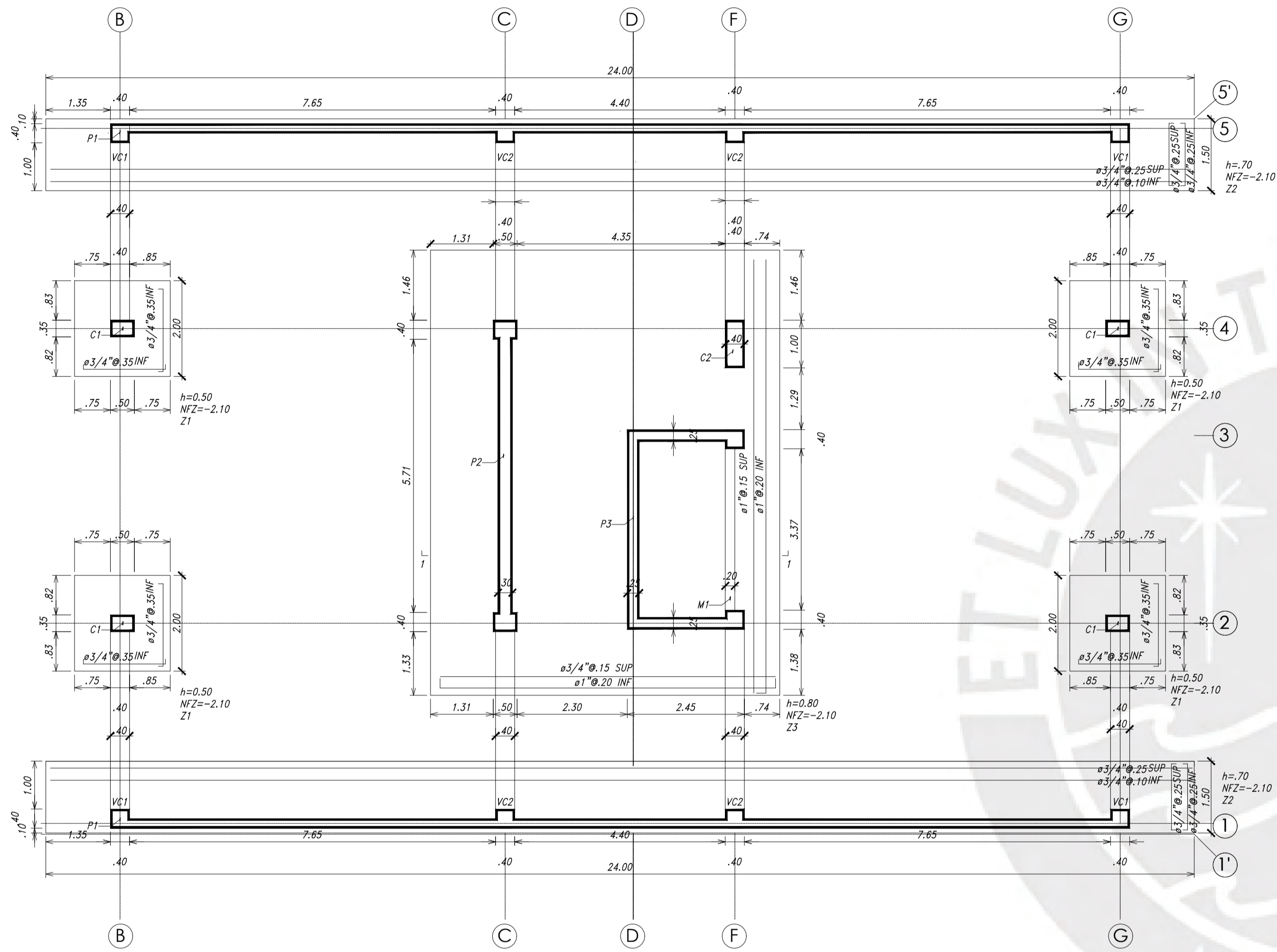
- ZONA SÍSMICA: ZONA 4
- TIPO DE PERFIL DEL SUELO: S1
- FACTOR DEL SUELO: 1
- PERIODO TP (s): 0.4s
- PERIODO TL (s): 2.5s

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN: Suelo no agresivo, emplear Cemento Portland Tipo 1.

PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN:

