

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE OCHO PISOS EN
HUANCAYO**

Tesis para optar el título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

Joel Acosta Moreno
Jahdai Gesam Balcázar Garrido

ASESOR: Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, mayo del 2019

RESUMEN

En el presente trabajo tiene por objetivo realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 8 pisos destinado a oficinas, ubicado en el distrito y provincia de Huancayo.

El terreno es de forma rectangular y cuenta con un área de 929.98 m² y posee una capacidad portante de 4kg/cm² a 1.20m de profundidad respecto a nivel del terreno natural. El edificio consta de 18 estacionamientos en el primer piso y 20 oficinas por piso del segundo al octavo nivel.

El suministro de agua se produce mediante un sistema de cisterna y bomba hidroneumática que impulsa el agua a los distintos niveles, evitando el empleo de tanque elevado. Dicha cisterna se ubica en el primer nivel.

El sistema estructural está conformado, predominantemente, por muros de corte en ambas direcciones con el fin de controlar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo, además se cuenta con vigas peraltadas y columnas formando pórticos. El sistema de techado está conformado por losas macizas en dos direcciones y aligerados con viguetas pretensadas de h=20cm separados cada 50cm de Concremax.

Se realizó un modelo pseudotridimensional mediante el programa ETABS 2017 para analizar el edificio por cargas de gravedad y sismo.

La cimentación se resolvió con cimientos corridos, zapatas aisladas, combinadas y conectadas en algunos casos, a profundidades variables, teniendo una profundidad máxima de -2.00m respecto al nivel del piso terminado.

El análisis de la cimentación se realizó mediante un modelo basado en elementos finitos con ayuda del programa SAFE 2016.

El análisis y diseño se realizaron de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y cumpliendo con los requisitos sismorresistentes señalados en la norma E.030, verificando la resistencia de los elementos de concreto armado según la norma E.060.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del proyecto.....	1
1.2 Metodología de diseño.....	1
1.3 Materiales empleados.....	3

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN

2.1 Criterios de estructuración.....	4
2.2 Estructuración del edificio.....	5

CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	9
3.2 Predimensionamiento de losas macizas.....	9
3.3 Predimensionamiento de vigas.....	10
3.3.1 Vigas con responsabilidad sísmica.....	10
3.3.2 Vigas secundarias.....	10
3.4 Predimensionamiento de columnas.....	11
3.5 Predimensionamiento de placas (muros de corte)	11
3.6 Predimensionamiento de la escalera 2.....	12
3.7 Predimensionamiento del cuarto de máquinas.....	12
3.8 Predimensionamiento de las cisternas.....	12

CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS

4.1 Cargas y pesos unitarios.....	14
4.2 Metrado de cargas en losas aligeradas.....	14
4.3 Metrado de cargas en losas macizas.....	15
4.4 Metrado de cargas en vigas.....	16
4.5 Metrado de cargas en columnas y placas.....	17
4.6 Metrado de la escalera 2.....	20

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 Generalidades.....	22
5.2 Parámetros sísmicos	22
5.2.1 Factor de zona (Z)	22
5.2.2 Condiciones geotécnicas	22
5.2.3 Parámetros de sitio (S, T _p , T _L)	23
5.2.4 Factor de amplificación de sísmica (C)	23
5.2.5 Factor de uso (U)	24
5.2.6 Coeficiente básico de reducción sísmica.....	24
5.3 Peso sísmico.....	24
5.4 Análisis modal.....	24
5.6 Análisis estático.....	26
5.7 Análisis dinámico.....	27
5.7.1 Análisis de irregularidades.....	28
5.7.1.1 Irregularidades en planta.....	28
5.7.1.1.1 Discontinuidad del diafragma.....	28
5.7.1.1.2 Esquinas entrantes.....	28
5.7.1.1.3 Sistemas no paralelos.....	28
5.7.1.1.4 Irregularidad torsional.....	29

5.7.1.2 Irregularidad en altura.....	30
5.7.1.2.1 Irregularidad de masa.....	30
5.7.1.2.2 Irregularidad de rigidez-piso blando.....	30
5.7.1.2.3 Irregularidad extrema de rigidez.....	31
5.7.1.2.4 Discontinuidad en los sistemas resistentes.....	31
5.7.1.2.5 Irregularidad de geometría vertical.....	31
5.7.2 Fuerza cortante mínima en la base.....	31
5.7.3 Control de desplazamientos laterales.....	32
5.7.4 Verificación del sistema estructural y coeficiente básico de reducción Ro.....	33
5.7.5 Junta sísmica.....	33
5.7.6 Estabilidad del edificio	34

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

6.1 Análisis estructural.....	36
6.2 Diseño por flexión	36
6.3 Diseño por corte.....	37
6.4 Refuerzo por contracción y temperatura	38
6.5 Corte del refuerzo.....	38
6.6 Empalme.....	39
6.7 Control de fisuración.....	39
6.8 Ejemplo de diseño	40

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

7.1 Análisis estructural.....	43
7.2 Consideraciones para el diseño	43
7.3 Ejemplo de diseño	43

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS

8.1 Diseño viga peraltada.....	46
8.1.1 Análisis estructural.....	46
8.1.2 Diseño por flexión	46
8.1.3 Diseño por corte	47
8.1.4 Control de deflexiones	49
8.1.5 Control de la fisuración	49
8.1.6 Corte del refuerzo.....	49
8.1.7 Empalme y anclaje de viga peraltada y chata.....	49
8.1.7.1 Empalme de viga peraltada y chata.....	49
8.1.7.2 Anclaje de viga peraltada para columnas y placas.....	50
8.1.8 Redistribución de momentos.....	51
8.1.9 Ejemplo de diseño viga peraltada	51
8.2 Diseño viga chata.....	59

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

9.1 Análisis estructural.....	61
9.2 Diseño por flexocompresión uniaxial	61
9.3 Diseño por flexocompresión biaxial	62
9.4 Efectos de la esbeltez	62
9.4.1 Efecto local de esbeltez.....	63
9.4.2 Efecto global de esbeltez.....	64
9.5 Diseño por corte	64

9.6 Empalmes por traslape del refuerzo .	66
9.7 Ejemplo de diseño	67
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)	
10.1 Diseño por flexocompresión.....	73
10.1.1 Elementos de borde en muros estructurales.....	73
10.2 Diseño por corte.....	74
10.3 Empalmes por traslape del refuerzo.....	75
10.4 Ejemplo de diseño	75
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES	
11.1 Características de la cimentación.....	80
11.2 Diseño de zapata aislada.....	80
11.2.1 Dimensionamiento.....	80
11.2.2 Diseño.....	81
11.2.2.1 Diseño por punzonamiento	81
11.2.2.2 Diseño por cortante.....	82
11.2.2.3 Diseño por flexión.....	82
11.3 Diseño de zapata conectada2.....	83
11.3.1 Ejemplo de diseño.....	84
CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES	
12.1 Diseño de escaleras.....	91
12.1.1 Ejemplo de diseño.....	91
12.2 Diseño de cuarto de máquina.....	94
12.3 Diseño de cisterna y cuarto de bombas.....	95
COMENTARIOS	98
CONCLUSIONES	99
BIBLIOGRAFÍA	100

LISTA DE FIGURAS

2.2.1	Arquitectura del piso típico.....	7
2.2.2	Estructuración del piso típico.....	8
4.2.1	Vigueta a analizar para el metrado de cargas.....	14
4.2.2	Distribución de todas las cargas últimas calculadas.....	15
4.3.1	Losa maciza a analizar para el metrado de cargas.....	15
4.4.1	Viga a analizar para el metrado de cargas.....	16
4.5.1	Área de techo que carga la columna analizada.....	17
5.4.1	Vista isométrica del edificio.....	25
5.4.2	Modo de vibración 1.....	26
5.4.3	Modo de vibración 2.....	26
5.7.1	Curva espectral.....	28
6.1	Características geométricas de una sección aligerada típica no convencional (Concremax, 2005).....	35
6.2	Características de las viguetas pretensadas (Concremax, 2005).....	35
6.5.1	Consideraciones corte de acero en momentos positivos y negativos (Otazzi, 2010).....	38
6.8.1	Modelo estructural y diagramas de fuerzas internas de la vigueta a la cara de la viga.....	40
6.8.2	Distribución del acero en la losa de piso típico con ancho tributario de 50cm y sus respectivos cortes entre los ejes 1-10 y los ejes B-C.....	42
7.3.1	Diagrama de momentos dirección X-X (ton*m/m).....	44
7.3.2	Diagrama de momentos dirección Y-Y (ton*m/m).....	44
7.3.3	Diseño final losa maciza.....	45
8.1.3.1	Consideraciones para el diseño sísmico por corte en vigas (Blanco, 1994).....	48
8.1.3.2	Requerimientos de estribos en vigas (Norma E.060).....	49
8.1.7.1.1	Empalmes traslapados para vigas peraltadas (Blanco, 1994).....	50
8.1.7.2.1	Anclaje con gancho estándar a 90° (Blanco, 1994).....	50
8.1.8.1	Redistribución de los momentos admisibles.....	51
8.1.9.1	Esquema de la viga a diseñar.....	52
8.1.9.2	Envolvente de momentos flectores de la viga V-102 (ton-m).....	52
8.1.9.3	Envolvente de fuerzas cortantes para la viga V-102 (ton.....	54
8.1.9.4	Fuerza cortante debido a la capacidad en los apoyos.....	55
8.1.9.5	Fuerzas cortantes obtenidas por capacidad.....	55
8.1.9.6	Envolvente de fuerzas cortantes por capacidad.....	55
8.1.9.7	Envolvente de fuerzas cortantes con sismo amplificado por 2.5.....	56
8.1.9.8	Diseño final viga V-102 (primer tramo).....	58
8.1.9.9	Diseño final viga V-102 (segundo tramo).....	58
8.1.9.10	Diseño final viga V-102 (tercer tramo).....	58
8.1.9.11	Diseño final viga V-102 (cortes de las secciones).....	59
8.2.1	Envolvente de momentos (ton-m) y cortantes últimas (ton) de la viga chata.....	59
8.2.2	Diseño final viga chata V-CH2.....	60
9.2.1	Diagrama de interacción nominal y de diseño.....	61
9.5.1	Fuerza cortante de diseño en columnas (Norma E.060).....	65
9.5.2	Detalles de espaciamiento de estribos de la columna (Norma E.060).....	66
9.6.1	Empalmes traslapados para columnas (Norma E.060).....	67
9.7.1	Sección preliminar de columna C-1.....	68

9.7.2 Diagrama de interacción de columna en la dirección X.....	69
9.7.3 Diagrama de interacción de columna en la dirección Y.....	69
9.7.4 Diseño final de columna C1.....	72
9.7.5 Elevación de la columna C-1.....	72
10.1.1.1 Elementos de borde en placas (Norma E060).....	74
10.4.1 Distribución preliminar de acero.....	76
10.4.2 Diagrama de interacción en la dirección X.....	77
10.4.3 Diagrama de interacción en la dirección Y.....	77
10.4.4 Distribución final refuerzo placa PL-2.....	79
11.2.2.1.1 Esquema sección de punzonamiento.....	82
11.2.2.2.1 Esquema cortante.....	82
11.2.2.3.1 Esquema flexión.....	83
11.3.1 Modelo zapata conectada (HARMSSEN,2002).....	83
11.3.2 Modelo viga de cimentación.....	83
11.3.1.1 Zapata conectada.....	84
11.3.1.2 modelamiento de cimentación (SAFE2016).....	86
11.3.1.3 Esfuerzos en el suelo combinación M+V.....	86
11.3.1.4 Esfuerzos en el suelo combinación M+V+SX.....	87
11.3.1.5 Esfuerzos en el suelo combinación M+V+SY.....	87
11.3.1.6 Fuerza cortante en zapata.....	87
11.3.1.7 Momento flector en zapata.....	88
11.3.1.8 Diseño de zapata de columna C-1.....	89
11.3.1.9 Envoltorio de momentos flectores de viga de cimentación.....	89
11.3.1.10 Envoltorio de cortantes de viga de cimentación.....	90
11.3.1.11 Elevación y sus respectivas secciones de corte de viga de cimentación.....	90
12.1.1.1 Dimensiones de tramo 2 de escalera 2.....	91
12.1.1.2 Modelo estructural con cargas aplicadas (Ton/m).....	91
12.1.1.3 Diagrama de fuerzas cortantes.....	92
12.1.1.4 Diagrama de momentos flectores.....	92
12.1.1.5 Diseño de descanso mediante elementos finitos.....	93
12.1.1.6 Diseño final de tramo 2 de escalera 2.....	94
12.2.1 Diseño final del cuarto de máquinas.....	94
12.3.1 Modelamiento de cisternas mediante SAP2000.....	95
12.3.2 momentos flectores en el muro de cisterna ACI.....	96
12.3.3 Momentos flectores dirección Y-Y.....	96
12.3.4 Momentos flectores dirección X-X.....	96
12.3.5 Diseño final de cisterna y cuarto de máquinas.....	97

LISTA DE TABLAS

3.1.1	Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Concremax, 2005).....	9
3.1.2	Luz máxima recomendada por el fabricante para cada tipo de vigueta prefabricada (Concremax, 2005).....	9
3.4.1	Tabla de predimensionamiento de las columnas.....	11
3.8.1	Dotación de agua de consumo humano.....	13
4.5.1	se muestra las sobrecargas y el área tributaria de columna C-01.....	19
4.5.2	se muestran las cargas finales vivas de la columna C-01.....	19
4.5.3	se muestran las cargas finales vivas y muertas de la columna C-02.....	20
4.5.4	Metrado de cargas de la placa PL-2.....	20
5.2.1.1	Factores de zona.....	22
5.2.3.1	Factor de amplificación del suelo.....	23
5.2.3.2	Periodos T_p y T_L	23
5.3.1	Peso sísmico.....	24
5.4.1	Resultados del análisis modal.....	25
5.6.1	Periodo fundamental por recomendación de Norma E.060.....	26
5.6.2	Parámetros y cortante basal del análisis estático.....	26
5.6.3	Parámetros y cortante basal empleando el análisis modal.....	27
5.6.4	Distribución de fuerzas en dirección X.....	27
5.6.5	Distribución de fuerzas en dirección Y.....	27
5.7.1.1.4.1	Irregularidad torsional en dirección X.....	29
5.7.1.1.4.2	Irregularidad torsional en dirección Y.....	29
5.7.1.2.2.1	Irregularidades de piso blando dirección X-X.....	30
5.7.1.2.2.2	Irregularidades de piso blando dirección Y-Y.....	30
5.7.1.2.5.1	Resultados de los factores de irregularidad.....	31
5.7.2.1	Factores de escalamiento.....	32
5.7.3.1	Control desplazamientos laterales dirección X-X.....	32
5.7.3.2	Control desplazamientos laterales dirección Y-Y.....	32
5.7.4.1	Porcentaje de fuerza cortante en muros de corte.....	33
5.7.5.1	Juntas sísmicas del edificio en las dos direcciones.....	33
5.7.6.1	Índice de estabilidad Q.....	34
6.2.1	Momentos admisibles de las viguetas pretensadas (Concremax, 2005).....	37
6.8.1	Consideraciones iniciales diseño por flexión de la vigueta.....	40
6.8.2	Diseño por flexión y el acero final considerado.....	41
6.8.3	Corte de acero superior.....	42
7.3.1	Diseño por flexión de la losa maciza.....	45
8.1.7.1.1	Empalmes para vigas según el diámetro (Blanco, 1994).....	50
8.1.7.2.1	Longitud recta mínima de gancho estándar a 90° (Blanco, 1994).....	50
8.1.7.2.2	Longitud recta de anclaje (Blanco, 1994).....	51
8.1.9.1	Diseño por flexión V-102.....	52
8.1.9.2	Diseño por flexión de momentos redistribuidos negativos viga V-102.....	53
8.1.9.3	Diseño por flexión de momentos redistribuidos positivos viga V-102.....	53
8.1.9.4	Aceros y sus momentos nominales respectivos de diseño en la viga V-102.....	55

8.2.1	Consideraciones iniciales viga chata.....	59
8.2.2	Diseño por flexión viga chata y acero colocado.....	60
8.2.3	Diseño por corte viga chata y distribución de estribos.....	60
9.7.1	Fuerzas internas del análisis estructural.....	68
9.7.2	Fuerzas internas de combinaciones de cargas.....	68
9.7.3	Capacidades en los nudos debido a carga axial ultima.....	70
9.7.4	Combinaciones de Vu con sismo amplificado por 2.5.....	70
10.4.1	Cargas de análisis estructural PL-2.....	76
10.4.2	Combinación de cargas últimas.....	76
11.3.1.1	Cargas axiales en servicio placa PL-1.....	84
11.3.1.2	Cargas en servicio columna C-1.....	85
11.3.1.3	Diseño por flexión de viga de cimentación.....	89
12.1.1.1	Diseño por flexión de tramo inclinado.....	93
12.1.1.2	Diseño por flexión de descanso.....	93
12.3.1	Diseño por flexión en muro de cisterna ACI.....	96
12.3.2	Diseño por flexión de techo de cisterna ACI.....	97



CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del proyecto

El presente proyecto es un edificio de concreto armado de 8 pisos, destinado a oficinas, ubicado en el distrito y provincia de Huancayo.

El terreno donde se levantará el edificio tiene una forma rectangular y 929.98 m² de área total. Tiene un frente de 21.54 m y un fondo de 43.18 m. Además, se considera el 30% de área libre que es de 288.49 m². El área techada del piso típico es de 641.49 m² y el área techada total es de 5,131.92 m²; el edificio consta de 140 oficinas y 18 estacionamientos, 20 oficinas en cada piso típico (2do hasta el 8vo) y el 1er piso consta de estacionamientos.

Además, el ingreso vehicular es por la parte frontal (Jr. Panamá). El edificio consta de dos accesos desde el exterior (uno para acceso vehicular y uno para acceso peatonal), el último acceso conduce al hall de recepción.

El acceso a los niveles superiores es por medio de un ascensor que conecta desde el primer hasta el octavo nivel y también por medio de dos escaleras de dos tramos por nivel cada uno. Además, en la azotea se ubica el cuarto de máquinas.

En el primer nivel se cuenta con dos cisternas (una para uso doméstico y el otro para abastecimiento contra incendios ACI).

La altura de piso a piso es de 3.00 m. y la altura de piso terminado a fondo de viga es de 2.40m.

1.2 Metodología de diseño

El diseño del edificio se realizará conforme al “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE).

A continuación, se muestra las Normas empleadas para el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

- Norma E.020 cargas (mayo, 2006).
- Norma E.030 diseño sismorresistente (octubre, 2018).
- Norma E.050 suelos y cimentaciones (mayo, 2006).
- Norma E.060 concreto armado (julio, 2009).

Pasos a tener en cuenta para el diseño.

- Se realiza una estructuración con los planos de arquitectura y con diferentes criterios que se detallará en el capítulo 2.
- Se procede al predimensionamiento de los elementos estructurales con el fin de dotar a la estructura una rigidez lateral adecuada para cumplir con los máximos desplazamientos permisibles estipulados en la Norma E.030.

En la Norma E.020 especifica los valores de las cargas a asignar a la edificación de acuerdo al uso que va a tener el edificio. Las cargas a considerar son las muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS).

Las CM son las permanentes; es decir, se considera al peso propio de la estructura, tabiques, parapetos y acabados en general.

La CV son las movibles; es decir, los muebles del edificio, las personas, los tabiques móviles entre otros.

La CS que es generada por la acción del sismo.

-Luego, dichas cargas son asignadas a los diafragmas del modelo pseudotridimensional (Etabs) para luego ser transmitidos a los elementos de la estructura y se realiza el análisis estático y dinámico en el mismo.

-Finalmente, se diseñan los elementos estructurales con el fin de que se cumpla que las resistencias de diseño (ΦR_n) sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u) en cada una de las secciones.

$$\Phi R_n \geq R_u$$

La resistencia de diseño es afectada por un factor de reducción debido a que depende de la incertidumbre propia de los materiales, además de la inexactitud y simplificación en las ecuaciones que pretenden predecir la resistencia.

Dichos factores son los siguientes:

-Flexión sin carga axial	0.90
-Flexión con carga axial de tracción	0.90
-Cortante y torsión	0.85
-Compresión y flexocompresión:	
-Elementos con espirales	0.75
-Elementos con estribos	0.70

Por otro lado, la Norma E.060 en su sección 9.2 indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas (R_u) mediante factores de amplificación y combinaciones de carga.

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

Finalmente, la resistencia requerida (R_u) se obtiene de la envolvente de dichas combinaciones.

1.3 Materiales empleados

Las características y propiedades mecánicas de los materiales de los elementos estructurales son los siguientes:

Concreto armado

- Resistencia nominal a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E = 15000 \sqrt{f'_c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Acero corrugado

La armadura estará constituida con varillas de acero corrugado de grado 60, las cuales tienen 9m de longitud cada uno. Las propiedades son las siguientes:

- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería

Los tabiques y parapetos serán de albañilería hueca con ladrillos pandereta (23x11x9 cm) asentados en tipo soga. Las propiedades de estas se señalan a continuación.

- Resistencia a la flexo-tracción es mayor a 40 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad $E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte $G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$

Concreto simple

La resistencia en compresión es de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y se usa para los cimientos corridos y falsas zapatas. Está compuesto por 30% de piedra de tamaño no mayor a 15".

CAPÍTULO 2 ESTRUCTURACIÓN

2.1 Criterios de estructuración:

La estructura debe de ser lo más simple posible, de manera que, al realizar el análisis sísmico, la estructura en el Etabs se comporte lo más cercano posible a la estructura real. En cuanto a los elementos no estructurales, se debe de evitar que distorsionen la distribución de fuerzas consideradas, ya que generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones.

Los puntos o criterios resaltantes para una adecuada estructuración se detallan en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1994).

a) Simplicidad y simetría

Se ha demostrado por experiencia que la estructura debe de tener la mayor simplicidad y simetría, ya que permite la idealización mediante modelos sencillos y reales que permiten obtener respuestas más aproximadas, así como predecir su comportamiento ante un sismo. Se recomienda la simetría en ambas direcciones, pues la falta de simetría ocasiona efectos torsionales muy difíciles de predecir o evitar.

b) Resistencia y ductilidad

Se debe garantizar que la estructura tenga una buena estabilidad, por tal razón, debe existir sistema de resistencia sísmica en por lo menos dos direcciones ortogonales. Así, se asegura la transmisión de cargas mediante trayectorias continuas y definidas que solo son posibles con la suficiente resistencia y rigidez de la estructura.

