

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7
PISOS UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Gomez Cordova, Giancarlo

ASESOR:

Acero Martínez, José Alberto

Lima, Abril, 2024

Informe de Similitud


Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis/el trabajo de investigación titulado "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA", del autor:

20163030 Giancarlo Gomez Cordova

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 8%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 21/06/2024.
- 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, 21 de junio de 2024

Apellidos y nombres del asesor: <u>ACERO MARTINEZ, JOSÉ ALBERTO</u>	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

RESUMEN

El presente proyecto consiste en la elaboración del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado distribuidos en 7 niveles ubicado en el distrito de Cayma, Arequipa. La estructura contará aproximadamente un área techada de 3273.00 m² y el terreno tiene una capacidad portante de 3.00 kg/cm²

Con respecto al sistema estructural, se contará con muros estructurales en los lados colindantes al área de los vecinos y en zonas donde la arquitectura lo permita, asimismo se hará uso de sistemas de pórticos en el interior de la estructura. El sistema de techado contará en su mayoría losas aligeradas en una dirección adecuadamente distribuidas, sin embargo, contará con losas macizas en zonas especiales como bordes de ductos y cerca al área del ascensor. Finalmente, la cimentación contará con zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

En primer lugar, se realizó la estructuración de la planta típica del edificio y el predimensionamiento de todos los elementos estructurales como vigas, columnas, placas y losas. Luego se inició con el metrado de cargas y se realizó el modelo con la ayuda del programa "Etabs". Una vez definido el modelo, se procedió a realizar el análisis sísmico y dinámico siguiendo las recomendaciones de la Norma de Diseño Sismorresistente (NTE E.030-2018) para de esta forma tener definida las secciones de los distintos elementos estructurales.

En segundo lugar, se realizó el diseño de los elementos estructurales siguiendo el marco normativo del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en el cual se encuentran la Norma de Concreto Armado (NTE E.060) y la Norma de Suelo y Cimentaciones (NTE E.050). De esta forma aseguramos cumplir con el diseño de capacidad para cada uno de los elementos estructurales.

Finalmente, se brindaron algunas conclusiones de los resultados generales obtenidos y comentarios sobre algunos aspectos puntuales ocurridos en alguna de las etapas de desarrollo tales como predimensionamiento y diseño de los elementos estructurales.

DEDICATORIA

A mis padres, quienes me brindaron su apoyo, amor y cariño de manera incondicional en los buenos y malos momentos que atravesamos juntos y que sin ellos nada de esto hubiera sido realidad.

A mis amigos, quienes me brindaron su paciencia y conocimientos desde el primer momento de nuestra amistad.

A mi estimado asesor José Acero, por su tiempo y conocimientos brindados a lo largo de todo este proyecto.

¡Sí se pudo!



ÍNDICE

Capítulo 1: Aspectos Generales.....	1
1.1. Objetivo principal.....	1
1.2. Objetivos específicos.....	1
1.3. Arquitectura del edificio.....	1
1.4. Normativa.....	1
1.5. Materiales.....	1
1.6. Cargas de diseño.....	2
Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento.....	3
2.1. Estructuración.....	3
2.1.1. Criterios de estructuración y diseño.....	3
2.1.2. Descripción de la estructura.....	3
2.2. Predimensionamiento.....	5
2.2.1. Generalidades.....	5
2.2.2. Losas Aligeradas.....	5
2.2.3. Losas Macizas.....	6
2.2.4. Vigas Peraltadas.....	6
2.2.5. Vigas Chatas.....	8
2.2.6. Columnas.....	8
2.2.7. Placas.....	9
Capítulo 3: Metrado de Cargas de Gravedad.....	12
3.1. Cargas de Diseño.....	12
3.2. Losas.....	12
3.2.1. Losas Macizas.....	12
3.2.2. Losas Aligeradas.....	13
3.3. Vigas.....	13
3.3.1. Vigas Chatas.....	13
3.3.2. Vigas Peraltadas.....	14
3.4. Columnas.....	15
3.5. Placas.....	15
3.6. Escalera.....	16
Capítulo 4: Análisis Sísmico.....	18
4.1. Introducción.....	18
4.2. Parámetros de edificación.....	18

4.2.1.	Factor de zona (Z).....	18
4.2.2.	Factor de tipo de suelo (S)	19
4.2.3.	Factor de amplificación sísmica (C)	19
4.2.4.	Factor de Uso (U).....	20
4.2.5.	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)	21
4.3.	Modelamiento.....	22
4.4.	Análisis de modos de vibración	23
4.5.	Centro de Masa y Rigidez	24
4.6.	Análisis de Irregularidades.....	25
4.6.1.	Irregularidad en Altura.....	25
4.6.2.	Irregularidades en planta.....	27
4.7.	Análisis Dinámico	28
4.7.1.	Irregularidad de Rigidez (Piso Blando)	28
4.7.2.	Irregularidad Torsional	29
4.7.3.	Derivas de entrepiso.....	30
4.7.4.	Cortante dinámica	31
4.7.5.	Análisis Estático.....	32
4.7.6.	Factores de Amplificación	33
4.7.7.	Junta Sísmica	33
Capítulo 5:	Aspectos Generales del Diseño en Concreto Armado	35
5.1.	Generalidades	35
5.2.	Requisitos de servicio.....	36
5.2.1.	Deflexiones	36
5.2.2.	Fisuración.....	37
5.3.	Diseño por Flexión	37
5.3.1.	Hipótesis	37
5.3.2.	Límites de diseño	38
5.3.2.1.	Acero máximo	39
5.3.2.2.	Acero mínimo	39
5.3.3.	Corte de acero	39
5.4.	Diseño por Corte	40
5.4.1.	Generalidades.....	40
5.4.2.	Límites de diseño	41
5.4.3.	Estribos mínimos	41
5.4.4.	Estribos máximos.....	42

5.5.	Diseño por Flexocompresión	42
5.5.1.	Generalidades.....	42
5.5.2.	Diagrama de interacción	42
5.6.	Diseño por Capacidad	43
Capítulo 6:	Diseño de Losas Aligerada	44
6.1.	Generalidades	44
6.2.	Ejemplo de diseño de losa aligerada	45
6.2.1.	Metrado de Cargas	45
6.2.2.	Modelo estructural	46
6.2.3.	Procedimiento de diseño	46
6.2.3.1.	Diseño por flexión	46
6.2.3.2.	Diseño por corte.....	47
6.2.3.3.	Refuerzo por contracción y temperatura	47
6.2.4.	Condiciones de servicio	48
6.2.4.1.	Control de fisuración	48
6.2.4.2.	Control de deflexiones.....	48
Capítulo 7:	Diseño de Losas Macizas.....	51
7.1.	Generalidades	51
7.2.	Ejemplo de diseño	52
7.2.1.	Metrado de Cargas	52
7.2.2.	Modelo Estructural.....	52
7.2.3.	Procedimiento de diseño	53
7.2.3.1.	Diseño por Flexión	53
7.2.3.2.	Diseño por Corte.....	54
7.2.3.3.	Refuerzo por contracción y temperatura	55
7.2.4.	Condiciones de servicio	55
7.2.4.1.	Control de fisuración	56
7.2.4.2.	Control de deflexiones.....	56
Capítulo 8:	Diseño de Vigas	59
8.1.	Generalidades	59
8.2.	Ejemplo 1 de diseño de viga peraltada.....	60
8.2.1.	Metrado de cargas	60
8.2.2.	Modelo estructural	60
8.2.3.	Procedimiento de diseño	61

8.2.3.1.	Diseño por flexión	61
8.2.3.2.	Diseño por Cortante.....	62
8.2.4.	Condiciones de servicio	65
8.2.4.1.	Control de fisuraciones.....	65
8.2.4.2.	Control de deflexiones.....	66
8.3.	Ejemplo 2 de diseño de viga peraltada.....	68
8.3.1.	Metrado de cargas	68
8.3.2.	Modelo estructural	69
8.3.3.	Procedimiento de diseño	69
8.3.3.1.	Diseño por flexión	69
8.3.3.2.	Diseño por cortante.....	70
8.3.4.	Condiciones de servicio	72
8.3.4.1.	Control de fisuraciones.....	72
8.3.4.2.	Control de deflexiones.....	73
Capítulo 9:	Diseño de Columnas	76
9.1.	Generalidades	76
9.2.	Efectos de esbeltez	76
9.3.	Diseño por flexocompresión	76
9.4.	Diseño por cortante	77
9.5.	Ejemplo 1 de diseño de columna.....	79
9.5.1.	Análisis estructural.....	79
9.5.2.	Verificación de efectos de esbeltez.....	80
9.5.3.	Diseño por flexocompresión.....	80
9.5.4.	Diseño por cortante	82
9.6.	Ejemplo 2 de diseño de columna.....	85
9.6.1.	Análisis estructural.....	85
9.6.2.	Verificación de efectos de esbeltez.....	86
9.6.3.	Diseño por flexocompresión	86
9.6.4.	Diseño por cortante	88
Capítulo 10:	Diseño de Placas.....	92
10.1.	Generalidades	92
10.2.	Diseño por flexocompresión.....	92
10.3.	Diseño por Cortante.....	92
10.4.	Elementos de Borde o zonas de confinamiento.....	93

10.5.	Ejemplo 1 de diseño de placa	95
10.5.1.	Análisis estructural.....	95
10.5.2.	Diseño por flexocompresión	95
10.5.3.	Diseño por cortante	97
10.6.	Ejemplo 2 de diseño de placa	98
10.6.1.	Análisis estructural.....	99
10.6.2.	Diseño por flexocompresión	99
10.6.3.	Diseño por cortante	101
Capítulo 11:	Diseño de Cimentaciones	103
11.1.	Generalidades	103
11.2.	Diseño de zapata aislada.....	103
11.2.1.	Predimensionamiento	103
11.2.2.	Verificación por punzonamiento.....	105
11.2.3.	Verificación por corte.....	106
11.2.4.	Diseño por flexión.....	106
11.3.	Diseño de zapata combinada	107
11.4.	Ejemplo de diseño de zapata aislada	108
11.3.1.	Análisis estructural.....	108
11.3.2.	Predimensionamiento	108
11.3.3.	Verificación por punzonamiento.....	110
11.3.4.	Verificación por corte.....	110
11.3.5.	Diseño por flexión.....	111
11.5.	Ejemplo 2 de diseño de zapata combinada.....	112
11.4.1.	Análisis estructural.....	112
11.4.2.	Predimensionamiento	113
11.4.3.	Verificación por punzonamiento.....	115
11.4.4.	Verificación por corte.....	116
11.4.5.	Diseño por flexión.....	117
Capítulo 12:	Diseño de elementos Adicionales	120
12.1.	Diseño de escalera	120
12.1.1.	Análisis estructural.....	120
12.1.2.	Diseño por flexión.....	122
12.1.3.	Diseño por corte	122
12.2.	Diseño de cisterna.....	123

12.2.1.	Diseño de muro de cisterna	124
12.2.1.1.	Análisis estructural	124
12.2.1.2.	Diseño por flexión	126
12.2.1.3.	Diseño por corte.....	126
12.2.2.	Diseño de la tapa de cisterna	126
12.2.2.2.	Análisis estructural	126
12.2.2.3.	Diseño por flexión	127
12.2.2.4.	Diseño por corte.....	127
Capítulo 13:	Metrado de Concreto armado	129
Capítulo 14:	Comentarios y conclusiones.....	131
Capítulo 15:	Referencias Bibliográficas	134



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Espesor de losa aligerada.....	5
Tabla 2 :Predimensionamiento de losas aligeradas	5
Tabla 3 :Espesor de losas macizas	6
Tabla 4 :Predimensionamiento de losas macizas.....	6
Tabla 5: Predimensionamiento de vigas peraltadas	7
Tabla 6: Predimensionamiento de columnas	8
Tabla 7 : Parámetros de predimensionamiento de placas	9
Tabla 8: Predimensionamiento de placas en eje X	10
Tabla 9 : Predimensionamiento de placas en eje Y	10
Tabla 10 : Pesos unitarios de materiales	12
Tabla 11 : Sobrecarga recomendadas en la Norma E.020	12
Tabla 12 : Metrado de losa maciza	12
Tabla 13 : Metrado de vigueta de piso típico.....	13
Tabla 14 : Metrado de vigas chatas.....	14
Tabla 15 : Metrado de una viga peraltada V-22	14
Tabla 16 : Metrado de la columna C-03	15
Tabla 17 Metrado de la columna C-03	15
Tabla 18: Metrado de la placa 13.....	16
Tabla 19 : Metrado de la placa 13.....	16
Tabla 20 : Metrado de escalera	17
Tabla 21 : Factor de Suelo "S".....	19
Tabla 22 : Valores TP y TL	19
Tabla 23 : Coeficiente Básico de Reducción	21
Tabla 24 : Valores de los parámetros sísmicos.....	22
Tabla 25 : Modos de vibración de la estructura	23
Tabla 26 : Centro de masa y rigidez del edificio	24

Tabla 27 : Análisis de irregularidad de Rigidez en dirección X	29
Tabla 28 : Análisis de irregularidad de Rigidez en dirección Y	29
Tabla 29 : Irregularidad Torsional en la dirección X.....	30
Tabla 30 : Irregularidad Torsional en la dirección Y.....	30
Tabla 31 : Derivas de entrepiso	31
Tabla 32 : Fuerzas cortantes dinámicas	31
Tabla 33: Peso estático en las dos direcciones.....	32
Tabla 34 : Fuerzas cortantes estáticas	32
Tabla 35 : Factores de amplificación	33
Tabla 36 : Junta sísmica.....	33
Tabla 37 : Factores de reducción	35
Tabla 38 : Longitudes de desarrollo.....	40
Tabla 39 :Resumen de propiedades de aligerado.....	45
Tabla 40 : Diseño por flexión	47
Tabla 41 : Propiedades de losa maciza	51
Tabla 42 : Diseño por flexión para losa maciza.....	54
Tabla 43 : Diseño por flexión de viga VPT-02.....	61
Tabla 44 : Corte de fierro longitudinal de viga VPT-02.....	62
Tabla 45 : Diseño por capacidad de viga VPT-02	63
Tabla 46 : Cálculo de estribos en zona de confinamiento	64
Tabla 47 : Comprobación de deflexiones	68
Tabla 48 : Diseño por flexión	70
Tabla 49 : Diseño por flexión	70
Tabla 50 : Diseño por capacidad.....	70
Tabla 51 : Cálculo de estribos en zona de confinamiento	72
Tabla 52 : Comprobación de deflexiones	74
Tabla 53 : Cargas obtenidas del análisis estructural	79

Tabla 54 : Combinaciones de cargas últimas.....	79
Tabla 55 : Fuerzas cortantes para cada caso de carga.....	83
Tabla 56 : Cargas obtenidas del análisis estructural	85
Tabla 57 : Combinaciones de cargas últimas.....	85
Tabla 58 : Fuerzas cortantes para cada caso de carga.....	89
Tabla 59 : Resultados del análisis estructural.	95
Tabla 60: Resultados de las combinaciones de carga	95
Tabla 61 : Resultados del análisis estructural.	99
Tabla 62 : Resultados de las combinaciones de carga	99
Tabla 63: Cargas y momentos en servicio obtenidas mediante el programa Etabs	108
Tabla 64 : Cargas y momentos en servicio obtenidas de la columna C-03	112
Tabla 65 : Cargas y momentos en servicio obtenidas de la columna C-01	112
Tabla 66: Cargas y Momentos en sentido antihorarios.....	114
Tabla 67 : Cargas y Momentos en sentido antihorarios.....	115
Tabla 68 : Características de la escalera	120
Tabla 69 : Diseño de escalera por flexión.....	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Zonificación sísmica del Perú	18
Figura 2: Factores CT para el cálculo del periodo fundamental	20
Figura 3: Modelo del edificio en el programa ETABS-3D.....	23
Figura 4: Espectro de diseño.....	28
Figura 5: Modelo de bloque de compresiones	38
Figura 6: Sección transversal de una columna.....	43
Figura 7: Diagrama de interacción.....	43
Figura 8: Sección típica de un aligerado.....	44
Figura 9: Modelo de vigueta de losa aligerada con asignación de carga muerta.....	46
Figura 10: Diagrama de Momento flector de vigueta para cargas últimas	46
Figura 11: Diagrama de fuerzas cortantes de vigueta para cargas últimas	47
Figura 12: Esquema final del refuerzo colocado en losa aligerada	50
Figura 13: Modelo de losa maciza	52
Figura 14: Diagrama de momento flector para losa maciza en XX.....	53
Figura 15: Diagrama de momento flector para losa maciza en YY	53
Figura 16: Diagrama de fuerza cortante para losa maciza en XX	54
Figura 17: Esquema final del refuerzo colocado en losa maciza.....	58
Figura 18: Modelo VPT-02 con cargas de tabiquería (ton)	60
Figura 19: Diagrama de momento flector -Envolvente (ton-m).....	61
Figura 20: Diseño por capacidad	63
Figura 21: Diagrama de fuerza cortante amplificado 2.5	64
Figura 22: Requerimientos para vigas sísmicas.....	64
Figura 23: Diseño final de viga V-02	68
Figura 24: Modelo VPT-14 con cargas de tabiquería (ton)	69
Figura 25: Diagrama de momento flector -Envolvente (ton-m).....	69
Figura 26: Diagrama de fuerza cortante amplificado 2.5	71

Figura 27: Requerimientos para vigas sísmicas.....	72
Figura 28: Diseño final de viga V-14	75
Figura 29: Puntos notables en un diagrama de interacción.....	77
Figura 30: Armado de estribos para el diseño sísmico	79
Figura 31: Sección transversal de columna C-03	81
Figura 32: Diagrama de interacción de la columna C-03 XX	81
Figura 33: Diagrama de interacción de la columna C-03 YY	82
Figura 34: Diagrama de Interacción nominal de columna C-03.....	83
Figura 35: Diseño final de columna C-03.....	85
Figura 36: Sección transversal de columna C-04	87
Figura 37: Diagrama de interacción de la columna C-04 XX	87
Figura 38: Diagrama de interacción de la columna C-04 YY	88
Figura 39: Diagrama de Interacción nominal de columna C-04.....	89
Figura 40: Diseño final de columna C-04.....	91
Figura 41: Sección transversal de la placa P-12	96
Figura 42: Diagrama de Interacción PL-12 (M33-SYY).....	96
Figura 43: Diseño final de Placa P-12	98
Figura 44: Sección transversal de la placa P-02	¡Error! Marcador no definido.
Figura 45: Diagrama de Interacción PL-02 (M33-SXX).....	100
Figura 46: Diseño final de Placa P-02	¡Error! Marcador no definido.
Figura 47: Distribución triangular de fuerzas en zapata	104
Figura 48: Redistribución de esfuerzos en zapata según Meyerhof	104
Figura 49: Sección de análisis para punzonamiento en zapatas aisladas.....	105
Figura 50: Sección de análisis para verificación por corte en zapatas aisladas	106
Figura 51: Sección crítica para el diseño por flexión	107
Figura 52: Diseño final de zapata aislada de Placa PL-11	112
Figura 53: Diseño final de zapata combinada.....	119

Figura 54: Modelo estructural de tramo 1 de escalera.....	121
Figura 55: DMF del primer tramo de escalera.....	121
Figura 56: DFC del primer tramo de escalera.....	122
Figura 57: Diseño final de primer tramo de escalera.....	123
Figura 58: Vista en planta de distribución de cisterna y cuarto de bombas.....	124
Figura 59: Modelo de muro de cisterna con asignación de cargas	125
Figura 60: Diagrama de momento flector y cortante últimas	125
Figura 61: Vista en Corte de muros y tapa de cisterna.	128
Figura 62: Modelo de edificación en Revit.....	129



1.1. Objetivo principal

- Diseñar y analizar adecuadamente los elementos estructurales de una edificación multifamiliar de concreto armado de 7 pisos ubicado en la ciudad de Arequipa, con la finalidad de lograr la seguridad de la estructura teniendo en cuenta el reglamento nacional de edificaciones.

1.2. Objetivos específicos

- Diseñar la estructura para que, en el tiempo de vida de diseño, responda correctamente a sismos leves de alta probabilidad manteniendo a la estructura en el rango elástico.
- Diseñar la estructura para que no falle de manera frágil y se mantenga en el rango elástico permitido para el caso de ocurrencia de sismos de gran magnitud de baja probabilidad de ocurrencia.
- Realizar el análisis sísmico del edificio siguiendo lo estipulado en la norma E.030 del año 2018.

1.3. Arquitectura del edificio

La estructura que se analizó y diseñó en la presente tesis será destinada a ser un edificio multifamiliar el cual estará ubicado en la ciudad de Arequipa en el distrito de Cayma. El diseño en total cuenta con 7 pisos y una terraza distribuidos en un área de terreno de 694.00 m². En un piso típico se encontrará cuatro departamentos distribuidos en un área aproximada de 467.00 m². En la azotea se situará el área de uso común y la terraza la cual será techada con una pérgola, asimismo se ubicará el acceso al cuarto de máquinas de los ascensores y los ductos de instalaciones y ventilación.

1.4. Normativa

Se emplearon las siguientes normativas pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

1.5. Materiales

Concreto Armado: Este material en términos generales es una mezcla homogénea de agua, agregados y cemento cuyas características o propiedades mecánicas asumiremos que son las siguientes:

- Resistencia a la comprensión : 210 kg/cm²

- Módulo de elasticidad : 217000 kg/cm²
- Módulo de Poisson : 0.15

Armadura de acero: El acero de refuerzo será corrugado para poder obtener mejor adherencia con el concreto, además de que uso ya está normado. Las propiedades mecánicas del acero grado 60, el cual es el más comercial en nuestro país, son las siguientes:

- Esfuerzo de fluencia (fy) : 4200 kg/cm²
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura : 6300 kg/cm²
- Módulo de elasticidad : 2000000 kg/cm²

Suelo: Del estudio de suelos, se determinó que el estrato de apoyo es del tipo grava arenosa muy densa de tipo S1 y de capacidad de carga admisible es de 3.00 kg/cm².

1.6. Cargas de diseño

De acuerdo con la normal E.020, tenemos tres tipos de cargas las cuales son:

- Carga Muerta (CM): Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.
- Carga Viva (CV): Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.
- Carga de sismo (S): Es la carga generada por el sismo

2.1. Estructuración

2.1.1. Criterios de estructuración y diseño

Para esta edificación se tomaron los criterios de estructuración del Ingeniero Antonio Blanco del libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” publicado el año de 1997. Se resumen los principales criterios tomados en cuenta

- **Simplicidad y simetría**

La simplicidad en las estructuras ayuda a que el comportamiento frente a una eventualidad sísmica sea más predecible, ya que la modelación de este tipo de estructuras resulta más complicada de realizar. Asimismo, gracias a la simetría de una estructura, es decir simetría tanto en masa y rigidez, se evitan que una estructura sufra problemas de torsión los cuales son complicados de evaluar y muchas veces pueden complicar la estructura.

- **Uniformidad y continuidad de la estructura**

Se busca que la estructura del edificio sea uniforme y que los elementos estructurales sean continuos tanto en planta como en elevación ya que de otra manera se puede generar concentración de esfuerzos debido a los cambios bruscos de rigidez.

- **Hiperestaticidad y Monolitismo**

Con este criterio lo que se busca es crear en la estructura una mayor capacidad resistente, ya que la hiperestaticidad genera rótulas plásticas las cuales sirven principalmente para disipar la energía sísmica.

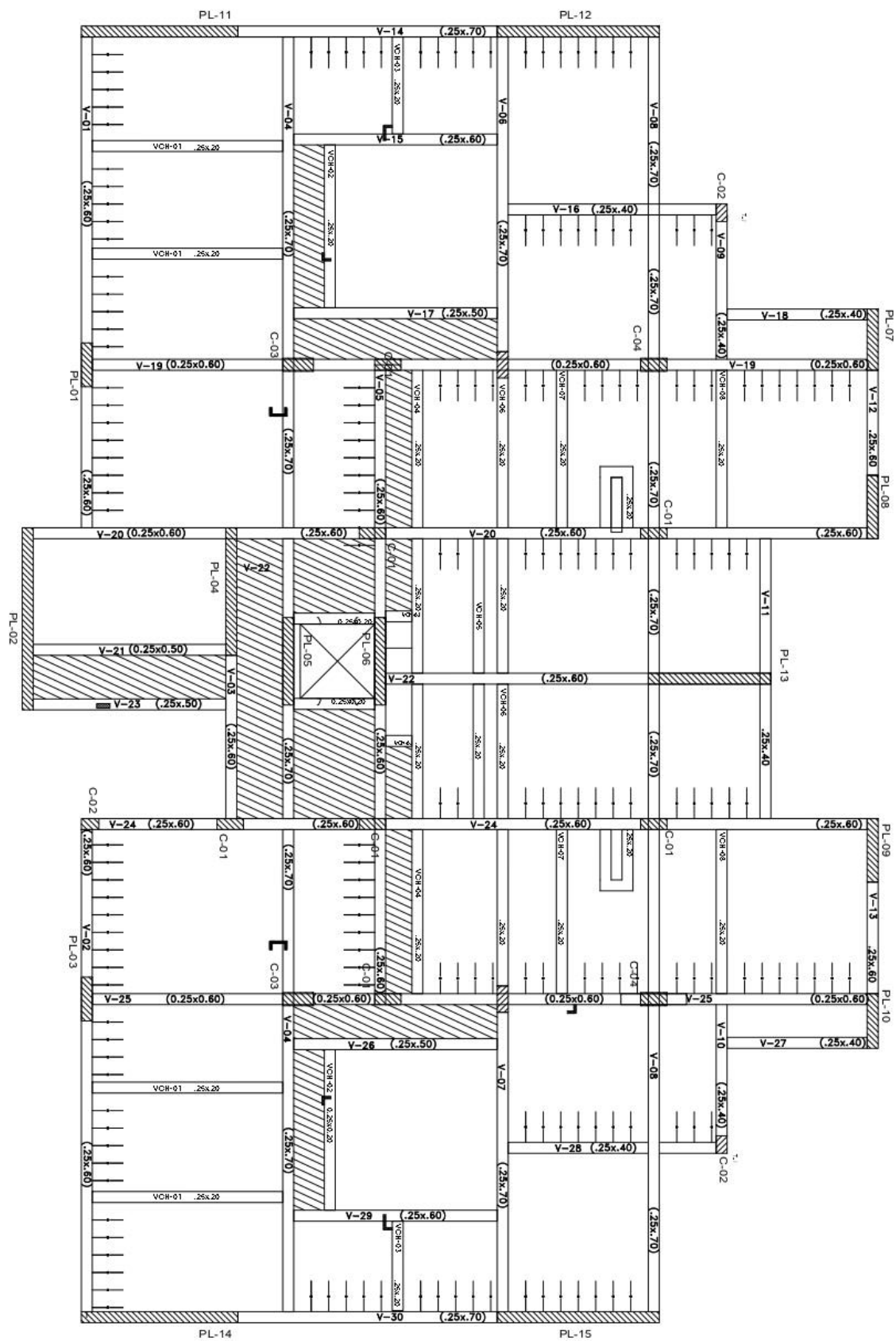
2.1.2. Descripción de la estructura

Siguiendo los criterios mencionados previamente, se plantea que el edificio cuente con pórticos y placas tanto en las direcciones de los ejes X-X, Y-Y. Por tal motivo, con respecto al eje Y-Y se cuentan con placas colindantes con el terreno de los vecinos, asimismo en la dirección X-X, se cuenta con las placas del ascensor, además de placas ubicados en la cara frontal y posterior donde la arquitectura lo permita. Se colocarán vigas peraltadas evitando que estas crucen ambientes como dormitorios o cocinas por un tema estético, además del uso de vigas chatas en las losas aligeradas para sostener los tabiques de arquitectura.

Se optó por usar losas aligeradas en la mayoría de las plantas, sin embargo, en zonas donde existen ductos, como por ejemplo el ascensor y los ductos de ventilación, se utilizará losas macizas ya que estas tienen mejor comportamiento frente a las fuerzas sísmicas

Para estructurar el edificio, se intentaron seguir los mencionados criterios en el acápite anterior, sin embargo, debido a la arquitectura, existen limitaciones las cuales hacen que alguna distancia o algún elemento rompan con la simetría o continuidad de elementos. Por ejemplo, la posición de las placas de la escalera rompe con la simetría de la planta con respecto a la dirección del eje X.

A continuación, se muestra la planta típica de la edificación:



2.2. Predimensionamiento

2.2.1. Generalidades

Para poder realizar el análisis sísmico y dinámico de una estructura es necesario tener los elementos estructurales con dimensiones definidas. Para ello, existen una serie de recomendaciones normalmente adoptadas en nuestro país los cuales son recogidos del libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” del Ingeniero Antonio Blanco.

2.2.2. Losas Aligeradas

Para el predimensionamiento de losas aligeradas se tiene en cuenta la longitud de la luz libre de los paños de las losas y de acuerdo con ello se escoge el peralte del aligerado. Los criterios son los siguientes:

Tabla 1: Espesor de losa aligerada

Espesor de la losa	Luces
H = 17.00 cm	Menores de 4 metros
H = 20.00 cm	Comprendida entre 4 y 5.5 metros
H = 25.00 cm	Comprendida entre 5 y 6.5 metros
H = 30.00 cm	Comprendida entre 6y 7.5 metros

Se debe tener en cuenta que este criterio es válido para aligerados armados en una sola dirección y con sobrecargas máximas de 350.00 kg/ m². De estos criterios, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 2 :Predimensionamiento de losas aligeradas

Luz libre (m)	Espesor teórico (cm)	Espesor elegido (cm)
1.85	17.00	20.00
2.07	17.00	20.00
2.17	17.00	20.00
3.07	17.00	20.00
3.15	17.00	20.00
3.30	17.00	20.00
3.60	17.00	20.00
3.75	17.00	20.00
3.82	17.00	20.00
4.35	20.00	20.00

Para homogenizar, se optó por elegir el espesor de 20 cm para todos los aligerados.

2.2.3. Losas Macizas

Para el predimensionamiento de losas macizas se tiene en cuenta la longitud de la luz libre de los paños de las losas y de acuerdo con ello se escoge el peralte del aligerado. Los criterios son similares a los de losa aligerada los siguientes:

Tabla 3 :Espesor de losas macizas

Espesor de la losa (cm)	Luces
H = 13.00	Menores de 4 metros
H = 15.00	Menor o igual a 5.5 metros
H = 20.00	Menor o igual a 6.5 metros
H = 25.00	Menor o igual a 7.5 metros

De este criterio se obtienen los siguientes resultados para la elección del espesor de la losa maciza

Tabla 4 :Predimensionamiento de losas macizas

Luz Libre (m)	Espesor teórico (cm)	Espesor elegido (cm)
1.75	13.00	20.00
1.85	13.00	20.00
3.61	15.00	20.00
3.72	15.00	20.00
4.33	15.00	20.00
4.65	15.00	20.00

Para homogenizar, se optó por elegir el espesor de 20.00 cm similar al espesor de las losas aligeradas, de tal forma se evita posibles problemas en la etapa construcción de los techos.

2.2.4. Vigas Peraltadas

Para el caso de vigas peraltadas, las recomendaciones brindadas en la Norma E.060 Concreto Armado y los criterios mencionados en el libro de “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” indican que el peralte de las vigas deberá estar entre las 1/10 y 1/12 de la luz libre, mientras que el ancho estará en el orden de 0.30 a 0.50 del peralte elegido siendo esta medida mayor o igual a 25.00 cm. tal como estipula la mencionada Norma E.060.

De tal forma, para cada una de las vigas encontradas en el plano de estructuración, se elige la luz libre de mayor medida ya que es este nos brindará el caso más desfavorable. Se obtienen los siguientes resultados de predimensionamiento en vigas para uno de los sectores simétricos de la estructura:

Tabla 5: Predimensionamiento de vigas peraltadas

Viga	Luz mayor (m)	Luz libre /10 (m)	Luz libre /12 (m)	Peralte elegido (cm)
V-01	6.99	0.70	0.58	0.60
V-02	6.65	0.67	0.55	0.60
V-03	3.73	0.37	0.31	0.60
V-04	7.37	0.74	0.61	0.70
V-05	4.60	0.46	0.38	0.60
V-06	7.20	0.72	0.60	0.70
V-07	6.85	0.69	0.57	0.70
V-08	7.37	0.74	0.61	0.70
V-09	3.30	0.33	0.28	0.40
V-10	3.30	0.33	0.28	0.40
V-11	3.10	0.31	0.26	0.40
V-12	2.40	0.24	0.20	0.60
V-13	2.55	0.26	0.21	0.60
V-14	5.92	0.59	0.49	0.70
V-15	4.61	0.46	0.38	0.60
V-16	3.20	0.32	0.27	0.40
V-17	4.65	0.47	0.39	0.50
V-18	3.20	0.32	0.27	0.40
V-19	4.57	0.46	0.38	0.60
V-20	5.83	0.58	0.49	0.60
V-21	4.33	0.43	0.36	0.50
V-22	6.00	0.60	0.50	0.50
V-23	4.33	0.43	0.36	0.50
V-24	6.00	0.60	0.50	0.60
V-25	4.57	0.46	0.38	0.60

V-26	4.65	0.47	0.39	0.50
V-27	3.20	0.32	0.27	0.40
V-28	3.20	0.32	0.27	0.40
V-29	4.61	0.46	0.38	0.60
V-30	5.92	0.59	0.49	0.70

2.2.5. Vigas Chatas

Las vigas chatas tienen la característica de tener un peralte igual al de la losa aligerada, que en este caso es de 20 cm., asimismo el ancho de estos dependerá del ancho de los tabiques de albañilería que es de 10 cm en la mayoría de los casos. Por lo tanto, para las vigas chatas se tiene que las dimensiones son de 25x20 cm.

2.2.6. Columnas

Para el predimensionamiento de columnas, se tiene principalmente dos criterios a seguir:

- Área de columna interior = $\frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c}$
- Área de columna exterior = $\frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'c}$

Donde:

P. servicio = Carga axial que recibe la columna

Del plano de estructuración, contamos en total con 12 columnas en un piso típico de las cuales dos son exteriores y el resto interiores. Asimismo, de las columnas interiores solo se analizará 5 ya que estas son simétricas.

Para cada una de las columnas, primero se calculará el área tributaria y teniendo en cuenta que son 7 pisos se podrá calcular la carga axial que recibe cada columna de forma aproximada.

Tabla 6: Predimensionamiento de columnas

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga (tn/m ²)	Pisos	P servicio (tn)	Área requerida (cm ²)	Sección (cm ²)
C-02	3.12	1.00	7.00	21.84	297.14	0.25x0.40
C-02	3.85	1.00	7.00	26.95	366.67	0.25x0.40
C-02	3.85	1.00	7.00	26.95	366.67	0.25x0.40
C-01	4.18	1.00	7.00	29.26	309.63	0.25x0.60
C-03	26.00	1.00	7.00	182.00	1925.93	0.30x0.70
C-03	24.90	1.00	7.00	174.30	1844.44	0.30x0.70

C-01	5.68	1.00	7.00	39.76	420.74	0.25x0.60
C-01	17.69	1.00	7.00	123.83	1310.37	0.25x0.60
C-01	18.82	1.00	7.00	131.74	1394.07	0.25x0.60
C-01	5.67	1.00	7.00	39.69	420.00	0.25x0.60
C-01	17.04	1.00	7.00	119.28	1262.22	0.25x0.60
C-01	16.52	1.00	7.00	115.64	1223.70	0.25x0.60
C-04	22.75	1.00	7.00	159.25	1685.19	0.30x0.60
C-01	19.92	1.00	7.00	139.44	1475.56	0.25x0.60
C-01	19.92	1.00	7.00	139.44	1475.56	0.25x0.60
C-04	22.55	1.00	7.00	157.85	1670.37	0.30x0.60

2.2.7. Placas

Con respecto a las placas, son elementos que tienen la función principal de resistir las fuerzas y momentos que provengan de los sismos. Se utilizarán las siguientes expresiones para calcular el área necesaria de placas tanto en el eje X como en el eje Y.

$$Vu = \left(\frac{Z * U * C * S}{R} \right) * w * Ap$$

Donde cada uno de los términos se obtiene teniendo en cuenta la Norma E.030 “Diseño sismorresistente”.

Tabla 7 : Parámetros de predimensionamiento de placas

FACTOR	DEFINICIÓN	VALOR	JUSTIFICACIÓN
Z	Factor de zona	0.35	Ubicado en Arequipa
U	Factor de uso	1.00	Edificaciones Comunes
C	Ampliación sísmica	2.50	T<Tp
S	Factor de amplificación de suelo	1.00	Suelo tipo 1 – Z3
R	Reducción de las fuerzas sísmicas	6.00	Sistema de muros
W	Peso (ton/m2)	1.00	CM + 0.25CV
Ap	Área total del edificio (m2)	3273.00	Área techada

Con estos valores se obtiene:

$$Vu = \left(\frac{0.35 * 1.00 * 2.5 * 1.00}{6.00} \right) * 1 * 3273 = 477.31 \text{ tn}$$

Ahora con este valor obtenido se debe verificar que:

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vn = 0.53 * \sqrt{210} * Aplacas$$

De dichas ecuaciones, asumiendo un factor de reducción (ϕ) de 0.85, se obtiene que el Área de placas es:

$$Aplacas = 73113.633 \text{ cm}^2 = 7.31 \text{ m}^2$$

Ahora, se mostrarán las placas tanto en los ejes X-X como en los Y-Y usando espesores de 25 cm.

Tabla 8: Predimensionamiento de placas en eje X

Placas Ejes X	Luz (m)	Espesor (m)	Área (m2)
P-01	1.00	0.25	0.25
P-02	4.16	0.25	1.04
P-03	1.00	0.25	0.25
P-04	2.96	0.25	0.74
P-05	2.00	0.25	0.50
P-06	2.00	0.25	0.50
P-07	1.40	0.25	0.35
P-08	1.45	0.25	0.36
P-09	1.45	0.25	0.36
P-10	1.25	0.25	0.31
			4.67

Tabla 9 : Predimensionamiento de placas en eje Y

Placas Ejes Y	Luz (m)	Espesor (m)	Área (m2)
P-11	3.45	0.25	0.86
P-12	3.45	0.25	0.86
P-13	2.80	0.25	0.70
P-14	3.45	0.25	0.86
P-15	3.45	0.25	0.86
			4.15

Con esta distribución de placas tanto en el eje XX como YY, se asegura disminuir efectos de torsión que podría sufrir la estructura.



Capítulo 3: Metrado de Cargas de Gravedad

El proceso de metrado, permite calcular las cargas que actúan sobre los distintos elementos estructurales que forman la edificación. Dichos elementos deberán ser diseñados de tal forma que soporte las cargas que actúan sobre ellos. Siguiendo esta filosofía, la Norma de Cargas E.020 brinda una serie de valores mínimos para estimarlas.

3.1. Cargas de Diseño

La Norma E.020 publicada el año 2009, considera como cargas de gravedad a las cargas muertas (CM), el cual incluye principalmente el peso propio del elemento, el peso de los tabiques, el piso terminado etc. Asimismo, considera como carga de gravedad a las cargas vivas (CV) o sobrecarga producida por el peso de personas o presencia de equipos etc. Por último, se cuenta la carga de sismo (CS) producidas por acción sísmica sobre la estructura.

Consideraremos los siguientes pesos unitarios para realizar el metrado de cargas:

Tabla 10 : Pesos unitarios de materiales

Material	Peso
Concreto armado	2400.00 kg/m ³
Muro de concreto (e=10cm)	2000.00 kg/m ³
Aligerado (h=20cm)	300.00 kg/m ²
Maciza (h=20cm)	480.00 kg/m ²
Piso terminado	100.00 kg/m ²

Asimismo, para determinar las cargas vivas se tienen los siguientes valores de sobrecarga mencionados en la Norma E.020.

Tabla 11 : Sobrecarga recomendadas en la Norma E.020

Uso o ambiente	S/C (kg/m ³)
Vivienda, corredores y escaleras	200.00
Azotea de usos múltiples	100.00

3.2. Losas

3.2.1. Losas Macizas

Para las losas macizas de concreto armado se han considerado espesores de 20.00 cm en toda la estructura. En ese sentido, las cargas actuantes típicamente serían las siguientes:

Tabla 12 : Metrado de losa maciza

Tipo de carga	Descripción	Peso Unitario (ton/ m ²)
---------------	-------------	--------------------------------------

Carga muerta	P. propio = 2.4×0.20	0.480
Carga muerta	P. terminado = 0.1	0.100
Carga viva	S/C = 200	0.200
	W muerta	0.580
	W viva	0.200
Carga de servicio	Wmuerta + Wviva	0.780
Carga última	$1.4 \times Wmuerta + 1.7 \times Wviva$	1.152

3.2.2. Losas Aligeradas

Para el metrado de losas aligeradas, se asume un ancho típico de 0.40 m. Las unidades de carga se expresarán en ton/m mientras que las cargas puntuales producidas por elementos como tabiques ubicados perpendicularmente sobre las losas estarán expresadas en ton.

A manera de ejemplo, se realizará el metrado de la vigueta del paño de losa aligerada ubicado entre los ejes B-C y 1-2 en el cual existe una tabiquería ubicada en el sentido perpendicular al aligerado.

Tabla 13 : Metrado de vigueta de piso típico

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario (tn/m)
Carga muerta	P. propio = 300×0.40	0.120
Carga muerta	P. terminado = 100×0.40	0.040
Carga muerta	P. tabique = $2.0 \times 0.4 \times 0.1 \times 2.8$	0.224 ton
Carga viva	S/C = 200×0.4	0.080
W muerta		0.160
W viva		0.080
P muerta		0.224 ton

3.3. Vigas

Para el análisis de vigas se analizarán las vigas chatas y las peraltadas, sin embargo, cabe resaltar que el procedimiento en ambos es muy similar.

3.3.1. Vigas Chatas

Para el caso de vigas chatas, el metrado responde principalmente al peso propio y el peso de tabiquerías de albañilería ubicados de forma paralela a viguetas de las losas aligeradas. Cabe mencionar que de esta forma se controla la deflexión en estos elementos.

A manera de ejemplo se realizará el metrado de la vigueta ubicada entre los ejes B-C y 1-2 en la cual existe una tabiquería a lo largo de casi toda la viga chata.

Tabla 14 : Metrado de vigas chatas

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario (ton/m)
Carga muerta	P. propio = 2.4x0.20x0.25	0.120
Carga muerta	Piso terminado = 0.1x0.25	0.025
Carga muerta	Tabiques =2.00x0.1x2.8	0.560
Carga viva	S/C= 0.20x0.4	0.080
	W muerta	0.705
	W viva	0.080
Cargas de servicio	Wmuerta +Wviva	0.785
Cargas últimas	1.4xWmuerta+1.7xWviva	1.123

3.3.2. Vigas Peraltadas

Para el metrado de vigas peraltadas, se debe tener definido el área de influencia de los elementos como losas aligeradas, macizas o vigas chatas, con este valor se calculará el peso por metro lineal y algunas fuerzas puntuales.

Para el área de influencia de las losas aligeradas, se considera la mitad de la longitud del paño donde en sentido de las viguetas. Para el caso de las losas macizas que trabajan en dos direcciones, normalmente se trabaja con áreas de influencia en forma trapezoidal, sin embargo, en la planta típica de la estructura, todas las losas macizas se pueden asumir que trabajan en una sola dirección, o en todo caso el área de influencia en una dirección es mucho mayor al área de influencia de la dirección perpendicular.

Asimismo, para analizar las intersecciones de las vigas se tendrá en cuenta la rigidez de dichos elementos y aquella con mayor rigidez relativa, será la que sirva de apoyo a la otra al momento de modelarlos.

A manera de ejemplo se realizará el metrado de la viga V-22 ubicada en el eje 6.

Tabla 15 : Metrado de una viga peraltada V-22

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario(ton/m)
Carga muerta	P. propio = 2.4x0.25x0.60	0.360
Carga muerta	P. aligerado=3.07x0.30	0.921
Carga muerta	Piso terminado viga =0.1x0.25	0.025
Carga muerta	Piso terminado losa =0.1x3.07	0.307
Carga muerta	Tabiquería = 2.0x0.15x2.8	0.840
Carga viva	S/C =0.20x3.32	0.664
	W muerta	2.453

W viva

0.664

3.4. Columnas

Para el metrado de columnas, se debe identificar las cargas que existen en su área tributaria. Por ejemplo, se deben identificar las losas macizas, losas aligeradas, vigas, tabiquería, y el piso terminado, así como el peso propio. De igual manera se deberá considerar la sobrecarga sobre todo el área tributaria de la columna.

A manera de ejemplo se realizará el metrado de la columna C-03 ubicada entre los ejes C/4.

Tabla 16 : Metrado de la columna C-03

Piso	A. Ali	A. trib	P. Alig	P. Mac.	P. term	P. Viga	P. Tab	P. Prop	S/C
7	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	0.76	1.54	2.60
6	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	6.84	1.54	5.20
5	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	6.84	1.54	5.20
4	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	6.84	1.54	5.20
3	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	6.84	1.54	5.20
2	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	6.84	1.54	5.20
1	16.24	26.00	4.87	2.12	2.60	3.65	6.84	1.54	5.20

Piso	P. Muerta (ton)	P. viva (ton)	P. servicio (ton)
7	15.54	2.60	18.14
6	21.62	5.20	26.82
5	21.62	5.20	26.82
4	21.62	5.20	26.82
3	21.62	5.20	26.82
2	21.62	5.20	26.82
1	21.62	5.20	26.82
Σ	145.23	33.80	179.03

Tabla 17 Metrado de la columna C-03

3.5. Placas

Podemos considerar el metrado de una placa similar al metrado de una columna, es decir, primero debemos determinar el área tributaria y ver las cargas que se encuentran dentro de esta.

A manera de ejemplo se realizará el metrado de la placa 13.

Tabla 18: Metrado de la placa 13

Piso	A. Ali	A. trib	P. Alig	P. term	P. Viga	P. Tab	P. Prop	S/C
7	16.26	19.26	4.88	1.93	1.87	0	5.12	1.63
6	16.26	19.26	4.88	1.93	1.87	2.5	5.12	3.85
5	16.26	19.26	4.88	1.93	1.87	2.5	5.12	3.85
4	16.26	19.26	4.88	1.93	1.87	2.5	5.12	3.85
3	16.26	19.26	4.88	1.93	1.87	2.5	5.12	3.85
2	16.26	19.26	4.88	1.93	1.87	2.5	5.12	3.85
1	16.26	19.26	4.88	1.19	1.87	2.5	5.12	3.85

Tabla 19 : Metrado de la placa 13

Piso	P. Muerta (ton)	P. viva (ton)	P. servicio (ton)
7	13.80	1.63	15.43
6	16.30	3.85	20.15
5	16.30	3.85	20.15
4	16.30	3.85	20.15
3	16.30	3.85	20.15
2	16.30	3.85	20.15
1	16.30	3.85	20.15
Σ	111.60	24.73	136.33

3.6. Escalera

Para el metrado de escaleras, se debe tener en cuenta que las cargas que actúan son: el peso propio, el piso terminado y la sobrecarga asignada. De manera similar a una losa maciza, se considera el ancho de un 1m en el cual actúa la carga uniforme distribuida.

Asimismo, se utilizará la fórmula para el cálculo del peso propio de escalera del libro "Análisis de edificios" publicado el año 1998 por el Ing. Ángel San Bartolomé.

$$w \text{ escalera} = 2.4x \left[\frac{cp}{2} + tx \sqrt{1 + \frac{cp^2}{p}} \right]$$

Donde:

- cp = contrapaso de escalera
- p = paso de escalera
- t=garganta de escalera

Asumiendo valores típicos para el paso, contrapaso y garganta de escalera podemos obtener un metrado aproximado de escalera.

Tabla 20 : Metrado de escalera

Tipo de carga	Descripción	Peso Unitario
Carga muerta	Peso propio =w escalera	0.80
	Piso terminado = 0.1x1.00	0.10
W muerta		0.90
Carga Viva	S/C (vivienda)= 0.2x1.00	0.20
W viva		0.20

4.1. Introducción

El Perú está localizado en una zona sísmica de gran importancia. Por tal motivo, es indispensable realizar y analizar el desempeño de edificios y estructuras ante los eventos sísmicos y de esta forma cumplir con los objetivos principales de un diseño sismorresistente moderno como evitar pérdidas humanas y minimizar daños a la propiedad.

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030, siguiendo esta filosofía, es una gran herramienta que permite verificar el cumplimiento de ciertos requisitos mínimos en edificios ante un sismo, tales como, verificación de irregularidades en planta y elevación, verificación de deriva máxima de la estructura entre otros requisitos.

Es necesario mencionar que hoy en día la Norma E.030 acepta o tolera que la estructuras puedan recibir daño ante un evento sísmico ya que de otra forma resultaría económicamente inviable realizar una edificación que no sobrepase el límite elástico ante la ocurrencia de un sismo raro o muy raro.

4.2. Parámetros de edificación

Para poder realizar un análisis sísmico estático y dinámico es necesario definir una serie de parámetros indicados en la norma E.030. El análisis estático sirve para calcular las fuerzas cortantes basales mientras que en el análisis dinámico permite definir el espectro de pseudo-aceleración.

4.2.1. Factor de zona (Z)

De acuerdo con lo mencionado en la Norma E.030, el territorio peruano se encuentra dividido en cuatro zonas o espacios territoriales. Esta división toma en cuenta la distribución espacial de la sismicidad observada, así como las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia al epicentro. En términos generales, este factor representa la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

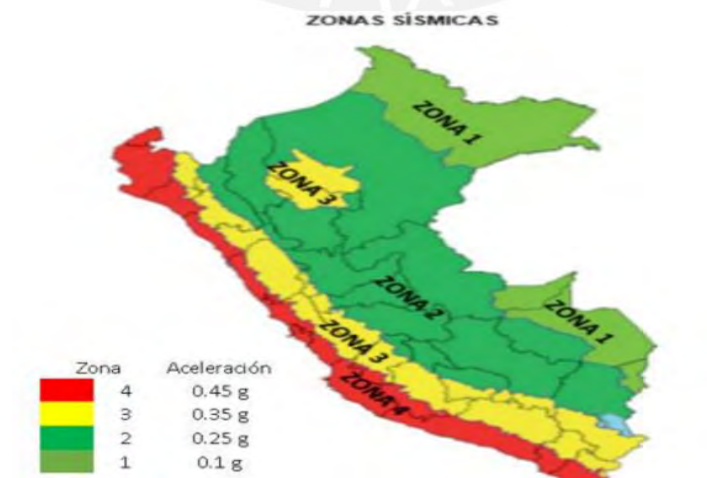


Figura 1: Zonificación sísmica del Perú

Dado que la edificación se encuentra en la ciudad de Arequipa, específicamente en el distrito de Cayma, se tiene un factor de zona (Z) igual a: 0.35g

4.2.2. Factor de tipo de suelo (S)

Este factor depende de dos parámetros principales. En primer lugar, tenemos que identificar el tipo de suelo en el cual se realizará la edificación y en segundo lugar tenemos al factor de zonificación que fue definido previamente.

Tabla 21 : Factor de Suelo "S"

ZONA SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Dado que el suelo es grava y arena pobremente graduada (GP- SP), el tipo de suelo S₁. Por lo tanto, con una zonificación del tipo Z₃, se obtiene un factor de suelo (S) igual a 1.00.

4.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Según la Norma E.030, para definir el factor de amplificación sísmica (C), primero debemos definir los valores de: T, T_P y T_L. Para ello la Norma E.030 nos brinda una tabla de relaciones entre estos últimos parámetros y el tipo de suelo definido previamente.

Tabla 22 : Valores TP y TL

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

De esta forma, tenemos los valores: T_P = 0.40 y T_L = 2.50 correspondientes al tipo de suelo "S₁". Con estos valores obtenidos y con las siguientes relaciones, finalmente podemos obtener el factor de amplificación sísmica (C).

$$C = 2.5 \quad T < T_p$$

$$C = 2.5 * \frac{T_p}{T} \quad T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2} \quad T > T_L$$

Donde:

- T= Periodo de la estructura
- T_p= Periodo que define la plataforma del factor C
- T_L= Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamientos constante

Asimismo, la Norma E.030 en el artículo 25.4.1, nos brinda una opción para estimar aproximadamente el periodo fundamental de vibración (T) en cada dirección, conociendo la altura del edificio y un factor el cual depende (C_T) el cual depende de tipo de sistema estructural que rige a cada una de estas direcciones.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

donde:

- C_T = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
 - Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostamiento.
- C_T = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:
- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
 - Pórticos de acero arriostados.
- C_T = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Figura 2: Factores C_T para el cálculo del periodo fundamental

Dado que la estructura cuenta con pórticos de concreto armado y muros en la caja de ascensor y escalera, el valor C_T es igual a 45, obteniendo a su vez un valor aproximado de periodo fundamental (T) igual a 0.512 s.

Siguiendo este artículo de la Norma E.030, podemos deducir que se aplica la primera relación para obtener el factor (C), siendo este último de 2.5, sin embargo, esto será verificando, calculando el periodo fundamental bajo el método del análisis modal espectral.

4.2.4. Factor de Uso (U)

El factor de uso en términos generales expresa el grado de importancia que tiene una estructura. Por lo tanto, no es lo mismo el factor de uso en un hospital que el factor de uso para edificaciones comunes. De esta manera, dado que se realizará el diseño de una

edificación destinada a vivienda, podemos decir, de acuerdo con lo mencionado en la norma que el factor de uso (U) será de 1.

4.2.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

Este coeficiente toma en cuenta el tipo de sistema estructural resistente en ambas direcciones, así como de los materiales usados para su construcción. Por ello, la norma nos brinda la siguiente tabla para estimar dicho coeficiente.

Tabla 23 : Coeficiente Básico de Reducción

Tabla N° 7	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

De acuerdo con la estructuración planteada, podemos suponer que el tipo de estructura es el de muros estructurales de Concreto armado, por lo tanto, el coeficiente R_0 es de 6. Asimismo, podemos observar que la estructura presenta irregularidad en planta, específicamente del tipo “esquinas entrantes”. Por tal motivo se debe modificar el valor del coeficiente “R” de la siguiente forma:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Del modelo planteado, podemos observar que se tiene irregularidad de esquinas entrantes debido a la forma de la estructura, por lo cual el valor del coeficiente I_p sería 0.90. En los acápites siguientes, se comprobará este supuesto

En resumen, tenemos los siguientes parámetros:

Tabla 24 : Valores de los parámetros sísmicos

Factor	Valor obtenido
Z	0.35
U	1.00
S	1.00
T_p	0.40
T_L	2.50
R_o	6.00
R	5.40
C	2.50

4.3. Modelamiento

Para poder realizar el análisis sísmico, es necesario crear el modelo de la estructura de tal forma que los resultados sean los más confiables posibles. Se utilizó el programa ETABS 2016 en el cual se introdujeron las siguientes propiedades o características.

- Se definieron las propiedades de los materiales que conforman la estructura, por ejemplo para el concreto armado elegimos la resistencia a compresión $f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E = 217000.00 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para el acero de refuerzo se define un esfuerzo de fluencia de 4200.00 kg/cm^2 y un módulo de elasticidad de 2000000 kg/cm^2
- Las vigas, así como las columnas fueron definidas como tipo “Frame”, asimismo, para cada uno de estos elementos, se define las secciones con las dimensiones obtenidas en el Predimensionamiento.
- Los muros de corte o placas se diseñaron como tipo “Shell”, es decir soportan fuerzas axiales, flexión y de corte tanto en su plano como perpendicular a este.
- Las losas aligeradas y las losas macizas serán diseñadas como elementos tipo “Membrane”
- Todas las conexiones o nudos entre los elementos como vigas columnas se consideraron rígidas con un factor $R=1$.

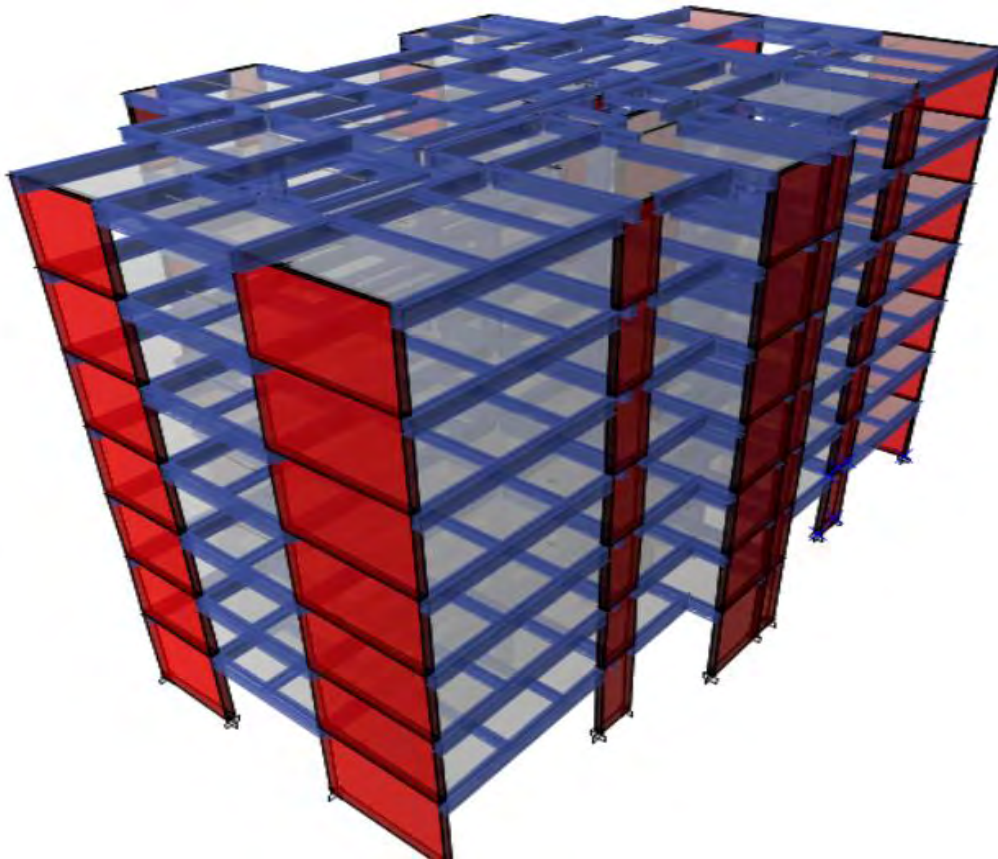


Figura 3: Modelo del edificio en el programa ETABS-3D

4.4. Análisis de modos de vibración

Cada edificio compuesto por masas “puntuales” puede tener distintas formas de vibración libre, y cada uno de estos modos de vibrar está asociado a un periodo (T) característico. Por ello, cada uno de estos modos de vibrar está compuesto de un periodo y de una forma.

El edificio analizado cuenta con 7 niveles, en los cuales a cada uno de ellos se le asigna 3 grados de libertad (GDL) siendo un total de 21 modos de vibrar que conforman la estructura. Sin embargo, no todos los modos de vibración influyen en la misma proporción al comportamiento de la estructura. Por tal motivo, una de las formas de identificar los modos más representativos es a través del % de masa participativa.

A continuación, se muestra todos los modos de vibración con los periodos y porcentajes de masas participativas para ambas direcciones.

Tabla 25 : Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (T)	XX (%)	YY (%)	Σ XX (%)	Σ YY (%)
1	0.785	0.737	0.003	0.737	0.003
2	0.682	0.003	0.730	0.740	0.733
3	0.533	0.001	0.000	0.741	0.734
4	0.204	0.152	0.000	0.893	0.734

5	0.171	0.000	0.160	0.893	0.893
6	0.123	0.002	0.000	0.895	0.893
7	0.091	0.054	0.000	0.949	0.893
8	0.074	0.000	0.060	0.949	0.953
9	0.052	0.023	0.000	0.973	0.953
10	0.051	0.004	0.000	0.976	0.953
11	0.042	0.000	0.028	0.976	0.981
12	0.034	0.013	0.000	0.989	0.981
13	0.029	0.001	0.000	0.990	0.981
14	0.029	0.000	0.013	0.990	0.994
15	0.025	0.007	0.000	0.997	0.994
16	0.022	0.000	0.005	0.997	0.999
17	0.020	0.002	0.000	0.998	0.999
18	0.020	0.002	0.000	1.000	0.999
19	0.019	0.000	0.001	1.000	1.000
20	0.015	0.000	0.000	1.000	1.000
21	0.013	0.000	0.000	1.000	1.000

De los resultados obtenidos podemos afirmar que el porcentaje de masa participativa en ambas direcciones llega al 90% hasta el modo 6, a partir de dicho modo los resultados ya no influyen tanto en el comportamiento de la estructura. Asimismo, podemos afirmar que el primer y segundo modo de vibración son de traslación en los ejes XX y YY respectivamente.

Se puede observar los periodos fundamentales para cada una de las dos direcciones, en la cual obtenemos en la dirección XX un periodo (T_x) igual a 0.785 s y en la dirección YY un periodo (T_y) igual a 0.682 s. Estos resultados son esperados debido a que la estructura presenta un mayor número de placas en la dirección YY en comparación a la dirección XX, es decir a mayor número de placas se obtiene mayor rigidez y este es inversa al periodo en ese sentido.

4.5. Centro de Masa y Rigidez

Tabla 26 : Centro de masa y rigidez del edificio

Pisos	Centro de Masa		Centro de Rigidez	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)

1	14.66	12.96	14.81	12.81
2	14.66	12.99	14.80	12.58
3	14.67	13.00	14.80	12.26
4	14.67	13.01	14.80	11.86
5	14.67	13.01	14.79	11.34
6	14.67	13.01	14.78	10.69
7	14.67	13.01	14.75	10.44
Promedio	14.66	13.00	14.79	11.71

En primer lugar, es necesario mencionar que las coordenadas (X, Y) de la esquina inferior izquierda del edificio son de (0, 5.25) lo cual nos servirá como referencia para analizar y ubicar las coordenadas tanto del centro de masa y del centro de rigidez.

De los valores obtenidos, podemos observar que existe una diferencia o excentricidad entre los centros de masa y los centros de rigidez para ambas direcciones. En la dirección XX, se tiene una excentricidad de 13.00 cm, mientras que en la dirección YY una excentricidad de 1.29 m. Por tal motivo, siguiendo las recomendaciones de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, se debe evaluar si el edificio es irregular por efectos de torsión.

4.6. Análisis de Irregularidades

De acuerdo con la Norma E.030, es necesario definir si un edificio es regular o irregular por 3 principales motivos.

- Cumplir las restricciones de la tabla N° 10 de la Norma E.030
- Definir los procedimientos de análisis
- Calcular el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmica

Por tal motivo, la misma norma nos brinda una serie de instrucciones que ayudan a determinar la irregularidad de un edificio. Cada una de estas irregularidades están asociadas a coeficientes que serán asignados al factor de reducción de fuerzas sísmicas (R), en caso existiese más de una irregularidad, la norma nos recomienda tomar el menor de ellos tanto para el análisis en planta como en elevación.

A continuación, se resumen todas las irregularidades indicadas en la Norma E.030.

4.6.1. Irregularidad en Altura

- Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

Se tiene este tipo de irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Se puede calcular la rigidez lateral como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas.

- Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

Se da esta irregularidad cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Generalmente, se tiene este tipo de irregularidades cuando los elementos estructurales verticales, es decir, columnas y placas reducen el área de superficie en planta. Por lo tanto, ya que la estructura analizada no cuenta con reducciones en dichos elementos, se puede afirmar que no tendrá este tipo de irregularidades.

- Irregularidad Extrema de Rigidez

Se tiene este tipo de irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Se puede calcular la rigidez lateral como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas.

- Irregularidad Extrema de Resistencia

Se da esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Al igual que lo mencionado en irregularidades por piso débil, debido a que en esta estructura no existe reducción de área en columnas y placas, se puede, no se analizará esta irregularidad.

- Irregularidad de Masa o Peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos

Debido a que el edificio cuenta con 6 pisos típicos y una azotea, no se analizará esta irregularidad de Peso

- Irregularidad Geométrica Vertical

Una configuración es irregular si en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No se aplica en azoteas ni sótanos.

Al igual que lo mencionado en Irregularidad de Peso, no se analizará la irregularidad Geométrica Vertical porque los pisos del edificio son típicos

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Una estructura es irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de

orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento

En la edificación, se tiene todos los elementos verticales de forma continua, por lo cual prescindiremos de esta irregularidad.

- **Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes**

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

En la edificación, se tiene todos los elementos verticales de forma continua, por lo cual prescindiremos de esta irregularidad.

4.6.2. Irregularidades en planta

- **Irregularidad Torsional**

Se tiene este tipo de irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.

- **Irregularidad Torsional Extrema**

Se tiene este tipo de irregularidad, si en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

- **Esquinas Entrantes**

Existe esta irregularidad, si la estructura tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

Observando la planta típica de la estructura, podemos afirmar que sí existe este tipo de irregularidad en ambas direcciones

- **Discontinuidad del Diafragma**

Existe esta irregularidad, si los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

El edificio analizado no tiene irregularidad de este tipo, debido a que ningún diafragma sobrepasa con los límites porcentuales de abertura mencionados anteriormente.

- **Sistemas no Paralelos**

Existe esta irregularidad siempre y cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso

El edificio analizado no tiene irregularidad de este tipo, debido a que todos los elementos estructurales que resisten fuerzas laterales son paralelos.

Por lo tanto, es necesario analizar la “Irregularidad de Rigidez” y la “Irregularidad Torsional” para poder definir los coeficientes respectivos y clasificar a la estructura como regular o irregular.

4.7. Análisis Dinámico

Anteriormente definimos algunos coeficientes que nos ayudan a elegir el espectro de diseño, el cual viene dado por la siguiente expresión:

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

Se obtuvo el siguiente espectro:

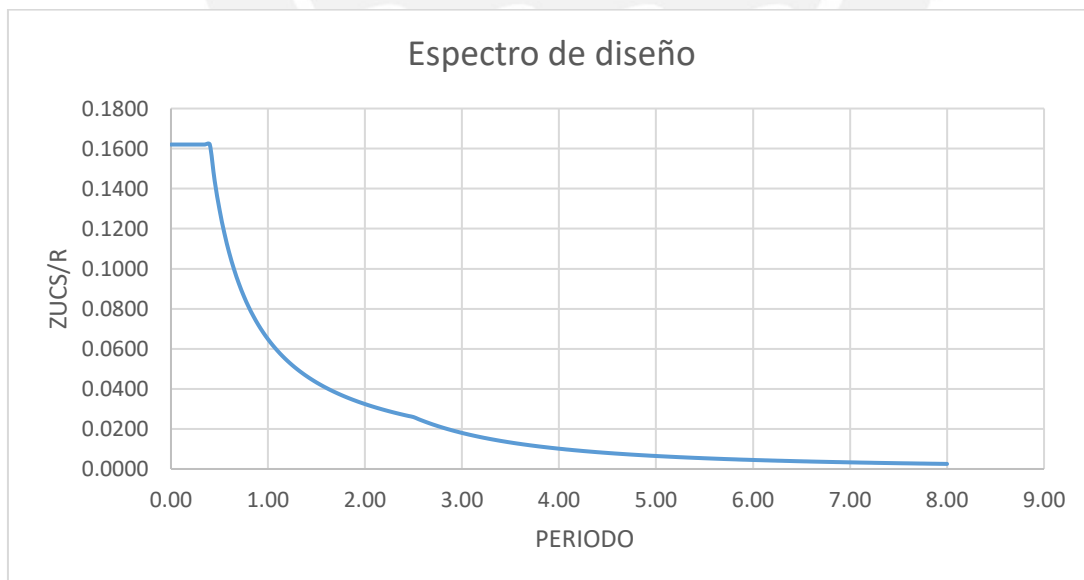


Figura 4: Espectro de diseño

4.7.1. Irregularidad de Rigidez (Piso Blando)

De acuerdo con lo mencionado en el acápite 5.6.1, se tiene esta irregularidad siempre y cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso

superior, o cuando dicha rigidez es menor al 80% del promedio de las rigideces de los 3 niveles superiores.

Tabla 27 : Análisis de irregularidad de Rigidez en dirección X

Piso	V (tn)	Des. Relativo CM (mm)	K _i (tn/m)	Sismo XX		Resultado
				70%K _{i+1}	$\frac{80\% * (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})}{3}$	
7	59.63	2.51	23766.96			
6	107.35	2.79	38530.15	16636.87		Regular
5	139.57	3.01	46415.13	26971.11		Regular
4	165.50	3.10	53473.41	32490.59	28989.93	Regular
3	189.07	2.95	64111.80	37431.39	36911.65	Regular
2	209.03	2.47	84766.02	44878.26	43733.42	Regular
1	220.66	1.37	161422.53	59336.21	53960.33	Regular

Tabla 28 : Análisis de irregularidad de Rigidez en dirección Y

Piso	V (tn)	Des. Relativo CM(mm)	K _i (tn/m)	Sismo YY		Resultado
				70%K _{i+1}	$\frac{80\% * (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})}{3}$	
7	62.62	2.24	27941.90			
6	113.90	2.44	46736.73	19559.33		Regular
5	150.09	2.60	57703.38	32715.71		Regular
4	179.20	2.64	67826.19	40392.37	35301.87	Regular
3	204.23	2.48	82516.61	47478.33	45937.68	Regular
2	224.21	2.00	112104.65	57761.62	55478.98	Regular
1	235.80	1.11	213009.94	78473.26	69985.99	Regular

Observamos que los resultados indican que el edificio cumple con los requisitos mencionados anteriormente tanto para el análisis en la dirección XX como en la dirección YY. Por lo que no presenta irregularidad de rigidez.

4.7.2. Irregularidad Torsional

De acuerdo con lo mencionado en el acápite 5.6.2, existe irregularidad torsional siempre y cuando el desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo de la planta sea mayor a 1.3

del promedio de los otros desplazamientos relativos de entrepiso correspondientes a los otros extremos.

Con ayuda del programa Etabs, podemos calcular el valor de dicha relación. A continuación, se muestra los valores obtenidos para cada dirección y piso analizado

Tabla 29 : Irregularidad Torsional en la dirección X

Piso	Sismo XX		
	Desp. Relat. Max. (cm)	Desp. Relat. Prom. (cm)	Relación (Max /Prom)
7	1.232	1.137	1.084
6	1.350	1.264	1.068
5	1.441	1.368	1.053
4	1.466	1.410	1.040
3	1.379	1.346	1.025
2	1.134	1.128	1.006
1	0.632	0.626	1.009

Tabla 30 : Irregularidad Torsional en la dirección Y

Piso	Sismo YY		
	Desp. Relat. Max. (cm)	Desp. Relat. Prom. (cm)	Relación (Max /Prom)
7	1.296	1.029	1.259
6	1.407	1.121	1.254
5	1.497	1.199	1.249
4	1.516	1.219	1.243
3	1.415	1.144	1.237
2	1.141	0.926	1.232
1	0.628	0.513	1.223

Podemos observar que la relación entre el desplazamiento relativos máximo y el desplazamiento relativo promedio para cada uno de los niveles para ambas direcciones de análisis no supera el límite de 1.3 establecido por la Norma E.030, por lo que la estructura no cuenta con esta irregularidad

4.7.3. Derivas de entrepiso

De acuerdo con lo mencionado en la Norma E.030, es necesario obtener las derivas inelásticas de entrepiso para poder compararlas con el máximo establecido para cada tipo de edificio. En el caso de edificios de Concreto Armado, dichas derivas no deben superar el 0.7% en cada nivel y para ambas direcciones del sismo.

Asimismo, la norma establece que, para determinar las derivas inelásticas, se debe multiplicar por 0.75R a las derivas elásticas en caso de tener estructuras regular, mientras que, para estructuras inelásticas, el factor de multiplicación deberá ser de 0.85R.

Tabla 31 : Derivas de entrepiso

Piso	Sismo en la dirección XX		Piso	Sismo en la dirección YY	
	Deriva elástica (%)	Deriva Inelástica (%)		Deriva elástica (%)	Deriva Inelástica (%)
7	0.8790	4.0390	7	0.9490	4.362
6	0.9630	4.4260	6	1.0270	4.720
5	1.0280	4.7230	5	1.0890	5.004
4	1.0460	4.8070	4	1.0990	5.051
3	0.9840	4.5220	3	1.0230	4.700
2	0.8090	3.7180	2	0.8210	3.771
1	0.3770	1.7300	1	0.3760	1.727

Se observa que para ambas direcciones de análisis no se supera el límite mencionado anteriormente.

4.7.4. Cortante dinámica

Con el espectro de diseño establecido en el acápite 5.7.1, podemos calcular las fuerzas cortantes por cada piso o nivel, y ya que el análisis es dinámico, dichas fuerzas serán las cortantes dinámicas en la base de cada piso.

Tabla 32 : Fuerzas cortantes dinámicas

Piso	Sismo en XX	Sismo en YY
	(tn)	(tn)
7	58.217	63.609
6	105.496	116.080
5	137.701	153.241
4	163.611	183.101
3	186.949	208.667
2	206.592	228.961

1	218.023	240.656
---	----------------	----------------

4.7.5. Análisis Estático

Debido a que la estructura es clasificada como irregular y se ubica en la zona de 3 de peligrosidad sísmica, no es posible realizar un análisis estático completo, sin embargo, podemos calcular la fuerza cortante en la base según el artículo 25.2.1 de la Norma E.030 mediante la siguiente fórmula:

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

Los factores o parámetros sísmicos ya fueron definidos en el acápite 5.2, asimismo, el valor de P, corresponde al peso de la estructura al cual se adiciona a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente forma:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.

Dado que la estructura es de la categoría C, se debe considerar el 25% de la carga viva para el cálculo del peso del edificio. Del análisis en el programa ETABS, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 33: Peso estático en las dos direcciones

Piso	Masa en la dirección XX (Ton)	Masa en la dirección YY (Ton)
7	364.45	364.45
6	492.86	492.86
5	492.86	492.86
4	492.86	492.86
3	492.86	492.86
2	492.86	492.86
1	500.73	500.73
Total	3329.50	3329.50

De esta manera, se puede calcular la fuerza cortante estática considerando ambas direcciones de análisis y con excentricidades positivas y negativas. De tal forma, se obtiene:

Tabla 34 : Fuerzas cortantes estáticas

Caso de carga sísmica	Dirección de análisis	Fza. Cortante estática (ton)
MY+	X	283.20

MY-	X	283.20
MX+	Y	328.46
MX-	Y	328.46

4.7.6. Factores de Amplificación

Uno de los requisitos de la Norma E.030 es verificar que la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor obtenido según el artículo 25 para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares. En caso no se cumpla dicha relación, se deberá escalar todos los valores obtenidos por el análisis dinámico excepto los desplazamientos.

Tabla 35 : Factores de amplificación

Dirección	Cortante Dinámico (ton)	90% Cortante Estático (ton)	Factor de Amplificación
Y (+)	218.023	254.883	1.169
Y (-)	222.149	254.883	1.147
X (+)	240.656	295.617	1.228
X (-)	236.274	295.617	1.251

4.7.7. Junta Sísmica

Durante la ocurrencia de eventos sísmicos, existe la probabilidad que ocurran daños entre estructuras o edificios vecinos, principalmente efectos de “martilleo” cuando las edificaciones no tienen la misma altura y efectos de “golpeteo” cuando las edificaciones vecinas tienen aproximadamente la misma altura. Por tal motivo la Norma E.30 indica que toda edificación debe tener una separación con respecto a las edificaciones vecinas, y para ello nos brinda algunos parámetros.

- $S = 0.006h > 0.03m$

Donde “h” es la medida desde el nivel de terreno hasta el nivel considerado para evaluar S. Consideraremos la altura “h” igual a la altura del edificio analizado 21.95, obteniendo un valor de “S” igual a 0.132m.

Asimismo, la Norma E.030, establece que la estructura se retirará de los límites de propiedad una distancia no menor de los 2/3 del desplazamiento máximo ni menor que s/2. Por lo que se obtiene:

Tabla 36 : Junta sísmica

Indicador (cm)	Dirección XX	Dirección YY
$\frac{2}{3}$ Desplazamiento Máximo	1.53	1.51
$\frac{1}{2}$ Separación inicial	6.58	6.58

Por lo tanto, podemos afirmar que la separación de la estructura con respecto a las edificaciones vecinas será de 7 cm en ambas direcciones.