- LUCUACIÓN NO PRESENTA
- COLAPSO: NO PRESENTA
- EXPANSIÓN: NO PRESENTA

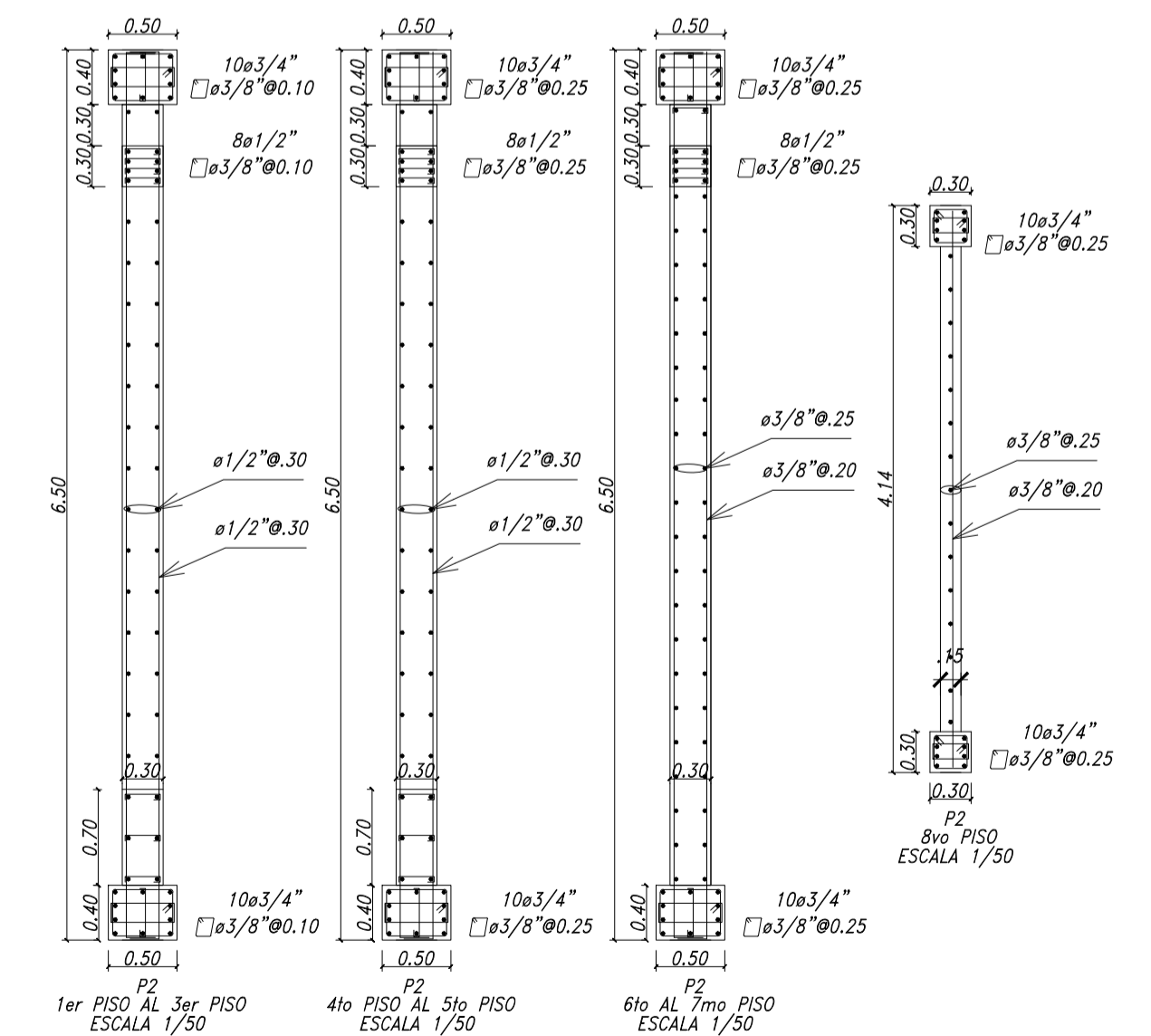
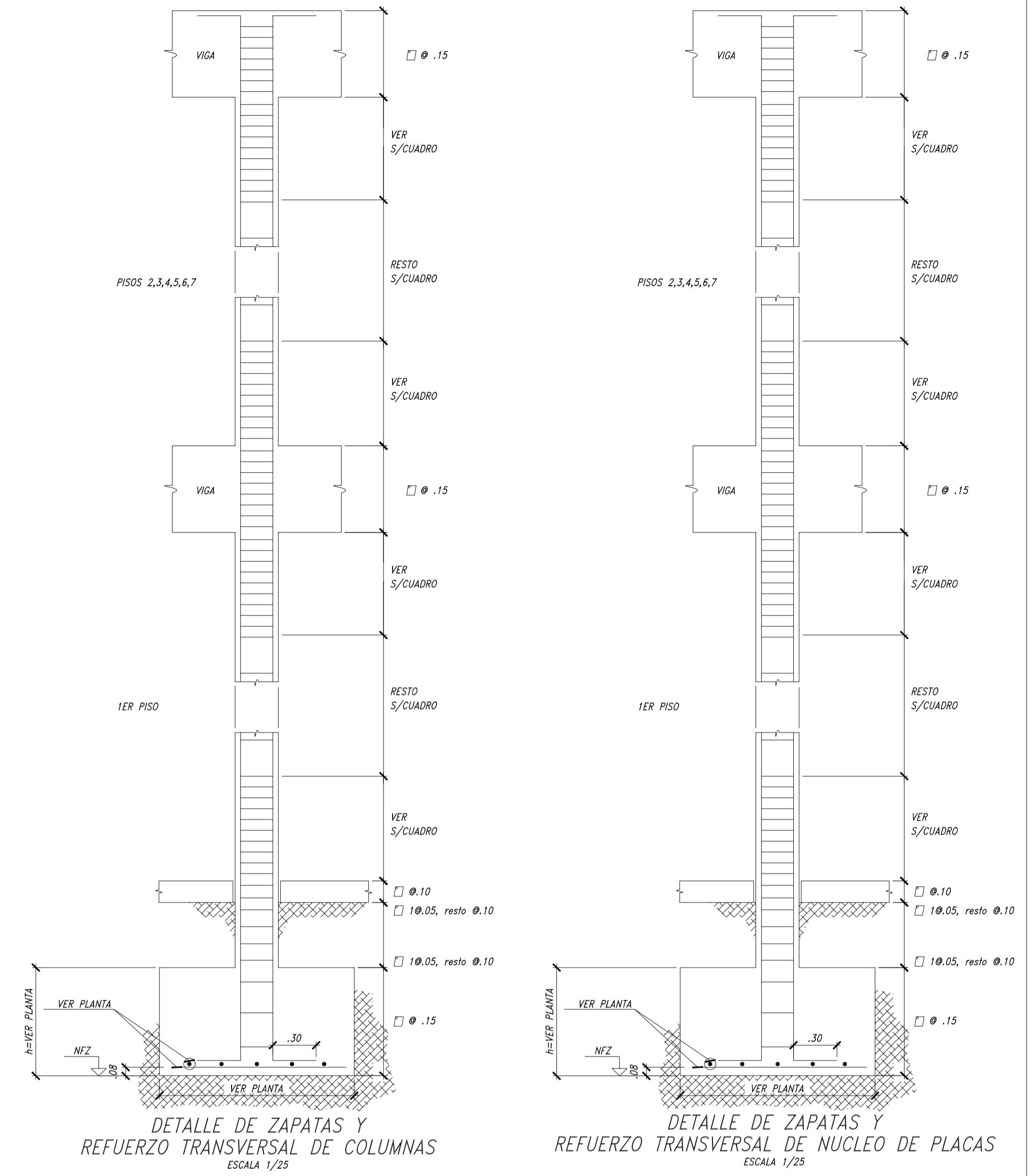
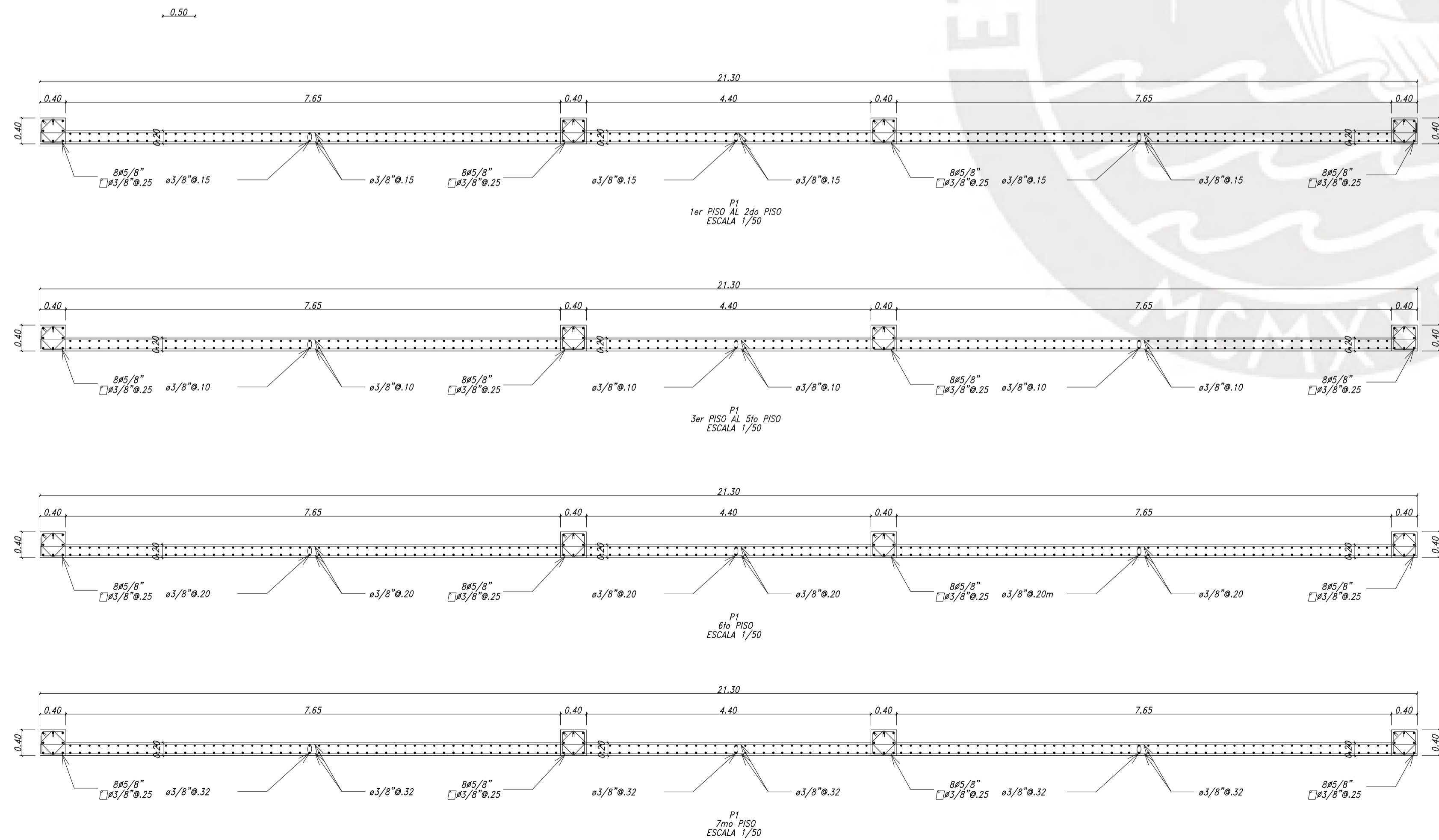
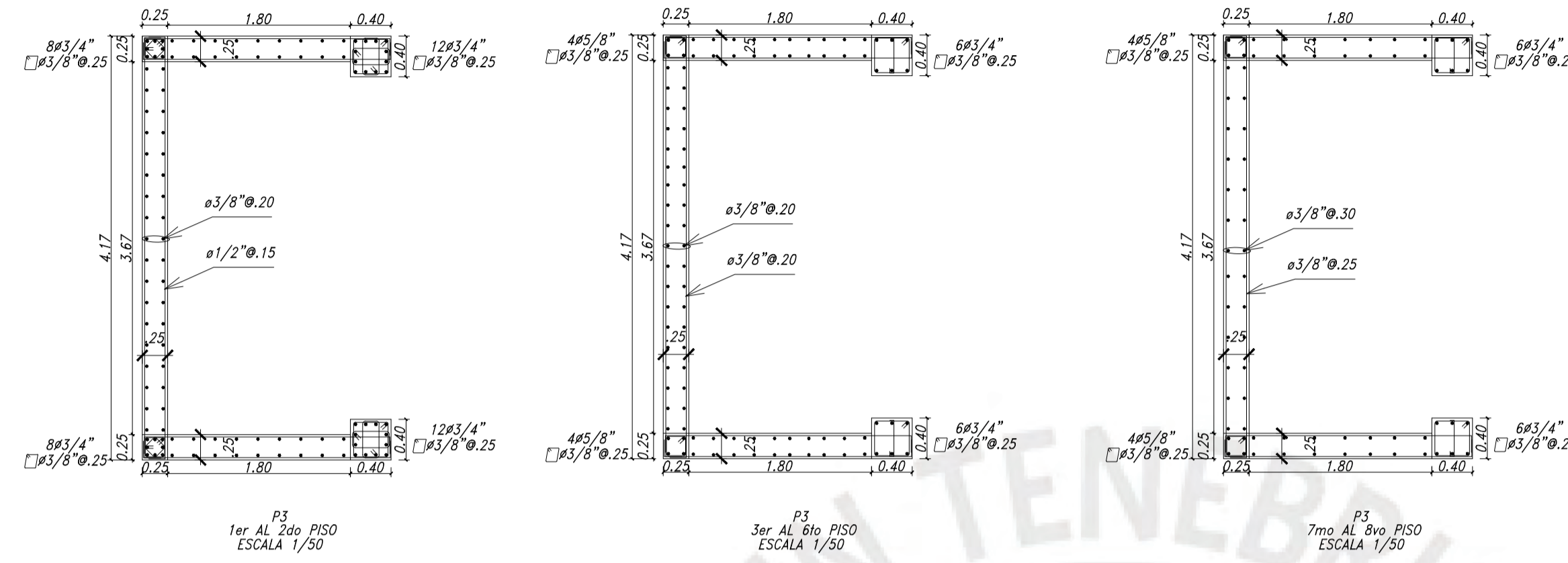
ALVARO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	PLANTA ENCOFRADO TECHO TÍPICO, CORTES Y ESCALERA	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: E-01
ESCALA:	VER DETALLE	