A la estructura se le debe dotar una resistencia intermedia, menor a la máxima (más económico), pues permite obtener una estructura dúctil que disipe la energía transmitida por el sismo, de tal manera que permanezca en un nivel de desempeño operacional.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

Se debe asegurar una disposición hiperestática en la estructura para tener una mayor capacidad resistente. Ello se logra a partir de la formación de rótulas plásticas que disipan de mejor manera la energía del sistema.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua en planta y en elevación y se debe evitar cambios bruscos en la rigidez de los elementos que generen concentraciones de esfuerzos.

e) Rigidez lateral

Para evitar deformaciones laterales importantes debido a la acción de fuerzas laterales, la estructura debe tener elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. Tanto las estructuras flexibles como las rígidas tienen sus ventajas y sus desventajas. Por ejemplo, en las flexibles, la ventaja es que tienen buena ductilidad y la desventaja es que las deformaciones laterales pueden ser más de lo permitido; en las rígidas, la ventaja es que no se tienen que aislar los elementos no estructurales y la

desventaja es que las fuerzas laterales se concentran solo en algunas zonas, el cual la transmisión a la cimentación es crítica en dichas áreas concentradas. Por lo tanto, en edificios aporricados se incluyen los muros de corte o placas para que así sea una combinación de estructura flexible con rígida.

f) Existencia de diafragmas rígidos

Cuando exista una fuerza lateral, toda la estructura debe comportarse como uno solo, teniendo la misma deformación en cada piso independientemente. Esto se logra al haber monolitismo entre las losas y vigas, así, estas losas no deben de sufrir grietas o aberturas muy grandes, pues estas debilitan la rigidez.

g) Elementos no estructurales

Estos elementos son necesarios para dar funcionalidad a la estructura, tales como los parapetos y tabiques, cuyos efectos en la estructura son favorables en algunos casos y desfavorables en otros. La ventaja es que ante un sismo estos se agrietan y así disipan la energía sísmica, además de aportar con un mayor amortiguamiento dinámico a la estructura. La desventaja es que aumenta el peso a la estructura y distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos. Los tabiques, dentro de estructuras con muros de corte, son despreciables en el análisis, pues las rigideces son despreciables. En cambio, en estructuras aporricadas, los tabiques cumplen un papel importante en el análisis, pues éstas últimas pueden ser incluso más rígidas que la misma estructura.

2.2 Estructuración del edificio:

En la figura 2.2.1 se muestra la arquitectura del piso típico del edificio, el cual será la base para estructurar el edificio.

Los aspectos considerados en la ubicación de los diversos elementos se describen a continuación:

La estructuración del edificio se hizo en base a muros de corte (placas) para dotarla de rigidez y evitar desplazamientos inelásticos importantes.

Se colocaron placas largas en la dirección Y-Y (ejes A y D), las cuales presentan núcleos confinados en la intersección con las vigas, estos permiten que las varillas de acero proveniente de las vigas se conecten a las placas y alcancen su longitud de desarrollo y no se generen fallas de adherencia.

En la dirección x-x no se pudo colocar placas largas debido a la arquitectura, por ello se colocaron placas de menor longitud en las cajas de los ascensores, escaleras y en el eje 4. Además, se colocan columnas interiores orientando su mayor dimensión en la dirección x-x.

Las vigas se colocan apoyándose en columnas o placas con el fin de formar pórticos. También, se emplean vigas peraltadas en todos los ambientes pues la arquitectura lo permite.

Se consiguió una estructura simétrica con el fin de evitar efectos de torsión importantes.

El sistema de techado está conformado por aligerado prefabricado de Concremax de un espesor único de 20 cm y separación de 50cm con el fin de conseguir uniformidad en el proyecto. Las viguetas se colocaron en dirección paralela a la menor dimensión del paño para dotarla de mayor rigidez. Se colocaron losas macizas en las zonas de los recibos de las escaleras.

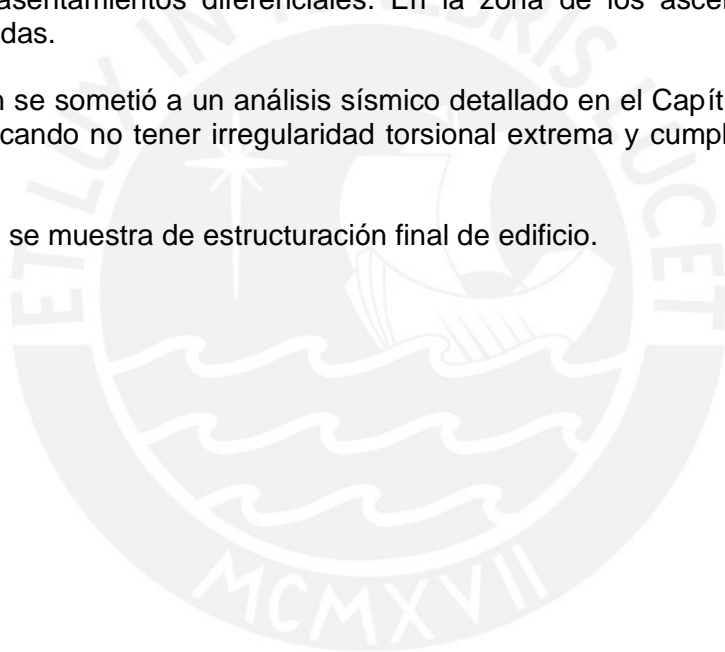
Se colocaron vigas chatas para cargar los tabiques colocados en dirección paralela a las viguetas del aligerado y para confinar los ductos de ventilación.

Ni la tabiquería ni las escaleras se consideraron en el modelo pseutridimensional debido a que su aporte en la rigidez es despreciable en comparación a los demás elementos estructurales; sin embargo, sus cargas son asignadas al modelo del ETABS 2016.

Respecto a la cimentación, se colocaron cimientos corridos a lo largo del perímetro del terreno conectándolas a zapatas interiores mediante vigas de cimentación las cuales alivian el efecto de la excentricidad proveniente de las placas perimetrales (ejes A y D) y disminuyen los asentamientos diferenciales. En la zona de los ascensores se colocó zapatas combinadas.

La estructuración se sometió a un análisis sísmico detallado en el Capítulo 5, mediante el cual se fue verificando no tener irregularidad torsional extrema y cumplir con las derivas admisibles.

En la figura 2.2.2 se muestra de estructuración final de edificio.



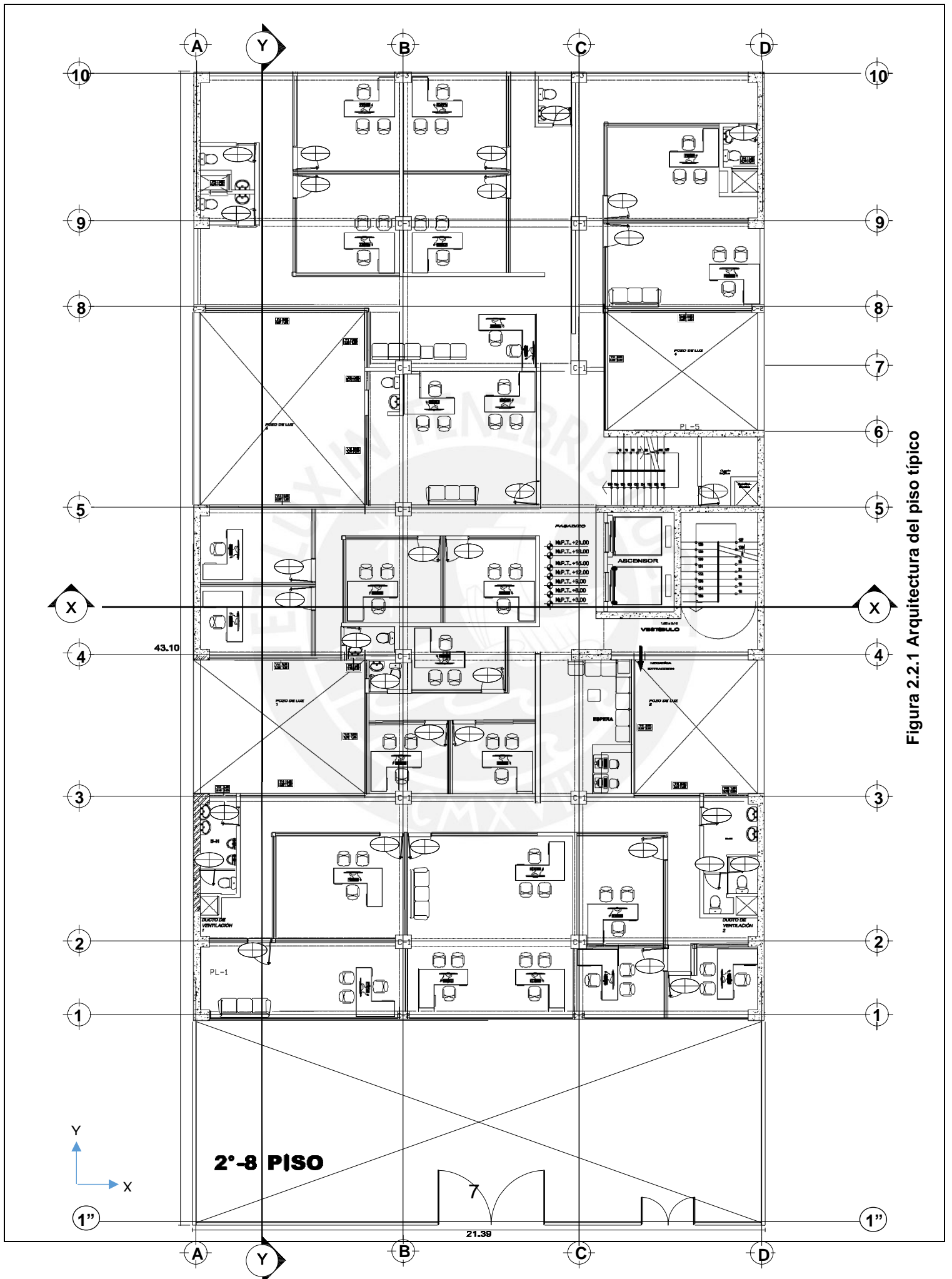


Figura 2.2.1 Arquitectura del piso típico

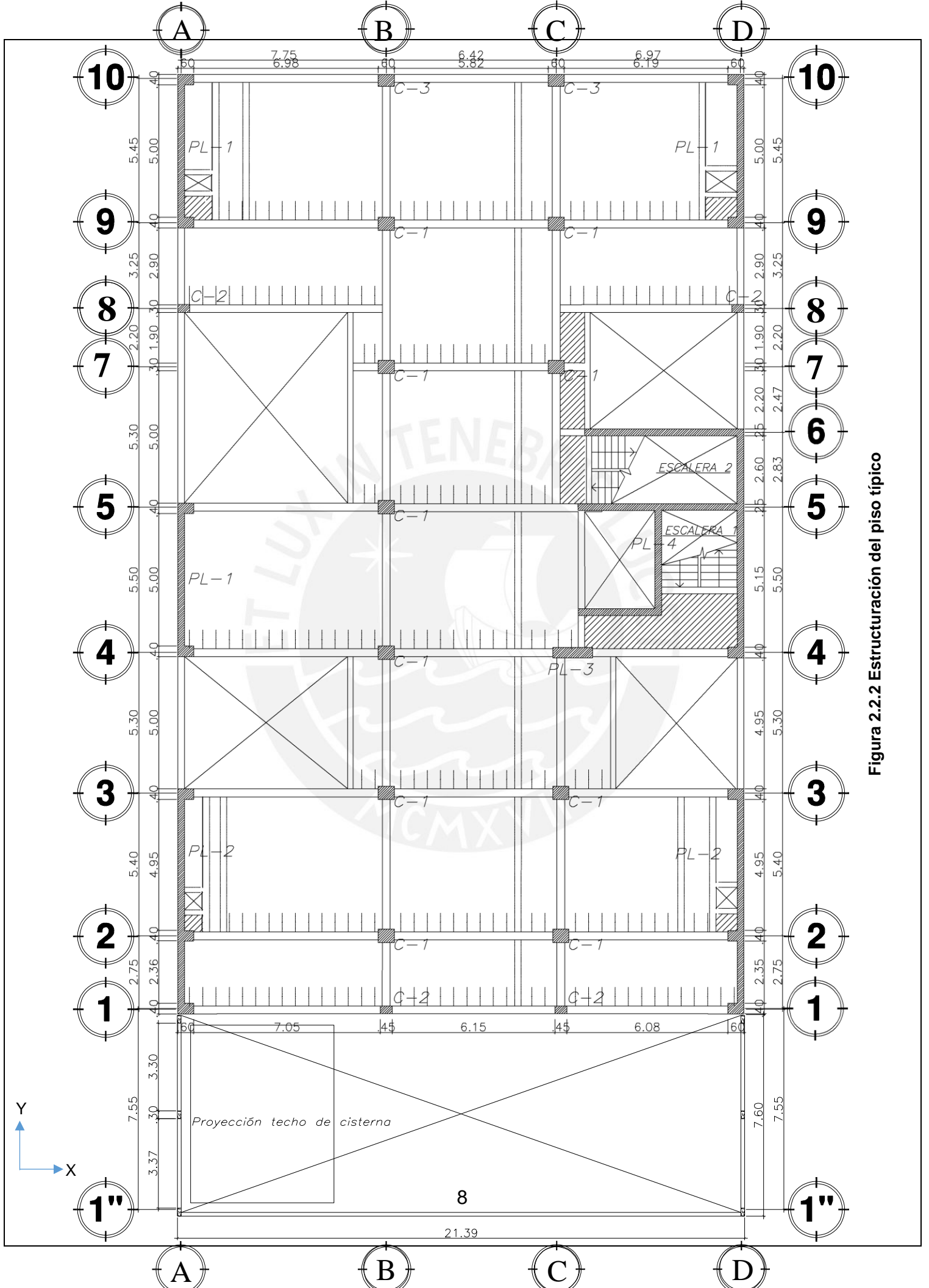


Figura 2.2.2 Estructuración del piso típico

CAPÍTULO 3 PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento es el procedimiento mediante el cual se establecen y asignan dimensiones provisionales a las secciones de los diversos elementos estructurales mediante criterios adoptados por la experiencia, ello con el fin de realizar el análisis sísmico inicial y en base a los resultados cambiar dichas secciones o mantenerlas si satisfacen los criterios de rigidez y desplazamiento admisible.

En el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1994) se detallan recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los diversos elementos estructurales pertenecientes a edificaciones usuales con carga vivas no excesivas.

3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

Se muestran los espesores típicos y luces máximas usadas en nuestro medio aplicables a losas aligeradas no convencionales en una dirección:

Luces (m)	0-5.10	5.10 - 6.00	6.00 - 7.50	7.50 - 8.50
Altura de Losa (cm)	17 @ 60	20 @ 50	25 @ 50	30 @ 50

Tabla 3.1.1 Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Concremax, 2005).

Descripción:	V101	V102	V103	V104	V105
LUZ MAXIMA DE VIGUETA (m)	4.50	5.50	6.50	7.50	8.50

Tabla 3.1.2 Luz máxima recomendada por el fabricante para cada tipo de vigueta prefabricada (Concremax, 2005).

La sobrecarga a considerar en el presente edificio es de 250kg/m²(oficinas) y hay presencia de tabiques perpendiculares al armado, según Concremax, quienes crearon tablas de Luz vs Sobrecargas, se menciona que para nuestro caso que va a ser de bovedillas de arcilla con losas 20@50 con s/c=250kg/m² y luz de 5.2m va a ser necesaria una vigueta prefabricada de tipo V103, solo considerando una losa simplemente apoyada, y del tipo V101 y V102 para losas continuas, según sea la longitud de la luz de la losa; más información de lo anteriormente dicho se hará en el capítulo de diseño de losas.

3.2 Predimensionamiento de losas macizas

Para el cálculo del espesor de las losas macizas armadas en dos direcciones se emplearon, para una luz libre de 5.15m de lado, los siguientes criterios:

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Luz libre}}{40} = \frac{550}{40} = 13.75 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{1471}{180} = 8.17 \text{ cm}$$

Se decidió emplear una losa maciza de 20 cm de espesor con el fin de evitar vibraciones y tener un mejor aislamiento acústico. Además, porque se debe asegurar el comportamiento

de diafragma rígido de toda la losa de entrepiso. Por otro lado, con este espesor se homogeniza el fondo de losa, considerando que también se tiene aligerados de 20 cm de peralte.

3.3 Predimensionamiento de vigas

Existen dos casos de vigas:

- **Vigas con responsabilidad sísmica:** Son las que forman pórticos y por ende reciben sollicitaciones sísmicas predominantemente.
- **Vigas secundarias:** No forman pórticos y reciben cargas de gravedad mínimas, por tanto, las sollicitaciones sísmicas son despreciables.

3.3.1 Vigas con responsabilidad sísmica

Se recomienda considerar un peralte del orden de 1/12 a 1/10 de la luz libre (Blanco, 1994). En los ejes del piso típico (ver figura 2.2.2) es el caso crítico:

$$h = \frac{l_n}{10} = \frac{6.98\text{m}}{10} = 0.70 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{l_n}{12} = \frac{6.98}{12} = 0.58 \text{ m}$$

En el proyecto se elige un peralte de 60cm para todas las vigas con responsabilidad sísmica.

Según la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.3, el ancho de la viga con responsabilidad sísmica no debe de ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 25cm. Por lo tanto, en el proyecto se elegirá las medidas de 30x60cm y 25x60cm.

Según la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.2, "la luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su peralte". En nuestro caso, se tiene el caso crítico en la viga ubicada en el eje 6:

$$h < \frac{l_n}{4} = \frac{0.95}{4} = 0.24 \text{ m}$$

Se optó por emplear una sección de viga de 0.25mX0.60m.

3.3.2 Vigas secundarias

Las vigas secundarias no forman pórticos ni soportan el peso de las losas. Sin embargo, al recibir esfuerzos debido al sismo, los cuales comúnmente son mayores a los esfuerzos por gravedad, se debe cuidar no hacer una reducción excesiva del peralte. En el proyecto se consideran secciones de 20cmx60cm y 25cmx60cm.

En el caso de las vigas chatas, las cuales tienen el peralte igual al espesor de losa y existen cuando hay tabiquería en dirección del armado de la losa aligerada, se dimensiona el ancho de la viga, pues es para satisfacer el requerimiento de la fuerza cortante. Además, se desprecia el aporte del acero, ya que usualmente requieren solo estribos de montaje.

Según la Norma E.060 artículo 11.3.1.1, la resistencia nominal al corte de una sección rectangular de concreto es la siguiente:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bw.d$$

V_c = Resistencia al corte de la sección

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b_w = Ancho de la sección
 d = Peralte efectivo

Además, se sabe que la resistencia de diseño al corte (ΦV_c) tiene que ser mayor o igual a la resistencia requerida (V_u), $\Phi=0.85$ para corte:

$$\Phi V_c \geq V_u$$

En base a estas dos ecuaciones, se reemplaza y se obtiene un ancho de viga b_w

Como ejemplo, se predimensionará las vigas chatas del piso típico con mayor longitud (5.10m), que carga un tabique de 15cm de espesor y 2.80m de altura. Considerando un peso unitario de 1.35 kg/m³ para la albañilería, se obtiene la fuerza cortante.

$$V_u = \frac{1.4 \times \text{Peso}}{2} = \frac{1.4 \times 5.1 \times 0.15 \times 2.80 \times 1.35}{2} = 2024.19 \text{ kg}$$

Para una losa de 20cm de espesor y peralte efectivo de 17cm, se calcula el ancho necesario a continuación.

$$b_w = \frac{2024.19}{0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 17} = 18.24 \text{ cm}$$

Por tanto, se elige una viga chata de 25x20cm.

3.4 Pre dimensionamiento de columnas

Las columnas están sometidas a carga axial y momento flector, por lo tanto, se deberán pre dimensionar considerando ambas sollicitaciones. Sin embargo, solo se considerará el efecto de la carga axial, debido a que el edificio posee un importante número de pisos y contempla muros de corte en ambas direcciones. Para el pre dimensionamiento se empleó el siguiente criterio:

Área bruta = $P(\text{servicio}) / 0.45 f'c$ (cargas de servicio mayor a 200 ton)

Área bruta = $P(\text{servicio}) / 0.35 f'c$ (cargas de servicio menor a 200 ton)

$$P_{\text{serv}} = (\# \text{pisos}) (\text{área tributaria}) (\text{carga unitaria asumida})$$

Tipo columna	Carga(ton/m ²)	Área tributaria (m ²)	#pisos	Pserv. (ton)	Área requerida (cm ²)	Predimensionamiento (cm ²)
C1	1.1	31.03	8	273.06	2889.57	50x60=3000
C2	1.1	11.03	8	97.06	1320.60	30x45=1350
C3	1.1	20.59	8	181.19	2465.19	45x60=2700

Tabla 3.4.1 Tabla de predimensionamiento de las columnas

3.5 Pre dimensionamiento de muro de corte

La función principal de los muros de corte es absorber las fuerzas sísmicas. La norma E060 en su artículo 21.9.3.2 indica que el espesor de la placa no deberá ser menor a 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionan apoyo lateral ni menor

a 150mm. Al realizar el cálculo de predimensionamiento para el caso de la estructura será la altura de 3.00m dividido entre 25 que es igual a 12cm. Por lo tanto, en nuestra estructura será como mínimo 15cm de espesor, pero las vigas tienen un ancho de 25cm, por lo que se empieza a dimensionar con tal espesor a las placas, pues solo así se podrá anclar las varillas de acero.

Un criterio aproximado para el cálculo de la longitud de la placa consiste en calcular la cortante basal mediante el análisis estático y verificar que el esfuerzo requerido no supere el esfuerzo resistente.