Capítulo 5: Aspectos Generales del Diseño en Concreto Armado

La Norma Peruana E.060 versión 2009, establece que los elementos de concreto armado deben ser elaborados siguiendo la metodología del Diseño por Resistencia o Diseño a la Rotura. Este método es, términos generales, un diseño por estados límites últimos, sin embargo, la Norma E.060 menciona, en el artículo 9.2.2 “las estructuras y los elementos estructurales también deberán cumplir con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio”. Es decir, bajo cargas de servicio nuestros elementos estructurales deberán tener un comportamiento adecuado con respecto a al efecto de vibraciones, corrosión y deflexiones excesivas.

5.1. Generalidades

La metodología del Diseño por Resistencia establece que los elementos de la estructura tengan una “Resistencia de diseño” mayor o igual a la “Resistencia requerida” las cuales se calculan siguiendo las especificaciones de Norma con respecto a las cargas o fuerzas previamente amplificadas y con las combinaciones necesarias entre estas. Podemos expresar dicha relación de la siguiente manera:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

- R_n = Resistencia Nominal
- ϕR_n = Resistencia de Diseño
- ϕ =Factor de reducción de resistencia
- R_u =Resistencia última

El factor de reducción (ϕ) depende del tipo de sollicitación que se esté desarrollando y la Norma E.060 exige el uso de ellos al momento de diseñar. A continuación, se presenta los principales valores de factor de reducción para cada una de las sollicitaciones.

Tabla 37 : Factores de reducción

Sollicitación	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante- Torsión	0.85
Flexocompresión -estribos	0.70
Flexocompresión -espiral	0.75
Aplastamiento de concreto	0.70

Asimismo, la Resistencia Requerida depende del tipo de carga, por lo que la Norma exige una serie de combinaciones entre estas de tal forma que se trabaje con los casos más desfavorables o críticos. A continuación, se resume las combinaciones mencionadas en la Norma E.060.

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$
- $U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CE$

Donde:

- CM=Carga Muerta
- CV=Carga Viva
- CS= Carga de Sismo
- CE=Carga lateral de empuje

5.2. Requisitos de servicio

5.2.1. Deflexiones

La aparición de deflexiones es un fenómeno que se debe controlar, ya que durante el tiempo de vida útil de una estructura es poco probable la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, pero si la ocurrencia de dichos fenómenos en elemento como vigas y lozas. El cálculo real de estas deflexiones es un poco tedioso y compleja por el número de variables de las cuales depende dicho fenómeno, sin embargo, el ACI toma en consideración la Formula de Branson () para hallar la inercia efectiva como medida de este fenómeno.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) * I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

- I_{ef} = Momento de inercia efectivo
- I_{cr} = Momento de inercia de sección agrietada
- I_g = Momento de inercia de sección bruta
- M_a = Momento actuante
- M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección

Asimismo, se puede clasificar las deflexiones considerando el tiempo en el cual se evalúa a las estructuras.

- **Deflexiones inmediatas**

Este tipo de deflexiones aparecen inmediatamente después de aplicarse las cargas. La inercia efectiva, en este caso, se calcula considerando un promedio entre los momentos de inercia efectiva al centro y en los apoyos de la viga. Asimismo, se debe tener en cuenta que, si el Momento de inercia en servicio es mayor Momento de agrietamiento, entonces la inercia a considerar será de la sección transformada agrietada, en caso contrario se usará la Inercia de la sección no agrietada.

- **Deflexiones diferidas**

Este tipo de deflexiones son influenciadas principalmente por dos fenómenos, el Creep y la retracción del concreto. Para el cálculo de este tipo de deflexiones, la Norma E.060 plantea la siguiente formula.

Deflexiones diferidas = λ * Deflexiones inmediata

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\beta}$$

Donde:

- ε =Constante en función del tiempo
- β =Cuantia de acero en compresión

5.2.2. Fisuración

La fisuración es un fenómeno que ocurre en la zona de tracción en los elementos de Concreto Armado, si bien es cierto este fenómeno no se puede evitar, podemos controlarlo para evitar las grietas excesivas que a largo plazo pueden generar corrosión en el acero de refuerzo. Por tal motivo, la Norma E.060 plantea el control del valor “Z” como una medida de la fisuración:

- $f_s = \frac{M_s}{0.9*d*As}$
- $At = \frac{bw*dc*2}{Nro\ barras}$
- $Z = f_s * \sqrt[3]{dc * At} \leq 26000 \frac{Kg}{cm^2}$

Donde:

- At= Área de concreto en tracción
- dc= Distancia entre la fibra extrema en tracción y centroide de acero más alejado

5.3. Diseño por Flexión

Se tiene en cuenta el diseño por flexión para los elementos estructurales en los cuales los esfuerzos de flexión son mucho más importantes que los esfuerzos producidos por carga axial o normal. Normalmente estos elementos son las vigas peraltadas, losas aligeradas losas macizas y vigas de cimentación.

5.3.1. Hipótesis

Para calcular la resistencia nominal de un elemento estructural, es necesario asumir una serie de hipótesis. A continuación, se resumen las principales hipótesis asumidas por nuestra Norma E.060.

- a) Las secciones planas de los elementos estructurales como vigas etc. permanecerán planas antes y después de aplicarse las cargas. Este enunciado también es conocido como la Hipótesis de Navier.
- b) La resistencia del concreto frente a los esfuerzos producidos por tracción se considera despreciables
- c) Se asume adherencia perfecta entre el concreto y el acero de refuerzo

- d) Se cumplen las relaciones constitutivas, es decir los esfuerzos en los elementos se calcularán mediante sus deformaciones y sus módulos de elasticidad
- e) El acero de refuerzo será considerado como un material elastoplástico perfecto
- f) Asumimos un comportamiento lineal elástico para el concreto
- g) Se asume que la sección de concreto falla cuando la deformación en compresión (ϵ_{cu}) alcanza el valor de 0.003

Un modelo “real” de esfuerzo- deformación unitaria (δ - ϵ) es relativamente complejo al momento de calcular la resistencia nominal de una sección. Por tal motivo, la Norma E.060 permite reemplazar dicho modelo por otro modelo del bloque equivalente, también conocido como el rectángulo de Whitney. A continuación, se muestra la representación del bloque de compresión.

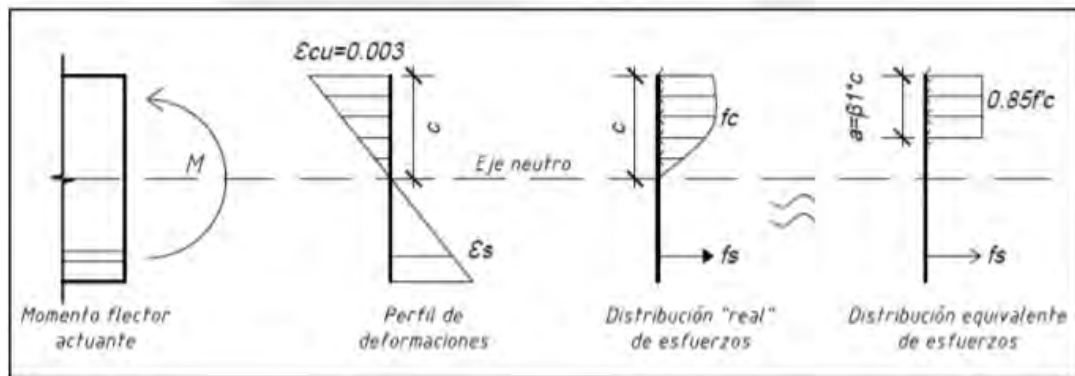


Figura 5: Modelo de bloque de compresiones

Donde :

- ϵ_s = Deformación ultima en el acero
- ϵ_{cu} = Deformación ultima en el concreto
- C = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro
- a = Distancia del bloque de compresiones
- d = Peralte efectivo de la sección
- f'_c = Resistencia del concreto a la compresión
- f_y = Resistencia de fluencia en el acero
- A_s = Área del acero de refuerzo longitudinal
- β = Factor de 0.85 para resistencias del concreto (f'_c) menores a 280 kg/cm²

Utilizando el diagrama presentado anteriormente , las hipotesis y el equilibrio en la seccion ,se llegan a demostrar las siguientes fórmulas :

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde :

- b = Ancho de la sección
- M_n = Resistencia nominal a flexión

5.3.2. Límites de diseño

La Norma E.060 plantea unos límites en el acero longitudinal de refuerzo, esto para evitar una falla frágil en los elementos estructurales, es decir, se espera que el concreto pueda llegar a su deformación máxima cuando el acero ya se encuentre en fluencia. Estos límites son conocidos como acero máximo y acero mínimo en la sección.

5.3.2.1. Acero máximo

El acero máximo, es una medida que se opta para controlar el tipo de falla en una sección sometida a flexión. Podemos considerar tres tipos de fallas principales:

- Falla sobre reforzada: También conocida como “falla de compresión”, en este tipo de falla, el concreto alcanza la deformación máxima (ϵ_{cu}), mientras que los esfuerzos en el acero son menores a los de fluencia.
- Falla subreforzada: También conocida como “falla de tracción”, en este tipo de falla el acero entra en fluencia antes que el concreto alcance la deformación máxima ϵ_{cu} .
- Falla balanceada: En este tipo de falla, el concreto alcanza su deformación máxima ϵ_{cu} al mismo tiempo que el acero entra en fluencia

La Norma E.060, plantea que el acero máximo en una sección debe ser igual al 75% del acero calculado para obtener una falla balanceada, lo cual equivale a mencionar que la deformación mínima del acero más alejado en tracción cuando se alcanza la resistencia nominal sea de $\epsilon_s = 0.004$.

5.3.2.2. Acero mínimo

El acero mínimo en una sección tiene su fundamento al evitar que se generen fallas del tipo frágil, es decir, “permite una mejor transición entre el estado no agrietado y agrietado de una sección, lo cual, a su vez, provee cierta ductilidad y ayuda a controlar grietas excesivas que se puedan generar”. Por tal motivo la Norma E.060 especifica que se cumpla con la siguiente relación general:

$$\phi Mn \geq 1.2 * Mcr$$

Esta relación puede derivar en otras teniendo en cuenta la geometría propia de cada sección. Para el caso de secciones rectangulares y en forma de “T”, se llega a la siguiente simplificación:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

Donde:

- As_{min} = Área de acero mínimo
- $f'c$ = Resistencia del concreto
- bw = ancho de la sección
- d = Peralte efectivo

5.3.3. Corte de acero

Para realizar el corte de fierro, primero debemos calcular el “corte teórico” mediante una simple comparación entre el diagrama de momento flector requerido y la resistencia nominal de un conjunto de barras acero. Luego de ello, debemos agregarle una cierta distancia igual al mayor valor entre el peralte efectivo (d) o 12 veces el diámetro de la

barra. Asimismo, la Norma E.060 nos exige longitudes de los bastones sean como mínimo la longitud de desarrollo en tracción dependiendo del diámetro de la barra utilizada. A continuación, se adjunta los valores de longitudes de desarrollo recomendados por la Norma E.060.

Tabla 38 : Longitudes de desarrollo

Diámetro de acero	Longitud de desarrollo en tracción (cm)	
	Inferior	Superior
8 mm	30.00	40.00
3/8"	35.00	45.00
1/2"	45.00	60.00
5/8"	60.00	75.00
3/4"	70.00	90.00
1 "	110.00	145.00

5.4. Diseño por Corte

5.4.1. Generalidades

La idea de diseñar un elemento estructural mediante la fuerza cortante es buscar la manera de que la sección falle por esfuerzos de flexión antes que, por la fuerza de corte, esto debido a que una falla por cortante es una falla frágil mientras que una falla producida por esfuerzos de flexión genera una falla dúctil, la cual es la deseada según el diseño por resistencia. Si bien es cierto, la sollicitación por fuerza cortante es más compleja en comparación al diseño por flexión, la Norma E.060 nos brinda una serie de ecuaciones obtenidas a partir de numerosos ensayos de laboratorio (Otazzi ,2016).

En primer lugar, se conoce que la resistencia al corte de una sección está dada por el concreto y el acero en dicho elemento mediante la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_c =Resistencia a la fuerza de corte suministrada por el concreto
- V_s =Resistencia a la fuerza de corte suministrada por el refuerzo
- V_n = Resistencia nominal al corte de la sección

Con respecto a la Resistencia suministrada por el concreto (V_c), la Norma E.060 nos brinda unas expresiones para calcularlas, las cuales dependen de los tipos de fuerzas que existen en los elementos estructurales. A continuación, se muestran las principales expresiones

- Elementos sometidos a flexión

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

- Elementos sometidos a compresión

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right)$$

- Elementos sometidos a tracción axial

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d * \left(1 - \frac{Nu}{140Ag}\right)$$

Asimismo, la Norma E.060, nos brinda la siguiente expresión para calcular la resistencia a la fuerza de corte suministrada por el acero de refuerzo:

- $V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$

Donde:

- Nu = Fuerza axial en la sección
- Ag = Área bruta de la sección
- Av = Área de acero de refuerzo
- S = Espaciamiento de acero de refuerzo
- bw = Ancho de la sección

De esta forma podemos reemplazar los valores obtenidos en la expresión general de diseño por resistencia para solicitaciones de fuerza cortantes, llegando a la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Es necesario recordar que el factor de reducción para solicitaciones de corte (ϕ) es igual 0.85, asimismo, la fuerza cortante requerida (V_u) debe ser medida a una distancia igual al peralte efectivo de la sección (d) desde la cara del apoyo de dicho elemento, exceptuando algunos casos particulares como vigas invertidas o elementos con fuerzas o cargas muy cerca al apoyo.

5.4.2. Límites de diseño

La Norma E.060 nos brinda, de la misma manera que con el diseño por flexión, unos límites de acero de estribos máximos y mínimos. Sin embargo, a diferencia del diseño por flexión, lo que se limitará en el diseño por corte es el espaciamiento entre estribos (S)

5.4.3. Estribos mínimos

Se debe tener en cuenta una cantidad mínima de estribos en las zonas de los elementos estructurales donde se cumpla la siguiente expresión:

$$0.5\phi V_c \leq V_u \leq V_c$$

En estos casos, se deberá colocar estribos que cumplan con las siguientes condiciones:

- $A_{vmin} = \frac{3.5 * bw * s}{f_y}$

- $s_{max} = \frac{d}{2}$ o 60 cm

Asimismo, la Norma E.060 nos plantea la siguiente restricción que deberá ser tomada en cuenta:

$$V_{slim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Dependiendo del valor obtenido de V_{slim} , debemos cumplir con las siguientes condiciones para el espaciamiento entre estribos “s”.

- $V_s \leq V_{slim}$ $s \leq 0.5 * d$ o $s \leq 60$
- $V_s \leq V_{slim}$ $s \leq 0.25 * d$ o $s \leq 30$

5.4.4. Estribos máximos

Podemos relacionar los estribos máximos mediante una relación brindada por la Norma E.060, la cual limita el aporte máximo que brindan los estribos a una sección, la cual es la siguiente:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

A partir de esta relación, podemos limitar los estribos ya sea mediante el área, o lo que es más común, mediante la separación mínima entre estribos.

5.5. Diseño por Flexocompresión

5.5.1. Generalidades

El diseño por flexocompresión es tomado en cuenta para aquellos elementos estructurales en los cuales los esfuerzos de flexión y compresión o tracción son considerables. Generalmente estos elementos son las columnas y placas. La Norma E.060 indica que aquellos elementos en los que la fuerza axial sea mayor a $0.1 * f'c * A_g$ deben ser diseñados mediante flexocompresión.

5.5.2. Diagrama de interacción

Una herramienta que es de suma importancia para el diseño de elementos por flexocompresión, es el diagrama de interacción. Dicho diagrama, ayuda a visualizar gráficamente las combinaciones de las cargas axiales (P_n) y momentos (M_n) que actúan en una sección y que generan su falla o agotamiento. Luego de graficarlo y usar los respectivos factores de reducción, se deben ubicar los pares (P_u, M_u), que provienen de las combinaciones de las cargas últimas exigidas por la norma, en dicho diagrama. Si estos pares se ubican dentro del diagrama de interacción significa que nuestro diseño será el adecuado.

A continuación, se presenta una sección de una columna a través de la cual obtenemos un típico diagrama de interacción.

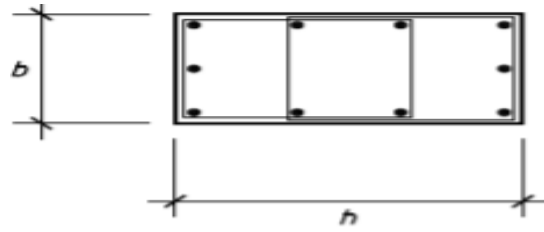


Figura 6: Sección transversal de una columna

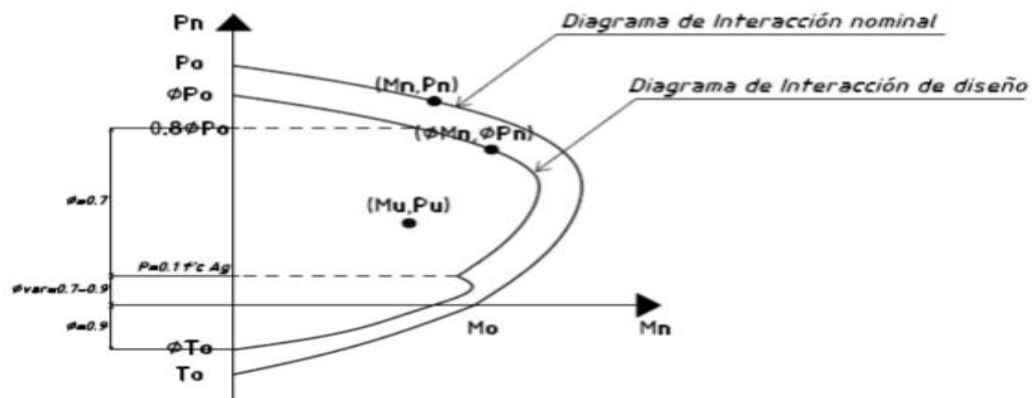


Figura 7: Diagrama de interacción

5.6. Diseño por Capacidad

De acuerdo con lo mencionado en los acápites anteriores, es mejor asegurar que un elemento estructural, vigas o columnas, falle de forma dúctil antes que se produzca una falla de corte, esto debido a que una falla dúctil tiene una gran capacidad de liberar energía a través de la formación de rótulas plásticas.

Justamente, el diseño por capacidad tiene como objetivo asegurar un tipo de falla dúctil en lugar de una falla frágil. Por tal motivo, la Norma E.060 en el capitulo 21, indica que es necesario realizar este tipo de diseño para elementos que resistan cargas de sismo y además, brinda las fuerzas cortantes para elementos como vigas o columnas de acuerdo al tipo de sistema estructural que predomine.

Capítulo 6: Diseño de Losas Aligerada

Las losas aligeradas, como se ha explicado en acápite anteriores, es un sistema de techado muy frecuente en nuestro medio el cual genera una reducción del peso de la estructura, ya que está compuesto por una losa maciza superior unida mediante viguetas espacios a una cierta distancia que son rellenas o completadas por ladrillos.

6.1. Generalidades

Este sistema de techado se diseña por flexión y cortante teniendo en cuenta algunas consideraciones exigidas por la Norma E.060.

- La Norma E.060 nos exige una cantidad de acero mínimo en las viguetas tal como se explica en el acápite 6.3.2, sin embargo, este resulta un poco elevado y como alternativa se puede elegir un valor de acero mínimo igual a 1.3 veces el valor del acero requerido calculado.
- De acuerdo con la Norma E.60, se puede aumentar en un 10% la capacidad de resistencia al corte de las viguetas, obteniendo la siguiente expresión: $Vc = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$
- De acuerdo con el diseño por corte, es posible realizar ensanches del tipo alternado o continuo en las vigas retirando parcial o completamente los ladrillos cuando la capacidad de resistencia al corte no sea la suficiente para soportar las fuerzas cortantes obtenidas del análisis.
- Considerando el diseño por flexión, se considera un recubrimiento de 3 cm desde el eje acero de refuerzo hasta la cara superior de la vigueta cumpliendo con el mínimo exigido por la Norma E.060.
- La sección típica de un aligerado viene dada por una forma de "T", la cual posee una altura total igual a 20 cm de las cuales 5 cm pertenecen a la losa maciza superior y los 15 cm restantes pertenecen a la altura de los vigas o nervios. Asimismo, el ancho de la losa superior, que a su vez es la distancia de separación entre dos viguetas continuas es de 40 cm, mientras que el ancho del nervio es de 10 cm. A continuación, se representa el grafico de una sección típica de aligerado.
- Podemos resumir algunas de las propiedades y características que posee un aligerado con la sección típica definida previamente.

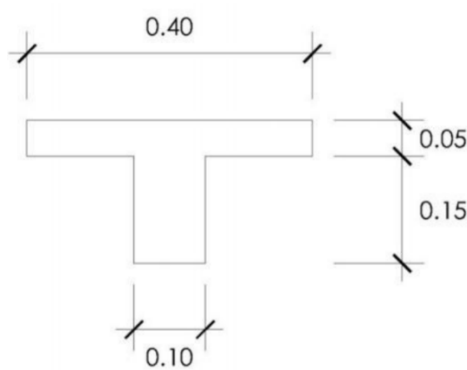


Figura 8: Sección típica de un aligerado

Propiedad	Símbolo	Descripción
Peralte (cm)	h	20.00
Peralte efectivo (cm)	d	17.00
Inercia de la sección no fisurada(cm ⁴)	Ig	11800.60
Momento de agrietamiento positivo (ton.m)	M ⁺ cr	0.26
Momento de agrietamiento negativo (ton.m)	M ⁻ cr	0.50
Área de acero mínimo positivo (cm ²)	As ⁺ min	0.49
Área de acero mínimo negativo (cm ²)	As ⁻ min	1.01
Área de acero balanceado positivo (cm ²)	As ⁺ sb	10.00
Área de acero balanceado negativo (cm ²)	As ⁻ sb	3.61
Distancia entre viguetas (cm)	-	40.00
Peso (ton/m ²)	-	0.30

Tabla 39 :Resumen de propiedades de aligerado

6.2. Ejemplo de diseño de losa aligerada

A continuación, se realizará el diseño de una vigueta de losa aligerada comprendida entre los ejes 3;5 -G, H del piso típico.

6.2.1. Metrado de Cargas

Para realizar el metrado de cargas para la vigueta mencionada anteriormente, debemos considerar los siguientes valores, así como la presencia de tabiques en la dirección perpendicular al sentido del aligerado.

- Peso propio del aligerado : 0.30 tn/m²
- Peso de piso terminado : 0.10 tn/m²
- Carga viga unitaria : 0.20 tn/m²
- Distancia entre viguetas : 40 cm
- Tabiquería : e = 10cm ; altura= 2.80 cm

Teniendo en cuenta estas consideraciones generales se realiza el metrado de cargas muertas y vivas que actúan en el aligerado.

- Carga Muerta: $0.40 \cdot (0.30 + 0.10) = 0.160 \text{ ton/m}$
- Carga de tabique puntual: $2.00 \cdot 0.10 \cdot 2.85 \cdot 0.40 = 0.228 \text{ ton}$
- Carga viva: $0.40 \cdot 0.2 = 0.080 \text{ ton/m}$

- W último =0.360 ton/m
- W servicio =0.240 ton/m
- P último: =0.319 ton

6.2.2. Modelo estructural

Para la idealización de la vigueta, se utilizará el programa computacional “ETABS” considerando apoyos simples sobre las vigas de los ejes 3, 4 y 5, teniendo en cuenta el efecto del vaciado monolítico que existe entre las viguetas y las vigas ya que este genera momentos negativos aproximadamente iguales a $\frac{1}{24} * w * ln^2$ siendo “ln” la luz libre y “w” la carga que actúa sobre la vigueta.

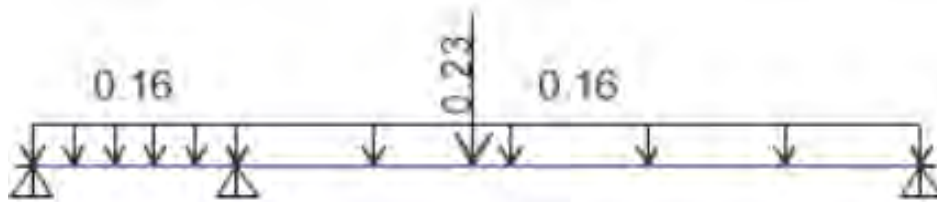


Figura 9: Modelo de vigueta de losa aligerada con asignación de carga muerta

6.2.3. Procedimiento de diseño

Una vez realizado el análisis estructural de la vigueta, procedemos con el diseño por flexión y corte ya que son las principales formas de trabajar de una losa aligerada

6.2.3.1. Diseño por flexión

En primer lugar, se obtiene el diagrama de momento flector con el modelo planteado anteriormente.

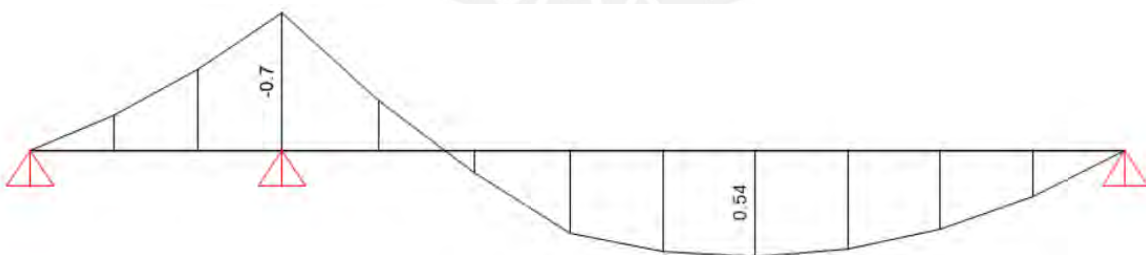


Figura 10: Diagrama de Momento flector de vigueta para cargas últimas

Asimismo, como se había mencionado previamente, debemos considerar momentos negativos en los apoyos simples debido a efectos de monolitismo entre la vigueta del aligerado y las vigas de apoyo. De acuerdo con la fórmula $\frac{1}{24} * w * ln^2$, obtenemos momentos negativos 0.317 ton.m

Con los momentos obtenidos y con las hipótesis del diseño por flexión procedemos a realizar el cálculo de acero requerido y el acero colocado respectivamente.

Tabla 40 : Diseño por flexión

Momento (ton.m)	Acero requerido (cm ²)	Acero Colocado (cm ²)	Barras elegidas (cm ²)	ØMn (tn.m)
-0.697	1.181	1.290	1Ø 1/2"	0.755
+0.540	0.853	1.290	1Ø 1/2"	0.810
-0.317	0.512	0.710	1Ø 3/8"	0.434

Observamos del diseño, que el acero colocado cumple con los límites de diseño exigidos por la Norma E.060

6.2.3.2. Diseño por corte

Se presenta el diagrama de fuerzas cortantes para el tramo de vigueta analizado.

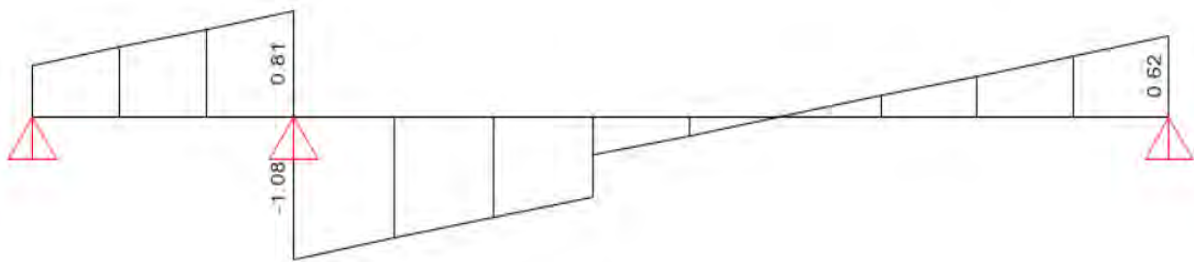


Figura 11: Diagrama de fuerzas cortantes de vigueta para cargas últimas

Se debe tener en cuenta que las fuerzas cortantes ultimas deben estar reducidas a una distancia "d" desde la cara de la sección.

A continuación, calculamos la resistencia al corte del concreto mediante la fórmula presentada:

- $\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$
- $\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 \text{ ton}$

De esta forma se verifica que no es necesario realizar ningún tipo de ensanche por corte

6.2.3.3. Refuerzo por contracción y temperatura

De acuerdo con el artículo 7.10 de la Norma E.060 el refuerzo por temperatura mínimo a colocarse en una losa con 5 cm de espesor viene dado por la fórmula: $A_{st} = 0.0018 * b * h$, donde:

- b= ancho de losa
- h= espesor de losa

Por lo que se obtiene:

- $Ast = 0.0018 * 100 * 5 = 0.90 \text{ cm}^2$; Se opta colocar barras de ¼” cada 25 cm.

6.2.4. Condiciones de servicio

6.2.4.1. Control de fisuración

Analizamos el valor del coeficiente “Z” como una medida para evaluar la fisuración en un elemento de vigueta de aligerado.

- $dc = \frac{db}{2} + \text{recubrimiento} = 3 + 1.27/2 = 3.635 \text{ cm}$
- $fs = \frac{Ms}{0.9*d*As} = \frac{0.36*10^5}{0.9*17*1.29} = 1823.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- $Act = \frac{2*bw*dc}{\text{Nro barras}} = \frac{2*10*3.635}{1} = 72.7 \text{ cm}^2$
- $Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act} = 1823.98 * \sqrt[3]{3.635 * 72.7} = 11704.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Observamos que el valor calculado de “Z” ,11704.89 kg/cm², es menor al valor límite brindado en la Norma E.060 ,26000 kg/cm², por lo que podemos afirmar que no existirá problemas por fisuración.

6.2.4.2. Control de deflexiones

Para el control de deflexiones, usaremos la recomendación del ACI y la fórmula de “Branson”. Para ello primero calculamos la Inercia de la sección bruta.

- $Ig = 11800.59 \text{ cm}^4$

Asimismo, calculamos la inercia de la sección transformada, para lo cual primero calculamos la posición del eje neutro

$$40 * c * \frac{c}{2} = 9 * 1.29 * (17 - c) ;$$

Donde se obtiene: $c = 2.86 \text{ cm}$

Con este valor procedemos a calcular la inercia de la sección agrietada.

- $Icr = \frac{40*2.86^3}{3} + 9 * 1.29 * (17 - 2.86)^2 = 2633.21 \text{ cm}^2$

Ahora conocemos los valores de Momentos de agrietamiento (Mcr) y Momentos por las cargas de servicio:

- $Mcr = 0.26 \text{ ton.m}$
- $Ma = 0.36 \text{ ton.m}$

Conocido todos estos valores, podemos calcular la Inercia efectiva mediante la fórmula de “Branson”.

$$Ief = \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3 * Ig + \left(1 - \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3\right) * Icr$$

$$Ief = \left(\frac{260}{360}\right)^3 * 11800.59 + \left(1 - \left(\frac{260}{360}\right)^3\right) * 2633.21 = 6039.94 \text{ cm}^4$$

➤ **Deflexiones inmediatas**

Para el cálculo de deflexiones inmediatas, usamos los valores obtenidos en el programa ETABS, sin embargo, se le aplicará un factor igual a la relación entre la Inercia total y efectiva.

- *Deflexión Etabs CM* = 0.13 cm *Deflexión Etabs CV* = 0.05 cm
- *Factor* = $\frac{11800.6}{6039.94} = 1.95$
- $\Delta \text{inst. CM} = 0.13 * 1.95 = 0.25 \text{ cm}$
- $\Delta \text{inst. CV} = 0.05 * 1.95 = 0.09 \text{ cm}$
- $\Delta \text{inst. CV (30\%)} = 0.09 * 0.30 = 0.03 \text{ cm}$

➤ **Deflexiones diferidas**

Para el cálculo de las deflexiones diferidas, usamos las siguientes formulas:

- *Deflexion diferida* = $\lambda * \text{Deflexion inmediata}$
- $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$

Consideramos una duración de la carga mayor a 5 años, por lo que el valor de ξ es igual a 2. Asimismo, el valor de ρ' es igual a 0 debido a que no existe acero en compresión o negativo. De esta forma se obtiene un valor de $\lambda = 2$. Reemplazando en la primera ecuación obtenemos las deflexiones diferidas para cada tipo de cargas.

- $\Delta dcm = 2 * 0.25 = 0.44 \text{ cm}$
- $\Delta dcv(30\%) = 2 * 0.030 = 0.050 \text{ cm}$

La deflexión total seria:

- $\Delta_{\text{total}} = 0.44 + 0.05 + 0.03 = 0.58 \text{ cm}$

Finalmente calculamos el límite de deflexión permitido por la Norma E.060 teniendo en cuenta el tipo de techo que se está analizando. En este caso tenemos un límite de $\frac{L}{360} = \frac{360}{360} = 1.00 \text{ cm}$. Se observa que se cumple con dicho límite.

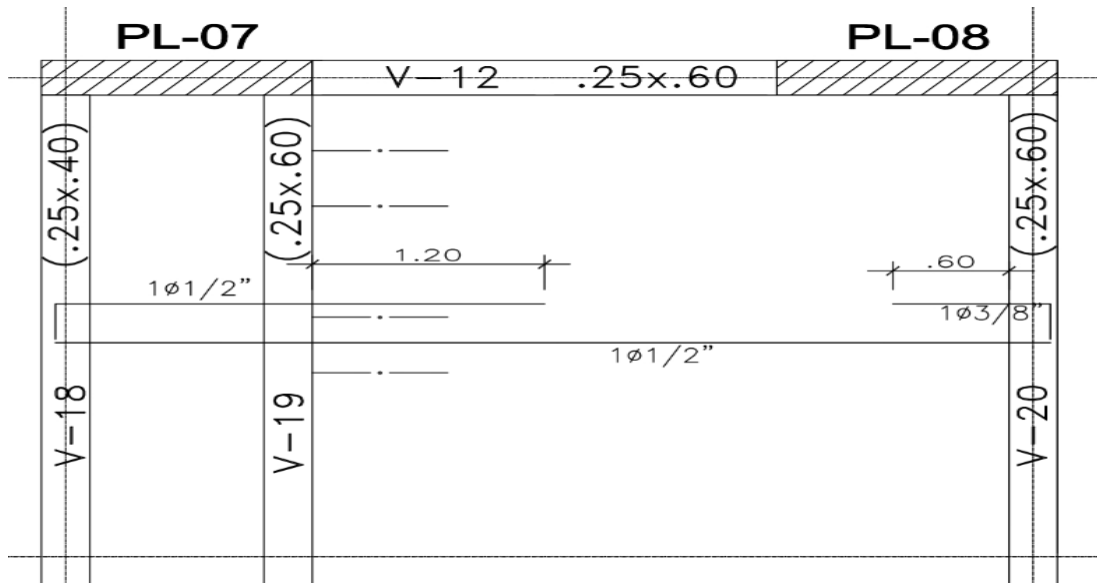
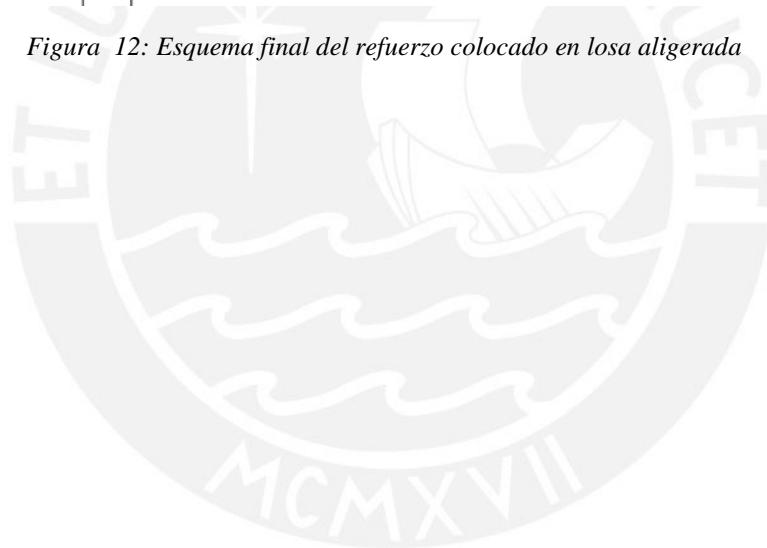


Figura 12: Esquema final del refuerzo colocado en losa aligerada



Capítulo 7: Diseño de Losas Macizas

Este tipo de losas, tal como indica su nombre, tienen un espesor íntegro y macizo de concreto armado, por lo cual el peso, en comparación a las losas nervadas, es más elevado. Dependiendo de la relación entre sus dos lados, se diseñarán en una o dos direcciones.

7.1. Generalidades

Al igual que los aligerados, las losas macizas se diseñan por efectos de flexión y cortante teniendo en cuenta algunas consideraciones exigidas por la Norma E.060

- Las losas macizas, cuya relación geométrica de lados sea mayor o igual a 2, debe ser analizada en una sola dirección, caso contrario, consideramos que la losa maciza trabaja en dos direcciones.
- La Norma E.060, al igual que en losas aligeradas, nos exige una cuantía de acero mínimo igual a 0.18% por efectos de retracción y temperatura, el cual puede ser repartido en 1 o 2 capas dependiendo el espesor de la losa. Por lo tanto, para las losas se dispondrá de una malla inferior de $\varnothing 3/8'' @ .20$ y una malla superior de $\varnothing 3/8'' @ .40$. como acero mínimo.
- El diseño por cortante, para losas macizas, es más una verificación de las fuerzas cortantes con respecto a las fuerzas resistentes que aporta el concreto. En caso no se cumpla dicha relación, se deberá aumentar el espesor de losa maciza.
- La sección de diseño a considerar tendrá 1 metro de ancho, es decir un valor b igual a 100 cm, asimismo el espesor obtenido del predimensionamiento es de 20 cm y un recubrimiento de 3.00 cm.

A continuación, se presentan las propiedades y características a tener en cuenta para el diseño de losas macizas.

Tabla 41 : Propiedades de losa maciza

Propiedad	Símbolo	Descripción
Peralte (cm)	h	20.00
Peralte efectivo (cm)	d	18.00
Inercia de la sección no fisurada (cm ⁴)	I_g	66666.67
Momento de agrietamiento positivo (ton.m)	M^{+cr}	1.932
Área de acero mínimo positivo (cm ²)	A_s^{+min}	2.40
Área de acero mínimo negativo (cm ²)	A_s^{-min}	1.20
Área de acero máximo (cm ²)	A_{smax}	27.08
Distancia entre viguetas (cm)	-	100.00
Peso (ton/m ²)	-	0.48

7.2. Ejemplo de diseño

A continuación, se realizará el diseño de la losa maciza comprendida entre los ejes C,D -5, 6

7.2.1. Metrado de Cargas

Para realizar el metrado de cargas para la losa maciza mencionada anteriormente, debemos considerar los siguientes valores:

- Peso propio : 0.48 tn/m²
- Peso de piso terminado : 0.10 tn/m²
- Carga viga unitaria : 0.20 tn/m²
- Distancia entre viguetas : 100 cm

Teniendo en cuenta estas consideraciones generales se realiza el metrado de cargas muertas y vivas que actúan en el aligerado.

- Carga Muerta: $1.00 \cdot (0.48 + 0.10) = 0.58 \text{ ton/m}$
- Carga viva: $1.00 \cdot 0.2 = 0.20 \text{ ton/m}$
- W servicio = 0.78 ton/m
- W último = 1.152 ton/m

7.2.2. Modelo Estructural

Para la idealización del modelo de la losa maciza en dos direcciones, se utilizó el programa computacional “Etabs”, en el cual se modelaron cada uno de los paños apoyados sobre las respectivas vigas, columnas y placas para obtener resultados más exactos. A continuación, se muestra la idealización computacional de las losas macizas en la zona central.

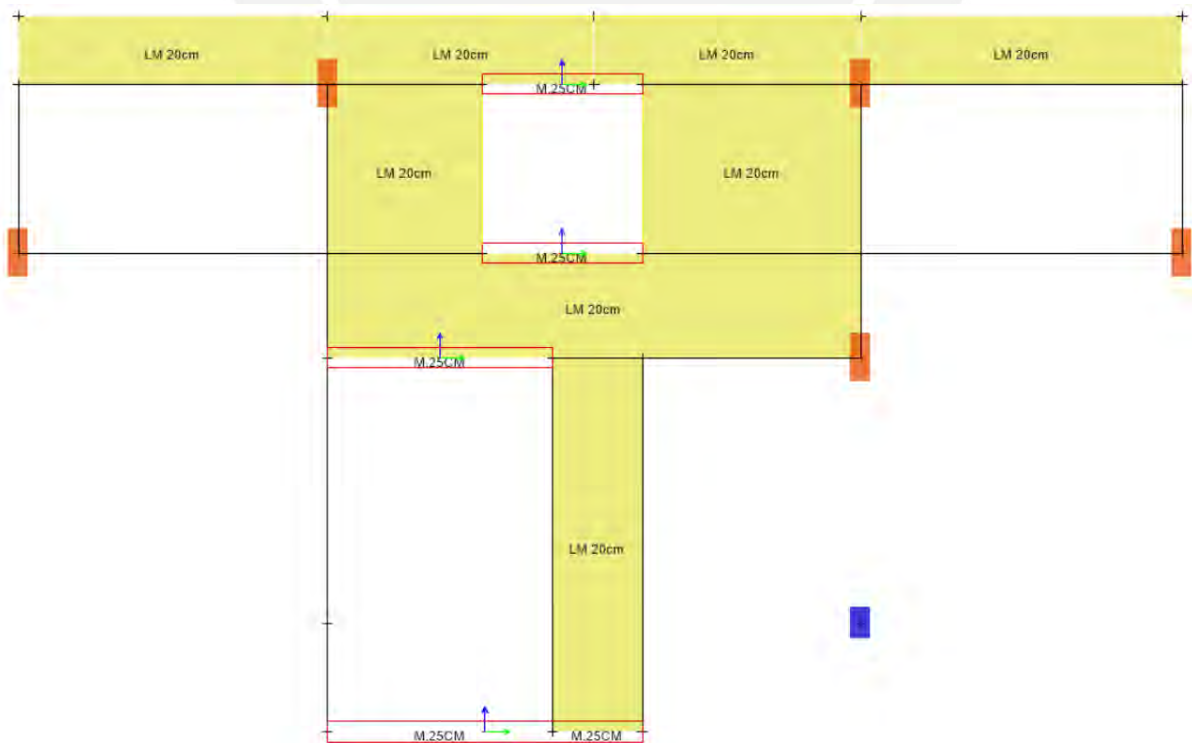


Figura 13: Modelo de losa maciza

7.2.3. Procedimiento de diseño

Una vez realizado el análisis estructural de la vigueta, procedemos con el diseño por flexión y corte ya que son las principales formas de trabajar de una losa aligerada

7.2.3.1. *Diseño por Flexión*

En primer lugar, se obtiene el diagrama de momento flector en ambas direcciones con el modelo planteado anteriormente.

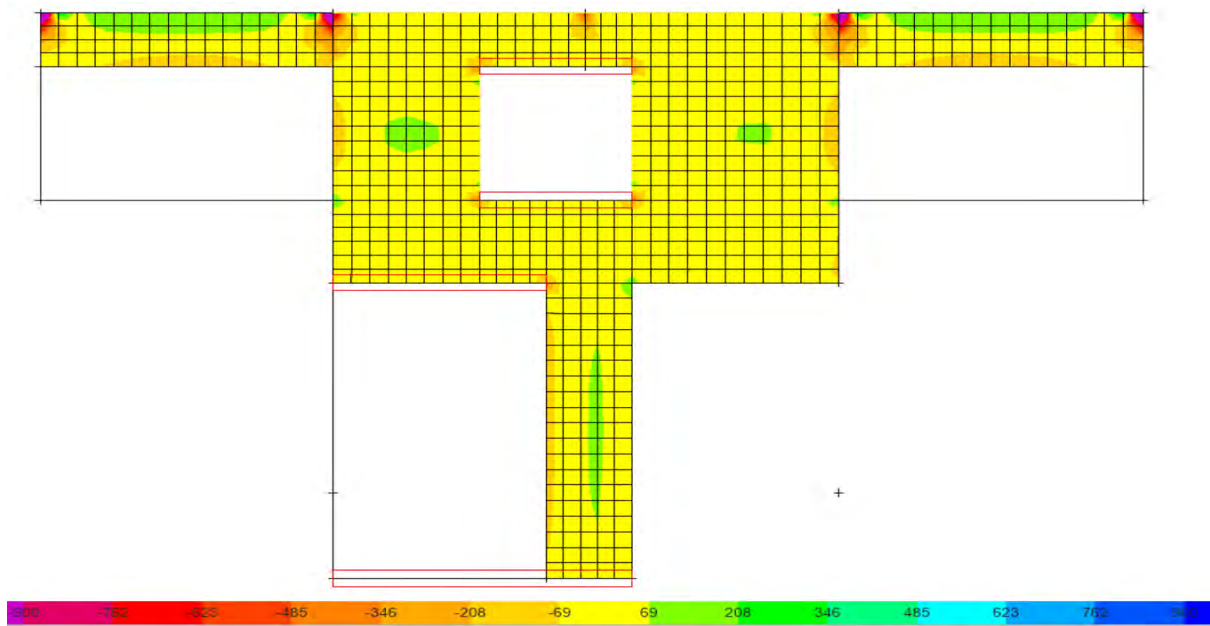


Figura 14: Diagrama de momento flector para losa maciza en XX



Figura 15: Diagrama de momento flector para losa maciza en YY

De los resultados obtenidos, se observa que en aquellos paños de losas donde la relación de lados es mayor a 2, el comportamiento de estos es básicamente en una dirección. Asimismo, se observa que se obtienen valores negativos mayores en aquellos bordes con elementos de vigas más rígidos. Por lo tanto, los resultados obtenidos son coherentes

Debemos considerar momentos negativos en los apoyos simples debido a efectos de monolitismo entre la vigueta de la losa maciza y las vigas de apoyo. De acuerdo a la fórmula $\frac{1}{24} * w * l_n^2$, obtenemos momentos negativos 0.069 ton.m.

Con los momentos obtenidos y con las hipótesis del diseño por flexión procedemos a realizar el cálculo de acero requerido y el acero colocado respectivamente.

Tabla 42 : Diseño por flexión para losa maciza

Dirección	Momento (ton.m)	Acero requerido (cm ²)	Acero Colocado (cm ²)	Barras elegidas (cm ²)	ØMn (tn.m)
XX	+0.10	0.156	2.84	4Ø 3/8"	1.789
XX	-0.16	0.249	1.42	2Ø 3/8"	0.904
YY	+0.12	0.187	2.84	4Ø 3/8"	1.789
YY	-0.20	0.312	1.42	2Ø 3/8"	0.904

Se observa que los momentos obtenidos son relativamente menores por lo que solo será necesario colocar el acero mínimo descrito previamente.

7.2.3.2. Diseño por Corte

Se presenta el diagrama de fuerzas cortantes para el tramo de vigueta analizado.

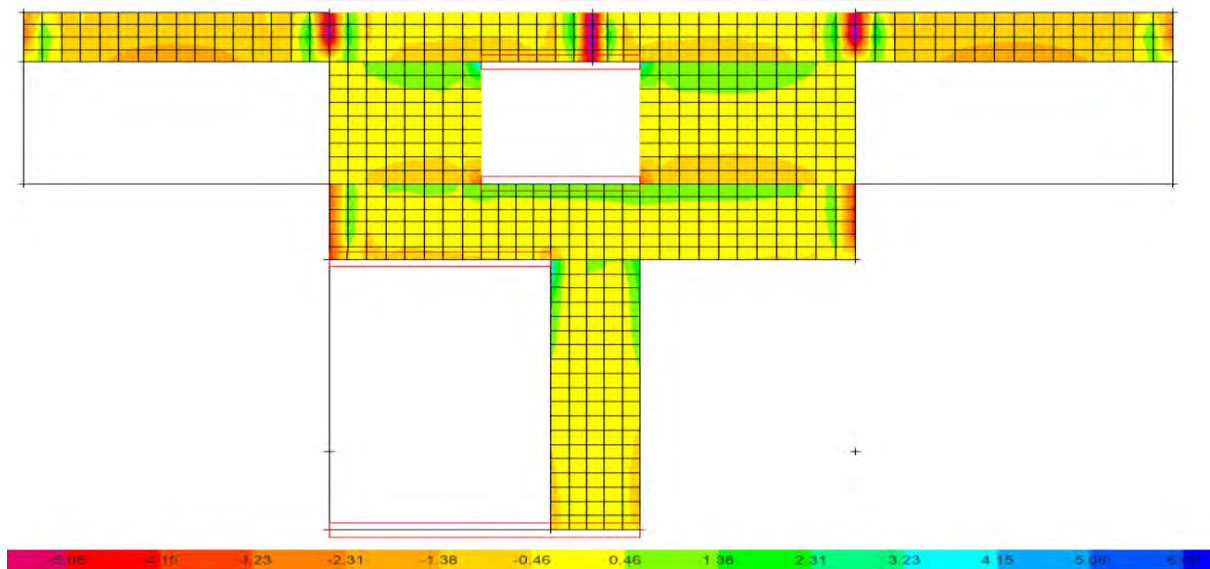
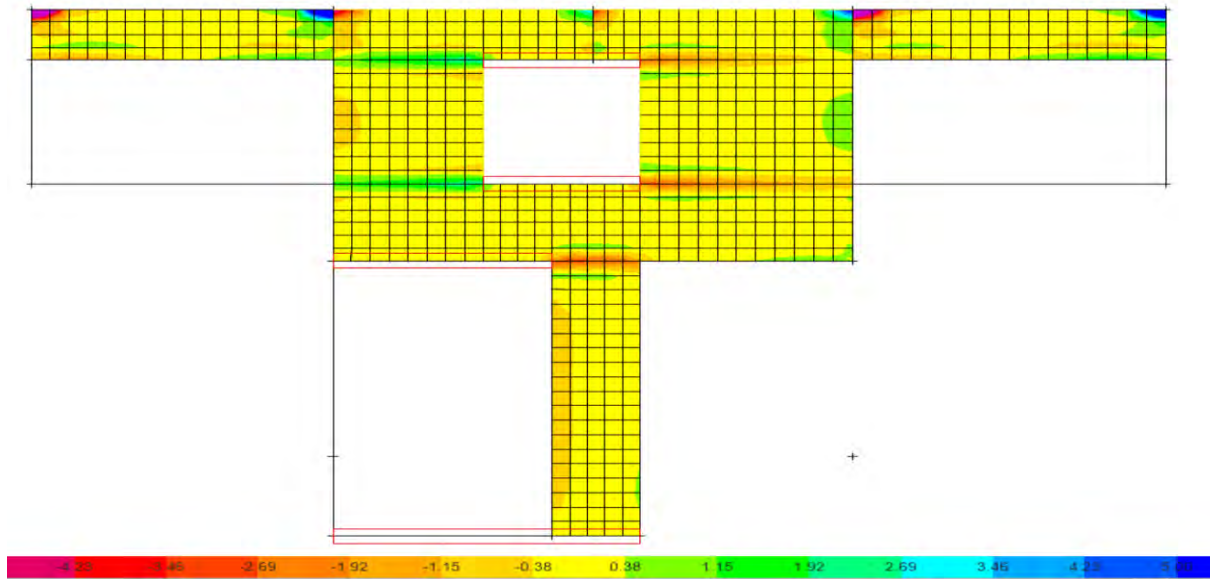


Figura 16: Diagrama de fuerza cortante para losa maciza en XX



Se debe tener en cuenta que las fuerzas cortantes deben estar reducidas una distancia “d” a la cara de sección.

De los diagramas obtenidos, se observa que las mayores fuerzas cortantes para las direcciones XX e YY son de 6.38 y 2.66 tn

A continuación, calculamos la resistencia al corte del concreto mediante la fórmula presentada:

- $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$
- $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 12.21 \text{ ton}$

De esta forma se verifica que la resistencia al corte del concreto es mayor a las fuerzas cortantes obtenidas ($\phi V_c \geq V_u$).

7.2.3.3. Refuerzo por contracción y temperatura

De acuerdo con el artículo 7.10 de la Norma E.060, para losas con espesores mayores a 20 cm, se debe colocar acero mínimo de refuerzo por temperatura distribuido en dos capas siendo el valor de la cuantía mínima en la capa inferior igual a 0.0012 y 0.006 en la superior. Por lo tanto, se tiene $A_{st} = 0.0018 * b * h$ donde:

- b= ancho de losa
- h= espesor de losa

De esta manera, se tiene el siguiente armado de acero:

- $A_{st} (\text{inferior}) = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2$; barras de 3/8” cada 20 cm.
- $A_{st} (\text{superior}) = 0.0006 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2$; barras de 3/8” cada 40 cm.

7.2.4. Condiciones de servicio

7.2.4.1. Control de fisuración

Analizamos el valor del coeficiente “Z” como una medida para evaluar la fisuración en un elemento de viga de losa maciza.

- $dc = \frac{db}{2} + \text{recubrimiento} = 3 + 0.475 = 3.475 \text{ cm}$
- $fs = \frac{Ms}{0.9*d*As} = \frac{0.053*10^5}{0.9*17*4*0.71} = 121.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- $Act = \frac{2*bw*dc}{\text{Nro barras}} = \frac{2*100*3.475}{4} = 173.75 \text{ cm}^2$
- $Z = fs * \sqrt[3]{dc * Act} = 121.97 * \sqrt[3]{3.475 * 173.75} = 1030.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Observamos que el valor calculado de “Z” es menor al valor límite brindado en la Norma E.060 ,26,000 kg/cm², por lo que podemos afirmar que no existirá problemas por fisuración.

7.2.4.2. Control de deflexiones

Para el control de deflexiones, usaremos la recomendación del ACI y la fórmula de “Branson”. Para ello primero calculamos la Inercia de la sección bruta.

- $Ig = 66666.66 \text{ cm}^4$

Asimismo, calculamos la inercia de la sección transformada, para lo cual primero calculamos la posición del eje neutro

- $100 * c * \frac{c}{2} = 9 * 2.84 * (17 - c) ;$

Donde se obtiene: $c = 2.70$

Con este valor procedemos a calcular la inercia de la sección agrietada.

- $Icr = \frac{100*2.70^3}{3} + 9 * 2.84 * (17 - 2.70)^2 = 5882.86 \text{ cm}^2$

Ahora conocemos los valores de Momentos de agrietamiento (Mcr) y Momentos por las cargas de servicio (Ma).

- $Mcr = 1.93 \text{ ton.m}$
- $Ma = 0.053 \text{ ton.m}$

Observamos que el valor del momento de agrietamiento (Mcr) es mayor al momento producido por cargas en servicio (Ma), por lo que la Inercia efectiva (Ief) viene a ser igual a la inercia de la sección bruta (Ig).

$$Ief = 66666.66 \text{ cm}^4$$

➤ Deflexiones inmediatas

Para el cálculo de deflexiones inmediatas, usamos los valores obtenidos en el programa ETABS, sin embargo, se le aplicará un factor igual a la relación entre la Inercia total y efectiva, que en este caso es igual a 1

- *Deflexión Etabs CM* = 0.015cm *Deflexión Etabs CV* = 0.0056 cm
- $Factor = \frac{66666.66}{66666.66} = 1$
- $\Delta inst. CM = 0.015 * 1 = 0.015 cm$
- $\Delta inst. CV = 0.0056 * 1 = 0.0056 cm$
- $\Delta inst. CV (30\%) = 0.0056 * 0.30 = 0.00168 cm$

➤ **Deflexiones diferidas**

Para el cálculo de las deflexiones diferidas, usamos las siguientes formulas:

- $Deflexion\ diferida = \lambda * Deflexion\ inmediata$
- $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$

Consideramos una duración de la carga mayor a 5 años, por lo que el valor de ξ es igual a 2. Asimismo, el valor de ρ' es igual a 0 debido a que no existe acero en compresión o negativo. De esta forma se obtiene un valor de $\lambda = 2$. Reemplazando en la primera ecuación obtenemos las deflexiones diferidas para cada tipo de cargas.

- $\Delta dcm = 2 * 0.015 = 0.030 cm$
- $\Delta dcv(30\%) = 2 * 0.00168 = 0.00336 cm$

La deflexión total sería:

- $\Delta total = (0.030 + 0.00336 + 0.0056) * 10^{-3} = 0.03896cm$

Observamos que el valor de la deflexión total es pequeño debido a que la luz libre de la vigueta de losa maciza analizada es corta.

Finalmente calculamos el límite de deflexión permitido por la Norma E.060 teniendo en cuenta el tipo de techo que se está analizando. En este caso tenemos un límite de $\frac{L}{360} = \frac{180}{360} = 0.5 cm$. Se observa que sí se cumple con dicho límite.

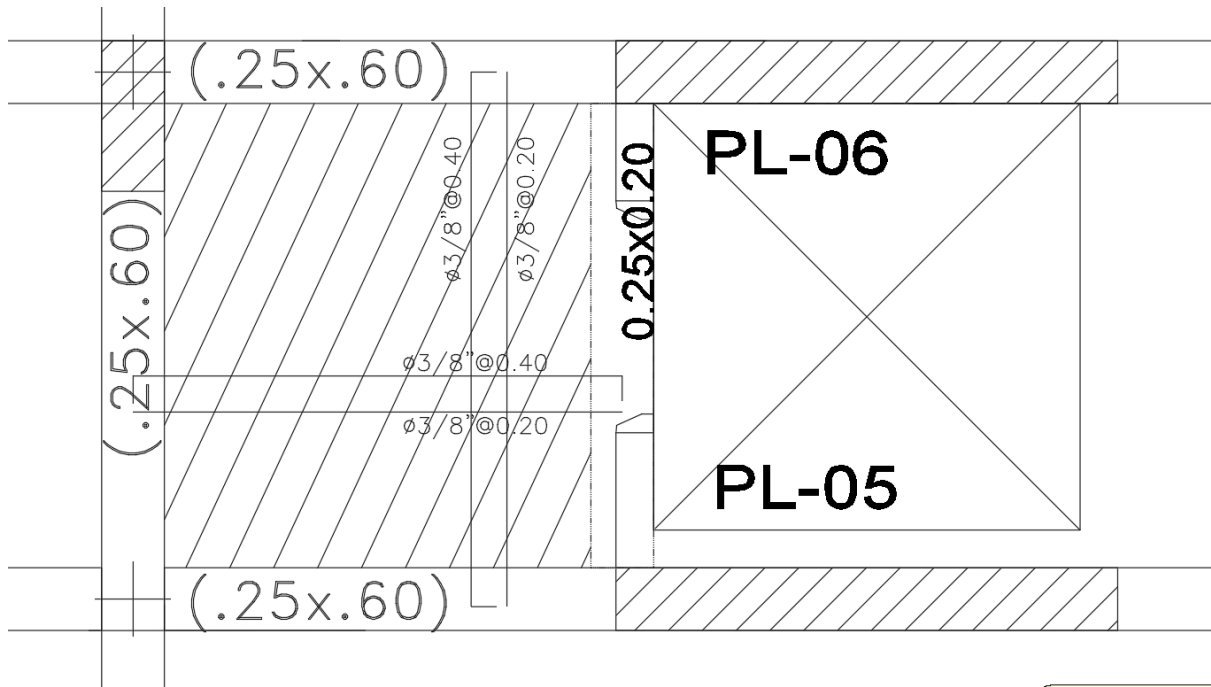
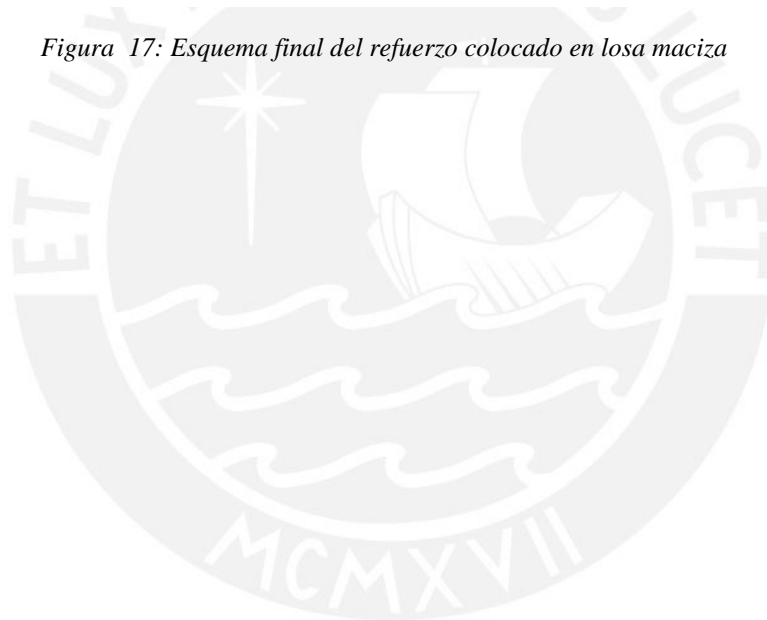


Figura 17: Esquema final del refuerzo colocado en losa maciza



8.1. Generalidades

Las vigas son elementos estructurales capaces de resistir cargas las fuerzas o cargas que provienen de las diferentes losas y techos, las cuales serán transmitidos a las columnas y placas donde estas se conecten o apoyen. El proyecto cuenta con dos tipos de vigas: vigas chatas y peraltadas. Las vigas chatas sirven para la transmisión de carga y no tienen responsabilidad sísmica, mientras que las peraltadas pueden soportar cargas de gravedad y sísmicas.

Para el diseño de las vigas, se utilizará el método de resistencia explicado previamente en el Capítulo 5. Adicionalmente, para aquellas vigas sísmicas o con responsabilidad sísmica, se debe cumplir lo estipulado en el Capítulo 21 de la Norma E.060, las cuales se detallan a continuación:

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- Para cualquier sección de la viga, se debe cumplir que tanto el momento nominal negativo y positivo sean mayores o igual a la cuarta parte del mayor momento nominal existente en toda la longitud de la viga.
- En los extremos o caras de nudo de las vigas, la resistencia a momento positivo debe ser mayor o igual a la tercera parte de la resistencia a momento negativo instalado.
- En cada extremo de cada tramo de viga analizada, se deberá disponer de acero de refuerzo transversal de confinamiento en longitudes igual a dos veces el peralte de la viga, colocándose el primer estribo a una distancia no mayor de 10 cm. Asimismo, la distribución de los estribos en esta zona no debe exceder al menor valor de (a), (b), (c) y (d)
 - a) $d/4$ pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm
 - b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - c) 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento
 - d) 300 mm
- Para los estribos que no se encuentren en la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo será de $0.5d$.
- Para aquellas vigas con responsabilidad sísmica, se debe realizar el diseño por capacidad según el capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto Armado, el cual consiste en calcular la fuerza cortante por capacidad V_{cap} que será igual al menor valor obtenido entre (a) y (b):

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 1.4.2 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5

8.2. Ejemplo 1 de diseño de viga peraltada

A continuación, se muestra el ejemplo de diseño de la viga VPT-02 ubicada en el eje B de la planta de piso típico.

8.2.1. Metrado de cargas

Para realizar el metrado de cargas, debemos considerar los siguientes valores, así como la presencia de tabiques en la dirección perpendicular al sentido del aligerado.

- Peso propio de la viga : 2.4 tn/m³
- Peso de piso terminado : 0.10 tn/m²
- Carga viga unitaria : 0.20 tn/m²
- Tabiquería : espesor = 10cm ; altura= 2.45 cm

Teniendo en cuenta estas consideraciones generales se realiza el metrado de cargas muertas y vivas que actúan en la viga.

➤ Peso propio	= 0.360 ton/m
➤ Carga tabiquería	= 0.490 ton/m
➤ Carga del aligerado	= 0.920 ton/m
➤ Carga muerta total	= 1.770 ton/m
➤ Carga viva	= 0.460 ton/m
➤ W último	= 3.260 ton/m
➤ W servicio	= 2.230 ton/m

8.2.2. Modelo estructural

A continuación, se muestra el modelo estructural de la viga VPT-02 con las cargas de tabiquería asignada en el programa Etabs.

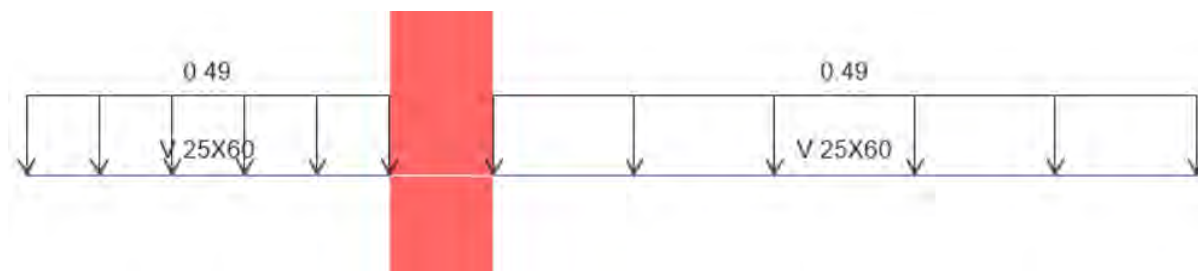


Figura 18: Modelo VPT-02 con cargas de tabiquería (ton)

Definido el modelo estructural y las cargas viva y muerta, se puede realizar los diagramas de fuerzas y momentos para cada caso de carga

8.2.3. Procedimiento de diseño

A continuación, se realiza los diseños por flexión y corte para la viga VPT-02, asimismo se realizará el corte longitudinal de fierro y se verificará que cumpla con los requerimientos mínimos del capítulo 21 de nuestra norma.

8.2.3.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, se debe obtener los diagramas de momento flector para la envolvente de diseño, el cual es obtenido tomando los valores máximos para cada caso de combinación definido en la Norma E.060. A continuación, se muestra el diagrama de momento flector para el caso de envolvente de diseño.

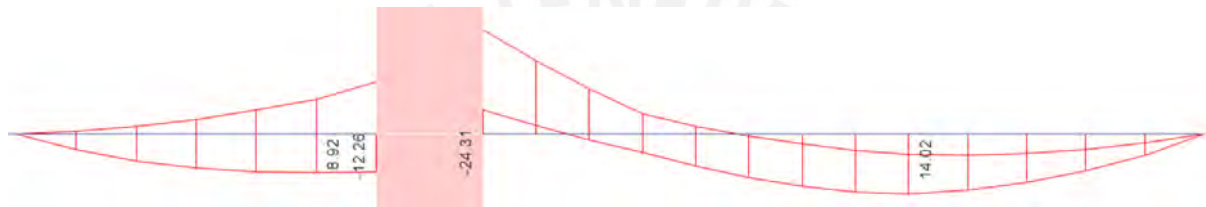


Figura 19: Diagrama de momento flector -Envolvente (ton-m)

Con los momentos obtenidos y con las hipótesis del diseño por flexión procedemos a realizar el cálculo de acero requerido y el acero colocado respectivamente.

Tabla 43 : Diseño por flexión de viga VPT-02

Momento (ton.m)	Acero requerido (cm ²)	Acero Colocado (cm ²)	Barras elegidas (cm ²)	ØMn (tn.m)
8.92	4.550	10.200	2Ø1"	18.970
-12.26	6.359	10.200	2Ø1"	18.970
-24.31	13.497	15.300	3Ø1"	27.066
14.02	7.338	10.200	2Ø1"	18.970

Asimismo, se calcula los límites de acero para esta sección de viga.

$$A_{smin}(-) = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 54}{4200} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = \frac{0.75 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 0.85 \cdot 0.588 \cdot 54}{4200} = 21.51 \text{ cm}^2$$

Observamos del diseño, que el acero colocado cumple con los límites de diseño exigidos por la Norma E.060.

- Corte de Fierro

El corte de fierro se realiza siguiendo las recomendaciones de la Norma E.060 artículo 6.3. En primer lugar, debemos calcular los puntos de corte teórico, los cuales se hallan teniendo en cuenta los aceros corridos que existen en una sección. Para la viga analizada se cuenta con dos barras de acero de Ø1” que genera un momento nominal (ϕM_n) igual a 19.355 tn.m

Luego de obtener el corte teórico, debemos agregarle el mayor valor entre el peralte efectivo de la sección (d), 12 veces el diámetro de la barra de acero corrido ($12db$) y $l_n/16$ para el caso de momento negativo. Se debe verificar que los cortes reales sean múltiplos enteros de 5 cm y sean mayores a las longitudes de anclaje indicados en la norma para cada diámetro de barra y dependiendo si se encuentra en compresión o tracción. A continuación, se calculan dichos valores:

- $d = 60 - 6 = 54 \text{ cm}$
- $12db = 12 * 2.54 = 30.48 \text{ cm}$
- $l_n/16 = 664/16 = 41.5 \text{ cm}$

De esta forma se agrega o resta, dependiendo de la sección analizada, el valor de 54 cm para finalmente redondear dicho valor de manera conservadora

Tabla 44 : Corte de fierro longitudinal de viga VPT-02

Momento (ton.m)	ϕM_n para 2Ø1”	Corte teórico (cm)	Corte real (cm)	Corte final (cm)
-24.31	19.35	64.00	118.00	120.00

- Longitudes de anclaje

De acuerdo con la Norma Peruana E.060, dependiendo del diámetro de acero, se debe respetar las longitudes mínimas de anclaje tanto superior como inferior. De esta forma, teniendo bastones de 1”, la longitud de anclaje mínima es de 1.20 y 1.50 para acero inferior y superior respectivamente.

8.2.3.2. Diseño por Cortante

En primer lugar, se calcula el aporte del concreto a la resistencia a la fuerza cortante.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 54 = 8.81 \text{ tn}$$

Se sabe que la viga analizada tiene responsabilidad sísmica ya que se encuentra entre placas y tiene una longitud corta. Para este tipo de vigas, la Norma E.060 en el capítulo 21 nos brinda una serie de recomendaciones. En primer lugar, se menciona que la cortante última de diseño (V_u) debe ser el menor valor entre los valores hallados por el diseño por capacidad y por la amplificación del sismo en 2.5. Asimismo, nos brinda el armado mínimo que debe tener en la zona confinada y fuera del confinamiento.

- Cortante mediante el diseño por capacidad

Para obtener la cortante mediante el diseño por capacidad, se sigue lo establecido en la Norma E.060 artículo 21.4.3

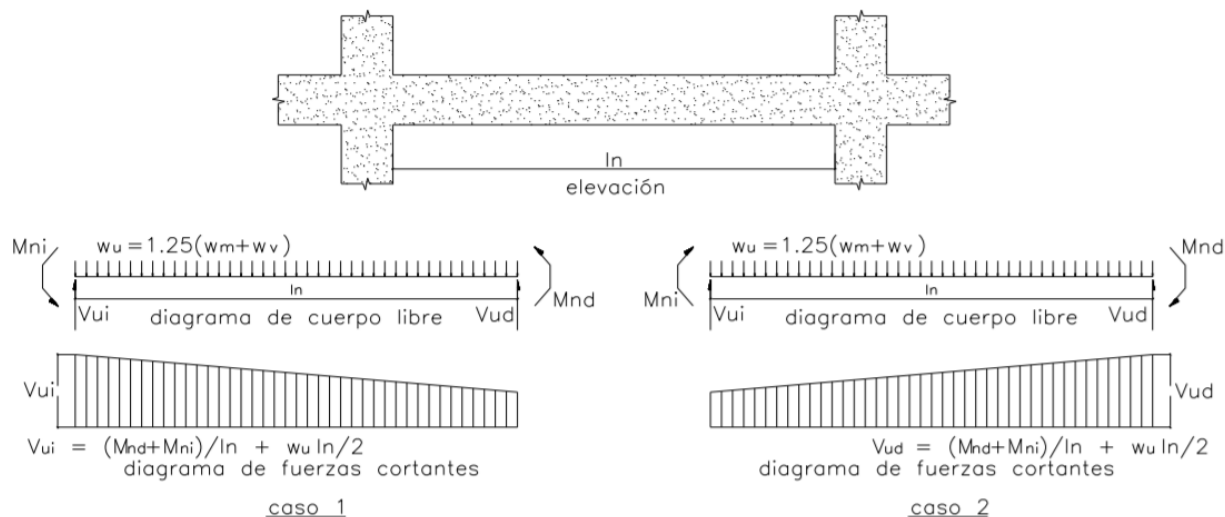


Figura 20: Diseño por capacidad

Del metrado de cargas y del modelo de la viga se obtienen los datos necesarios para el cálculo de Vu para cada uno de los casos. A continuación, se resumen los principales valores para el tramo entre los ejes 13-17

Tabla 45 : Diseño por capacidad de viga VPT-02

		Caso 1		Caso 2			
Ln (m)	wm	wv	wu	Mnd (tn.m)	Mni (tn.m)	Mnd (tn.m)	Mni (tn.m)
6.64	1.92	0.46	2.98	21.50	30.72	21.50	21.50

De esta forma, calculamos la cortante última para cada uno de los casos mencionados:

- $$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{21.50 + 30.72}{6.64} + \frac{2.98 \cdot 6.64}{2} = 17.76 \text{ tn}$$
- $$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{21.50 + 21.50}{6.64} + \frac{2.98 \cdot 6.64}{2} = 16.37 \text{ tn}$$

De esta forma se obtiene que el valor de Vu obtenido en el tramo A-C por el diseño por capacidad es igual a 17.76 tn.

- Cortante por amplificación sísmica mediante

Para obtener la fuerza cortante mediante esta solicitación, nos apoyamos en el programa Etabs para definir la combinación de carga en la cual a la combinación de 1.25 (CM+CV) se le adiciona 2.5 veces la carga de sismo en la dirección de la viga, es decir 2.5 veces la

carga de sismo en Y. A continuación, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes obtenido para esta combinación

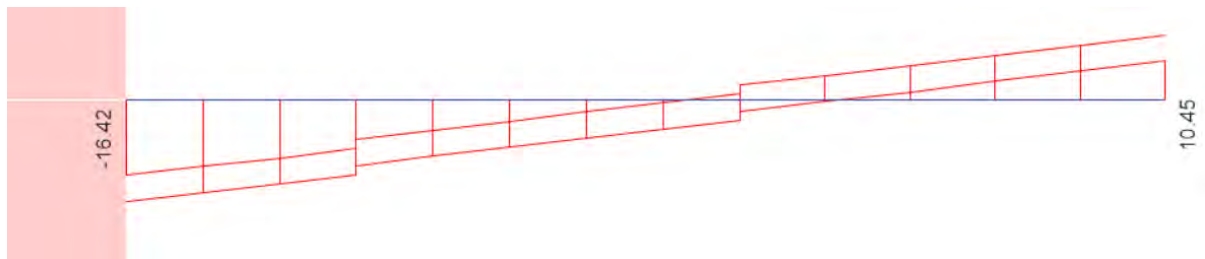


Figura 21: Diagrama de fuerza cortante amplificado 2.5

Se observa que el valor de la cortante obtenida a la cara es de 16.42 tn., sin embargo, debemos calcular la cortante a una distancia igual al peralte (d) de la cara. De esta manera obtenemos un valor V_u igual a 14.92 tn.

La norma indica que se elige el menor valor de V_u obtenido entre los casos de diseño por capacidad y amplificando la carga sísmica. Por lo cual elegimos el valor de V_u igual 14.92 tn.