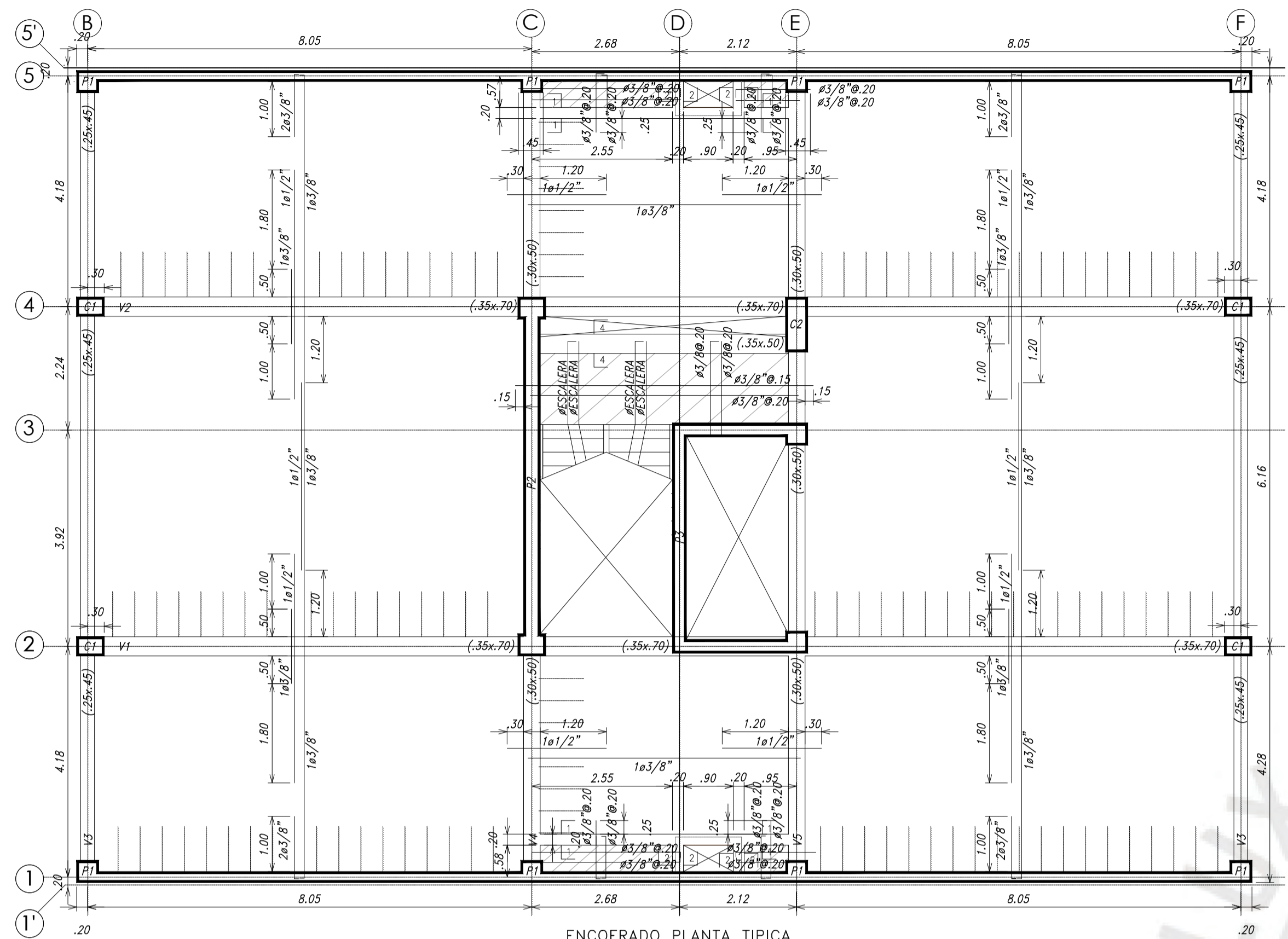
ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS		
PLANO:	CIMENTACION		
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO:	E-02
		ESCALA:	VER DETALLE

CUADRO DE COLUMNAS

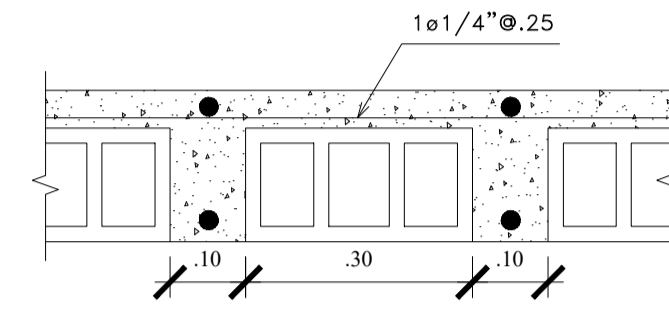
NIVEL	C1	C2
PISO TÍPICO	<p>1 #3/8" ϕ 10.05, 5.0, 10, Rho.20 ESCALA 1/50</p>	<p>3 #3/8" ϕ 10.05, 10, Rho.30 ESCALA 1/50</p>



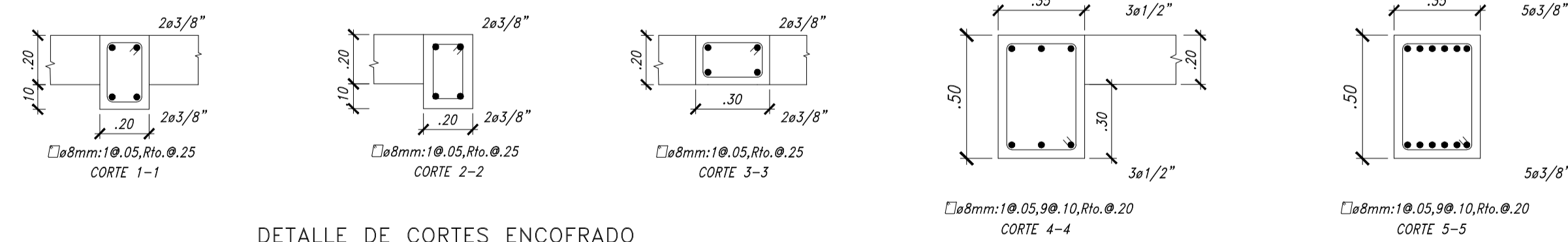
ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	COLUMNAS Y PLACAS	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: E-03
		ESCALA: 1/50