La norma E 060 (Capítulo 11) brinda una expresión para el cálculo de la contribución del concreto, en la cual se considera el 80% de la cortante sísmica del análisis estático. Todo lo predimensionado se confirmará en el capítulo 5 (Análisis Sísmico).

$$V_c = (b) \cdot (L) \cdot 0.53 \cdot (f'_c)^{0.5}$$

Donde:

V_c : resistencia al corte de la sección.

b : espesor estimado de muros.

L : metros lineales posibles de muro.

f'_c : resistencia a la compresión del concreto.

De esta expresión se puede despejar el área transversal de la placa y por ende verificar si la longitud asumida de la placa es la correcta.

3.6 Pre dimensionamiento de la escalera 2

La escalera consta de 2 tramos por piso, la altura típica es de 3.00m, se consideró 27cm de paso y 17cm de contrapaso para que cumpla con lo estipulado en el "Reglamento Nacional de Edificaciones" ($60\text{cm} \leq 2 \cdot \text{Contrapaso} + \text{Paso} \leq 64\text{cm}$)

$$60\text{cm} \leq 2 \cdot 17 + 27 \leq 64\text{cm}.$$

A continuación, se predimensiona la garganta de la escalera con una luz de 3.08m.

$$t = l_n / 20 \quad \text{o} \quad t = l_n / 25$$

$$t = 3.08 / 20 = 15\text{cm}$$

$$t = 3.08 / 25 = 12\text{cm}.$$

Entonces, se considera la garganta $t = 15\text{cm}$.

3.7 Predimensionamiento del cuarto de máquinas

El cuarto de máquinas está ubicado en la azotea del edificio, por encima de los ascensores. Este cuarto tiene como objetivo cargar todo el peso del ascensor y sus ocupantes; además de abastecer de todas las instalaciones que se requieran. Debido a que la sobrecarga es de $1\text{ton}/\text{m}^2$, se diseñará con losas macizas de 20cm y con vigas peraltadas de 20cmx60cm. Además, según el RNE, la altura libre dentro del cuarto de máquinas debe de ser de por lo menos 2m, en el proyecto se considera de 2.20m. Las dimensiones en planta y elevación del cuarto de máquinas se observan en los planos de arquitectura.

3.8. Predimensionamiento de las cisternas

El abastecimiento de agua será resuelto mediante un cuarto de bombas de presión constante y 2 cisternas, una para agua contra incendio y otra para consumo humano.

Según la norma IS.010, el volumen de la cisterna de consumo humano debe ser como mínimo la dotación diaria y esta no debe ser menor a 1000L.

Para oficinas, la dotación se calcula a razón de 6L/día por m² de área útil.

PISO	Area util(m2)	Dotacion diariaXm2(L)	Dotacion total(L)
1	30	6	180
2AL 8	645.33	6	27103.86
			27283.86

Tabla 3.8.1 Dotación de agua de consumo humano

Se considera un borde libre de 50cm para albergar las tuberías de entrada, rebose e impulsión.

$$\text{Vol cisterna}=30\text{m}^3$$

$$\text{Área planta}=5 \times 2.4 \text{ (12m}^2\text{)}$$

$$\text{Tirante agua}=30/12=2.5$$

$$\text{Altura cisterna}=2.5+0.5=3.00\text{m}$$

La norma IS.010 especifica que el volumen de agua contra incendios no debe ser menor de 25m³.

$$\text{Vol cisterna(ACI)}=25\text{m}^3$$

$$\text{Área planta}=2.8 \times 3.6 \text{ (10.08m}^2\text{)}$$

$$\text{Tirante agua}=25/10.08=2.50\text{m}$$

$$\text{Altura cisterna}=2.5+0.5=3.00\text{m}$$

Los espesores de las losas de fondo, techo y muros son de 20cm para las cisternas y cuarto de máquinas.

CAPÍTULO 4 METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

4.1 Cargas y pesos unitarios:

Según la Norma E.020 en su sección 1.3 define los tipos de cargas de gravedad que son las cargas estáticas y las dinámicas, las primeras son más conocidas como las cargas muertas que conforman el peso propio de la estructura, los tabiques y los acabados en general; mientras que las cargas dinámicas o sobrecargas lo conforman el peso de todas las personas en el edificio, los muebles, los equipos, tabiques móviles y otros elementos móviles.

- Para las Cargas Muertas (CM) se tiene los siguientes pesos unitarios:

-Concreto Armado:	2400 kg/m ³
-Aligerado no convencional (h=20cm@50cm):	280 kg/m ²
-Albañilería hueca:	1350 kg/m ³
-Acabados (piso terminado):	100 kg/m ²

- Para las Cargas Vivas (CV) se usarán los valores de la tabla 3.2.1 de la Norma E.020 para oficinas:

-Corredores y escaleras:	400 kg/m ²
-Oficinas:	250 kg/m ²
-Azotea:	100 kg/m ²

NOTA: Se realizará el metrado de cargas muertas y vivas últimas; es decir, multiplicando a las cargas muertas por el factor de 1.40 y a las cargas vivas por el factor de 1.70.

4.2 Metrado de cargas en losas aligeradas:

Se realizará el metrado de las viguetas ubicadas entre los ejes B-C/1-10 (piso típico h=3m). Además, 0.50m es la separación entre las viguetas.

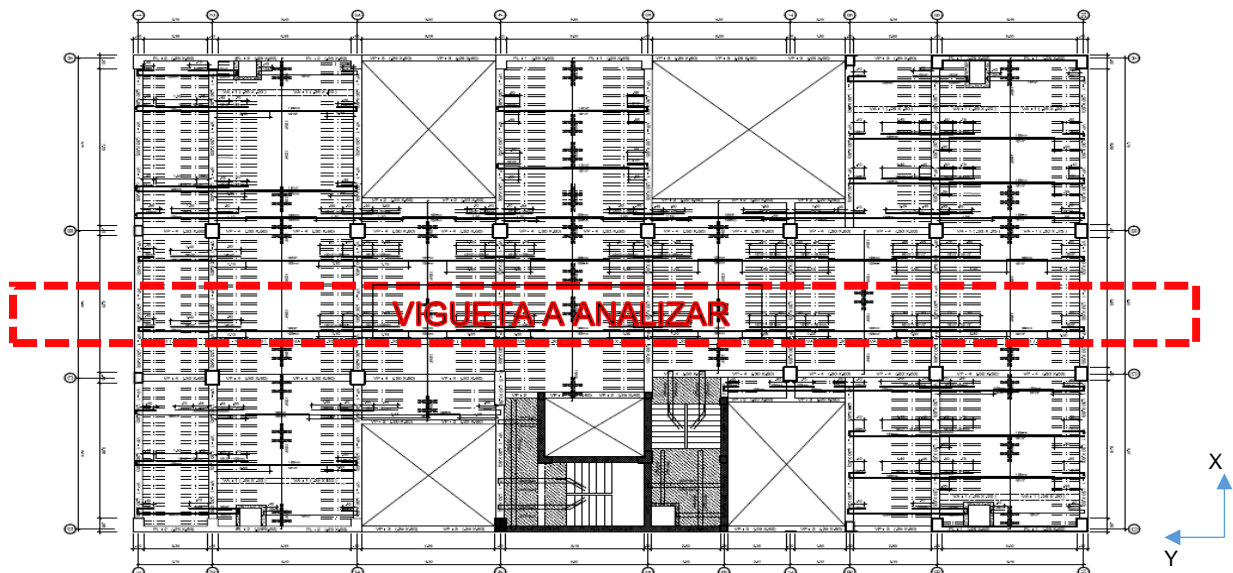


FIGURA 4.2.1 Vigueta a analizar para el metrado de cargas

- Vigueta prefabricada de aligerado $h=20$ cm cada 50cm.
- Peso propio: $280 \times 0.50 \times 1.4 = 196$ kg/ml
- Piso terminado: $100 \times 0.50 \times 1.4 = 70$ kg/ml
- Sobrecarga: $250 \times 0.50 \times 1.7 = 213$ kg/ml

$W_u = 479$ kg/ml

- Tabique $e=0.15$ m
- $P_u = 1350 \times 0.15 \times 0.50 \times (3.00 - 0.20) \times 1.4 = 317.52$ kg

$P_u = 318$ kg

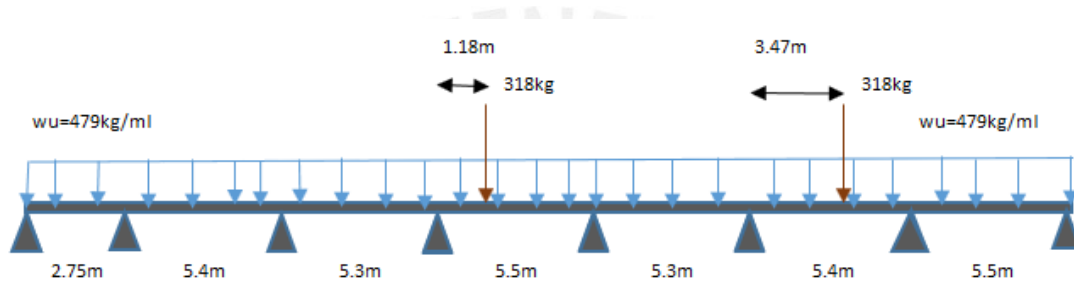


FIGURA 4.2.2 Distribución de todas las cargas últimas calculadas

4.3 Metrado de cargas en losas macizas:

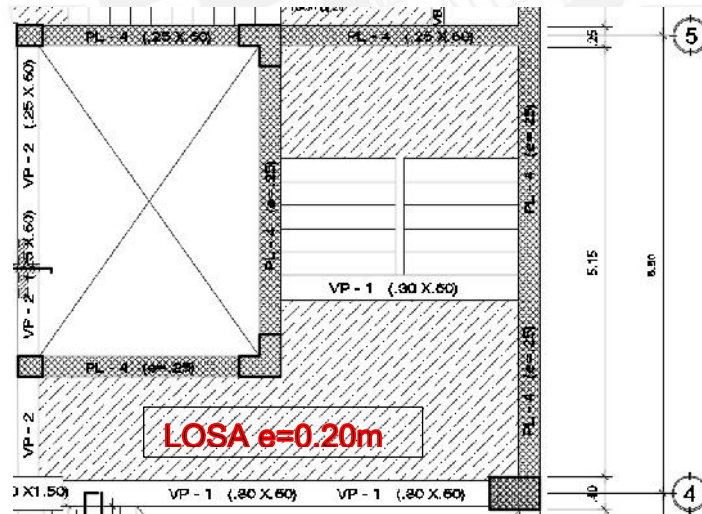


FIGURA 4.3.1 Losa maciza a analizar para el metrado de cargas

Tenemos:

- Área de la losa = 10.24 m²
- Peso unitario de concreto armado = 2400 kg/m³
- Peso de la losa maciza ($h=20$ cm) = $0.20 \times 2400 = 480$ kg/m²
- Peso del piso terminado = 100 kg/m²
- Sobrecarga en corredores y escaleras = 400 kg/m²

$$\text{Carga muerta} = (480 + 100) \times 1.4 = 812 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = (400) \times 1.7 = 680 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{W_u = 1492 \text{ kg/m}^2}$$

4.4 Metrado de cargas en vigas:

En el metrado de vigas se considera las cargas que transmiten el aligerado, su peso propio, tabiquerías y parapetos, si fuera el caso. A continuación, se muestra el metrado para la viga (0.30x0.60) ubicada en el eje 9 (piso típico h=3.00m)

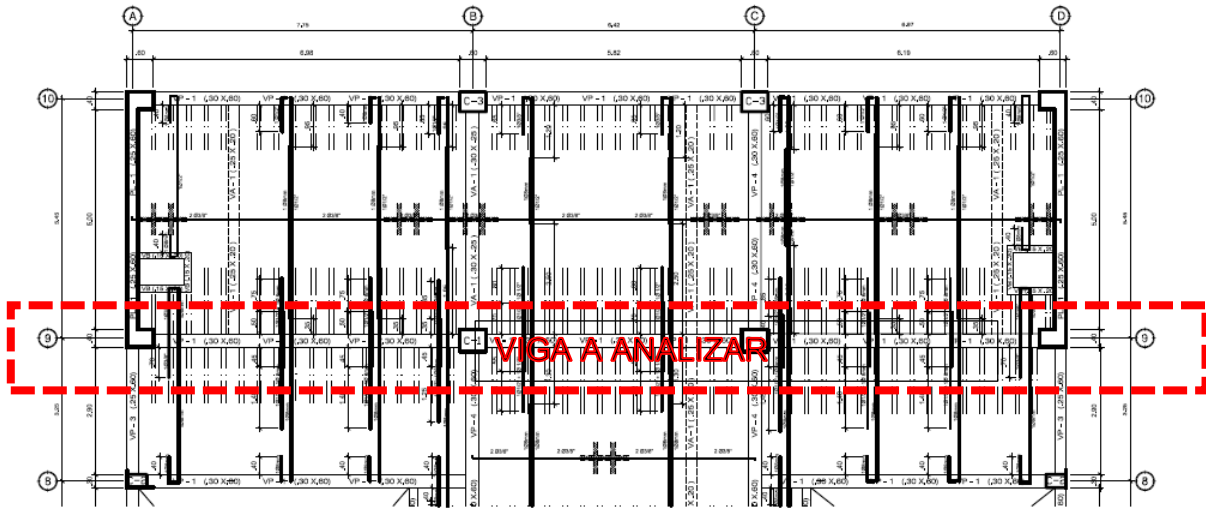


FIGURA 4.4.1 Viga a analizar para el metrado de cargas

$$\text{Peso tabique por ml} = 0.15 \times 1350 \times (3.00 - 0.2) = 567 \text{ kg/ml}$$

- | | |
|--|------------|
| - Peso propio: $2400 \times 0.30 \times 0.60 =$ | 432 kg/ml |
| - Aligerado: $280 \times (5.20/2 + 2.90/2) =$ | 1134 kg/ml |
| - Piso terminado: $100 \times (5.20/2 + 2.90/2 + 0.3) =$ | 435 kg/ml |
| - Sobrecarga: $250 \times (5.20/2 + 2.90/2 + 0.3) =$ | 1088 kg/ml |

$$\mathbf{W_m = 2001 \text{ kg/ml}}$$

$$\mathbf{W_v = 1088 \text{ kg/ml}}$$

Tramo AB:

- | | |
|--|-----------|
| - Tabiquería 1: $567 \times 2.98 \times (4.01/5.5) =$ | 1232 kg |
| - Tabiquería 2: $567 \times (3.65/5.5) =$ | 376 kg/ml |
| - Vch 1: $0.15 \times 0.2 \times 2400 \times (4.33/5.5) =$ | 57 kg/ml |
| - Vch 2: $0.15 \times 0.2 \times 2400 \times (3.58/5.5) =$ | 47 kg/ml |
| - Vch 3: $0.15 \times 0.2 \times 2400 \times (0.90) \times (3.95/5.5) =$ | 47 kg |
| - Vch 4: $0.25 \times 0.2 \times 2400 \times (5.50/2) =$ | 330 kg |

Tramo BC:

- | | |
|--|-----------|
| - Tabiquería 3: $567 \times (3.48/5.5) =$ | 359 kg/ml |
| - Tabiquería 4: $567 \times 1.9 \times (0.95/5.5) =$ | 186 kg |
| - Tabiquería 5: $567 \times 2.4 \times (1.2/5.4) =$ | 303 kg |

- Vch 5: $0.25 \times 0.2 \times 2400 \times (5.50/2) =$ 330 kg
- Vch 6: $0.25 \times 0.2 \times 2400 \times (5.40/2) =$ 324 kg

Tramo CD:

- Tabiquería 6: $567 \times 2.75 \times (3.12/5.5) =$ 885 kg
- Tabiquería 7: $567 \times (3.47/5.5) =$ 358 kg/ml
- Vch 7: $0.15 \times 0.2 \times 2400 \times (4.38/5.5) =$ 57 kg/ml
- Vch 8: $0.15 \times 0.2 \times 2400 \times (3.43/5.5) =$ 45 kg/ml
- Vch 9: $0.15 \times 0.2 \times 2400 \times (1.10) \times (3.90/5.5) =$ 56 kg
- Vch 10: $0.25 \times 0.2 \times 2400 \times (5.50/2) =$ 330 kg

4.5 Metrado de cargas en columnas y placas:

Las columnas y placas son las que reciben todas las cargas de los elementos del techo. Se procederá a realizar su metrado por medio de los conceptos de área tributaria. A continuación, el metrado de la columna de 50x60 cm ubicada en los ejes B-9, los cuales resultarán las cargas en servicio.

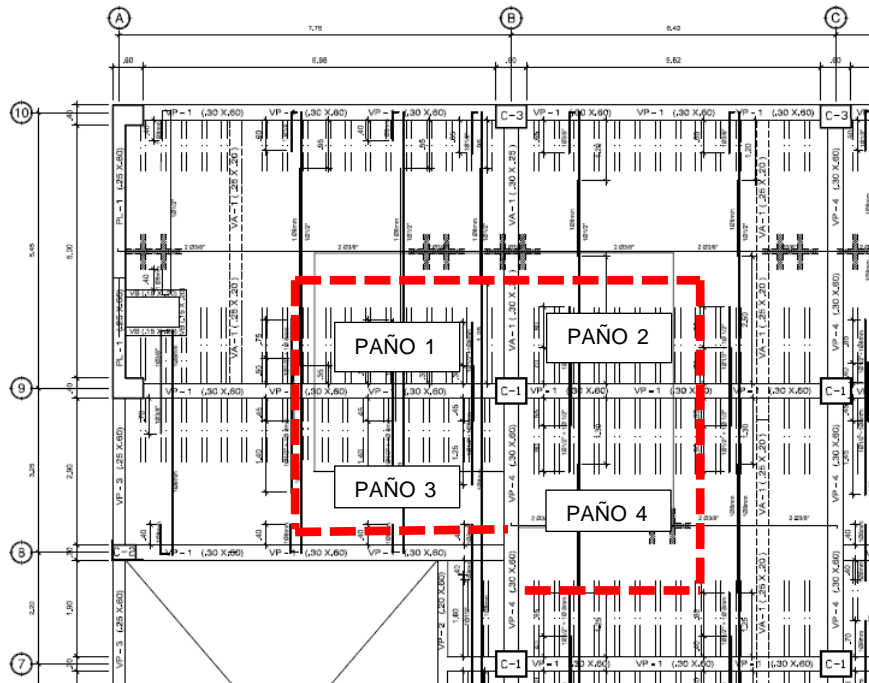


FIGURA 4.5.1 Área de techo que carga la columna analizada

- Se tiene:
 - Área tributaria = $(7.10 \times 4.32) + (1.10 \times 3.36) - 0.50 \times 0.60 = 34.07 \text{ m}^2$
 - Área aligerado = $(2.57 \times 3.74) + (1.48 \times 3.74) + (2.61 \times 4.17) + (3.06 \times 2.58) = 33.93 \text{ m}^2$
 - Longitud total vigas = $3.59 + 2.92 + 2.49 + 2.52 = 11.52 \text{ m}$
 - Peso propio = $0.50 \times 0.60 \times 2400 \times h = 720h \text{ kg/m}$
 - $W_{\text{alig+pt}} = 380 \text{ kg/m}$
- METRADO DE CARGA MUERTA:
- Azotea CM:

- Aligerado = $33.93 \times 280 =$ 9500 kg
- Piso terminado = $34.07 \times 100 =$ 3410 kg
- Peso por vigas = $11.52 \times (0.30 \times 0.60 \times 2400) =$ 4980 kg

- Tabiquerías en el Paño 1:

- Tab.perpendicular 1 = $\left(\frac{0.567 \times 2.98 \times 4.1}{5.5}\right) \times \left(\frac{2.3}{7.74}\right) =$ 374 kg
- Tab.perpendicular 2 = $\left(\frac{0.486 \times 5 \times 2.75}{5.5}\right) \times \left(\frac{2.75}{5.5}\right) =$ 608 kg
- V-ch.perpendicular 1 = $\left(\frac{0.12 \times 5.2 \times 2.6}{5.5}\right) \times \left(\frac{2.3}{7.74}\right) =$ 88 kg
- Tab.paralela 1 = $\left(\frac{0.567 \times 1.43 \times 2.61}{5.5}\right) \times \left(\frac{0.84}{7.74}\right) =$ 42 kg
- V-ch.paralela 1 = $\left(\frac{0.072 \times 1.33 \times 4.33}{5.5}\right) \times \left(\frac{0.72}{7.74}\right) =$ 7 kg
- Tab.paralela 2 = $\left(\frac{0.567 \times 1.24 \times 3.65}{5.5}\right) \times \left(\frac{0.76}{7.74}\right) =$ 46 kg
- V-ch.paralela 2 = $\left(\frac{0.072 \times 1.24 \times 3.58}{5.5}\right) \times \left(\frac{0.76}{7.74}\right) =$ 6 kg
- Tab.paralela 3 = $\left(\frac{0.567 \times 2.12 \times 4.4}{5.5}\right) \times \left(\frac{2.23}{7.74}\right) =$ 277 kg
- V-ch.paralela 3 = $\left(\frac{0.072 \times 0.9 \times 3.95}{5.5}\right) \times \left(\frac{1.25}{7.74}\right) =$ 8 kg

- Tabiquerías en el Paño 2:

- Tab.perpendicular = $\left(\frac{0.567 \times 1.9 \times 0.95}{5.5}\right) \times \left(\frac{1.47}{6.42}\right) =$ 43 kg
- V-ch.perpendicular = $\left(\frac{0.12 \times 5.2 \times 2.6}{5.5}\right) \times \left(\frac{1.45}{6.42}\right) =$ 67 kg
- Tab.paralela = $\left(\frac{0.567 \times 0.71 \times 1.83}{5.5}\right) \times \left(\frac{1.2}{6.42}\right) =$ 25 kg

- Tabiquerías en el Paño 3:

- Tab.paralela = $\left(\frac{0.243 \times 6.12 \times 2.2}{5.4}\right) \times \left(\frac{3.21}{5.3}\right) =$ 367 kg
- V-VP-1.paralela 1 = $\left(\frac{0.432 \times 7.76 \times 2.2}{5.4}\right) \times \left(\frac{3.86}{5.3}\right) =$ 995 kg

- Tabiquerías en el Paño 4:

- Tab.perpendicular = $\left(\frac{0.567 \times 2.4 \times 1.2}{5.4}\right) \times \left(\frac{5.03}{6.53}\right) =$ 233 kg
- V-ch.perpendicular = $\left(\frac{0.12 \times 5.1 \times 2.7}{5.4}\right) \times \left(\frac{2.26}{6.53}\right) =$ 106 kg
- Tab.paralela = $\left(\frac{0.567 \times 5.3 \times 3.48}{5.4}\right) \times \left(\frac{2.65}{6.53}\right) =$ 786 kg

- Peso propio = $720 \times 3.00 =$ 2160 kg

Peso azotea = 24128 kg

- Piso Típico CM:

- Peso losa = 24128 kg

Peso piso típico = 24128 kg

- Primer Piso CM: (Sin tabiquerías porque es estacionamiento)

Peso primer piso = $24800 - 720 \times 3 + 720 \times 4 = 24848$ kg

Carga Muerta Total Columna = 193744 kg

- METRADO DE CARGA VIVA:

El siguiente cuadro se realiza según la Norma E.020 en su artículo 10 (Reducción de carga viva).

s/c azotea(ton/m ²)	0.1
s/c piso típico(ton/m ²)	0.25
área tributaria(m ²)	34.07

Tabla 4.5.1 se muestra las sobrecargas y el área tributaria de columna C-01

Nivel	k	At	Ai>40	fr	fr>0.5	Carga Viva con fr (ton)
8	2.00	34.07	68.14	0.807	0.807	2.750
7	2.00	68.14	136.28	0.644	0.644	7.680
6	2.00	102.21	204.42	0.572	0.572	11.687
5	2.00	136.28	272.56	0.529	0.529	15.309
4	2.00	170.35	340.7	0.499	0.500	18.739
3	2.00	204.42	408.84	0.477	0.500	22.997
2	2.00	238.49	476.98	0.461	0.500	27.256
1	2.00	272.56	545.12	0.447	0.500	31.515

Tabla 4.5.2 se muestran las cargas finales vivas de la columna C-01

Donde:

At: área tributaria.