Se observa también que este valor es superior a la resistencia al corte del concreto (ϕV_c), es decir $14.92 \text{ ton} > 8.81 \text{ ton}$. Realizando los cálculos respectivos se halla la separación de estribos eligiendo armado simple con barras de 3/8" obtenemos separaciones de casi 40 cm. Asimismo, debido a que la viga tiene responsabilidad sísmica se debe cumplir con requerimientos de armado mínimo indicados en el artículo 21.4.4.4

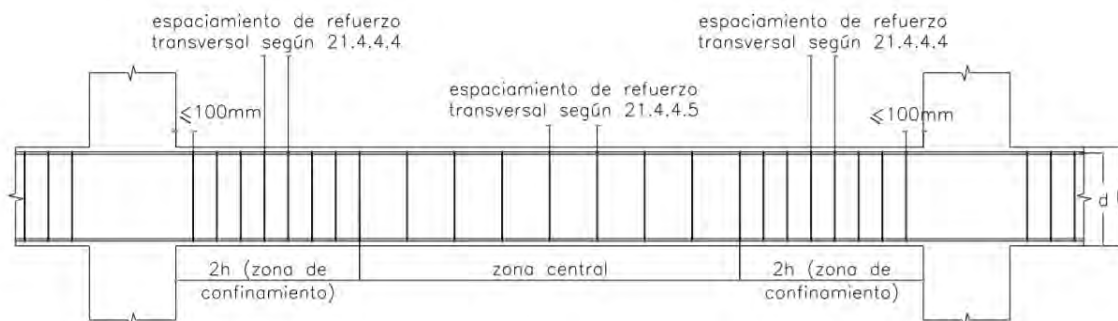


Figura 22: Requerimientos para vigas sísmicas

De esta forma calculamos los estribos mínimos en la zona de confinamiento eligiendo el espaciamiento como el menor valor entre los siguientes criterios

Tabla 46 : Cálculo de estribos en zona de confinamiento

Un cuarto del peralte efectivo	$\frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm}$
Diez veces el diámetro de la barra longitudinal	$10(1.91) = 19.1 \text{ cm}$

Veinticuatro veces el diámetro del estribo

$$24(0.95) = 22.8 \text{ cm}$$

30 cm

30 cm

Se elige un valor de 10 cm de separación en la zona de confinamiento ($2*d$), mientras que fuera de ella se colocan los estribos con una separación igual a 0.5 veces el peralte efectivo, es decir cada 25 cm. El armado final de los estribos sería igual a:

3/8"Ø : 1@0.05,10@0.10 Rto @0.25 de C/Extremo

8.2.4. Condiciones de servicio

8.2.4.1. Control de fisuraciones

Para el control de fisuración el artículo 9.9 de la norma E.060 establece que las condiciones en servicio deben ser tales que se puede definir un parámetro "Z" y que este no sea mayor de 26 KN/mm². El factor "Z" se define mediante:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo del acero en servicio, calculado como $\left(\frac{M_s}{0.9*d*As}\right)$

d_c = distancia medida desde la fibra extrema en tracción al primer refuerzo de acero

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción.

Se realiza la verificación de fisuraciones para la sección más crítica del tramo de viga analizada:

Dato	Valor
Ms (ton.m)	9.49
d (cm)	54.00
As (cm ²)	10.20
d_c (cm)	7.27

Se hallará el valor de A_{ct} :

$$N^{\circ} \text{ equivalente de barras} = \frac{\text{Area total}}{\text{Area máxima de barra}} = \frac{10.20}{5.10} = 2.00$$

$$A_{ct} = \frac{2 * 7.27 * 25}{2.00} = 181.75 \text{ cm}^2$$

Se halla el valor de f_s en servicio:

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s} = \frac{9.49 * 10^5}{0.9 * 54 * 10.20} = 1914.38 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente se halla "Z":

$$Z = 1914.38 * \sqrt[3]{7.27 * 181.75} = 21007.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Comparando con el valor de $26 \text{ KN/mm}^2 = 26000 \text{ kg/cm}^2$, se puede concluir que Z es menor a lo estipulado y, por ende, la viga no presentará problema alguno de fisuración.

8.2.4.2. Control de deflexiones

Según la norma E.060 de Diseño en Concreto Armado, si se cuenta con un peralte mínimo establecido, no es necesario verificar las deflexiones de la viga de análisis. El peralte mínimo para una viga con un extremo continuo se halla al dividir la luz libre de la viga entre 18.5, obteniendo:

$$h \text{ min} = \frac{6.64 \text{ m}}{18.5} = 35.89 \text{ cm}$$

Como la viga cuenta con un peralte de 60 cm, la condición se cumple y no es necesario verificar las deflexiones del elemento. Sin embargo, para fines académicos se realizará este análisis.

La norma estipula que, si el momento flector en condiciones de servicio no supera al momento de agrietamiento, se puede usar la inercia bruta de la sección. Para ello se procederá a calcular el valor de M_{cr} de la siguiente forma:

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

Donde:

M_{cr} = Momento de agrietamiento

f_r = resistencia del concreto a tracción por flexión

I_g = Inercia bruta

Y_t = distancia del eje neutro a la fibra más alejada

Reemplazando con los datos de la sección:

$$M_{cr} = \frac{0.62 \cdot \sqrt{210 \cdot 10.2} \cdot 25 \cdot 60^3}{30 \cdot 12 \cdot 10^5} = 4.34 \text{ ton.m}$$

Asimismo, se obtiene un valor de 9.49 ton.m de Momento flector en condiciones de servicio, por lo que se comprueba que la sección se agrieta. Entonces es necesario calcular la inercia efectiva de la sección. Según la Norma E.060, se puede usar conservadoramente la inercia agrietada como la inercia efectiva de la sección: Así:

Cálculo de la posición del eje neutro (c)

$$\frac{c^2 \cdot b}{2} = n \cdot A_s \cdot (d - c)$$

$$\frac{c^2 \cdot 25}{2} = 9.2 \cdot 10.20 \cdot (54 - c)$$

Donde el valor de c es igual a 16.58 cm.

$$I_{cr} = \frac{25 \cdot 16.58^3}{3} + 9 \cdot 10.20 \cdot (54 - 16.58)^2 = 166525.05 \text{ cm}^4$$

Conocido todos estos valores, podemos calcular la Inercia efectiva mediante la fórmula de “Branson”.

- $I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) * I_{cr}$
- $I_{ef} = \left(\frac{4.37}{9.49}\right)^3 * 450000.00 + \left(1 - \left(\frac{4.34}{9.49}\right)^3\right) * 166525.05 = 193777.71 \text{ cm}^4$

➤ Deflexiones inmediatas

Para el cálculo de deflexiones inmediatas, usamos los valores obtenidos en el programa ETABS, sin embargo, se le aplicará un factor igual a la relación entre la Inercia total y efectiva.

Deflexión Etabs CM = 0.298 cm Deflexión Etabs CV = 0.06 cm

- $Factor = \frac{450000.00}{193777.71} = 2.32$
- $\Delta_{inst. CM} = 0.298 * 2.32 = 0.69 \text{ cm}$
- $\Delta_{inst. CV} = 0.06 * 2.32 = 0.14 \text{ cm}$
- $\Delta_{inst. CV} (30\%) = 0.14 * 0.30 = 0.04 \text{ cm}$

➤ Deflexiones diferidas

La Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado plantea la siguiente expresión para el cálculo de las deflexiones diferidas:

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

Donde:

- $\lambda =$ Factor entre deflexión diferida y deflexión inmediata
- $\rho' =$ Cuantía de acero en compresión
- $\xi =$ parámetro que depende de la duración de la carga

Para el valor de ξ se tomó el valor de 2.0 relacionado a una aplicación de cargas de 2 años. Asimismo, la cuantía de acero en compresión es de 0.378%

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0068} = 1.49$$

- Carga muerta

$$\delta f \text{ cm} = \lambda * \delta i \text{ cm} = 1.03 \text{ cm}$$

- Carga viva (30%)

$$\delta f_{30\%cv} = \lambda * \delta i_{30\%cv} = 0.06 \text{ cm}$$

Después de calcular todas las deflexiones se procede a verificar que no sobrepasen el límite establecido en el artículo 9.6.2.6. de la norma E.060.

Tabla 47 : Comprobación de deflexiones

Elemento	Deflexión considerada	Deflexión calculada	Deflexión Límite
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata por carga viva	$\delta = \delta i_{100\%cv} = 0.20 \text{ cm}$	$\delta \text{ lim} = L / 360 = 664 / 360 = 1.84 \text{ cm}$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Suma de la deflexión diferida total y de la inmediata por carga viva	$\delta = \delta i_{100\%cv} + \delta f_{30\%cv} = 0.14 + 1.03 + 0.06 = 1.23 \text{ cm}$	$\delta \text{ lim} = L / 240 = 664 / 240 = 2.77 \text{ cm}$

A continuación, se muestra el esquema final de la viga V-02:

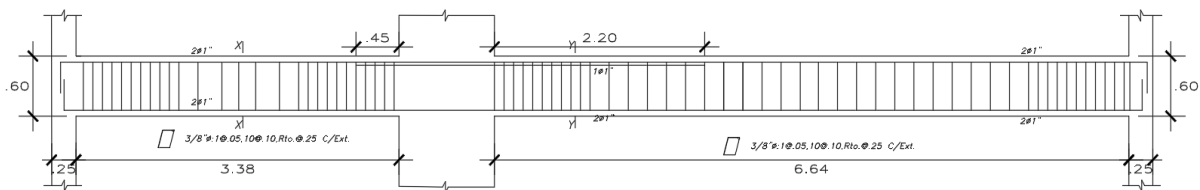


Figura 23: Diseño final de viga V-02

8.3. Ejemplo 2 de diseño de viga peraltada

A continuación, se muestra el ejemplo de diseño de la viga VPT-14 ubicada en el eje 01 de la planta de piso típico.

8.3.1. Metrado de cargas

Para realizar el metrado de cargas de la viga mencionada anteriormente, debemos considerar los siguientes valores, así como la presencia de tabiques en la dirección perpendicular al sentido del aligerado.

- Peso propio de la viga : 2.4 tn/m³
- Peso de piso terminado : 0.10 tn/m²
- Carga viga unitaria : 0.20 tn/m²
- Tabiquería : espesor = 15.00 cm ; altura= 2.35 cm

Teniendo en cuenta estas consideraciones generales se realiza el metrado de cargas muertas y vivas que actúan en la viga entre los tramos H-I

- Peso propio = 0.420 ton/m

- Carga tabiquería = 0.660 ton/m
- Carga del aligerado = 0.494 ton/m
- Carga muerta total = 1.574 ton/m
- Carga viva = 0.247 ton/m
- W último = 2.624 ton/m
- W servicio = 1.821 ton/m

8.3.2. Modelo estructural

A continuación, se muestra el modelo estructural de la viga VPT-14 con las cargas de tabiquería asignada en el programa Etabs.

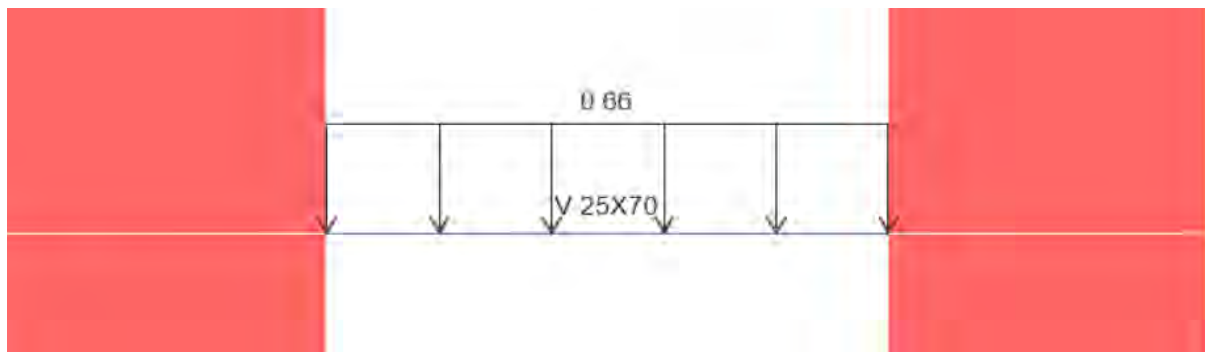


Figura 24: Modelo VPT-14 con cargas de tabiquería (ton)

Definido el modelo estructural y las cargas viva y muerta, se puede realizar los diagramas de fuerzas y momentos para cada caso de carga

8.3.3. Procedimiento de diseño

A continuación, se realiza los diseños por flexión y corte para la viga VPT-14, asimismo se realizará el corte longitudinal de fierro y se verificará que cumpla con los requerimientos mínimos del capítulo 21 de nuestra norma.

8.3.3.1. Diseño por flexión

. A continuación, se muestra dichos diagramas para las cargas muertas vivas y la envolvente de diseño.

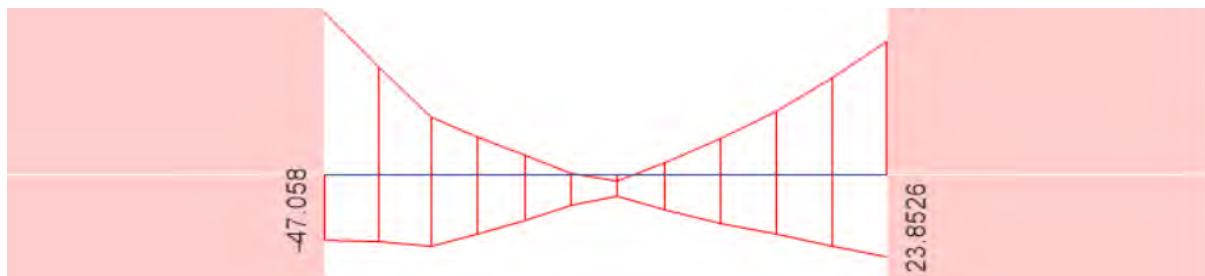


Figura 25: Diagrama de momento flector -Envolvente (ton-m)

Con los momentos obtenidos y con las hipótesis del diseño por flexión procedemos a realizar el cálculo de acero requerido y el acero colocado respectivamente.

Tabla 48 : Diseño por flexión

Momento (ton.m)	Acero requerido (cm ²)	Acero Colocado (cm ²)	Barras elegidas (cm ²)	ØMn (tn.m)
18.090	7.804	10.200	2Ø1"	23.211
-47.050	22.798	25.500	5Ø1"	51.087
23.850	10.286	10.200	2Ø1"	23.211
-36.670	17.023	20.400	4Ø1"	42.720

$$As_{min(-)} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 65}{4200} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$As_{m\acute{a}x} = \frac{0.75 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 25 \cdot 0.85 \cdot 0.588 \cdot 65}{4200} = 25.89 \text{ cm}^2$$

Observamos del diseño, que el acero colocado cumple con los límites de diseño exigidos por la Norma E.060.

- Corte de Fierro

Al igual que la viga VPT- 02, se analiza el corte de fierro y se obtiene:

Tabla 49 : Diseño por flexión

Momento (ton.m)	ØMn a cortar	Corte teórico (cm)	Corte real (cm)	Corte final (cm)
-46.770	23.211	84.00	148.00	150.00
-36.670	23.211	82.00	146.00	150.00

- Longitudes de anclaje

De acuerdo con la Norma Peruana E.060, dependiendo del diámetro de acero, se debe respetar las longitudes mínimas de anclaje tanto superior como inferior. De esta forma, teniendo bastones de 1", la longitud de anclaje mínima es de 1.20 y 1.50 para acero inferior y superior respectivamente.

8.3.3.2. Diseño por cortante

Se calcula el aporte del concreto a la resistencia a la fuerza cortante.

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 65 = 10.61 \text{ tn}$$

- Cortante mediante el diseño por capacidad

A continuación, se realiza el diseño por capacidad del tramo de viga.

Tabla 50 : Diseño por capacidad

Ln (m)	wm	wv	wu	Caso 1		Caso 2	
				Mnd (tn.m)	Mni (tn.m)	Mnd (tn.m)	Mni (tn.m)

$$\begin{array}{cccccccc}
 5.92 & 1.574 & 0.24 & 2.276 & 25.79 & 56.76 & 47.44 & 25.79 \\
 \hline
 \bullet & V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{25.79 + 56.76}{5.92} + \frac{2.276 \cdot 5.92}{2} = 20.68 \text{ tn} \\
 \bullet & V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{47.44 + 25.79}{5.92} + \frac{2.276 \cdot 5.92}{2} = 19.11 \text{ tn}
 \end{array}$$

De esta forma se obtiene que el valor de V_u obtenido en el tramo A-C por el diseño por capacidad es igual a 20.68 tn.

- Cortante por amplificación sísmica mediante

A continuación, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes obtenido para la combinación de carga: 1.25 (CM+CV)+2.5 SDY.

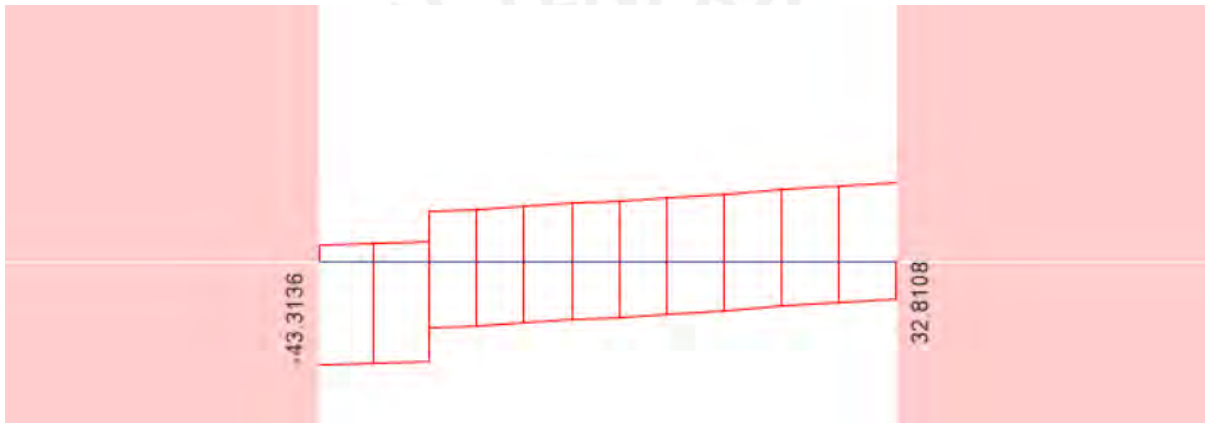


Figura 26: Diagrama de fuerza cortante amplificado 2.5

Se observa que el valor de la cortante obtenida a la cara es de 43.31 tn., sin embargo, debemos calcular la cortante a una distancia igual al peralte (d) de la cara. De esta manera obtenemos un valor V_u igual a 42.44 tn.

La norma indica que se elige el menor valor de V_u obtenido entre los casos de diseño por capacidad y amplificando la carga sísmica. Por lo cual elegimos el valor de V_u igual 20.68 tn.

Se observa también que este valor es superior a la resistencia al corte del concreto (ϕV_c), es decir $20.68 > 10.61$. Realizando los cálculos respectivos se halla la separación de estribos eligiendo armado simple con barras de 3/8" obtenemos separaciones de casi 19 cm. Asimismo, debido a que la viga tiene responsabilidad sísmica se debe cumplir con requerimientos de armado mínimo indicados en el artículo 21.4.4.4

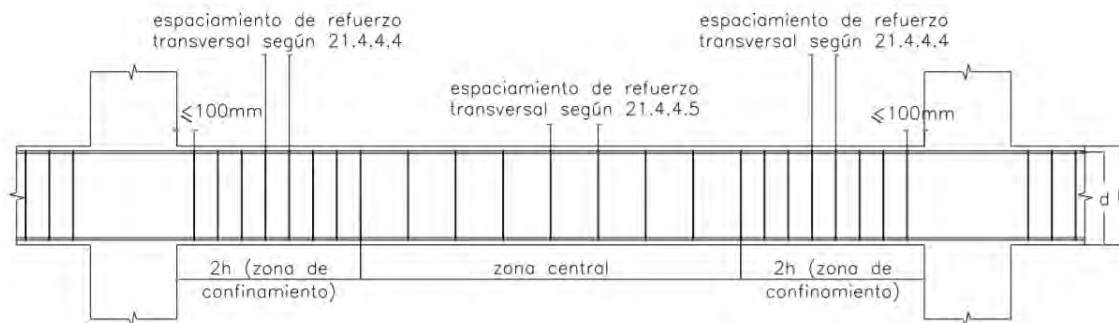


Figura 27: Requerimientos para vigas sísmicas

De esta forma calculamos los estribos mínimos en la zona de confinamiento eligiendo el espaciamento como el menor valor entre los siguientes criterios

Tabla 51 : Cálculo de estribos en zona de confinamiento

Un cuarto del peralte efectivo	$\frac{d}{4} = \frac{65}{4} = 16.25 \text{ cm}$
Diez veces el diámetro de la barra longitudinal	$10(1.91) = 19.1 \text{ cm}$
Veinticuatro veces el diámetro del estribo	$24(0.95) = 22.8 \text{ cm}$
30 cm	30 cm

Se elige un valor de 15 cm de separación en la zona de confinamiento ($2 \cdot d$), mientras que fuera de ella se colocan los estribos con una separación no menor a 0.5 veces el peralte efectivo, es decir cada 30 cm. El armado final de los estribos sería igual a:

$$3/8" \emptyset : 1@0.05, 12@0.15 \text{ Rto } @0.30 \text{ de } C/\text{Extremo}$$

8.3.4. Condiciones de servicio

8.3.4.1. Control de fisuraciones

De manera similar a lo desarrollado con la viga V-02, se procede a desarrollar el cálculo del control de fisuraciones en la sección más crítica de la viga.

Dato	Valor
Ms (ton.m)	13.83
d (cm)	65.00
As (cm ²)	25.50
dc (cm)	6.27

Se hallará el valor de Act:

$$N^{\circ} \text{ equivalente de barras} = \frac{\text{Area total}}{\text{Area máxima de barra}} = \frac{25.5}{5.1} = 5$$

$$Act = \frac{2 * 6.27 * 25}{5} = 62.70 \text{ cm}^2$$

Se halla el valor de fs en servicio:

$$fs = \frac{Ms}{0.9 * d * As} = \frac{13.83 * 10^5}{0.9 * 65 * 25.5} = 927.10 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente se halla “Z”:

$$Z = 927.10 * \sqrt[3]{6.27 * 62.70} = 6791.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Comparando con el valor de 26 KN/mm² = 26000 kg/cm², se puede concluir que Z es menor a lo estipulado y, por ende, la viga no presentará problema alguno de fisuración.

8.3.4.2. Control de deflexiones

Se realiza el control deflexiones en la zona crítica central de la viga analizada:

Cálculo del momento de agrietamiento

Se tiene:

$$Mcr = \frac{fr * Ig}{Yt}$$

Donde:

- Mcr = Momento de agrietamiento
- fr = resistencia del concreto a tracción por flexión
- Ig = Inercia bruta
- Yt = distancia del eje neutro a la fibra más alejada

Reemplazando con los datos de la sección:

$$Mcr = \frac{0.62 * \sqrt{210 * 10.2} * 25 * 70^3}{30 * 12 * 10^5} = 5.92 \text{ ton.m}$$

Del programa ETABS se obtiene un valor de 4.20 ton.m en condiciones de servicio, por lo que se puede asumir que la inercia efectiva es igual a la inercia total de la sección de viga:

- $I_{ef} = I_g$

➤ Deflexiones inmediatas

Para el cálculo de deflexiones inmediatas, usamos los valores obtenidos en el programa ETABS, sin embargo, se le aplicará un factor igual a la relación entre la Inercia total y efectiva, que para el acaso analizado vendría a ser igual a 1.

Deflexión Etabs CM = 0.068. cm

Deflexión Etabs CV = 0.013 cm

- $Factor = \frac{714583.33}{714583.33} = 1.00$
- $\Delta inst. CM = 0.068 * 1.00 = 0.068 \text{ cm}$
- $\Delta inst. CV = 0.013 * 1.00 = 0.013 \text{ cm}$
- $\Delta inst. CV (30\%) = 0.013 * 0.30 = 0.004 \text{ cm}$

➤ Deflexiones diferidas

La Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado plantea la siguiente expresión para el cálculo de las deflexiones diferidas:

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

Donde:

- $\lambda =$ Factor entre deflexión diferida y deflexión inmediata
- $\rho' =$ Cuantía de acero en compresión
- $\xi =$ parámetro que depende de la duración de la carga

Para el valor de ξ se tomó el valor de 2.0 relacionado a una aplicación de cargas de 2 años. Asimismo, la cuantía de acero en compresión es de 0.582%

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.00582} = 1.55$$

- Carga muerta

$$\delta f \text{ cm} = \lambda * \delta i \text{ cm} = 0.11 \text{ cm}$$

- Carga viva (30%)

$$\delta f 30\%cv = \lambda * \delta i 30\%cv = 0.01 \text{ cm}$$

Después de calcular todas las deflexiones se procede a verificar que no sobrepasen el límite establecido en el artículo 9.6.2.6. de la norma E.060.

Tabla 52 : Comprobación de deflexiones

Elemento	Deflexión considerada	Deflexión calculada	Deflexión Límite
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata por carga viva	$\delta = \delta i 100\%cv = 0.03 \text{ cm}$	$\delta \text{ lim} = L / 360 = 592/360 = 1.64 \text{ cm}$

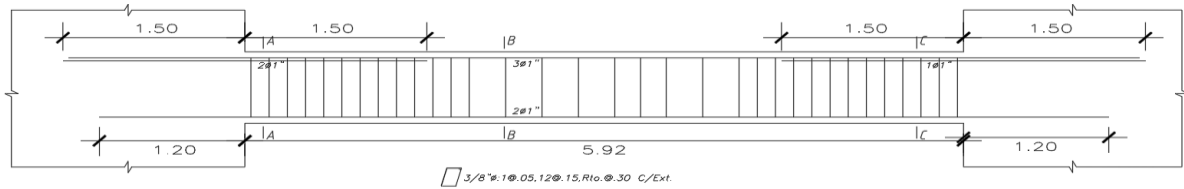
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes

Suma de la deflexión diferida total y de la inmediata por carga viva

$$\delta = \delta_i 100\%cv + \delta_f cm + \delta_f 30\%cv = 0.01 + 0.11 + 0.01 = 0.13 cm$$

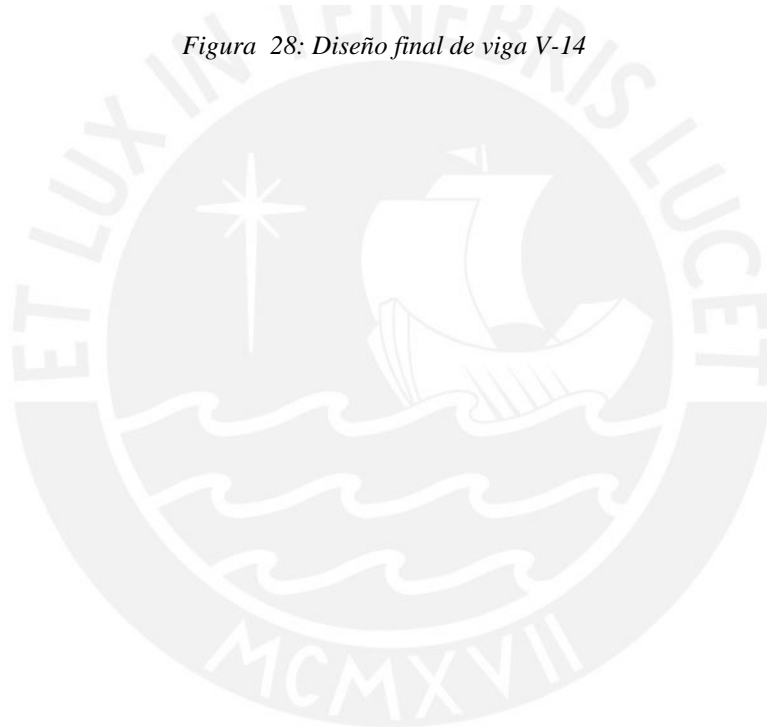
$$\delta_{lim} = L / 240 = 592 / 240 = 2.47 cm$$

A continuación, se muestra el esquema final de la viga V-14:



VIGA VPT-14 (.25x.70)

Figura 28: Diseño final de viga V-14



9.1. Generalidades

Las columnas, en términos generales, son elementos estructurales verticales que soportan cargas de gravedad y sísmicas provenientes de las vigas y que son llevadas hasta las cimentaciones de una estructura. Debido a que el proyecto analizado cuenta con una buena densidad de placas en ambas direcciones que absorben casi la totalidad de cargas sísmicas, las columnas trabajan básicamente por cargas de gravedad. De acuerdo con la Norma E.060, las columnas se diseñan por flexocompresión y cortante, asimismo, se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

- La cuantía de acero debe encontrarse entre los valores 1 a 6%, asimismo, cuando se requiera una cuantía mayor a 4%, se debe incluir detalles constructivos de la unión viga- columna.
- Se debe tener una relación entre las dimensiones de la sección no menor a 0.4
- Se debe contar con una resistencia a la compresión del concreto mayor o igual a $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- La dimensión menor de una sección de columna será de 25 cm.

9.2. Efectos de esbeltez

Se debe realizar una verificación de pandeo en los elementos tipo columnas, para cual debemos hallar el valor de carga crítica de pandeo “Pcr” y compararlo con el valor de $1.66P_u$ (Carga axial amplificada). En caso de obtener un valor de “Pcr” mayor a $1.66P_u$ no será necesario considerar efectos de segundo orden.

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * \frac{0.4}{1 + \beta d} * I_g \approx \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * (0.225 * I_g)$$

Donde:

- E: módulo de elasticidad del concreto
- I_g : Inercia bruta de la sección de columna
- h: altura libre de la columna

9.3. Diseño por flexocompresión

Para realizar el diseño por flexocompresión, nos apoyamos en una herramienta de análisis estructural llamada “diagrama de interacción”. Esta herramienta consiste en generar una curva a través del análisis de una sección de columna en la cual se obtienen relaciones entre fuerzas axiales y momentos flectores. Luego, se debe multiplicar los valores obtenidos por los coeficientes o factores establecidos en la Norma E.060 para finalmente verificar que todos los puntos obtenidos de las combinaciones de cargas últimas se encuentren dentro del diagrama.

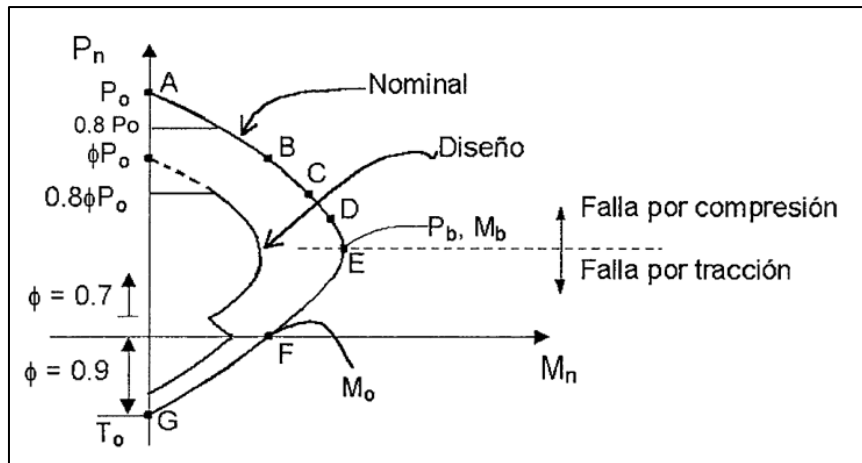


Figura 29: Puntos notables en un diagrama de interacción

9.4. Diseño por cortante

EL diseño por corte se encuentra referenciado en el artículo 11.3.1.2 de la Norma E.060. En primer lugar, se debe conocer la resistencia del concreto al corte mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

- Nu= Fuerza axial máxima en la columna
- Ag= Área bruta de la sección de columna
- b= Espesor de columna
- d= Ancho de columna

Asimismo, para el refuerzo por corte, se usarán estribos los cuales brindarán aporte o resistencia al corte. Se usarán las siguientes expresiones para calcular el espaciamiento y la resistencia que se requiere.

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

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

Donde:

- Vu = Cortante último
- Av= Área de los estribos
- D= Peralte efectivo
- Vs = Resistencia al corte de los estribos

Finalmente, se debe tener en cuenta el capítulo 21 de la Norma E.60 en la cual menciona los requisitos de las columnas en sistemas aporticados y sistemas de muros estructurales. A

continuación, se mencionan los principales requisitos para las columnas en sistemas de muros estructurales (2019).

- Se debe calcular el valor de la fuerza cortante última como el menor valor de los valores obtenidos entre los puntos a y b.

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 1.4.2 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5

- Se debe brindar, para ambos extremos de una columna, zona de estribos por confinamiento donde el espaciamiento (S_o) y la longitud de confinamiento (L_o) cumplan con los requisitos mínimos brindados a continuación.

Para obtener la longitud de confinamiento (L_o), se elige el mayor valor de los siguientes puntos

- a) Sexta parte de la luz libre
- b) Mayor dimensión de la sección transversal
- c) 50cm

Para obtener el valor de la separación de estribos (S_o), se elige el menor valor de los siguientes puntos

- a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- b) Mitad de la menor dimensión de la sección transversal
- c) 10cm

A continuación, se muestra un resumen esquemático del armado de los estribos brindado en las diapositivas de curso de Concreto Armado 2.

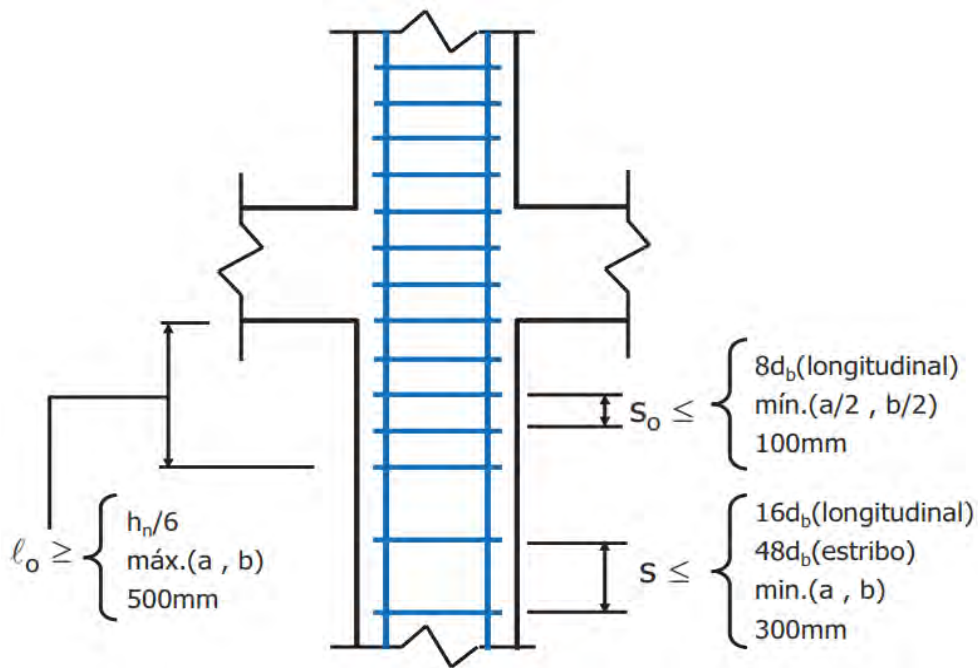


Figura 30: Armado de estribos para el diseño sísmico

9.5. Ejemplo 1 de diseño de columna.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la columna C-03 (30x70 cm) ubicada entre los ejes 4-C para el primer nivel de entrepiso.

9.5.1. Análisis estructural

Se muestran las cargas de gravedad y sísmicas obtenidas con ayuda del programa Etabs.

Tabla 53 : Cargas obtenidas del análisis estructural

Caso de carga	P (tn)	V _x (tn)	V _y (tn)	M _x (tn.m)	M _y (tn.m)
CM	-178.17	0.46	-2.17	-2.46	0.43
CV	-33.85	0.06	-0.38	-0.43	0.05
Sismo X	26.08	0.44	1.60	2.64	1.21
Sismo Y	45.90	3.02	0.20	0.35	7.67

Asimismo, se realiza las combinaciones de cargas últimas y se obtiene:

Tabla 54 : Combinaciones de cargas últimas

Combinación	P (tn)	M _x (tn.m)	M _y (tn.m)
1.4CM+1.7CV	306.98	0.69	-4.18
1.25(CM+CV) +CSX	291.11	1.81	-0.98
1.25(CM+CV)-CSX	238.94	-0.60	-6.25
0.9CM+CSX	186.44	1.59	0.42
0.9CM-CSX	134.27	-0.82	-4.85
1.25(CM+CV) +CSY	310.92	8.28	-3.26
1.25(CM+CV)-CSY	219.12	-7.07	-3.97
0.9CM+CSY	206.25	8.06	-1.86
0.9CM-CSY	114.45	-7.29	-2.57

9.5.2. Verificación de efectos de esbeltez

A continuación, se realiza la verificación de efectos de esbeltez de acuerdo con lo descrito en el apéndice 9.2.

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * \frac{0.4}{1 + \beta d} * I_g \approx \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * (0.225 * I_g)$$

Donde:

- $h = 2.85 \text{ m}$
- $E = 2170000 \text{ tn/m}^2$
- $I_g = 0.008575 \text{ m}^2$

Reemplazando:

$$\phi P_{cr} = 0.7 * \frac{\pi^2}{2.85^2} * 2170000 * (0.225 * 0.008575) = 654.08 \text{ tn}$$

$$\frac{\phi P_{cr}}{P_u} = \frac{654.08}{310.92} = 2.10$$

Debido a que la relación entre ϕP_{cr} y P_u es mayor 1.66, se puede afirmar que la columna no tendrá efectos considerables por pandeo.

9.5.3. Diseño por flexocompresión

De los resultados de carga última obtenidos, se observa que las columnas trabajan casi en su totalidad por cargas de gravedad y no tanto por sollicitaciones sísmicas, asimismo se observa que los valores de carga axial predominan sobre las cargas de momento flector. Por lo tanto, se empezó realizando un predimensionamiento con una cuantía de 1% de acero longitudinal, sin embargo, existían puntos de las combinaciones últimas que no se encontraban dentro del diagrama de interacción. Se consideró el siguiente arreglo de acero longitudinal.

$$As_{instalado} = 10 \text{ } \emptyset 1" = 51.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{inst} = \frac{51.00 \text{ cm}^2}{30.00 \text{ cm} \times 70.00 \text{ cm}} * 100\% = 2.43\% \geq 1.00\%$$

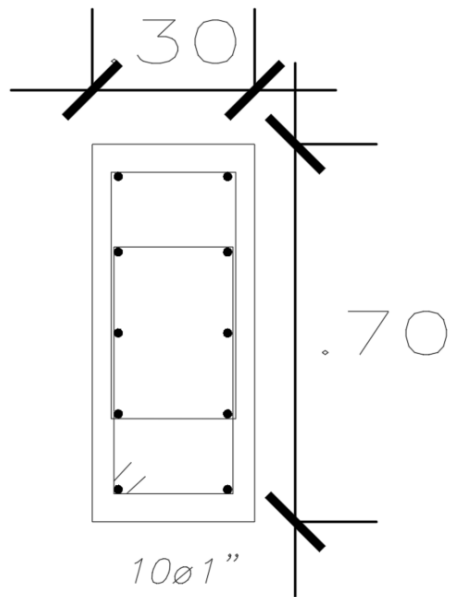


Figura 31: Sección transversal de columna C-03

Definida la sección, podemos obtener los diagramas de interacción para cada una de las direcciones de análisis

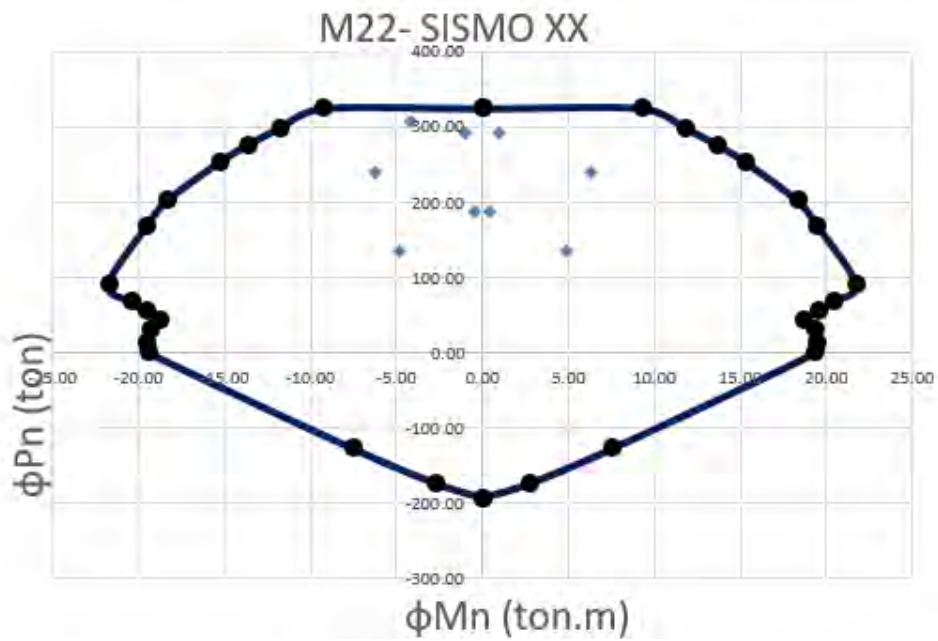


Figura 32: Diagrama de interacción de la columna C-03 XX

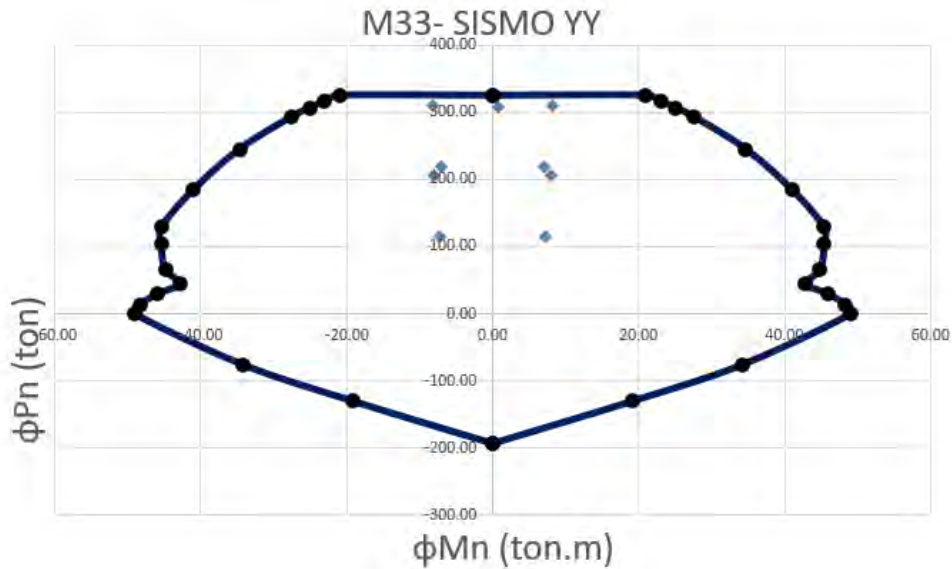


Figura 33: Diagrama de interacción de la columna C-03 YY

Como se observa, todos los puntos de las combinaciones caen dentro del diagrama de interacción, por lo que el diseño por flexocompresión considerando el armado inicial es aceptable. Se realizará la verificación de forma similar para los superiores hasta llegar a una cuantía mínima de 1%.

9.5.4. Diseño por cortante

Como se había mencionado, se debe calcular la cortante última de las dos formas mencionadas previamente.

- Fuerza cortante obtenida mediante capacidad

En primer lugar, se debe conocer los momentos nominales inferior y superior. Nos apoyaremos en el diagrama nominal de interacción y se calculará aproximadamente los momentos nominales superior e inferior. A continuación, se muestra el diagrama de interacción con el cálculo gráfico del momento nominal máximo.

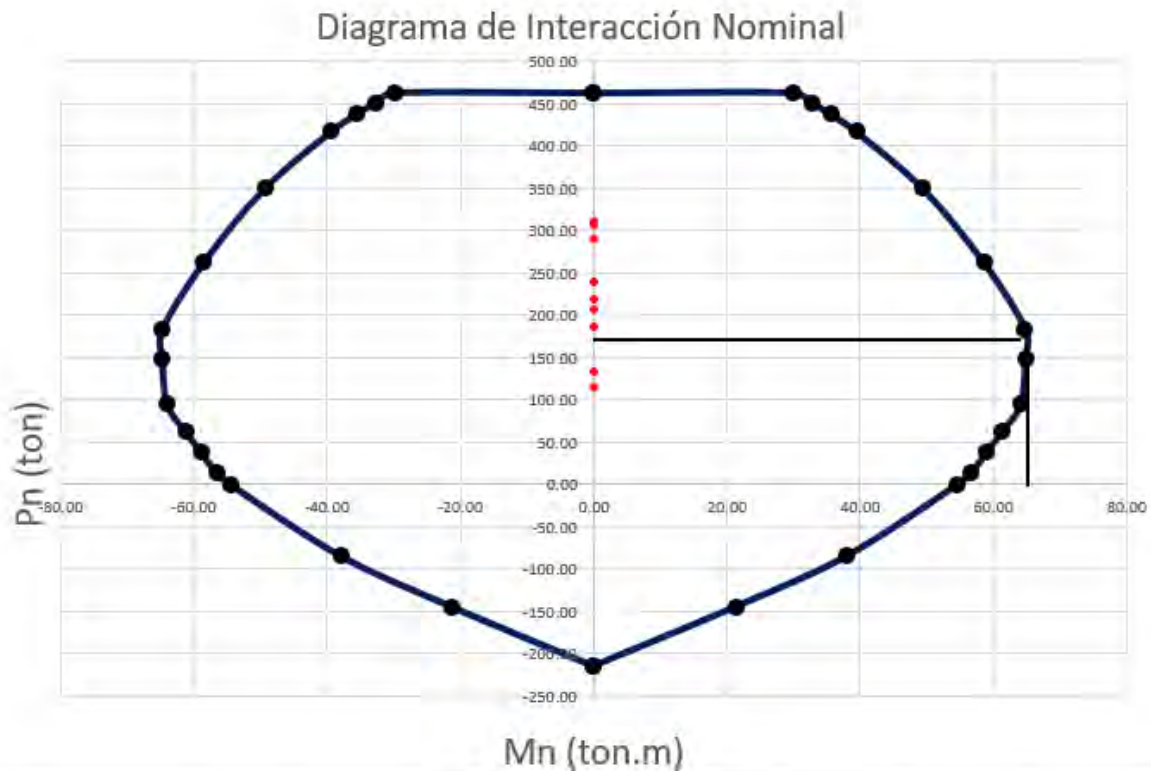


Figura 34: Diagrama de Interacción nominal de columna C-03

De esta forma tenemos que el momento nominal M_n es aproximadamente igual a 65.00 ton.m, entonces el valor de cortante ultima V_u será:

$$V_u = \frac{65.00 + 65.00}{2.35} = 55.32 \text{ tn}$$

- Fuerza cortante obtenida por amplificar el sismo 2.5

Para obtener las cortantes amplificando el sismo por 2.5 se aplica la siguiente fórmula:

$$V_u = 1.25 * V_{cm} + 1.25V_{cv} + 2.5V_{cs}$$

Asimismo, se obtiene los valores de cortante para cada una de las direcciones analizadas, los datos son los siguientes:

Tabla 55 : Fuerzas cortantes para cada caso de carga

Carga	Dirección X-X	Dirección Y-Y
V_{cm}	2.17	0.46
V_{cv}	0.38	0.06
V_{sismo}	1.60	3.02

Es necesario mencionar que la cortante producida por el sismo debe ser tomada en ambas direcciones, es decir, considerando sentido positivo y negativo. Con estos valores se obtiene que la cortante máxima ultima es considerando la dirección Y:

$$Vu = 1.25 * 0.46 + 1.25 * 0.06 + 2.5 * 3.02 = 8.20 \text{ tn.}$$

Por lo tanto, se tiene que el valor de la fuerza cortante última es de 8.20 tn obtenida mediante la amplificación de la fuerza sísmica.

Ahora, se debe calcular el aporte del concreto para verificar si es necesario el refuerzo mediante estribos cerrados

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{306.98 * 1000}{140 \cdot 30 \cdot 70}\right) \cdot 30 \cdot 64 = 25.62 \text{ tn}$$

Como $\phi V_c > Vu$ no se necesitaría estribos, pero según los lineamientos de confinamiento en columnas brindado en el capítulo 21 para columnas en sistemas de muros estructurales, tenemos:

- La longitud de zona de confinamiento (L_s) debe ser mayor a los siguientes valores

- a) $L_n/6 = 235/6 = 39.17 \text{ cm}$
- b) Mayor dimensión de columna = 70.00 cm
- c) 50 cm

De esta forma L_s es igual a 70.00 cm

- La separación de estribos (S) en la zona de confinamiento debe ser menor a los siguientes valores.

- a) 8 veces diámetro de barra = $8 * 2.54 = 20.32 \text{ cm}$
- b) Mitad de la menor dimensión de columna = 15.00 cm
- c) 10 cm

De esta forma S en la zona de confinamiento es 10 cm

- La separación de estribos (S) fuera de la zona de confinamiento debe ser menor a los siguientes valores.

- a) 16 veces diámetro de barra = $16.00 * 2.54 = 40.64 \text{ cm}$
- b) Menor valor de la dimensión de la sección = 30.00 cm
- c) 30 cm

De esta forma el valor de S fuera de la zona de confinamiento es de 30.00 cm

Finalmente, se muestra la sección de la columna C-03:

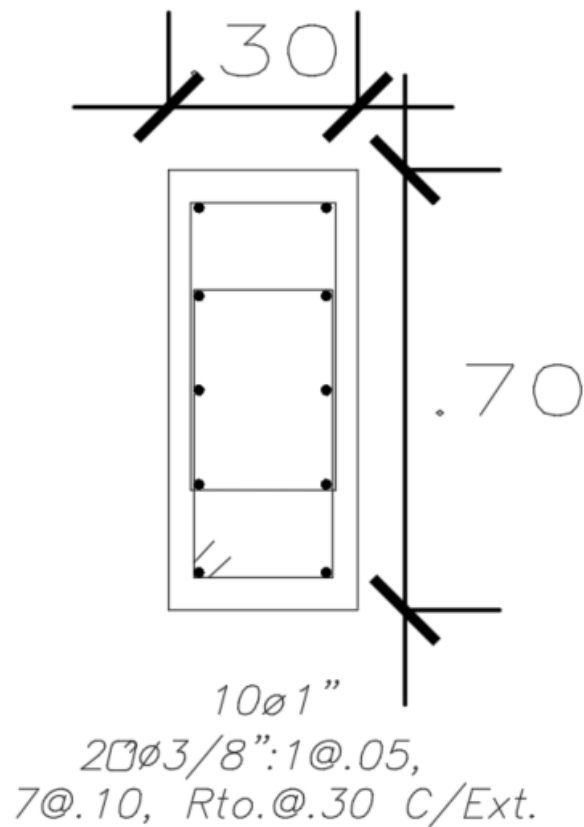


Figura 35: Diseño final de columna C-03

9.6. Ejemplo 2 de diseño de columna

A continuación, se realizará el diseño de la columna C-04 (30x60 cm) ubicada entre los ejes 4-F para el primer nivel de entrespacio.

9.6.1. Análisis estructural

Se muestran las cargas de gravedad y sísmicas obtenidas con ayuda del programa Etabs.

Tabla 56 : Cargas obtenidas del análisis estructural

Caso de carga	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
CM	132.58	-0.59	-0.55	-0.62	-0.70
CV	29.64	-0.15	-0.12	-0.13	-0.18
Sismo X	16.20	0.38	1.39	2.36	0.88
Sismo Y	27.98	2.11	0.22	0.34	5.09

Asimismo, se realiza las combinaciones de cargas últimas y se obtiene:

Tabla 57 : Combinaciones de cargas últimas

Combinación	P (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
1.4CM+1.7CV	236.00	-1.28	-1.09
1.25(CM+CV) +CSX	218.98	-0.23	1.42

1.25(CM+CV)-CSX	186.57	-1.98	-3.30
0.9CM+CSX	135.52	0.24	1.80
0.9CM-CSX	103.12	-1.51	-2.92
1.25(CM+CV) +CSY	230.76	3.99	-1.09
1.25(CM+CV)-CSY	174.79	-6.19	-0.60
0.9CM+CSY	147.30	4.46	-1.28
0.9CM-CSY	91.34	-5.72	-0.22

9.6.2. Verificación de efectos de esbeltez

Se realiza la verificación de efectos de esbeltez de acuerdo con lo descrito en el apéndice 9.2.

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * \frac{0.4}{1 + \beta d} * I_g \approx \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * (0.225 * I_g)$$

Donde:

- $h = 2.85 \text{ m}$
- $E = 2170000 \text{ tn/m}^2$
- $I_g = 0.00135 \text{ m}^2$

Reemplazando:

$$\phi P_{cr} = 0.7 * \frac{\pi^2}{2.85^2} * 2170000 * (0.225 * 0.00135) = 560.64 \text{ tn}$$

$$\frac{\phi P_{cr}}{P_u} = \frac{560.64}{236.00} = 2.37$$

Debido a que la relación entre ϕP_{cr} y P_u es mayor 1.66, se puede afirmar que la columna no tendrá efectos considerables por pandeo.

9.6.3. Diseño por flexocompresión

De los resultados de carga última obtenidos, se observa que las columnas trabajan casi en su totalidad por cargas de gravedad y no tanto por solicitaciones sísmicas, asimismo se observa que los valores de carga axial predominan sobre las cargas de momento flector. Por lo tanto, se empezó realizando un predimensionamiento con una cuantía de 1% de acero longitudinal, sin embargo, existían puntos de las combinaciones últimas que no se encontraban dentro del diagrama de interacción. Se consideró el siguiente arreglo de acero longitudinal.

$$As_{instalado} = 4 \text{ } \emptyset 1" + 4 \text{ } \emptyset 3/4" = 31.76 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{inst} = \frac{31.76 \text{ cm}^2}{30.00 \text{ cm} \times 60.00 \text{ cm}} * 100\% = 1.76\% \geq 1.00\%$$

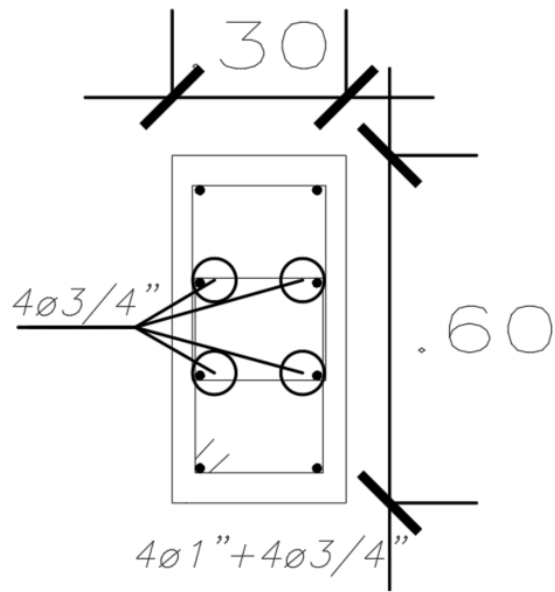


Figura 36: Sección transversal de columna C-04

Definida la sección, podemos obtener los diagramas de interacción para cada una de las direcciones de análisis.

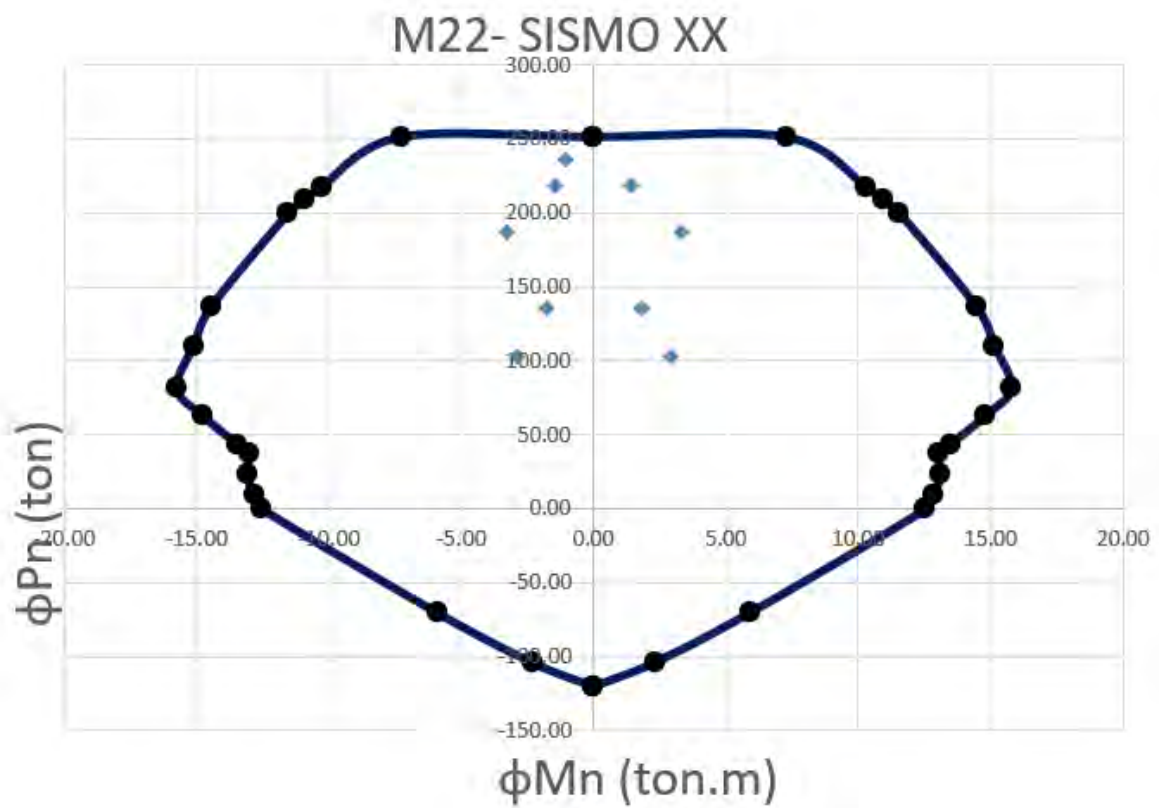


Figura 37: Diagrama de interacción de la columna C-04 XX

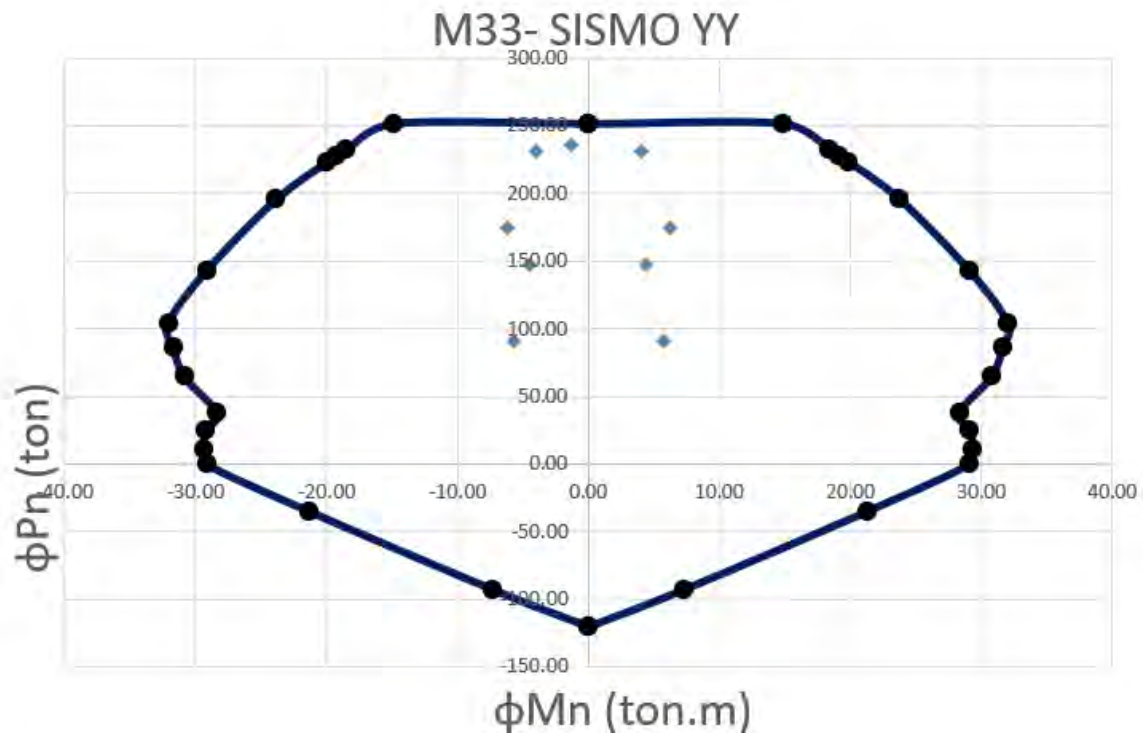


Figura 38: Diagrama de interacción de la columna C-04 YY

Como se observa, todos los puntos de las combinaciones caen dentro del diagrama de interacción, por lo que el diseño por flexocompresión considerando el armado inicial es aceptable. Se realizará la verificación de forma similar para los superiores hasta llegar a una cuantía mínima de 1%.

9.6.4. Diseño por cortante

- Fuerza cortante obtenida mediante capacidad

A continuación, obtenemos la fuerza cortante mediante el diseño por capacidad.

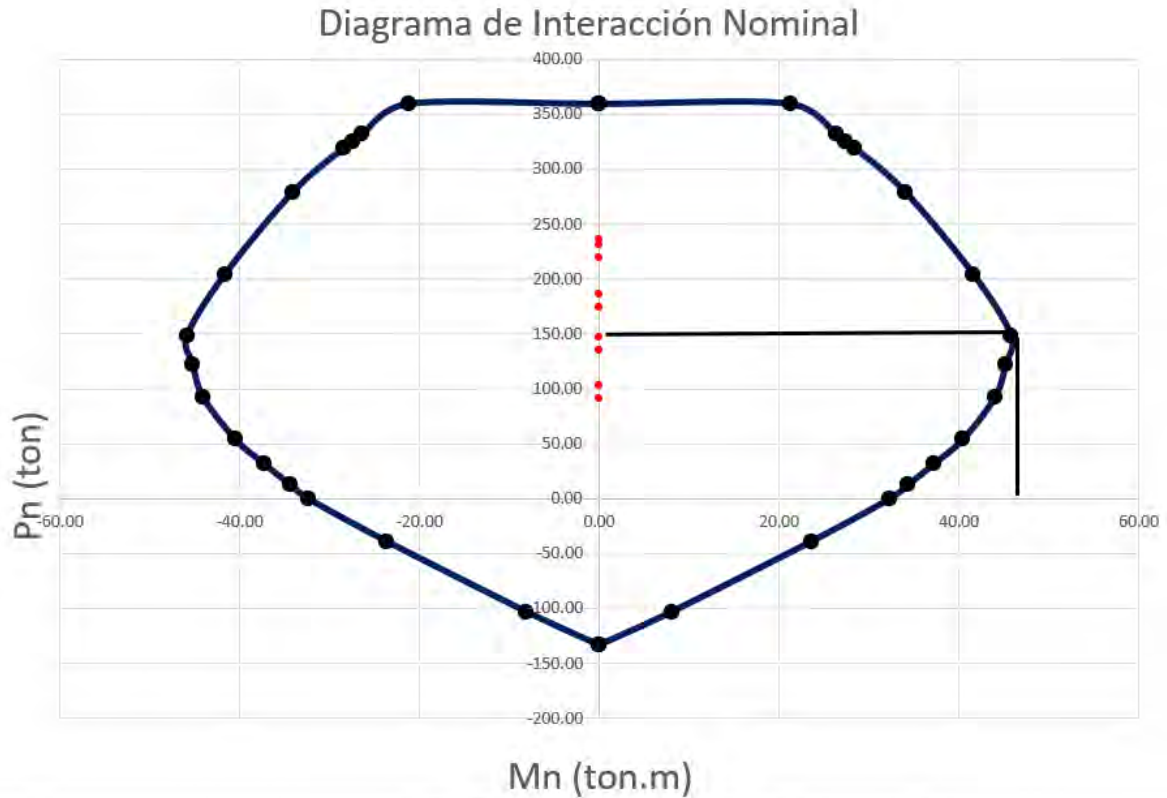


Figura 39: Diagrama de Interacción nominal de columna C-04

De esta forma tenemos que el momento nominal M_n es aproximadamente igual a 45.00 ton.m, entonces el valor de cortante ultima V_u será:

$$V_u = \frac{45.00 + 45.00}{2.45} = 36.73 \text{ tn}$$

- Fuerza cortante obtenida por amplificar el sismo 2.5

Para obtener las cortantes amplificando el sismo por 2.5 se aplica la siguiente fórmula:

$$V_u = 1.25 * V_{cm} + 1.25V_{cv} + 2.5V_{cs}$$

Asimismo, se obtiene los valores de cortante para cada una de las direcciones analizadas, los datos son los siguientes:

Tabla 58 : Fuerzas cortantes para cada caso de carga

Carga	Dirección X-X	Dirección Y-Y
V_{cm}	0.40	0.60
V_{cv}	0.08	0.15
V_{sismo}	0.98	1.98

Es necesario mencionar que la cortante producida por el sismo debe ser tomada en ambas direcciones, es decir, considerando sentido positivo y negativo. Con estos valores se obtiene que la cortante máxima ultima es considerando la dirección Y:

$$Vu = 1.25 * 0.60 + 1.25 * 0.15 + 2.5 * 1.98 = 5.88 \text{ tn.}$$

Por lo tanto, se tiene que el valor de la fuerza cortante última es de 5.88 tn obtenida mediante la amplificación de la fuerza sísmica.

Ahora, se debe calcular el aporte del concreto para verificar si es necesario el refuerzo mediante estribos cerrados

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{236.00 * 1000}{140 \cdot 30 \cdot 60} \right) \cdot 30.00 \cdot 54.00 = 20.48 \text{ tn}$$

Como $\emptyset V_c > Vu$ no se necesitaría estribos, pero según los lineamientos de confinamiento en columnas brindado en el capítulo 21 para columnas en sistemas de muros estructurales, tenemos:

- La longitud de zona de confinamiento (L_s) debe ser mayor a los siguientes valores
- d) $L_n/6 = 245/6 = 40.83 \text{ cm}$
- e) Mayor dimensión de columna = 60.00 cm
- f) 50 cm

De esta forma L_s es igual a 60.00 cm

- La separación de estribos (S) en la zona de confinamiento debe ser menor a los siguientes valores.
- d) 8 veces diámetro de barra = $8 * 2.54 = 20.32 \text{ cm}$
- e) Mitad de la menor dimensión de columna = 12.50 cm
- f) 10 cm

De esta forma S en la zona de confinamiento es 10 cm

- La separación de estribos (S) fuera de la zona de confinamiento debe ser menor a los siguientes valores.
- d) 16 veces diámetro de barra = $16.00 * 2.54 = 40.64 \text{ cm}$
- e) Menor valor de la dimensión de la sección = 30.00 cm
- f) 30 cm

De esta forma el valor de S fuera de la zona de confinamiento es de 30.00 cm

Finalmente, se muestra la sección de la columna C-01:

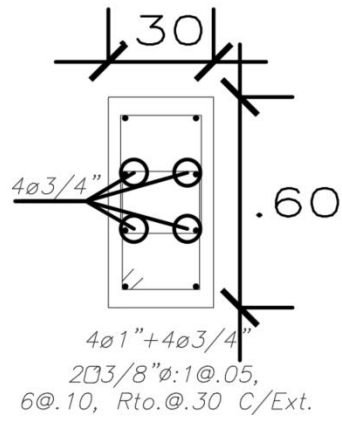


Figura 40: Diseño final de columna C-04



10.1. Generalidades

Las placas o muros de concreto, al igual que las columnas, son elementos estructurales verticales que transmiten cargas de gravedad y sísmicas hacia los elementos de cimentación. Poseen como característica tener gran rigidez y resistencia, lo cual brinda a la edificación un buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas que generan grandes momentos flectores. A continuación, se describirán algunas consideraciones que la Norma E.060 presenta en los capítulos 11 y 14.

- El espesor mínimo de una placa o muro de corte debe ser el mayor de los siguientes valores:

- ✓ 15 cm.
- ✓ 1/20 veces la altura libre del muro

- Las cuantías mínimas de acero vertical y horizontal dependen de la fuerza cortante última (V_u) y se calcularán mediante las siguientes expresiones:

- ✓ $V_u < 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

$$\rho_h \geq 0.0020$$

- ✓ $V_u > 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$\rho_v = \text{máximo} \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.55 - \frac{hm}{lm} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right\}$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

- Cuando la relación hm/lm , donde “ hm ” es la altura total del muro y “ lm ” es la longitud del muro resulta menor o igual 2, la cuantía de acero vertical no debe ser menor que la cuantía de acero horizontal.
- La separación del refuerzo vertical y horizontal será igual al menor valor entre tres veces el espesor del muro y 40 cm.

10.2. Diseño por flexocompresión

De manera similar al diseño realizado en columnas, se realizará el diseño por flexocompresión utilizando la herramienta del diagrama de interacción. Para ello, partiremos una sección de refuerzo con cuantías mínimas e iremos iterando hasta verificar que todos los puntos de cargas axiales y momentos últimos (M_u , P_u) se encuentren dentro del diagrama de interacción. Asimismo, se tratará de obtener las secciones más óptimas verificando que los puntos calculados se encuentren lo más cerca al límite del diagrama.

10.3. Diseño por Cortante

Para realizar el diseño o verificación por cortante según la Norma E.060 se tiene las siguientes consideraciones:

- La resistencia o aporte de concreto al corte se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde: b = espesor de la placa

d = longitud efectiva de la placa (d=0.8·long. total)

Para calcular el valor de α la Norma E.060 en su acápite 11.10.5 establece los siguientes límites:

$$\alpha = 0.80; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

- Cuando se obtenga que la fuerza cortante última sea mayor a la resistencia que aporta el concreto ($V_u > \phi V_c$), el aporte del acero se calcula mediante la siguiente expresión:

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

- La Norma E.060 establece un límite a la resistencia nominal ($V_n = V_c + V_s$)

$$V_{n\text{máx}} = 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

- Se debe realizar una amplificación a la fuerza cortante última (V_u) mediante el diseño por capacidad en flexión instalada en la placa mediante la siguiente expresión:

$$V_u' = V_u \cdot \frac{M_n}{M_u}$$

Siendo V_u y M_u el cortante y momentos amplificados del análisis estructural y M_n el momento nominal resistente del muro, calculado con el acero instalado, asociados a la carga P_u de sismo. El factor de amplificación (M_n/M_u) debe ser menor que el factor de reducción “R” utilizado en la determinación de fuerzas laterales de sismo.

Asimismo, el diseño por capacidad debe ser realizado en una altura no menor al mayor valor entre:

- ✓ Longitud total del muro
- ✓ $\frac{M_n}{4 \cdot M_u}$
- ✓ Altura de los dos primeros pisos

10.4. Elementos de Borde o zonas de confinamiento

Los elementos de borde en la zona de compresión deberán ser confinados cuando la profundidad del eje neutro “c” exceda el valor de “c lim.”:

$$c \geq \frac{lm}{600 \cdot (\delta u/hm)}$$

Donde:

- lm : longitud del muro en el plano horizontal
- hm : la altura del muro
- δu : desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro. $\frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$

Cuando se requieran núcleos confinados, el refuerzo deberá extenderse verticalmente una distancia mayor al máximo valor entre:

$$\text{máx.} \geq \begin{cases} lm \\ 0.25Mu/Vu \end{cases}$$

Asimismo, el elemento de borde se deberá extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor al máximo valor entre:

$$\text{máx.} \geq \begin{cases} c - 0.1lm \\ c/2 \end{cases}$$

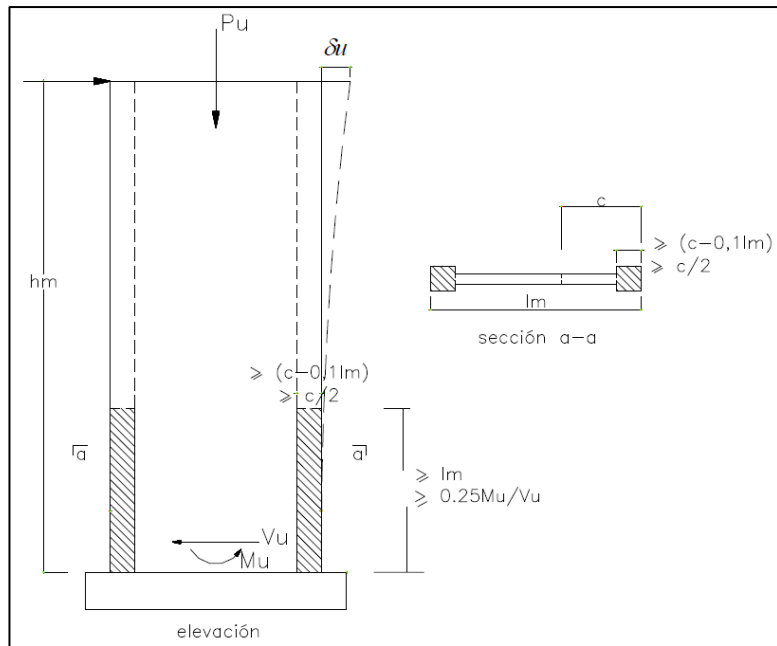
También, el espaciamiento “s” dentro del núcleo confinado no debe ser mayor al menor valor entre:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 25 cm

De igual forma, se debe tener en cuenta lo que establece el acápite 21.9.7.6 de la Norma E.060 para elementos que requieran núcleos confinados:

- El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 30 cm dentro de la zapata o losa de cimentación.
- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

A continuación, se resumen los parámetros previamente mencionados referente a elementos confinados de borde en muros estructurales:



10.5. Ejemplo 1 de diseño de placa

A manera de ejemplo se realizará el diseño completo de la placa P-12 que se encuentra ubicada entre los ejes 1-E ; F

10.5.1. Análisis estructural

Se obtienen los siguientes resultados de cargas sísmicas y de gravedad en el primer nivel:

Tabla 59 : Resultados del análisis estructural.

Caso de carga	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
CM	161.54	0.00	2.96	0.00	-5.52
CV	22.02	0.00	0.42	0.00	-1.42
Sismo X-X	9.23	0.47	19.84	3.06	134.72
Sismo Y-Y	55.14	0.05	71.05	0.33	528.09

Asimismo, podemos obtener las combinaciones de carga estipulado en la Norma E.060.

Tabla 60: Resultados de las combinaciones de carga

Combinaciones	P (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
1.4CM+1.7CV	263.59	0.00	-10.14
1.25(CM+CV) +CSX	238.68	3.06	126.04
1.25(CM+CV)-CSX	220.21	-3.06	-143.39
0.9CM+CSX	154.62	3.06	129.75
0.9CM-CSX	136.15	-3.07	-139.68
1.25(CM+CV) +CSY	284.59	0.33	519.41
1.25(CM+CV)-CSY	174.30	-0.33	-536.76
0.9CM+CSY	200.53	0.33	523.12
0.9CM-CSY	90.24	-0.34	-533.06

10.5.2. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, empezamos planteando una sección típica y con las cuantías mínimas para los núcleos (1%) de 45 cm y para el alma de la placa (0.0025). Sin embargo, los puntos de las combinaciones resultaban fuera del diagrama de interacción.

Para los núcleos confinados, se eligieron 8 barras de 3/4" distribuidos en una longitud de 0.45 m en ambos extremos. Mientras que para el alma de la placa, se eligió colocar barras 3/8" cada 20 cm.

A continuación, se muestra la sección de la placa obtenida mediante el programa Etabs.

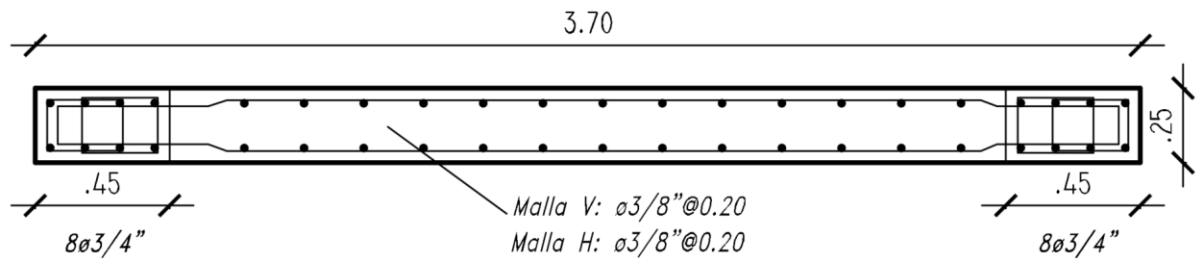


Figura 41: Sección transversal de la placa P-12

Asimismo, se obtuvo los diagramas de interacción con las combinaciones de carga última.