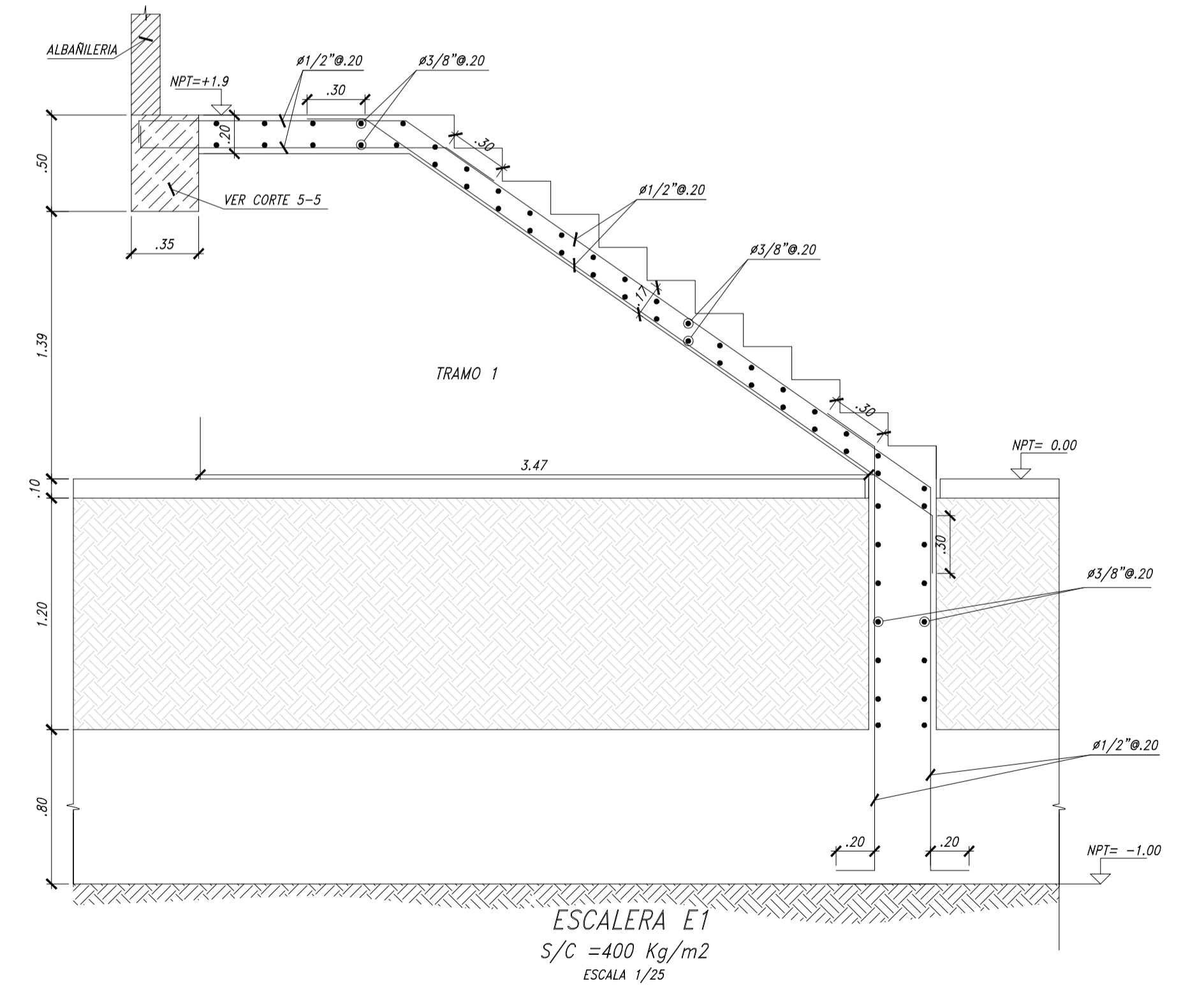
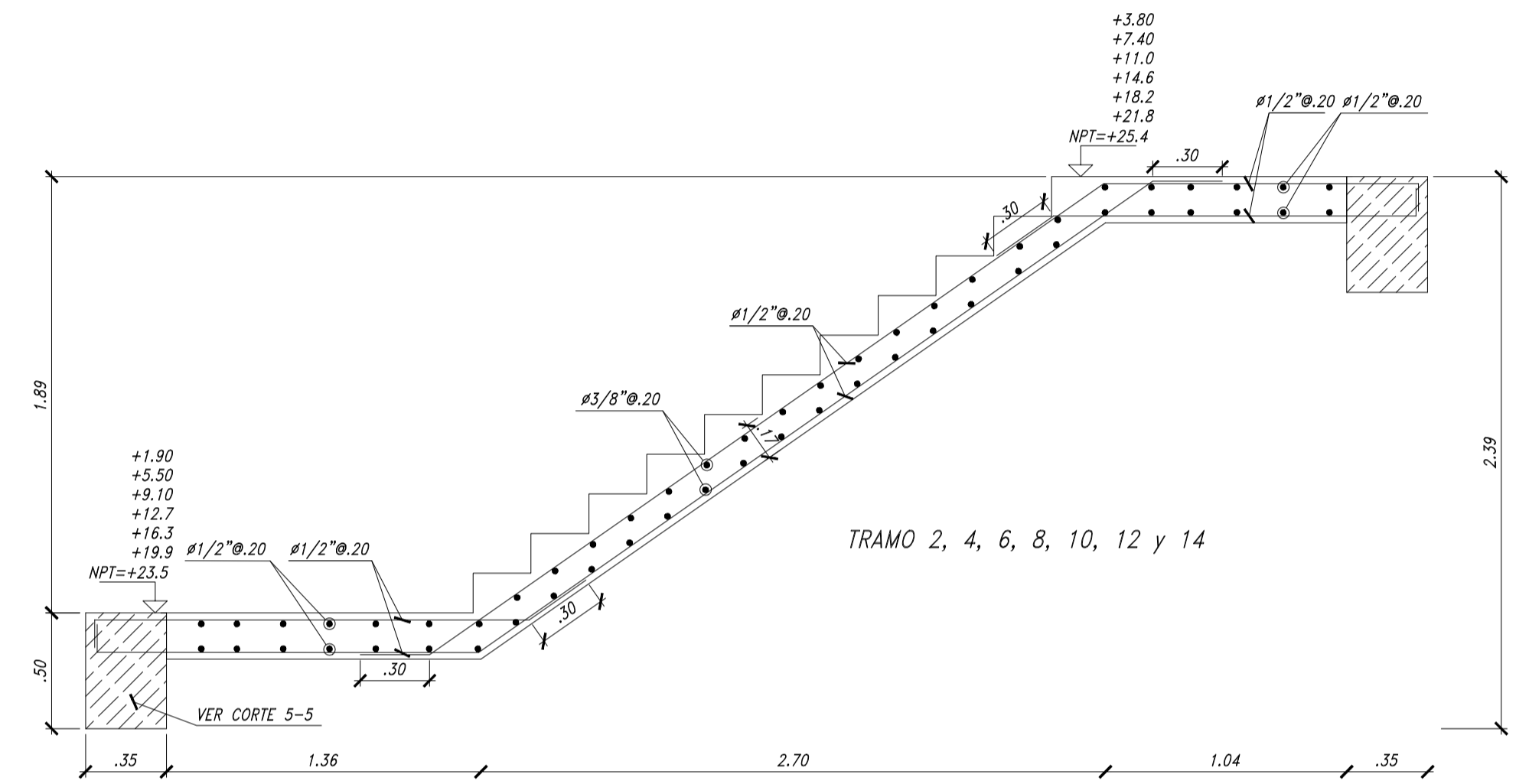
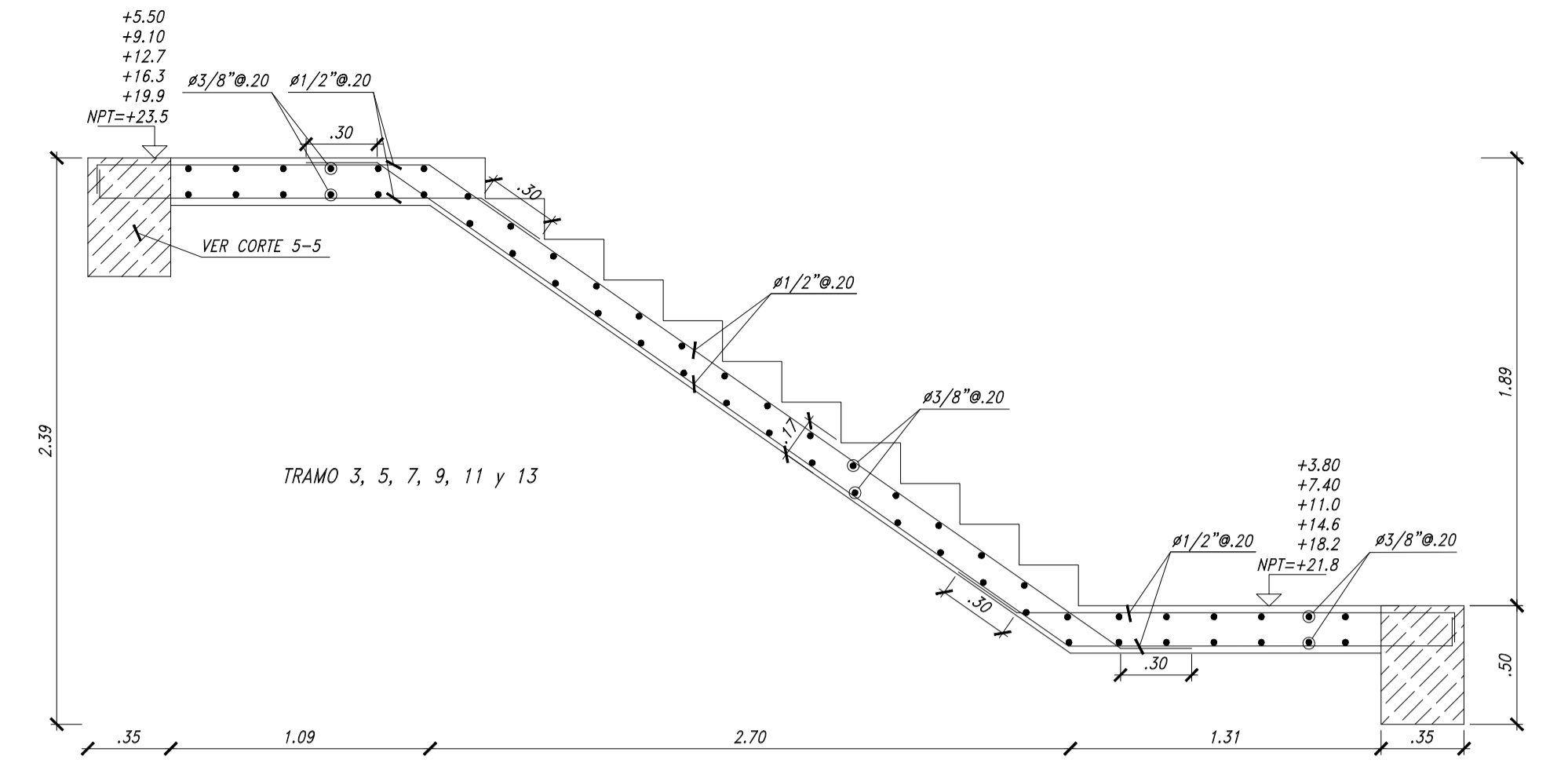
ENCOFRADO PLANTA TÍPICA
 ALIGERADO e=20 cm S/C=250 Kg/m²
 LOSA MACIZA e=20 cm S/C=250 kg/m²
 LOSA MACIZA ASENSOR e=20 cm S/C=400 kg/m²
 TABIQUERIA LIVIANA MOVIL S/C=50 kg/m²
 ESC. 1/75