Ai: área de influencia.

fr: factor de reducción.

k: 2.00 según Norma E.020 en su artículo 10, tabla3.

El área tributaria es acumulativa a partir de la azotea hasta el primer piso.

El área de influencia se multiplica por el factor k.

El factor de reducción tiene como fórmula $0.25 + (4.6/\sqrt{A_i})$

La carga viva se calcula como:

-Para la azotea:

$$(At \text{ azotea}) \times (s/c \text{ azotea}) \times (fr)$$

-Para los demás pisos:

$$[(At \text{ azotea}) \times (s/c \text{ azotea}) + (At \text{ piso superior inmediato}) \times (s/c \text{ piso típico})] \times (fr)$$

Carga Viva Total Columna = 31515 kg

Finalmente,

Nivel	Carga Viva con fr (ton)	Carga Viva sin fr (ton)	Carga Muerta (ton)
8	2.750	3.41	24.12
7	7.680	8.52	24.12
6	11.687	8.52	24.12
5	15.309	8.52	24.12
4	18.739	8.52	24.12
3	22.997	8.52	24.12
2	27.256	8.52	24.12
1	31.515	8.52	24.84
TOTAL	31.515	63.03	193.74

Tabla 4.5.3 se muestran las cargas finales vivas y muertas de la columna C-02

Para el caso del Etabs no se considera factor de reducción (fr), por lo que la **carga viva final** de la columna será de **63.03 ton**.

Metrado placa PL-2

Ubicado entre los ejes 1-3 y el eje A.

Datos:

- Longitud de vigas (V-0.30x0.60):10.47m
- Longitud de vigas (V-0.25X0.60): 2.50m
- s/c azotea: 0.10 ton/m²
- s/c piso típico: 0.25 ton/m²
- Peso propio: 2.545m²*2.4ton/m³*h= 6.11*h (h=3m piso típico, h=4m primer piso)

Piso	Área aligerada h=0.20m (m2)	Área tributaria (m2)	CM					S/C (ton)	PM (ton)	PV (ton)	PU (ton)
			Peso alig. h=0.20m (ton)	Piso term. (ton)	Peso vigas (ton)	Peso tabiques (ton)	Peso propio (ton)				
8	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	3.18	43.04	3.18	65.66
7	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	7.95	43.04	7.95	73.77
6	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	7.95	43.04	7.95	73.77
5	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	7.95	43.04	7.95	73.77
4	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	7.95	43.04	7.95	73.77
3	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	7.95	43.04	7.95	73.77
2	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	8.10	18.32	7.95	43.04	7.95	73.77
1	28.65	31.79	8.02	3.18	5.42	0.00	24.43	7.95	41.05	7.95	70.98
Total									342.34	58.81	579.25

Tabla 4.5.4 Metrado de cargas de la placa PL-2

4.6 Metrado de la Escalera 2

En las escaleras, las cargas de gravedad se calculan por metro cuadrado como una losa maciza. La ubicación en el plano está entre los ejes 5-6 y C-D.

- **Tramo inclinado**

Carga muerta

A continuación, fórmula del peso propio para el tramo inclinado de la escalera.

$$W_{propio} = \gamma * \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Cp: contrapaso p:paso γ:peso específico del concreto t:garganta

Datos:

Cp=17cm p=27cm γ=2.4ton/m³ t=15cm

Reemplazando en la formula anterior, el peso propio resulta Wpropio= 0.629 ton/m² y el piso terminado es de 0.10 ton/m².

Carga viva

La carga viva es de 0.40 ton/m² en corredores y escaleras para oficinas según norma E.020.

Wcm= 0.729 ton/m²

Wcv= 0.40 ton/m²

Wu= 1.4*Wcm+1.7*Wcv = 1.7 ton/m² (Carga última)

- **Tramo del descanso**

Carga muerta

Peso propio=0.20m*2.4 ton/m³ = 0.48 ton/m²

Piso terminado = 0.10 ton/m²

Carga viva

Sobrecarga = 0.4ton/m²

Wcm= 0.58 ton/m²

Wcv= 0.40 ton/m²

Wu= 1.4*Wcm+1.7*Wcv = 1.49 ton/m² (Carga última)

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 Generalidades

Debido a que nuestro país está localizado en una zona altamente sísmica, es vital predecir el comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas. Se debe cumplir los lineamientos de la Norma E030 con el fin de controlar los desplazamientos laterales, los cuales son los causantes de daños.

La filosofía de la Norma Sismoresistente Peruana contempla las siguientes finalidades:

- a. Evitar las pérdidas humanas
- b. Minimizar los daños
- c. Asegurar la continuidad de los servicios básicos

Con el fin de lograr un diseño óptimo, acorde a la importancia de la edificación la Norma E030 establece los siguientes principios de diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante

Este tipo de análisis brinda la posibilidad de asegurar un comportamiento satisfactorio de una estructura ante un sismo; sin embargo, no significa que la estructura permanecerá inalterada después de un evento sísmico. Esto se debe a que, diseñar una estructura para soportar un sismo de gran magnitud, el cual representa una elevada inversión económica y es muy probable que esta suceda fuera del tiempo de vida de la estructura.

5.2 Parámetros sísmicos

Se definen los parámetros que permitirán realizar el análisis estático y dinámico de acuerdo a la Norma E030.

5.2.1 Factor de zona(Z)

Este factor se interpreta físicamente como la aceleración pico del suelo con una probabilidad de 10% de ser excedida en un tiempo de 50 años.

La norma E030 en el artículo 2.1 presenta al territorio nacional dividido en 4 zonas sísmicas.

Factores de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla 5.2.1.1 Factores de zona

De acuerdo a esta zonificación, la estructura ubicada en Huancayo corresponde a la zona 3, con un $Z=0.35$.

5.2.2 Condiciones geotécnicas

La Norma E.0.30, en su artículo 2.3, clasifica los perfiles de suelo según sus propiedades mecánicas, velocidad de propagación de las ondas de corte.

El suelo del terreno donde se realizará la edificación corresponde a una grava densa mal graduada (GP), siendo un suelo rígido con una presión admisible de 4.0kg/cm² en el estudio de suelos; según dichas características el suelo es del Tipo S1 (roca o suelos muy rígidos).

5.2.3 Parámetros de sitio (S, Tp, TL)

Mediante la clasificación del perfil del suelo y el factor de zona (Z) se obtiene el factor de amplificación del suelo(S), el cual al ser multiplicado por el factor Z representa la aceleración en la superficie del suelo(Z*S). En la siguiente tabla se muestra el valor correspondiente al factor de suelo (s=1).

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₂	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

Tabla 5.2.3.1 Factor de amplificación del suelo

En la siguiente tabla se muestran los valores de los periodos de vibración Tp y TL en función a los diversos perfiles de suelo.

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 5.2.3.2 Periodos Tp y TL

Para esta edificación los valores a usarse para el análisis sísmico son Tp=0.4 seg y TL=2.5seg

5.2.4 Factor de amplificación sísmica (C)

Representa el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en la superficie del suelo(Z*S). Es decir, permite estimar la aceleración de la estructura(Z*S*C).

Está definido por las siguientes expresiones:

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

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde T es el periodo de la estructura, el cual será definido en el análisis modal

5.2.5 Factor de uso (U)

El edificio de oficinas se clasifica como una edificación común (Categoría C), por lo tanto, de acuerdo a la Norma E030, $U=1$

5.2.6 Coeficiente básico de reducción sísmica

Los sistemas estructurales se clasifican de acuerdo a los materiales y el sistema de estructuración en cada dirección de análisis. La norma E030 define el coeficiente básico de reducción sistema de acuerdo al sistema estructural que posea el edificio.

Debido a la estructuración del edificio, supondremos un sistema de muros estructurales en ambas direcciones ($R_0=6$). Luego se comprobará esta hipótesis mediante el análisis dinámico.

5.3 Peso sísmico

A través del programa Etabs, se calculó el peso de cada nivel del edificio.

Según la Norma E 030, artículo 4.3, para edificaciones de categoría C, el peso se calcula adicionando el 25% de la carga viva a la carga permanente.

NIVEL	CM+0.25CV(Ton)
8	478.62
7	624.81
6	624.81
5	624.81
4	624.81
3	624.81
2	624.81
1	651.23
PESO TOTAL	4878.68

Tabla 5.3.1 Peso sísmico

5.4 Análisis modal

Es necesario conocer el periodo fundamental y los modos de vibración, debido a que de estos dependerá la respuesta de la estructura ante un evento sísmico. Este análisis modal es independiente de las cargas actuantes y depende únicamente de la rigidez y la configuración estructural del edificio.

Se debe precisar que, respecto a la elaboración del modelo sísmico, se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Se asumió la hipótesis de diafragmas rígidos en cada nivel.
- Se consideró 3 grados de libertad en cada diafragma, que corresponden a 2 traslacionales y una de rotación perpendicular al plano de la losa. Cada grado de libertad implica un modo, por tanto, se analizaron 24 modos en total.
- Dada la buena capacidad portante del suelo (4.0kg/cm^2) se consideró como empotradas en sus bases todas las columnas y placas.
- El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio, para ello se usa el modelo tridimensional empleado para el análisis por cargas verticales y cargas sísmicas.
- Las masas se obtuvieron del modelo, en base a las cargas aplicadas al mismo. Para esto se consideró el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

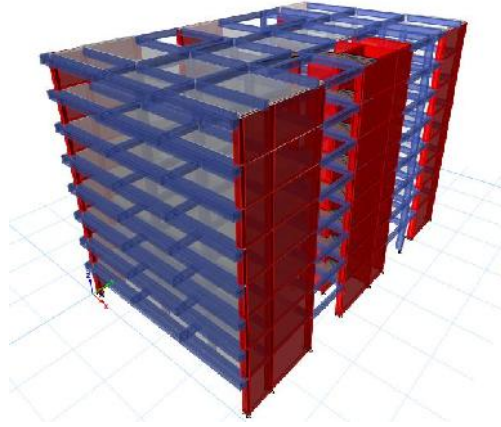


FIGURA 5.4.1 Vista isométrica del edificio

Del análisis modal se tiene los siguientes resultados:

MODO	Periodo (seg)	%masa participante X-X	%masa participante acumulada X-X	MODO	Periodo (seg)	%masa participante Y-Y	%masa participante acumulada Y-Y
1	0.611	68.40%	68.40%	1	0.611	0.200%	0.20%
2	0.44	3.790%	72.19%	2	0.44	27.160%	27.36%
3	0.315	1.000%	73.19%	3	0.315	44.340%	71.70%
4	0.152	17.090%	90.28%	4	0.152	0.030%	71.73%
5	0.102	0.930%	91.21%	5	0.102	5.840%	77.57%
6	0.077	0.210%	91.42%	6	0.077	14.460%	92.03%
7	0.071	4.820%	96.24%	7	0.071	0.001%	92.03%
8	0.047	0.250%	96.49%	8	0.047	1.360%	93.39%

Tabla 5.4.1 Resultados del análisis modal

Se muestran los modos más representativos en cada dirección, aquellos cuyo porcentaje de participación acumulada superan el 90%.

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para X-X el periodo es 0.611seg. y presenta un porcentaje de participación de 68.4%, y para Y-Y el periodo es 0.315 seg. y presenta un porcentaje de participación de 44.34%. Se aprecia que los periodos son coherentes con el sistema estructural ya que la mayor presencia de placas en Y-Y nos conduce a suponer que en esta dirección se presente un periodo menor que en X-X.

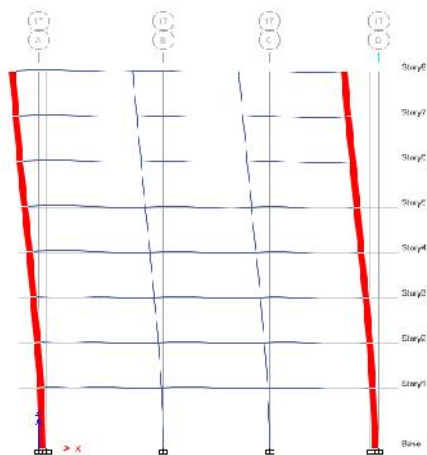


FIGURA 5.4.2. modo de vibración 1

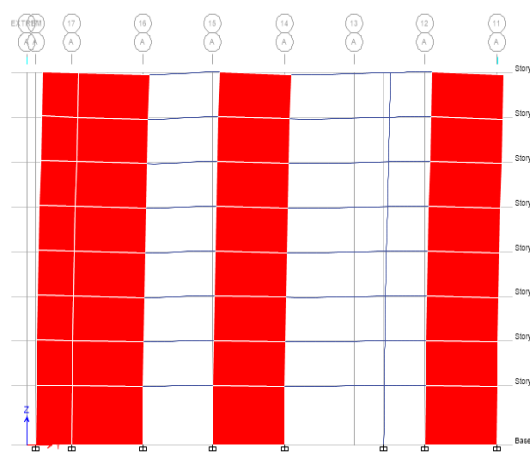


FIGURA 5.4.3. modo de vibración 3

5.6. Análisis estático

Según la Norma E.030, el Análisis Estático es un método que permite representar las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Se debe precisar que este método pierde precisión en estructuras elevadas. La norma E030 señala que se podrá diseñar con el análisis estático estructuras regulares de no más de 30m y estructuras irregulares de no más de 15 m.

Previamente a la realización del análisis es necesario conocer los diversos parámetros antes estudiados, como el peso de la edificación.

- Se realiza el análisis estático mediante la recomendación dada por la norma E030, artículo 4.5.4:

$$T = H_n / C_t$$

Tabla 5.6.1 Periodo fundamental por recomendación de Norma E.060

A continuación, se muestran los parámetros usados para el análisis:

Hn(m)	25	
Ct	60	
T=Hn/Ct	0.416	← Para ambas direcciones
Tp(seg)	0.4	
TL(seg)	2.5	
Si $T_p < T < T_L$: $C = 2.5 * (T_p / T)$		
C	2.403	
R	4.5	← C/R=0.534 ≥ 0.11 (CUMPLE)
Z	0.35	
U	1	
S	1	
P(Ton)	4878.68	
$V = (ZUCS/R) * P$		
Vbasal(Ton)	911.83	← Para ambas direcciones
$V = 18.69\% P$		

Tabla 5.6.2 Parámetros y cortante basal del análisis estático

- Se realiza el análisis tomando en cuenta los períodos del análisis modal

Tx(seg)	0.611	← Del análisis modal
Ty(seg)	0.315	← Del análisis modal
TP(seg)	0.4	
TL(seg)	2.5	
Si $T_p < T < T_L$; $C = 2.5^*(T_p/T)$		
Cx	1.6366	
Cy	2.5	
R	4.5	
Z	0.35	
U	1	
S	1	
P(Ton)	4878.68	
V=(ZUCS/R)*P		
Vx(Ton)	621.01	
Vy(Ton)	948.63	
VX=12.729%P		
VY=19.444%P		
K=1 T≤0.5seg		
K=0.75+0.5T T>0.5seg		
K _x	1.055	
K _y	1	

Tabla 5.6.3 Parámetros y cortante basal empleando el análisis modal

- Fuerzas horizontales por nivel

V _x (ton)	621.01				
KX	1.055				
NIVEL	Hi(m)	Pi(ton)	Pi'(Hi) ^k	ai	Fi(ton)
8	3	478.62	1525.29	0.09	58.17
7	3	624.81	1991.17	0.12	75.94
6	3	624.81	1991.17	0.12	75.94
5	3	624.81	1991.17	0.12	75.94
4	3	624.81	1991.17	0.12	75.94
3	3	624.81	1991.17	0.12	75.94
2	3	624.81	1991.17	0.12	75.94
1	4	651.23	2811.28	0.17	107.21
					16283.58

Tabla 5.6.4 Distribución de fuerzas en dirección X

V _y (ton)	948.63				
KX	1				
NIVEL	Hi(m)	Pi(ton)	Pi'(Hi) ^k	ai	Fi(ton)
8	3	478.62	1435.86	0.09	89.10
7	3	624.81	1874.42	0.12	116.31
6	3	624.81	1874.42	0.12	116.31
5	3	624.81	1874.42	0.12	116.31
4	3	624.81	1874.42	0.12	116.31
3	3	624.81	1874.42	0.12	116.31
2	3	624.81	1874.42	0.12	116.31
1	4	651.23	2604.90	0.17	161.64
					15287.26

Tabla 5.6.5 Distribución de fuerzas en dirección Y

5.7 Análisis dinámico

Para realizar este análisis, la Norma E.030 indica el uso de un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada una de las direcciones. A continuación, la fórmula de la aceleración espectral.

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

Para la construcción de este espectro se usan los valores de los parámetros sísmicos descritos al inicio del presente capítulo. Para el cálculo del factor de amplificación sísmica(C) se toma en consideración lo descrito en el apartado 5.2.4.

Tabulando para diversos periodos se obtiene la siguiente curva espectral, la cual es la misma para ambas direcciones ortogonales de análisis.

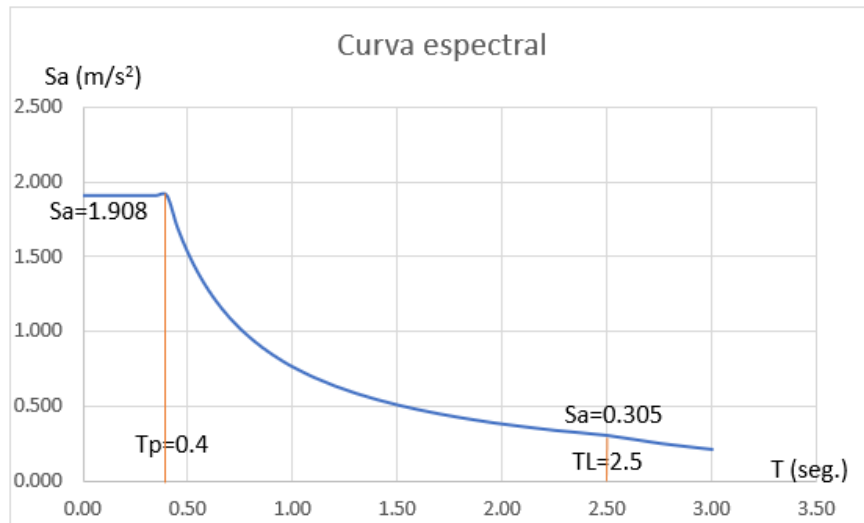


FIGURA 5.7.1 Curva espectral

5.7.1 Análisis de irregularidades

De acuerdo a la Norma E.030 se debe analizar y determinar si la estructura califica como Regular o Irregular, por lo tanto, se debe evaluar los factores de irregularidad tanto en altura como en planta.

5.7.1.1 Irregularidades en planta

5.7.1.1.1 Discontinuidad del Diafragma

No se presenta esta irregularidad dado que las losas en cada uno de los niveles no presentan aberturas mayores al 50%.

5.7.1.1.2 Esquinas entrantes

Sí se presenta esta irregularidad, pues en ambas direcciones las dimensiones son mayores al 20% de dimensión total en planta.

Por lo tanto, $I_p = 0.9$

5.7.1.1.3 Sistemas no paralelos

Esta irregularidad se genera cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. La edificación presenta muros orientados en los sentidos X e Y, por ende, no existe este tipo de irregularidad.

5.7.1.1.4 Irregularidad torsional

Se genera esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones del análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, incluyendo excentricidad accidental, es mayor 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

Según lo indicado, la edificación debe cumplir con la siguiente condición para denominarse irregular:

- $\Delta_{max} / h_i \geq 1.30 \Delta_{prom} / h_i$

Además, debe cumplirse: $\Delta_{max} / h_i \geq 0.50 (\Delta/h)$ permisible

Se presenta el análisis de esta irregularidad para las direcciones ortogonales X e Y.