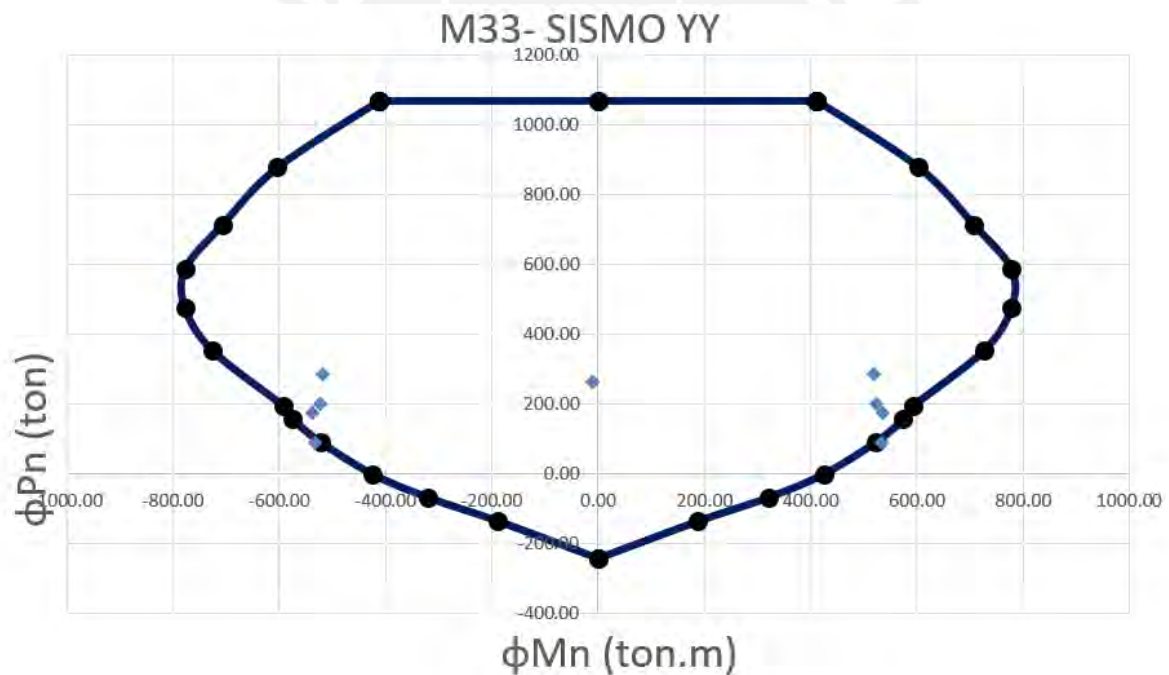


Figura 42: Diagrama de Interacción PL-12 (M33-SYY)

Como se observa en la gráfica, los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de Interacción y casi al límite, lo cual es bueno ya que implica que el diseño es eficiente.

Asimismo, se debe verificar si la placa requiere de núcleos de confinamiento en los extremos, para lo cual contamos con los siguientes valores:

- $l_m = 3.70 \text{ m}$
- $\delta u = 24.43 \cdot 0.85 \cdot 5.4 = 112.13 \text{ mm}$
- $h_m = 21.35 \text{ m}$

Dado que $\delta u/hm = 0.0053$, se tomará este valor. Entonces, para el cálculo del Clim se tiene:

- $clim = \frac{lm}{600 \cdot \frac{\delta u}{hm}}$
- $clim = \frac{370}{600 \cdot 0.0053} = 1.17 \text{ m}$

Ahora, para calcular el valor de “c” del bloque de compresiones nos ayudamos de la hoja de cálculo planteado para el diagrama de Interacción, buscando que el valor de $P_u = 238.68 \text{ ton}$, de esta forma se obtiene el valor de $C = 81.18 \text{ cm}$, mientras que para el valor de $M_u = 536.76$ se obtiene un valor de $C = 44.96$. Por lo que el valor de “C” es igual a 81.18 cm .

Comparando este último valor de C con el valor de “C lim”, se concluye que la Placa P-12 no requiere núcleos de confinamiento.

Sin embargo, se calculará los valores mínimos de borde de confinamiento para ver si lo planteado inicialmente cumple con ello.

Se debe cumplir que el valor de longitud de núcleo de confinamiento no sea menor al mayor valor de los siguientes cálculos:

$$\left\{ \begin{array}{l} c - 0.1lm = 0.8118 - 0.1 \cdot 3.70 = 0.442 \text{ m} \\ \frac{c}{2} = \frac{0.8118}{2} = 0.406 \text{ m} \end{array} \right.$$

Se observa que el valor inicial de 0.45 m cumple con la longitud mínima de confinamiento requerida.

10.5.3. Diseño por cortante

La cortante última obtenida de las combinaciones de carga es:

$$V_u = 75.27 \text{ tn}$$

Este valor deberá ser amplificado según los requerimientos por capacidad en una longitud vertical no menor al mayor de los siguientes valores.

- $lm = 3.70 \text{ m}$
- $\frac{M_n}{4 \cdot V_u} = 1.78 \text{ m}$
- Altura de 2 pisos = 6.1 m

De tal forma, se debe realizar el diseño por capacidad en por lo menos una altura equivalente a los dos primeros pisos.

Para el diseño por capacidad se tienen los siguientes valores:

- $V_{ua} = 75.27 \text{ tn}$
- $M_n = 740.49 \text{ tn} \cdot \text{m}$
- $M_{ua} = 536.76 \text{ tn} \cdot \text{m}$

De esta forma se calcula el valor de la fuerza cortante de diseño por capacidad es la siguiente:

$$Vu \geq Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 75.27 * \left(\frac{740.49}{536.76} \right) = 103.84 \text{ tn}$$

Asimismo, se realiza el cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.54 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 370) = 49.59 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc < Vu$ se necesitará aporte de acero longitudinal (Vs)

$$Vs = \frac{103.84 - 49.59}{0.85} = 63.83 \text{ tn}$$

Cálculo del espaciamiento utilizando 2 varillas $\phi 3/8''$

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot (0.8 \cdot 370)}{63.83} = 27.66 \text{ cm}$$

La solicitud por cortante requiere que se coloquen 2 varillas $\phi 3/8''$ cada 27 cm en el primer piso, por lo que comprobaremos que esta distribución cumpla con la cuantía mínima horizontal

$$\rho_v = \frac{Vs}{fy \cdot b \cdot d} = \frac{63830.00}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 370)}$$

$$\rho_v = 0.0021 < 0.0025 \text{ (cumple)}$$

De lo resultados obtenidos, solo será necesario instalar una cuantía mínima de acero horizontal y vertical.

$$Ash = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán 2 $\phi 3/8''$ @0.20 m

El armado final de la placa PL-12 es el siguiente:

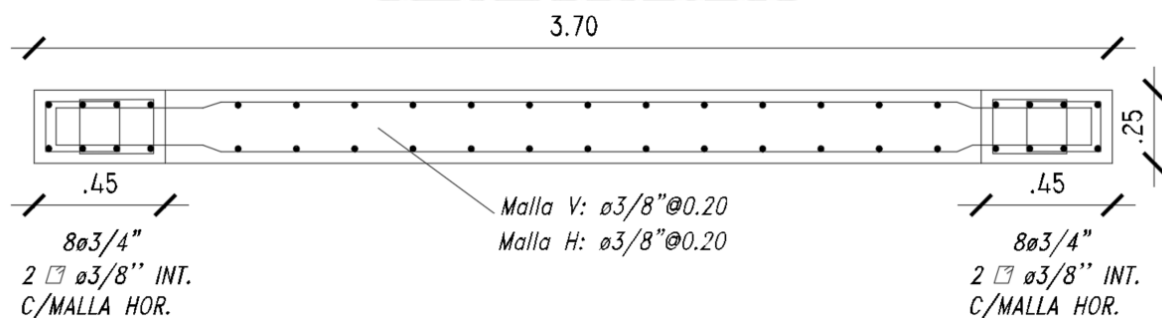


Figura 43: Diseño final de Placa P-12

10.6. Ejemplo 2 de diseño de placa

A manera de ejemplo se realizará el diseño completo de la placa P-02 que se encuentra ubicada entre los ejes A-B ; 5-6

10.6.1. Análisis estructural

Se obtienen los siguientes resultados de cargas sísmicas y de gravedad en el primer nivel:

Tabla 61 : Resultados del análisis estructural.

Caso de carga	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
CM	146.57	0.49	0.00	-0.05	0.45
CV	14.45	0.10	0.00	-0.01	-1.48
Sismo X-X	16.40	77.82	0.04	0.26	663.65
Sismo Y-Y	6.04	16.76	0.45	2.87	164.06

Asimismo, podemos obtener las combinaciones de carga estipulado en la Norma E.060.

Tabla 62 : Resultados de las combinaciones de carga

Combinaciones	P (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)
1.4CM+1.7CV	229.76	-0.09	-1.89
1.25(CM+CV) +CSX	217.68	0.18	662.36
1.25(CM+CV)-CSX	184.87	-0.33	-664.94
0.9CM+CSX	148.32	0.21	664.06
0.9CM-CSX	115.51	-0.30	-663.25
1.25(CM+CV) +CSY	207.31	2.79	162.77
1.25(CM+CV)-CSY	195.24	-2.95	-165.36
0.9CM+CSY	137.95	2.82	164.47
0.9CM-CSY	125.88	-2.91	-163.66

10.6.2. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, empezamos planteando una sección típica y con las cuantías mínimas para los núcleos (1%) de 50.00 cm y para el alma de la placa (0.0025). Sin embargo, los puntos de las combinaciones resultaban fuera del diagrama de interacción.

Para los núcleos confinados, se eligieron 8 barras de 1" distribuidos en una longitud de 0.50 m en ambos extremos. Mientras que, para el alma de la placa, se eligió colocar barras 3/8" cada 20 cm.

A continuación, se muestra la sección de la placa obtenida mediante el programa Etabs.

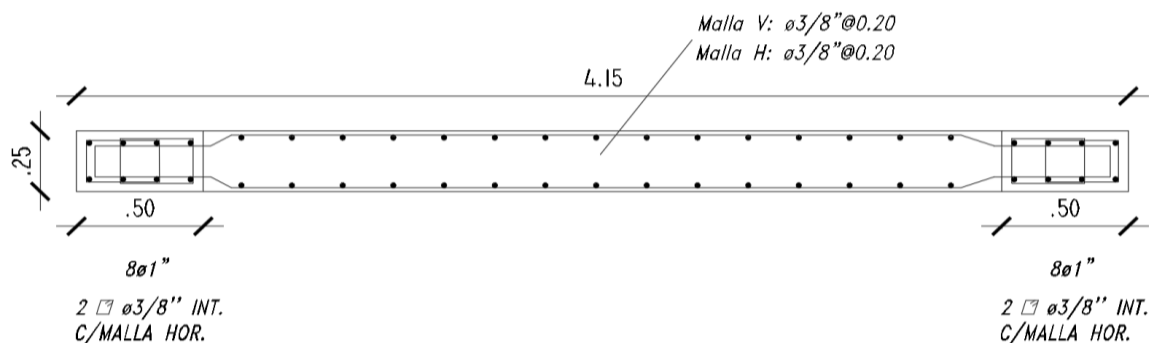


Figura 44. Sección transversal de la placa P-02

Asimismo, se obtuvo los diagramas de interacción con las combinaciones de carga última.



Figura 45: Diagrama de Interacción PL-02 (M33-SXX)

Como se observa en la gráfica, los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de Interacción.

Asimismo, se debe verificar si la placa requiere de núcleos de confinamiento en los extremos, para lo cual contamos con los siguientes valores:

- $l_m = 4.15 \text{ m}$
- $\delta u = 21.242 \cdot 0.85 \cdot 5.4 = 97.50 \text{ mm}$
- $h_m = 21.35 \text{ m}$

Dado que $\delta u/h_m = 0.0046 < 0.0050$, se tomará este último valor para el cálculo del C_{lim} :

- $c_{lim} = \frac{l_m}{600 \cdot \frac{\delta u}{h_m}}$
- $c_{lim} = \frac{415}{600 \cdot 0.0050} = 1.38 \text{ m}$

Ahora, para calcular el valor de “c” del bloque de compresiones nos ayudamos de la hoja de cálculo planteado para el diagrama de Interacción, buscando que el valor de $P_u = 217.68 \text{ ton}$, de esta forma se obtiene el valor de $C = 81.54 \text{ cm}$, mientras que para el valor de $M_u = 664.94$ se obtiene un valor de $C = 33.12$. Por lo que el valor de “C” es igual a 81.54 cm.

Comparando este último valor de C con el valor de “C lim”, se concluye que la Placa P-12 no requiere núcleos de confinamiento.

Sin embargo, se calculará los valores mínimos de borde de confinamiento para ver si lo planteado inicialmente cumple con ello.

Se debe cumplir que el valor de longitud de núcleo de confinamiento no sea menor al mayor valor de los siguientes cálculos:

$$\left\{ \begin{array}{l} c - 0.1lm = 0.8154 - 0.1 \cdot 4.15 = 0.400 \text{ m} \\ \frac{c}{2} = \frac{0.8154}{2} = 0.407 \text{ m} \end{array} \right.$$

Se observa que el valor inicial de 0.50 m cumple con la longitud mínima de confinamiento requerida.

10.6.3. Diseño por cortante

La cortante última obtenida de las combinaciones de carga es:

$$Vu = 78.55 \text{ tn}$$

Este valor deberá ser amplificado según los requerimientos por capacidad en una longitud vertical no menor al mayor de los siguientes valores.

- $lm = 4.15 \text{ m}$
- $\frac{Mn}{4 \cdot Vu} = 2.11 \text{ m}$
- Altura de 2 pisos = 6.1 m

De tal forma, se debe realizar el diseño por capacidad en por lo menos una altura equivalente a los dos primeros pisos.

Para el diseño por capacidad se tienen los siguientes valores:

- $Vua = 78.55 \text{ tn}$
- $Mn = 1171.84 \text{ tn.m}$
- $Mua = 664.94 \text{ tn.m}$

De esta forma se calcula el valor de la fuerza cortante de diseño por capacidad es la siguiente:

$$Vu \geq Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 78.55 * \left(\frac{1171.84}{664.94} \right) = 138.43 \text{ tn}$$

Asimismo, se realiza el cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.54 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 415) = 55.92 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc < Vu$ se necesitará aporte de acero longitudinal (Vs)

$$Vs = \frac{138.44 - 55.62}{0.85} = 97.44 \text{ tn}$$

Cálculo del espaciamiento utilizando 2 varillas Ø3/8"

$$s = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot (0.8 \cdot 415)}{97.44} = 20.32 \text{ cm}$$

La solicitud por cortante requiere que se coloquen 2 varillas Ø3/8" cada 20 cm en el primer piso, por lo que comprobaremos que esta distribución cumpla con la cuantía mínima horizontal

$$\rho_v = \frac{V_s}{f_y \cdot b \cdot d} = \frac{97440.00}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 415)}$$

$$\rho_v = 0.0027 > 0.0025$$

De lo resultados obtenidos, será necesario cumplir con la cuantía requerida mediante cálculo, sin embargo, colocando 2 varillas de Ø3/8" cada 20 cm se obtiene una cuantía de 0.00284.

$$A_{sh} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán 2 Ø3/8" @0.20 m

El armado final de la placa PL-02 es el siguiente:

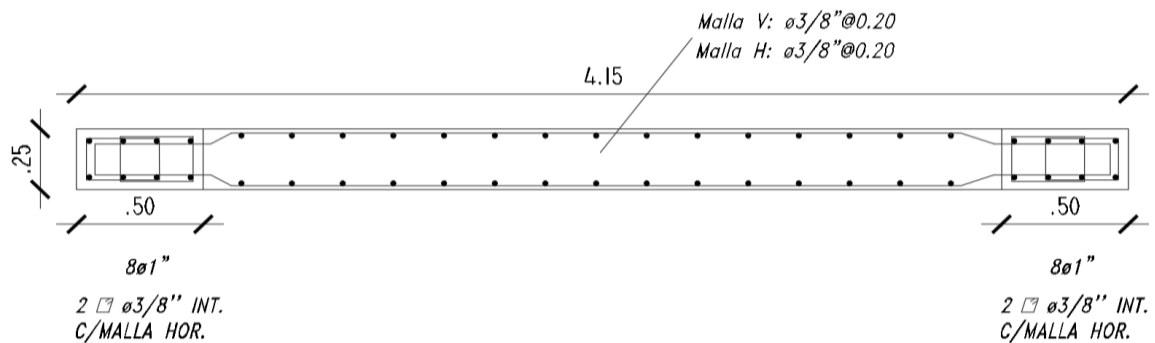


Figura 46. Diseño final de Placa P-02

11.1. Generalidades

Las cimentaciones son elementos estructurales que reciben todas las cargas de los elementos verticales tales como columnas, placas o muros y la transmiten al terreno mediante unas reacciones distribuidas. Por tal motivo, la filosofía de diseño se basa en obtener esfuerzos actuantes menores al esfuerzo admisible del suelo.

Para el diseño de todo tipo de cimentaciones superficiales y profundas se debe contar con un Estudio de mecánica de suelos (EMS) el cual debe cumplir con cada uno de los artículos de la Norma E.050 (2018). En dicho documento se encontrará información relevante tales como las propiedades del suelo existente, así como recomendaciones para el uso de la cimentación proyectada. Para esta edificación, según el estudio de mecánica de suelo, la capacidad admisible del suelo es de 3.00 kg/cm² con una profundidad mínima de cimentación igual a 1.50 m.

Debido a la estructuración resultante, se contará con zapatas aisladas, conectadas, combinadas y plateas o losas de cimentación.

11.2. Diseño de zapata aislada

Debido a la simplicidad y eficiencia de esta cimentación en comparación a las otras superficiales, se planteará en la medida de lo posible zapatas aisladas para todos los elementos verticales, siempre y cuando el centro de gravedad del elemento vertical sea el mismo que el de la zapata y los momentos resultantes no sean elevados.

11.2.1. Predimensionamiento

Se realiza el predimensionamiento utilizando las cargas en estado de servicio para las columnas y placas. Inicialmente consideraremos un porcentaje adicional de carga de gravedad para considerar el peso propio de cimentación y de relleno sobre la misma. Asimismo, se incrementará la capacidad admisible del terreno en un 30% cuando se realice la verificación por cargas sísmicas tal como lo estipula la Norma E.060 en el apartado 15.2.4.

Por lo tanto, para calcular el área de zapata se utilizará la siguiente expresión:

$$\text{Área tentativa} = \frac{(1 + \%Pp) * (Pcm + Pcv)}{\sigma_{adm}}$$

Siendo:

- %Pp = representa el porcentaje de peso propio de la zapata
- Pcm = Fuerza axial debido a la carga muerta
- Pcv = Fuerza axial debido a la carga viva

Luego de predimensionar cada lado de la zapata, se debe verificar que de los esfuerzos máximos generados sean menores que la capacidad admisible o portante del terreno. En tal

sentido, se plantea las siguientes expresiones y distribuciones de esfuerzos generados en el terreno:

- Cuando la excentricidad “e” producida por el Momento y Fuerza axial resultante sea menor la sexta parte del lado de análisis de cimentación “L”. ($e = M/P < L/6$)

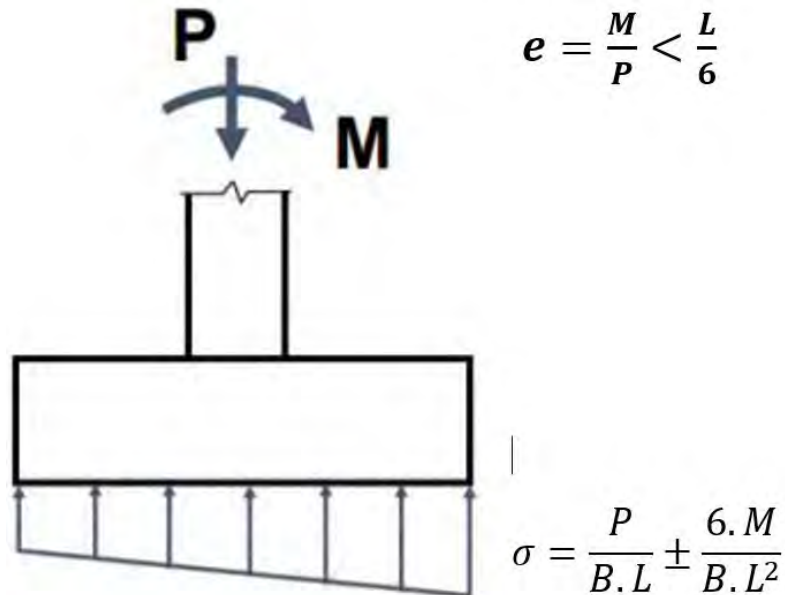


Figura 47: Distribución triangular de fuerzas en zapata

- Cuando la excentricidad “e” producida por el Momento y Fuerza axial resultante sea menor la sexta parte del lado de análisis de cimentación “L” y se generan fuerzas de “tracción” en el terreno, se redistribuye las presiones actuantes y se plantea un área de zapata efectiva.

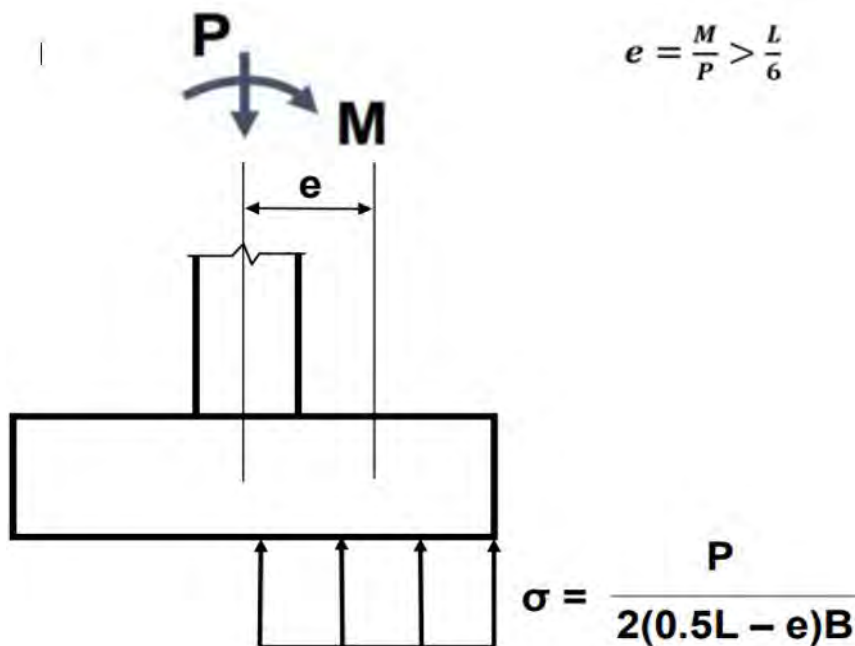


Figura 48: Redistribución de esfuerzos en zapata según Meyerhof

Donde:

P= Fuerza axial resultante sobre cimentación

M= Momento resultante en eje de análisis

B=Ancho de zapata

L= Largo de zapata

e= Excentricidad por fuerzas resultantes

11.2.2. Verificación por punzonamiento

Para realizar la verificación por punzonamiento y cortante, se debe tener en cuenta que las cimentaciones son elementos estructurales que por lo general no llevan acero de refuerzo por corte, por lo tanto, será importante definir adecuadamente el peralte de la zapata ya que todos los esfuerzos y efectos de corte serán tomados completamente por el concreto.

Para definir el peralte mínimo de las zapatas, según nuestra Normativa E.060, se indica que este debe ser mayor a 30.00 cm, sin embargo, en el presente proyecto tomaremos consideraremos peraltes mínimos de 60.00 cm para asegurarnos que el acero longitudinal de las columnas y placas puedan tener un buen anclaje sobre las cimentaciones.

Para la verificación por punzonamiento, se debe definir la sección crítica de análisis la cual se ubicará a “d/2” de los bordes de los elementos verticales.

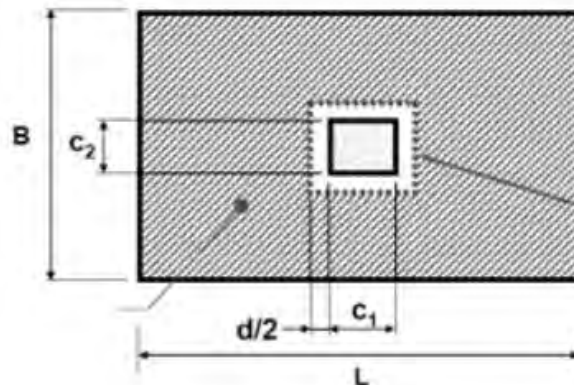


Figura 49: Sección de análisis para punzonamiento en zapatas aisladas

Se debe calcular la cortante última (V_u) mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_t - A_o)$$

Asimismo, la resistencia de concreto al punzonamiento (ϕV_c) será el menor valor calculado por las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_o \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

At = Área total de la zapata

Ao = Área de la sección crítica

bo = Perímetro de la sección crítica

α = Parámetro cuyo valor puede ser 40, 30 o 20 en caso se trate de un elemento vertical interior, de borde y esquinera respectivamente

β = Valor igual al cociente entre el mayor y menor dimensión de la columna o placa analizada

Se debe cumplir que la resistencia del concreto sea mayor a la fuerza cortante ultima, caso contrario, se aumentará el peralte del elemento.

11.2.3. Verificación por corte

De manera similar, se define una sección crítica de la zapata para la verificación por corte. Esta sección se ubicará a una distancia “d” del borde el elemento vertical.

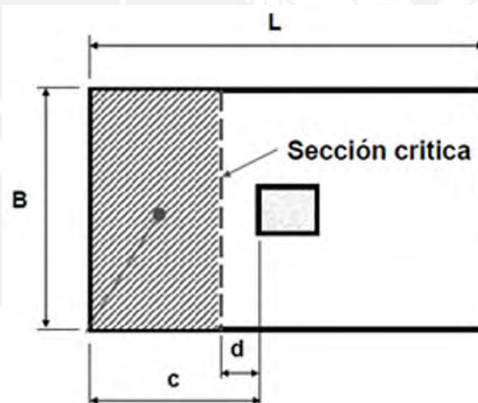


Figura 50: Sección de análisis para verificación por corte en zapatas aisladas

Se debe calcular la cortante última (V_u) y la resistencia de concreto al corte (ϕV_c) utilizando las siguientes expresiones:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (c - d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Se debe cumplir que la resistencia del concreto sea mayor a la fuerza cortante ultima, caso contrario, se aumentará el peralte del elemento.

11.2.4. Diseño por flexión

Se utilizará un modelo de viga en voladizo de ancho unitario para el cálculo del acero por flexión. De esta manera, consideramos que la parte en contacto con el terreno (inferior) se encontrará traccionada requiriendo una mayor área de acero de refuerzo.

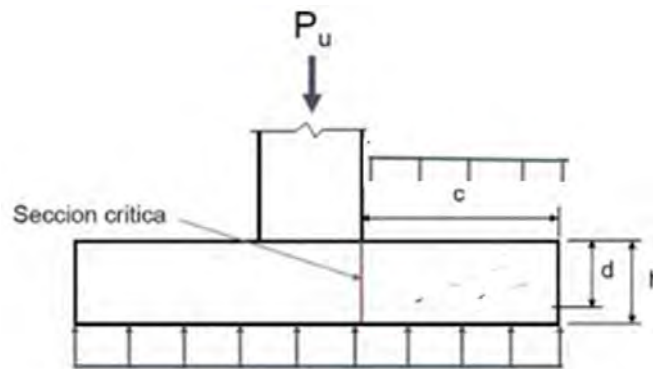


Figura 51: Sección crítica para el diseño por flexión

De acuerdo con la gráfica presentada, será necesario calcular la presión última en el terreno y restarle la presión que genera el peso propio de la zapata y el relleno por encima del volado analizado. (σ neto). Luego, se calculará el momento flector máximo mediante la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\sigma_{neto} \cdot c^2}{2}$$

Donde:

σ_n = Esfuerzo neto sobre la longitud en volado

c = Longitud en volado de la zapata

Una vez determinado el momento último, se realizará el cálculo de forma similar al diseño de una viga presentada en el capítulo 8 y considerando que el acero mínimo a considerar es:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

11.3. Diseño de zapata combinada

Las zapatas combinadas son una opción de cimentación utilizada cuando se encuentra traslape o superposición de áreas proyectadas de zapatas aisladas en elementos verticales continuos o cercanos. En términos generales, se debe realizar las mismas verificaciones realizadas para una zapata aislada teniendo en cuenta que la ubicación de las cargas sobre la cimentación ya no será concentrada en un solo punto. A continuación, se detalla algunas consideraciones para el diseño de zapatas combinadas a proyectar

- Debido a la excentricidad de cargas aplicadas, será necesario calcular un centro de gravedad de estas cargas y que coincida con el centro de gravedad de la zapata proyectada
- Se realizará un modelo de zapata considerando una viga con dos puntos de apoyo los cuales coincidirán con la ubicación de los elementos verticales tipo columna

- Al igual que en el diseño de zapatas aisladas, se tratará de obtener la misma longitud de volado en cada dirección de análisis.
- Se realizará la verificación por punzonamiento, cortante y el diseño por flexión en cada uno de los tramos del modelo de viga apoyada al igual que en ambas direcciones, tomando siempre el caso más desfavorable posible.
- De acuerdo con el artículo 10.5.4 de la Norma E.060, será necesario reforzar la parte superior de la zapata con una cuantía mínima igual a 0.0012.

11.4. Ejemplo de diseño de zapata aislada

A continuación, se diseñará la zapata aislada de la placa PL-11 (0.25x3.60 m), ubicada en el eje 1 entre B y C.

11.3.1. Análisis estructural

Del análisis, se muestran las cargas de gravedad en servicio y cargas sísmicas reducidas por un factor de 0.8 para considerarlas en estado de servicio.

Carga	P (tn)	Mx-x (tn.m)	My-y (tn-m)
CM	168.308	-10.845	-0.004
CV	22.811	-2.304	0.005
Sismo x-x	-14.483	0.000	2.254
Sismo y-y	-46.742	422.444	0.000

Tabla 63: Cargas y momentos en servicio obtenidas mediante el programa Etabs

11.3.2. Predimensionamiento

De los resultados del análisis, se procede a realizar el predimensionamiento de la planta de la zapata teniendo en cuenta la resistencia del suelo igual a 30 tn/m². Se tiene en consideración un 5% por el peso propio de zapata

$$\text{Área predimensionamiento} = \frac{(168.308 + 22.811) \cdot 1.05}{30.000} = 6.689 \text{ m}^2$$

Se requiere un área aproximada de 6.700 m², lo cual equivale a tener una longitud en volado de 0.600 m, sin embargo, de los procesos iterativos y considerando que las cargas sísmicas son muy elevadas, se requiere una longitud en volado de 1.350 m (6.30 x 2.95) y un peralte de zapata igual a 0.85 m. Con estas dimensiones definidas, se realiza cada una de las verificaciones:

➤ Primera verificación considerando solo cargas de gravedad biaxialmente:

$$\sigma = \frac{(247.424)}{6.30 \cdot 2.95} \pm \frac{6 \cdot (-0.004 + 0.005)}{6.30 \cdot 2.95^2} + \frac{6 \cdot (-10.845 - 2.304)}{6.30^2 \cdot 2.95} =$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 13.99 < 30.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 12.63 > 0.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

➤ Segunda verificación considerando sismo en la dirección XX

Se tiene que analizar para ambas direcciones de sismo. Para el Sismo en X positivo tenemos:

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 - 14.48 + 56.31)}{6.30 \cdot 2.95} \pm \frac{6 \cdot (-0.004 + 0.005 + 2.25)}{6.30 \cdot 2.95^2} + \frac{6 \cdot (-10.84 - 2.304)}{6.30^2 \cdot 2.95} =$$

$$\sigma_{\max} = 12.11 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\min} = 11.61 > 0.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

Para el Sismo en X negativo tenemos:

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 + 14.48 + 56.31)}{6.30 \cdot 2.95} \pm \frac{6 \cdot (-0.004 + 0.005 - 2.25)}{6.30 \cdot 2.95^2} + \frac{6 \cdot (-10.84 - 2.304)}{6.30^2 \cdot 2.95} =$$

$$\sigma_{\max} = 13.66 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\min} = 13.17 > 0.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

➤ Tercera verificación considerando sismo en la dirección YY

Para el Sismo en Y positivo tenemos:

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 - 46.74 + 56.31)}{6.30 \cdot 2.95} \pm \frac{6 \cdot (-10.84 - 2.30 + 422.4)}{6.30^2 \cdot 2.95} + \frac{6 \cdot (-0.004 + 0.005)}{6.30 \cdot 2.95^2} =$$

$$\sigma_{\max} = 31.77 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\min} = -10.17 > 0.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{no cumple}$$

Se observa que se obtienen esfuerzos negativos, por lo que será necesario calcular la redistribución de esfuerzos en un área efectiva según lo propuesto por Meyerhof.

➤ Cuarta verificación considerando sismo en la dirección XX

Para el Sismo en X positivo tenemos:

$$e = \frac{-0.004 + 0.005 + 2.254}{168.308 + 22.811 - 14.483 + 56.306} = 0.0096 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 - 14.483 + 56.31)}{2 \cdot (0.5 \cdot 2.95 - 0.0096) \cdot 6.30} = 12.616 \text{ tn/m}^2 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

Para el Sismo en X negativo tenemos:

$$e = \frac{-0.004 + 0.005 - 2.254}{168.308 + 22.811 + 14.483 + 56.306} = 0.0086 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 + 14.483 + 56.31)}{2 \cdot (0.5 \cdot 2.95 - 0.0086) \cdot 6.30} = 14.175 \text{ tn/m}^2 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

➤ Quinta verificación considerando sismo en la dirección YY

Para el Sismo en Y positivo tenemos:

$$e = \frac{-10.845 - 2.304 + 422.444}{168.308 + 22.811 - 46.742 + 56.306} = 2.039 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 - 46.742 + 56.31)}{2 \cdot (0.5 \cdot 6.30 - 2.039) \cdot 2.95} = 30.63 \text{ tn/m}^2 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \text{ cumple}$$

Para el Sismo en Y negativo tenemos:

$$e = \frac{-10.845 - 2.304 - 422.444}{168.308 + 22.811 + 46.742 + 56.306} = 1.48 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{(168.31 + 22.81 + 46.742 + 56.31)}{2 \cdot (0.5 \cdot 6.30 - 1.48) \cdot 2.95} = 29.87 \text{ tn/m}^2 < 39.00 \text{ tn/m}^2 \text{ cumple}$$

De los resultados obtenidos, se puede afirmar que el dimensionamiento realizado es correcto y podemos continuar con el diseño de la zapata obteniendo el valor de la presión neta para diseño en la dirección más desfavorable.

$$\sigma_u = 1.25 \cdot 30.630 = 38.287 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{neto} = 38.287 - (1.50 - 0.85) \cdot 1.60 - 0.85 \cdot 2.40 = 35.207 \text{ tn/m}^2$$

11.3.3. Verificación por punzonamiento

Para el diseño por punzonamiento se tiene:

$$b_o = 2 \cdot (0.25 + 0.85) + 2 \cdot (3.60 + 0.85) = 11.10 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.85) \cdot (3.60 + 0.85) = 4.90 \text{ m}^2$$

$$A_{Total} = 2.95 \cdot 6.30 = 18.585 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento:

$$V_u = 35.207 \cdot (18.585 - 4.90) = 481.99 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 11.10 \cdot 0.75 \cdot 10 = 186.97 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot 11.10 \cdot 0.75 \cdot 10 \cdot \left(\frac{30 \cdot 0.75}{11.10} + 2 \right) = 1114.96 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 11.10 \cdot 0.75 \cdot 10 \cdot \left(\frac{2}{14.40} + 1 \right) = 618.97 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \min(\phi V_{c1}; \phi V_{c2}; \phi V_{c3}) = 617.97 \text{ tn}$$

Como $\phi V_c > V_u$, se cumple la verificación por punzonamiento.

11.3.4. Verificación por corte

La verificación por cortante se realiza a una distancia “d” de la cara del apoyo. Asimismo, se considera volados de la misma longitud y se realizará un análisis por metro lineal de ancho.

Cortante última por corte:

$$Vu = 35.207 \cdot 2.95 \cdot (1.35 - 0.75) = 62.32 \text{ tn}$$

Cortante resistente:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.95 \cdot 0.75 \cdot 10 = 144.44 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc > Vu$, se cumple la verificación por cortante.

11.3.5. Diseño por flexión

A continuación, se realizará el diseño por flexión para ambas direcciones de análisis.

➤ Para la dirección XX

$$Mu = 18.221 \cdot \frac{1.35^2 \cdot 1.00}{2} = 16.604 \text{ tn.m}$$

Para un momento de 16.604 tn.m se requiere: $As = 5.912 \text{ cm}^2$. Se procede a comparar el acero requerido con el acero mínimo:

$$Asmin = 0.0018 \cdot 100 \cdot 85 = 15.30 \text{ cm}^2$$

Utilizando $\phi 3/4"$ se requieren 6 barras en 1.00 m de ancho lo cual equivale a un espaciamiento de $s = 15.00 \text{ cm}$

Se colocará $\phi 3/4"$ @.15 m, para la dirección XX

➤ Para la dirección YY

$$Mu = 35.207 \cdot \frac{1.35^2 \cdot 1.00}{2} = 32.08 \text{ tn.m}$$

Para un momento de 32.08 tn.m se requiere: $As = 11.52 \text{ cm}^2$. Se procede a comparar el acero requerido con el acero mínimo:

$$Asmin = 0.0018 \cdot 100 \cdot 85 = 15.30 \text{ cm}^2$$

De igual forma, se colocará $\phi 3/4"$ @.15 m, para la dirección YY

A continuación, se muestra el diseño final de la zapata aislada de la columna C-03

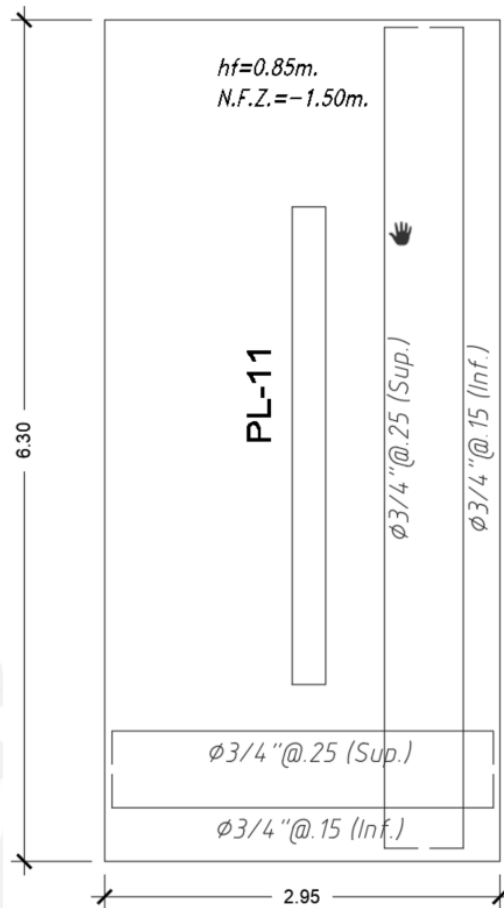


Figura 52: Diseño final de zapata aislada de Placa PL-11

11.5. Ejemplo 2 de diseño de zapata combinada

A manera de ejemplo, se diseñará la zapata combinada de las columnas C-03 y C-01 ubicadas en el eje 4- C ;D

11.4.1. Análisis estructural

Mediante el programa Etabs, se obtiene las cargas de gravedad y las cargas por sismo en servicio para cada una de las columnas.

Tabla 64 : Cargas y momentos en servicio obtenidas de la columna C-03

Carga	P (tn)	Mx-x (tn.m)	My-y (tn-m)
CM	-85.63	-0.16	0.04
CV	-15.78	-0.02	0.01
Sismo x-x	10.01	0.79	0.46
Sismo y-y	18.79	5.46	0.05

Tabla 65 : Cargas y momentos en servicio obtenidas de la columna C-01

Carga	P (tn)	Mx-x (tn.m)	My-y (tn-m)
CM	-105.96	3.66	-0.18
CV	-19.73	0.59	-0.05
Sismo x-x	4.21	3.51	0.30
Sismo y-y	12.37	0.46	1.78

11.4.2. Predimensionamiento

De los resultados del análisis, se procede a realizar el dimensionamiento de la planta de la zapata teniendo en cuenta la resistencia del suelo igual a 30.00 tn/m². Se tiene en consideración un 15% por el peso propio de zapata

$$\text{Área predimensionamiento} = \frac{(85.62 + 17.78 + 105.96 + 19.73) \cdot 1.15}{0.85 \cdot 30} = 10.24 \text{ m}^2$$

Se elige los valores de longitud (L) y Ancho (B) de zapata iguales a 4.70 y 2.50 respectivamente, lo cual hace que los valores de los volados inferior, superior y transversal sean igual a 0.85, 1.15 y 1.125 m. respectivamente.

A continuación, se realiza cada una de las verificaciones del esfuerzo admisible en el suelo:

- Primera verificación considerando solo cargas de gravedad

Para esta comprobación primero se debe calcular el centro de gravedad estático redondeado tomando como referencia la columna C-03

$$Y_g = \frac{(0.045 + 0.014 - 0.0179 - 0.05 + 2.05 \cdot (105.96 + 19.73))}{85.62 + 15.78 + 105.96 + 19.73} = 1.13 \text{ m} = 1.15 \text{ m}$$

Debido a que la columna se encuentra centrada en la dirección longitudinal, solo se agregará el efecto de los momentos transversales para calcular los esfuerzos actuantes.

$$\sigma_1 = \frac{261.159}{4.70 \cdot 2.50} + \frac{6 \cdot (-0.16 - 0.021 + 3.663 + 0.591)}{4.70 \cdot 2.50^2} = 23.06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$< 30.00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$ cumple

$$\sigma_2 = \frac{261.159}{4.70 \cdot 2.50} - \frac{6 \cdot (-0.16 - 0.021 + 3.663 + 0.591)}{4.70 \cdot 2.50^2} = 21.39 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$< 30.00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$ cumple

- Segunda verificación considerando 50% de carga viva en la Columna C-01

Se calcula el nuevo centro de gravedad en la dirección longitudinal y se obtienen los esfuerzos actuantes con la nueva excentricidad generada

$$Y_g = \frac{(0.045 + 0.014 \cdot 0.50 - 0.0179 - 0.05 + 2.05 \cdot (105.96 + 19.73))}{85.62 + 15.78 \cdot 0.5 + 105.96 + 19.73} = 1.17 \text{ m}$$

$$e = 1.15 - 1.17 = -0.02 \text{ m}$$

Se calcula los esfuerzos actuantes considerando el efecto de la carga axial con la excentricidad calculada.

$$\sigma = \frac{252.08}{4.70 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (219.20) \cdot 0.02}{4.70^2 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (-0.16 - 0.021 \cdot 0.5 + 3.663 + 0.591)}{4.70 \cdot 2.50^2} =$$

$$\sigma_1 = 22.76 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 30.00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ cumple}$$

$$\sigma_2 = 21.81 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_3 = 21.10 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = 20.14 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

➤ Tercera verificación considerando 50% de carga viva en la Columna C-02

Se calcula el nuevo centro de gravedad en la dirección longitudinal y se obtienen los esfuerzos actuantes con la nueva excentricidad generada

$$Y_g = \frac{(0.045 + 0.014 - 0.0179 - 0.05 * 0.50 + 2.05 * (105.96 + 19.73))}{85.62 + 15.78 + 105.96 + 19.73 * 0.5} = 1.09 \text{ m}$$

$$e = 1.15 - 1.09 = 0.06 \text{ m}$$

Se calcula los esfuerzos actuantes considerando el efecto de la carga axial con la excentricidad calculada.

$$\sigma = \frac{249.81}{4.70 * 2.50} \pm \frac{6 \cdot (217.22) \cdot 0.06}{4.70^2 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (-0.16 - 0.021 + 3.663 + 0.591 \cdot 0.5)}{4.70 \cdot 2.50^2} =$$

$$\sigma_1 = 20.62 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_2 = 19.07 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_3 = 23.45 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = 21.91 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

➤ Cuarta verificación considerando momentos de sismo antihorarios

Se calculan las cargas y los momentos para cada una de las columnas

Columna 01		Columna 02	
P (tn)	91.395	P (tn)	121.482
Mx (ton/m2)	-0.180	Mx (ton/m2)	4.254
My (ton/m2)	0.516	My (ton/m2)	0.070

Tabla 66: Cargas y Momentos en sentido antihorarios

$$Y_g = \frac{121.482 \cdot 2.05 + 0.516 + 0.070}{121.482 + 91.395} = 1.17 \text{ m}$$

$$e = 1.15 - 1.17 = -0.02 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{244.81}{4.70 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (212.87) \cdot 0.02}{4.70^2 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (-0.18 + 4.254)}{4.70 \cdot 2.50^2}$$

$$\sigma_1 = 22.13 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_2 = 21.20 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_3 = 20.47 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = 19.54 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

➤ Quinta verificación considerando momentos de sismo antihorarios

Tabla 67 : Cargas y Momentos en sentido antihorarios

Columna 01		Columna 02	
P (tn)	111.420	P (tn)	129.893
Mx (ton/m2)	-0.180	Mx (ton/m2)	4.254
My (ton/m2)	-0.398	My (ton/m2)	-0.527

$$Y_g = \frac{129.893 \cdot 2.05 - 0.398 - 0.527}{111.420 + 129.893} = 1.10 \text{ m}$$

$$e = 1.15 - 1.10 = 0.05 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{277.51}{4.70 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (241.31) \cdot 0.05}{4.70^2 \cdot 2.50} \pm \frac{6 \cdot (-0.18 + 4.254)}{4.70 \cdot 2.50^2}$$

$$\sigma_1 = 23.14 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_2 = 25.76 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_3 = 21.47 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = 24.10 \frac{tn}{m} < 30.00 \frac{tn}{m^2} \quad \text{cumple}$$

De los resultados obtenidos, se puede afirmar que el dimensionamiento realizado es correcto y podemos continuar con el diseño de la zapata obteniendo el valor de la presión última más desfavorable para caso de carga de gravedad y sísmica.

$$\sigma_{u-gravedad} = 1.60 \cdot 23.449 = 37.518 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{u-sismo} = 1.25 \cdot 25.761 = 32.201 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{ultimo} = \max (37.518 ; 32.201) = 37.518 \text{ tn/m}^2$$

11.4.3. Verificación por punzonamiento

De forma similar que el analizado para una zapata aislada, se realizará la verificación por punzonamiento en ambas columnas, considerando que el peralte es de 65.00 cm

➤ Verificación por punzonamiento en columna C-03

Para el diseño por punzonamiento se tiene:

$$b_o = 2 \cdot (0.30 + 0.55) + 2 \cdot (0.70 + 0.55) = 4.20 \text{ m}$$

$$A_o = (0.30 + 0.55) \cdot (0.70 + 0.55) = 1.06 \text{ m}^2$$

$$A_{Total} = 4.70 \cdot 2.50 = 11.75 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento:

$$Vu = Pu - \sigma_{ultimo} \cdot A_o = 1.6 \cdot (85.626 + 15.782) - 37.518 \cdot 1.06 = 122.39 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$\phi Vc1 = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 4.20 \cdot 0.55 \cdot 10 = 301.61 \text{ tn}$$

$$\phi Vc2 = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot 4.20 \cdot 0.55 \cdot 10 \cdot \left(\frac{40 \cdot 0.55}{4.20} + 2 \right) = 556.07 \text{ tn}$$

$$\phi Vc3 = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 4.20 \cdot 0.55 \cdot 10 \cdot \left(\frac{2}{2.33} + 1 \right) = 280.07 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = \min(\phi Vc1; \phi Vc2; \phi Vc3) = 280.07 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc > Vu$, se cumple la verificación por punzonamiento.

➤ Verificación por punzonamiento en columna C-01

Para el diseño por punzonamiento se tiene:

$$b_o = 2 \cdot (0.25 + 0.55) + 2 \cdot (0.60 + 0.55) = 3.90 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.55) \cdot (0.60 + 0.55) = 0.92 \text{ m}^2$$

$$A_{Total} = 4.70 \cdot 2.50 = 11.75 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento:

$$Vu = Pu - \sigma_{ultimo} \cdot A_o = 1.6 \cdot (105.956 + 19.732) - 37.518 \cdot 0.92 = 166.58 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$\phi Vc1 = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 3.90 \cdot 0.55 \cdot 10 = 280.07 \text{ tn}$$

$$\phi Vc2 = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot 3.90 \cdot 0.55 \cdot 10 \cdot \left(\frac{40 \cdot 0.55}{3.90} + 2 \right) = 545.09 \text{ tn}$$

$$\phi Vc3 = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 3.90 \cdot 0.55 \cdot 10 \cdot \left(\frac{2}{2.40} + 1 \right) = 256.73 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = \min(\phi Vc1; \phi Vc2; \phi Vc3) = 256.73 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc > Vu$, se cumple la verificación por punzonamiento.

11.4.4. Verificación por corte

Para la verificación por fuerza cortante a partir del modelo de viga con dos apoyos en las columnas, será necesario analizar y calcular la fuerza cortante última en cada longitud de tramo (Inferior y Superior) al igual que en el tramo entre las columnas (Centro). Para el caso de zapata analizada, bastará con verificar el tramo superior de zapata (mayor longitud de volado) y el tramo central.

- Verificación por corte en tramo superior

Cortante última:

$$Vu = \sigma_u \cdot B \cdot (Vol_{sup} - d') = 37.518 \cdot 2.50 \cdot (1.15 - 0.55) = 56.28 \text{ tn}$$

Cortante resistente:

$$\emptyset Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.50 \cdot 0.55 \cdot 10 = 89.77 \text{ tn}$$

Como $\emptyset Vc > Vu$, se cumple la verificación por cortante.

- Verificación por corte en tramo central

Cortante última:

$$Vu \text{ isost. (tn)} = 37.518 \cdot 2.50 \cdot \frac{(1.40 - 2 \cdot 0.55)}{2} = 14.07 \text{ tn}$$

$$Mu \text{ inf. (tn.m)} = 37.518 \cdot 2.50 \cdot \frac{(0.85 + \frac{0.70}{2})^2}{2} = 67.53 \text{ tn}$$

$$Mu \text{ sup. (tn.m)} = 37.518 \cdot 2.50 \cdot \frac{(1.15 + \frac{0.60}{2})^2}{2} = 98.60 \text{ tn}$$

$$Vu \text{ hip (tn)} = \frac{98.60 - 67.53}{4} = 7.77 \text{ tn}$$

$$Vu \text{ total (tn)} = 14.07 + 7.77 = 21.84 \text{ tn}$$

Cortante resistente:

$$\emptyset Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.50 \cdot 0.55 \cdot 10 = 89.77 \text{ tn}$$

Como $\emptyset Vc > Vu$, se cumple la verificación por cortante.

11.4.5. Diseño por flexión

Se evaluará el diseño por flexión en cada uno de los tramos del modelo planteado.

- Tramo inferior

$$Mu = \frac{37.518 \cdot 1.00 \cdot 0.85^2}{2} = 13.55 \text{ tn.m}$$

$$A.S_{req} = 6.61 \text{ cm}^2$$

$$A.S_{min} = 0.0018 \cdot 65 \cdot 100 = 11.70 \text{ cm}^2$$

Se requiere $\emptyset 3/4'' @.20 \text{ m}$, para la dirección YY

- Tramo superior

$$Mu = \frac{37.518 \cdot 1.00 \cdot 1.15^2}{2} = 24.81 \text{ tn.m}$$

$$A.S_{req} = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$A.S_{min} = 0.0018 \cdot 65 \cdot 100 = 11.70 \text{ cm}^2$$

Se requiere Ø3/4" @.20 m, para la dirección YY

- Tramo central

$$Mu_{izq} = \frac{37.518 \cdot 1.00 \cdot \left(0.85 + \frac{0.70}{2}\right)^2}{2} = 27.01 \text{ tn.m}$$

$$Mu_{der} = \frac{37.518 \cdot 1.00 \cdot \left(1.15 + \frac{0.60}{2}\right)^2}{2} = 39.44 \text{ tn.m}$$

$$Mu_{isos} = \frac{37.518 \cdot 1.00 \cdot (2.05)^2}{8} = 19.71 \text{ tn.m}$$

$$Mu = 19.71 - \frac{(39.44 + 27.01)}{2} = -13.52 \text{ tn.m}$$

Debido a que se obtiene un valor negativo, no se obtienen esfuerzos de tracción en la parte superior de la losa. Por lo tanto, solo se requerirá una cuantía mínima de acero superior

- Volado transversal

$$Mu = \frac{37.518 \cdot 1.00 \cdot 1.125^2}{2} = 23.74 \text{ tn.m}$$

$$A.S_{req} = 11.71 \text{ cm}^2$$

$$A.S_{min} = 0.0018 \cdot 65 \cdot 100 = 11.70 \text{ cm}^2$$

Se requiere Ø3/4" @.20 m, para la dirección XX

Finalmente, se optará por colocar una malla de acero superior mínimo con una cuantía de 0.0012 en ambas direcciones.

$$A.S_{min} = 0.0012 \cdot 60 \cdot 100 = 7.20 \text{ cm}^2$$

Se requiere Ø3/4" @.30 m en la malla superior en ambas direcciones.

A continuación, se muestra el diseño final de la zapata.

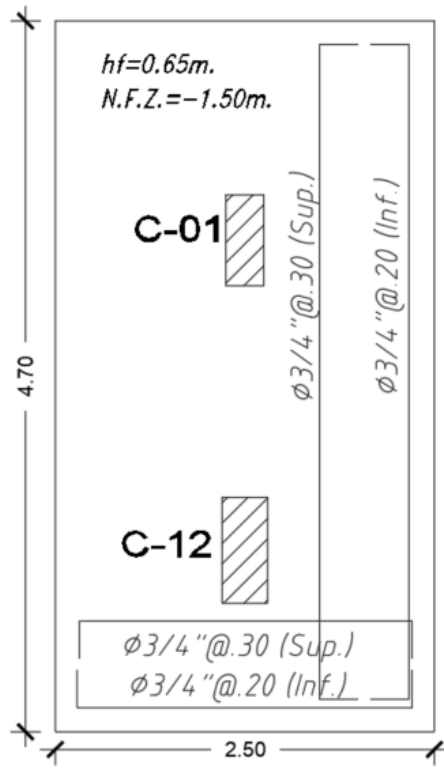


Figura 53: Diseño final de zapata combinada

12.1. Diseño de escalera

Las escaleras son elementos estructurales que se analizan considerando cargas de gravedad y se diseñan considerando que trabajan como losas aligeradas en una dirección de un metro de ancho simplemente apoyadas en sus extremos. Para este proyecto, los tramos de la escalera se apoyan sobre la placa PL-04 y las losas macizas en cada nivel. A continuación, se detallan las características de la escalera para desarrollar el análisis.

Tabla 68 : Características de la escalera

Características	Medidas
Altura de entrepiso típico	3.05
Número de contrapasos	17.00
Altura de contrapaso (cp)	18.00 cm
Ancho de paso (p)	25.00 cm
Ancho de garganta (t)	16.00 cm

A continuación, se detalle el análisis y diseño del primer tramo de escalera típica de la edificación:

12.1.1. Análisis estructural

Metrado de cargas

- Tramo inclinado

Carga muerta:

Para estimar el peso propio del tramo inclinado se usa la siguiente expresión:

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

De la expresión y los datos de la tabla 84, se obtiene:

$$W_{pp} = 0.689 \text{ tn/m}$$

Asimismo, se obtiene la carga por piso terminado:

$$W_{pt} = \frac{0.10 \text{ tn}}{\text{m}^2} * 1.00 \text{ m} = 0.10 \text{ tn/m}$$

Carga viva:

$$W_{cv} = 0.20 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 1.00 \text{ m} = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última:

$$W_{cu} = 1.4 * (0.689 + 0.10) + 1.7 * (0.20) = 1.444 \text{ ton/m}$$

- **Tramo recto**

Carga muerta:

$$W_{pp} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.20 \text{ m} * 1.00\text{m} = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$W_{pt} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1.00\text{m} = 0.10 \text{ ton/m}$$

Carga Viva:

$$W_{cv} = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1.00\text{m} = 0.20 \text{ ton/m}$$

Carga última:

$$W_{cu} = 1.4 * (0.48 + 0.10) + 1.7 * (0.20) = 1.152 \text{ ton/m}$$

Modelo estructural

Obtenida las cargas del metrado, a continuación, se realiza el modelo del primer tramo de escalera como una viga simplemente apoyada en sus extremos.

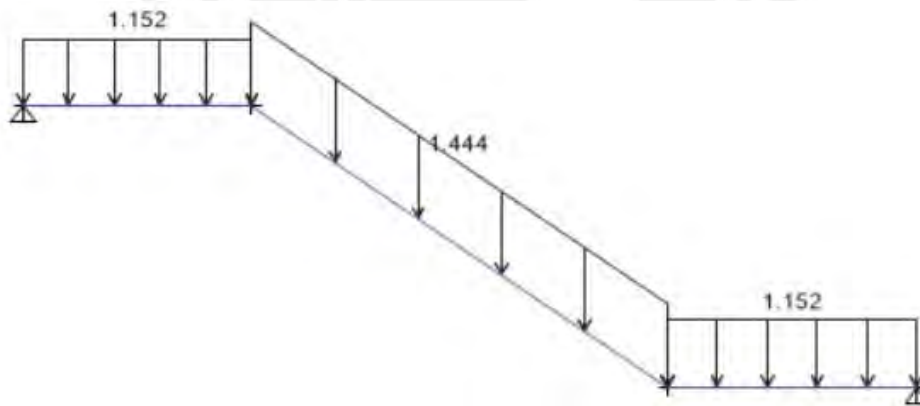


Figura 54: Modelo estructural de tramo 1 de escalera

Del modelo, se obtiene los diagramas de momento flector y fuerza cortante para poder realizar el análisis del mismo.

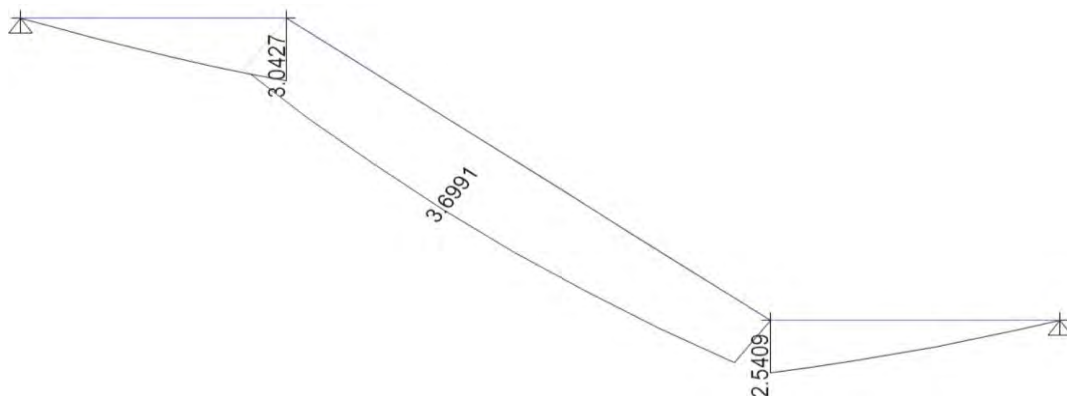


Figura 55: DMF del primer tramo de escalera

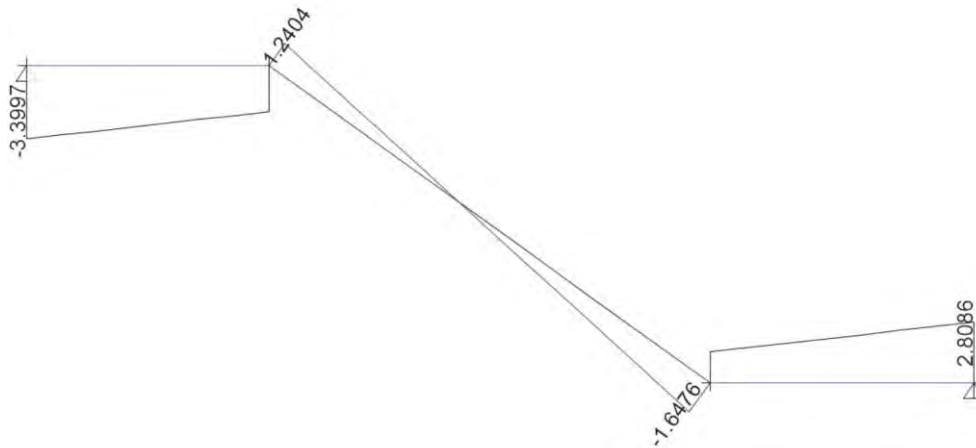


Figura 56: DFC del primer tramo de escalera

12.1.2. Diseño por flexión

Se calcula el acero mínimo en el tramo inclinado y recto de la escalera:

$$A. \text{min. recto} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A. \text{min. inclinado} = 0.0018 * 100 * 16 = 2.88 \text{ cm}^2$$

Asimismo, debemos considerar momentos negativos en los apoyos simples debido a efectos de monolitismo entre la losa y los muros que sirven de apoyo. De acuerdo con la fórmula $\frac{1}{24} * w * l_n^2$, obtenemos momentos negativos 0.929 ton.m.

Dado que el acero negativo requerido es menor al acero mínimo, se coloca este último. Se calcula el espaciamiento "S" considerando barras de $\Phi 3/8$:

$$S = \frac{0.71}{3.60} = 20 \text{ cm}$$

Se calcula el acero requerido por flexión en ambos tramos de la escalera:

Tabla 69 : Diseño de escalera por flexión

	Mu+ (ton-m)	As. req. (cm2)	As. col. (cm2)	Φ colocado
Tramo inclinado	3.699	7.457	7.740	Φ1/2@15
Tramo recto	3.042	4.609	5.160	Φ1/2@25
Tramo recto	0.929 (-)	1.377	3.55	Φ3/8@20

12.1.3. Diseño por corte

De acuerdo con el Diagrama de fuerza cortante, se obtiene que la cortante máxima es igual a:

$$Vu \text{ max} = 3.39 \text{ ton}$$

Calculamos el aporte del concreto a la resistencia por cortante:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 18 = 11.751 \text{ ton}$$

Dado que $\phi V_c \geq V_u \max$, no se necesita realizar el ensanche de la losa por cortante.

Finalmente se muestra el diseño del primer tramo de la escalera:

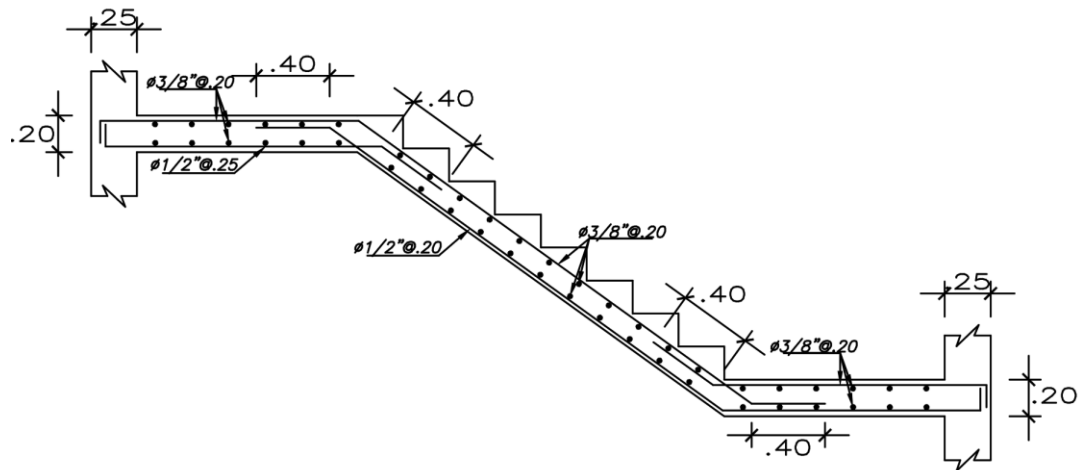


Figura 57: Diseño final de primer tramo de escalera

12.2. Diseño de cisterna

El proyecto desarrollado contará con una cisterna y un cuarto de bombas completamente enterrados en el suelo natural. Para definir el tamaño de la cisterna será necesario determinar la dotación diaria o volumen de agua que se consumirá en la edificación de acuerdo con los requerimientos de la Normativa IS. 010. Asimismo, se contará con un cuarto de máquinas proyectado de manera continua a la cisterna.

La capacidad de la cisterna proyectada será de 35.00 m^3 , para ello se vio conveniente definir una altura de cisterna total de 2.80 m (2.50 m de altura de agua y 0.30 m altura libre), largo de 5.00 m y ancho de 2.90 m.

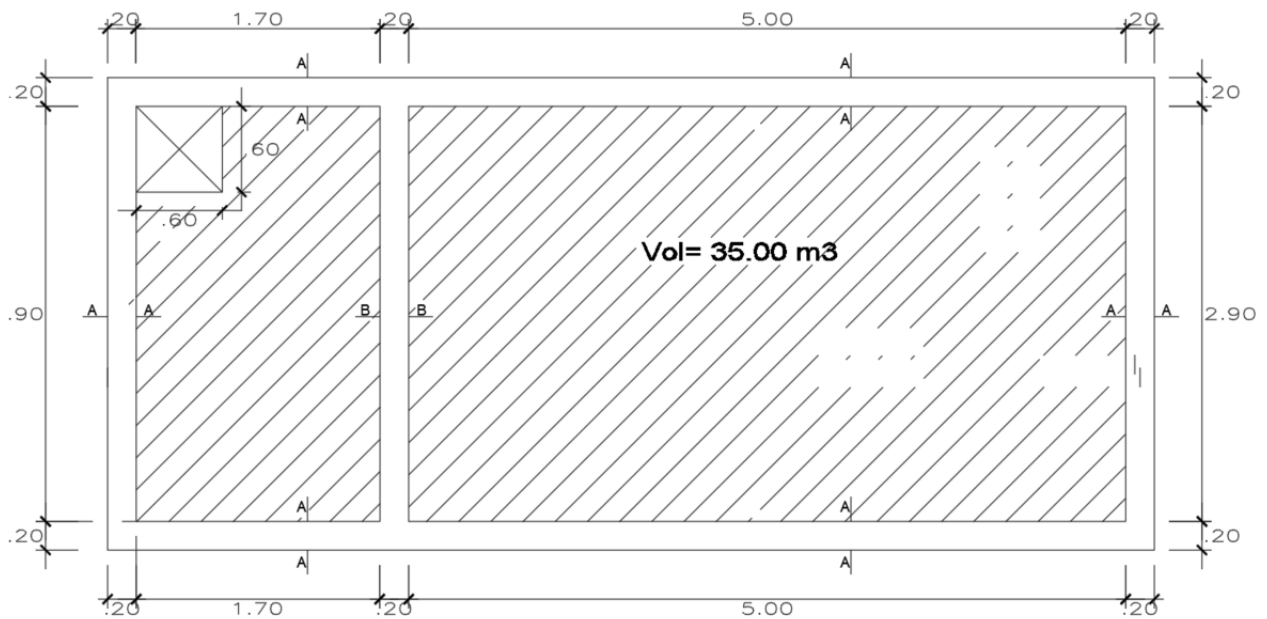


Figura 58: Vista en planta de distribución de cisterna y cuarto de bombas

A continuación, se definen las principales características para el análisis y diseño de la cisterna.

- Coeficiente de empuje activo (K_A) = 0.33
- Densidad del suelo o terreno (γ) = 1.60 ton/m²
- Densidad del agua (γ_{agua}) = 1.00 ton/m²
- Altura a ejes de cisterna (H) = 3.00 m
- Espesor de muro y tapa de cisterna = 0.20 m
- Sobrecarga $W_{s/c}$ = 0.25 ton/m

12.2.1. Diseño de muro de cisterna

12.2.1.1. Análisis estructural

Para el análisis del muro de cisterna, se utilizó un modelo de viga simplemente apoyada en sus dos extremos correspondientes a las losas superior e inferior.

Asimismo, se debe tener en cuenta que el muro de la cisterna está esforzado por la presión del terreno, presión de la sobrecarga y la presión del agua, siendo el escenario más desfavorable el considerar a la cisterna completamente vacía. Por lo tanto, se calcula el empuje del suelo y de la sobre carga en estados últimos:

$$E_{Au \text{ suelo}} = 1.70 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H = 1.70 \cdot 0.33 \cdot 1.60 \cdot 3.00 = 2.693 \text{ tn/m}$$

$$E_{Au \text{ s/c}} = 1.70 \cdot K_A \cdot W \frac{S}{c} = 1.70 \cdot 0.33 \cdot 0.25 = 0.140 \text{ tn/m}$$

A continuación, se muestra el modelo de muro tipo viga con la asignación de cargas últimas.

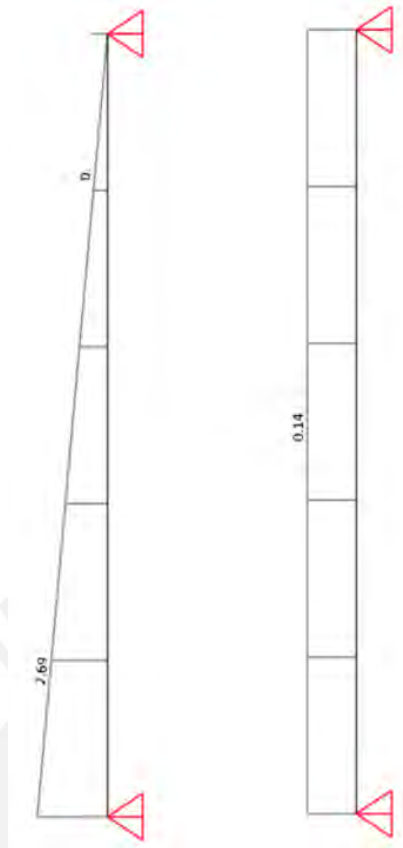


Figura 59: Modelo de muro de cisterna con asignación de cargas

De igual forma se obtiene los Diagramas de Momento y Fuerza Cortante último.

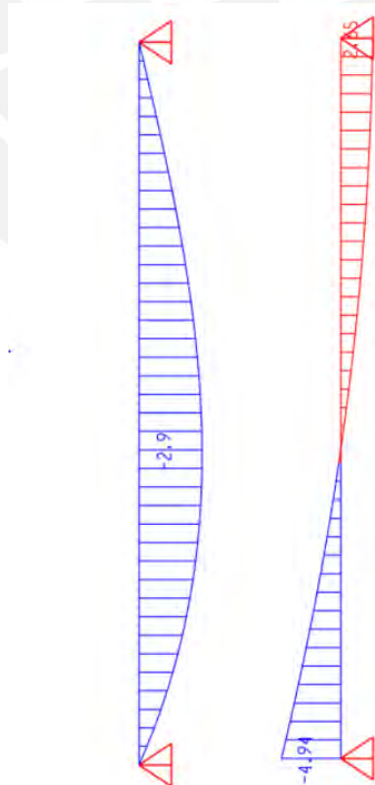


Figura 60: Diagrama de momento flector y cortante últimos

12.2.1.2. Diseño por flexión

Se realizó el diseño por flexión del muro de cisterna:

- $Mu (+) = 2.904$

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} = 1.09 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)} = 4.67 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$Asmin = 0.0025 \cdot 100 \cdot 20 = 5.00 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero mínimo es mayor al acero requerido del análisis, por lo tanto, se colocará la cuantía mínima en ambas direcciones y en ambas caras del muro de la cisterna.

Se instalará una doble malla de $\emptyset 1/2'' @ 25 \text{ cm}$ en ambas direcciones de la losa.

12.2.1.3. Diseño por corte

- Del gráfico 59, se obtiene que el momento último es de 4.94 tn

$$Vu = 4.94 \text{ tn}$$

- Se calcula la cortante resistente:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ tn}$$

Dado que $\phi Vc > Vu$, se cumple los requisitos del diseño por corte.

12.2.2. Diseño de la tapa de cisterna

12.2.2.2. Análisis estructural

Para el diseño de la tapa de cisterna, se utilizará un modelo de losa simplemente apoyado en todos los bordes, asimismo se considerará un espesor igual a 20.00 cm. A continuación, se muestra el metrado de cargas por metro lineal:

- Carga muerta:

Consideramos solo el peso propio de la losa:

$$Wlosa = 2.40 \cdot 0.20 = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

- Carga viva:

Debido a la ubicación de la cisterna, se considerará una sobrecarga de 0.25 ton/m^2 según lo especificado en la Norma E.020.

$$Ws/c = 0.25 \text{ tn/m}^2$$

- Carga última:

$$Wu = 1.4 \cdot (0.48) + 1.7 \cdot (0.25) = 1.10 \text{ tn/m}^2$$

12.2.2.3. Diseño por flexión

Se utilizará el método de Kalmanok para realizar el análisis estructural de la losa, por lo que se escogerá un modelo estructural de losa apoyada en todos los bordes.

Para ello, es necesario calcular la relación de lados de la losa y mediante las tablas de Kalmanok calculamos los momentos y fuerzas cortantes últimos.

- Relación de lados a ejes de losa

$$\frac{b}{a} = \frac{3.10}{5.20} = 0.596$$

- Cálculo de Momento en ambas direcciones de análisis

$$Mx(+) = 0.0240 \cdot 1.10 \cdot 3.10^2 = 0.2537 \text{ tn.m} \rightarrow As = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$My(+) = 0.0826 \cdot 1.10 \cdot 3.10^2 = 0.873 \text{ tn.m} \rightarrow As = 1.37 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$Asmin = 0.0025 \cdot 100 \cdot 20 = 5.00 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero mínimo es mayor al acero requerido del análisis, por lo tanto, se colocará la cuantía mínima en ambas direcciones y en ambas caras de la tapa de cisterna.

Se instalará una doble malla de $\text{Ø}1/2'' @ 25 \text{ cm}$ en ambas direcciones de la losa.

12.2.2.4. Diseño por corte

- Cálculo de las cortante últimas en ambas direcciones de análisis:

$$Vux = 0.572 \cdot 1.10 \cdot 3.10^2 = 6.05 \text{ tn}$$

$$Vuy = 0.267 \cdot 1.10 \cdot 3.10^2 = 2.82 \text{ tn}$$

- Se calcula la cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ tn}$$

Dado que $\phi V_c > V_u$, se cumple los requisitos del diseño por corte.

A continuación, se muestra una vista de corte con el detalle final de acero y dimensiones del muro y tapa de cisterna:

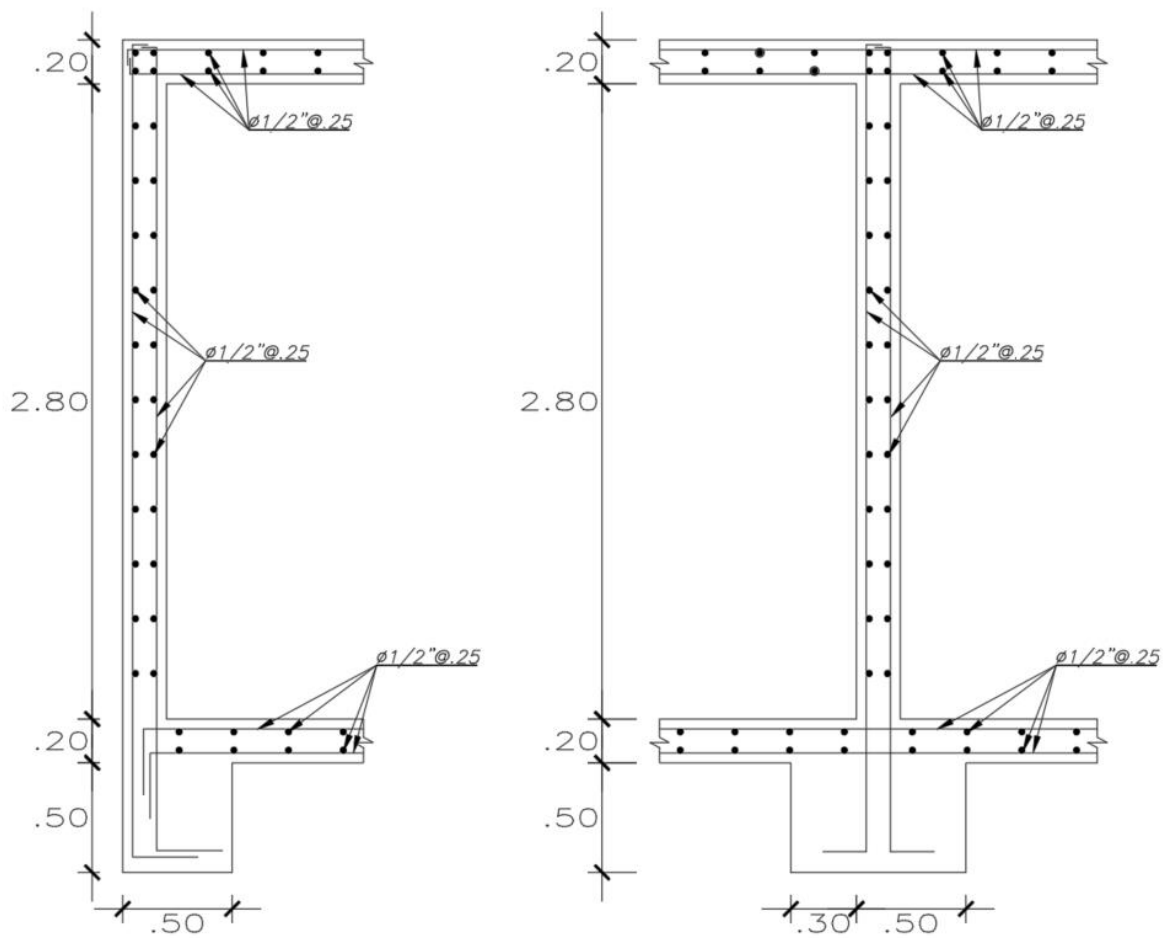


Figura 61: Vista en Corte de muros y tapa de cisterna.