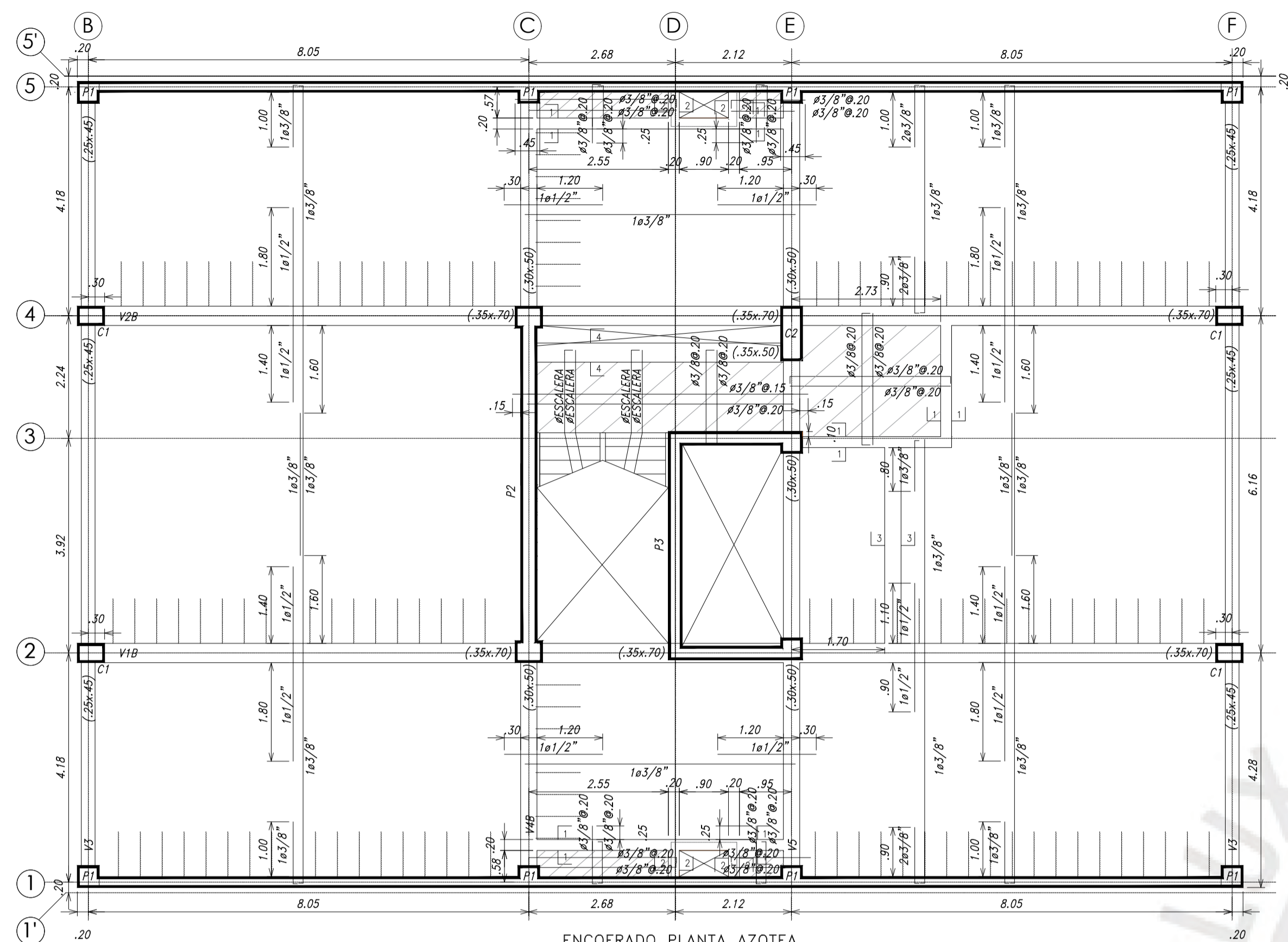
CORTE ALIGERADO h=0.20
 ESC. 1/50



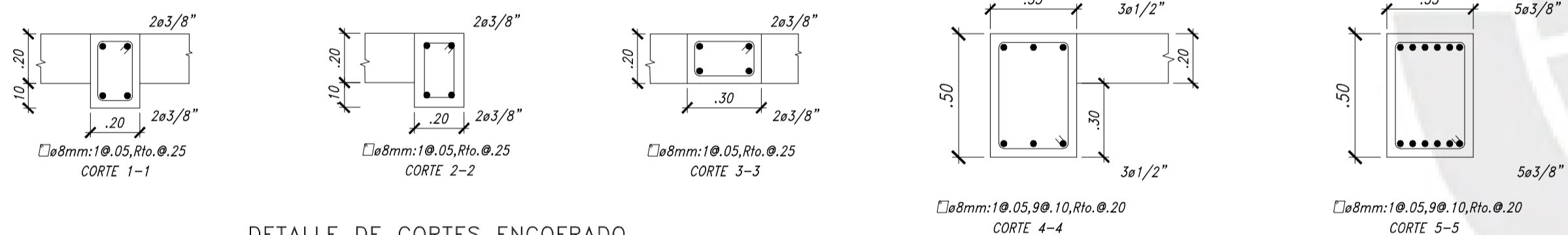
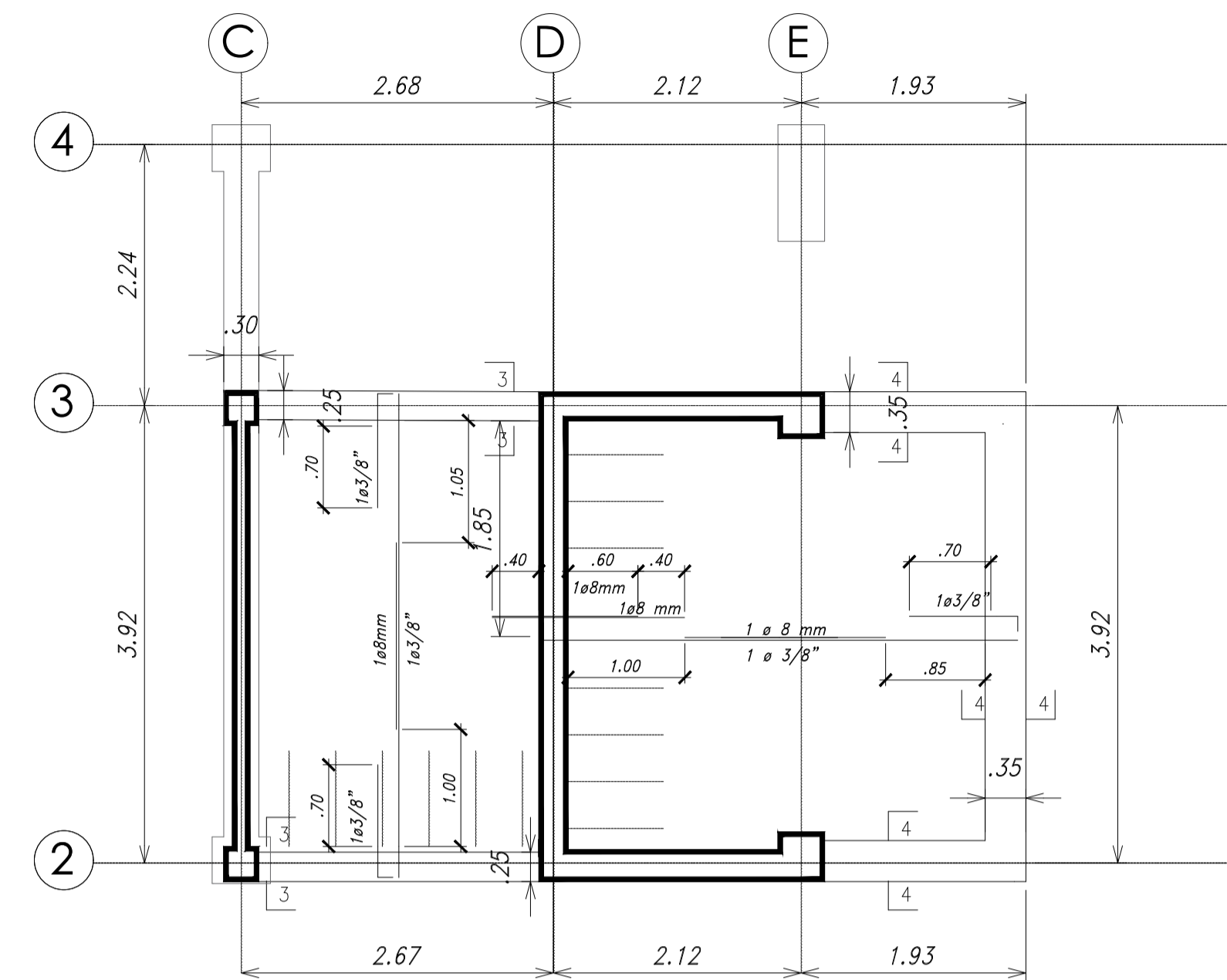
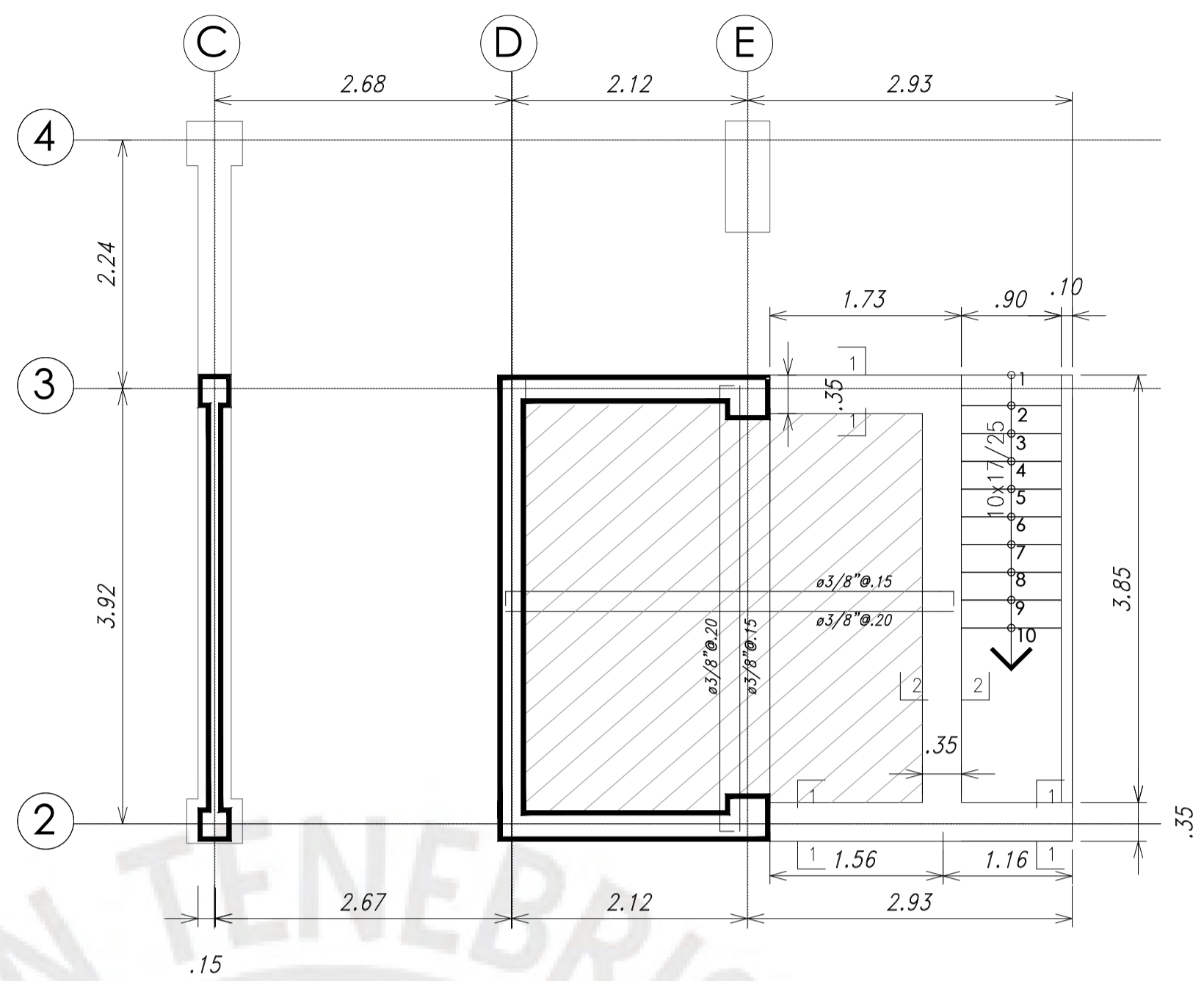
DETALLE DE CORTES ENCOFRADO
 ESC. 1/20