Nivel	Altura entrepiso (m)	Combo	Dirección	Despl.absoluto Eje 1 (m)	Despl.relativo Eje 1 (m)	Despl.absoluto Eje 10 (m)	Despl.relativo Eje 10 (m)	Máx.despl.relativo (m)	Despl.prom. (m)	$\Delta_{máx}>1.3\Delta_{prom}$	Tipo de Irregularidad
Nivel 8	3	S.DINÁMICO X	x	0.01602	0.00199	0.00853	0.00105	0.00199	0.00152	1.31	Irregular
Nivel 7	3	S.DINÁMICO X	x	0.01403	0.00217	0.00749	0.00115	0.00217	0.00166	1.31	Irregular
Nivel 6	3	S.DINÁMICO X	x	0.01186	0.00228	0.00634	0.00121	0.00228	0.00174	1.31	Irregular
Nivel 5	3	S.DINÁMICO X	x	0.00958	0.00232	0.00513	0.00123	0.00232	0.00177	1.31	Irregular
Nivel 4	3	S.DINÁMICO X	x	0.00727	0.00227	0.00390	0.00121	0.00227	0.00174	1.31	Irregular
Nivel 3	3	S.DINÁMICO X	x	0.00500	0.00206	0.00270	0.00110	0.00206	0.00158	1.30	Irregular
Nivel 2	3	S.DINÁMICO X	x	0.00294	0.00173	0.00160	0.00093	0.00173	0.00133	1.30	Irregular
Nivel 1	4	S.DINÁMICO X	x	0.00121	0.00121	0.00067	0.00067	0.00121	0.00094	1.29	Regular

R	6
---	---

Tabla 5.7.1.1.4.1 Irregularidad torsional en dirección X

Nivel	Altura entrepiso (m)	Combo	Dirección	Despl.absoluto Eje A (m)	Despl.relativo Eje A (m)	Despl.absoluto Eje D (m)	Despl.relativo Eje D (m)	Máx.despl.relativo (m)	Despl.prom. (m)	$\Delta_{máx}>1.3\Delta_{prom}$	Tipo de Irregularidad
Nivel 8	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00755	0.00107	0.00524	0.00070	0.00107	0.00088	1.21	Regular
Nivel 7	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00649	0.00111	0.00454	0.00074	0.00111	0.00093	1.20	Regular
Nivel 6	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00538	0.00112	0.00380	0.00076	0.00112	0.00094	1.19	Regular
Nivel 5	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00426	0.00111	0.00304	0.00076	0.00111	0.00093	1.19	Regular
Nivel 4	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00315	0.00104	0.00228	0.00072	0.00104	0.00088	1.18	Regular
Nivel 3	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00211	0.00091	0.00156	0.00064	0.00091	0.00078	1.17	Regular
Nivel 2	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00121	0.00072	0.00092	0.00052	0.00072	0.00062	1.16	Regular
Nivel 1	4	S.DINÁMICO Y	y	0.00049	0.00049	0.00039	0.00039	0.00049	0.00044	1.11	Regular

R	6
---	---

Tabla 5.7.1.1.4.2 Irregularidad torsional en dirección Y

Se concluye que existe irregularidad torsional, por lo tanto: $I_p=0.75$.

5.7.1.2 Irregularidades en altura

Se empezará el análisis asumiendo que existe regularidad en altura, es decir $I_a=1$, en consecuencia:

$$R=R_0 \cdot I_a \cdot I_p=6 \cdot 1 \cdot 0.75=4.5$$

5.7.1.2.1 Irregularidad de Masa

Para que se presente este tipo de irregularidad el peso de un piso debe ser mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Todos los niveles presentan la misma estructuración, en consecuencia, cada nivel posee un peso similar, por lo tanto, no se presenta este tipo de irregularidad.

5.7.1.2.2 Irregularidad de rigidez- piso blando

Se debe verificar que la rigidez lateral de un piso sea mayor al 70% del entrepiso superior inmediato y que sea mayor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superior adyacentes.

Nivel	Altura entrepiso (m)	Combo	Dirección	V estático (ton)	Despl. CM (m)	Despl. Relativo Δ_i (m)	K entrepiso =V est/ Δ_i (ton/m)	$K_i > 0.7 \cdot K_{i+1}$ (Regular)	$K_i > 0.8 \cdot \text{Prom. rigidez 3 pisos sup.}$ (Regular)
Nivel 8	3	S. ESTÁTICO X	x	58.17	0.01517	0.00183	31839.08	No aplica	No aplica
Nivel 7	3	S. ESTÁTICO X	x	134.11	0.01334	0.00194	69307.44	Regular	No aplica
Nivel 6	3	S. ESTÁTICO X	x	210.05	0.01140	0.00205	102613.53	Regular	No aplica
Nivel 5	3	S. ESTÁTICO X	x	285.98	0.00936	0.00213	134583.48	Regular	Regular
Nivel 4	3	S. ESTÁTICO X	x	361.93	0.00723	0.00214	169363.55	Regular	Regular
Nivel 3	3	S. ESTÁTICO X	x	437.87	0.00509	0.00200	218280.11	Regular	Regular
Nivel 2	3	S. ESTÁTICO X	x	513.81	0.00309	0.00177	289796.89	Regular	Regular
Nivel 1	4	S. ESTÁTICO X	x	621.02	0.00132	0.00132	472258.48	Regular	Regular

R	4.5
---	-----

Tabla 5.7.1.2.2.1 Irregularidades de piso blando dirección X-X

Nivel	Altura entrepiso (m)	Combo	Dirección	V estático (ton)	Despl. CM (m)	Despl. Relativo Δ_i (m)	K entrepiso =V est/ Δ_i (ton/m)	$K_i > 0.7 \cdot K_{i+1}$ (Regular)	$K_i > 0.8 \cdot \text{Prom. rigidez 3 pisos sup.}$ (Regular)
Nivel 8	3	S. ESTÁTICO Y	y	89.10	0.00891	0.00123	72380.18	No aplica	No aplica
Nivel 7	3	S. ESTÁTICO Y	y	205.41	0.00768	0.00123	167271.99	Regular	No aplica
Nivel 6	3	S. ESTÁTICO Y	y	321.72	0.00645	0.00126	256146.50	Regular	No aplica
Nivel 5	3	S. ESTÁTICO Y	y	438.03	0.00519	0.00126	349027.89	Regular	Regular
Nivel 4	3	S. ESTÁTICO Y	y	554.34	0.00394	0.00121	457753.92	Regular	Regular
Nivel 3	3	S. ESTÁTICO Y	y	670.65	0.00273	0.00110	608575.32	Regular	Regular
Nivel 2	3	S. ESTÁTICO Y	y	786.96	0.00163	0.00091	861949.62	Regular	Regular
Nivel 1	4	S. ESTÁTICO Y	y	948.60	0.00072	0.00072	1326713.29	Regular	Regular

R	4.5
---	-----

Tabla 5.7.1.2.2.2 Irregularidades de piso blando dirección Y-Y

Se concluye que no existe irregularidad de piso blando.

5.7.1.2.3 Irregularidad extrema de rigidez

Se presenta irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que el 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. El edificio al no presentar irregularidad de rigidez tampoco presentara irregularidad extrema de rigidez.

De acuerdo a las restricciones de irregularidad del artículo 3.7 de la Norma 0.30, el presente edificio de categoría C y ubicada en la zona 3, no permite irregularidades extremas.

5.7.1.2.4 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

No se presenta esta irregularidad porque todos los elementos estructurales mantienen una misma posición en cada nivel. Es decir, no ocurre un desalineamiento vertical.

5.7.1.2.5 Irregularidad de Geometría Vertical

No existe esta irregularidad porque todos los elementos resistentes a cargas laterales tienen las mismas dimensiones en cada piso.

Se concluye que la regularidad en altura asumida es correcta, por lo cual $I_p=1$.

En cada dirección se determinan los factores de irregularidad I_p e I_a como el menor de los valores hallados.

factor de irregularidad en planta(I_p)	0.75
factor de irregularidad en altura(I_a)	1

Tabla 5.7.1.2.5.1 Resultados de los factores de irregularidad

Luego de realizar la verificación de irregularidades se puede calificar a la estructura como "irregular".

Finalmente se halla el valor del coeficiente de reducción en cada dirección mediante la siguiente ecuación:

$$R=R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$
$$R_x=6 \cdot 1 \cdot 0.75=4.5$$
$$R_y=6 \cdot 1 \cdot 0.75=4.5$$

Se emplean estos valores para la elaboración de la respuesta espectral, la cual permitirá realizar un correcto análisis estático y dinámico.

5.7.2 Fuerza cortante mínima en la base

La norma E030 señala que la mínima fuerza cortante en la base para el caso dinámico para cada dirección no debe ser menor del 80% de la fuerza cortante estática en estructuras regulares y el 90% si es irregular.

En este caso, al tener una estructura irregular, la fuerza cortante obtenida del análisis dinámico debe alcanzar como mínimo el 90% del valor de la cortante estática. Se muestran las fuerzas cortantes basales para cada dirección X e Y, así como los factores de escalamiento.

	dirección x	dirección Y
V estatico	621.01	948.63
90%Vestatico	558.91	853.76
V dinámico	464.02	524.63
F=(90%V estatico)/V dinámico	1.2045	1.6273

Tabla 5.7.2.1 Factores de escalamiento

Se visualiza que no se cumple con la condición de fuerza cortante mínima en la base en ninguna de las direcciones, por lo cual para diseñar los elementos estructurales será necesario amplificar todas las respuestas mediante los factores de escalamiento. Los desplazamientos quedan exentos de dicha amplificación.

5.7.3 Control de desplazamientos laterales

Para estructuras irregulares la deriva inelástica se halla multiplicando la deriva elástica por 0.85R (R=4.5). Se debe garantizar que las derivas inelásticas no sobrepasen los desplazamientos laterales admisibles especificados en la Norma E030, en este caso la deriva máxima para concreto armado es 0.007.

Nivel	Altura entrepiso (m)	Combo	Dirección	Despl. CM (m)	Despl. Relativo (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica=deriva elástica*0.85*R	DERIVA MÁX ≤ 0.007
Nivel 8	3	S.DINÁMICO X	x	0.01617	0.00219	0.00073	0.0028	CUMPLE
Nivel 7	3	S.DINÁMICO X	x	0.01398	0.00222	0.00074	0.0028	CUMPLE
Nivel 6	3	S.DINÁMICO X	x	0.01176	0.00231	0.00077	0.0029	CUMPLE
Nivel 5	3	S.DINÁMICO X	x	0.00945	0.00233	0.00078	0.0030	CUMPLE
Nivel 4	3	S.DINÁMICO X	x	0.00712	0.00225	0.00075	0.0029	CUMPLE
Nivel 3	3	S.DINÁMICO X	x	0.00487	0.00203	0.00068	0.0026	CUMPLE
Nivel 2	3	S.DINÁMICO X	x	0.00284	0.00169	0.00056	0.0021	CUMPLE
Nivel 1	4	S.DINÁMICO X	x	0.00115	0.00115	0.00029	0.0011	CUMPLE

R	4.5
---	-----

Tabla 5.7.3.1 Control desplazamientos laterales dirección x-x

Nivel	Altura entrepiso (m)	Combo	Dirección	Despl. CM (m)	Despl. Relativo (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica=deriva elástica*0.85*R	DERIVA MÁX ≤ 0.007
Nivel 8	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00676	0.00100	0.00030	0.0013	CUMPLE
Nivel 7	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00576	0.00100	0.00030	0.0013	CUMPLE
Nivel 6	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00476	0.00100	0.00030	0.0013	CUMPLE
Nivel 5	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00376	0.00098	0.00030	0.0012	CUMPLE
Nivel 4	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00278	0.00091	0.00030	0.0012	CUMPLE
Nivel 3	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00187	0.00080	0.00030	0.0010	CUMPLE
Nivel 2	3	S.DINÁMICO Y	y	0.00107	0.00063	0.00020	0.0008	CUMPLE
Nivel 1	4	S.DINÁMICO Y	y	0.00044	0.00044	0.00010	0.0004	CUMPLE

R	4.5
---	-----

Tabla 5.7.3.2 Control desplazamientos laterales dirección Y-Y

5.7.4 Verificación del sistema estructural y coeficiente básico de reducción R_o .

Se asumió que el sistema estructural predominante es el de muros estructurales. Con el valor $R_o=6$ asumido. La Norma E030 establece que en un sistema de muros estructurales la fuerza cortante actuante en los muros representa como mínimo el 70% de la cortante basal.

A continuación, se verifica el porcentaje de cortante basal que adoptan los muros estructurales y columnas en el primer nivel:

NIVEL	ELEMENTO	SOLICITACION	Vx (Ton)	NIVEL	ELEMENTO	SOLICITACION	V (ton)		
1	P1	SISMO X-X	19.37	1	P1	SISMO Y-Y	216.55		
1	P2	SISMO X-X	19.99	1	P2	SISMO Y-Y	145.82		
1	P3	SISMO X-X	14.10	1	P3	SISMO Y-Y	0.70		
1	P4	SISMO X-X	503.82	1	P4	SISMO Y-Y	245.35		
1	P5	SISMO X-X	10.39	1	P5	SISMO Y-Y	120.74		
1	P6	SISMO X-X	10.74	1	P6	SISMO Y-Y	83.08		
1	P7	SISMO X-X	12.74	1	P7	SISMO Y-Y	122.74		
			Vmuros(Ton)	591.14				Vmuros(Ton)	934.99
			Vestatico(Ton)	621.01				Vestatico(Ton)	948.63
			Vmuros/Vestatico (%)	95.19				Vmuros/Vestatico (%)	98.56

Tabla 5.7.4.1 Porcentaje de fuerza cortante en muros de corte

Se observa que los muros estructurales resisten más del 70% de la sollicitación sísmica en ambas direcciones, por tanto, es correcto el haber asumido un coeficiente básico de reducción (R_o) de 6.

5.7.5 Junta sísmica

De acuerdo a la Norma E030, para evitar que estructuras vecinas tengan contacto durante la ocurrencia de un evento sísmico, éstas se separarán una distancia mínima "s", medida en el nivel del terreno, igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- $s = 0.006h \geq 0.03m$

Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará "s", en nuestro caso, este nivel será el de la azotea, $h = 1530$ cm.

Debido a que se desconoce el desplazamiento de los bloques vecinos, se calculará el retiro con respecto a los límites de propiedad adyacente a otros lotes. Según la Norma E-030, la distancia no será menor que $2/3$ del desplazamiento máximo, ni menor que $s/2$.

	Junta sísmica X	Junta sísmica Y	
h(cm)	2460.00	2460.00	
Desplazamiento máx. (cm)	7.12	2.84	
0.006h	14.76	14.76	>3cm
$2/3D_{máx.}$	4.75	1.89	
$s/2=0.006h/2$	7.38	7.38	
Separación a límite de propiedad (cm)	7.38	7.38	

Tabla 5.7.5.1 Juntas sísmicas del edificio en las dos direcciones

El retiro respecto a los límites de propiedad será de 7.5cm en las direcciones X e Y.

5.7.6. Estabilidad del edificio

En la tabla 5.7.3.1 se calculó los factores de escalamiento, los cuales eran superiores a 1.1, por ello es necesario verificar que los efectos de segundo orden no sean significativos.

Debido al efecto P-Delta, la expresión para evaluar el índice de estabilidad es:

$$Q = \frac{Ni * \Delta i}{Ve * hi * R}$$

Donde:

Ni : fuerza axial de entrepiso Δi : desplazamiento de entrepiso
 Ve : cortante de entrepiso hi : altura de entrepiso
 R : factor de reducción de fuerza sísmica

Si dicho índice es superior a 0.1 es necesario un análisis para los efectos de segundo orden.

NIVEL	ALTURA(m)	Ni (ton)	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
			Vi(Ton)	Δi (m)	Q	Vi(Ton)	Δi (m)	Q
8	3	478.62	105.68	0.002188	0.00073402	105.68	0.001003	0.00033648
7	3	1103.42	202.33	0.002223	0.00089801	202.33	0.000993	0.00040114
6	3	1728.23	272.30	0.002309	0.00108553	272.30	0.001004	0.00047201
5	3	2353.04	326.99	0.00233	0.00124197	326.99	0.00098	0.00052237
4	3	2977.84	373.21	0.002255	0.00133279	373.21	0.000915	0.0005408
3	3	3602.65	412.98	0.002031	0.00131242	412.98	0.0008	0.00051695
2	3	4227.45	444.56	0.001686	0.0011876	444.56	0.000626	0.00044095
1	4	4878.68	464.02	0.00115	0.00067172	464.02	0.000439	0.00025642

Tabla 5.7.6.1 Índice de estabilidad Q

Se aprecia que el índice de estabilidad es muy inferior a 0.1 en cada dirección, esto era de suponerse pues la estructura presenta muros de corte, los cuales al ser muy rígidos conducen a desplazamientos inelásticos pequeños en cada dirección.

CAPÍTULO 6 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Se realiza el diseño de losas aligeradas no convencionales con el sistema de viguetas prefabricadas que al igual que en losas aligeradas tradicionales, aseguran que se transmitan las cargas de gravedad hacia las vigas de manera uniforme y la estructura de desplace como un diafragma rígido ante las cargas sísmicas, puesto que éstas tienen un diseño rugoso en la parte superior en la cual tendrá buena adherencia de la vigueta con la losa vaciada in-situ, con la ventaja de que en viguetas prefabricadas habrá reducción de costos, de tiempo y calidad en la construcción. El armado de este sistema es con bovedillas de concreto, poliestireno o arcilla, en el caso del presente proyecto se considera bovedillas de arcilla de tres huecos con dimensiones de 39cm de ancho, 15cm de altura y 25cm de largo. El ancho del aligerado se considera de 50cm de espaciamiento y la vigueta prefabricada es de dimensiones 11x10cm. A continuación, los detalles del aligerado típico.

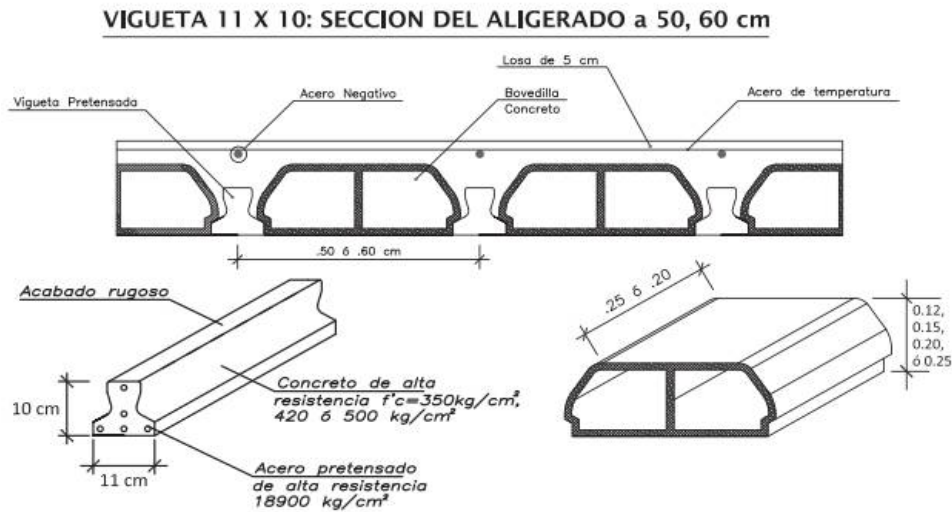


FIGURA 6.1 Característica geométrica de una sección aligerada típica no convencional (Concremax, 2005)

Además, se tiene 5 diferentes tipos de viguetas prefabricadas con espesores de alambres de 4 a 5mm.

Serie	Area de acero (cm ²)	fpu (Kg/cm ²)	f'c (kg/cm ²)	ep (cm)	Volumen vigueta (m ³)	Peso vigueta kg/ml
V101	0.378	18900	350	0.54	0.0072	17.0
V102	0.504	18900	350	1.09	0.0072	17.0
V103	0.630	18900	420	1.01	0.0072	17.0
V104	0.784	18900	420	1.09	0.0072	17.0
V105	0.980	18900	500	1.31	0.0072	17.0

fpu : resistencia última del acero
f'c : resistencia especificada del concreto
ep : excentricidad del acero de la vigueta

TIPOS DE VIGUETAS				
V-101	V-102	V-103	V-104	V-105
 3Æ4mm	 4Æ4mm	 5Æ4mm	 4Æ5mm	 5Æ5mm

FIGURA 6.2 Características de las viguetas pretensadas (Concremax, 2005)

6.1 Análisis estructural

Las losas transmiten la energía de sismo a los elementos estructurales de gran rigidez (vigas, columnas y placas), debido a esto, solo se consideran las cargas muertas y vivas con la combinación de carga última según la Norma E.060 que es 1.4CM+1.7CV.

En el análisis estructural, se considera como unidireccional y las cargas son distribuidas por metro lineal, se tiene que el ancho tributario es de 0.50m para el presente proyecto. Luego, se procede a analizar en flexión con todas sus cargas últimas. Asimismo, cuando haya paños continuos, el modelo será considerado como una viga continua de varios tramos. Luego, se analizan los momentos máximos y las fuerzas cortantes.

6.2 Diseño por flexión

No es necesario calcular las varillas de los aceros inferiores para las viguetas prefabricadas, pero en este proyecto se realizará los cálculos para losas aligeradas convencionales y saber la cantidad de acero que se tiene para los momentos negativos. Para calcular los momentos últimos (M_u) se hizo uso del programa SAP 2000. Al obtener estos resultados, se procede a realizar los siguientes cálculos y la cantidad de refuerzo necesario.

$$M_n = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

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

Donde:

M_n : Resistencia nominal de la sección.
 a : Profundidad del bloque de compresiones.
 d : Peralte efectivo.
 b : Ancho de la sección rectangular.
 f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.
 f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.
 A_s : Área del acero en tracción.

Se debe de cumplir lo siguiente:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

Donde:

M_u : Resistencia requerida a flexión.
 M_n : Resistencia nominal a flexión.
 Φ : factor de reducción por resistencia a flexión.

Según la Norma E.060, artículo 10.5.1, para los elementos sometidos a flexión, en cualquier sección se deben de cumplir que el acero que se proporcione sea la necesaria para que la

resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\Phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$) con el fin de evitar una falla frágil y garantizar la falla dúctil.

Por otro lado, para los momentos de diseño negativos, se puede simplificar lo antes señalado para algunos casos de secciones. Debido a que el volumen de concreto para la acción de un momento positivo es menor que para la acción de un momento negativo.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

El refuerzo debe de ser mayor o igual al dado en la fórmula. Esto es para secciones rectangulares o para secciones en forma de "T" para aceros superiores.