Capítulo 13: Metrado de Concreto armado

Con el objetivo de obtener el metrado de volumen de concreto y ratios de incidencia de todos los elementos estructurales previamente diseñados, se realizó el modelado de cada uno de estos elementos con ayuda del software “Revit Estructuras”. De esta manera, obtenemos el volumen de concreto por cada tipo de elemento estructural y también la incidencia de volumen por unidad de metro cuadrado correspondiente al área techada de la edificación. En este caso, se tiene un área techada total igual a 3273.00 m².

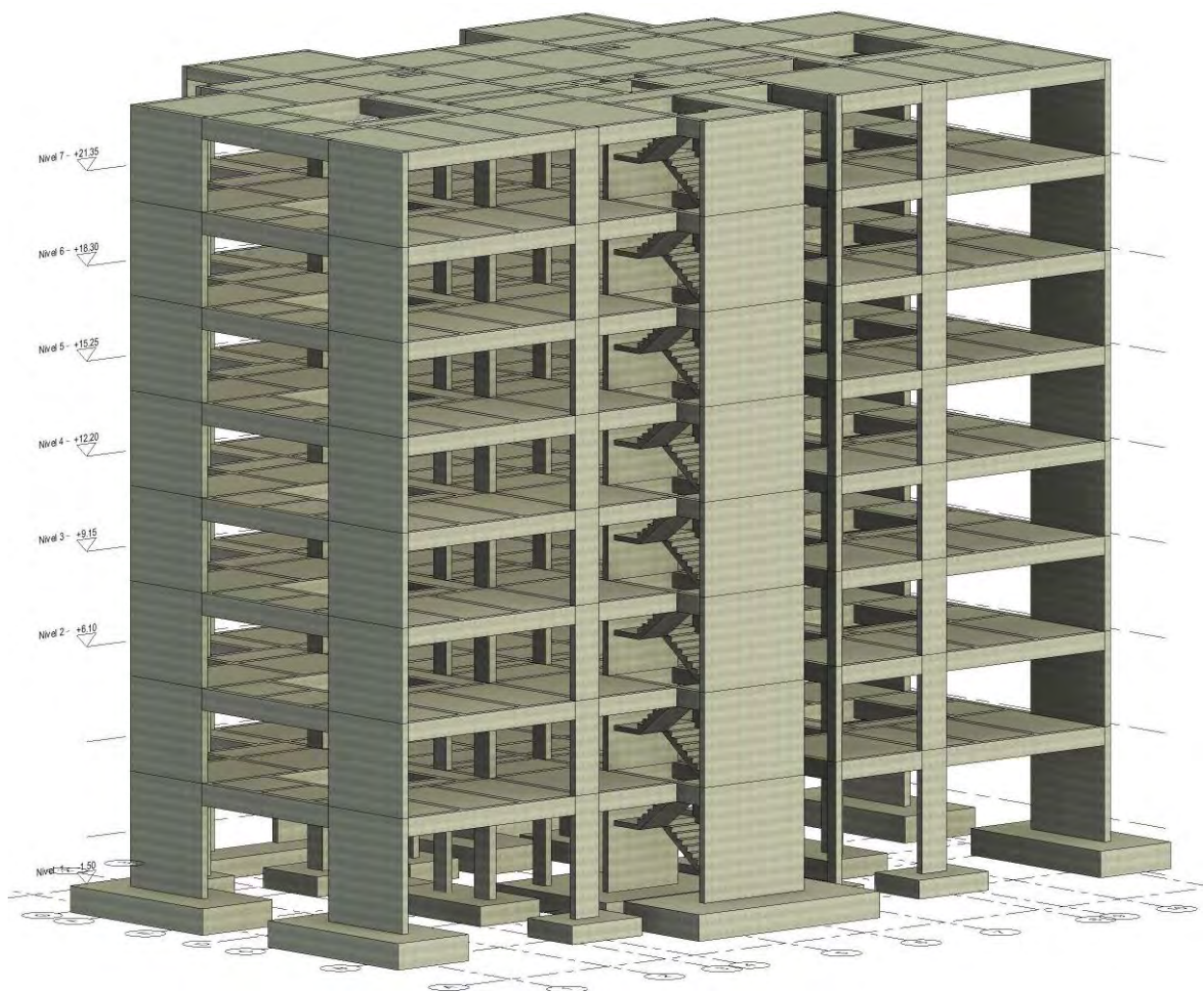


Figura 62: Modelo de edificación en Revit

A continuación, se muestra el resumen de metrado obtenido del modelo realizado.

- Cimentaciones:
 - Volumen de concreto: 185.52 m³
 - Volumen de concreto por m² de área techada: 0.06 m³/ m²

- Columnas:

- Volumen de concreto: 61.19 m³
- Volumen de concreto por m² de área techada: 0.02 m³/ m²

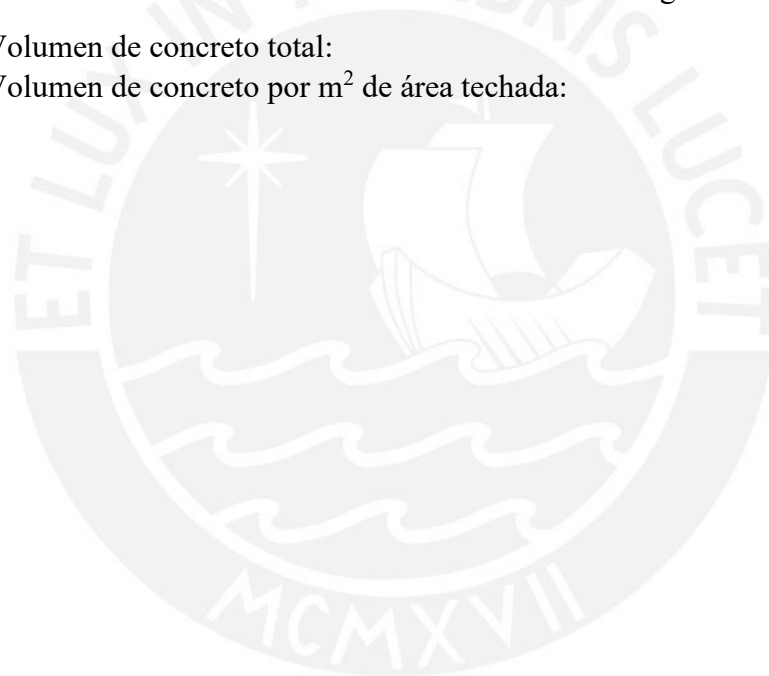
- Placas:
 - Volumen de concreto: 214.45 m³
 - Volumen de concreto por m² de área techada: 0.07 m³/ m²

- Vigas:
 - Volumen de concreto: 328.20 m³
 - Volumen de concreto por m² de área techada: 0.10 m³/ m²

- Losas:
 - Volumen de concreto: 266.45 m³
 - Volumen de concreto por m² de área techada: 0.08 m³/ m²

Considerando todo el metrado en toda la edificación se obtiene lo siguiente.

- Volumen de concreto total: 1055.81 m³
- Volumen de concreto por m² de área techada: 0.32 m³/ m²



Capítulo 14: Comentarios y conclusiones

- Con respecto a la estructuración final planteada, se concluye que se satisface los requerimientos arquitectónicos brindados y a su vez cumple con todos los requisitos estructurales mínimos establecidos en la Normativa E.030 y E.060. Por ejemplo, se plantean vigas peraltadas que forman pórticos en las zonas proyectadas de tabiquería y no en áreas expuestas de cuartos, dormitorios o salas en las cuales no se vería estético.
- Con respecto al predimensionamiento de los elementos, se concluye que las recomendaciones adoptadas son adecuadas, ya que observamos que los requisitos bajo cargas de servicio no superan los límites máximos permisibles calculados para cada uno de ellos. Esto se cumple ya que la carga o peso distribuido asumido de 1.00 ton/m^2 es muy similar al valor obtenido del análisis sísmico igual a 1.11 ton/m^2 .
- Se observa que los periodos obtenidos del análisis modal son: $T_x=0.785 \text{ seg.}$ y $T_y=0.682 \text{ seg.}$ Estos resultados son coherentes con la cantidad de placas en cada una de las direcciones de análisis y con los desplazamientos máximos obtenidos, es decir, en la dirección YY se tiene una mayor densidad de placas, por lo que el periodo fundamental y desplazamientos obtenidos son menores en comparación a los obtenidos en la dirección XX.
- El uso del Software ETABS facilita el análisis sísmico ya que permite modelar todos los elementos estructurales en 3 dimensiones e ir iterando su distribución para cumplir con todos los requerimientos exigidos. Sin embargo, es necesario realizar verificaciones manuales de los resultados obtenidos tales como el análisis de vigas y columnas por cargas de gravedad. Asimismo, se pueden realizar modificaciones en el modelo de tal forma que los resultados obtenidos sean coherentes con los esperados. Por ejemplo, en el proyectado desarrollado, se aisló un piso típico de la estructura para obtener y comprobar los resultados bajo cargas de gravedad en las vigas, ya que el software considera que los elementos verticales presentan deformación axial lo cual puede genera momentos positivos en algunos apoyos de vigas sobre columnas cercanas a elementos placas las cuales presetan mayor rigidez.
- Con respecto al diseño de las losas aligeradas, se observa que el peralte obtenido del predimensionamiento es el adecuado teniendo en cuenta las luces libres existentes en cada tramo o paño de losa y que el diseño se rige básicamente por el comportamiento bajo cargas de servicio (control de deflexiones). Asimismo, con respecto a las losas macizas existentes, se observa que las luces libres son cortas por lo que no se obtienen momentos elevados y el acero de refuerzo instalado corresponde al acero mínimo por temperatura.
- En el diseño de vigas, no se tuvieron mayores complicaciones, sin embargo, se realizó el cambio del peralte del predimensionamiento para cumplir con el diseño por flexión en algunas vigas especiales. Por ejemplo, en el diseño de la viga V-14

(0.25x0.70), debido a que se encuentra entre dos placas rígidas, los esfuerzos por flexión producto de las cargas sísmicas son relativamente elevados, por lo que se tuvo que aumentar el peralte inicial del predimensionamiento y cumplir con la cuantía máxima de acero por flexión para la sección.

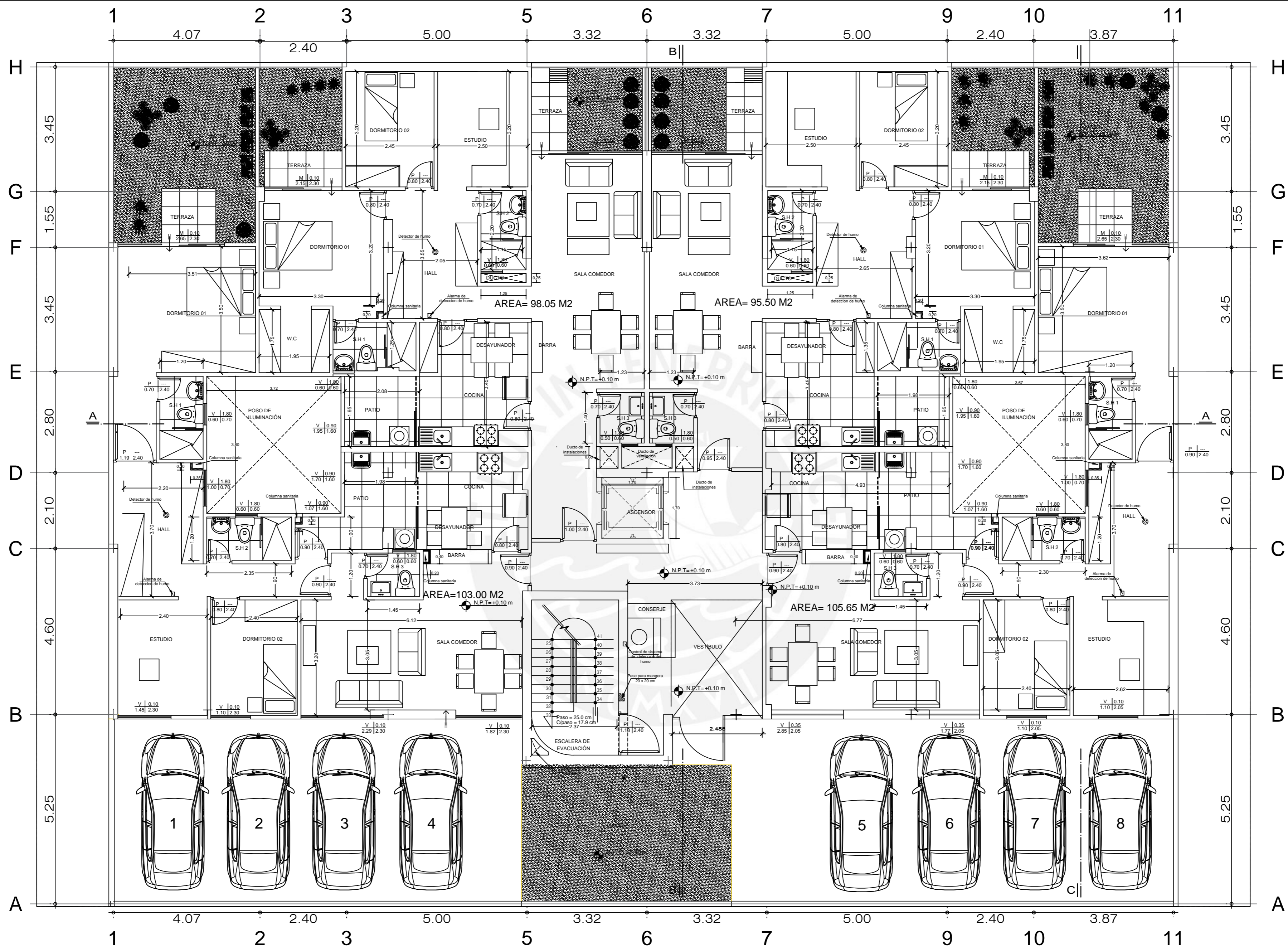
- En cuanto al diseño de las columnas, ya que la estructura posee una buena cantidad de placas en ambas direcciones, las dimensiones finales corresponden a las obtenidas del predimensionamiento y con una cuantía de acero mínimo por flexión y cortante en la mayoría de las columnas. Es necesario mencionar que, al igual que en las placas, como parte del predimensionamiento se debe realizar la verificación por pandeo o efectos de esbeltez de estos elementos.
- Con respecto al diseño de las placas, se observa que los momentos y fuerzas cortantes bajo cargas sísmicas son elevadas en comparación a las obtenidas bajo cargas de gravedad, lo cual era esperado ya que estas placas brindan mayor rigidez lateral a la edificación y generalmente se encuentran en los bordes de la estructuración planteada. Asimismo, si bien no se requiere bordes de confinamiento, por recomendación en base a experiencias pasadas, se optó por colocar estos bordes en todas las placas en ambas direcciones.
- En cuanto al diseño de las cimentaciones, se utilizó zapatas aisladas en la medida de lo posible, sin embargo, debido al límite de terreno y cercanía entre elementos verticales, se optaron por utilizar zapatas combinadas, conectadas y platea de cimentación. A manera de comentario, se trató de utilizar vigas de cimentación en lugar de zapatas conectadas, sin embargo, el diseño de estas vigas resultaba muy peraltadas y con reacciones en el terreno mayores a la capacidad de carga admisible. También, se realizó la verificación y diseño de la platea o losa de cimentación y de cada una de las zapatas utilizando el Software “SAFE” en el cual se obtuvieron valores muy cercanos a los obtenidos mediante cálculos manuales.
- Con respecto al diseño de la cisterna, para los muros se utilizó un modelo simplificado de viga apoyado en sus extremos, mientras que para la tapa de cisterna se utilizó un modelo de losa apoyada en todos sus bordes. A manera de verificación se realizó un modelo de la cisterna bajo elementos finitos en el Software Sap2000 el cual brinda valores muy cercanos a los obtenidos de manera manual pero relativamente menores, por lo cual resulta conservador utilizar los resultados obtenidos del análisis bajo modelos simplificados.
- Con respecto al metrado de concreto obtenidos, se concluye que la incidencia de volumen de concreto por el total de área techada es coherente y dentro del rango esperado. Asimismo, la incidencia general obtenida igual a $0.32 \text{ m}^3/\text{m}^2$ es aceptable y está dentro del rango de ratios esperado para edificaciones de similares características ($0.28\text{-}0.36 \text{ m}^3/\text{m}^2$).
- En general, se planteó el diseño de la estructura tomando como referencia el Reglamento Nacional de Edificaciones cumpliendo con todos los requisitos mínimos exigidos para lograr un buen comportamiento estructural en todo el tiempo de vida de diseño. Asimismo, es importante plasmar todos los detalles y

especificaciones para que se asegure un adecuado proceso constructivo y sea fácilmente entendible por los involucrados en obra.



Capítulo 15: Referencias Bibliográficas

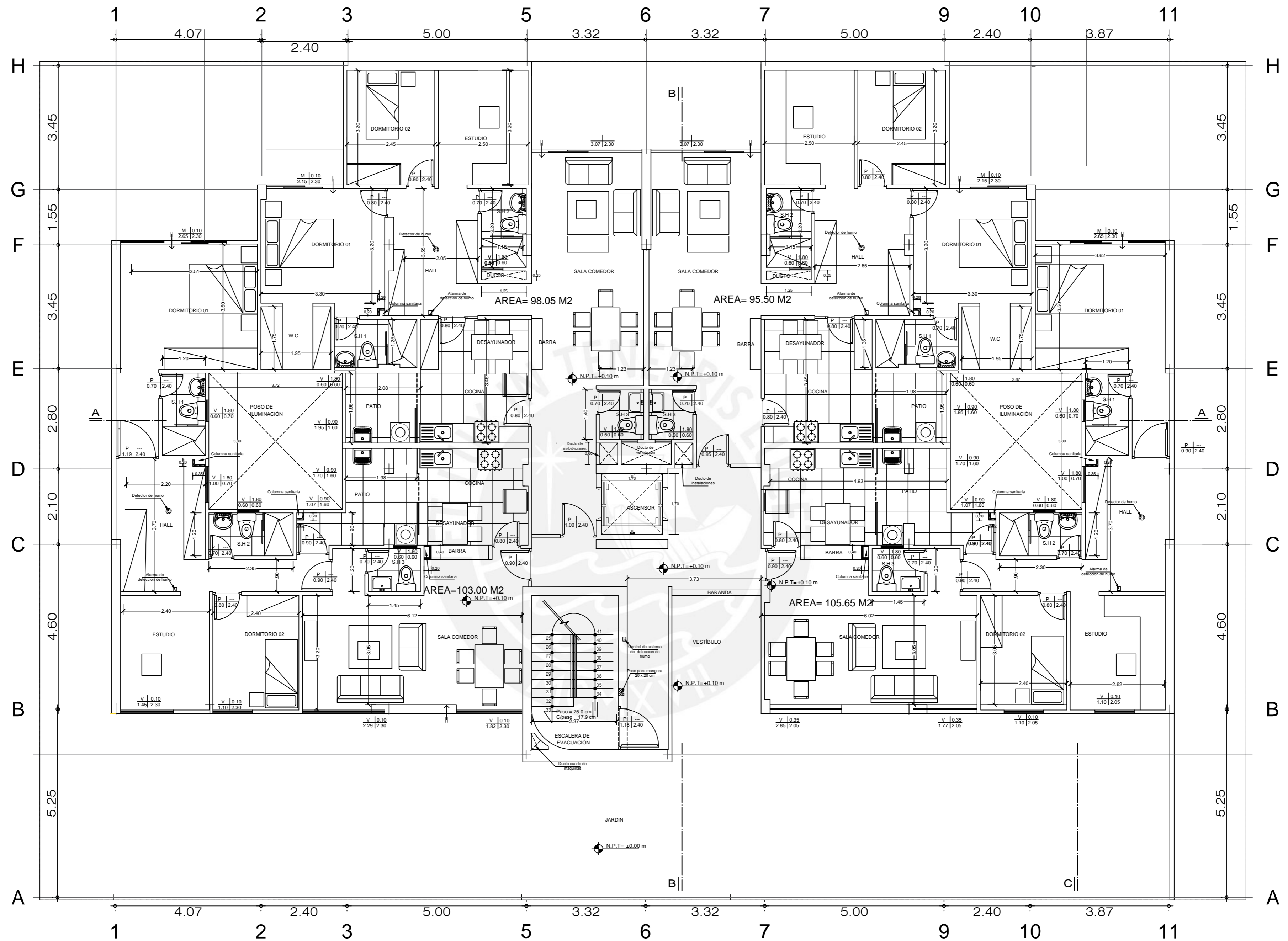
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. *COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ/1994-1995*
- Higashi Luy, Julio (2020). *Capítulo 1: Estructuración y comportamiento de estructuras frente a sismo. Consulta 15 de septiembre del 2020*
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009) *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.



PLANTA PRIMER PISO ESCALA 1/75

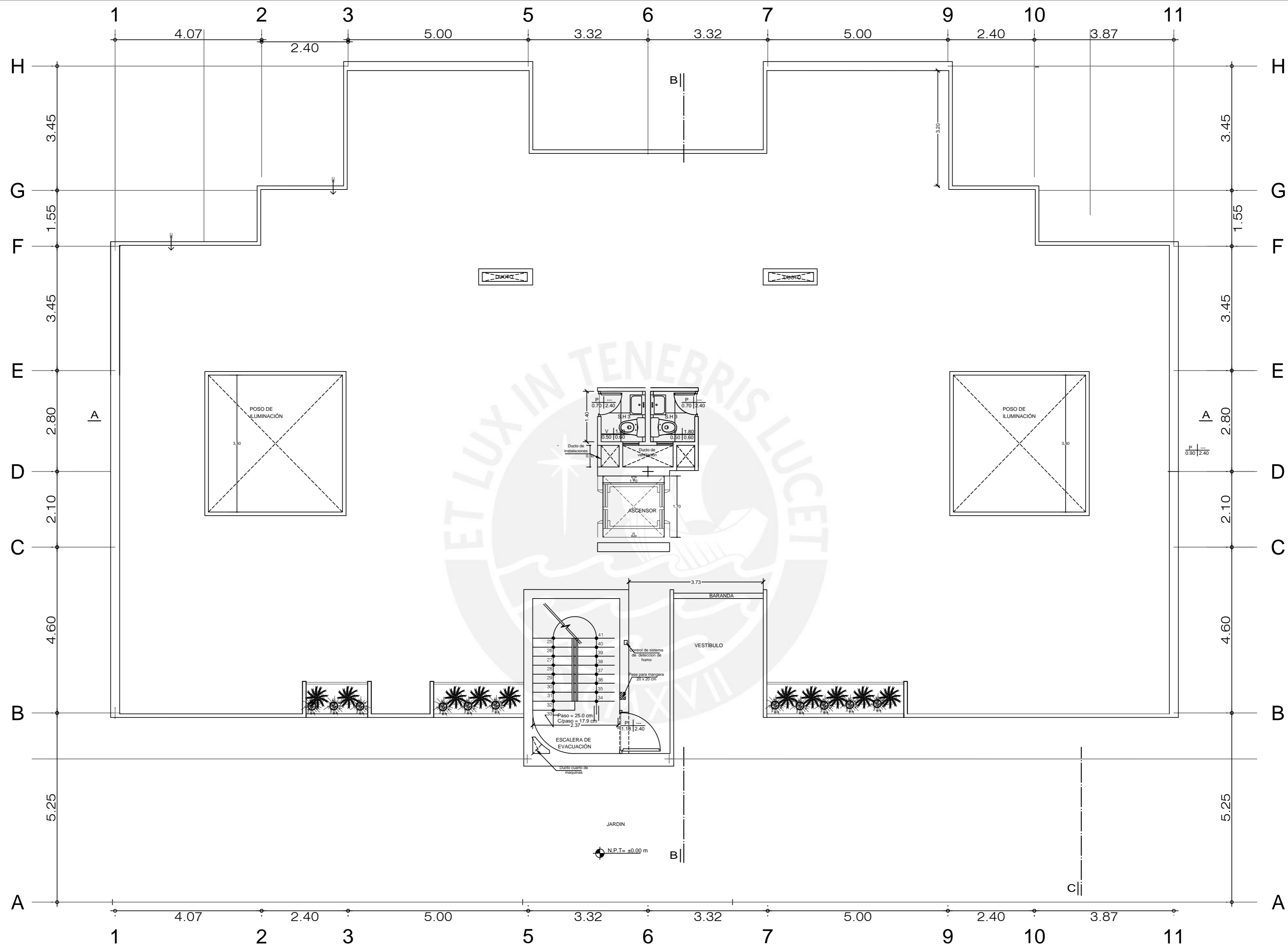
Plano:	Planta primer piso	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"				
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova				
Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma	Proyecto:	A-01
Revision:	J.A.A.	Escala:	Indicado	Fecha:	Mar-23		






PLANTA PISO TIPICO ESCALA 1/75

Plano:	Planta piso tipico	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"			
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova			
	Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
	Revision:	J.A.A.	Escala:	Indicado	Fecha:	Mar-23
A-02						



PLANTA AZOTEA


ESCALA 1/75

Plano:	Planta azotea	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"			
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova			
	Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
	Revision :	J.A.A.	Escala:	Indicado	Fecha:	Mar-23
A-03						



ELEVACIÓN FACHADA PRINCIPAL

ESCALA 1/75

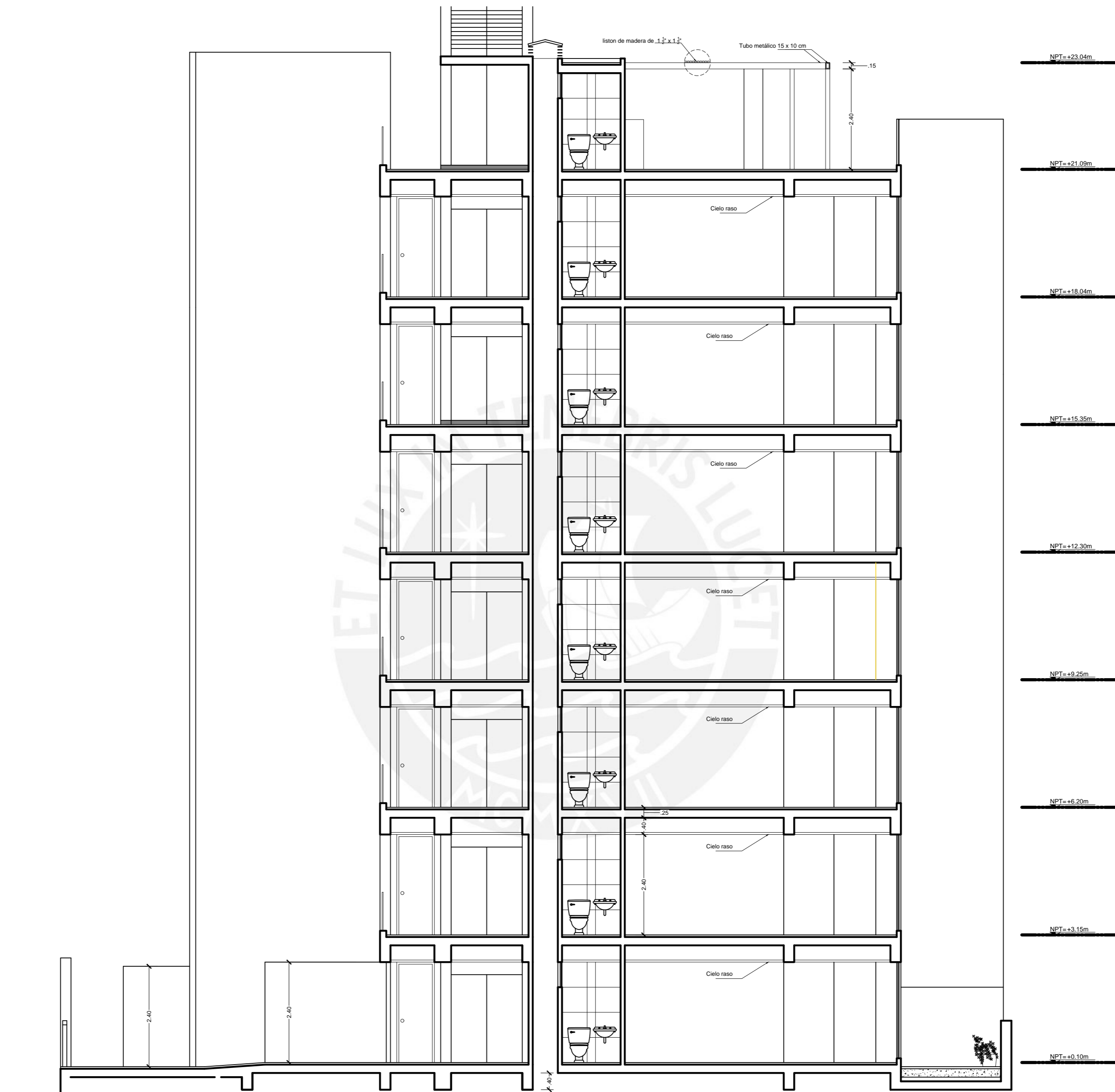
Plano:	Elevacion longitudinal	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"			
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova			
	Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
	Revision :	J.A.A.	Escala:	Indicado	Fecha:	Mar-23
						A-04



CORTE A - A'
ESCALA 1/75

Plano: Elevacion frontal		Proyecto: "EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"	
Diseño: Giancarlo Gomez Cordova		Dibujo: Giancarlo Gomez Cordova	
Dpto: Arequipa	Provincia: Arequipa	Distrito: Cayma	Proyecto: A-05
Revision : J.A.A.	Escala: Indicado	Fecha: Mar-23	





CORTE B - B'
ESCALA 1/75

Plano:	Elevacion transversal	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"			
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova			
	Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
	Revision :	J.A.A.	Escala:	Indicado	Fecha:	Mar-23
A-06						

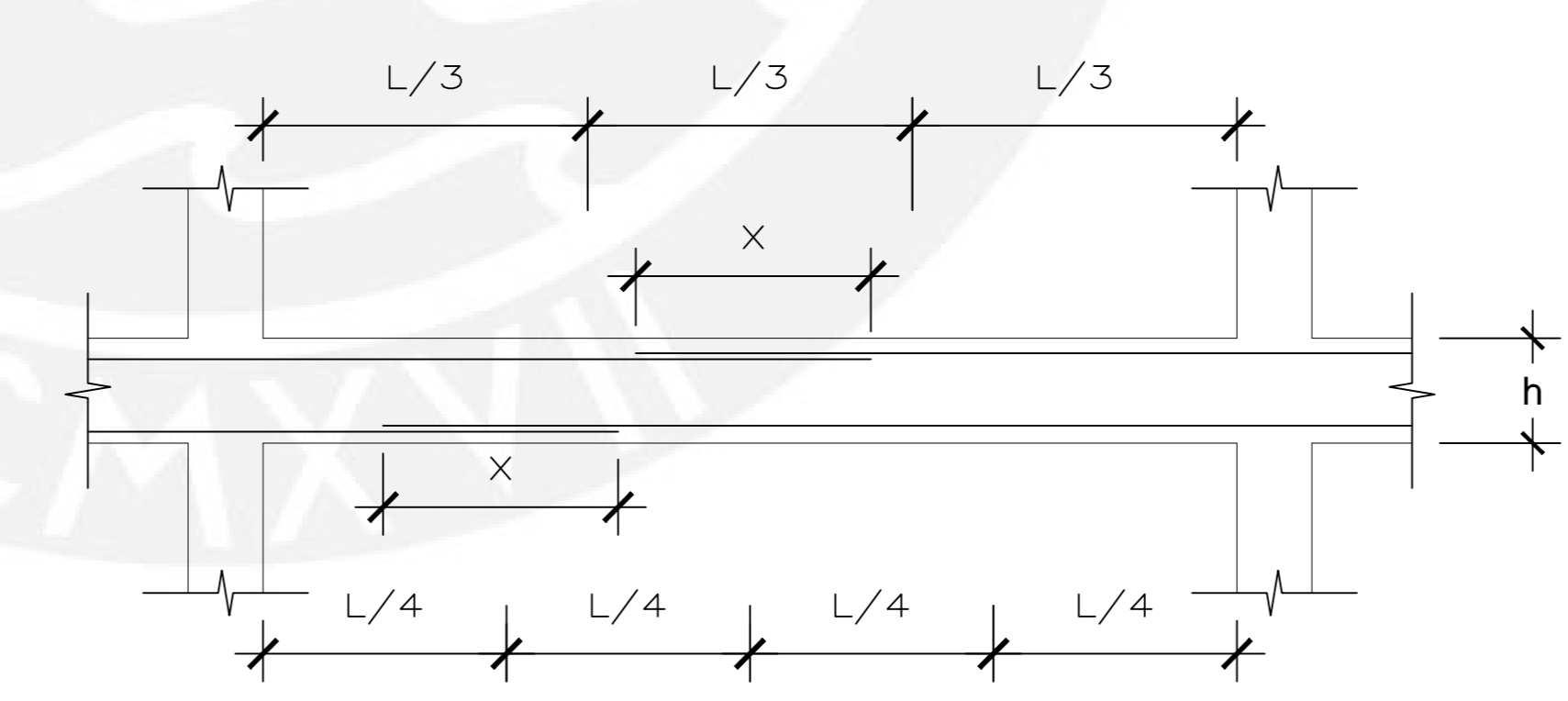
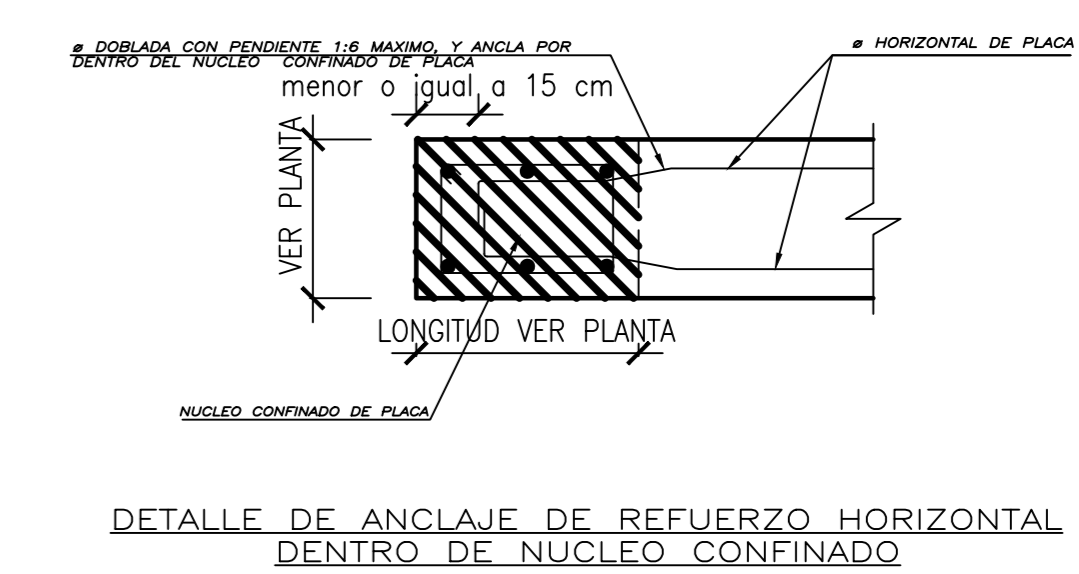
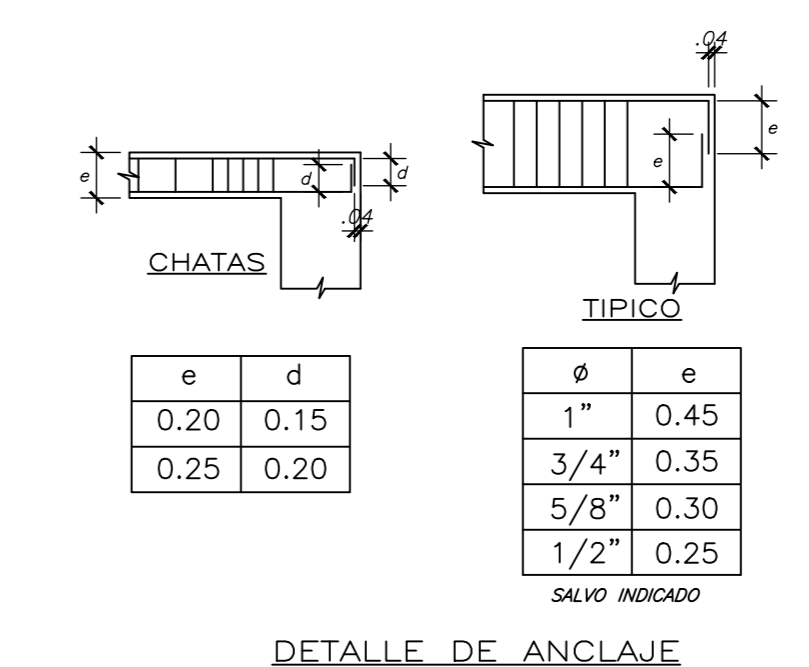
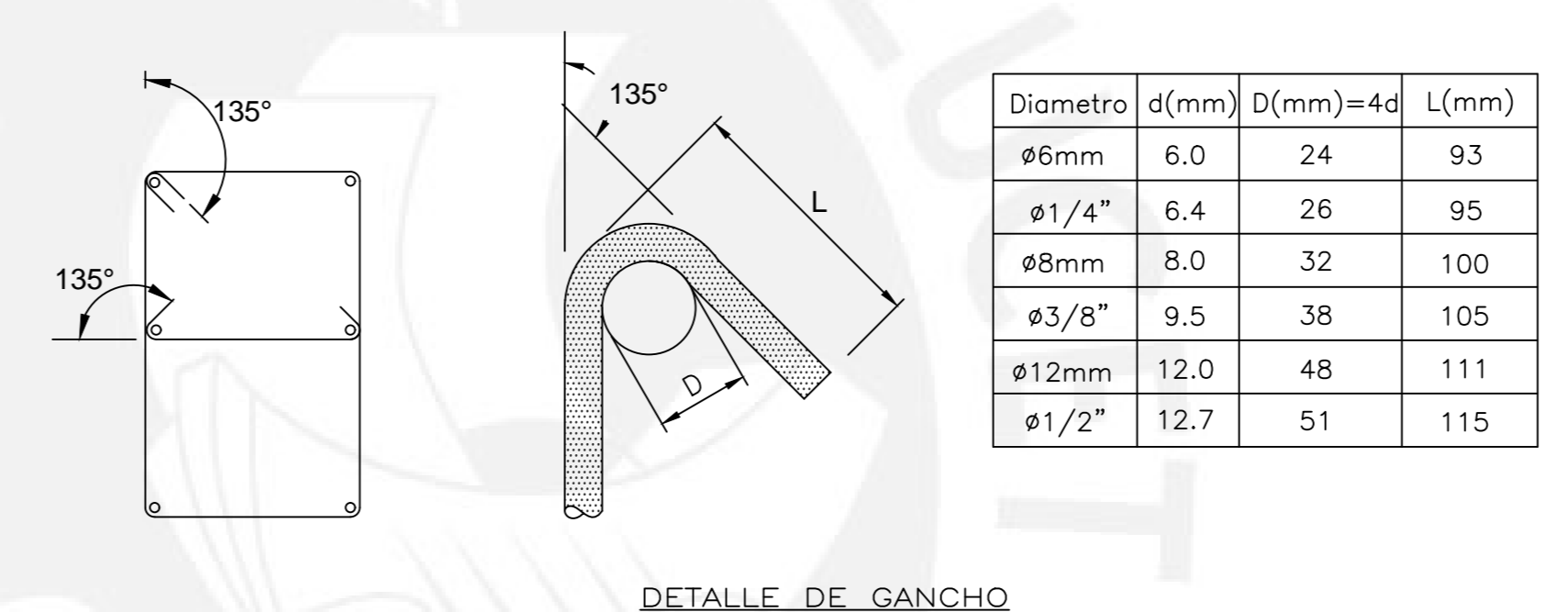
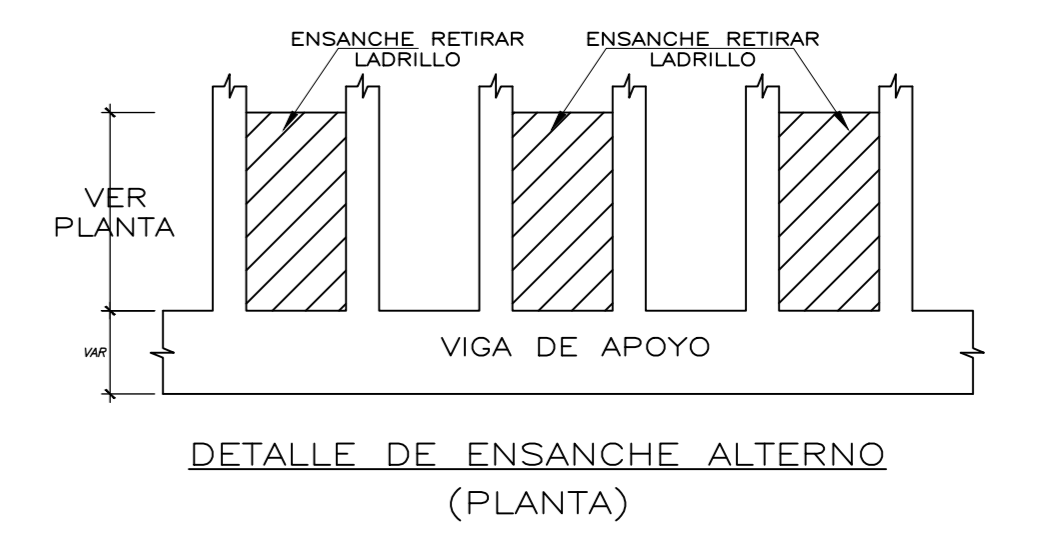
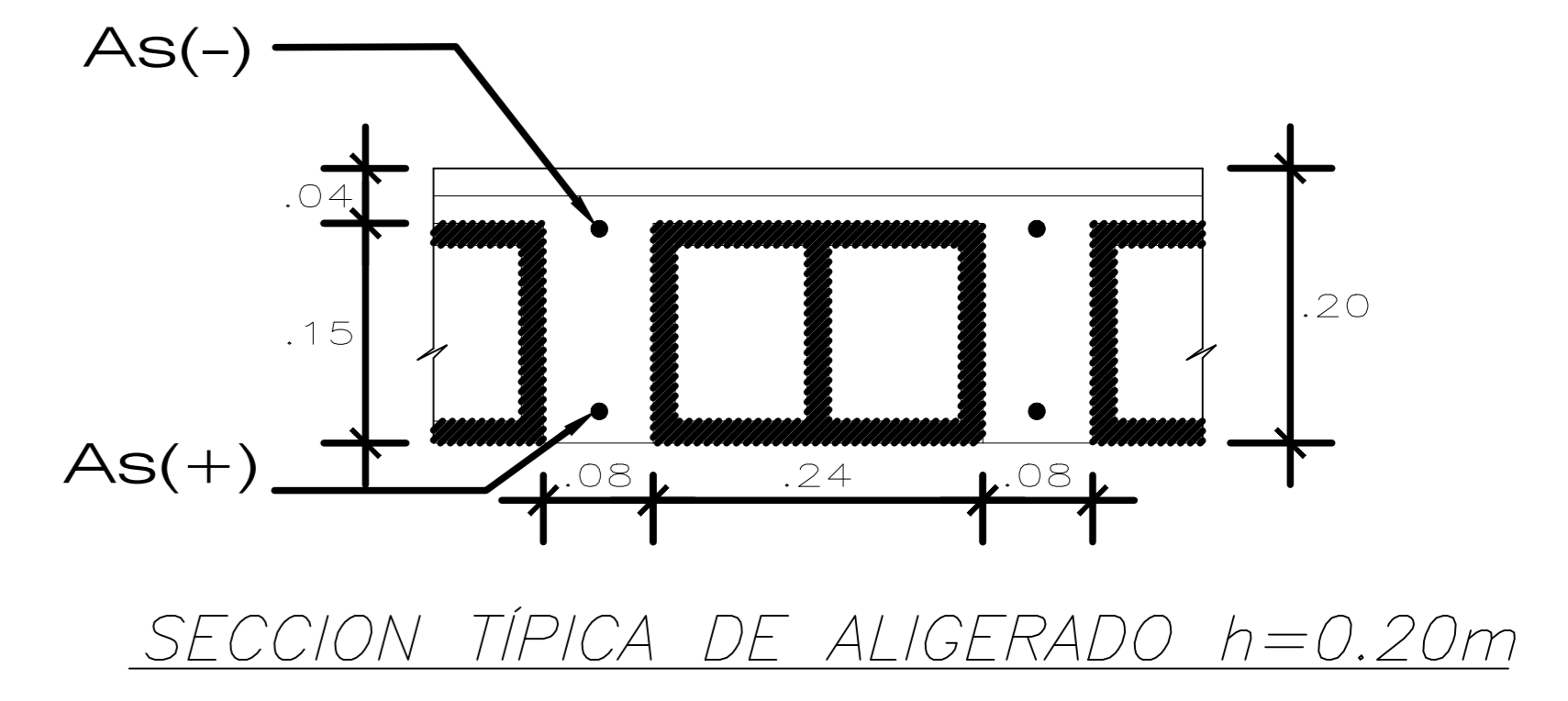
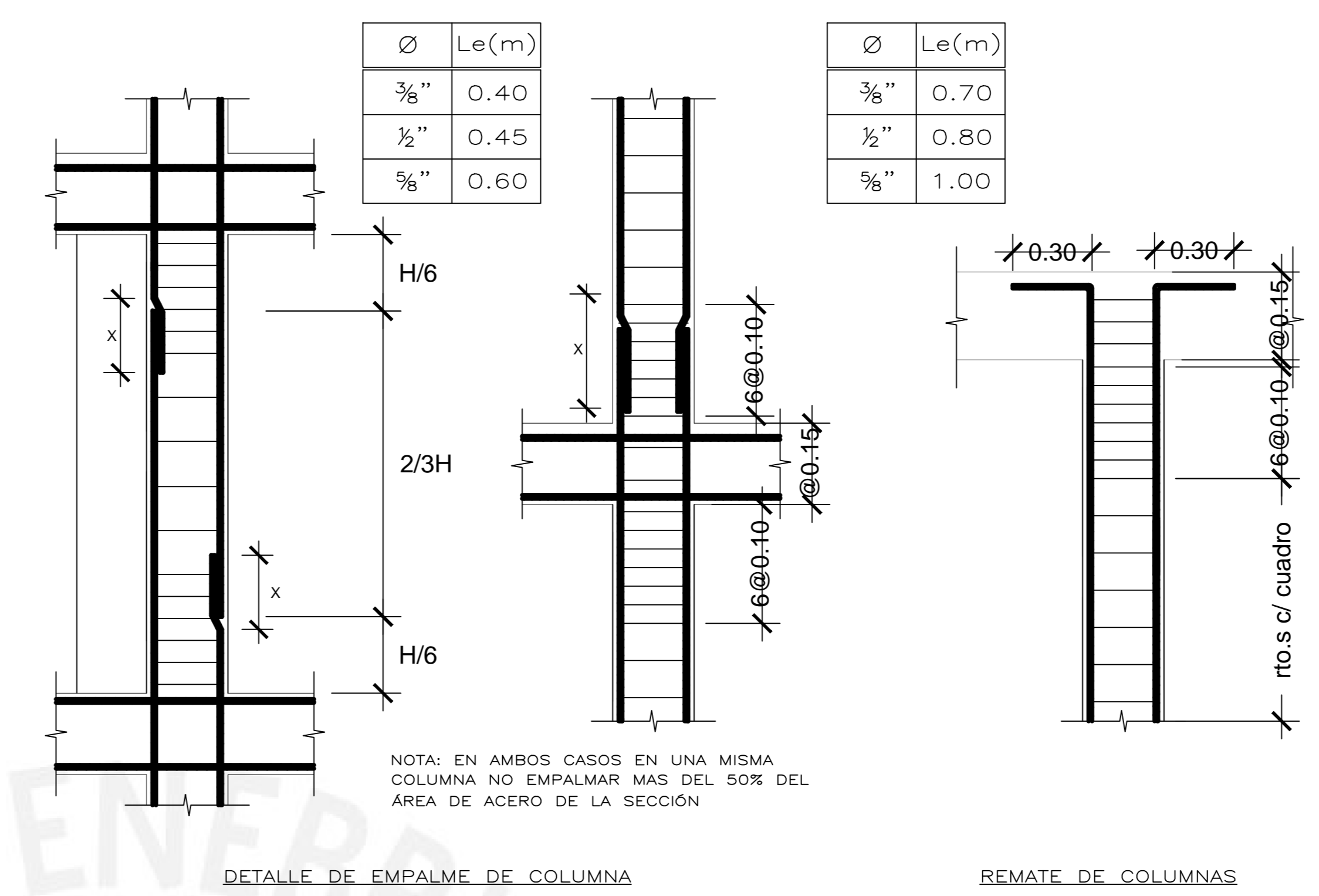
ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLOCACION
 EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDO A SU MANIPULACION O DESPLAZAMIENTO
 LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.
 NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS
 NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL
 UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICAS
 LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE ENCOFRADO VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.
 TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO.
CURADO
 A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACCELERADO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS DESPUES DE LA COLOCACION (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
 EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DIAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACCELERADO).
ENCOFRADOS
 LOS ENCOFRADOS DEBERAN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGUN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.
 LOS ENCOFRADOS DEBERAN SER SUFICIENTEMENTE HERMETICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO
 LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRISTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICION Y FORMA.
 LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DAÑEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUIDAS.
DESENCOFRADOS
 LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.
 EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.
 PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCION Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN, DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCION PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.
TIEMPOS DE DESENCOFRADO MINIMOS RECOMENDABLES:
 • MUROS Y COLUMNAS 1 A 3 DIAS
 • ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DIAS
 • FONDOS DE VIGAS 21 DIAS
 NOTA: ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VALIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C

ESPECIFICACIONES TECNICAS

A- MATERIALES:
 CONCRETO ARMADO
 f'c= 210 kg/cm2 Muros, Placas, Columnas (Nivel 01 al Nivel 07)
 f'c= 210 kg/cm2 Zapatas, Vigas, Losas
 fy= 4200 kg/cm2 Acero Corrugado
 CEMENTO PORTLAND TIPO I
B- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 NORMAS E-020, E-030, E-050, E-060 Y E-070 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES DEL PERU Y REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL ACI 318S-14
C- SOBRECARGAS:
 INDICADAS EN PLANTA
D- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:
 ZAPATAS 7.50 cms.
 PLACAS Y MUROS 3.00 cms.
 PLACAS Y MUROS (e<17) 2.50 cms.
 COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS 4.00 cms.
 COLUMNAS, VIGAS PERALTADAS (e<17) 4.00 cms.
 VIGAS CHATAS 2.00 cms.
 LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS 2.00 cms.
 COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO 2.00 cms.
 MUROS DE CISTERNA Y T. ELEVADO 5.00 cms.
 - CARA EN CONTACTO CON AGUA 4.00 cms.
 - CARA SECA
E- PARAMETROS SISMICOS:
 FACTOR DE ZONA (ZONA 3) Z= 0.35
 FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) U= 1.00
 FACTOR DE SUELO (TIPO S1) S= 1.00
 PERIODO DE SUELO (TIPO S1) Tp= 0.40 seg. Tl=2.50 seg
 IRREGULARIDADES
 Ia= 1.00 (No hay irregularidades en altura)
 Ip= 0.90 (Esquinas Entrantes)
 FACTOR DE REDUCCION
 Rx= 6.0*Ip= 5.40 (Muros Estructurales)
 Ry= 6.0*Ip= 5.40 (Muros Estructurales)
 DIRECCION XX
 PERIODO FUNDAMENTAL Tx= 0.785 seg
 ORDENADA ESPECTRAL Cx= 1.312
 CORTANTE DE DISEÑO Vxd= 254.88 t
 DIRECCION YY
 PERIODO FUNDAMENTAL Ty= 0.682 seg
 ORDENADA ESPECTRAL Cy= 1.522
 CORTANTE DE DISEÑO Vyd= 295.617 t
F- DISTORSION DE ENTREPISO:
 DIRECCION XX
 Δ INELASTICO = 0.00403 < 0.007
 DIRECCION YY
 Δ INELASTICO = 0.00343 < 0.007

LISTA DE PLANOS	
N° LAMINA	DESCRIPCION
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	CIMENTACION I
E-03	CIMENTACION II
E-04	COLUMNAS ESCALERA Y CISTERNA
E-05	PLACAS
E-06	ENCOFRADO PISO TIPICO
E-07	ENCOFRADO AZOTEA
E-08	VIGAS PISO TIPICO I
E-09	VIGAS PISO TIPICO II
E-10	VIGAS AZOTEA I
E-11	VIGAS AZOTEA II

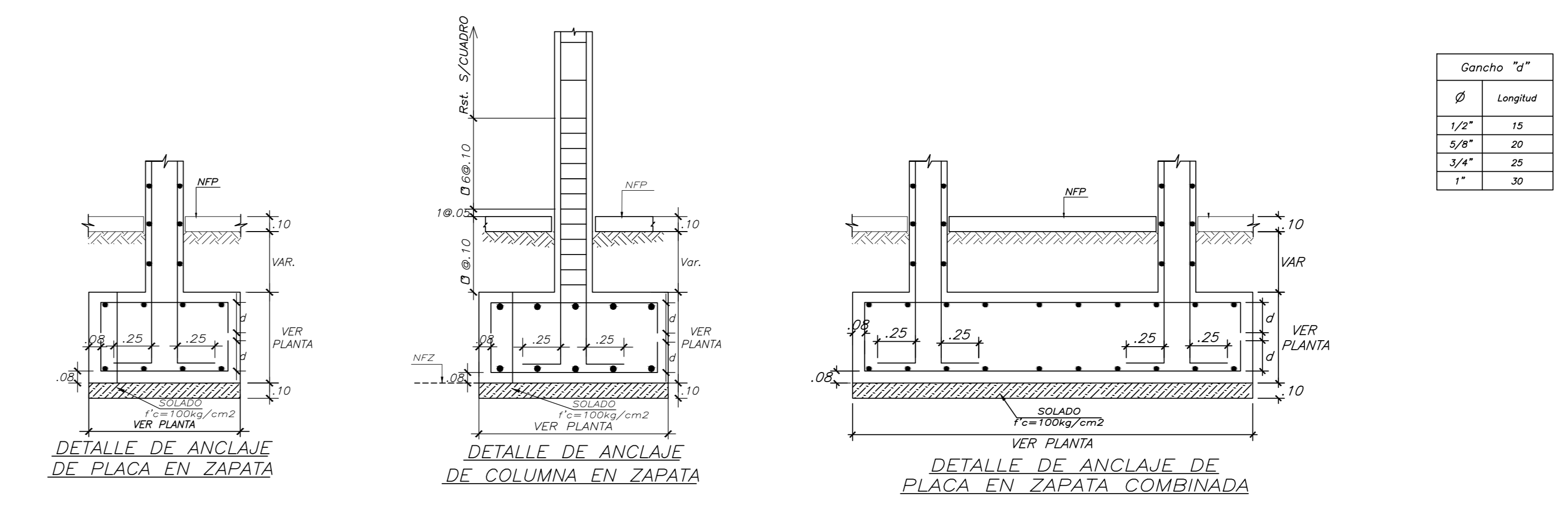


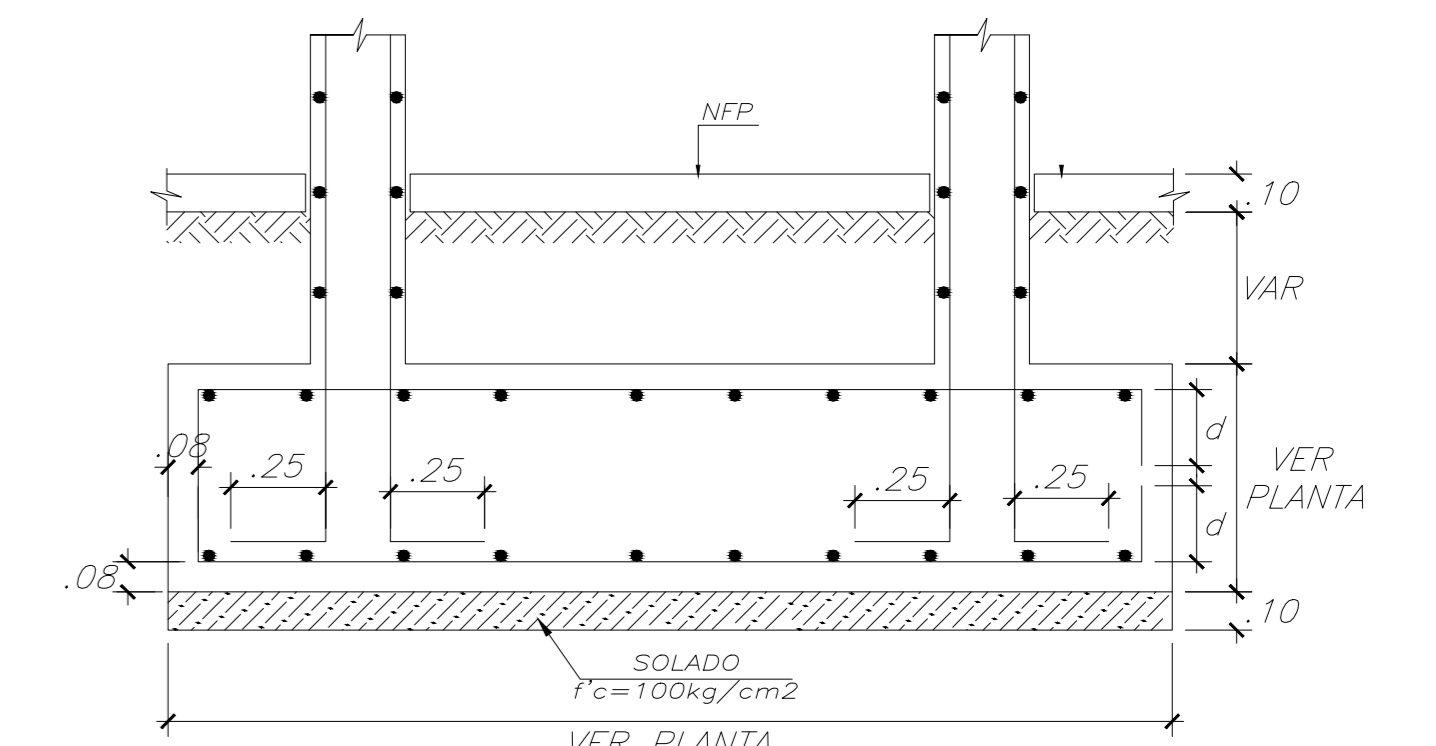
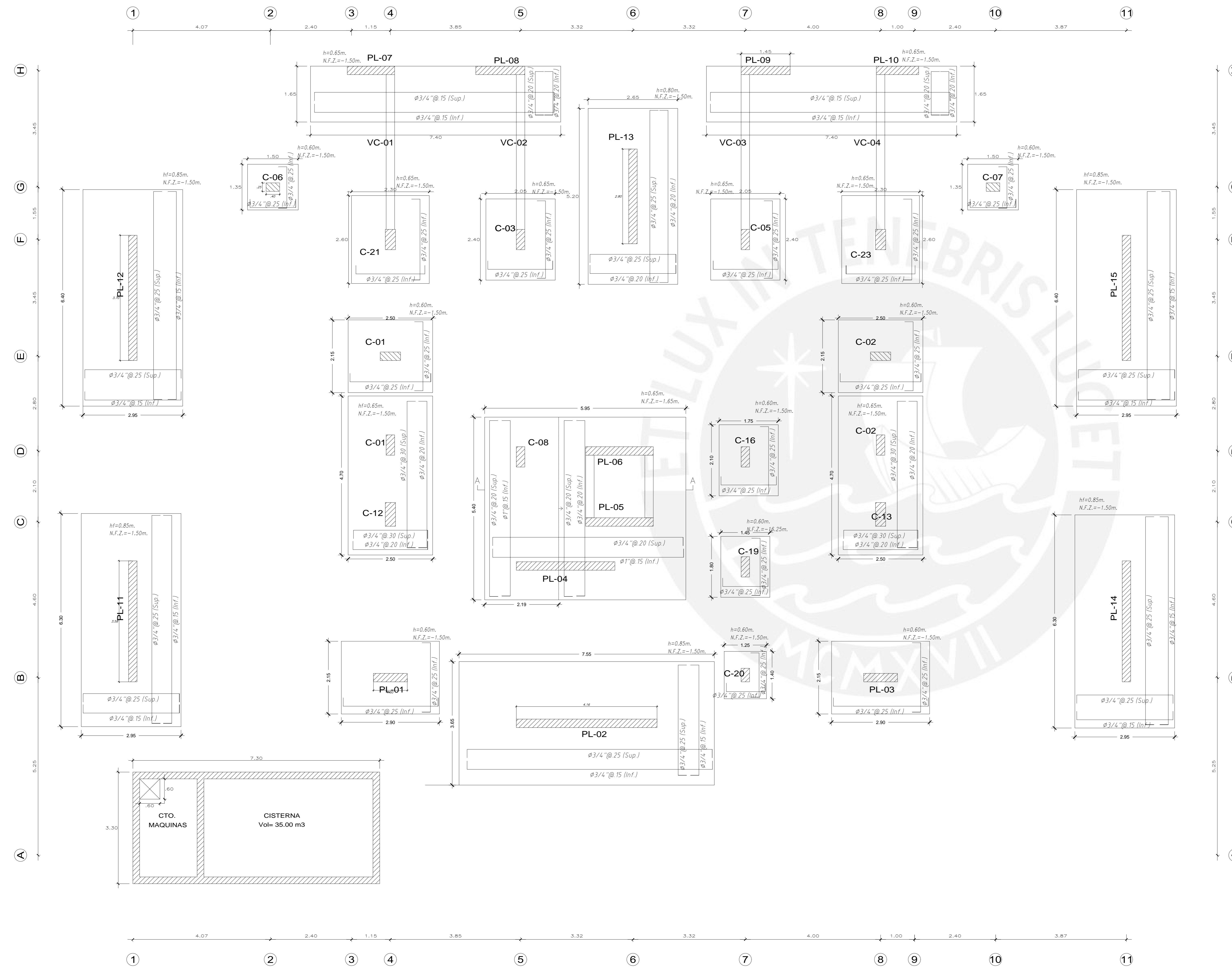
LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Ls" (cm)		
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	55
3/4"	80	65
1"	100	115
1 3/8"	120	130

NOTAS:
 1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE UNO O MAS DE CONCRETO FRESCO O REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERAN COMO BARRAS SUPERIORES EL REFUERZO VERTICAL PERO NO CONSIDERADO COMO OTRAS BARRAS.
 2) SE PERMITEN EL USO DE EMPALMES MECANICOS TIPO-2 EN TERMINOS DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS.
 3) EN CASO DE EMPALMAR MAS DEL SOPE DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCION O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS SE DEBERAN AUMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPADO EN UN 50%.

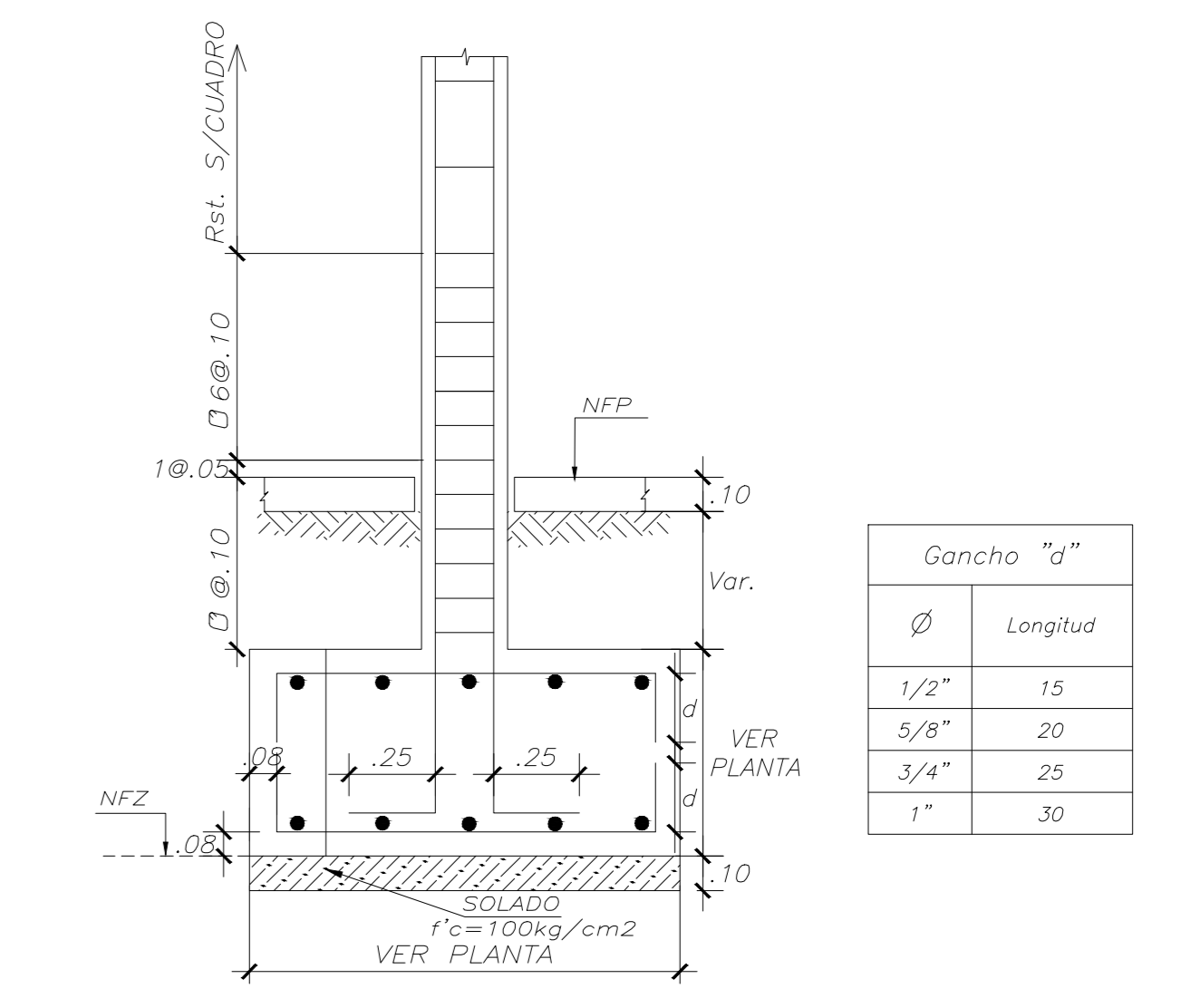
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION	
TIPO DE CIMENTACION:	ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS Y PLATEAS
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.
PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:	1.50 m (CON RESPECTO AL NIVEL DEL PISO TERMINADO)
PRESION ADMISIBLE :	3.00 kg/cm2
PARAMETROS SISMICOS DEL SUELO (REFERENTE A LA NORMA N.T.P. E.030)	
ZONA SISMICA:	3
TIPO DE PERFIL DE SUELO:	SUELO MUY RIGIDO
FACTOR DEL SUELO (S):	1.00
PERIODO TP (s):	0.40
PERIODO TL (s):	2.50
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACION	
LICUACION:	-----
COLAPSO:	-----
EXPANSION:	-----
INDICACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA

LEYENDA	
NFP.	= NIVEL FALSO PISO
NFZ.	= NIVEL FONDO ZAPATA
NFC.	= NIVEL FONDO CIMIENTO
NFVC.	= NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACION

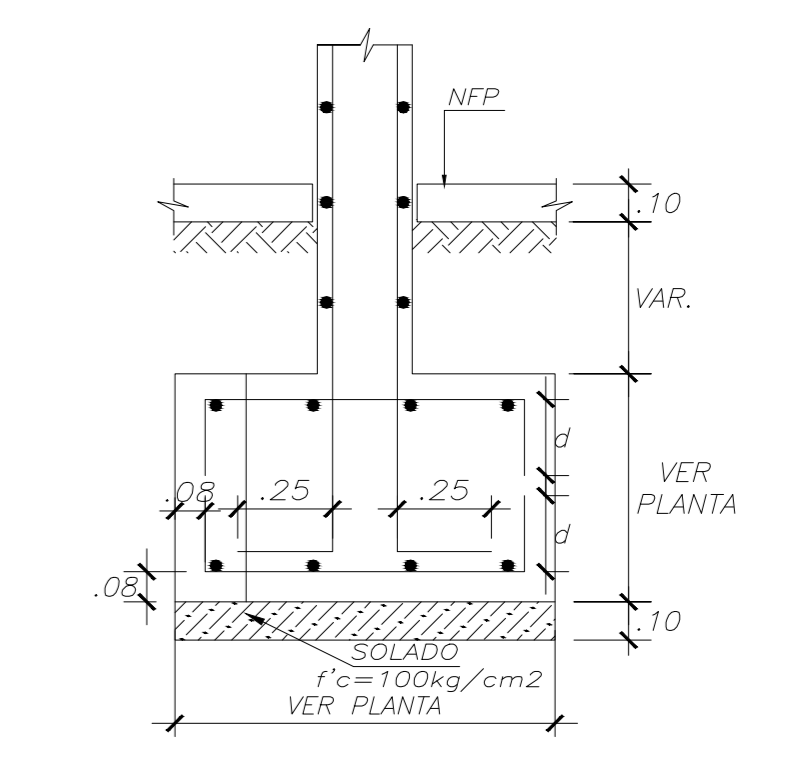




DETALLE DE ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA COMBINADA



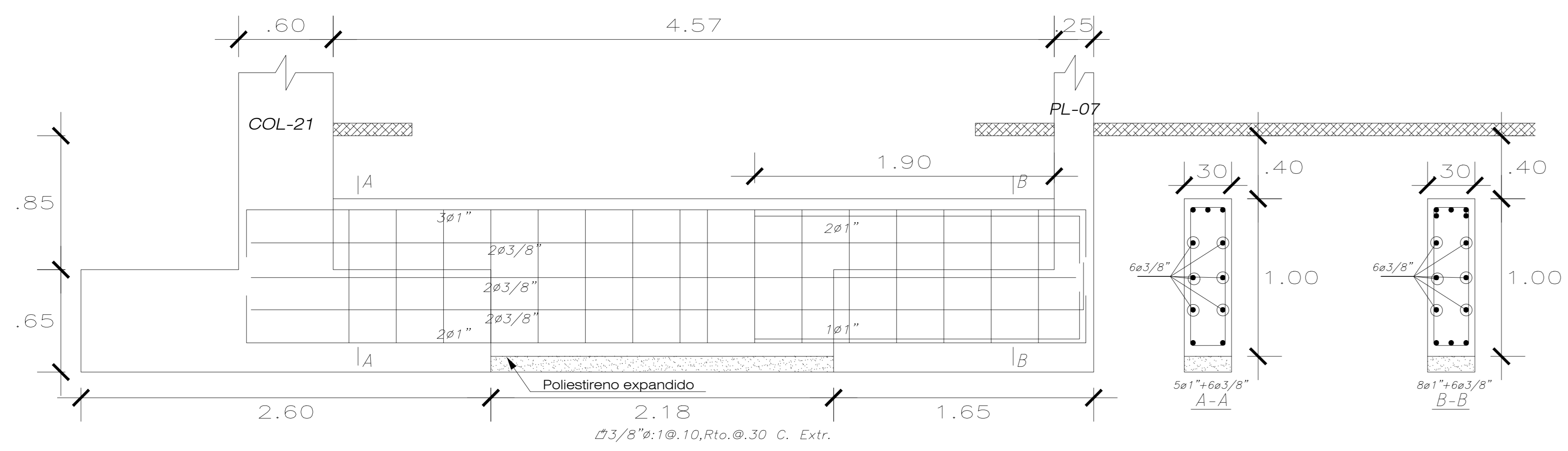
DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA



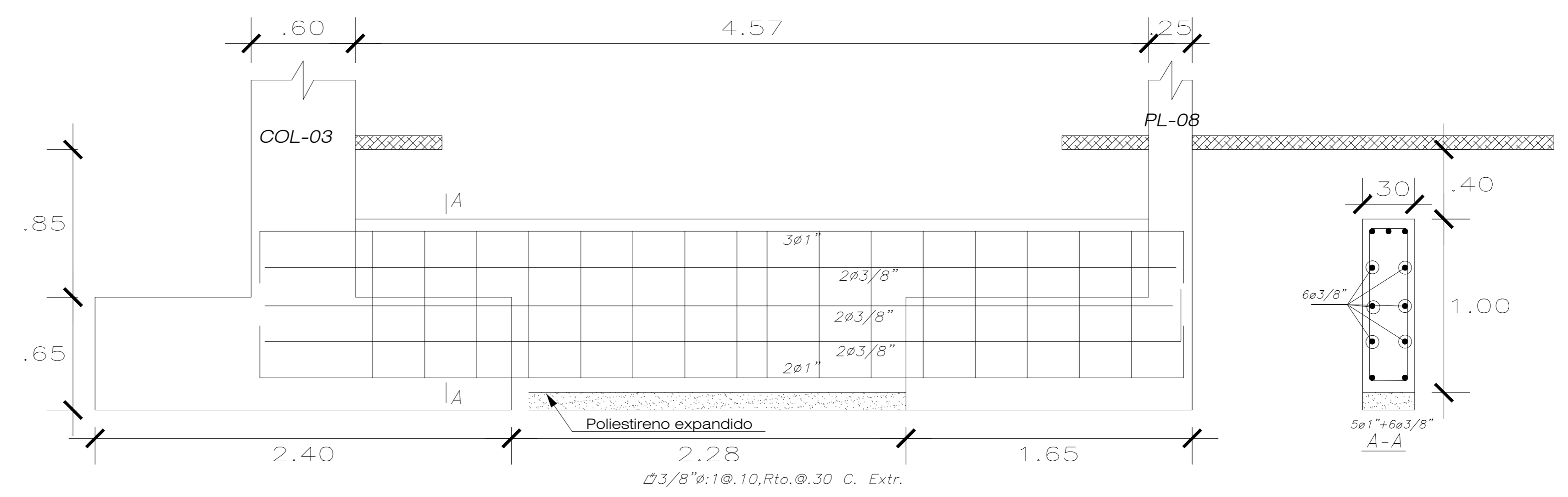
DETALLE DE ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA