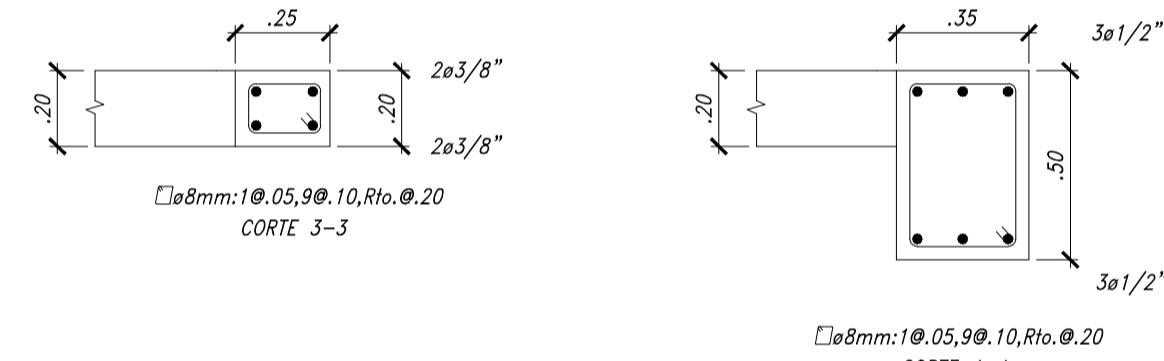
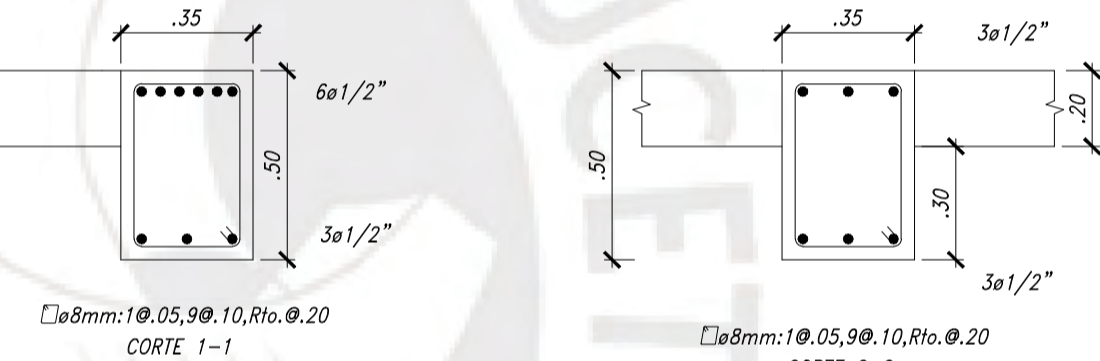
ALVARO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	PLANTA ENCOFRADO TECHO TÍPICO, CORTES Y ESCALERA	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: E-04
		ESCALA: VER DETALLE



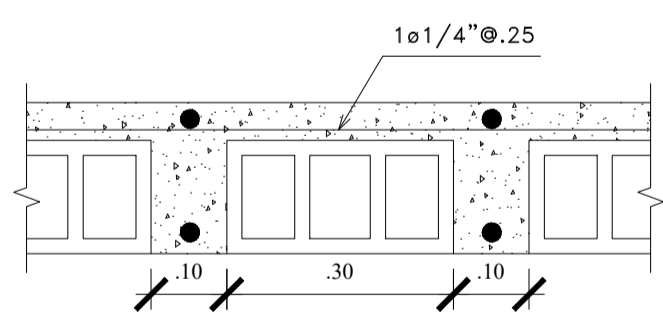
ENCOFRADO PLANTA AZOTEA
 ALIGERADO e=20 cm S/C=100 kg/m²
 LOSA MACIZA e=20 cm S/C=100 kg/m²
 LOSA MACIZA ASENSOR e=20 cm S/C=400 kg/m²
 ESC. 1/75



DETALLE DE CORTES ENCOFRADO
 ESC. 1/20

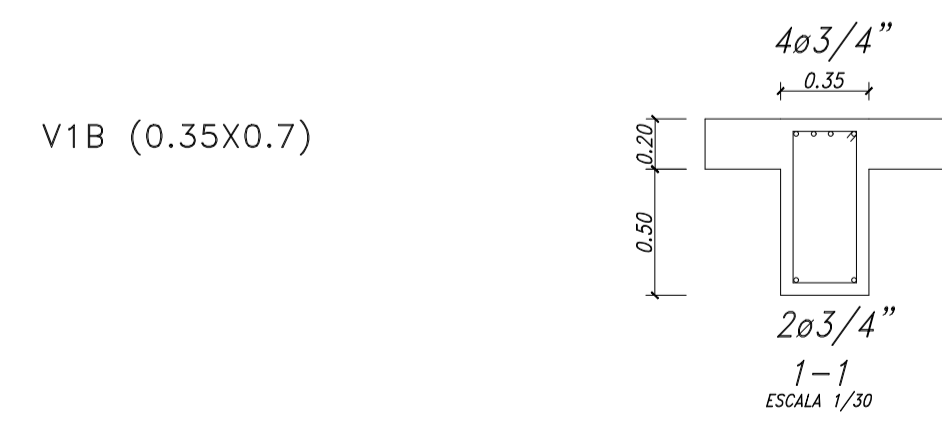
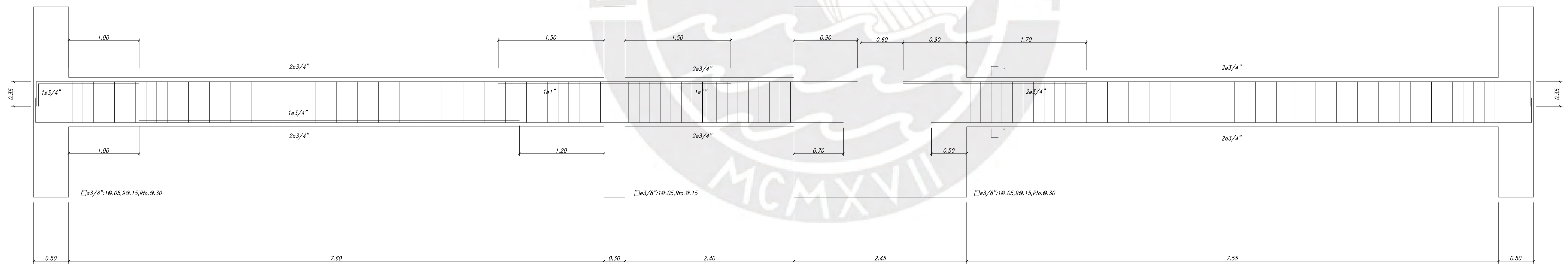
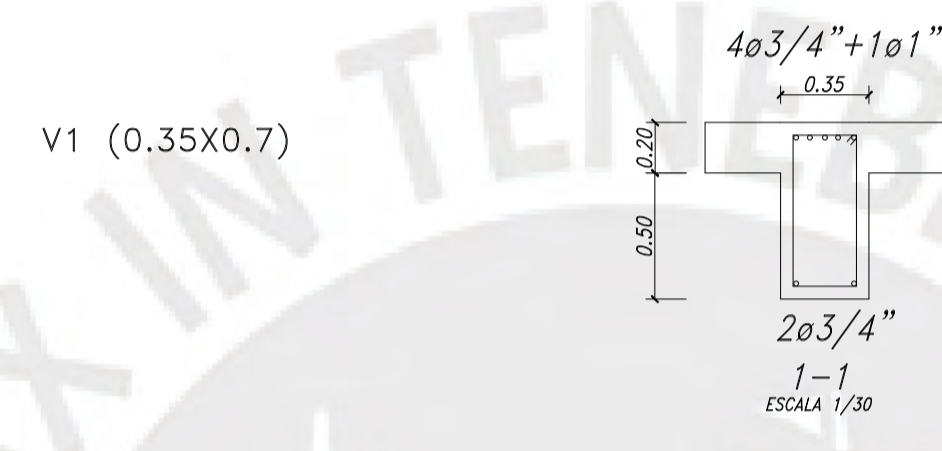
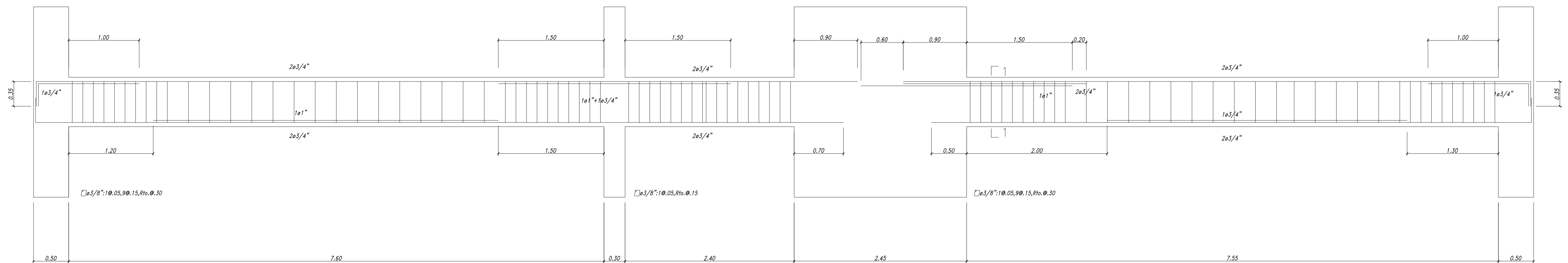