Además, la Norma E.060 limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, esto es para asegurar la falla dúctil ($p_{max} = 0.75 p_{bd}$).

Para el caso de los momentos positivos, se tiene en las viguetas pretensadas una tabla de los tipos de viguetas con sus respectivos momentos admisibles.

	Altura de losa (cm)	Dist/Ejes (cm)	Peso Propio (Kg/m ²)			Momentos Admisibles (Kg-m) = ϕM_n				
			Arcilla	Poliestireno	Concreto	V101	V102	V103	V104	V105
VIGUETA SIMPLE	17	60	255	180	-----	807	1099	1338	1648	1989
	17	50	265	190	-----	807	1099	1338	1648	1989
	20	50	280	210	315	999	1356	1657	2047	2486
	25	50	335	250	360	1319	1783	2190	2713	3317
	30	50	400	300	-----	1640	2210	2724	3379	4150

Tabla 6.2.1 Momentos admisibles de las viguetas pretensadas (Concremax, 2005)

6.3 Diseño por corte

Según Norma E.060, para losas aligeradas y nervadas se tiene que incrementar el 10% del ΦV_c , por lo que la resistencia de diseño es el siguiente:

$$\Phi V_c = 1.1 \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Además, tiene que cumplir lo siguiente:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

$$V_u \leq \Phi (V_c + V_s)$$

Debido a que las losas aligeradas no tienen estribos, el valor de V_s (resistencia proporcionado por los estribos) es igual a cero.

Donde:

V_n : Resistencia nominal al corte de la sección.

V_c : Resistencia al corte proporcionado por el concreto.

V_u : Resistencia requerida por corte en la sección.

Φ : Factor de reducción que equivale a 0.85.

El V_u tiene que ser obtenido a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos. Si no cumple la condición ($V_u \leq \Phi V_n$), se tiene que retirar ladrillos para realizar ensanches

alternados o continuos y así tener mayor resistencia de corte. Los ensanches alternados son los ladrillos que son reemplazados por concreto de manera intercalada, mientras que los ensanches continuos son los ladrillos que son reemplazados por concreto sin intercalar. Además, la longitud del ensanche debe de ser hasta donde la losa resista por resistencia requerida (V_u).

Además, para las viguetas prefabricadas, se tiene una tabla con sus respectivos cortantes de diseño.

6.4 Refuerzo por contracción y temperatura

Debido a la dilatación que hay por las diferentes temperaturas que sufre el concreto, se produce contracciones y retracciones, el cual ocasiona fisuras en el concreto. Para evitar dicho efecto, se coloca los refuerzos de temperatura en dirección perpendicular a las viguetas principales. Según Norma E.060, artículo 9.7.2, las cuantías mínimas por contracción y temperatura son las siguientes:

$p = 0.0025$ para barras lisas.

$p = 0.0020$ para barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$p = 0.0018$ para barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Según la Norma E.060, el acero de temperatura en los aligerados debe de tener un espaciamiento $S < 5 \cdot h$ y $S < 40 \text{ cm}$, donde "h" es el peralte de la losa.

6.5 Corte del refuerzo

Las consideraciones a tener en cuenta para el corte de acero de refuerzo sometidos a flexión es la siguiente:

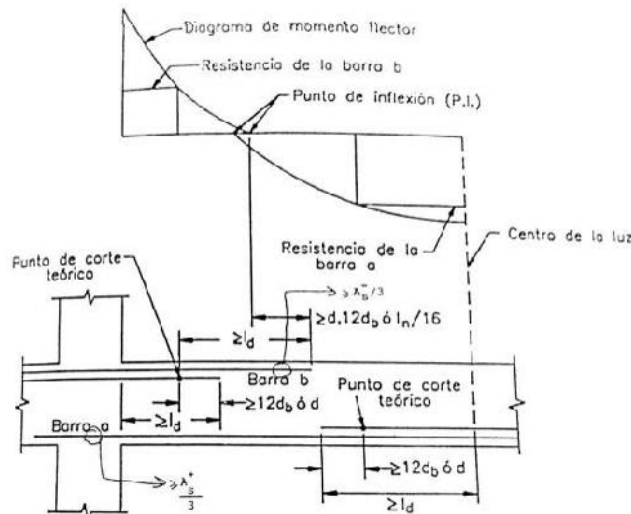


FIGURA 6.5.1 Consideraciones corte de acero en momentos positivos y negativos (Ottazzi, 2010).

Además, en el artículo 12.10.5 de la Norma E.060, el refuerzo por flexión no debe terminar en zona de tracción, a menos que satisfaga lo siguiente:

- Para barras menores o iguales a 1 3/8", en las que el refuerzo que continúa es el doble del área requerida por flexión en el punto terminal y V_u no excede los $0.75\phi V_n$.
- V_u en el punto terminal no excede $(2/3)\phi V_n$.

Los cálculos para el corte de refuerzo se harán de la siguiente manera.

- Corte de refuerzo superior.
 - Primero se obtiene la longitud de corte teórico de la envolvente de momentos negativos de acuerdo al valor de $\phi M_n(-)$ del acero que se quiera calcular.
 - Luego, se calcula la longitud de corte real con la siguiente fórmula $\{Corte_{real} = Corte_{teórico} + \max.(12db; d; l_n/16) - a\}$, donde db:diámetro de la barra, d:peralte de la losa, l_n :luz nominal, a:distancia del eje a la cara.
 - Después, se obtiene la longitud de desarrollo de las barras superiores según el cuadro de valores del libro "Apuntes del curso Concreto Armado 1".
 - Finalmente, se obtiene el mayor valor entre la longitud de desarrollo y el corte teórico y se redondea al múltiplo de 0.05m superior.
- Corte de refuerzo inferior.
 - Primero se obtiene la longitud de corte teórico de la envolvente de momentos positivos de acuerdo al valor de $\phi M_n(+)$ del acero que se quiera calcular.
 - Luego, se calcula la longitud de corte real con la siguiente fórmula $\{Corte_{real} = Corte_{teórico} - \max.(12db; d) - a\}$, donde db:diámetro de la barra, d:peralte de la losa, a:distancia del eje a la cara.
 - Después, se obtiene la longitud de desarrollo de las barras inferiores según el cuadro de valores del libro "Apuntes del curso Concreto Armado 1".
 - Finalmente, se obtiene el mayor valor entre la longitud de desarrollo y el corte teórico y se redondea al múltiplo de 0.05m inferior.

Nota: El corte del refuerzo inferior para lo anteriormente mencionado es para el caso de losas aligeradas convencionales, pero en el caso del presente proyecto, no se realizará ningún corte en los refuerzos inferiores, puesto que ahí van las viguetas prefabricadas.

6.6 Empalme

Debido a que las losas no reciben las cargas sísmicas, el empalme del acero positivo se hará en los apoyos de las losas (vigas).

6.7 Control de fisuración

El refuerzo debe de ser adecuadamente distribuido en la zona del concreto en tracción, puesto que se debe de controlar los anchos de fisuración, ya que, si estos son muy anchos, ocasionarán corrosión de los aceros. Para el control de fisuras se tiene el parámetro Z, el cual, según la Norma E.060, debe de ser menor a 26000 kg/cm y a 31000 kg/cm, el primero para condiciones de exposición exterior y el segundo para interior.

$$Z = fs \sqrt[3]{dc * Act}$$

fs: $0.6 * f_y$ dc: distancia del acero al exterior Act: $\frac{2 * b * dc}{N^{\circ} barras}$

6.8 Ejemplo de diseño

Se procede a diseñar la vigueta más larga, el cual fue analizado en el Capítulo 4 de Metrado de Cargas. Está ubicado entre los ejes B-C/1-10(piso típico h=3m).

-Vigueta de aligerado h=20cm se obtuvo **Wu=479kg/ml**

-Tabique e=15cm se obtuvo **Pu=318 kg**

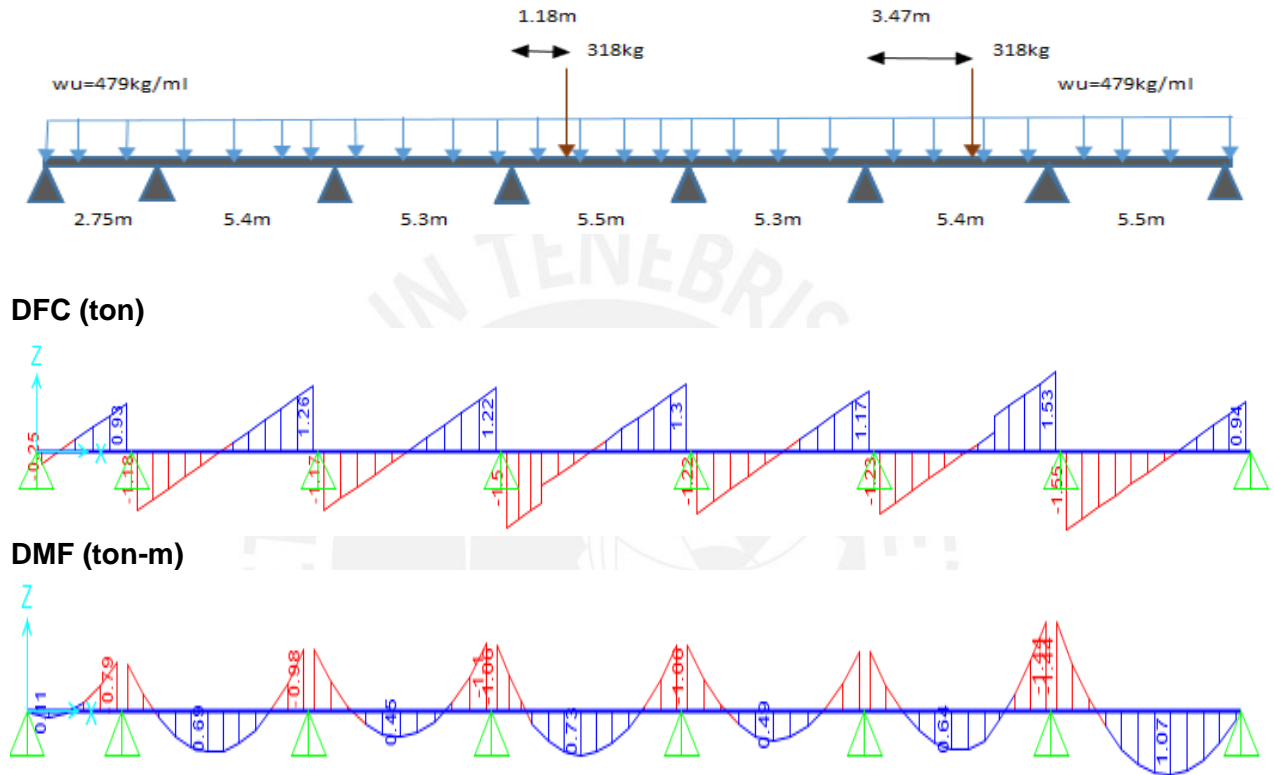


FIGURA 6.8.1 Modelo estructural y diagramas de fuerzas internas de la vigueta a la cara de la viga.

Diseño por flexión

A continuación, se muestra las consideraciones iniciales del diseño y el diseño por flexión de la vigueta. Todas las viguetas se modelarán como vigas continuas apoyadas de sección "T". Los extremos de cada vigueta se considerará un momento de $M_u(-) = (w \cdot l_n^2 / 24)$.

Consideraciones iniciales	
b(m)	0.5
bw(m)	0.11
h(m)	0.2
F'c(kg/cm ²)	210
fy(kg/cm ²)	4200
Ø	0.9
N tramos	7

Tabla 6.8.1 Consideraciones iniciales diseño por flexión de la vigueta

Diseño por flexión		LOSAS									
	Mu(ton.m)	d(cm)	Asmin(cm ²)	Asmax(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	Tipo de vigueta	ΦMn(ton.m)	Ascolocado(cm ²)	Luz (m)	
Mu+	0.097	18	0.48	9.38	0.07	0.14	V101	0.999	0.378	2.45	
	0.69	18	0.48	9.38	0.48	1.03	V102	1.356	0.504	5.10	
	0.45	18	0.48	9.38	0.31	0.67	V102	1.356	0.504	5.00	
	0.73	18	0.48	9.38	0.51	1.09	V102	1.356	0.504	5.20	
	0.49	18	0.48	9.38	0.34	0.73	V102	1.356	0.504	5.00	
	0.64	18	0.48	9.38	0.45	0.95	V102	1.356	0.504	5.10	
	1.07	18	0.48	9.38	0.76	1.61	V102	1.356	0.504	5.20	
							Ascolocado(cm ²)		Ascolocado(pulg)		
Mu-	0.12	18	1.16	3.16	0.38	0.18	0.71(*)	0.46	1Φ3/8"		
	0.79	18	1.16	3.16	2.68	1.25	1.29	0.81	1Φ1/2"		
	0.98	18	1.16	3.16	3.4	1.59	2.00	1.20	1Φ1/2"+1Φ3/8"		
	1.1	18	1.16	3.16	3.88	1.81	2.00	1.20	1Φ1/2"+1Φ3/8"		
	1.06	18	1.16	3.16	3.72	1.74	2.00	1.20	1Φ1/2"+1Φ3/8"		
	0.95	18	1.16	3.16	3.29	1.54	2.00	1.20	1Φ1/2"+1Φ3/8"		
	1.44	18	1.16	3.16	5.31	2.48	2.58	1.49	1Φ1/2"+1Φ1/2"		
	0.54	18	1.16	3.16	1.79	0.84	1.29(**)	0.81	1Φ1/2"		

Tabla 6.8.2 Diseño por flexión y el acero final considerado

(*) El acero mínimo de 1.16cm² es considerado excesivo debido a que en este punto ubicado al extremo de la losa no requiere de mucho acero. Según el libro "Apuntes del curso Concreto Armado 1" (Ottazzi, 2010), para estos casos solo es necesario colocar $A_{requerido}=1.3A_{calculado}$. Por lo tanto, resulta $A_{requerido}=1.3*0.18=0.23\text{cm}^2$.

(**) Es la misma explicación que en (*), $A_{requerido}=1.3*0.84=1.09\text{cm}^2$.

Además, los tipos de viguetas para el acero positivo se escogió de acuerdo a la tabla 3.1.2 para las luces máximas y la tabla 6.2.1 el cual se considera para la altura de losa de 20cm y el ΦMn respectivo. El acero para las viguetas prefabricadas es de resistencia última de 18900 kg/cm², es por este motivo que en algunos casos hay menos acero de lo requerido, pero lo que hay que ver es que el ΦMn sea mayor al Mu y que según fábrica la luz escogida sea lo que se requiere. De esta manera, para V101 la luz máxima es de 4.50m y para V102 es de 5.50m.

Diseño por corte

Se analizará la resistencia con la carga máxima obtenida del diagrama de fuerzas cortantes. Las fuerzas cortantes últimas se obtienen a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos.

De los 7 tramos que hay, en el tramo 7 se puede observar el máximo valor a la cara es de 1.55 ton. Del SAP 2000 se obtuvo el valor a una distancia d=0.18m de la cara y se tiene el **Vu = 1.46 ton.**

Para el diseño por corte, Concremax recomienda aumentar el bw=12cm y el d=altura de losa - 2.5 cm; es decir, d=17.5cm

$$\Phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 12 * 17.5$$

$$\Phi V_c = 1.51 \text{ ton}$$

Entonces, se cumple lo siguiente: $\Phi V_c \geq V_u$

Por lo tanto, no necesita retirar intercaladamente las bovedillas (ensanche).

Cálculo del refuerzo por temperatura

Se considera la losa superior de 5cm y un metro de ancho de sección para el cálculo de refuerzo por temperatura. Según la sección 6.4 se tiene que p = 0.0025 para barras lisas.

Por ende, se obtiene lo siguiente:

$$A_{ST} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se considera barras de $\Phi 1/4"$ (0.32 cm^2), entonces se halla el espaciamiento de la siguiente manera.

$$S = \frac{0.32}{1.25} = 26 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se coloca barras lisas de $\Phi 1/4" @ 25\text{cm}$ como refuerzo de temperatura.

Control de fisuración

$$Act = \frac{2 \cdot 11 \cdot 3}{3} = 22 \text{ cm}^2$$

$$Z = 0.6 \cdot 4200 \cdot \sqrt[3]{3 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}^2} = 10184 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto, se cumple que el parámetro Z es menor a 26000 y 31000 kg/cm.

Corte de refuerzo

A continuación, se muestra los resultados de las consideraciones de corte de acero en momentos negativos (Ottazzi, 2010).

N° TRAMO	EXTREMO	Diámetro (pulg.)	ln (m)	Corte teórico (m)	Máximo valor para barra corta		Máximo valor para barra larga		Corte real (m)	Ld (m)	LONG. FINAL (m)	
					12° db (m)	d (m)	ln/16 (m)	a (a la cara) (m)				
AS-	1	izquierda	3/8	2.75	0.00	0.114	0.17	0.172	0.150	0.02	0.44	0.45
		derecha	1/2	2.75	1.40	0.152	0.17	0.172	0.150	1.42	0.58	1.45
	2	izquierda	1/2	5.40	0.87	0.152	0.17	0.338	0.150	1.06	0.58	1.10
		derecha	1/2	5.40	1.06	0.152	0.17	0.338	0.150	1.25	0.58	1.25
	3	derecha	3/8	5.40	0.18	0.114	0.17	0.338	0.150	0.37	0.44	0.45
		izquierda	1/2	5.30	1.22	0.152	0.17	0.331	0.150	1.40	0.58	1.40
		derecha	3/8	5.30	0.20	0.114	0.17	0.331	0.150	0.38	0.44	0.45
		derecha	1/2	5.30	1.30	0.152	0.17	0.331	0.150	1.48	0.58	1.50
	4	derecha	3/8	5.30	0.32	0.114	0.17	0.331	0.150	0.50	0.44	0.45
		izquierda	1/2	5.50	0.93	0.152	0.17	0.344	0.150	1.12	0.58	1.15
		derecha	3/8	5.50	0.25	0.114	0.17	0.344	0.150	0.27	0.44	0.45
		derecha	1/2	5.50	1.11	0.152	0.17	0.344	0.150	1.30	0.58	1.30
	5	derecha	3/8	5.50	0.24	0.114	0.17	0.344	0.150	0.26	0.44	0.45
		izquierda	1/2	5.30	1.25	0.152	0.17	0.331	0.150	1.44	0.58	1.45
izquierda		3/8	5.30	0.26	0.114	0.17	0.331	0.150	0.28	0.44	0.45	
6	derecha	1/2	5.30	1.20	0.152	0.17	0.331	0.150	1.38	0.58	1.40	
	izquierda	1/2	5.40	1.05	0.152	0.17	0.338	0.150	1.24	0.58	1.25	
	derecha	1/2	5.40	0.50	0.152	0.17	0.338	0.150	0.52	0.58	0.60	
7	derecha	1/2	5.40	1.25	0.152	0.17	0.338	0.150	1.44	0.58	1.45	
	izquierda	1/2	5.50	1.28	0.152	0.17	0.34375	0.150	1.47	0.58	1.50	
	izquierda	1/2	5.50	0.51	0.152	0.17	0.34375	0.150	0.53	0.58	0.55	
	derecha	3/8	5.50	0.72	0.114	0.17	0.34375	0.150	0.92	0.44	0.95	

Tabla 6.8.3 Corte de acero superior

Además, se considera que, en el acero negativo, las barras cortas deben de ser 40cm menos por lado que las barras más largas.

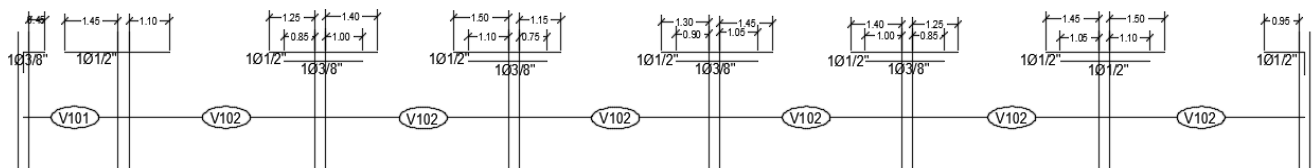


FIGURA 6.8.2 Distribución del acero en la losa de piso típica con ancho tributario de 50cm y sus respectivos cortes entre los ejes 1-10 y los ejes B-C.

CAPÍTULO 7 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

7.1 Análisis estructural

Las losas macizas serán diseñadas por flexión y por cortante, considerando únicamente las solicitaciones de cargas de gravedad, las que se amplificarán de acuerdo a la siguiente combinación:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV.}$$

Debido a que las losas macizas del edificio que se tiene son de forma irregular, se diseñará con el método de elementos finitos FEM en el programa ETABS 17.

7.2 Consideraciones para el diseño

- El diseño se realiza al igual que en losas aligeradas, por corte y por flexión, solo que en este caso será por metro de ancho.
- El acero mínimo colocado por temperatura y contracción es de $0.0018bxh$, donde b: base y h: peralte de la losa.
- El acero mínimo superior para secciones rectangulares y en forma "T" es lo siguiente: $A_{s\text{mín}} = (0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d) / f_y$, pero se considera como excesivo. Por lo tanto, se coloca 1.3 veces el acero requerido ó $0.0018bxh$.
- Los espaciamientos de las varillas no deben de exceder 3 veces el peralte de la losa ni de 40 cm.
- Se diseñará considerando los pesos de gravedad.
- La Norma E.060 no considera el 10% de incremento para el diseño por corte en losas macizas.

7.3 Ejemplo de diseño

Se diseñará la losa maciza ubicado entre los ejes 4-5 y C-D con peralte ($h=20\text{cm}$) con el método de elementos finitos FEM del ETABS 17. Del capítulo "Metrado de cargas de gravedad" se obtiene lo siguiente:

$$W_{cm} = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$W_{cv} = 0.40 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4W_{cm} + 1.7W_{cv} = 1.49 \text{ ton/m}$$

- **Diseño por flexión**

Las losas macizas son modeladas en el ETABS 17 con restricción simplemente apoyado en todo el alrededor, del cual se obtienen los momentos por flexión máximos y mínimos en ambas direcciones.

- A continuación, el diagrama de momento flector en X-X.