LEYENDA

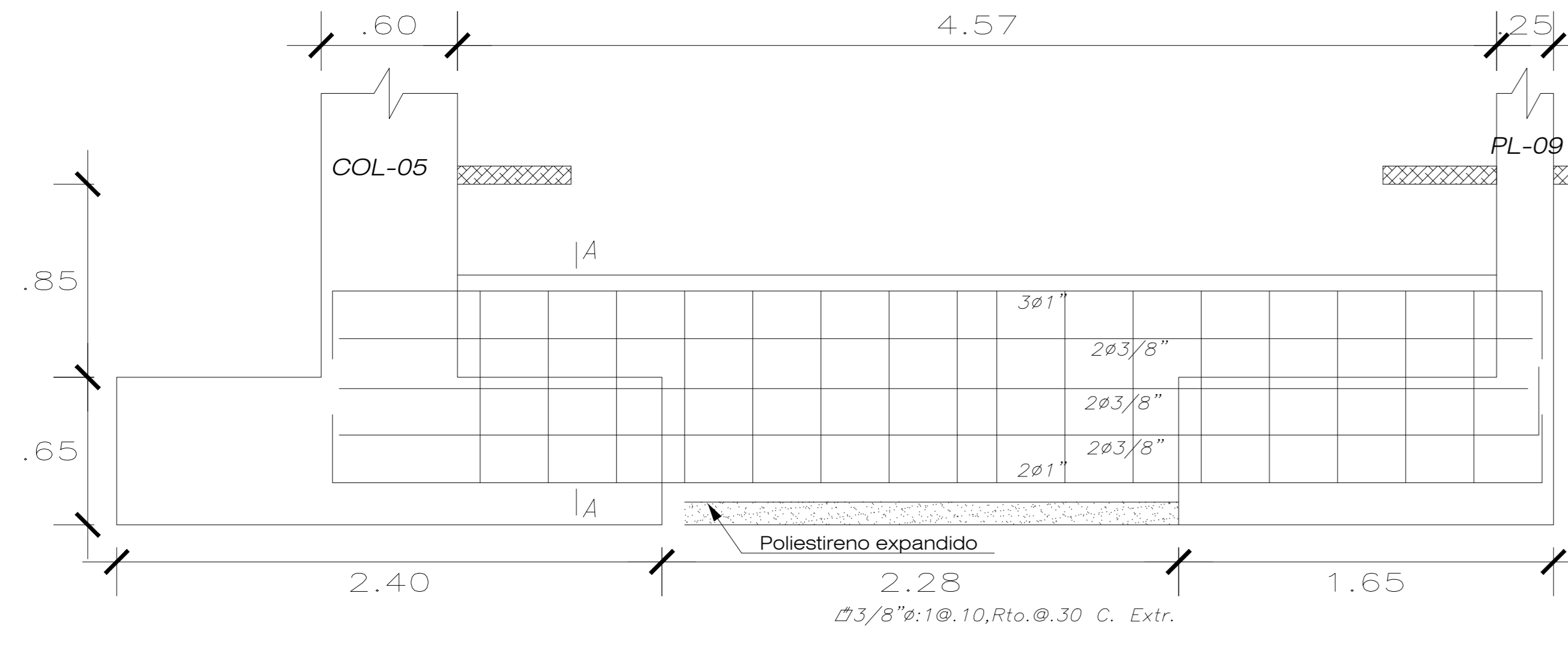
NFP. = NIVEL FALSO PISO
 N.F.Z. = NIVEL FONDO ZAPATA
 N.F.C. = NIVEL FONDO CIMIENTO
 N.F.V.C. = NIVEL FONDO VIGA DE CIMENTACION



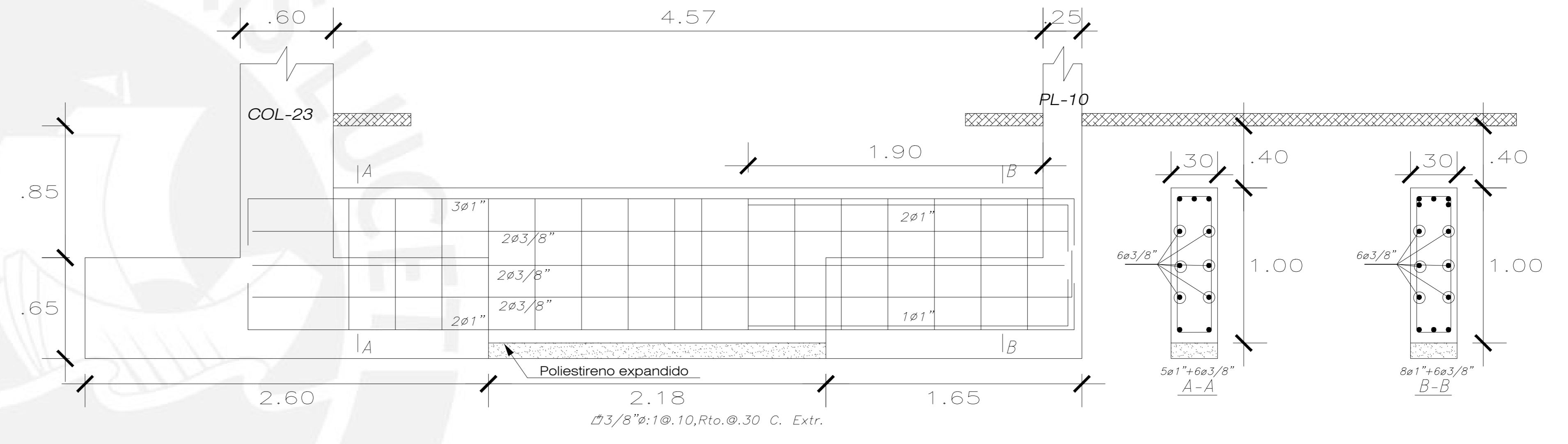
VC-01 (0.30x1.00 m)
ESC. : 1/50



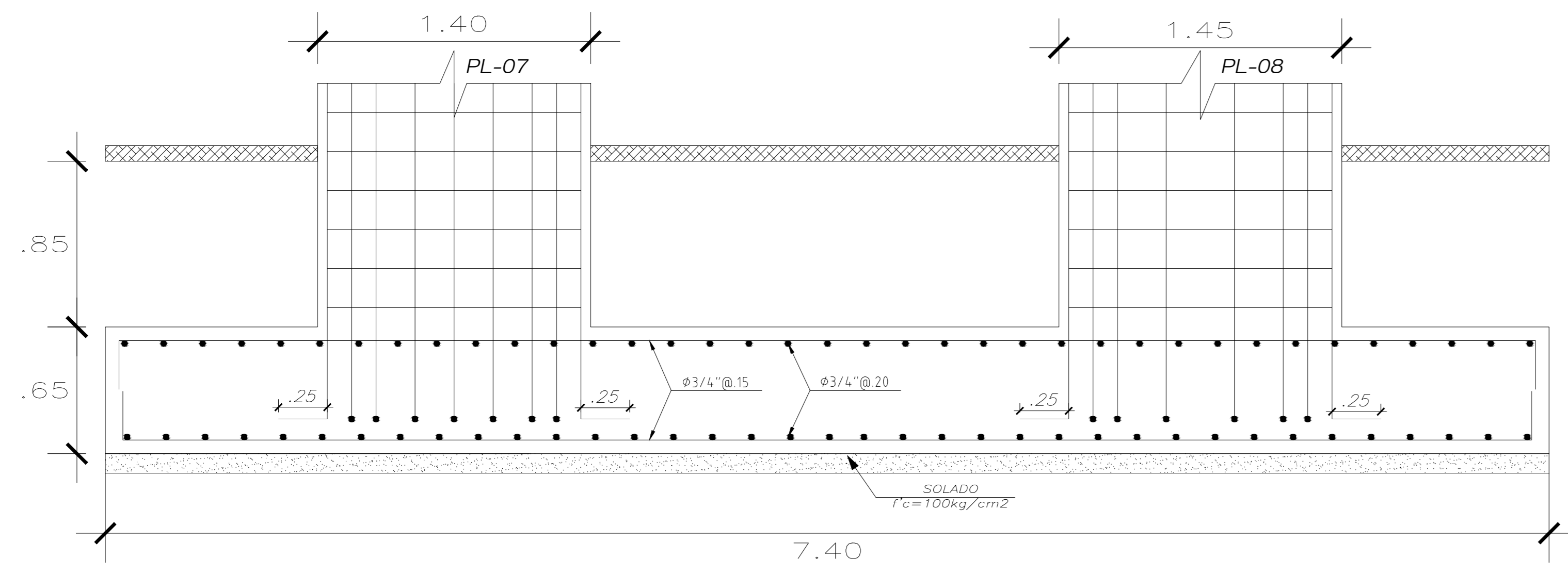
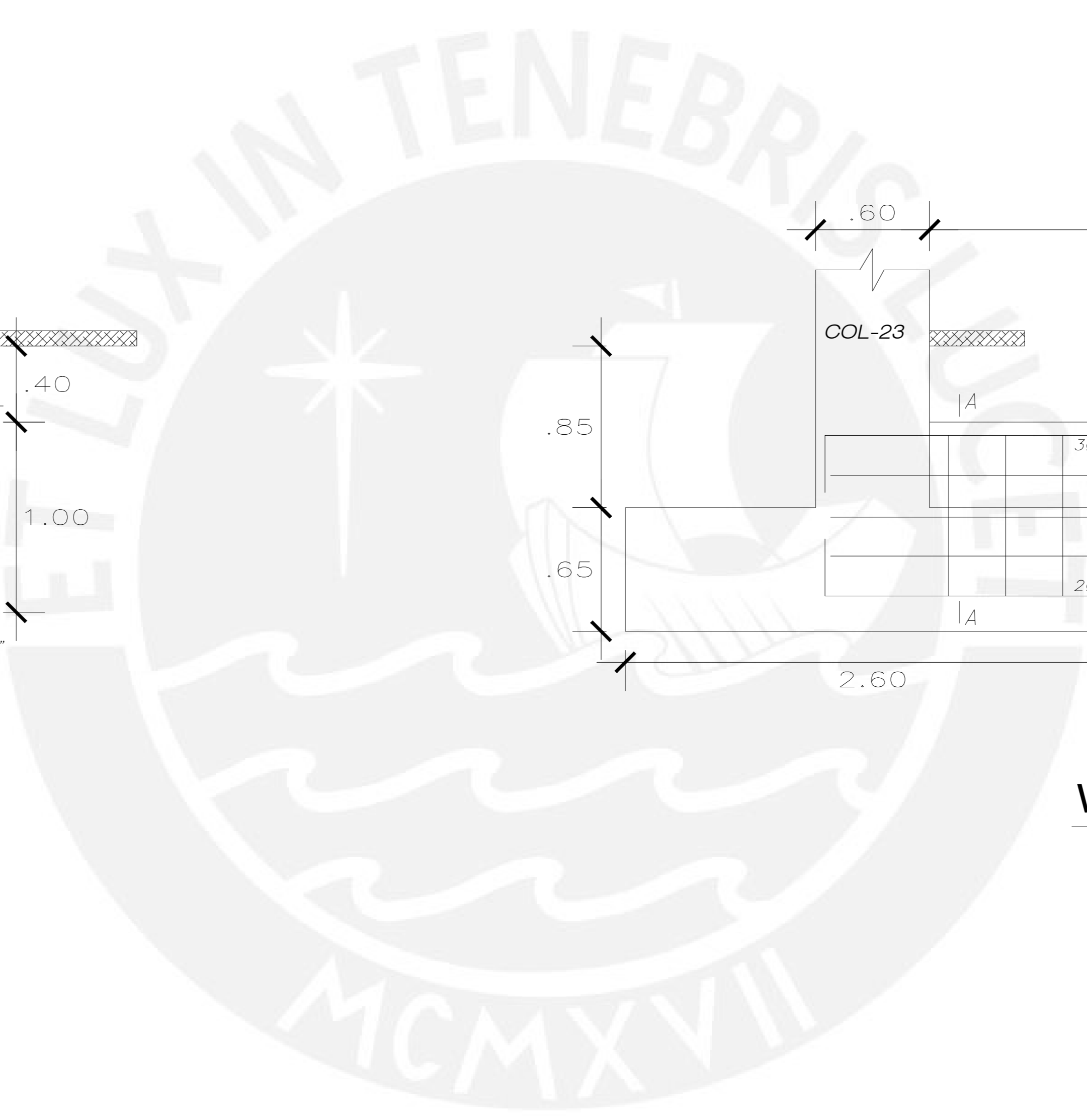
VC-02 (0.30x1.00 m)
ESC. : 1/50



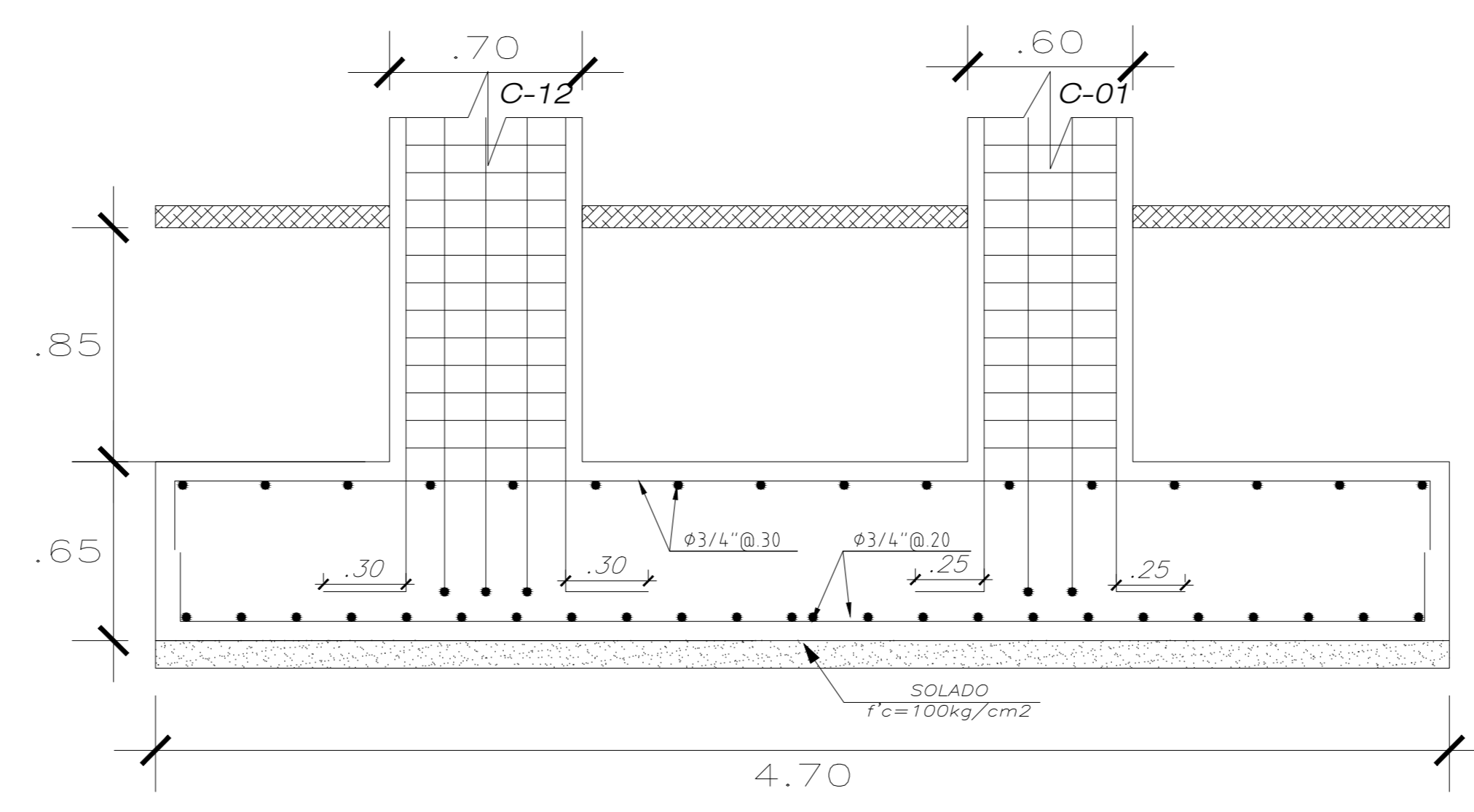
VC-03 (0.30x1.00 m)
ESC. : 1/50



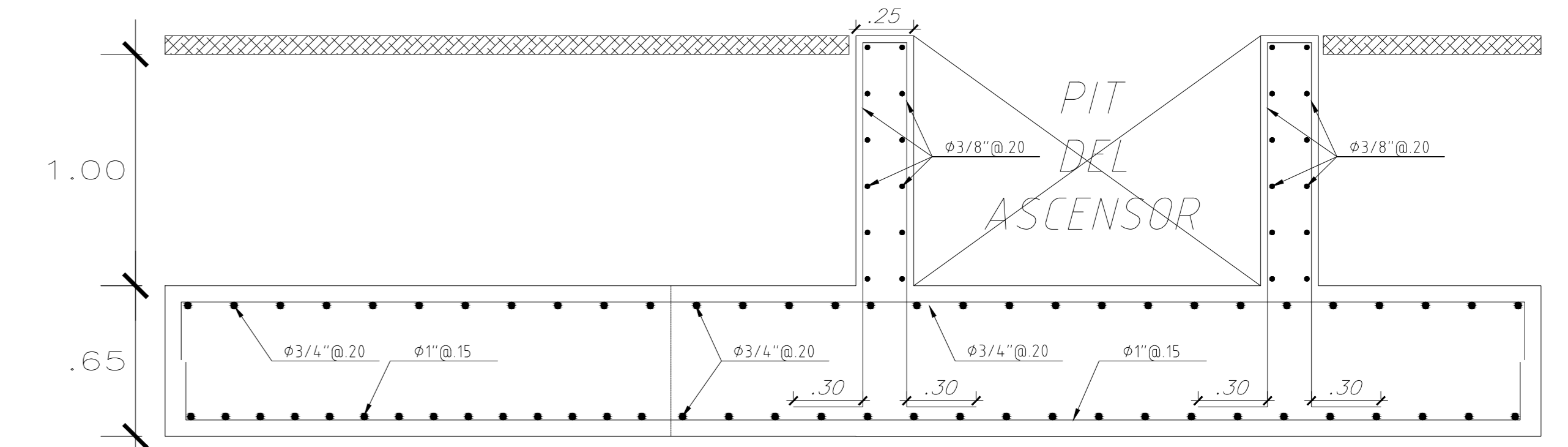
VC-01 (0.30x1.00 m)
ESC. : 1/50



ZAPATA COMBINADA (PL-07 Y PL-08)
ESC. : 1/50



ZAPATA COMBINADA (C-12 Y C-01)
ESC. : 1/50

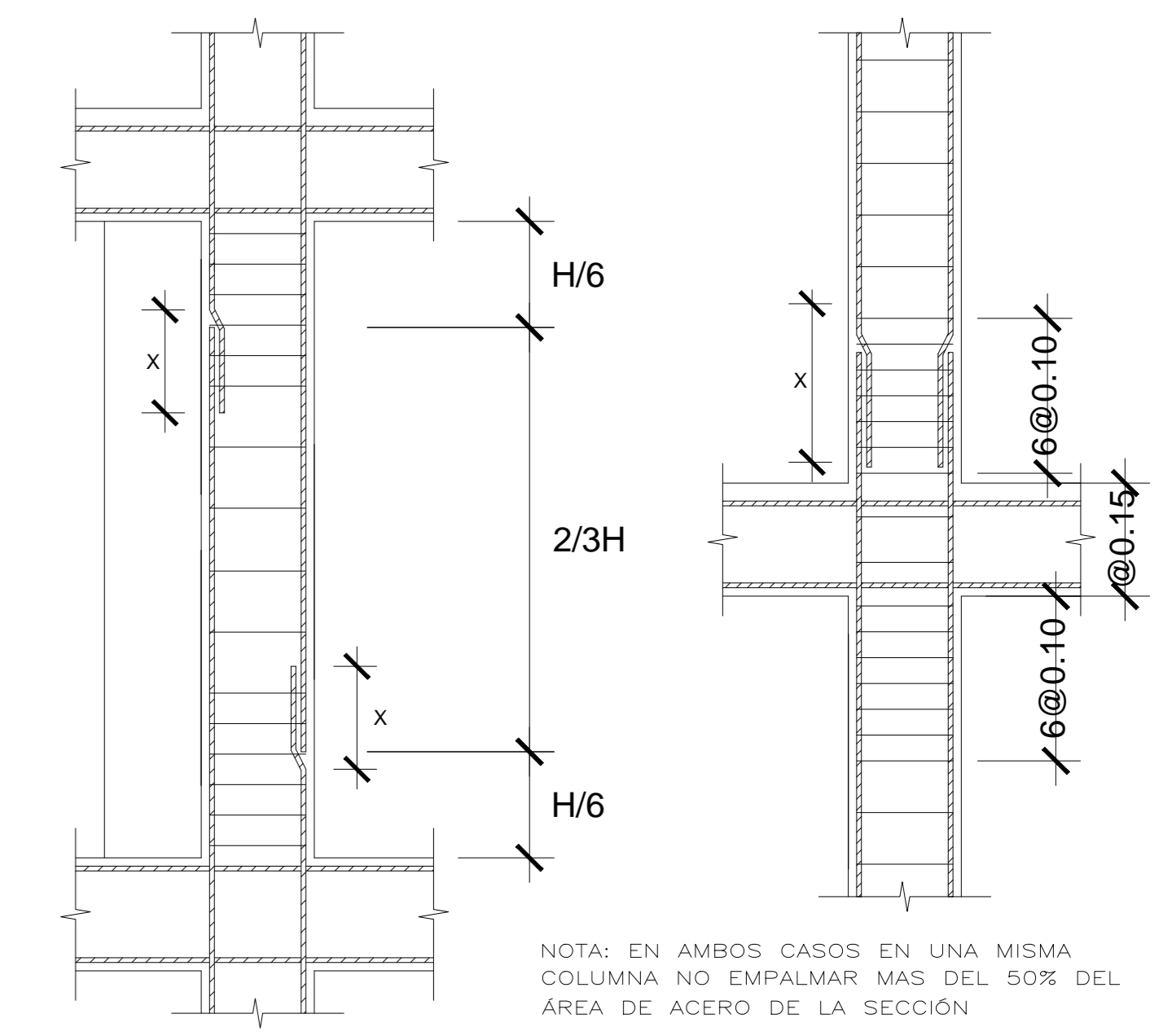


CORTE A-A
ESC. : 1/50

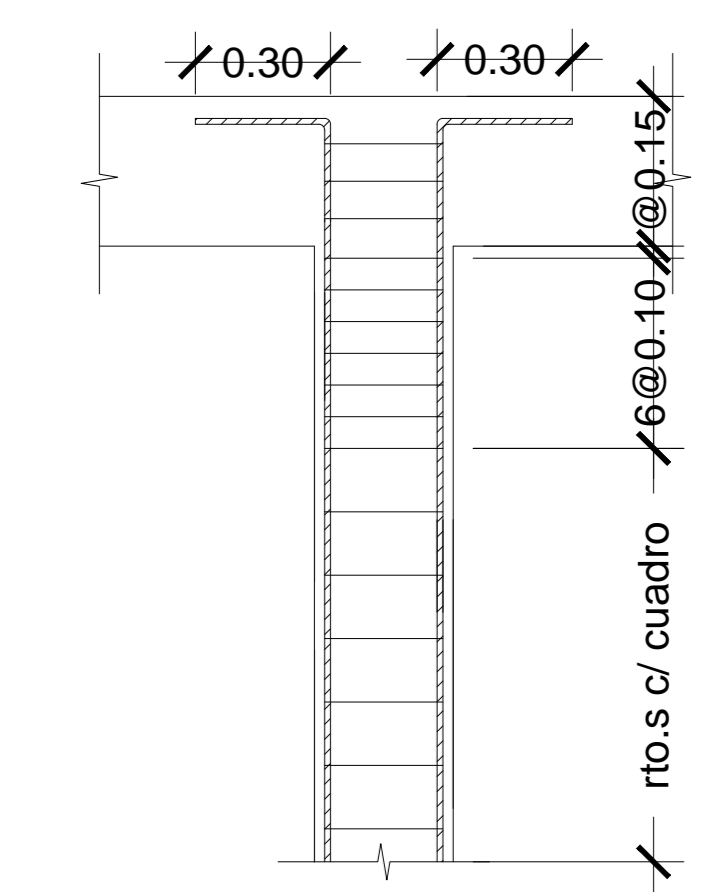
Plano:	Cimentación II	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"		
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova		
Revisión:	J.A.A.	Escaló:	Indicado	Fecha:	Mar-23
		Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa
		Distrito:	Cayma	Proyecto:	
				E-03	

PISO	C3 eje (4-C y 8-C)	C2 eje (7-B)	C2 eje (2-G y 10-G)	C1 eje (7-C')	C1 eje (4-D y 8-D)	C1 eje (5-D y 7-D)	C1 eje (4-E y 8-E)	C4 eje (4-F y 8-F)	C1 eje (5-F y 7-F)
PISO 1 y 2									
PISO 3 y 4									
PISO 5, 6 y 7									

Ø	Le(m)
3/8"	0.40
1/2"	0.45
3/4"	0.60

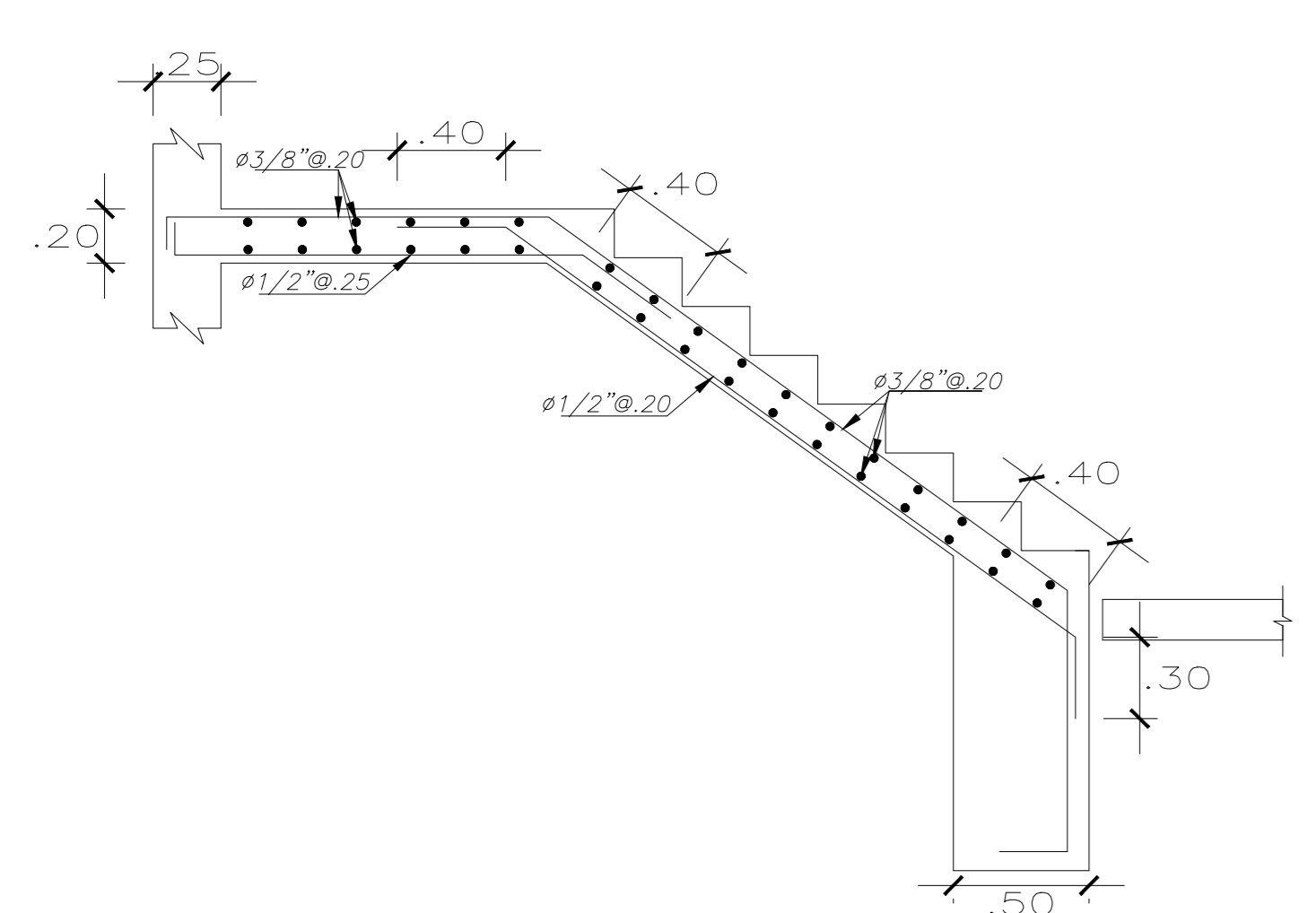


DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

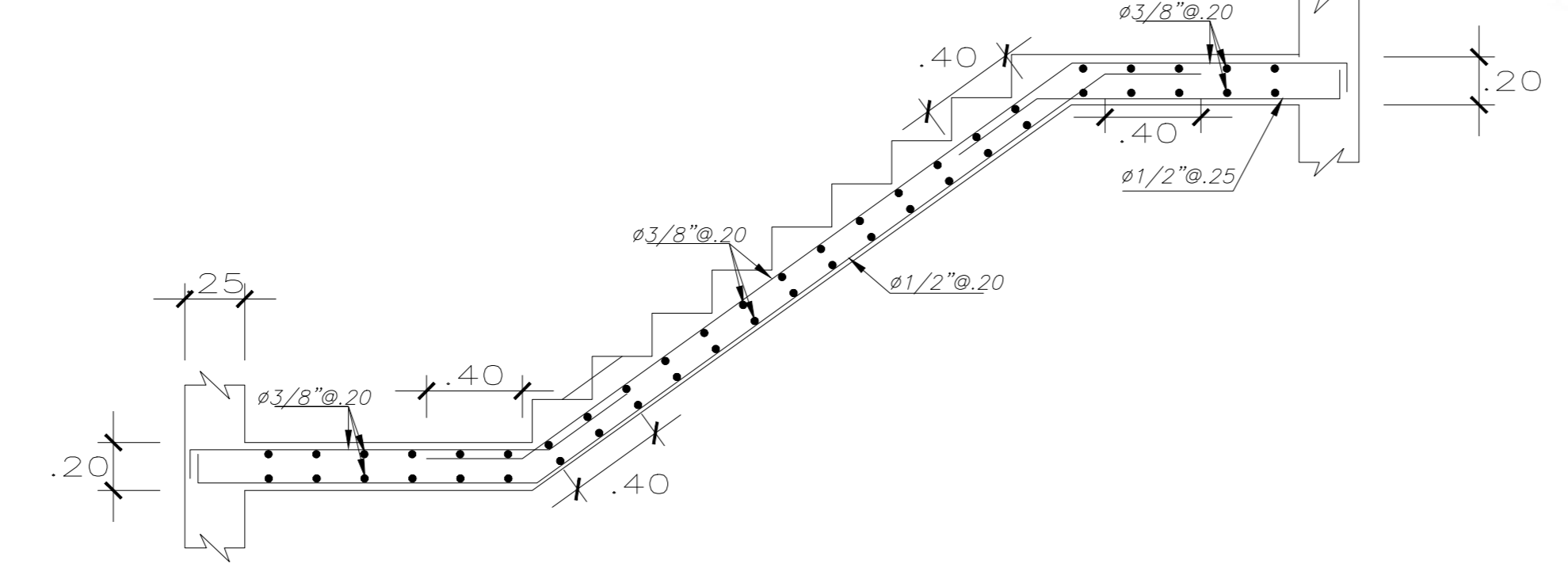


REMATE DE COLUMNAS

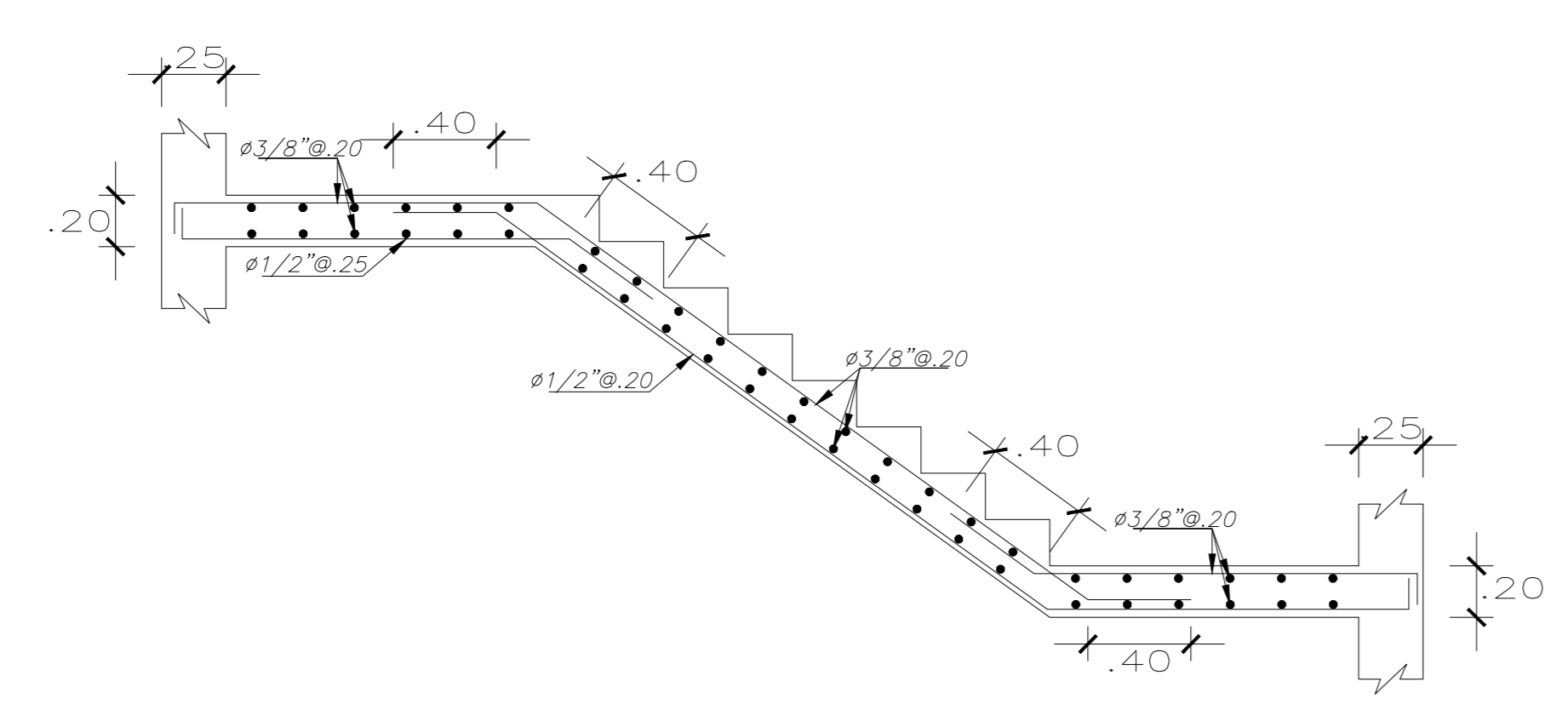
CUADRO DE COLUMNAS
ESC. : 1/20



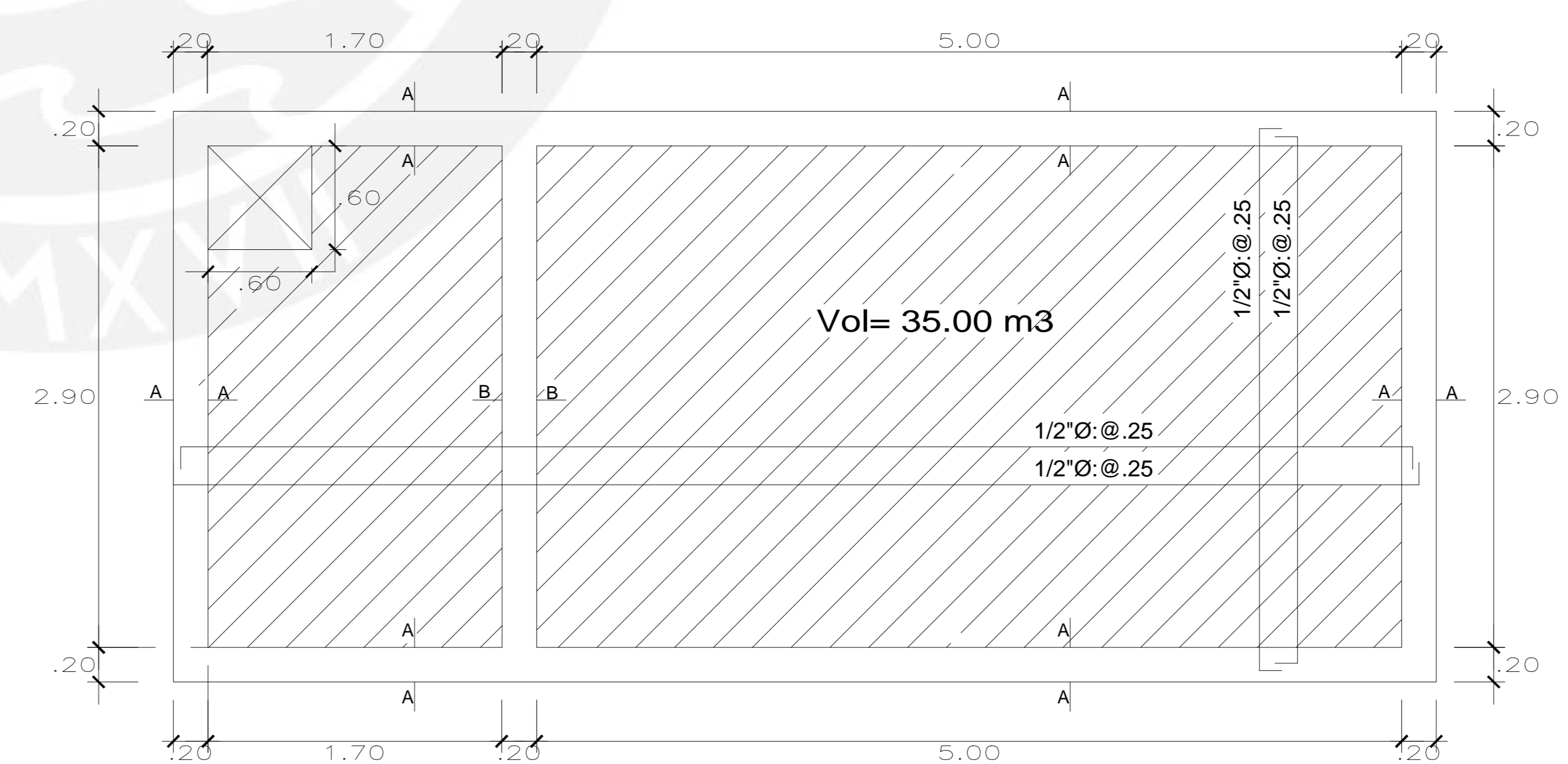
ARRANQUE DE ESCALERA
ESC. : 1/25



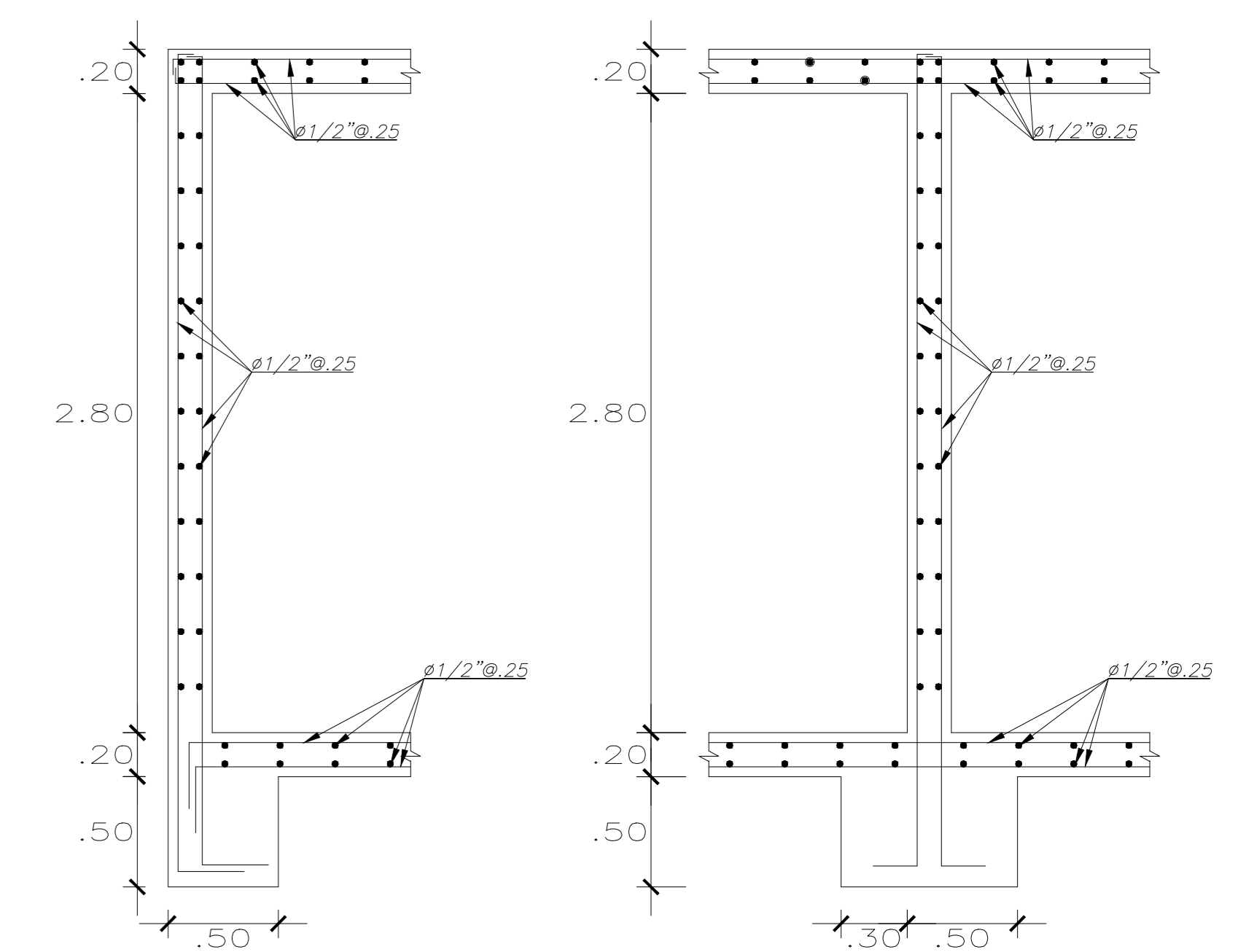
ESCALERA PISO TIPICO TRAMO 2
ESC. : 1/25