DETALLE DE CORTES CUARTO DE MAQUINAS
 ESC. 1/20

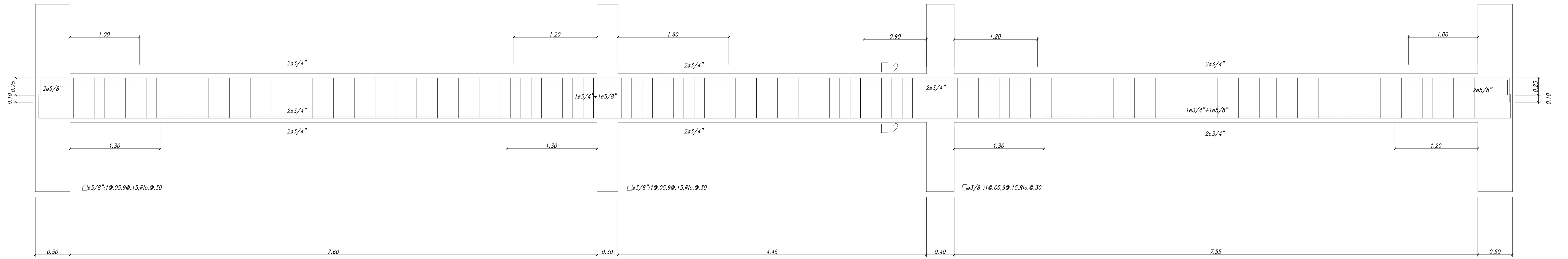


CORTE ALIGERADO h=0.20
 ESC. 1/50

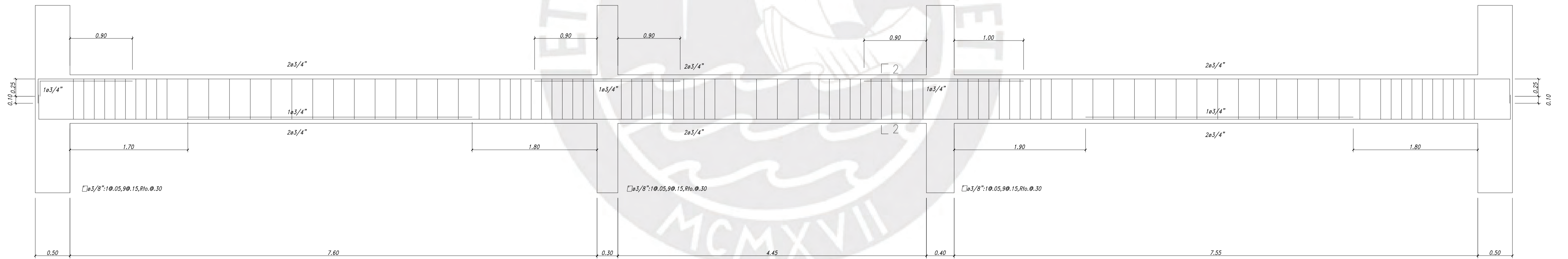
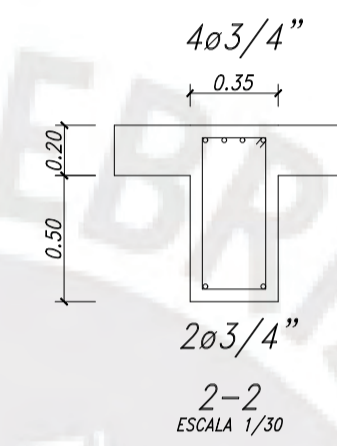
ALVARO RODRIGUEZ RIVA			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS		
PLANO:	PLANTA ENCOFRADO TECHO AZOTEA Y CUARTO DE MAQUINAS		
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO:	E-05
		ESCALA:	VER DETALLE



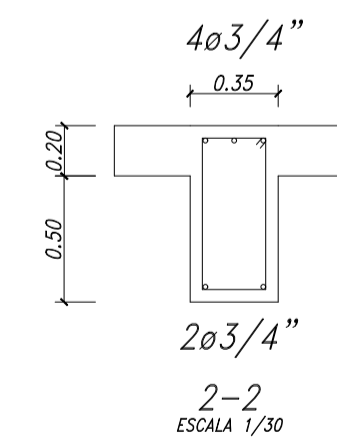
ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	VIGAS-1/4	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: E-04
		ESCALA: 1/30



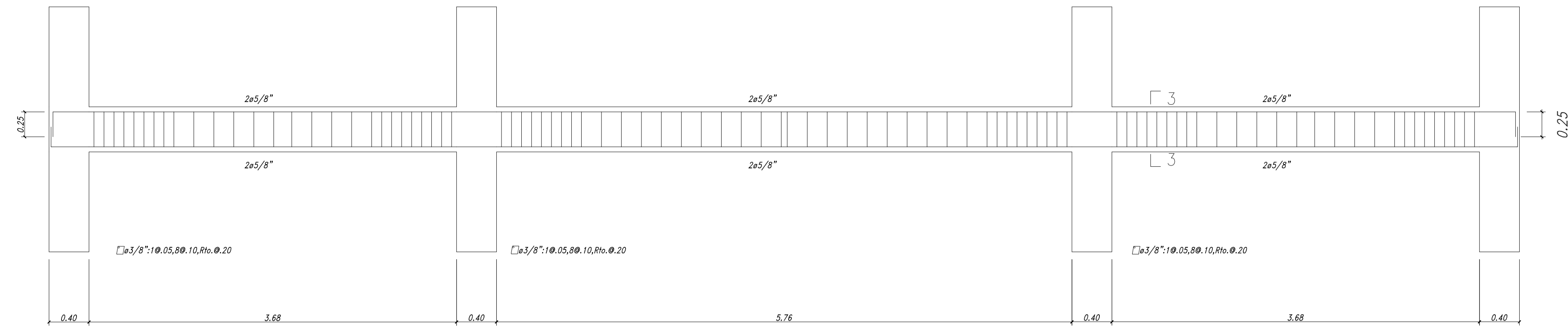
V2 (0.35X0.7)



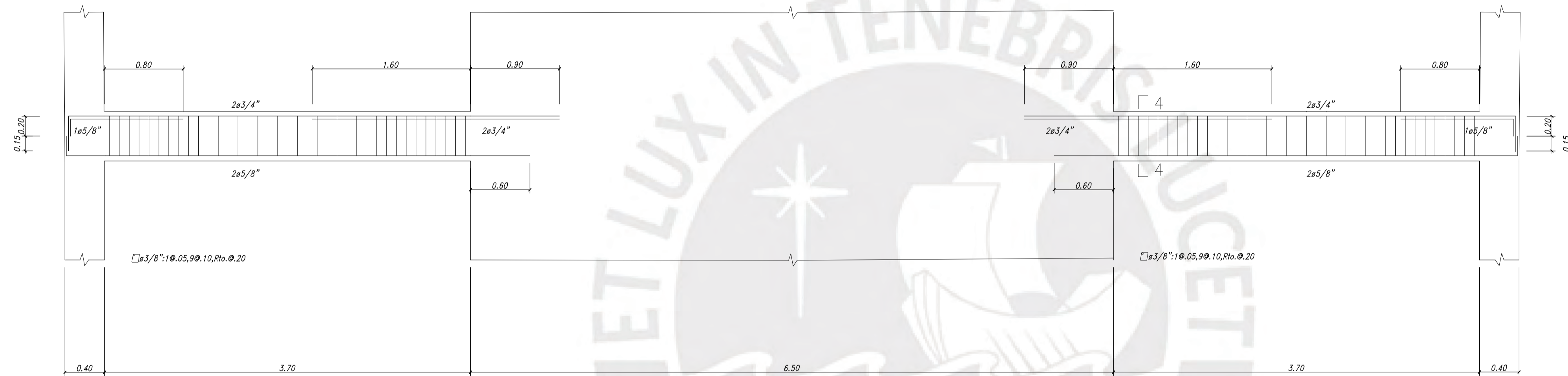
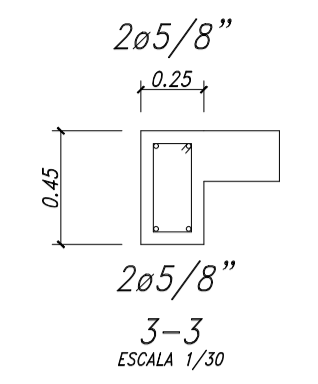
V2B (0.35X0.7)