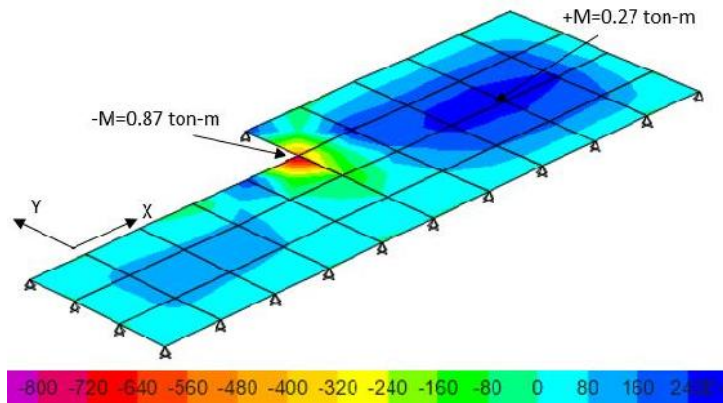


FIGURA 7.3.1 Diagrama de momentos dirección X-X (ton*m/m)

- A continuación, el diagrama de momento flector en Y-Y.

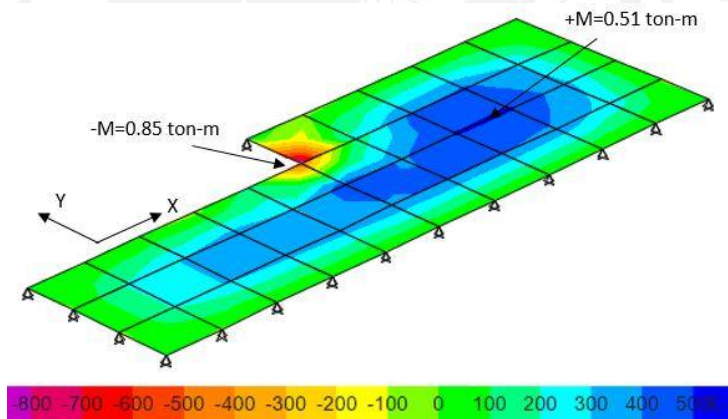


FIGURA 7.3.2 Diagrama de momentos dirección Y-Y (ton*m/m)

Se procede a diseñar por flexión al igual que en las losas aligeradas con las siguientes fórmulas, la diferencia en losas macizas es que la base se toma 100cm y se diseña por metro lineal.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

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

Además, debe de cumplir lo siguiente:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

Diseño por flexión		LOSA MACIZA				
	Mu(ton.m)	d(cm)	Asmin(cm ² /ml)	a(cm)	Asrequerido(cm ² /ml)	Ascolocado(cm ² /ml)
Mu+ (X-X)	0.27	17	3.60	0.10	0.42	1Φ3/8"@0.20m
Mu- (X-X)	0.87	17	3.60	0.32	1.37	1Φ3/8"@0.20m
Mu+ (Y-Y)	0.51	17	3.60	0.19	0.80	1Φ3/8"@0.20m
Mu- (Y-Y)	0.85	17	3.60	0.31	1.33	1Φ3/8"@0.20m

Tabla 7.3.1 Diseño por flexión de la losa maciza

-Cálculo del refuerzo de acero mínimo superior
 $As_{min}=0.0018*b*h=0.0018*100*20=3.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-Cálculo del refuerzo de acero mínimo inferior
 $As_{min}=(0.7*\sqrt{f'c}*b*w*d)/f_y=0.7*\sqrt{210}*100*17/4200=4.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (excesivo)

-Cálculo de espaciamiento de barras de 3/8" (A=0.71cm²).
 Mu+ (X-X): $S=0.71/3.60=0.173\text{m}$ → Se escoge 0.20m.
 Mu- (X-X): $S=0.71/3.60=0.173\text{m}$ → Se escoge 0.20m.
 Mu+ (Y-Y): $S=0.71/3.60=0.173\text{m}$ → Se escoge 0.20m.
 Mu- (Y-Y): $S=0.71/3.60=0.173\text{m}$ → Se escoge 0.20m.

• **Diseño por cortante:**

Al igual que en diseño por flexión, también se obtendrá el valor de las fuerzas cortantes V_u en ambas direcciones del ETABS 17. El V_u se obtiene a una distancia "d" de la cara de apoyo, donde d:peralte efectivo.

- En X-X:
 $V_u=2.08 \text{ ton}$
 $\Phi V_c = \Phi 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$

- En Y-Y:
 $V_u=2.24 \text{ ton}$
 $\Phi V_c = \Phi 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$

Por lo tanto, para ambas direcciones cumple que $V_u \leq \Phi V_c$ y no será necesario colocar ensanche a la losa.

A continuación, el diseño final de la losa maciza.

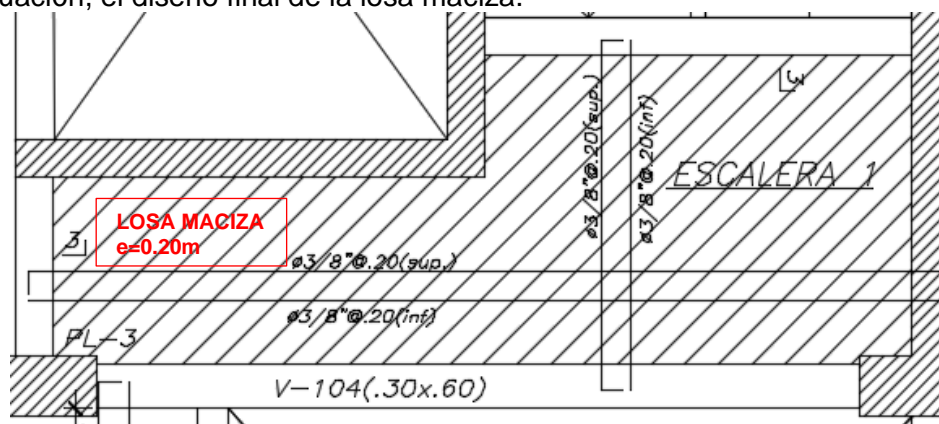


FIGURA 7.3.3 Diseño final losa maciza

CAPÍTULO 8 DISEÑO DE VIGAS

8.1. Diseño de vigas peraltadas

Las vigas se encargan de transmitir las cargas sísmicas a las columnas o placas y éstas a las cimentaciones. Estos elementos son diseñados por flexión y por cortante; además, controlan el desplazamiento lateral de la estructura. Para el diseño se cumplen disposiciones de responsabilidad sísmica en la Norma E.060 en el capítulo 21.

8.1.1 Análisis estructural

Para el diseño de las vigas peraltadas se realizará el cálculo de la envolvente de fuerzas internas utilizando las combinaciones dadas por la Norma E.060. Las combinaciones a usar son:

$$\begin{aligned}U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\U &= 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\U &= 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}\end{aligned}$$

Donde: CM = Carga Muerta
CV = Carga Viva
CS = Carga de Sismo

Se hizo un modelo pseudotridimensional en el programa Etabs incluyendo todas las cargas de gravedad y fuerzas sísmicas para poder obtener las cargas últimas requeridas mediante las combinaciones mencionadas anteriormente, así, se tiene la envolvente de cada elemento a diseñar con los momentos flectores y cortantes máximos en cada sección.

8.1.2. Diseño por flexión

De los resultados obtenidos del Etabs, se tienen los momentos últimos y se procede a reemplazar en las siguientes fórmulas para poder tener el acero requerido superior e inferior.

$$\begin{aligned}Mu \cdot 10^5 &= f_y \cdot A_s \cdot (d - a/2) & Mu(\text{ton}\cdot\text{m}) \\f_y \cdot A_s &= 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a\end{aligned}$$

Donde:

f_y : 4200 kg/cm²; A_s : acero requerido; d : peralte de la viga; f'_c : 210 kg/cm².

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} \qquad A_{s_{\max}} = 0.75 p_b b d$$

Además, la Norma E.060 en su artículo 21.4.4 brinda las siguientes recomendaciones para edificios con sistema de muros estructurales.

- Deberá haber refuerzo continuo a lo largo de la viga, los cuales tendrán dos barras en las caras superior e inferior, con un área de acero mayor o igual al acero mínimo calculado.
- No debe haber empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- $A_s \text{ corrido}(+) \geq A_s \text{ mín}; A_s(+)/3; A_s(+)\text{nudo}/4$ (para aceros inferiores).
- $A_s \text{ corrido}(-) \geq A_s \text{ mín}; A_s(-)\text{nudo}/4$ (para aceros superiores).
- $A_s(+)\text{nudo} \geq A_s(-)\text{nudo}/3$ (condición para acero inferior con el acero superior).

Lo anteriormente mencionado es para asegurar el comportamiento dúctil de la estructura.

8.1.3 Diseño por corte

En las vigas se presentan fuerzas cortantes últimas elevadas, de manera que, generalmente, se necesita reforzar mediante estribos que le den una mayor resistencia de corte. La resistencia del concreto es el siguiente.

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

Además, en cada una de las secciones debe cumplirse lo siguiente:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

En caso cumpla esta expresión, se colocarán estribos mínimos.

Términos a saber:

V_u : resistencia requerida por corte (a una distancia "d" de la cara de apoyo).

V_n : resistencia nominal al corte de la sección.

V_s : resistencia proporcionada por los estribos.

V_c : resistencia del concreto.

S: espaciamiento entre estribos.

A_v : área del refuerzo por corte dentro del espaciamiento S.

Φ : factor de reducción.

Para el diseño por corte se realiza los siguientes pasos.

- ✓ De la envolvente obtenida por fuerzas cortantes requeridas, se ubica la sección crítica con el valor respectivo V_u a "d" de la cara de apoyo.
- ✓ Se calcula el V_c .
- ✓ Se selecciona el diámetro arbitrario del estribo a usar.
- ✓ En las secciones donde se cumpla que $0.5\phi V_c < V_u < \Phi V_c$, según la Norma E.0.60 (Artículo 11.5.6.2), el espaciamiento S no debe exceder el menor de los siguientes valores.

$$S_{\max} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b w} \quad S_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b w}$$

- ✓ En las secciones donde $0.5\phi V_c \geq V_u$ solo se necesita estribos de montaje.
- ✓ En las secciones donde se cumpla que $\phi V_c < V_u$, se calcula el V_s .

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

- ✓ Se verifica que el valor de V_s no supere el límite a $2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \omega \cdot d$, según el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.0.60.
- ✓ El límite de V_s en términos de V_u equivale a $V_{u_{\max}} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \omega \cdot d$.
Si se llegara a superar el $V_{u_{\max}}$, se deberá aumentar la sección de la viga o incrementar la resistencia del concreto (Ottazzi, 2010).
- ✓ Se calcula un V_s límite que restrinja un espaciamiento máximo con la finalidad de asegurar que la grieta a 45° causada por las fuerzas cortantes, sea tomada al menos por un estribo, la Norma E.060 señala las siguientes disposiciones.

$$s_{\max} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm}; \text{ si } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$s_{\max} = d/4 \text{ ó } 30 \text{ cm}; \text{ si } V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} b w d$$

- ✓ Luego, se calcula el espaciamiento.

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

Se repite el proceso para los diferentes tramos en cada viga. Además, la Norma E.060 en el capítulo 21 establece disposiciones para el diseño sísmico por corte.

La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas que resistan efectos sísmicos no debe ser menor que el valor obtenido de las siguientes consideraciones:

- ✓ 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 tributarias amplificadas.
- ✓ El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño, con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

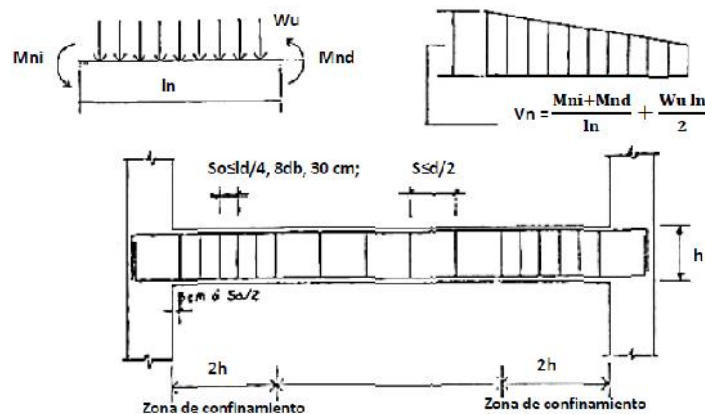


FIGURA 8.1.3.1. Consideraciones para el diseño sísmico por corte en vigas (Blanco, 1994).

Existen zonas de confinamiento con una longitud de dos veces el peralte de la viga medida desde la cara de apoyo. El espaciamiento de estribos dentro de dicha zona es el menor valor de lo siguiente:

- ✓ $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor a 150 mm.
- ✓ 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento.
- ✓ 300 mm.

Los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento y la separación de los mismos no debe ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

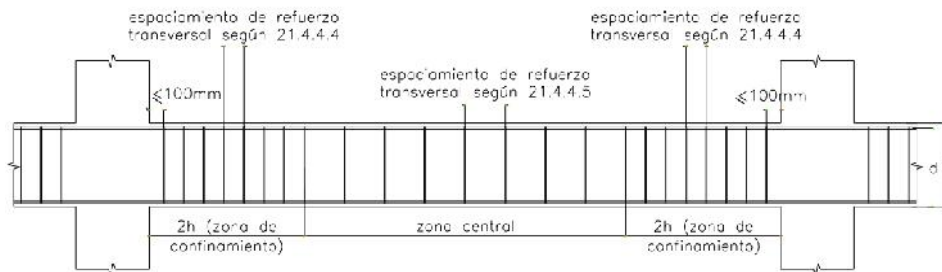


FIGURA 8.1.3.2. Requerimientos de estribos en vigas (Norma E.060)

8.1.4 Control de deflexiones

Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones son los siguientes:

H mínimo = $L/16$ para simplemente apoyados.

H mínimo = $L/18.5$ con un extremo continuo.

H mínimo = $L/21$ para ambos extremos continuos.

H mínimo = $L/8$ en voladizo.

Según la Norma E.060, artículo 9.6.2.1, los valores dados anteriormente se deben de usar directamente en elementos de concreto de peso normal, alrededor de 2300 kg/m^3 , y refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Además, estos valores solo pueden ser usados en una dirección (aligerados, vigas y losas macizas).

8.1.5 Control de fisuración

Se controla de igual manera que en losas aligeradas, entonces será igual a la sección 6.8.

8.1.6 Corte del refuerzo

Es el mismo método que en las losas aligeradas, entonces será igual a la sección 6.6.

8.1.7 Empalme y anclaje de viga peraltada y chata

8.1.7.1 Empalme de viga peraltada y chata

En el caso de las vigas chatas, el empalme se realiza al igual que en las losas aligeradas, en los apoyos (vigas), debido a que no sufren las fuerzas sísmicas.

En las vigas peraltadas, ya que éstas sí sufren las fuerzas sísmicas, se tomarán en cuenta los empalmes en zonas donde no haya esfuerzos de tracción. La siguiente figura muestra a detalle las zonas donde se pueden empalmar las barras superiores e inferiores.

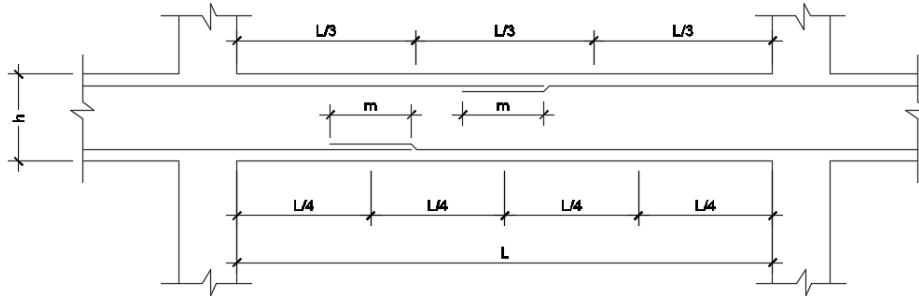


FIGURA 8.1.7.1.1 Empalmes traslapados para vigas peraltadas (Blanco, 1994)

Donde el valor de "m" depende del diámetro y ubicación del acero.

Φ	Valores de "m" (cm)	
	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
8mm y 3/8"	40	55
1/2"	40	60
5/8"	50	70
3/4"	65	90
1"	90	130

Tabla 8.1.7.1.1 Empalmes para vigas según el diámetro (Blanco, 1994)

8.1.7.2 Anclaje de viga peraltada para columnas y placas

- **Anclaje con gancho estándar a 90°.**

Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	f'c=210 kg/cm ²
			Ldg (cm)
8mm	0.80	0.50	18
3/8"	0.95	0.71	21
1/2"	1.27	1.29	28
5/8"	1.59	2.00	35
3/4"	1.91	2.84	42
1"	2.54	5.10	56

Tabla 8.1.7.2.1 Longitud recta mínima de gancho estándar a 90° (Blanco, 1994)



FIGURA 8.1.7.2.1 Anclaje con gancho estándar a 90° (Blanco, 1994)

- **Anclaje de longitudes rectas de barras inferiores y superiores**

BARRAS EN TRACCIÓN			BARRAS INFERIORES	BARRAS SUPERIORES
			$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	Ld' (cm)
8mm	0.80	0.50	28	37
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.59	2.00	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
1"	2.54	5.10	112	145

Tabla 8.1.7.2.2 Longitud recta de anclaje (Blanco, 1994)

8.1.8 Redistribución de momentos

Se realiza redistribución de momentos para distribuir mejor las varillas de acero entre las superiores e inferiores y se tiene que mantener las resistencias requeridas admisibles. Según Mast, R.F. (1992) hay una relación entre el coeficiente de resistencia, la deformación neta de tracción y el porcentaje de redistribución admisible, de esta manera y según varios ensayos que realizó, logró crear una tabla que simplifica lo anteriormente dicho.

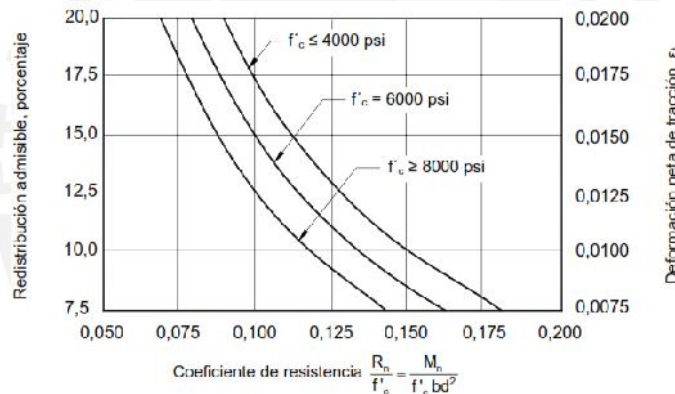


FIGURA 8.1.8.1 Redistribución de los momentos admisibles

Los momentos últimos negativos (M_u-) en el apoyo se obtendrá del ETABS y se procederá a calcular el coeficiente de resistencia ($M_u/\Phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2$) en unidades M_u (kips-ft), $f'c$ (psi), b y d (in). Luego, con el valor del coeficiente de resistencia, en la figura 6.9.1, se sube hasta la curva que corresponda, en nuestro caso $f'c=210\text{kg/cm}^2$ que es igual a 3000psi y se obtiene el porcentaje de redistribución de momentos. Finalmente, con el valor de momento negativo en el apoyo redistribuido, se procede a realizar equilibrio de fuerzas para obtener el aumento de refuerzo en la parte central de los momentos positivos. De la misma manera si se trata de disminuir el momento positivo y aumentar el momento negativo.

8.1.9 Ejemplo de diseño de viga peraltada

Diseño por flexión

Se realizará el análisis de una viga peraltada que soportará cargas de gravedad, el cual tiene como modelo un pórtico resistente a sismo. Como ejemplo se toma el diseño de la viga V-102 ubicada en el piso 5 y cuyas dimensiones son 30cm de ancho y 60 cm de altura. La figura esquema de la viga ubicada en el eje 2 se muestra a continuación.

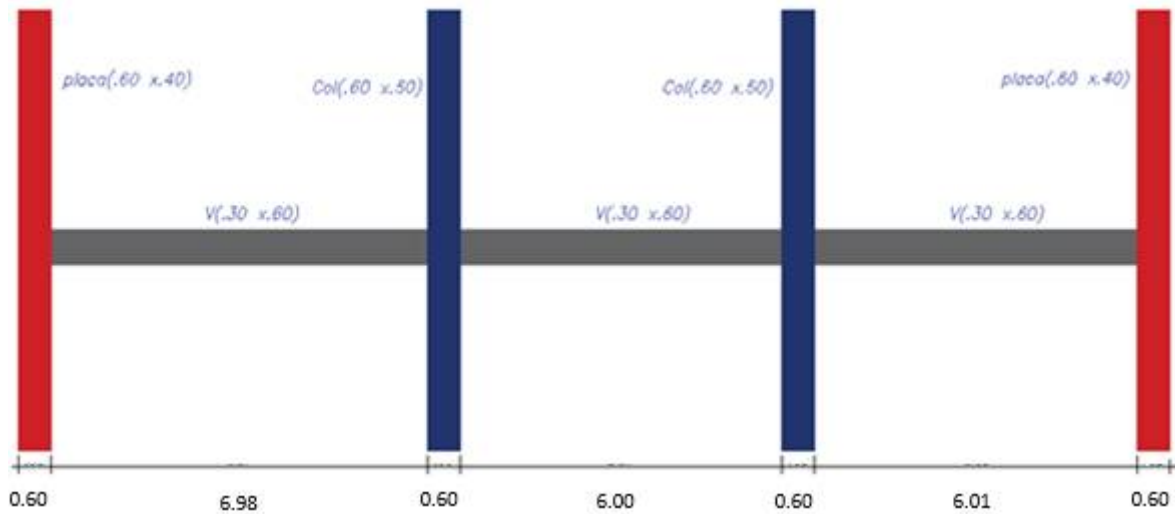


FIGURA 8.1.9.1 Esquema de la viga a diseñar

Del análisis estructural realizado en el ETABS 17, se obtiene la envolvente de momentos con las cargas amplificadas según Norma E.060.