ESCALERA PISO TIPICO TRAMO 1
ESC. : 1/25



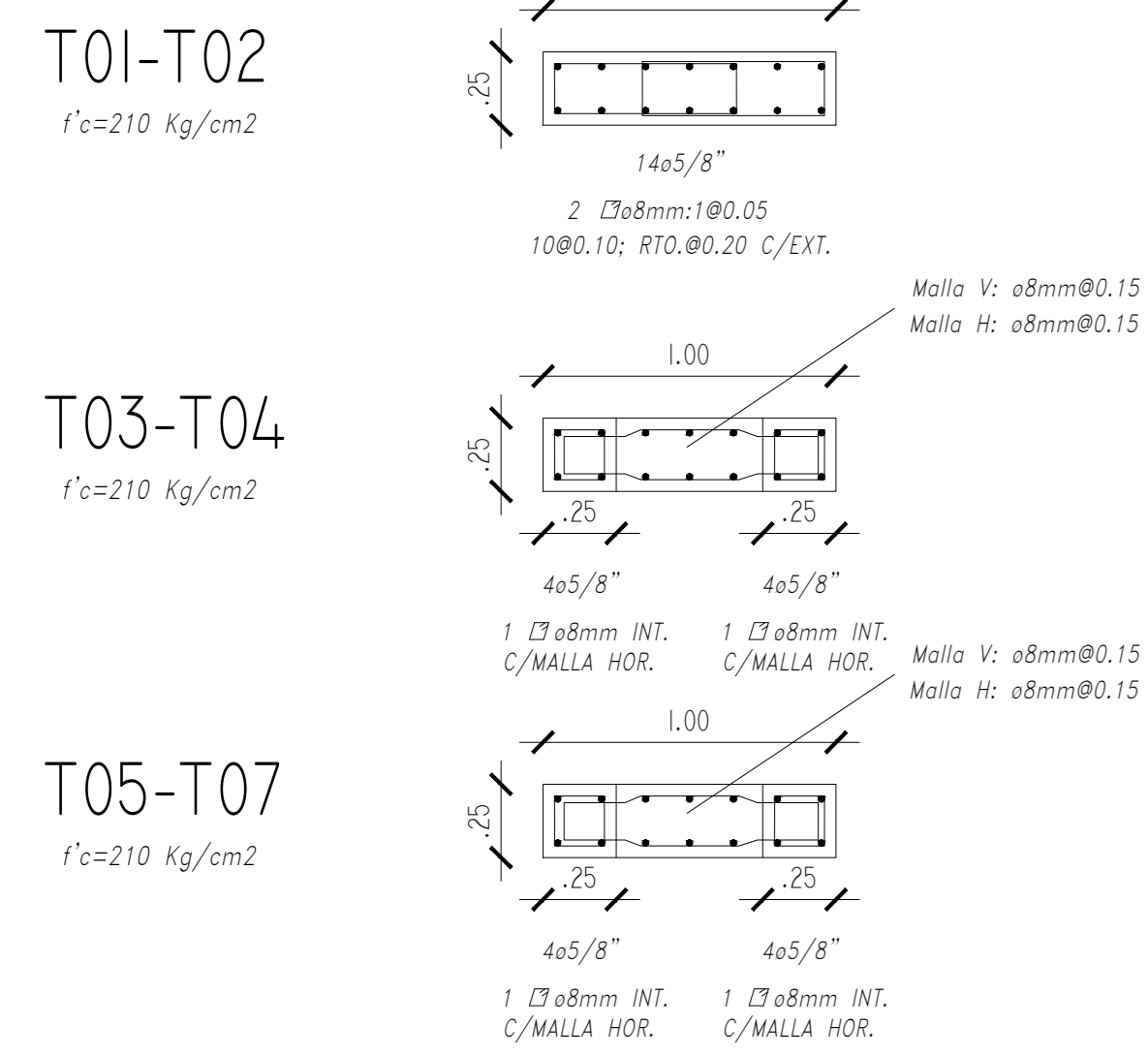
PLANTA DE CISTERNA
ESCALA 1/25



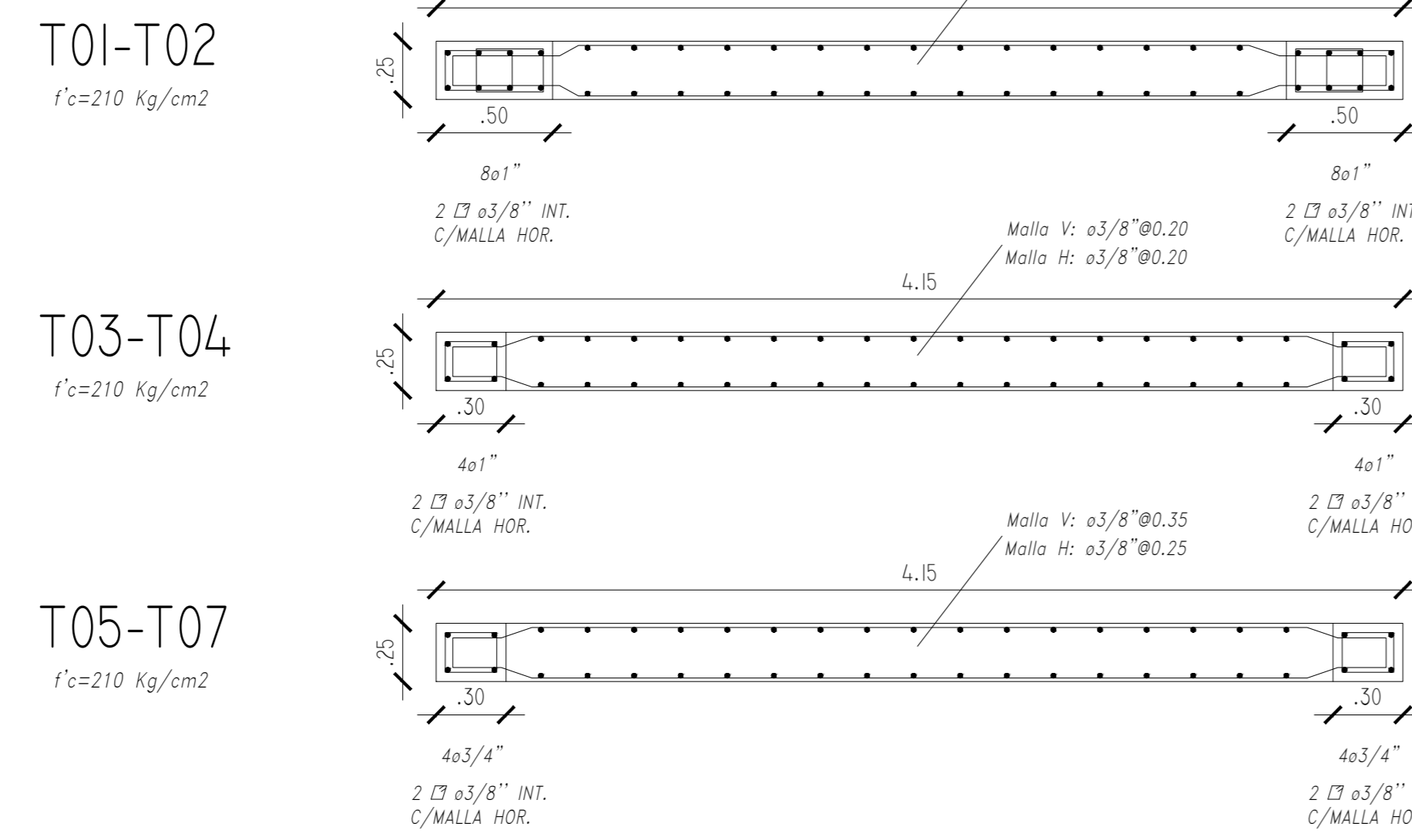
CORTE A-A
ESCALA 1/25

CORTE B-B
ESCALA 1/25

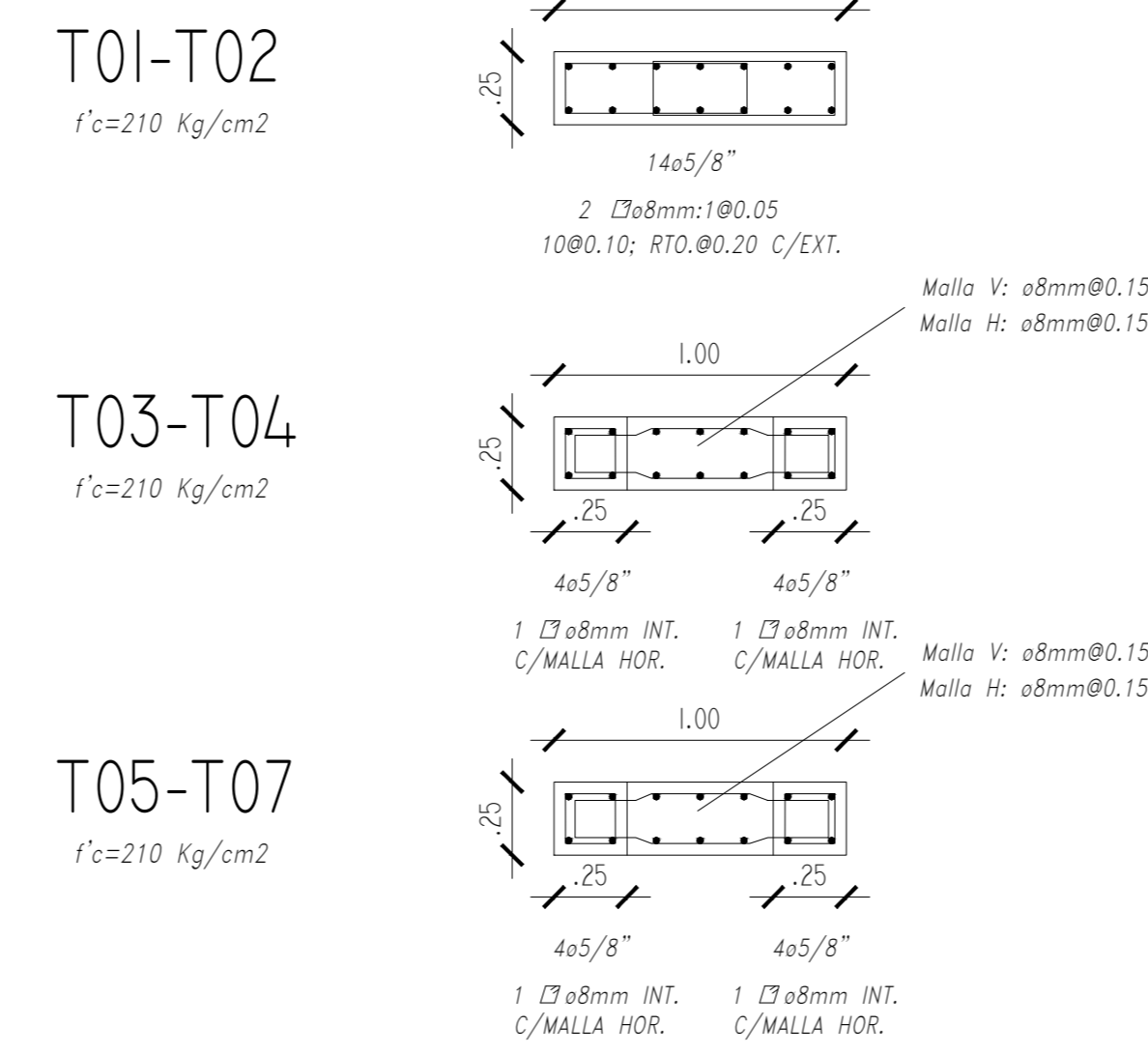
PL-01



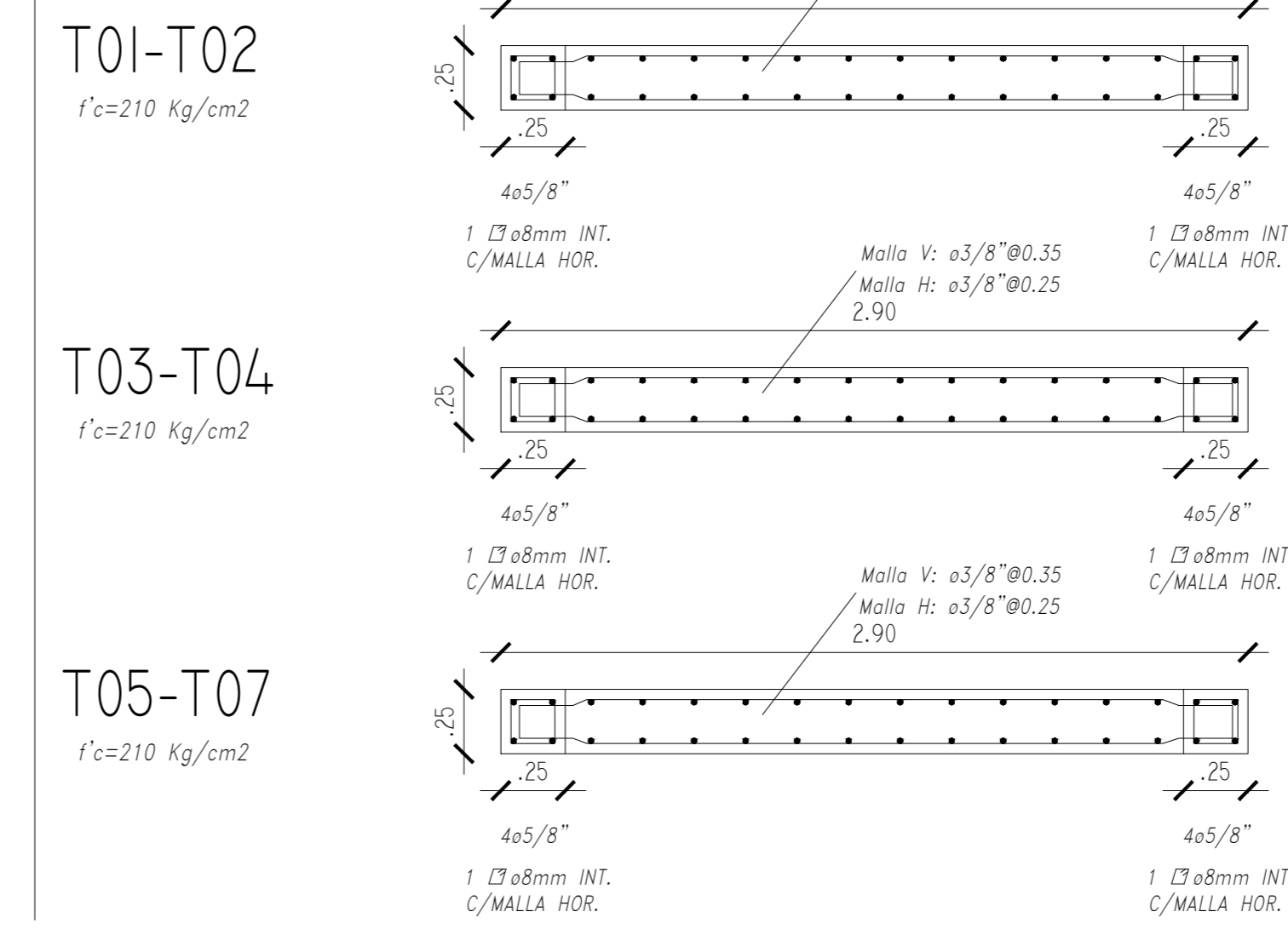
PL-02



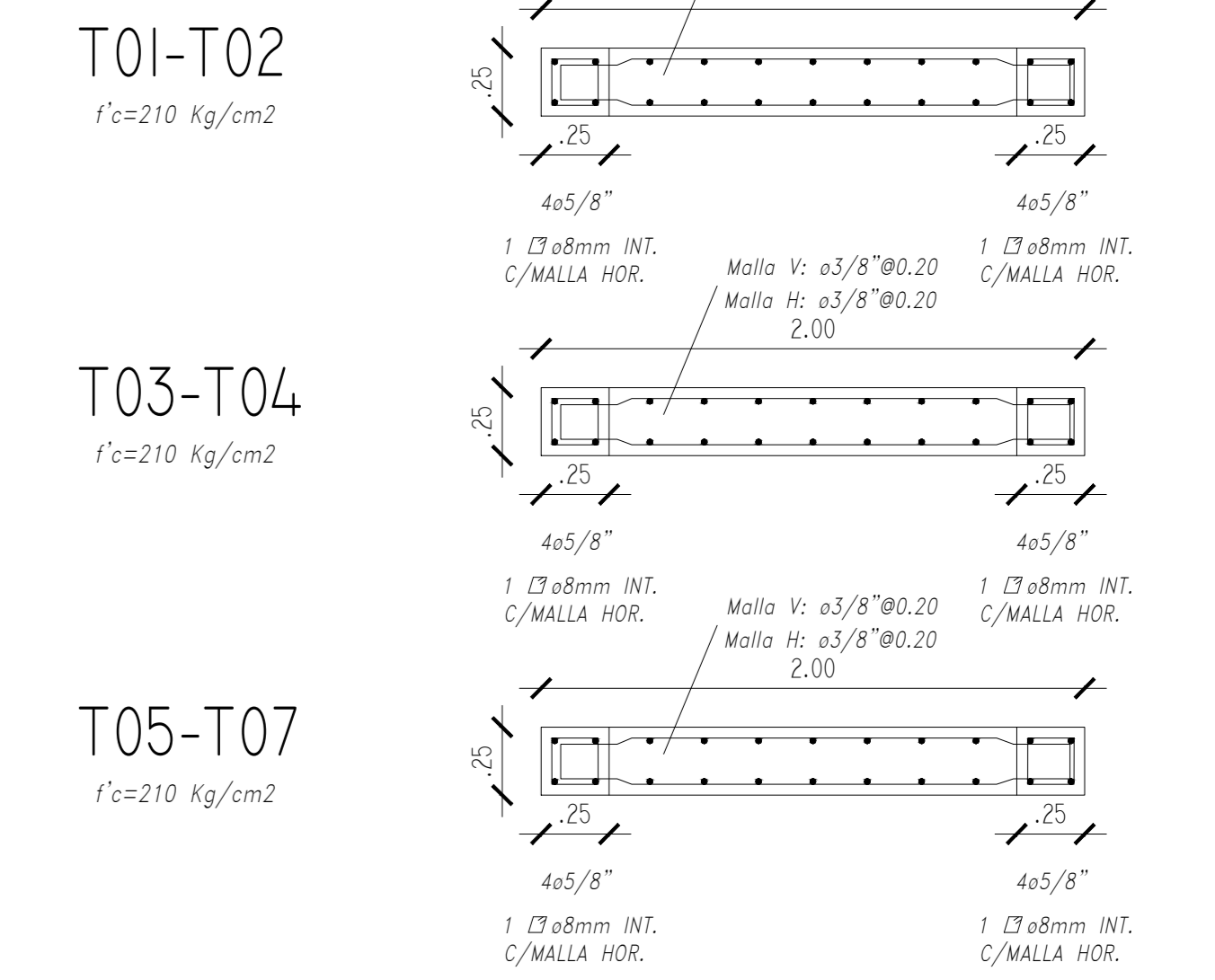
PL-03



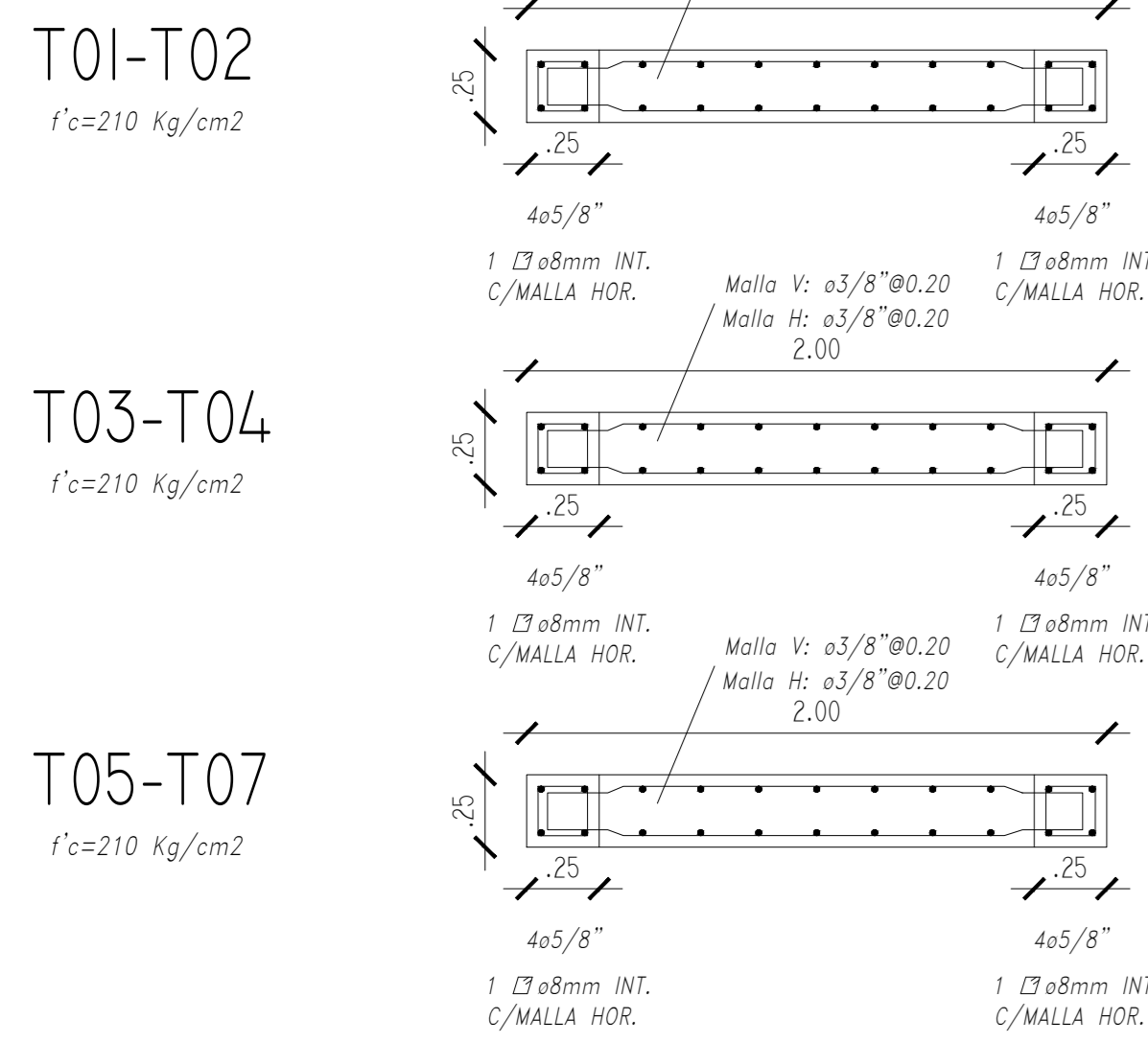
PL-04



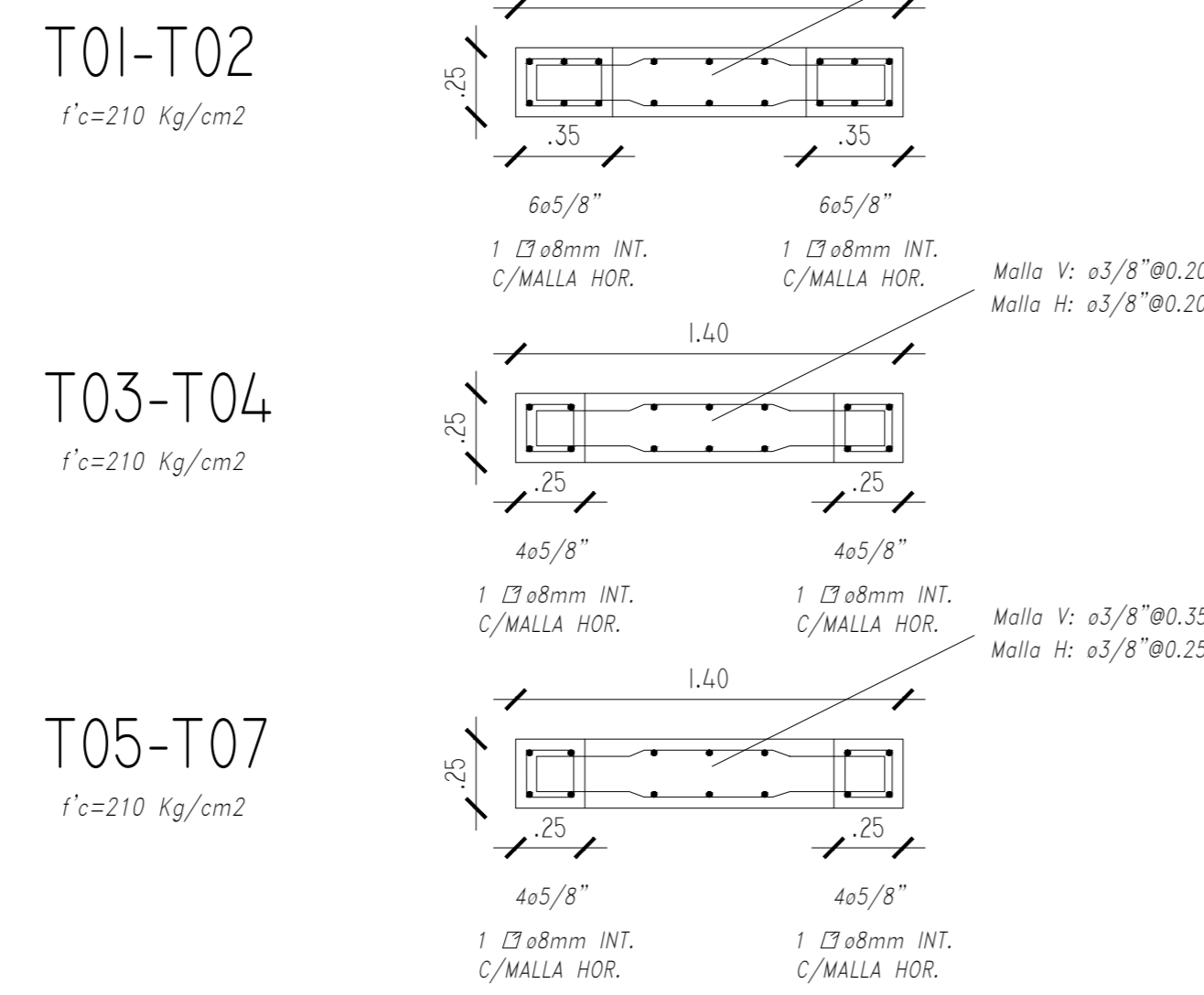
PL-05



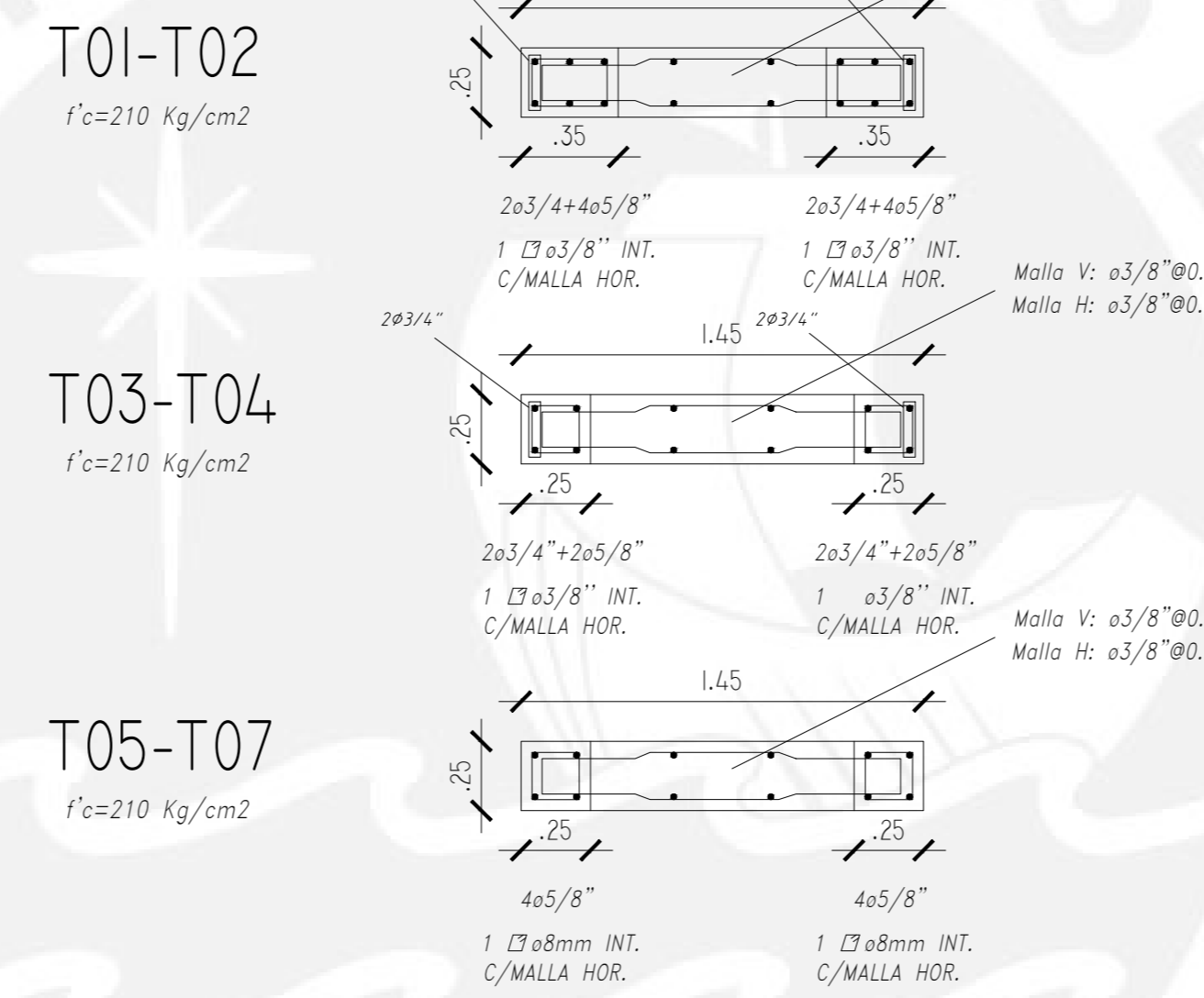
PL-06



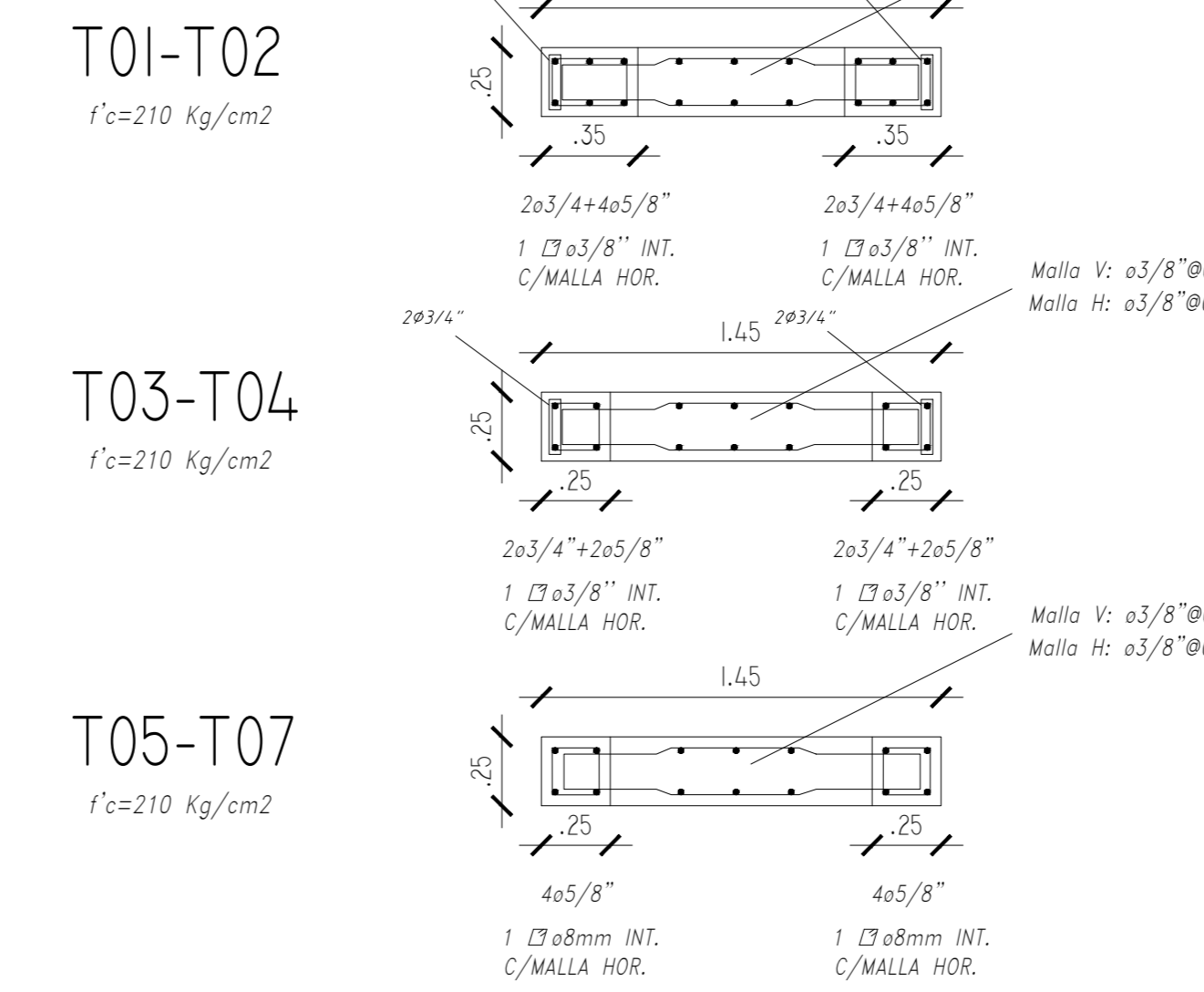
PL-07



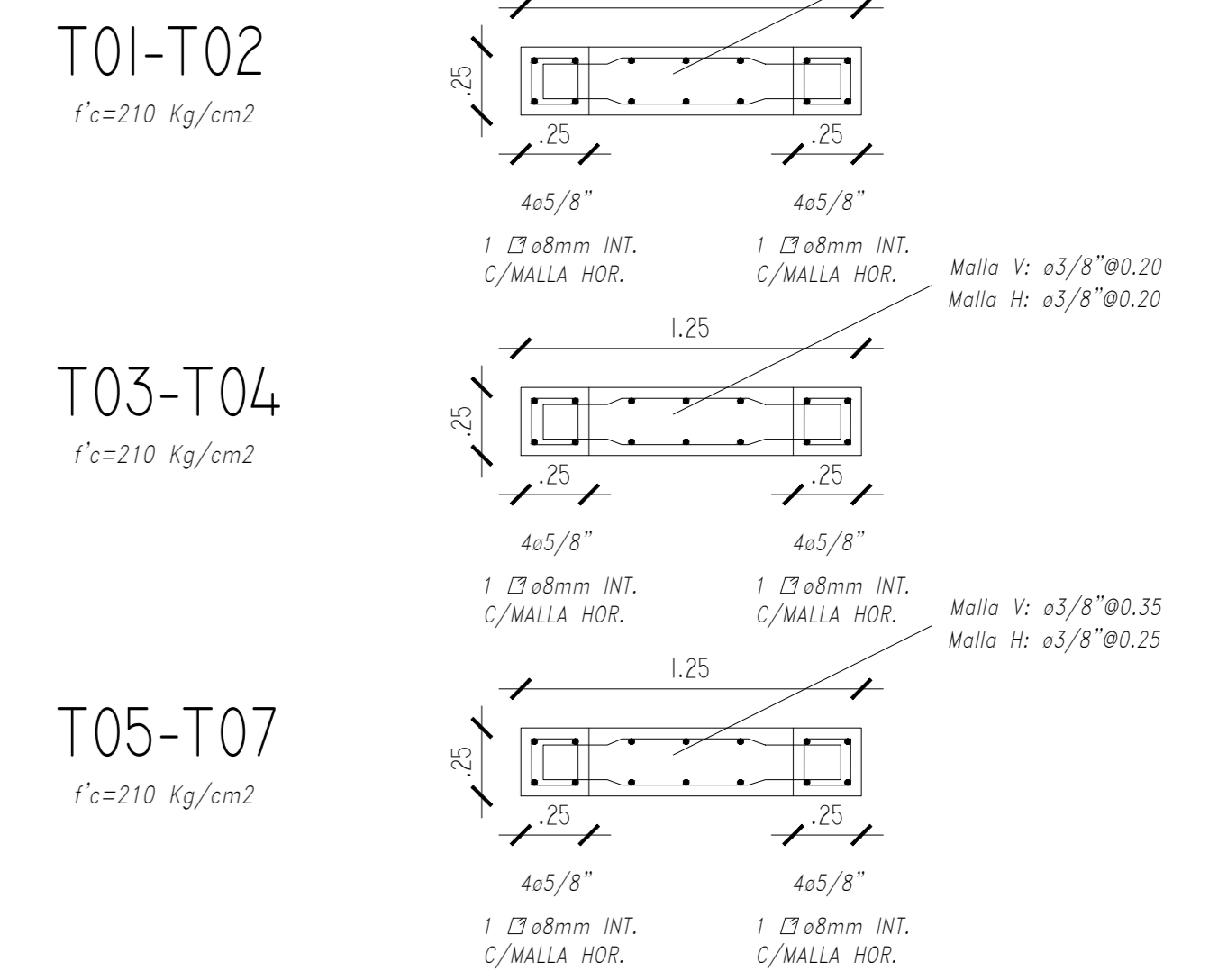
PL-08



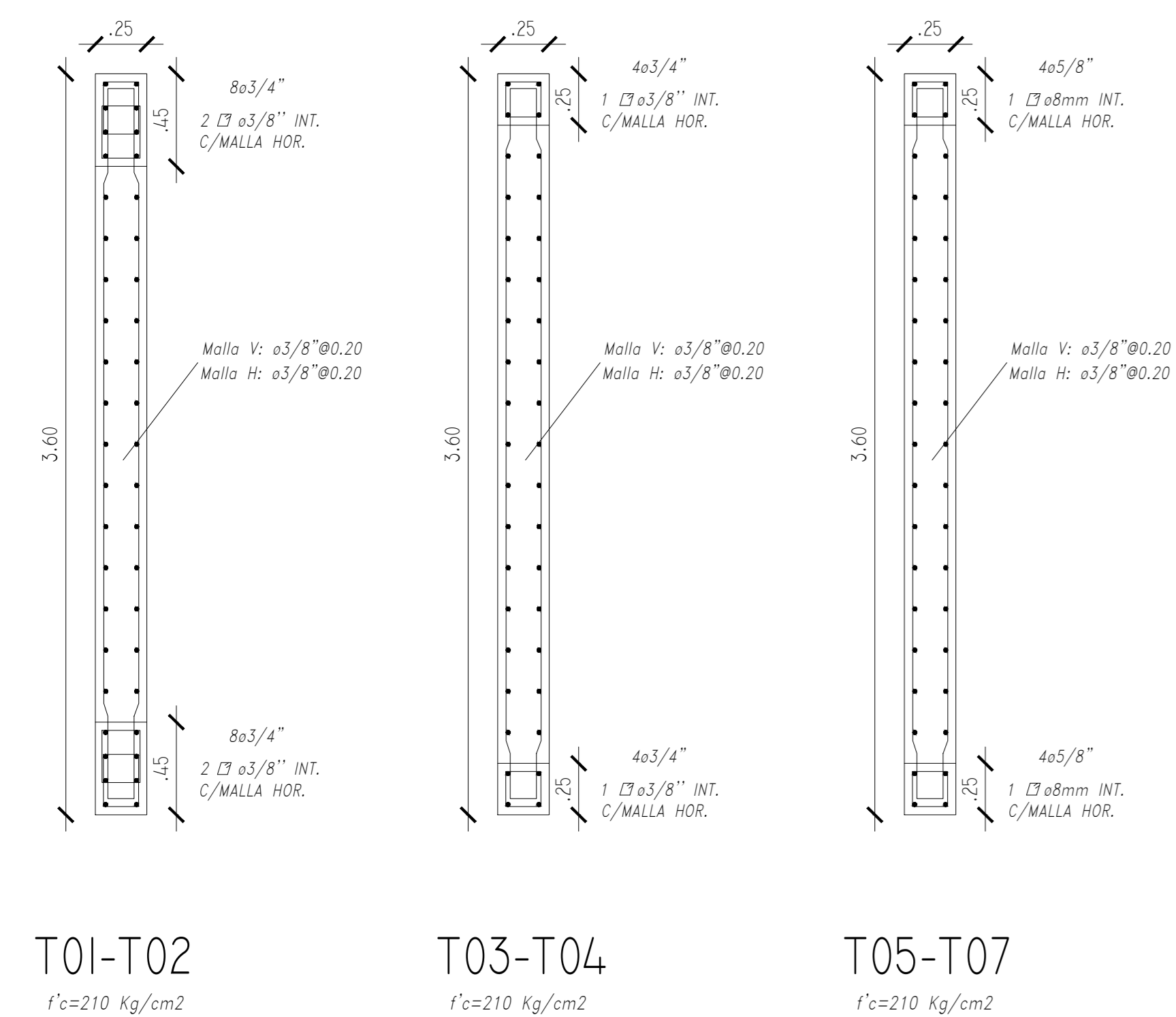
PL-09



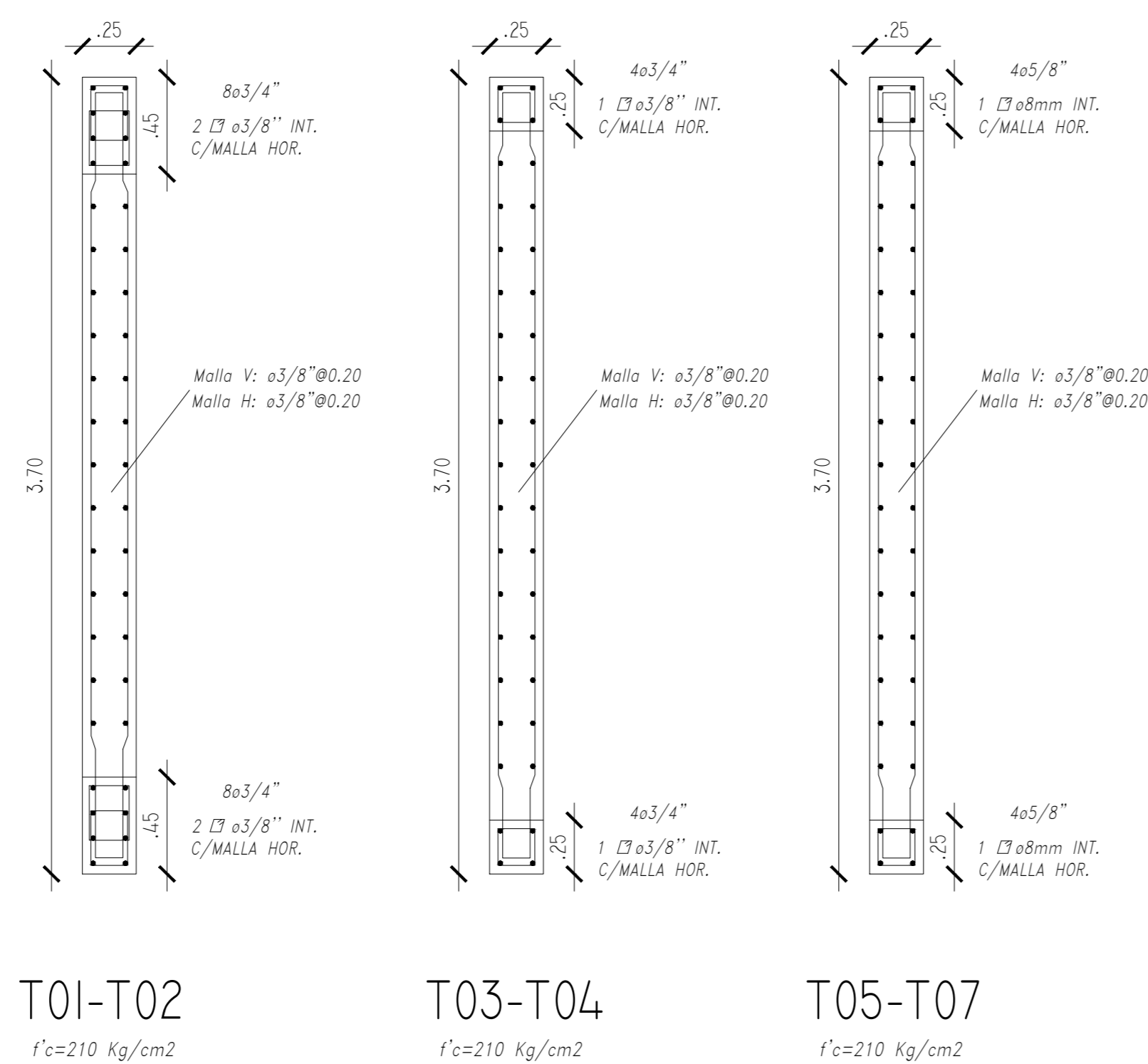
PL-10



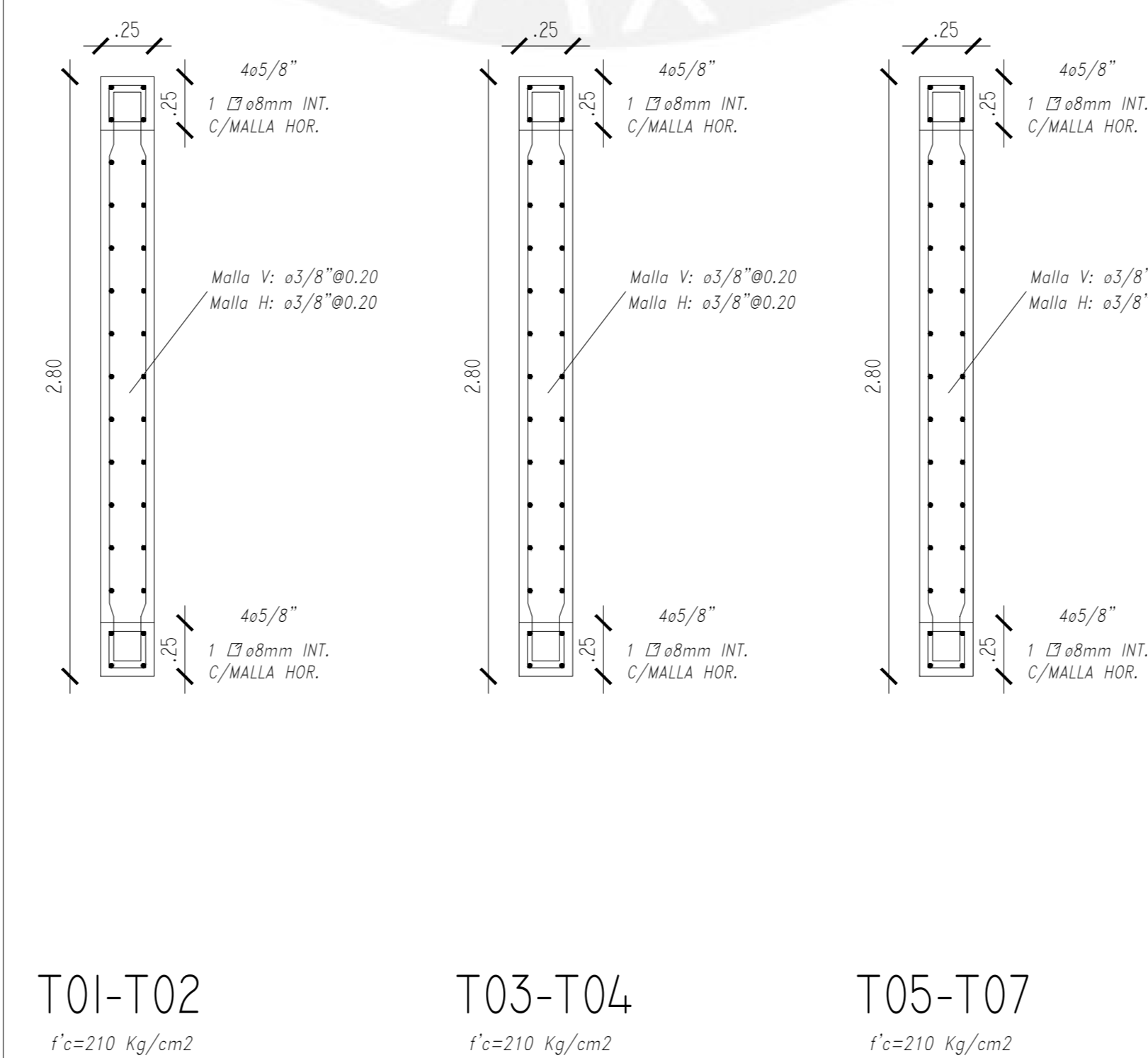
PL-11



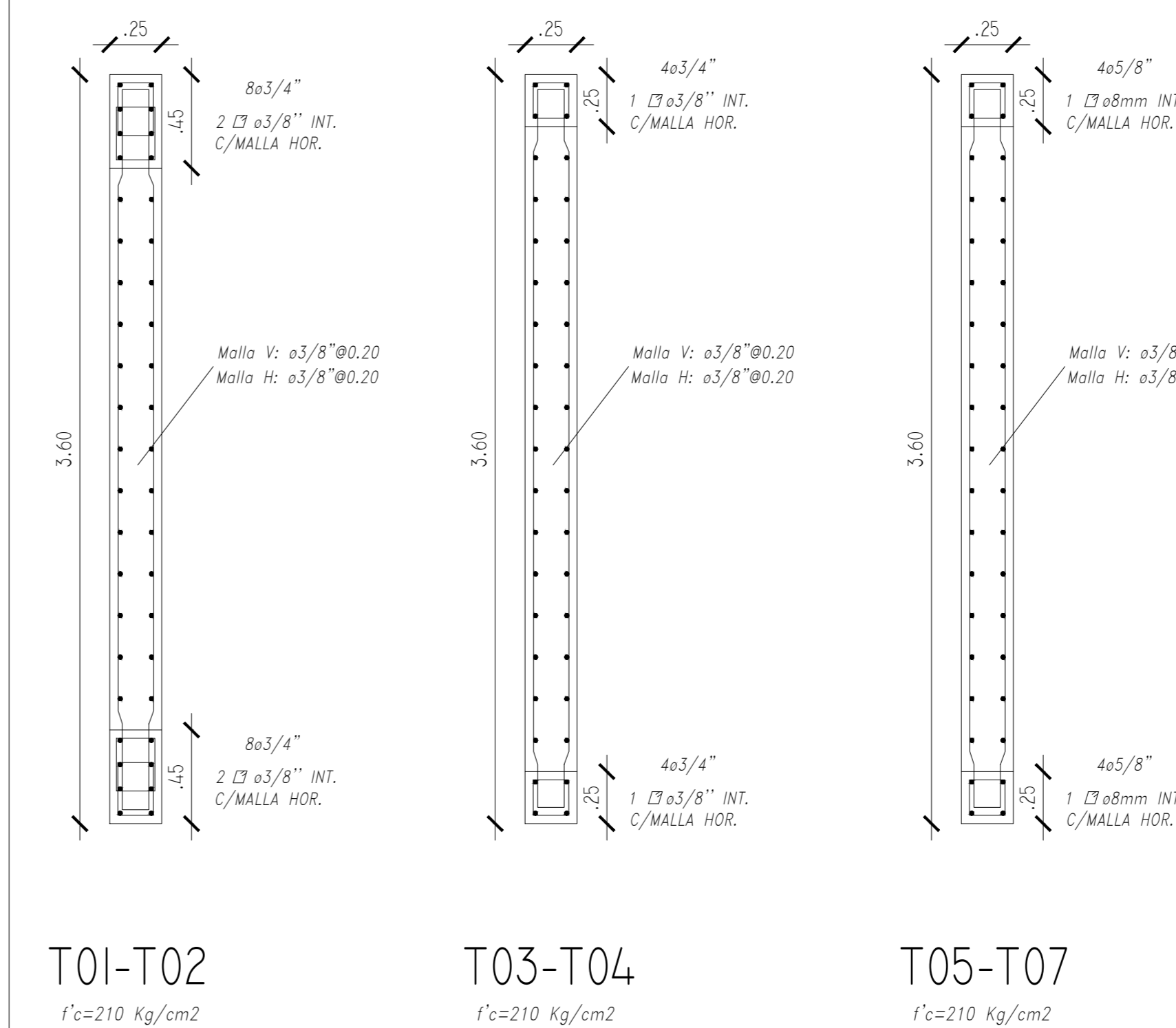
PL-12



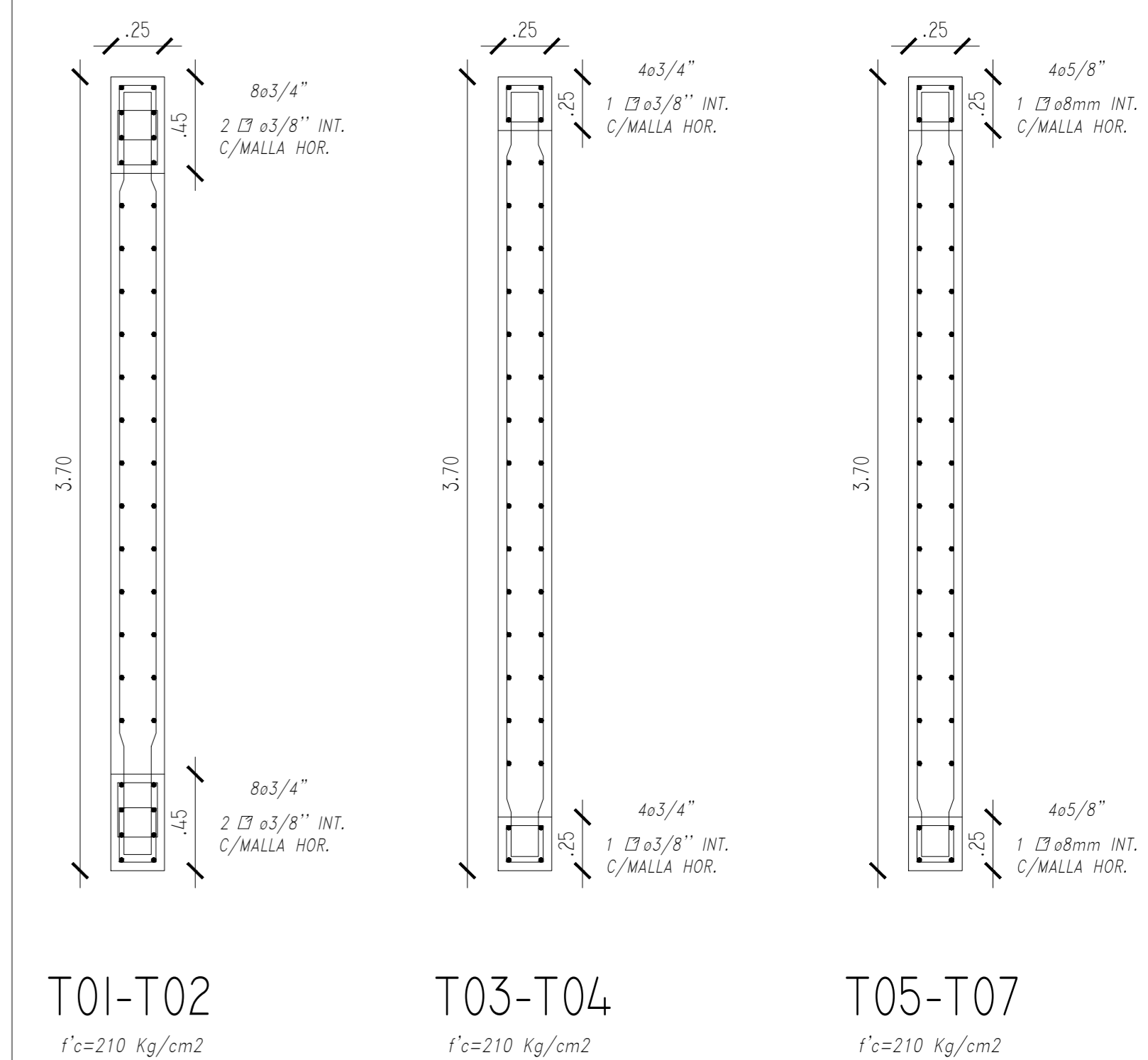
PL-13



PL-14

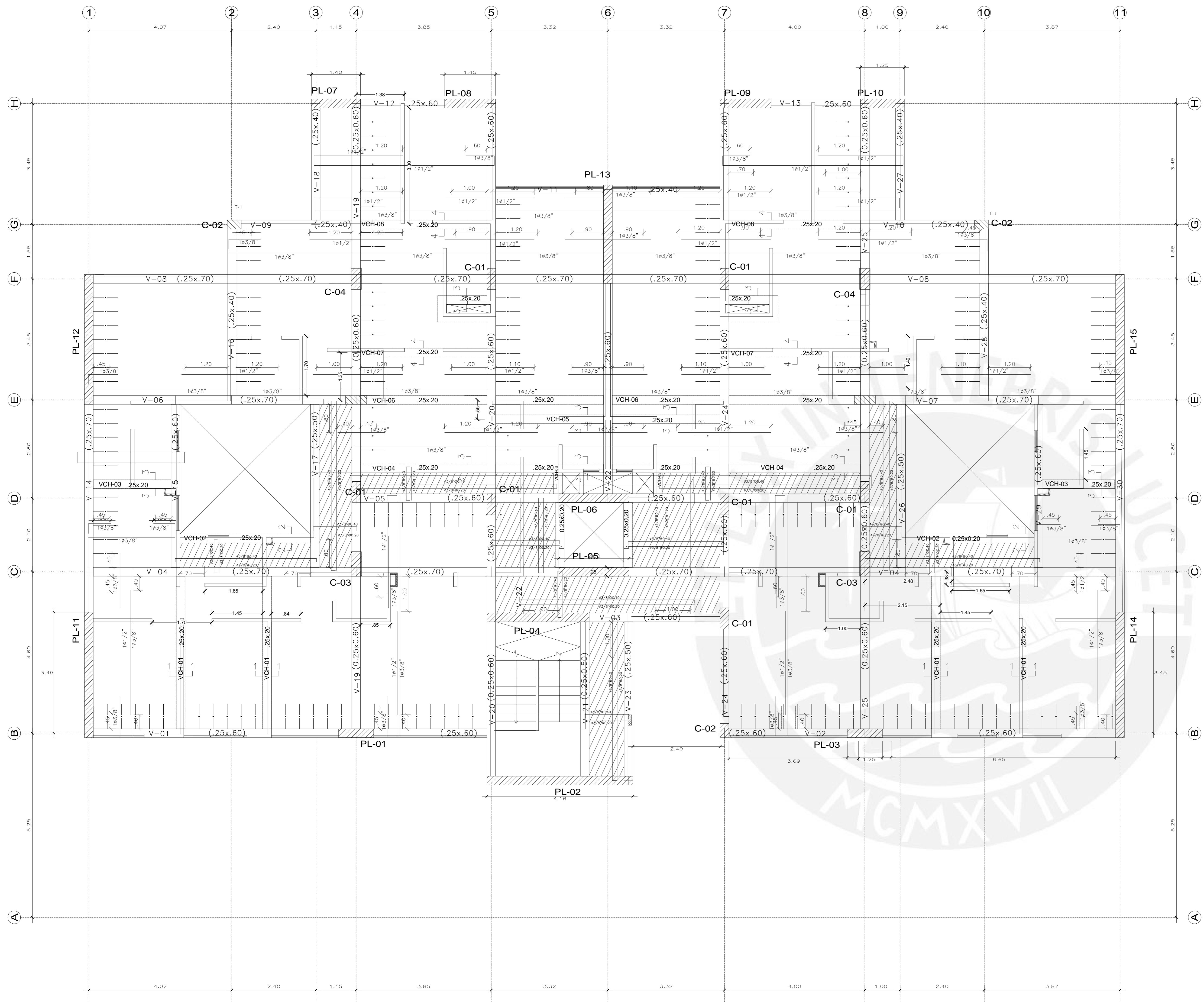


PL-15



CUADRO DE PLACAS ESC. : 1/20

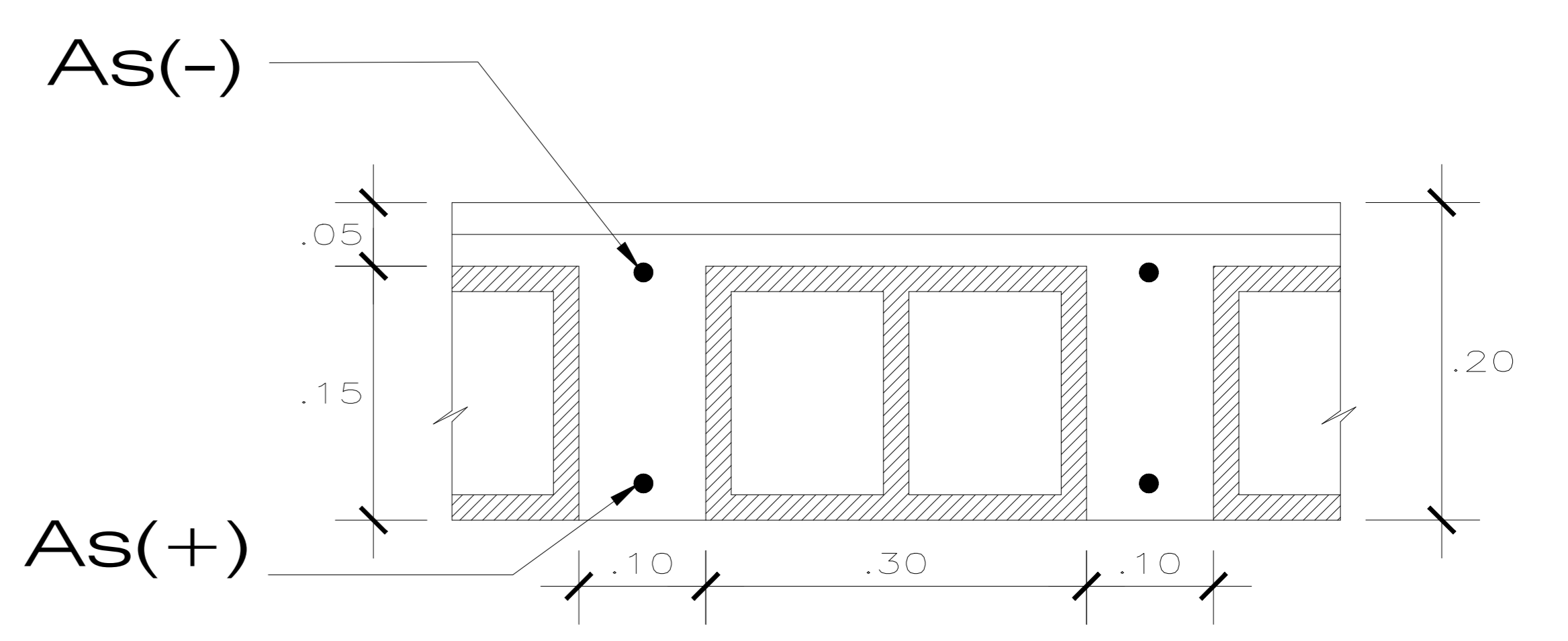
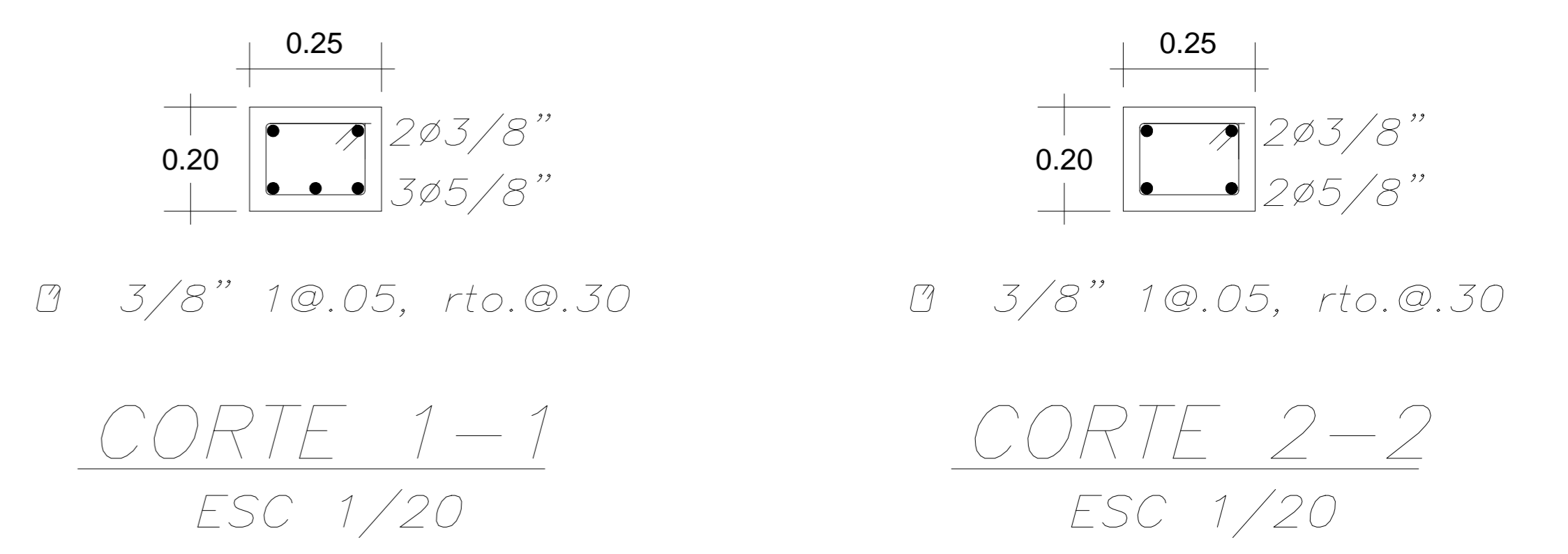
Plano:	Placas	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"		
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova		
Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
Revision:	J.A.A.	Escala:	Indicado	Fecha:	Mar-23
					Proyecto:
					E-05



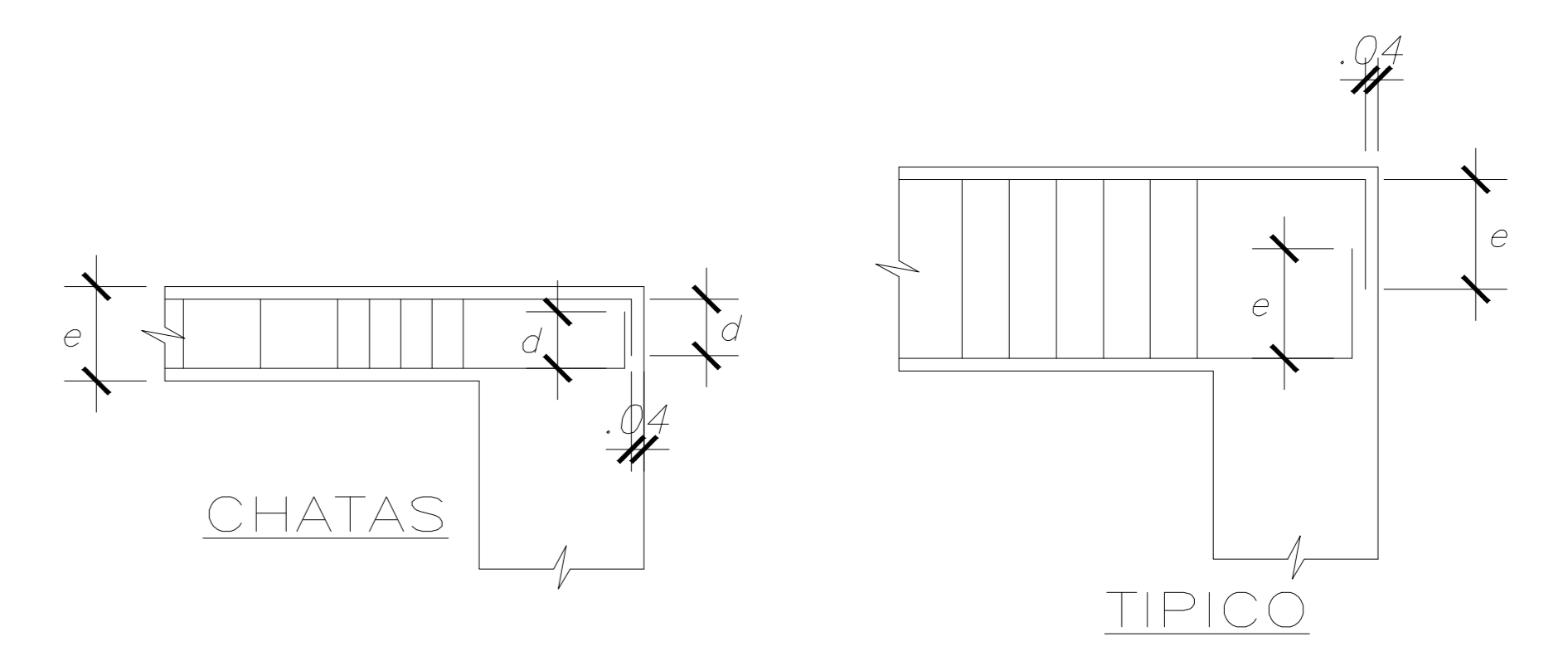
PLANTA ENCOFRADO TECHO TÍPICO
 ALIGERADO $h=0.20$, $S/C=200$ Kg/m²
 LOSA MACIZA $h=0.20$, $S/C=200$ Kg/m²
 ESC. : 1/50

Column	Sección
C-01	.25x.60
C-02	.25x.40
C-03	.30x.70
C-04	.30x.60

LEYENDA	
	ALIGERADO $h=.20$
	LOSA MACIZA $h=.20$
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA



SECCION TÍPICA DE ALIGERADO $h=0.20m$

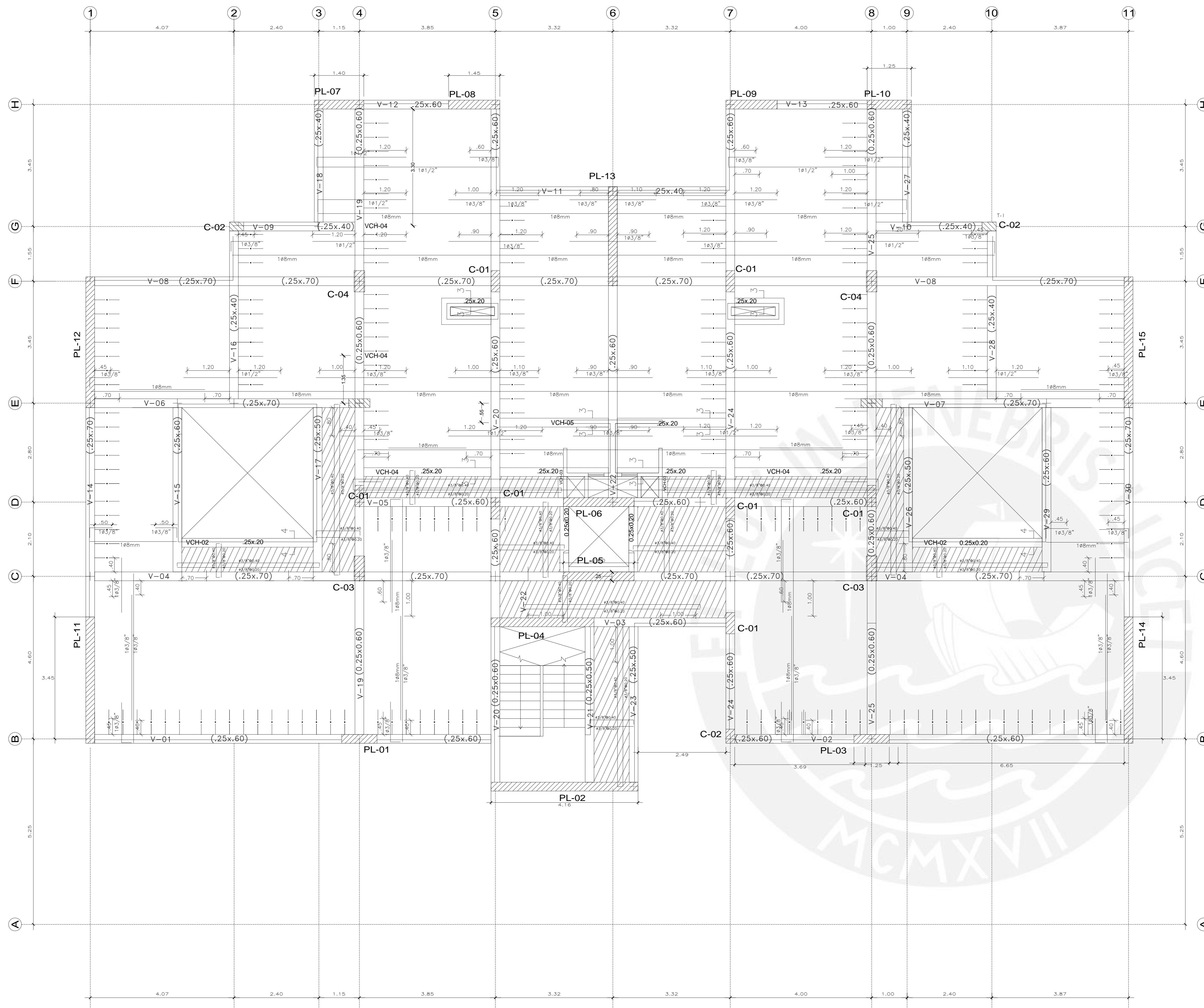


e	d
0.20	0.15
0.25	0.20

Ø	e
1"	0.45
3/4"	0.35
5/8"	0.30
1/2"	0.25

SALVO INDICADO

DETALLE DE ANCLAJE

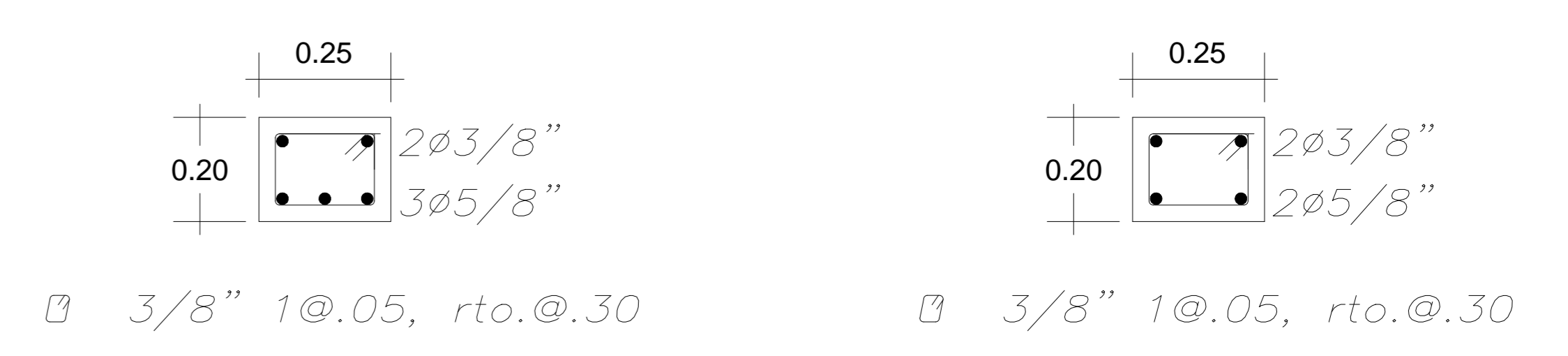


PLANTA ENCOFRADO AZOTEA
 ALIGERADO H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 ESC. : 1/50

Columna	Sección
C-01	.25x.60
C-02	.25x.40
C-03	.30x.70
C-04	.30x.60

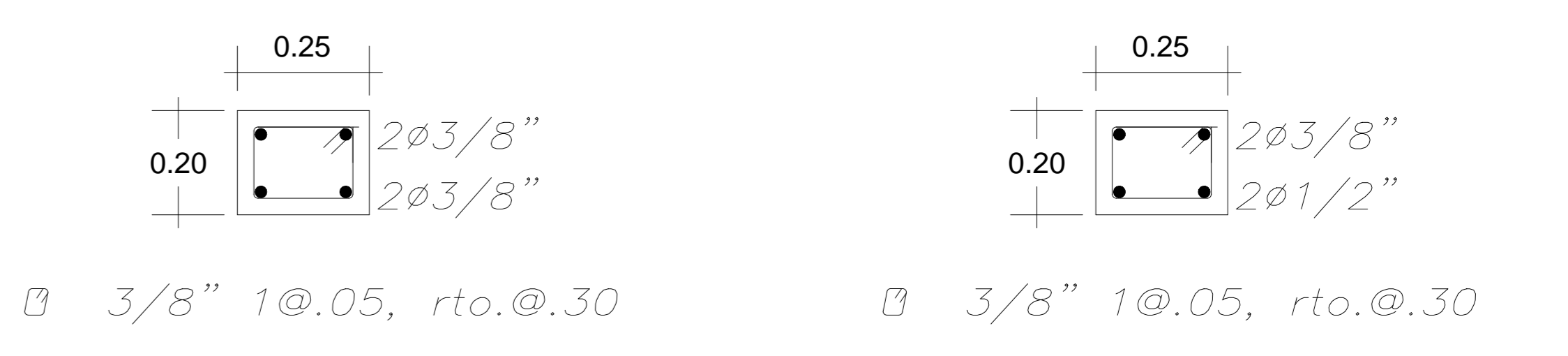
LEYENDA

	ALIGERADO h=.20
	LOSA MACIZA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA



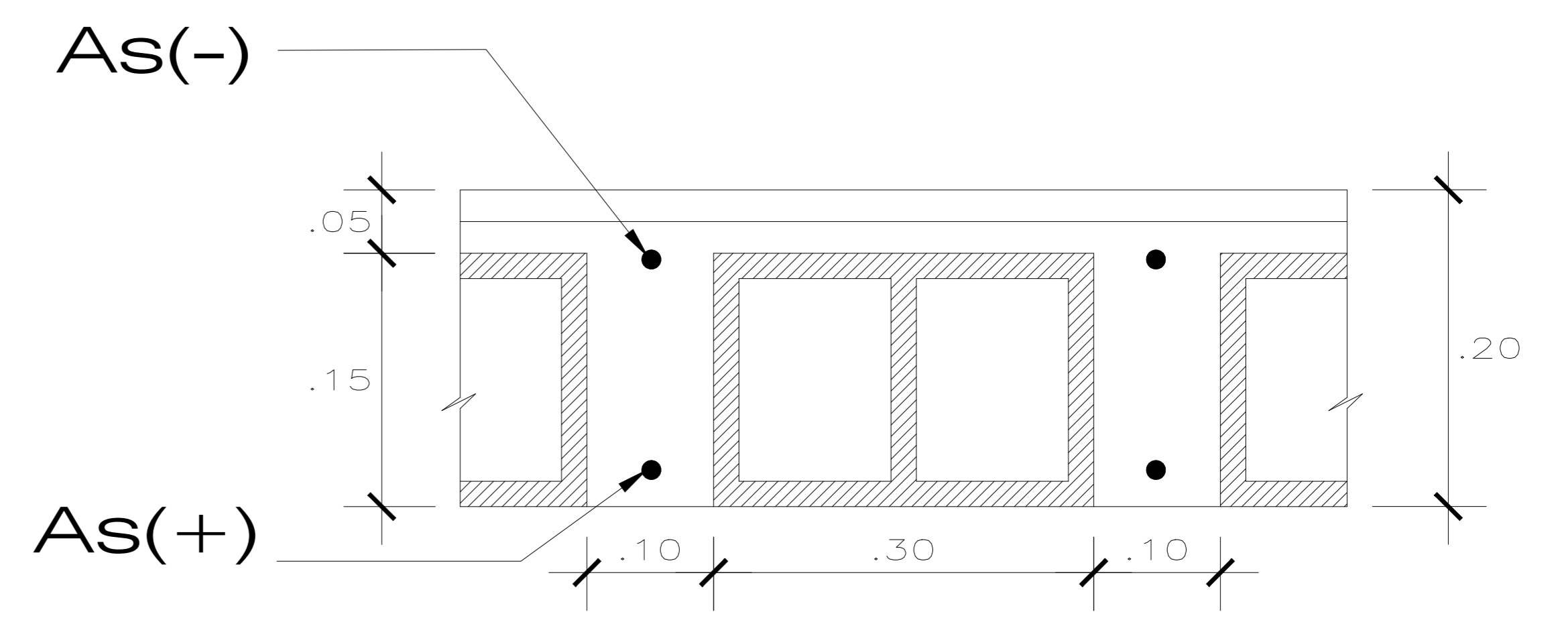
CORTE 1-1
ESC 1/20

CORTE 2-2
ESC 1/20

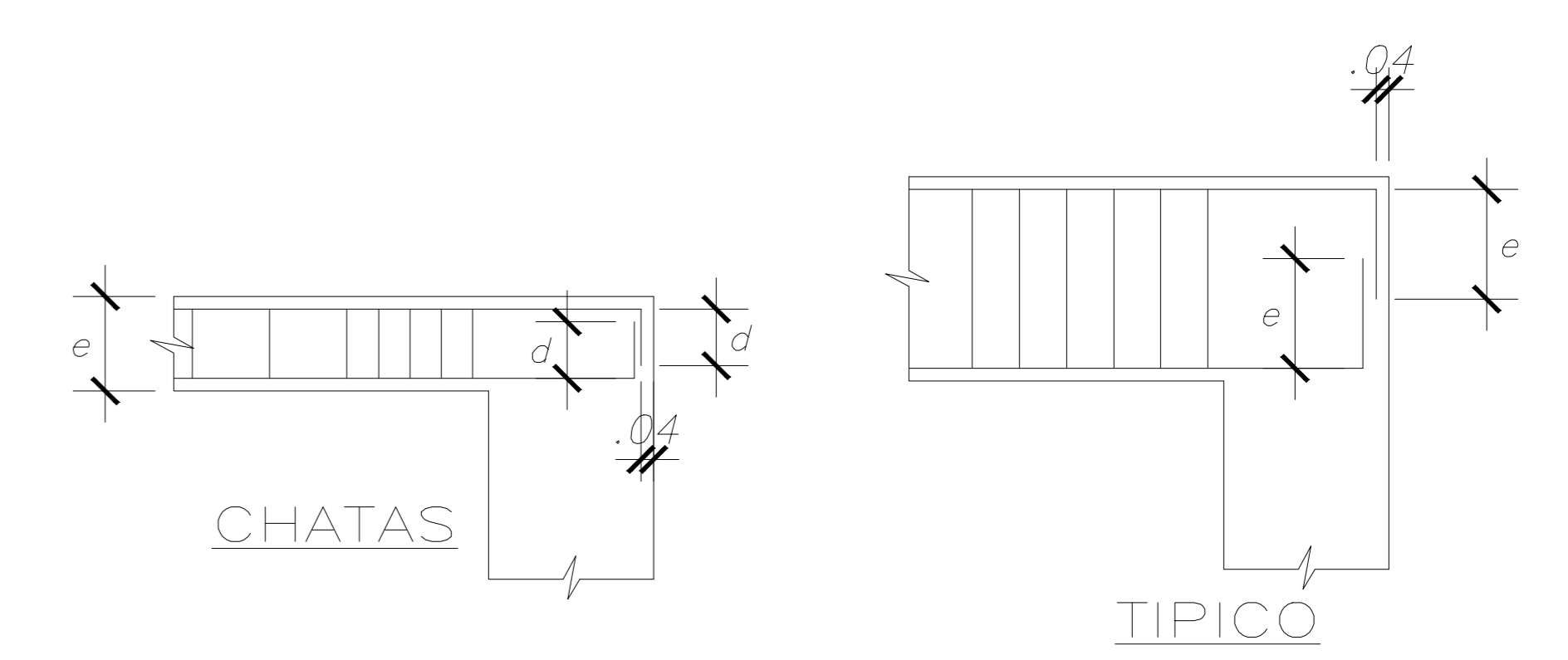


CORTE 3-3
ESC 1/20

CORTE 4-4
ESC 1/20



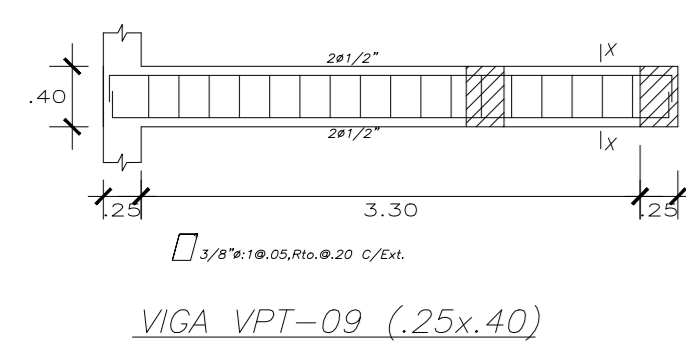
SECCION TÍPICA DE ALIGERADO h=0.20m



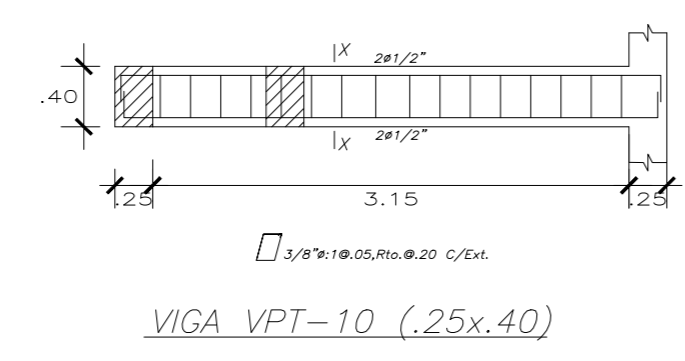
e	d
0.20	0.15
0.25	0.20

∅	e
1"	0.45
3/4"	0.35
5/8"	0.30
1/2"	0.25

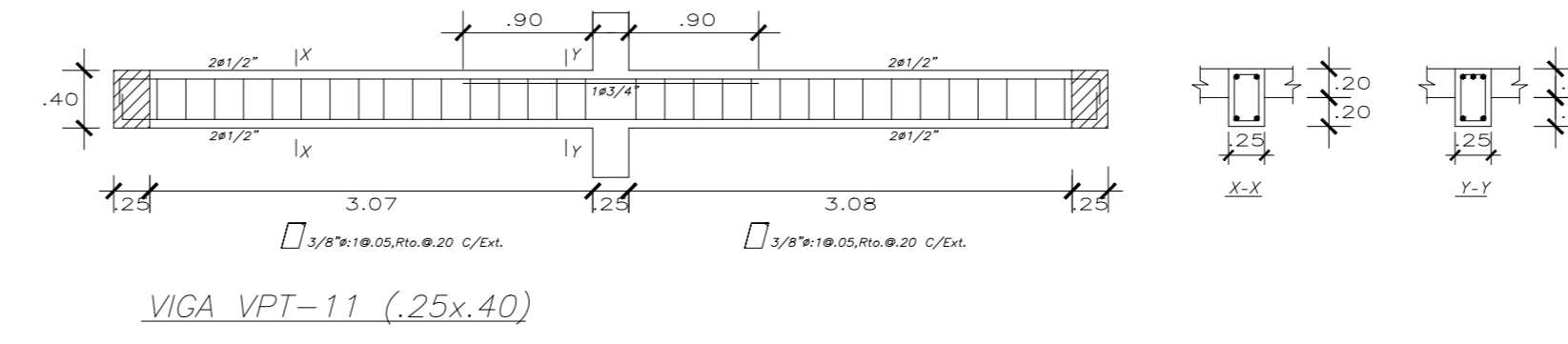
DETALLE DE ANCLAJE



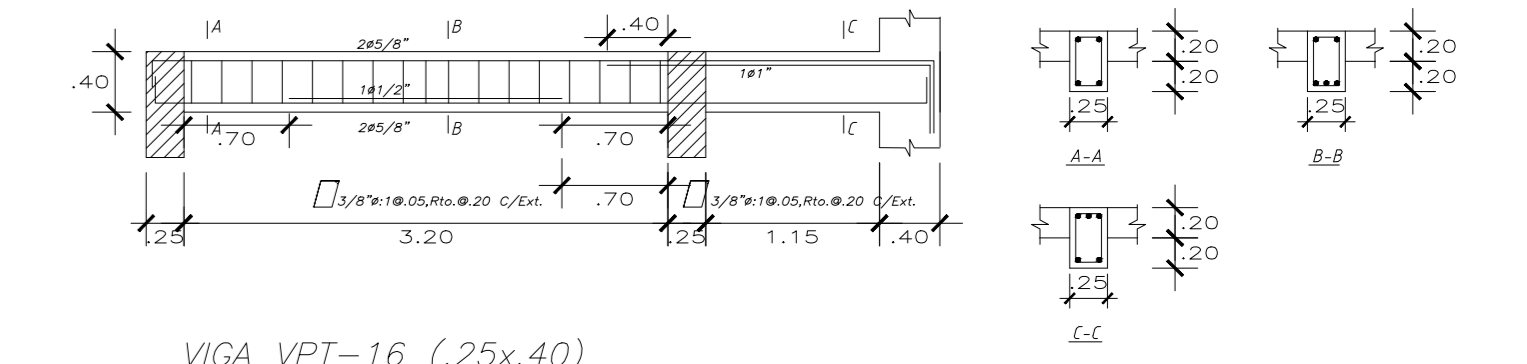
VIGA VPT-09 (25x40)



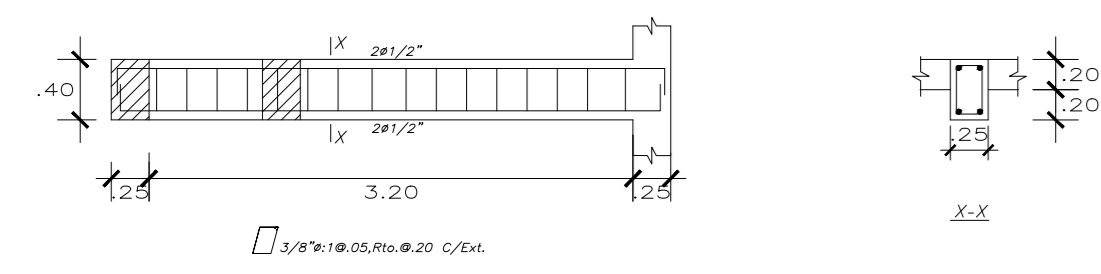
VIGA VPT-10 (25x40)



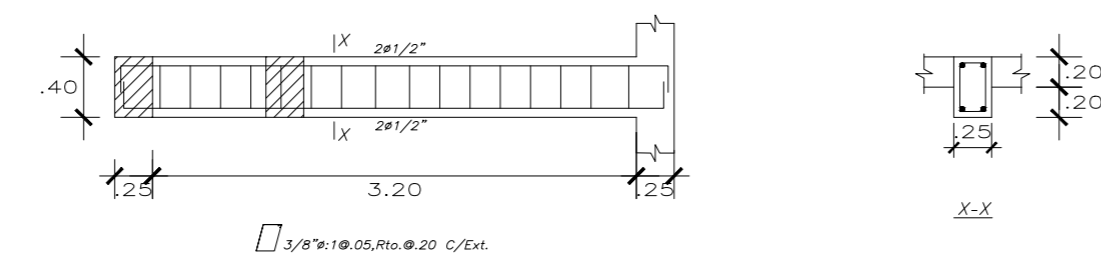
VIGA VPT-11 (25x40)



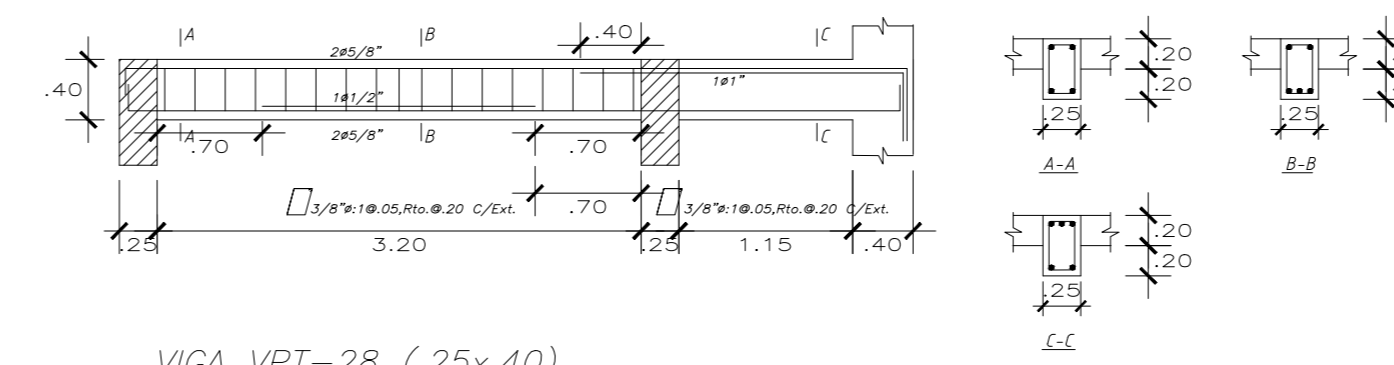
VIGA VPT-16 (25x40)



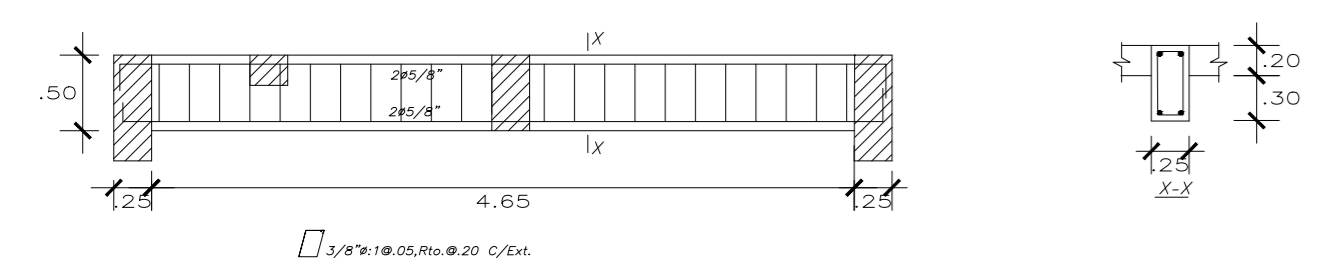
VIGA VPT-18 (25x40)



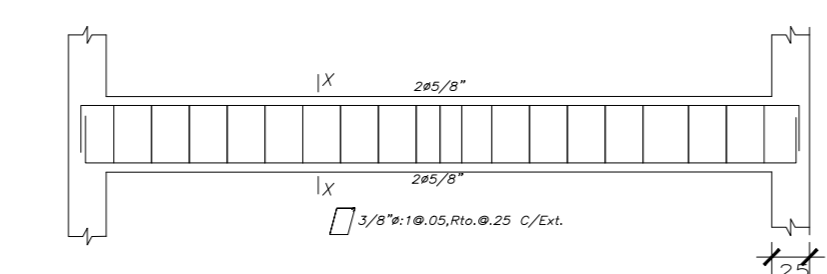
VIGA VPT-27 (25x40)



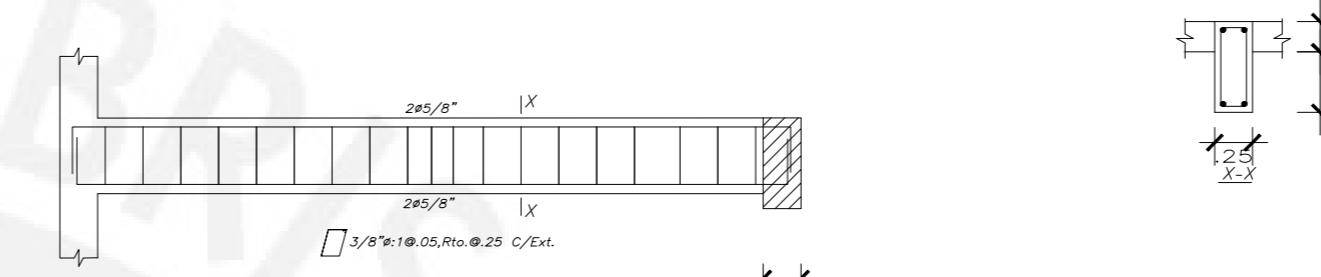
VIGA VPT-28 (25x40)



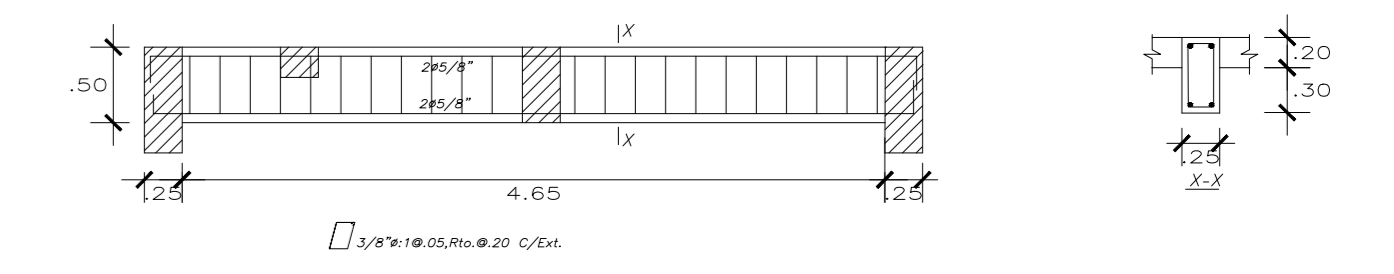
VIGA VPT-17 (25x50)



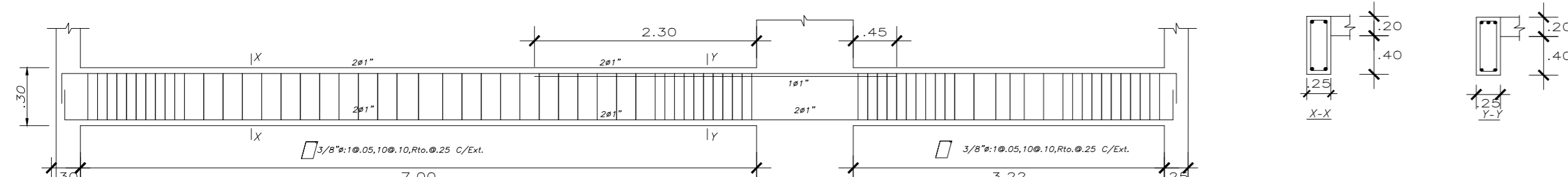
VIGA VPT-21 (25x50)



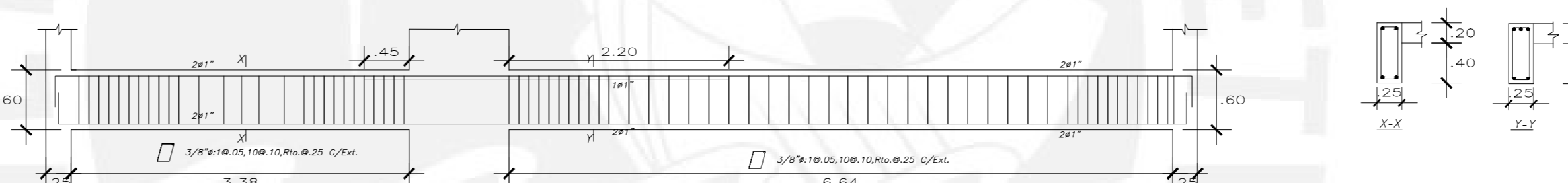
VIGA VPT-23 (25x50)



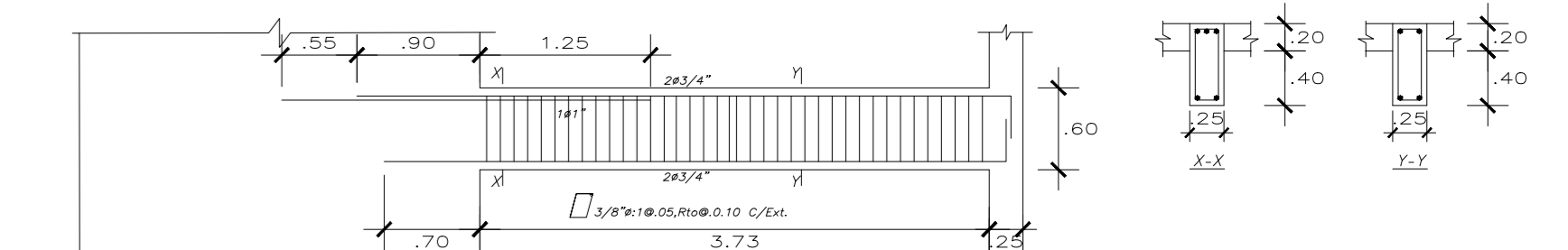
VIGA VPT-26 (25x50)



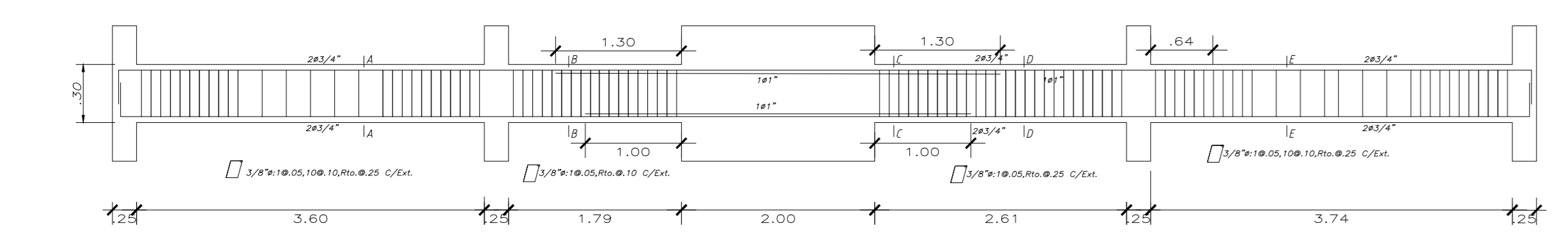
VIGA VPT-01 (25x60)



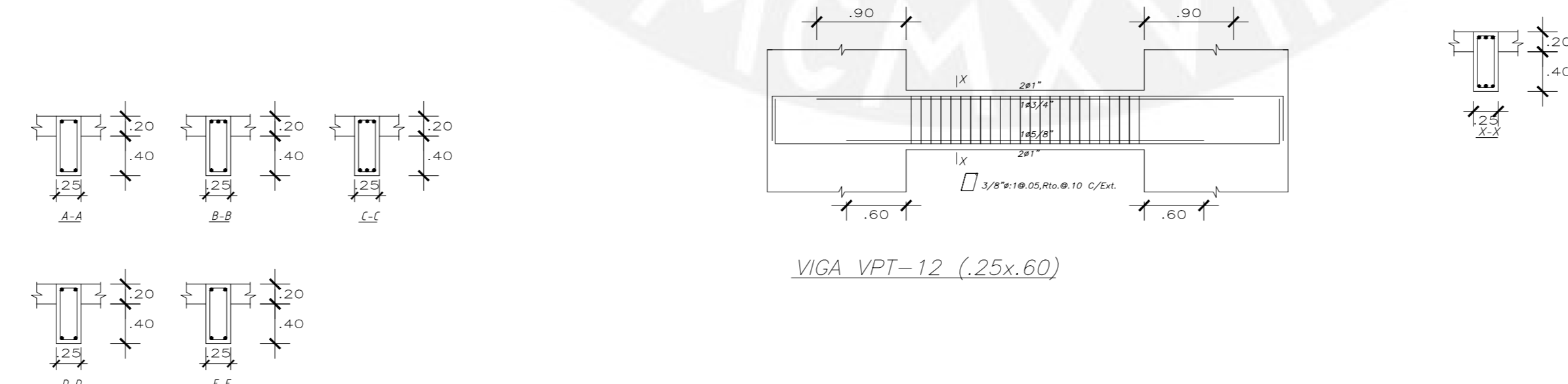
VIGA VPT-02 (25x60)



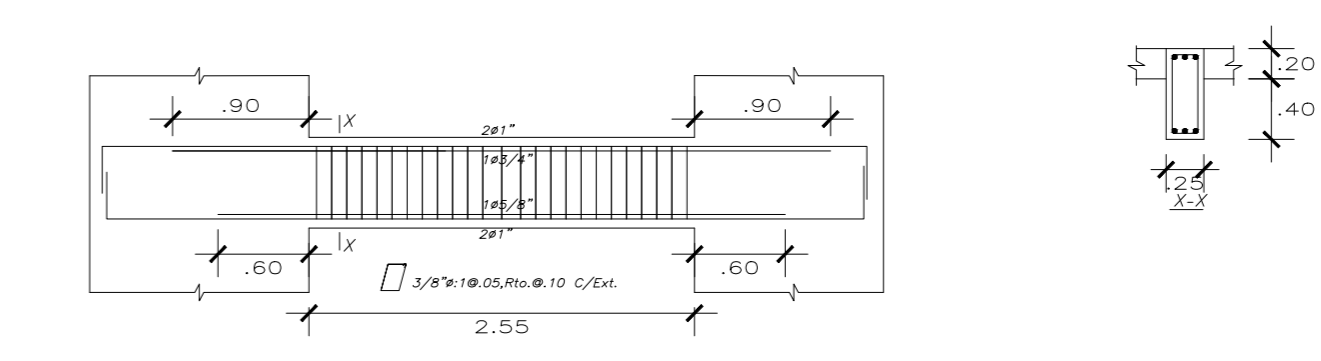
VIGA VPT-03 (25x60)



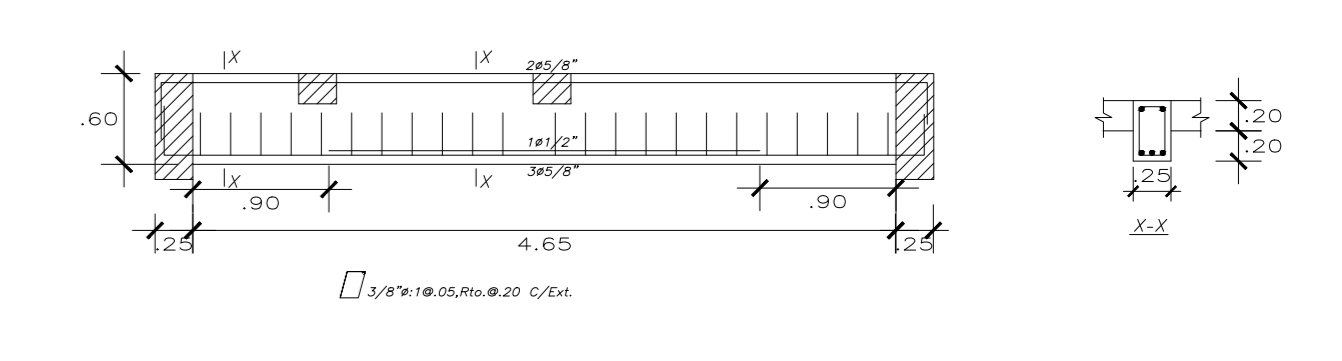
VIGA VPT-05 (25x60)



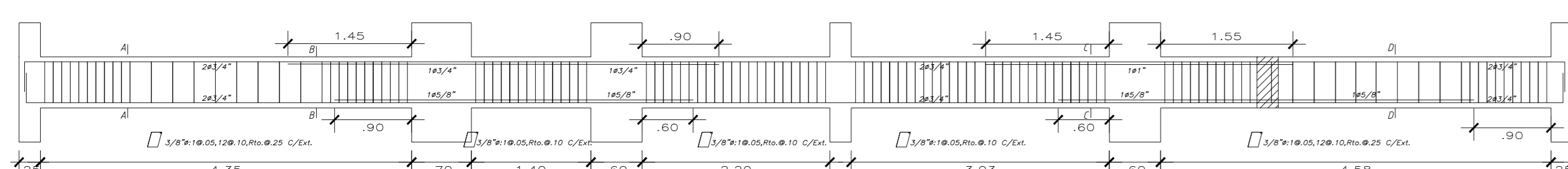
VIGA VPT-12 (25x60)



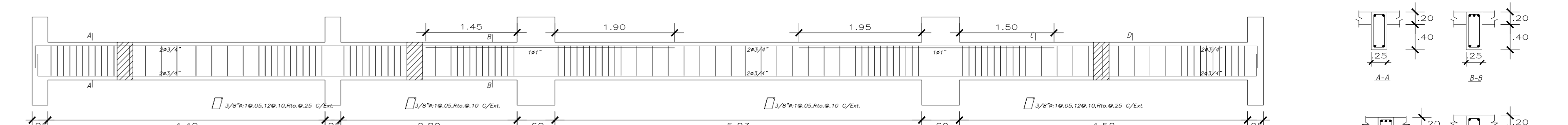
VIGA VPT-13 (25x60)