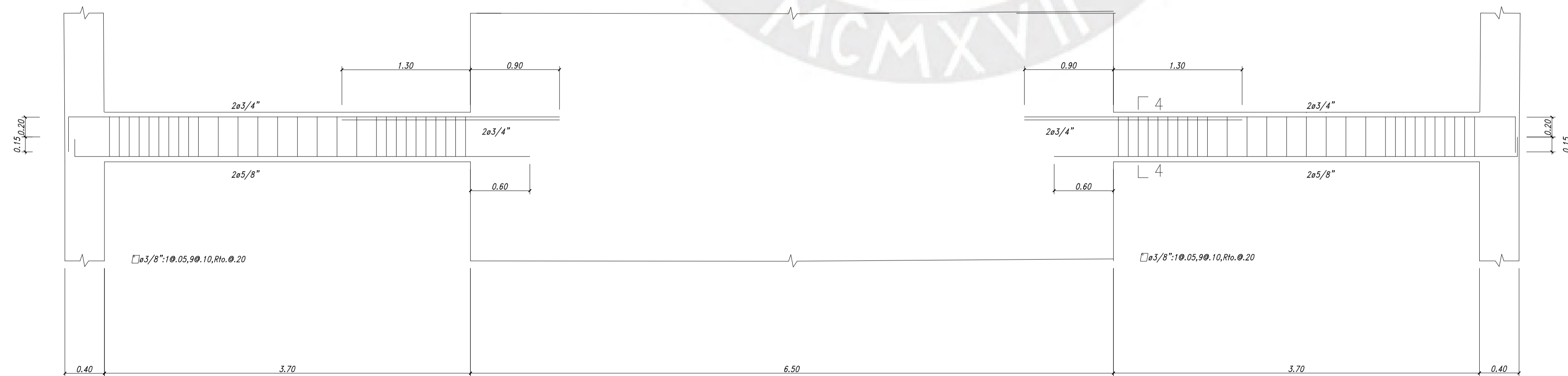
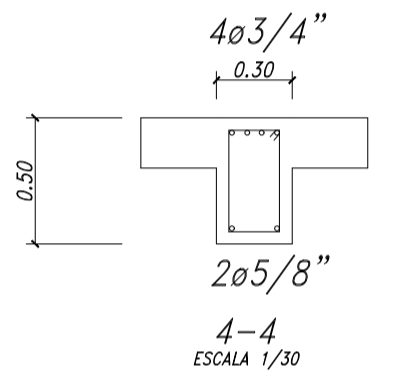
ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	VIGAS-2/4	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: E-05
		ESCALA: 1/30



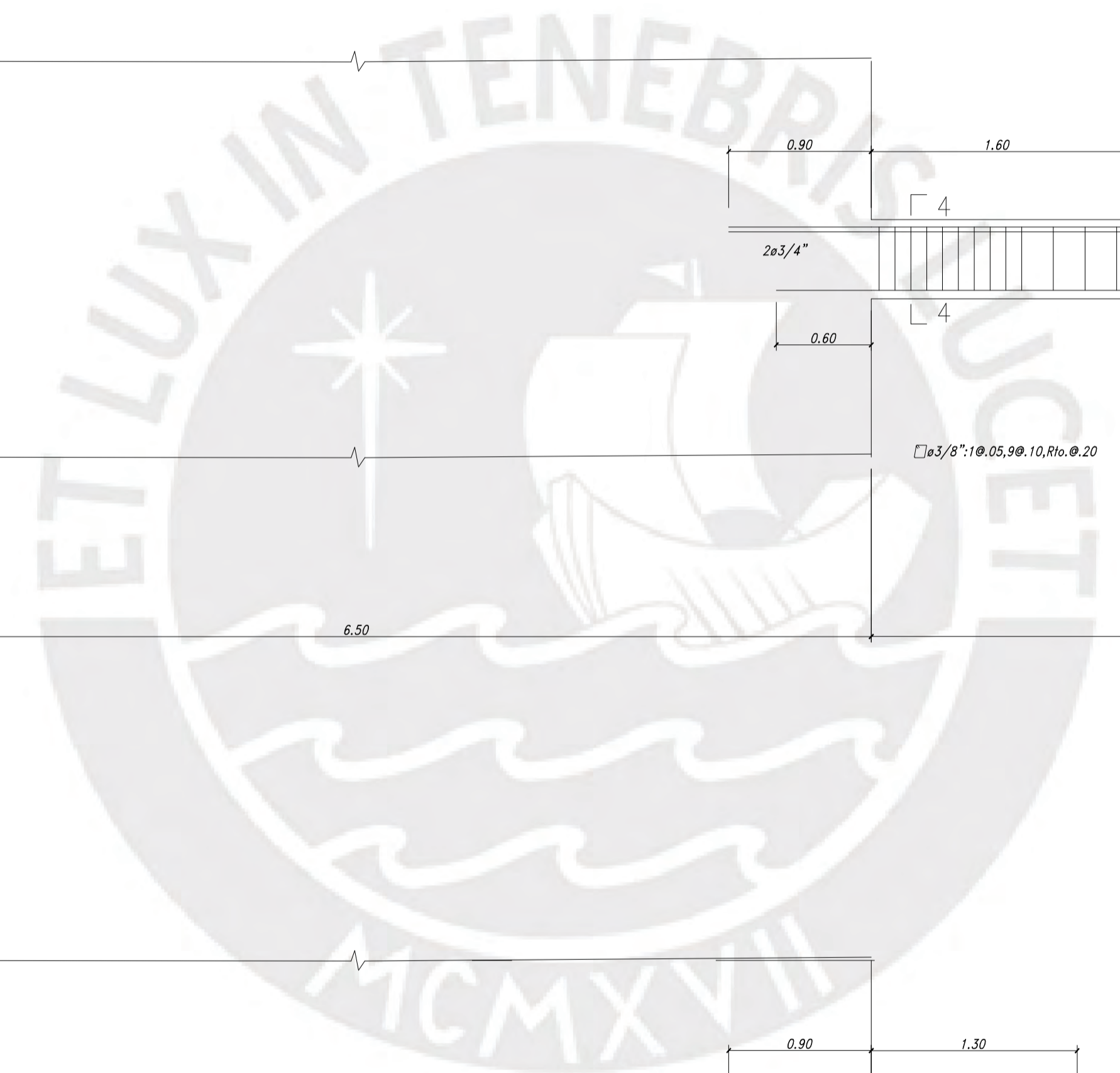
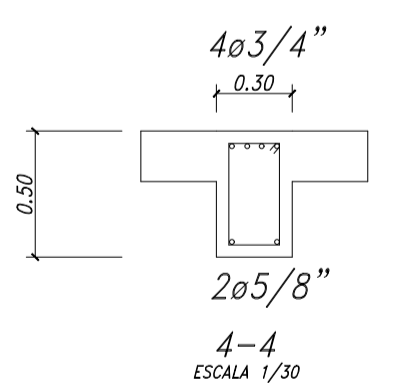
V3 (0.25X0.45)



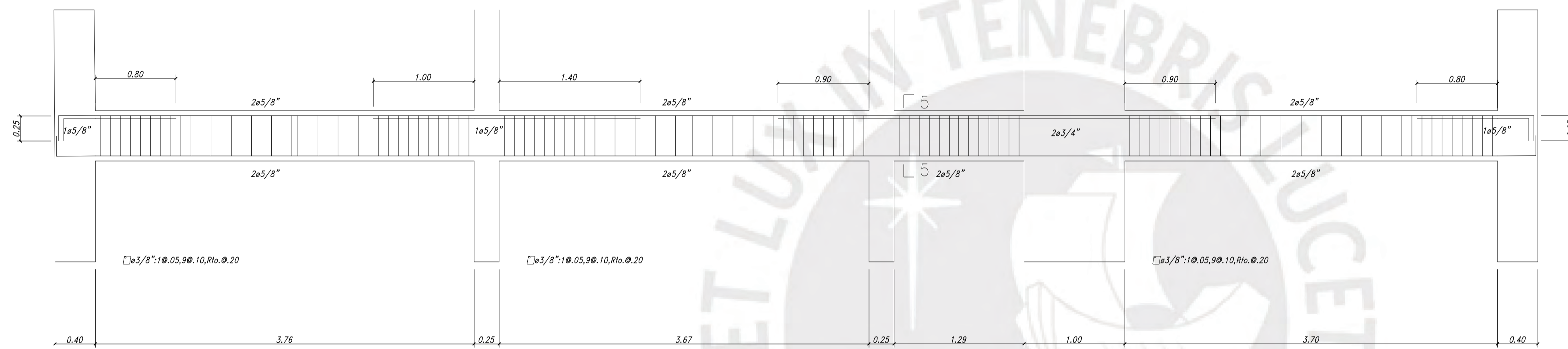
V4 (0.30X0.50)



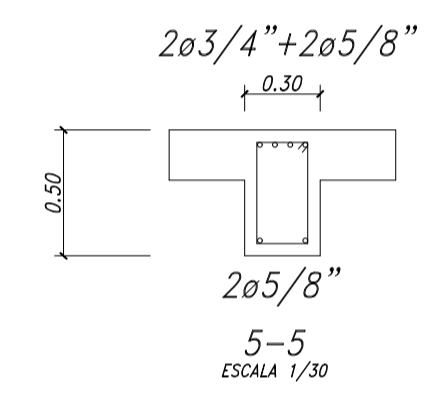
V4B (0.30X0.50)



ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS		
PLANO:		
VIGAS-3/4		
UBICACION:	Nº PLANO:	ESCALA:
MIRAFLORES	E-06	1/30



V5 (0.30x0.50)



ALVARO ROBERTO RODRIGUEZ RIVA		
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS	
PLANO:	VIGAS-4/4	
UBICACION:	MIRAFLORES	Nº PLANO: E-07
		ESCALA: 1/30