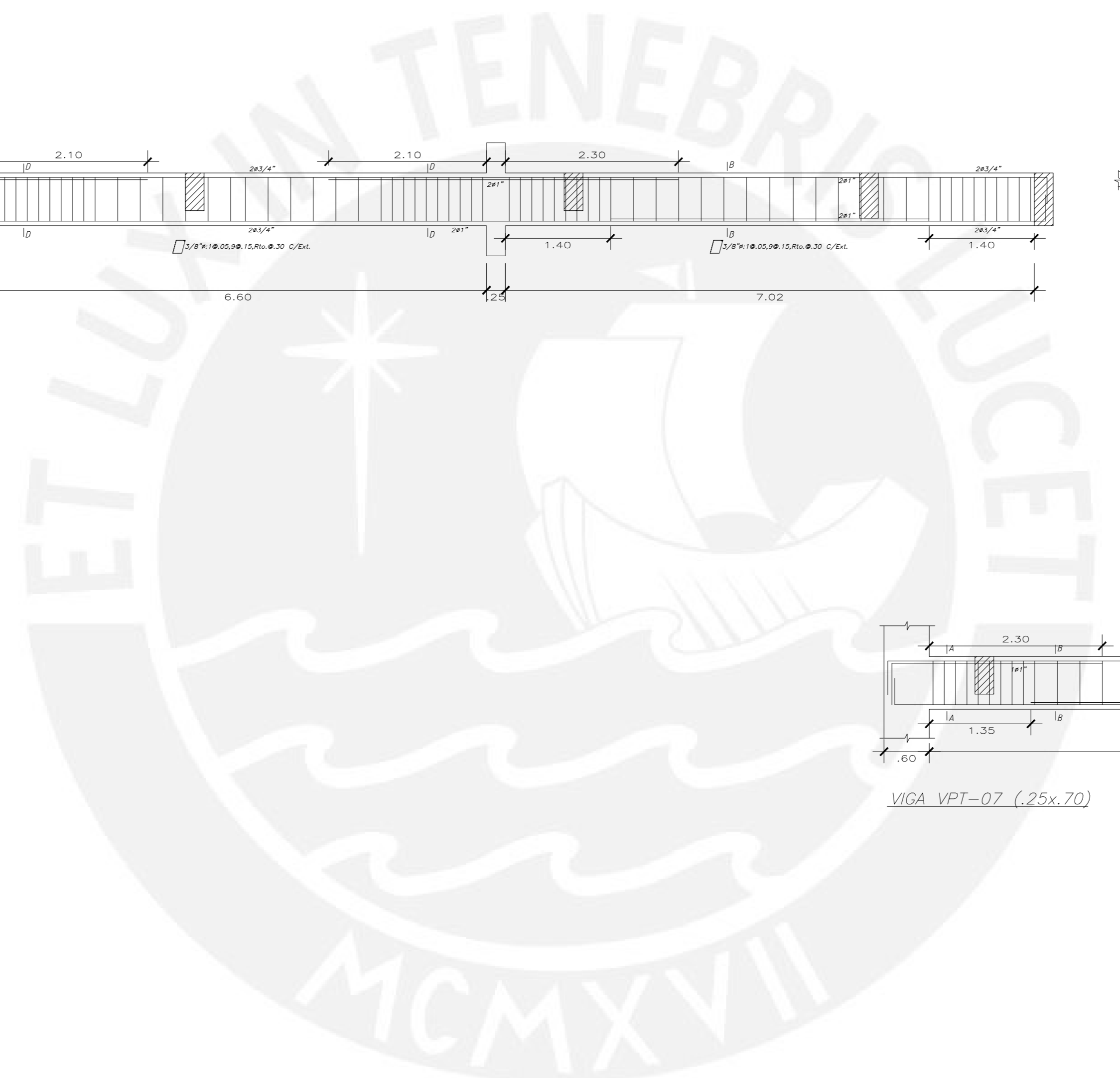
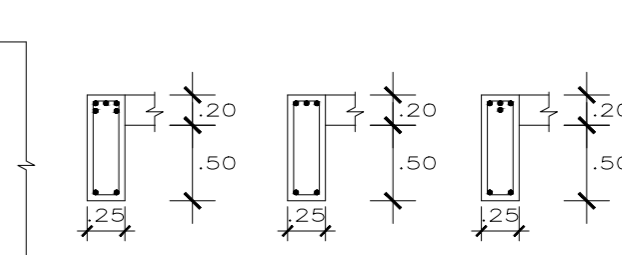
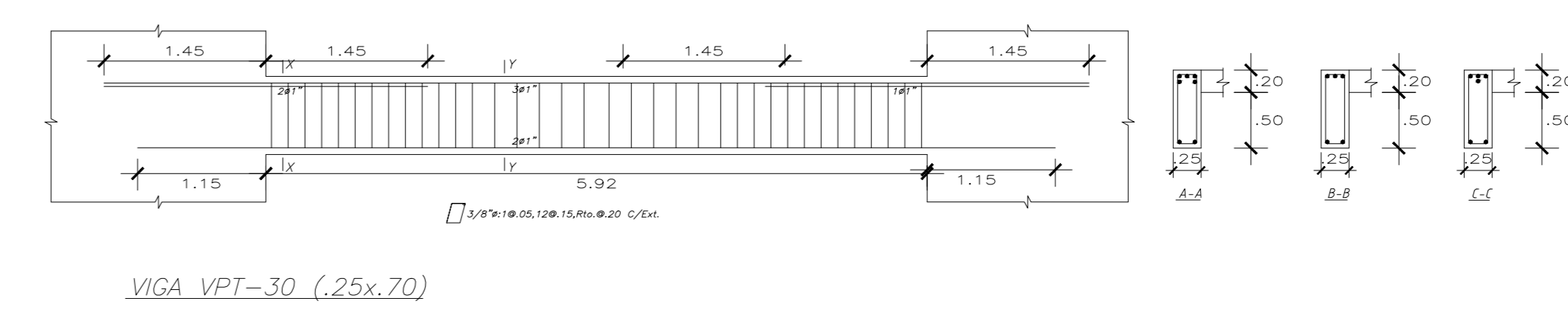
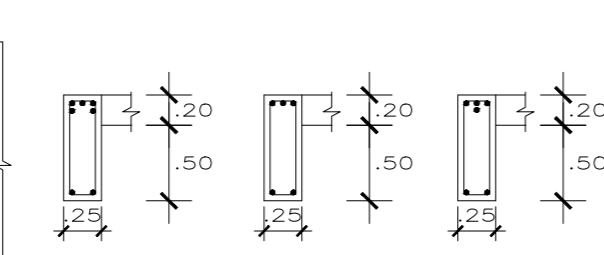
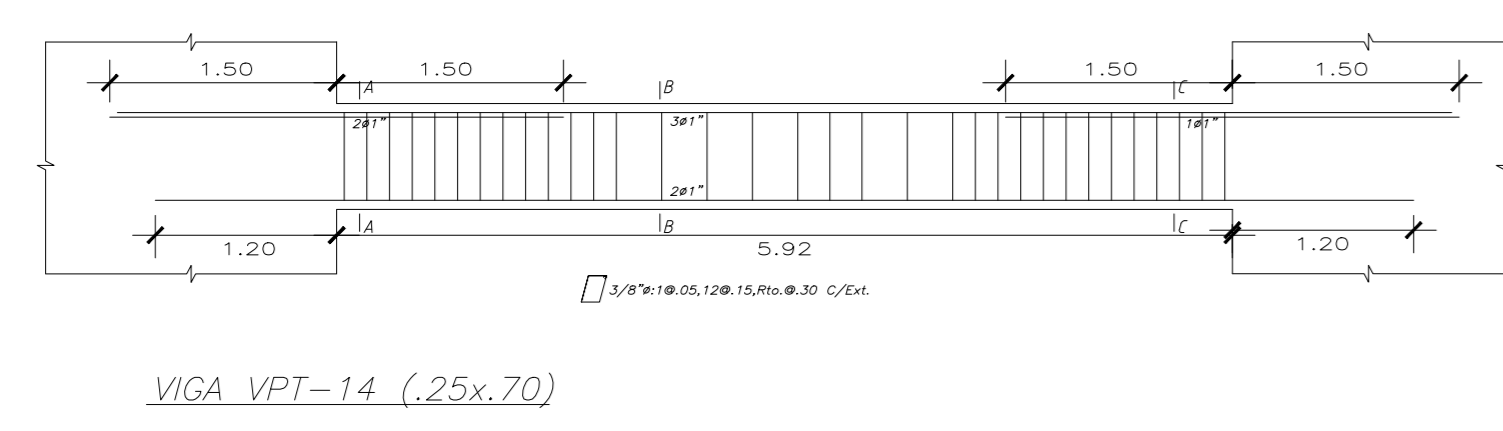
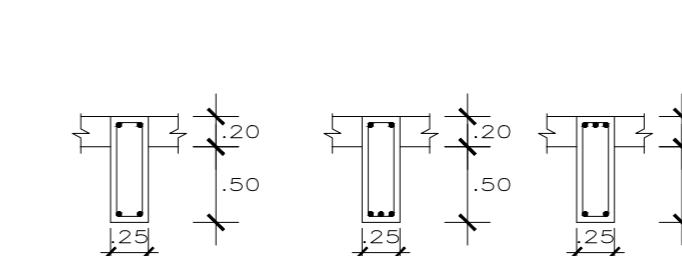
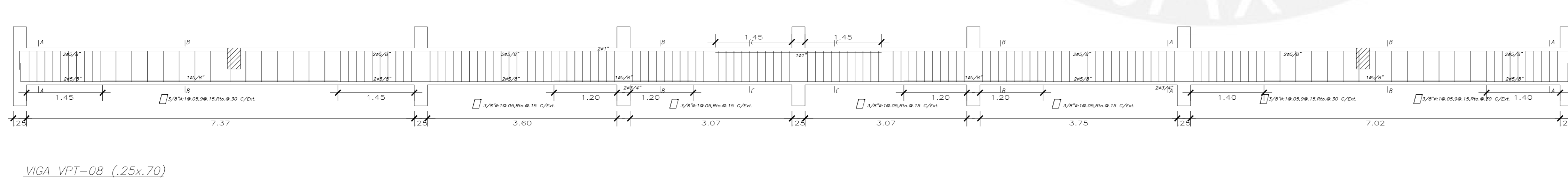
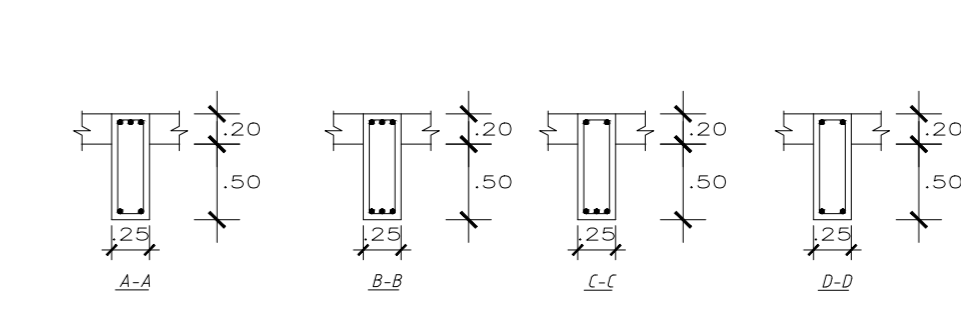
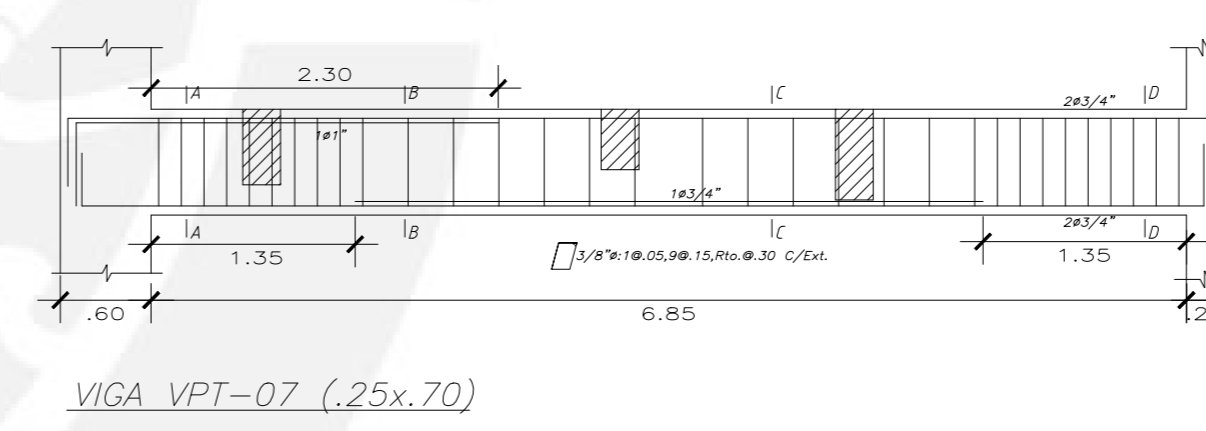
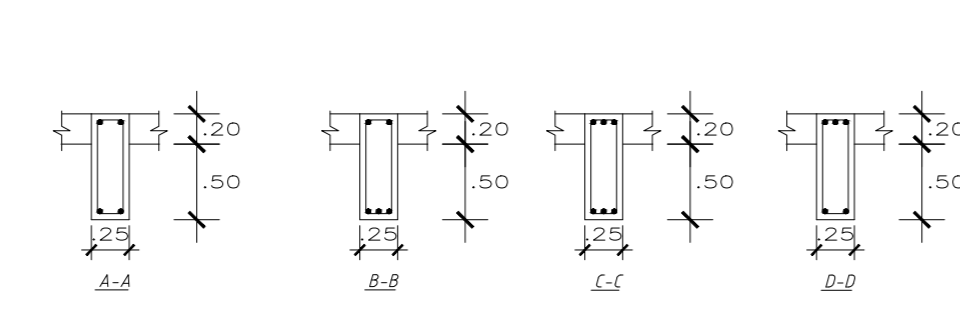
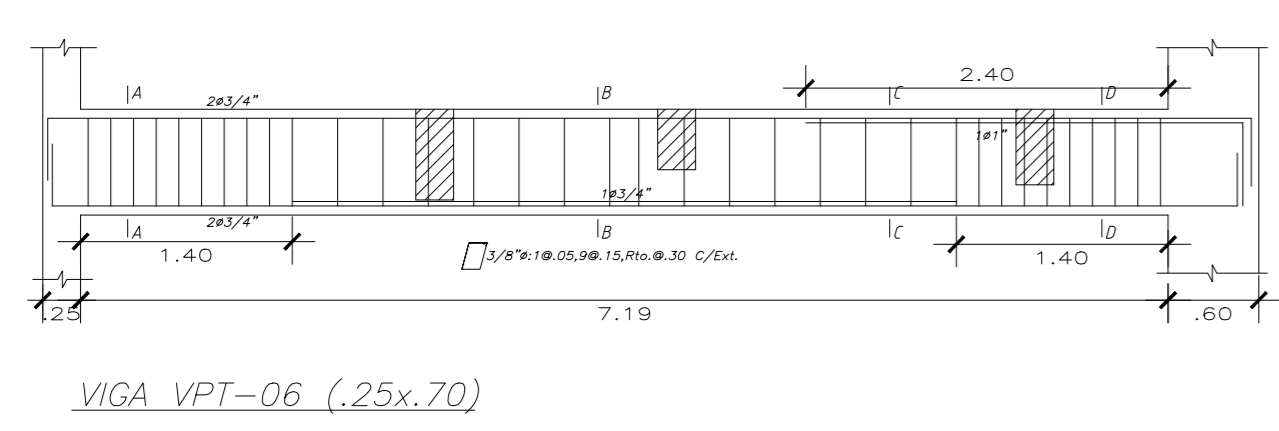
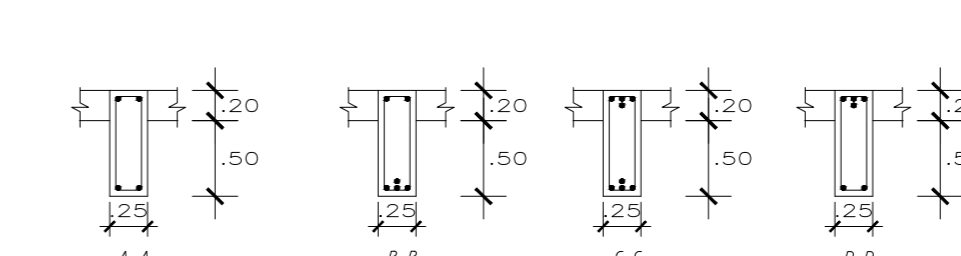
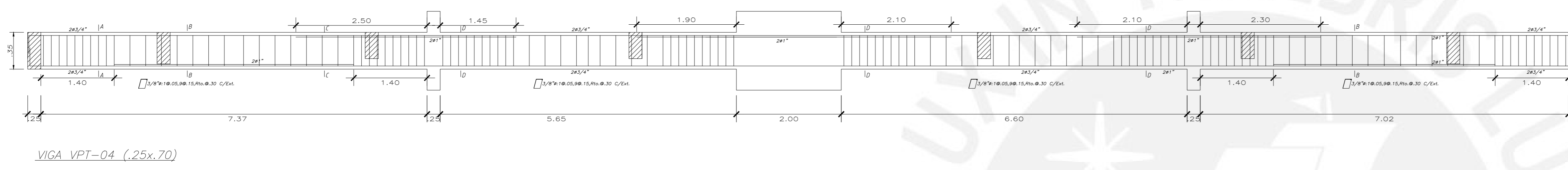
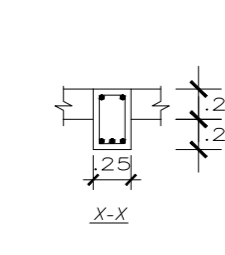
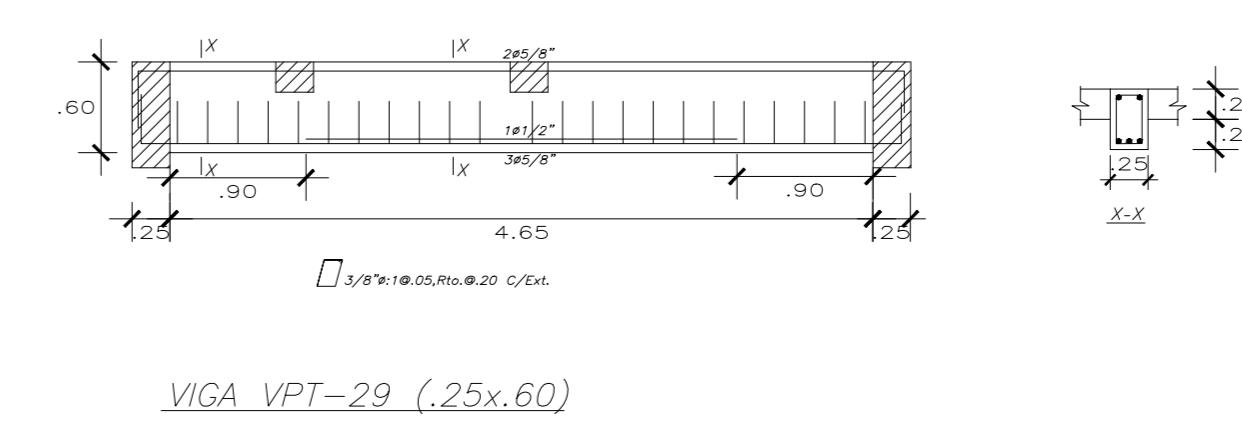
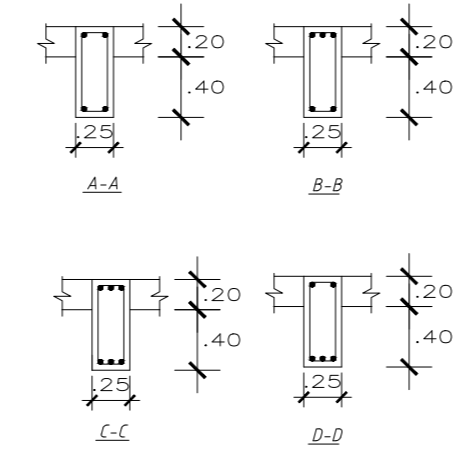
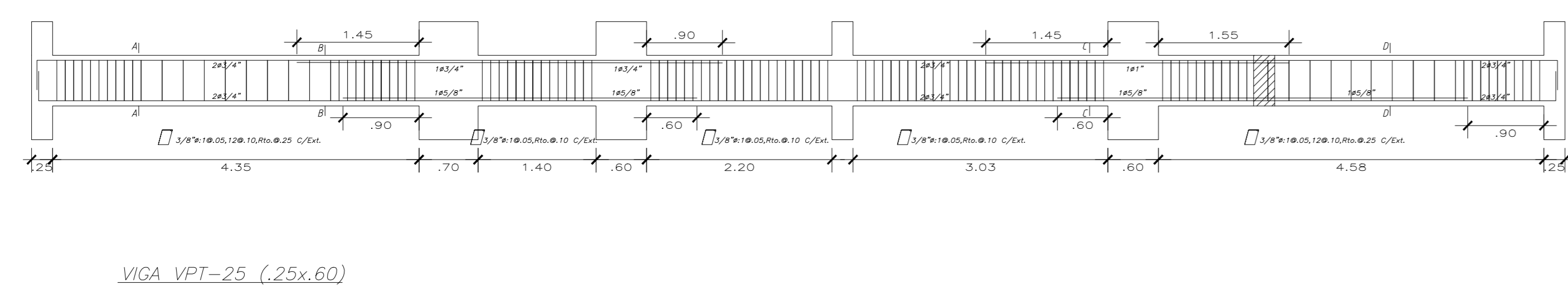
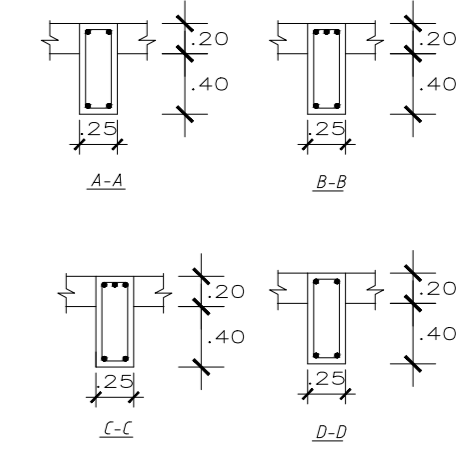
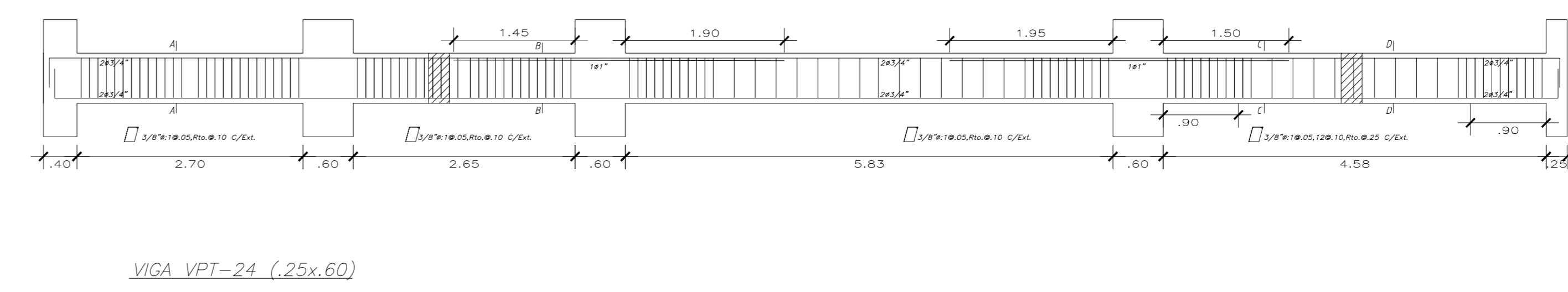
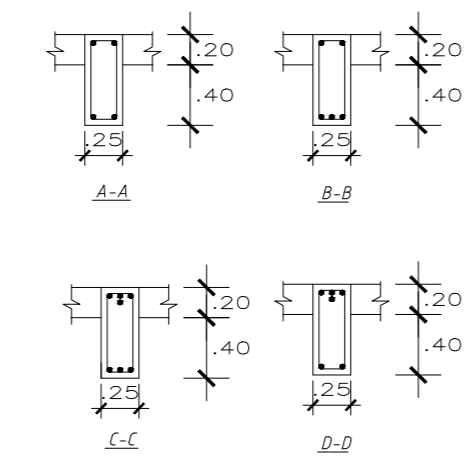
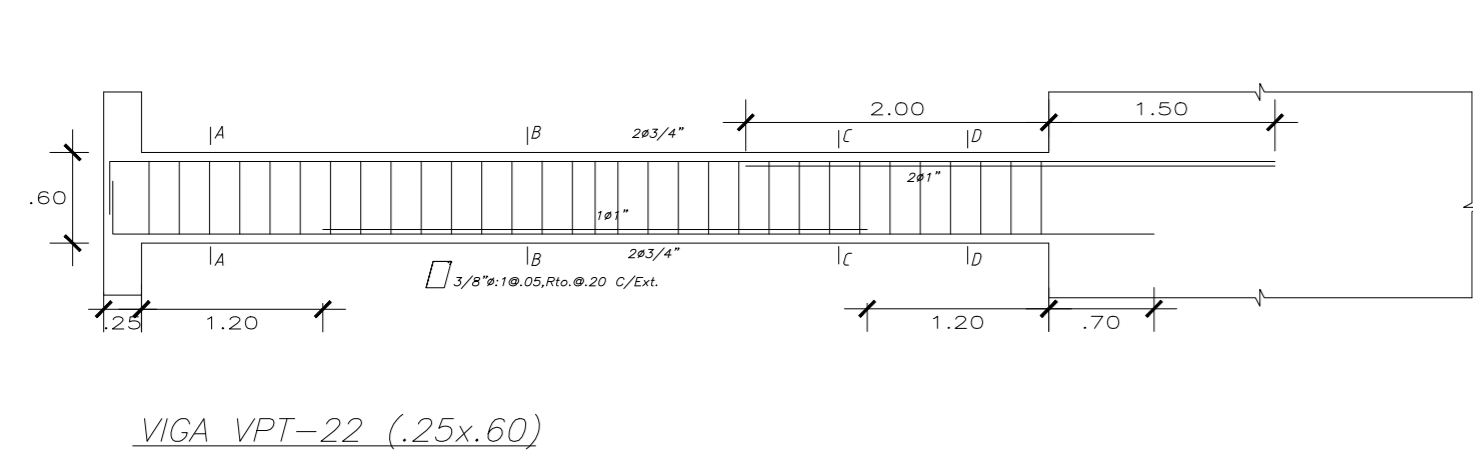
VIGA VPT-15 (25x60)



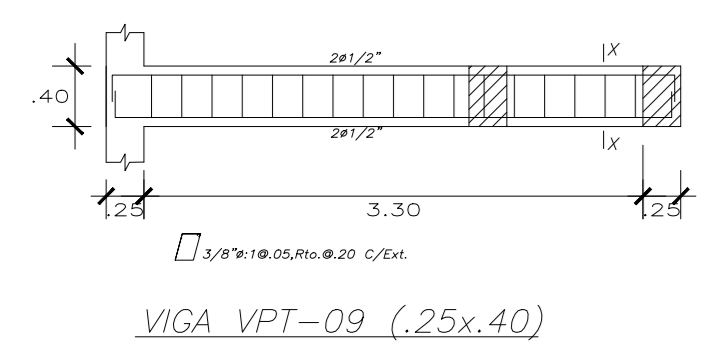
VIGA VPT-19 (25x60)



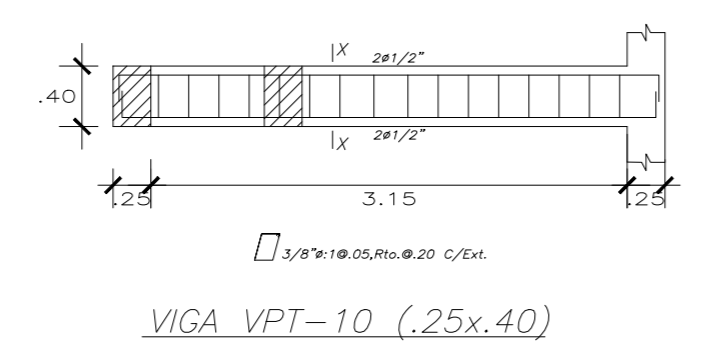
VIGA VPT-20 (25x60)



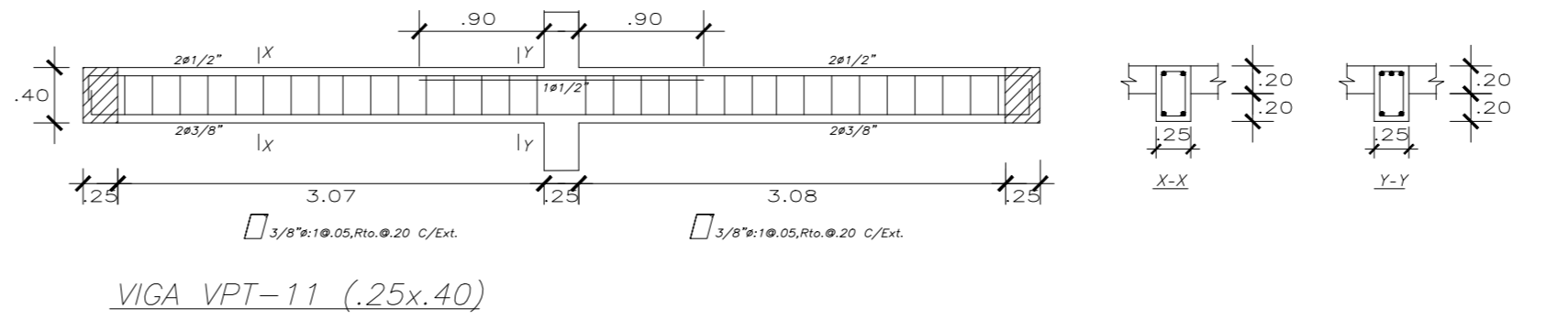
Plano:	Vigas de piso tipico 2	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"		
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova		
Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
Revision:	J.A.A.	Escala:	Indicada	Fecha:	Mar-23
					E-09



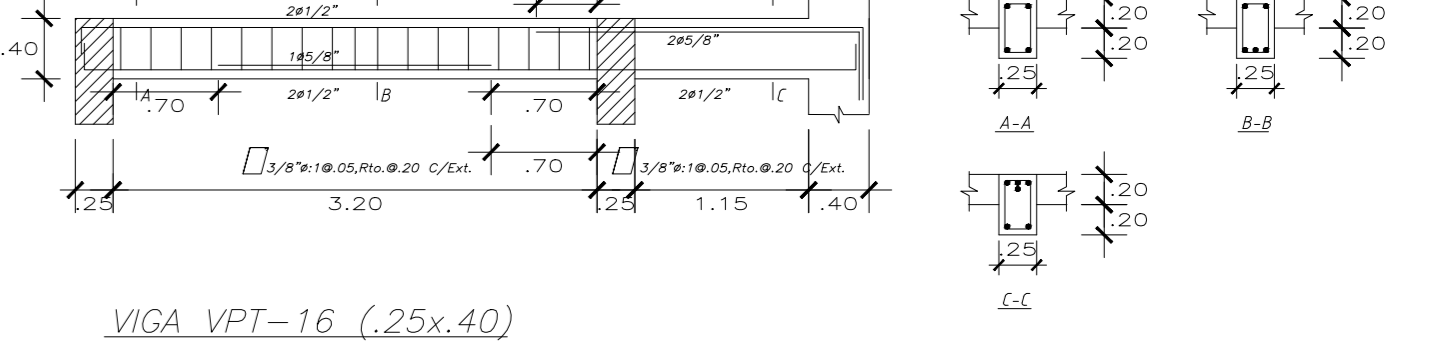
VIGA VPT-09 (25x40)



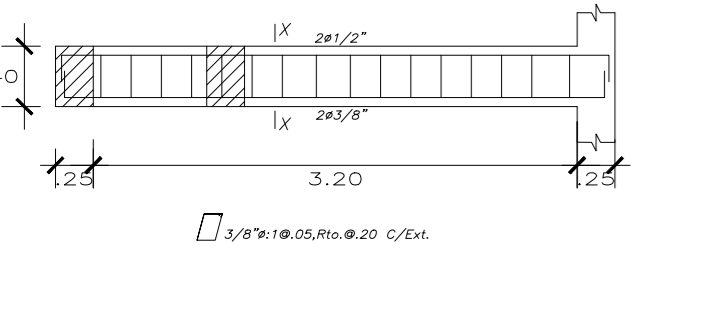
VIGA VPT-10 (25x40)



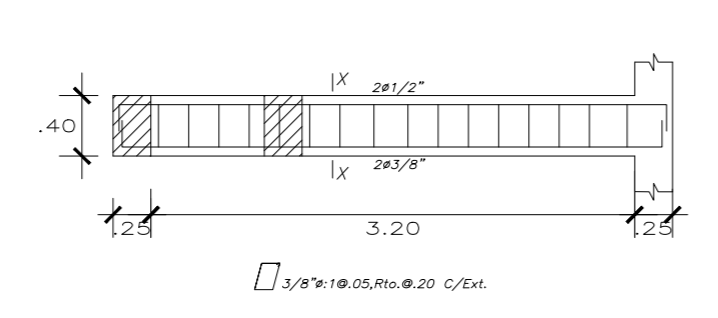
VIGA VPT-11 (25x40)



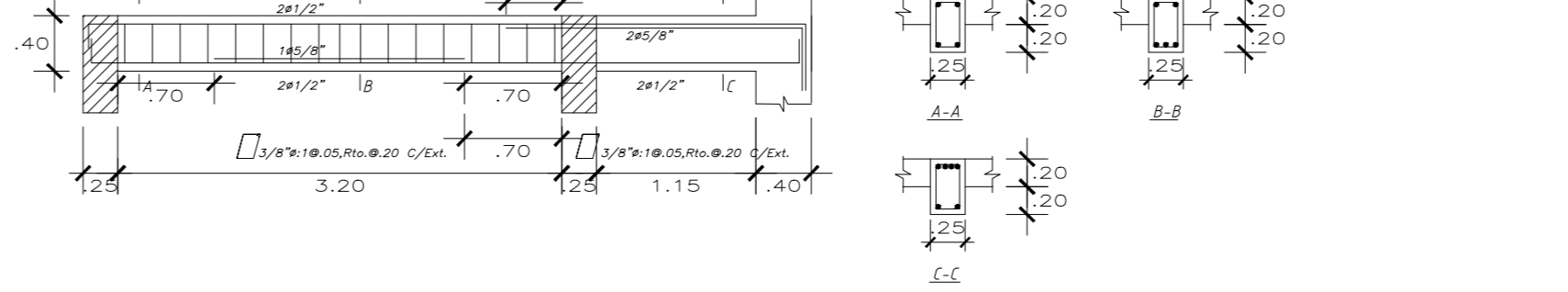
VIGA VPT-16 (25x40)



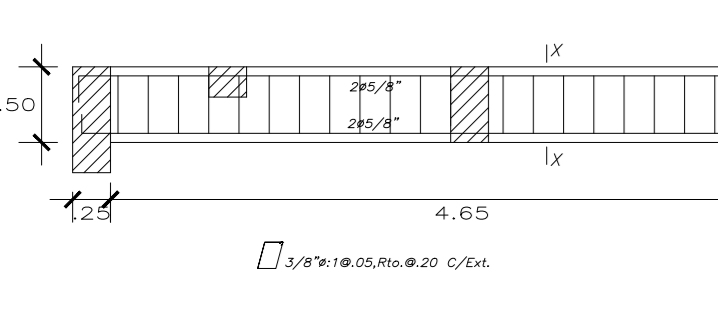
VIGA VPT-18 (25x40)



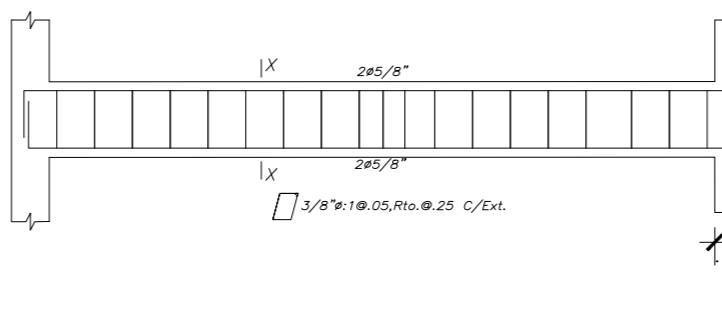
VIGA VPT-27 (25x40)



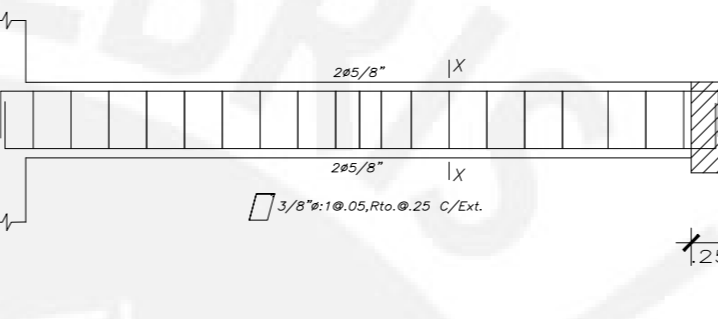
VIGA VPT-28 (25x40)



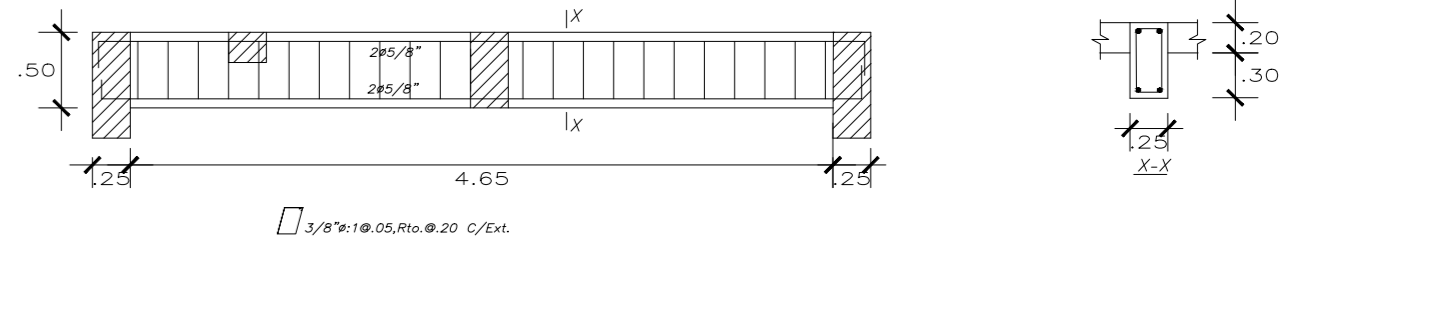
VIGA VPT-17 (25x50)



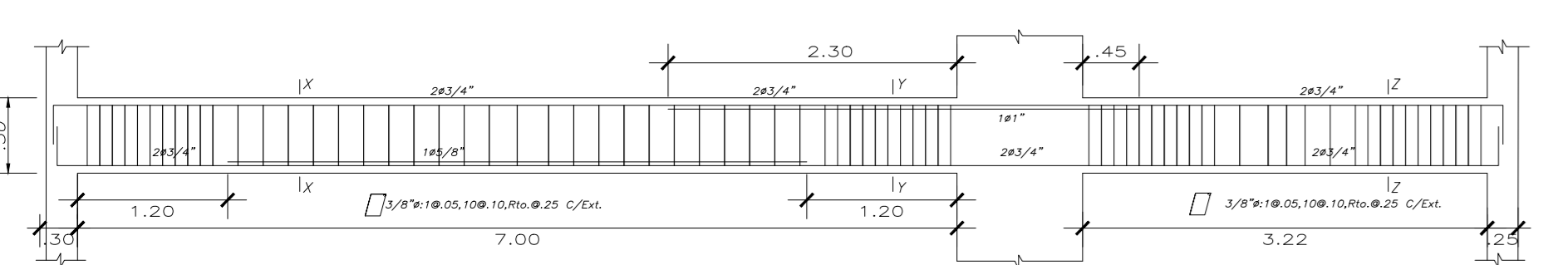
VIGA VPT-21 (25x50)



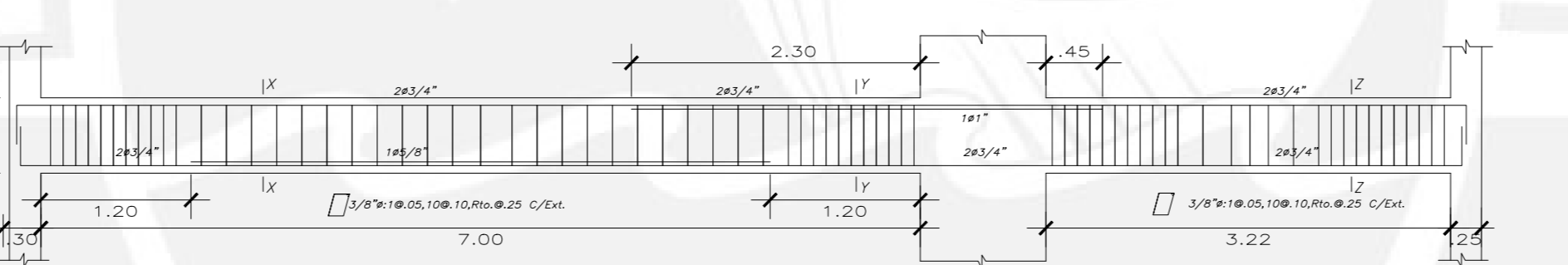
VIGA VPT-23 (25x50)



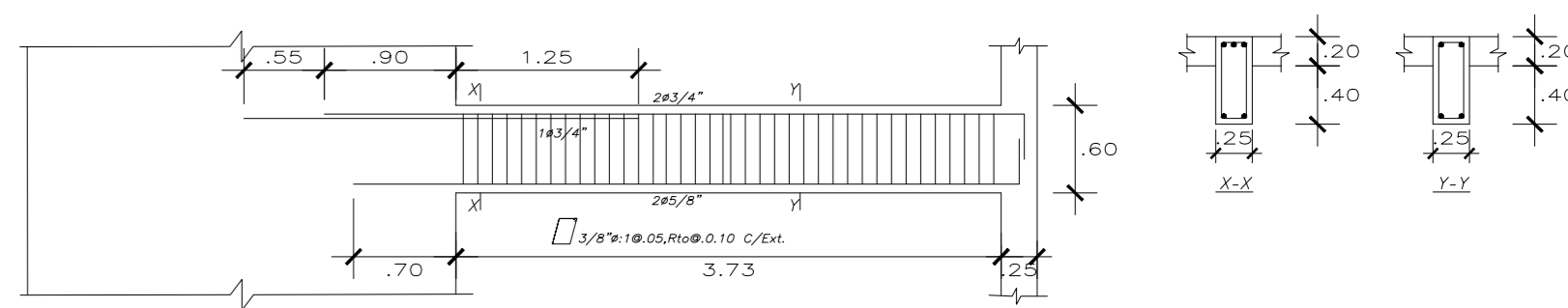
VIGA VPT-26 (25x50)



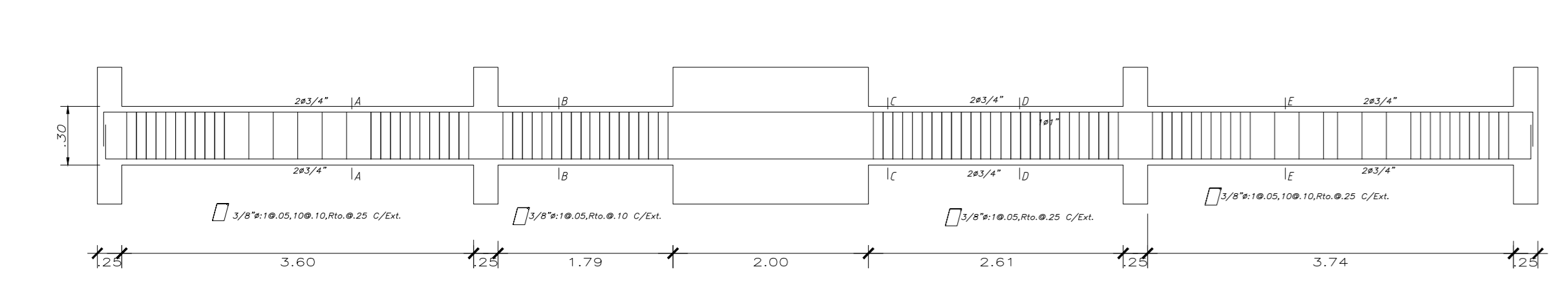
VIGA VPT-01 (25x60)



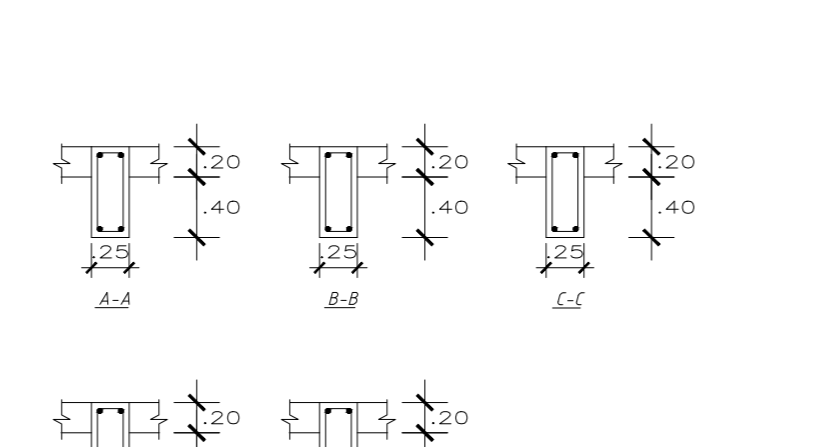
VIGA VPT-02 (25x60)



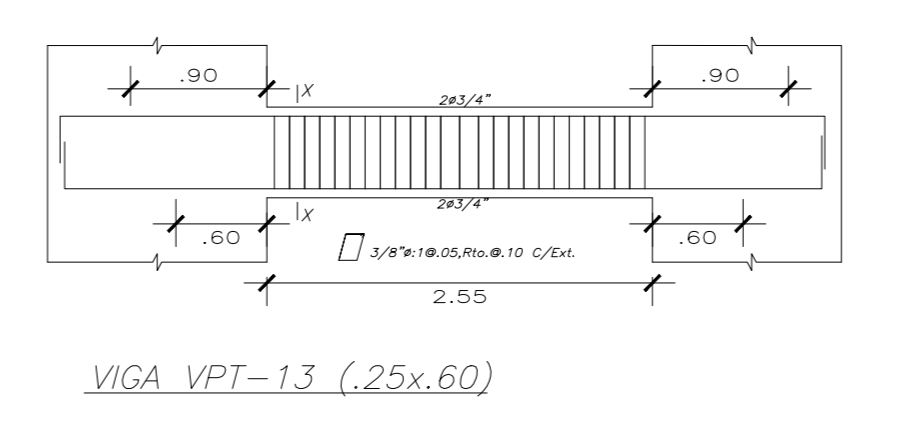
VIGA VPT-03 (25x60)



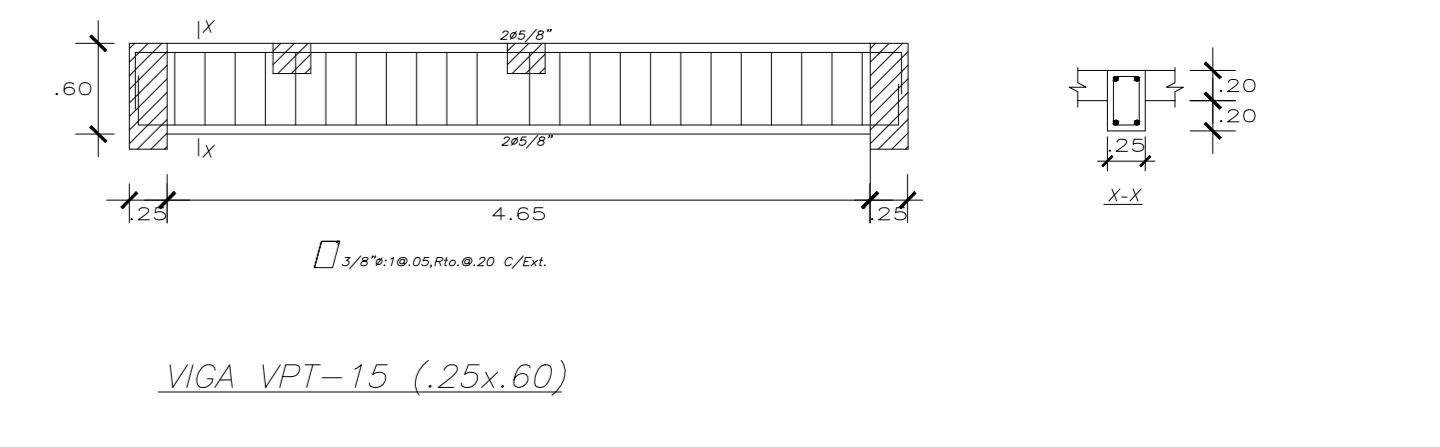
VIGA VPT-05 (25x60)



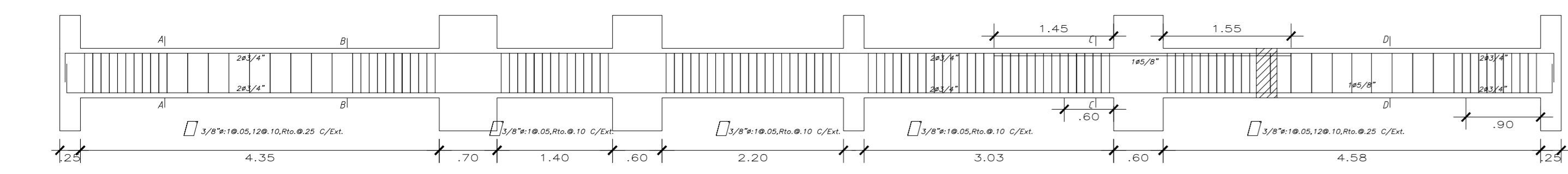
VIGA VPT-12 (25x60)



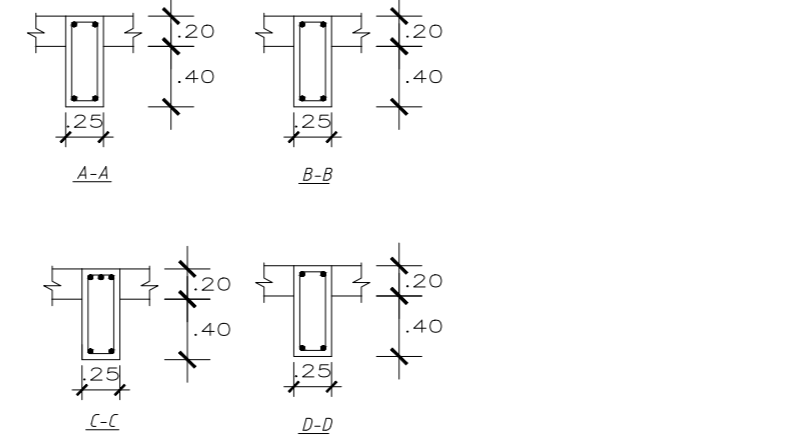
VIGA VPT-13 (25x60)



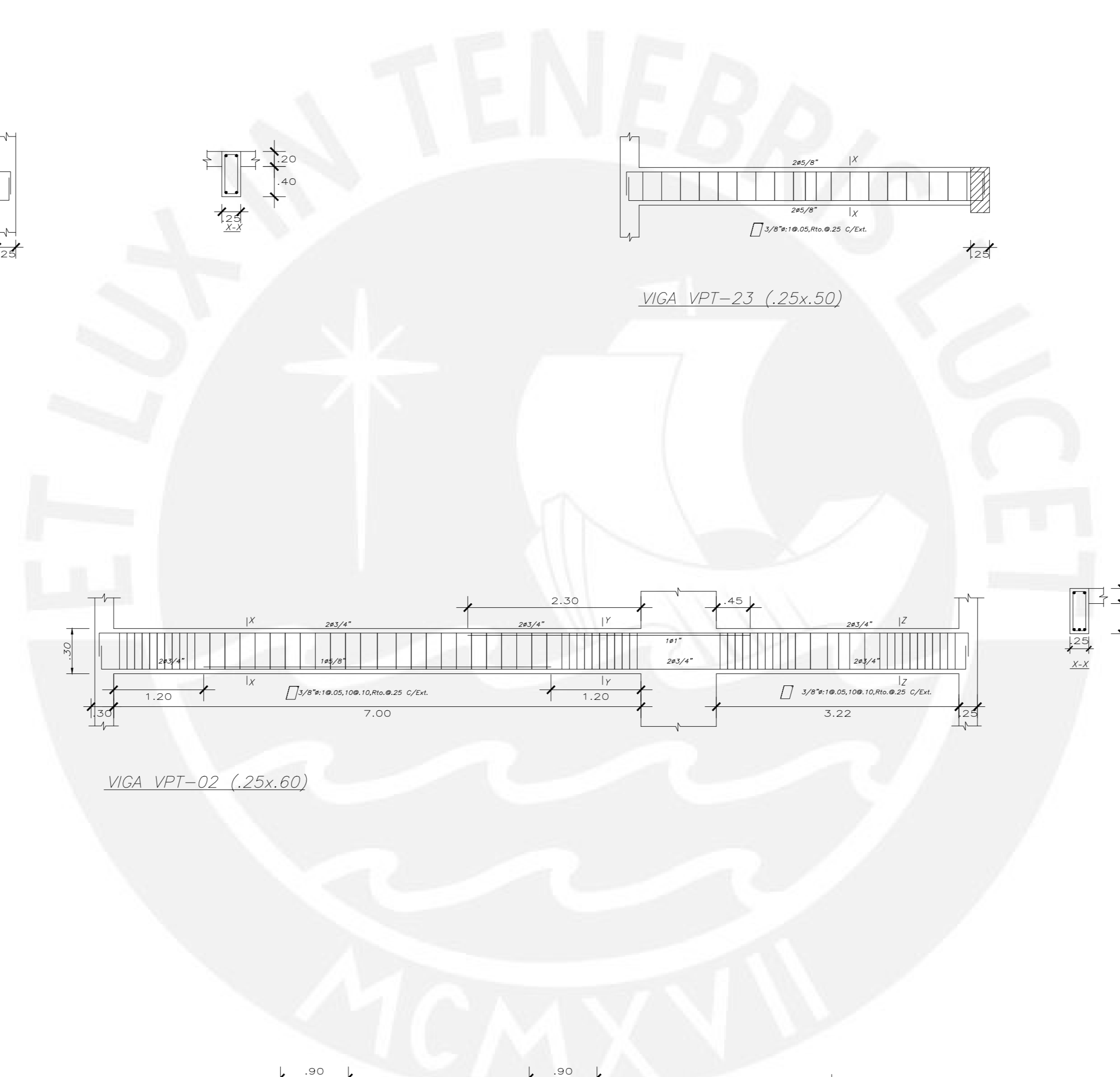
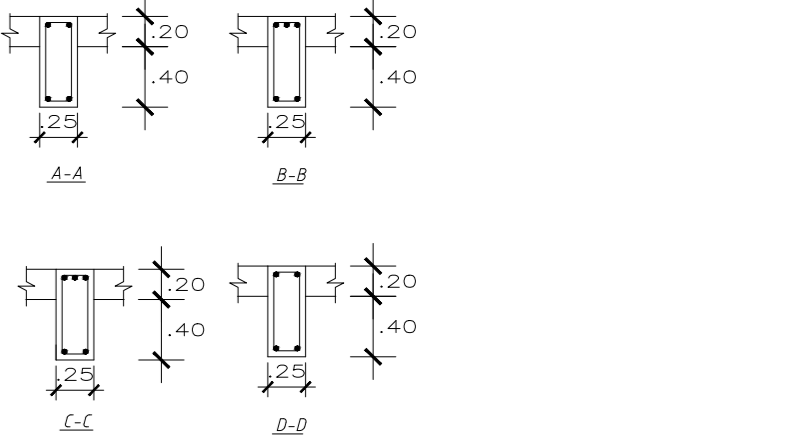
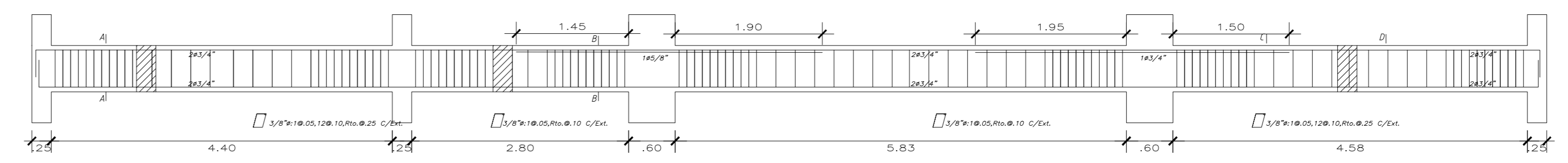
VIGA VPT-15 (25x60)



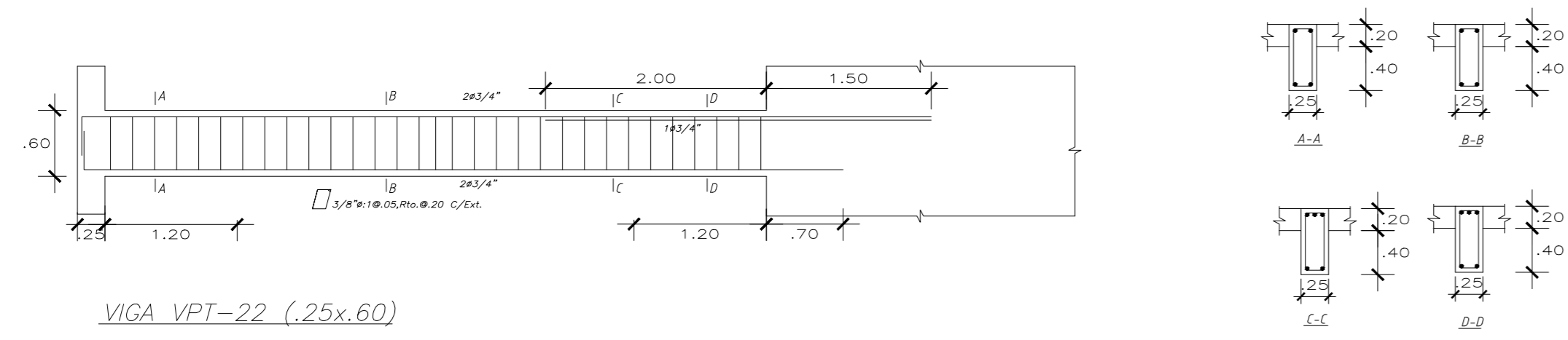
VIGA VPT-19 (25x60)



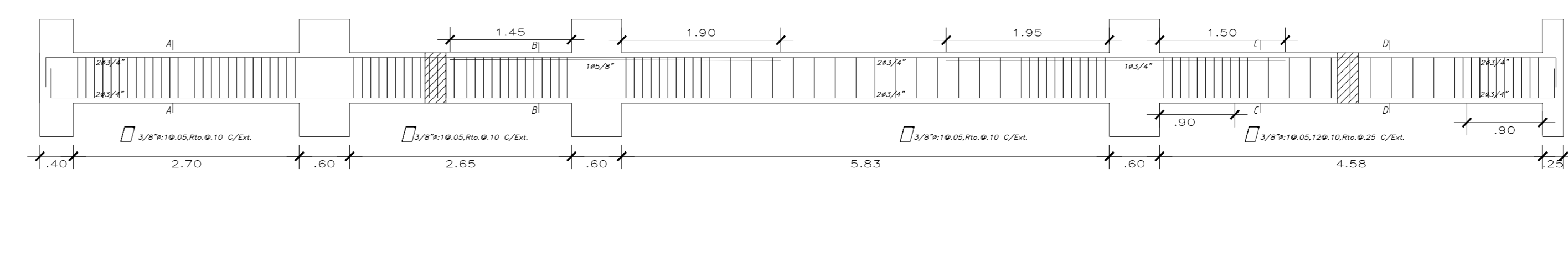
VIGA VPT-20 (25x60)



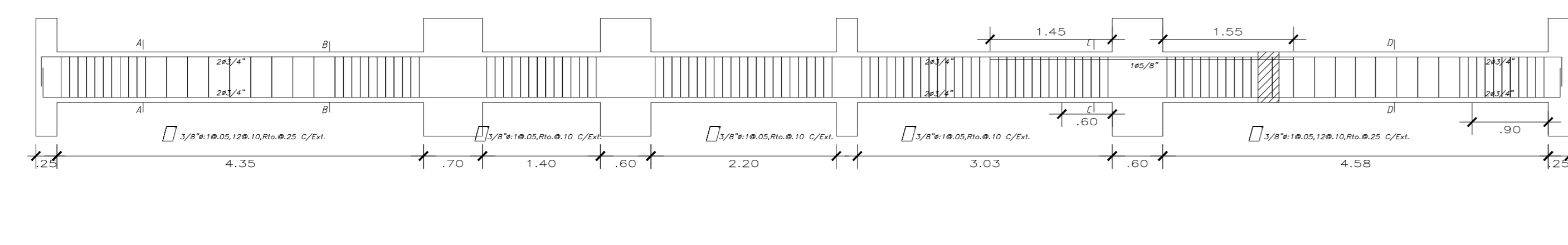
Plano:	Vigas de azotea 1	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"			
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova			
	Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
	Revision:	J.A.A.	Escala:	Indicada	Fecha:	Mar-23
						E-10



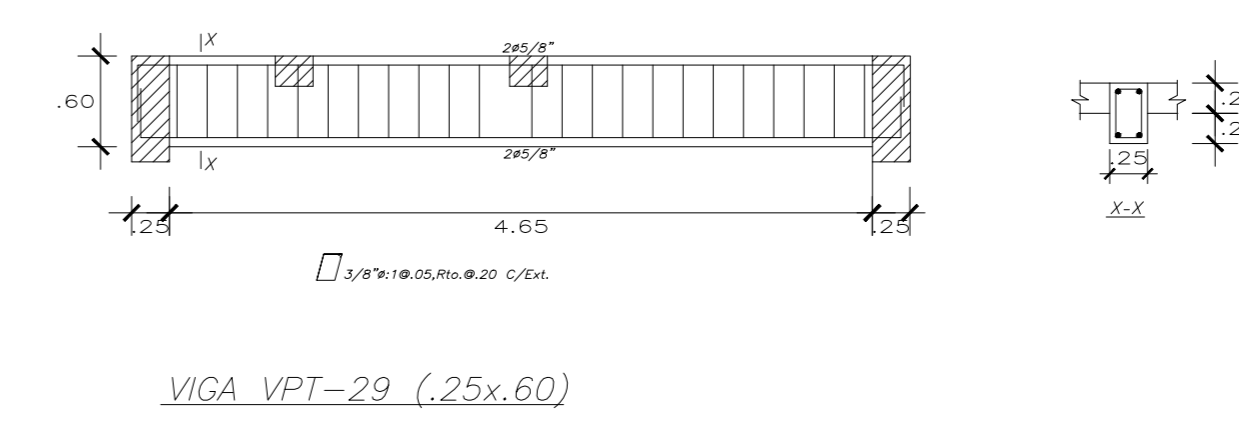
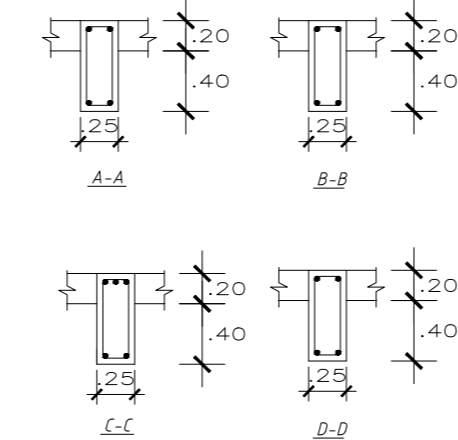
VIGA VPT-22 (25x.60)



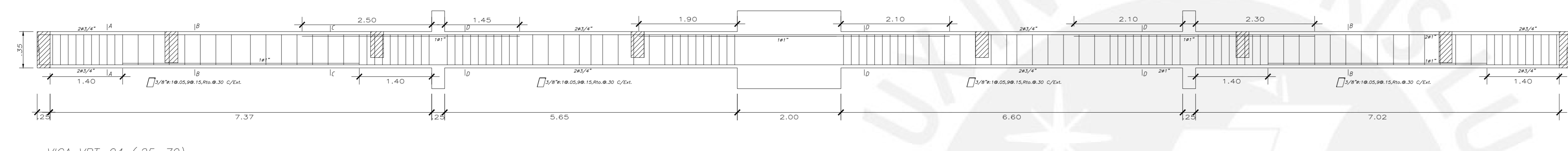
VIGA VPT-24 (25x.60)



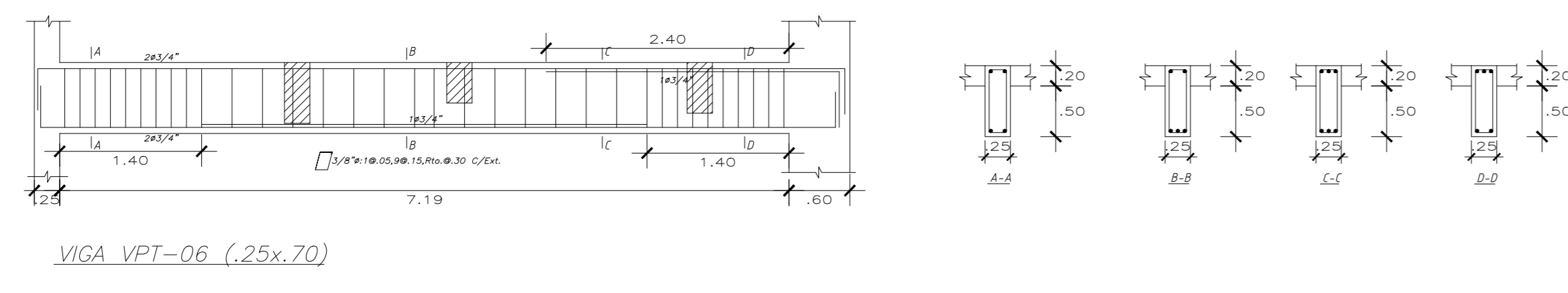
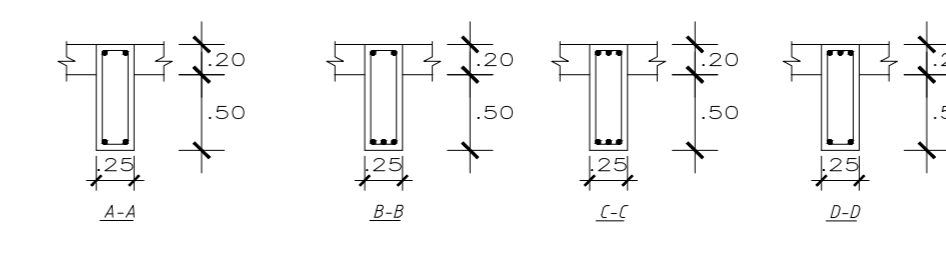
VIGA VPT-25 (25x.60)



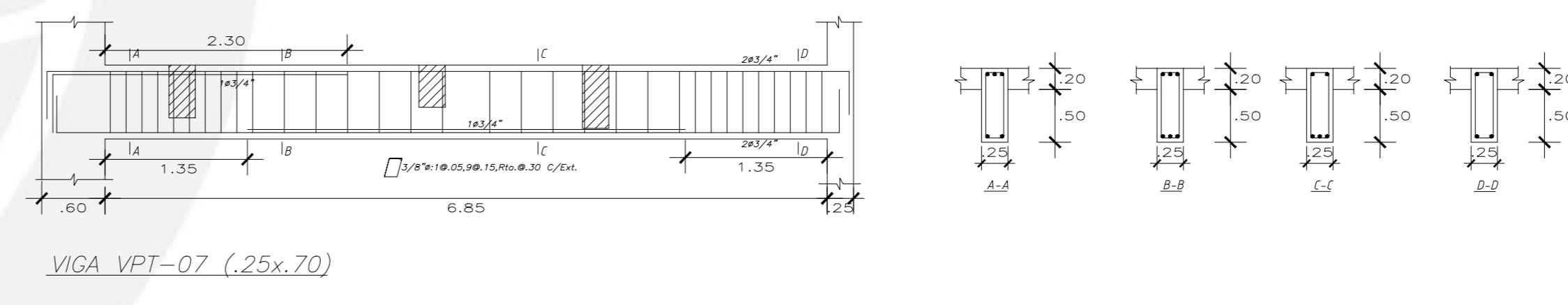
VIGA VPT-29 (25x.60)



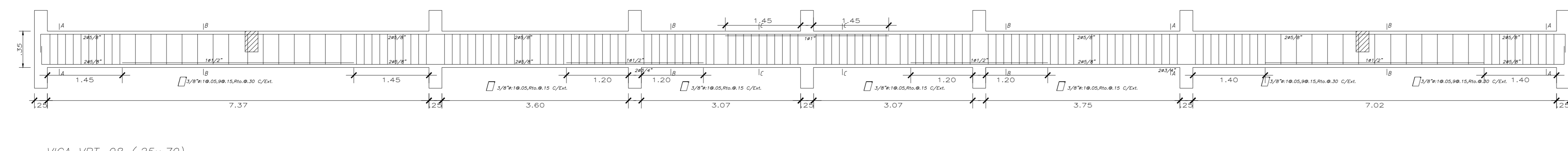
VIGA VPT-04 (25x.70)



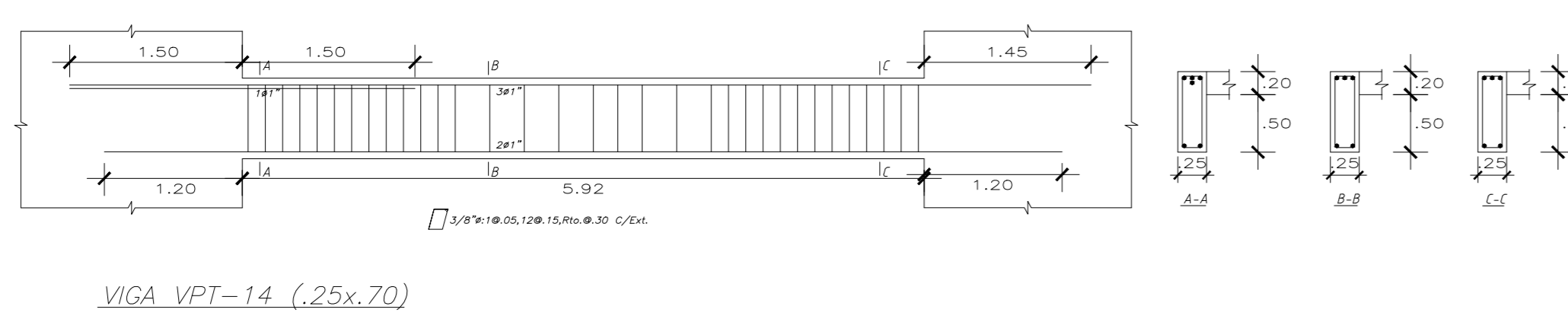
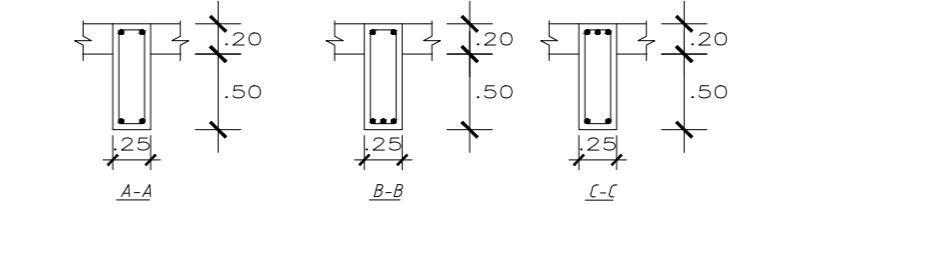
VIGA VPT-06 (25x.70)



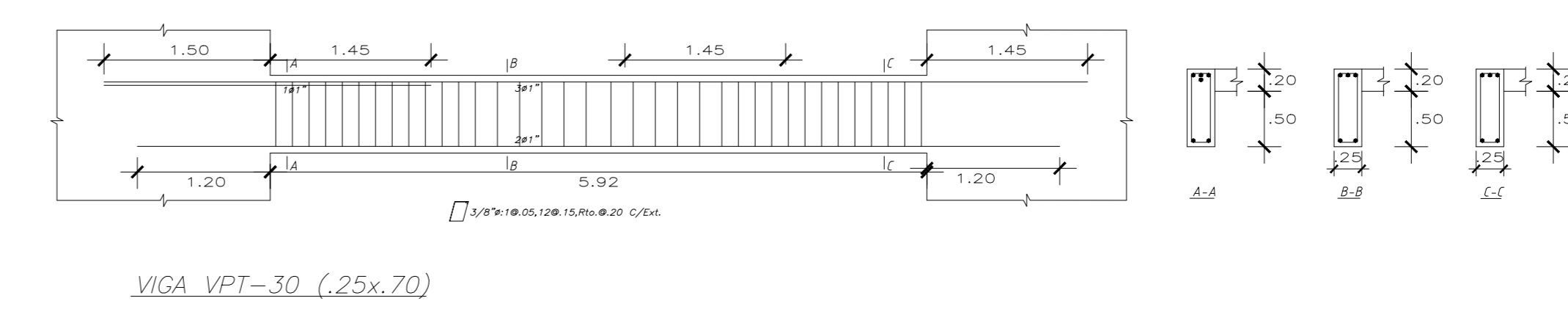
VIGA VPT-07 (25x.70)



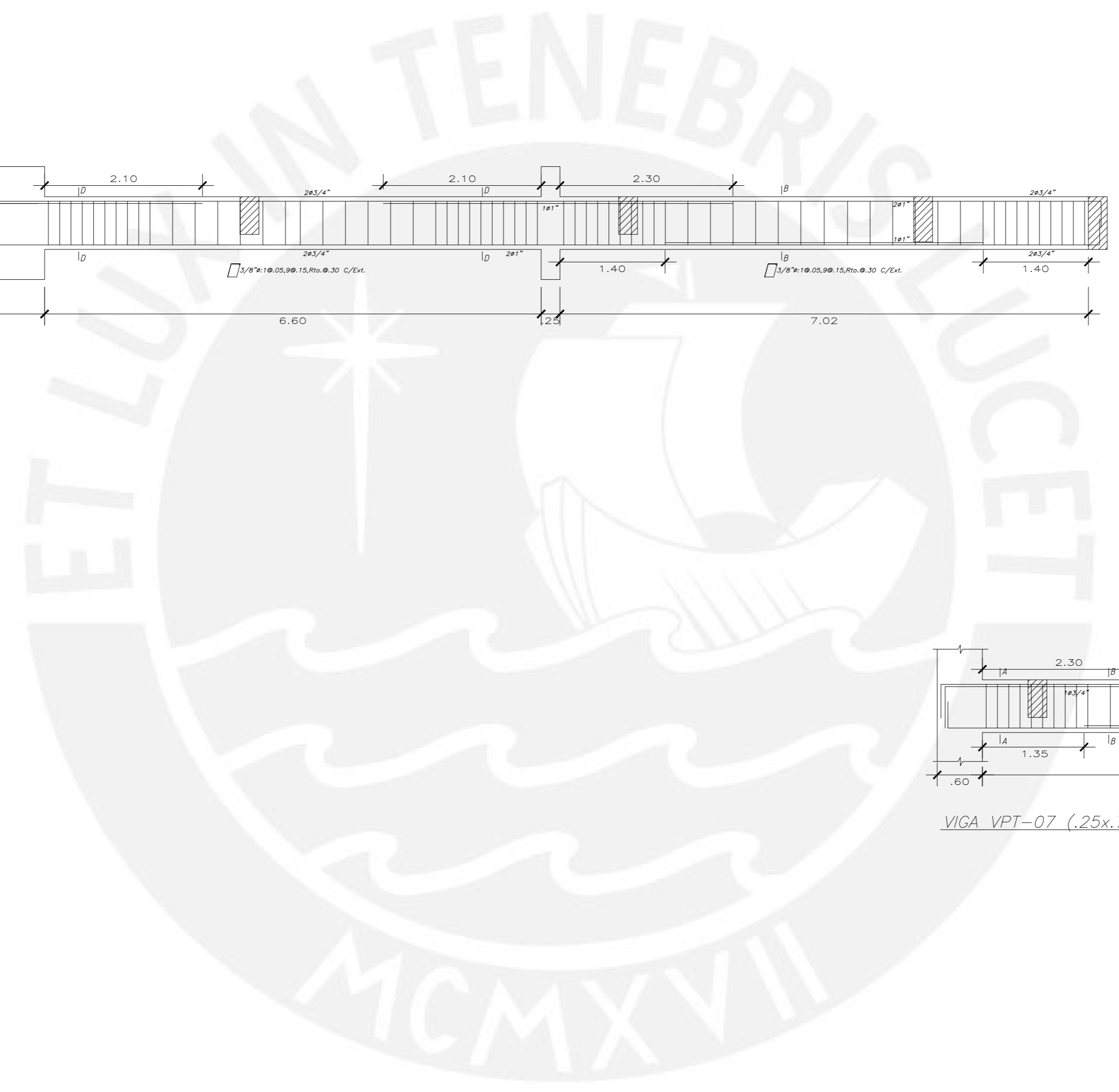
VIGA VPT-08 (25x.70)



VIGA VPT-14 (25x.70)



VIGA VPT-30 (25x.70)



Plano:	Vigas de azotea 2	Proyecto:	"EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS"		
Diseño:	Giancarlo Gomez Cordova	Dibujo:	Giancarlo Gomez Cordova		
Dpto:	Arequipa	Provincia:	Arequipa	Distrito:	Cayma
Revision:	J.A.A.	Escala:	Indicada	Fecha:	Mar-23
					E-11