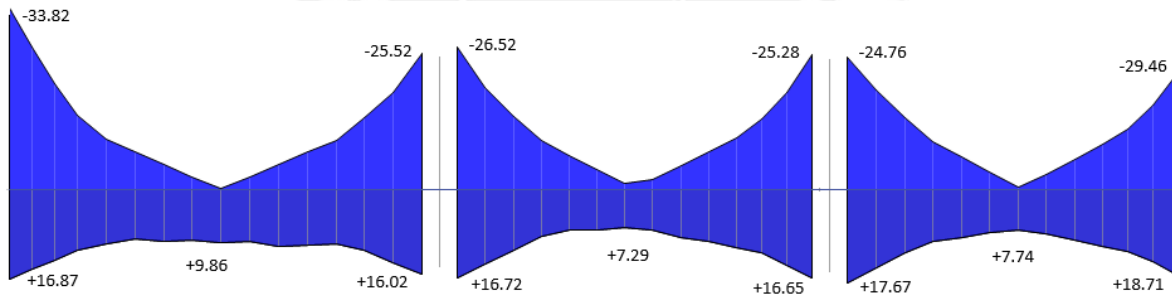


FIGURA 8.1.9.2 Envolvente de momentos flectores de la viga V-102(ton.m)

A continuación, se muestra los resultados obtenidos de realizar los cálculos de la viga por flexión.

Diseño por flexión		VIGAS							
	Mu(ton.m)	d(cm)	Asmin(cm ²)	Asmax(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	Ascolocado(cm ²)	Ascolocado(cm ²)	ØMn diseño(ton.m)
Mu+	16.87	54	3.89	25.82	6.93	8.83	8.52	3Ø3/4"	16.31
	9.86	54	3.89	25.82	3.93	5.01	5.68	2Ø3/4"	11.12
	16.72	54	3.89	25.82	6.86	8.75	8.52	3Ø3/4"	16.31
	7.29	54	3.89	25.82	2.88	3.67	5.68	2Ø3/4"	11.12
	17.67	54	3.89	25.82	7.28	9.28	9.68	2Ø3/4"+2Ø5/8"	18.37
	7.74	54	3.89	25.82	3.06	3.90	5.68	2Ø3/4"	11.12
	18.71	54	3.89	25.82	3.53	9.87	9.68	2Ø3/4"+2Ø5/8"	18.37
Mu-	33.82	54	3.89	25.82	12.4	19.26	19.04	6Ø3/4"+1Ø5/8"	33.49
	26.52	54	3.89	25.82	11.47	14.52	14.20	5Ø3/4"	26.00
	25.28	54	3.89	25.82	9.9	13.76	13.36	4Ø3/4"+1Ø5/8"	24.62
	29.46	54	3.89	25.82	9.65	16.38	17.04	6Ø3/4"	30.48

Tabla 8.1.9.1 Diseño por flexión V-102

Se observa que hay exceso de acero en los momentos negativos, por lo que se procede a realizar la redistribución de momentos según la sección 8.1.8.

	%Redistrib.	Mu(-) redistrib.(ton.m)	d(cm)	Asmín(cm2)	Asmax(cm2)	a(cm)	As(cm2)	Ascolocado(cm2)	Ascolocado(cm2)	ΦMn diseño(ton.m)	ΔM(ton.m)
Mu-	7.50%	31.28	54	3.89	25.82	13.78	17.57	18.20	5Φ3/4"+2Φ5/8"	32.24	-2.54
	8.13%	24.36	54	3.89	25.82	10.35	13.20	13.36	4Φ3/4"+1Φ5/8"	24.62	-2.16
	8.75%	23.07	54	3.89	25.82	9.74	12.42	12.52	3Φ3/4"+2Φ5/8"	23.23	-2.21
	7.50%	27.25	54	3.89	25.82	11.75	14.98	15.36	4Φ3/4"+2Φ5/8"	27.86	-2.21

Tabla 8.1.9.2 Diseño por flexión de momentos redistribuidos negativos viga V-102

	%Redistrib.	Mu(-) redistrib.(ton.m)	d(cm)	Asmín(cm2)	Asmax(cm2)	a(cm)	As(cm2)	Ascolocado(cm2)	Ascolocado(cm2)	ΦMn diseño(ton.m)	ΔM(ton.m)
Mu+	7.50%	9.86+2.54+2.16/2=13.48	54	3.89	25.82	5.46	6.96	8.52	3Φ3/4"	16.31	+3.62
	8.13%	7.29+2.16/2+2.21/2=9.48	54	3.89	25.82	3.77	4.81	5.68	2Φ3/4"	11.12	+2.19
	8.75%	7.74+2.21/2+2.21=11.06	54	3.89	25.82	4.43	5.65	5.68	2Φ3/4"	11.12	+3.32

Tabla 8.1.9.3 Diseño por flexión de momentos redistribuidos positivos viga V-102

Luego, se procede a verificar los requerimientos de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

- Primer punto a cumplir $As \text{ corrido}(+) \geq As \text{ mín}; As(+)/3; As(+)\text{nudo}/4$
 $5.68 \text{ cm}^2 \geq 3.89 \text{ cm}^2; 9.68/3=3.23 \text{ cm}^2; 9.68/4=2.42 \text{ cm}^2$ respectivamente.

En todos los casos cumple.

- Segundo punto a cumplir $As \text{ corrido}(-) \geq As \text{ mín}; As(-)\text{nudo}/4$
 $5.68 \text{ cm}^2 \geq 3.89 \text{ cm}^2; 18.20/4= 4.55 \text{ cm}^2$ respectivamente.

En todos los casos cumple.

- Tercer punto a cumplir $As(+)\text{nudo} \geq As(-)\text{nudo}/3$
 $8.52 \text{ cm}^2 \geq 18.20/3= 6.06 \text{ cm}^2$
 $8.52 \text{ cm}^2 \geq 13.36/3= 4.45 \text{ cm}^2$
 $9.68 \text{ cm}^2 \geq 12.52/3= 4.17 \text{ cm}^2$
 $9.68 \text{ cm}^2 \geq 15.36/3= 5.12 \text{ cm}^2$

En todos los casos cumple.

Corte del refuerzo

La longitud de corte del refuerzo se determinó en base a los puntos teóricos de corte (Ottazzi, 2010). Por lo tanto, de lo calculado en diseño por flexión se obtuvo la cantidad de acero de diseño y el ΦMn de diseño, por lo que se procede a realizar los cortes.

Los requisitos según la Norma E.060 son que al corte teórico se le debe de sumar la mayor longitud entre una distancia "d=54cm" que viene a ser el peralte efectivo o 12 veces el diámetro de la barra longitudinal Φ3/4"(12db=22.86cm). También, todos estos cortes deben de ser mayor o igual a la longitud de desarrollo "l_d". Estas longitudes de desarrollo según Norma E.060 para f'c=210kg/cm² en barras superiores es de 73cm para Φ5/8", 88cm para Φ3/4" y para barras inferiores es de 56cm para Φ5/8", 67cm para Φ3/4".

A continuación, los cálculos de cortes para todas las barras superiores.

- Para el primer tramo, parte izquierda, el corte teórico es de 144cm más d=54cm resulta un corte de 198cm. Se toma el valor de 200cm.
- Para el primer tramo, parte derecha, el corte teórico es de 124cm más d=54cm resulta un corte de 178cm. Se toma el valor de 180cm.

- Para el segundo tramo, parte izquierda, el corte teórico es de 120cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 174cm. Se toma el valor de 180cm.
- Para el segundo tramo, parte derecha, el corte teórico es de 110cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 164cm. Se toma el valor de 170cm.
- Para el tercer tramo, parte izquierda, el corte teórico es de 122cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 176cm. Se toma el valor de 180cm.
- Para el tercer tramo, parte derecha, el corte teórico es de 129cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 183cm. Se toma el valor de 190cm.

A continuación, los cálculos de cortes para todas las barras inferiores.

- Para el primer tramo, parte izquierda, el corte teórico es de 130cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 184cm. Se toma el valor de 190cm.
- Para el primer tramo, parte derecha, el corte teórico es de 114cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 168cm. Se toma el valor de 170cm.
- Para el primer tramo, parte central, debido a la redistribución de momentos que hubo aumenta, el corte teórico es de 155cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 209cm. Se toma el valor de 210cm.
- Para el primer tramo, se tiene cortes en la parte izquierda, central y derecha, en la cual hay una separación de tan solo un poco más de medio metro. Por esta razón, se decide correr el bastón a todo lo largo en este tramo (sin cortes).
- Para el segundo tramo, parte izquierda, el corte teórico es de 101cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 155cm. Se toma el valor de 160cm.
- Para el segundo tramo, parte derecha, el corte teórico es de 126cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 180cm. Se toma el valor de 180cm.
- Para el tercer tramo, parte izquierda, el corte teórico es de 115cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 169cm. Se toma el valor de 170cm.
- Para el tercer tramo, parte derecha, el corte teórico es de 153cm más $d=54\text{cm}$ resulta un corte de 207cm. Se toma el valor de 210cm.

Diseño por corte

Del análisis estructural se obtiene la siguiente envolvente de fuerzas cortantes con todas las cargas amplificadas según Norma E.060. Estos valores están reducidos a una distancia “ $d=0.54\text{m}$ ” de la cara de las columnas y las placas.

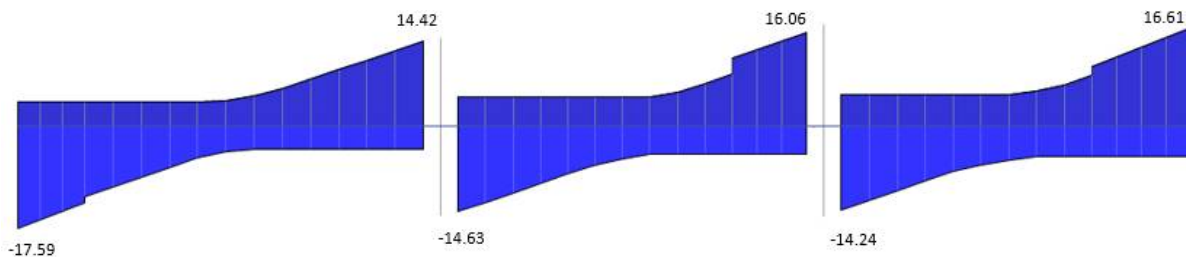


FIGURA 8.1.9.3 Envolvente de fuerzas cortantes para la viga V-102 (ton)

Sin embargo, de acuerdo a lo especificado por la Norma E060, al presentar la viga responsabilidad sísmica, se debe calcular el V_u por capacidad.

Primer tramo			Segundo tramo			Tercer tramo		
	cm2	ton-m		cm2	ton-m		cm2	ton-m
Apoyo izquierdo	As+=8.52	Mn=18.12	Apoyo izquierdo	As+=8.52	Mn=18.12	Apoyo izquierdo	As+=9.68	Mn=20.41
	As-=18.20	Mn=35.82		As-=13.36	Mn=27.36		As-=12.52	Mn=25.81
Apoyo derecho	As+=8.52	Mn=18.12	Apoyo derecho	As+=9.68	Mn=20.41	Apoyo derecho	As+=9.68	Mn=20.41
	As-=13.36	Mn=27.36		As-=12.52	Mn=25.81		As-=15.36	Mn=30.96

Tabla 8.1.9.4 Aceros y sus momentos nominales respectivos de diseño en la viga V-102

A continuación, se procede a calcular las cortantes según la figura 8.1.3.1.
Del metrado de cargas: **CM= 2.00ton/m CV=1.09ton/m**

$$W_u = 1.25 \cdot (2.00 + 1.09) = 3.86 \text{ ton/m}$$

$$\text{Visost}_1 = 3.86 \cdot 6.98 / 2 = 13.47 \text{ ton}$$

$$\text{Visost}_2 = 3.86 \cdot 6.00 / 2 = 11.58 \text{ ton}$$

$$\text{Visost}_3 = 3.86 \cdot 6.01 / 2 = 11.60 \text{ ton}$$

La siguiente figura muestra la cortante relacionada a la capacidad en los apoyos, en los casos de momentos actuando en sentido horario y antihorario respectivamente.

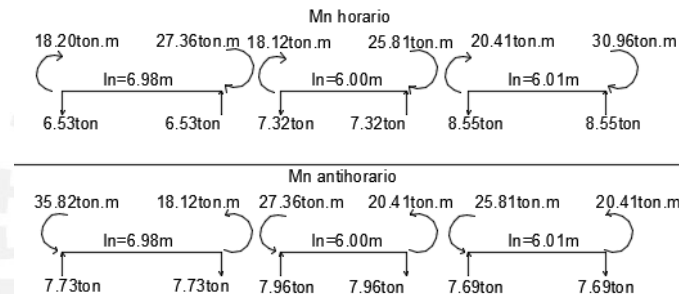


FIGURA 8.1.9.4 Fuerza cortante debido a la capacidad en los apoyos.

A estos valores se les superponen las fuerzas cortantes isostáticas correspondientes y se obtienen los siguientes valores:

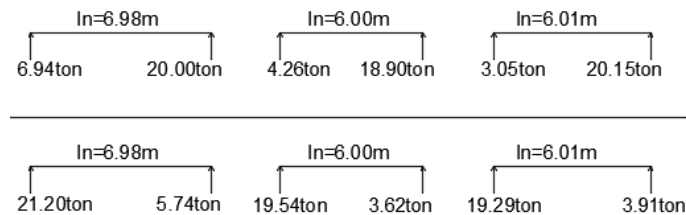


FIGURA 8.1.9.5 Fuerzas cortantes obtenidas por capacidad

Además, se muestran las envolventes de la fuerza cortante y las cortantes de diseño V_u , reducidas a una distancia 'd' de la cara de los apoyos.

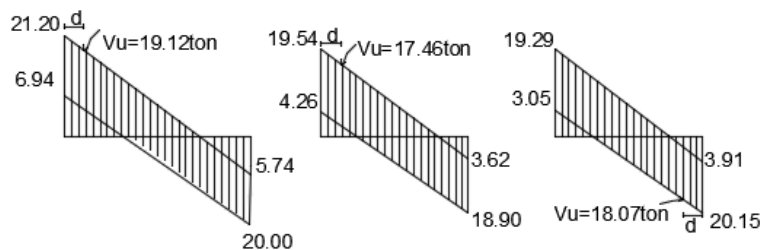


FIGURA 8.1.9.6 Envolvente de fuerzas cortantes por capacidad

Se tiene lo siguiente de la figura 8.1.9.6:

Primer tramo: **$V_u = 19.12 \text{ ton}$** .

Segundo tramo: **$V_u = 17.46 \text{ ton}$** .

Tercer tramo: **$V_u = 18.07 \text{ ton}$** .

Se puede notar que en todos los tramos ha aumentado las fuerzas cortantes últimas en diseño por capacidad.

Sin embargo, como ya se explicó en la sección 8.1.3, la Norma E.060 también permite diseñar a partir de la cortante obtenida de la envolvente de las combinaciones de carga de diseño (sección 8.1.1) con un factor de amplificación de sismo de 2.5, si es que estos son menores a las cortantes de diseño por capacidad; caso contrario, se procede a diseñar con las cortantes por capacidad. Se hace esto con el fin de no trabajar con una cortante muy elevada e improbable. A continuación, se tiene la envolvente con el sismo amplificado por 2.5 con las cargas últimas a "d" de la cara de apoyo.

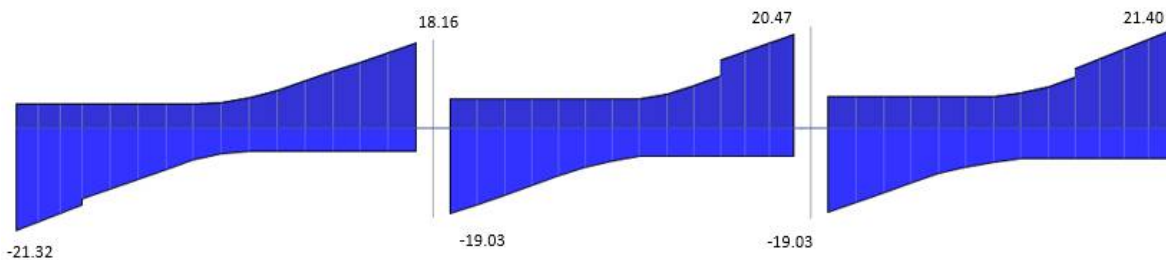


FIGURA 8.1.9.7 Envolvente de fuerzas cortantes con sismo amplificado por 2.5

Se observa que las cortantes con el sismo amplificado son mayores a las cortantes por capacidad en cada uno de los tramos, por lo tanto, se emplearán las cortantes del diseño por capacidad (ver figura 8.1.9.8).

Calculando el aporte del concreto a la resistencia

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 54 = 10.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 10.58 \text{ ton}$$

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

Se puede notar que $V_u > \phi V_c$ en los tres tramos, por lo que es necesario la colocación de refuerzo. Para ello, se calcula la cortante que deben resistir los estribos y el espaciamiento necesario, utilizando estribos de $\phi 3/8"$. Utilizando las expresiones presentadas en 8.1.3 se tiene:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$\text{Además: } V_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 49.30 \text{ ton}$$

$$V_{s\text{lim}} = 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 25.82 \text{ ton}$$

$$s_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm; si } V_s < V_{s\text{lim}}$$

$$s_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = d/4 \text{ ó } 30 \text{ cm; si } V_s > V_{s\text{lim}}$$

- Para el primer tramo:

$$V_s = 19.12 / 0.85 - 12.45 = 10.04 \text{ ton}$$

$$V_s < V_{s\text{max}} \text{ (CUMPLE)}$$

$$s = 1.42 \cdot 4200 \cdot 54 / (10.04 \cdot 1000) = \mathbf{32.1 \text{ cm}}$$

$$V_s < V_{s\text{lim}} \quad ; \quad S_{\text{max}} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm; } \mathbf{S_{\text{max}} = 27 \text{ cm}}$$

- Para el segundo tramo:

$$V_s = 17.46/0.85 - 12.45 = 8.09 \text{ ton}$$

$V_s < V_{smax}$ (CUMPLE)

$$s = 1.42 \cdot 4200 \cdot 54 / (8.09 \cdot 1000) = \mathbf{39.8cm}$$

$V_s < V_{slim}$; $S_{max} = d/2$ ó 60 cm ; **$S_{max} = 27cm$**

- Para el tercer tramo:

$$V_s = 18.07/0.85 - 12.45 = 8.81 \text{ ton}$$

$V_s < V_{smax}$ (CUMPLE)

$$s = 1.42 \cdot 4200 \cdot 54 / (8.81 \cdot 1000) = \mathbf{36.6cm}$$

$V_s < V_{slim}$; $S_{max} = d/2$ ó 60 cm ; **$S_{max} = 27cm$**

Se observa que los espaciamientos requeridos son grandes, pero al ser una viga con responsabilidad sísmica se debe tener en cuenta las consideraciones presentadas en la sección 8.1.3.

- ✓ Zona de confinamiento mínima = $2h = 120cm$
- ✓ Primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo

En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 13.5cm$
- $10db$ (menor diámetro de barra longitudinal) = 15.88 cm
- $24db$ (diámetro del estribo) = $22.86cm$
- $30cm$

Por lo tanto, se considera un máximo espaciamiento de 12.5 cm .

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo debería ser $d/2 = 27 \text{ cm}$.

Por lo tanto, para los tres tramos se elige la siguiente distribución de estribos:

Estribos de $\Phi 3/8''$: $1@.05$, $10@.125$, $Rto@.25 \text{ c/extremo}$.

Control de deflexiones

Al igual que para las losas, también se cumple para las vigas los requisitos mínimos de peralte, en este caso para vigas en ambos extremos continuos según la Norma E.060, artículo 9.6.2 ($H_{\text{mínimo}} = L_n/21$).

$$H_{\text{mín } 1} = 6.98/21 = 0.33m$$

$$H_{\text{mín } 2} = 6.00/21 = 0.29m$$

$$H_{\text{mín } 3} = 6.01/21 = 0.29m$$

La viga V-102 tiene un peralte $H=60cm$, por lo que cubre lo requerido mínimo para el control por deflexión.

Control de fisuración

Cuando los elementos de concreto armado se someten a flexión bajo cargas de servicio, se producen agrietamientos en la zona de tracción. Por lo tanto, la distribución del acero debe de ser la adecuada para que las fisuras existentes sean despreciables. El control de anchos de las fisuras se debe de realizar para prevenir la corrosión del refuerzo, además del aspecto estético.

Para el control de fisuras se calcula el parámetro Z , el cual tiene que ser menor a 26000 kg/cm en condiciones de exposición exterior y menor a 31000 kg/cm en condiciones de exposición interior. A continuación, el cálculo de control de fisuración para la sección más crítica, donde el número de barras en tracción es de dos barras corridas.

$$f_s = 60\% \cdot 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

$$A_{ct} = (2 \cdot 30 \cdot 6) / 2 = 180 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \cdot \sqrt[3]{6} \cdot 180 = 25854.8 \text{ kg/cm}$$

Se observa que el parámetro Z calculado es menor al máximo permitido.

A continuación, el diseño final de la viga V-102

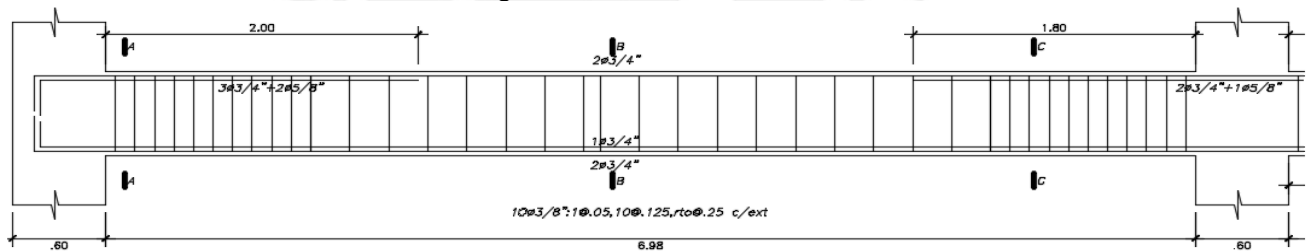


FIGURA 8.1.9.8 Diseño final viga V-102 (primer tramo)

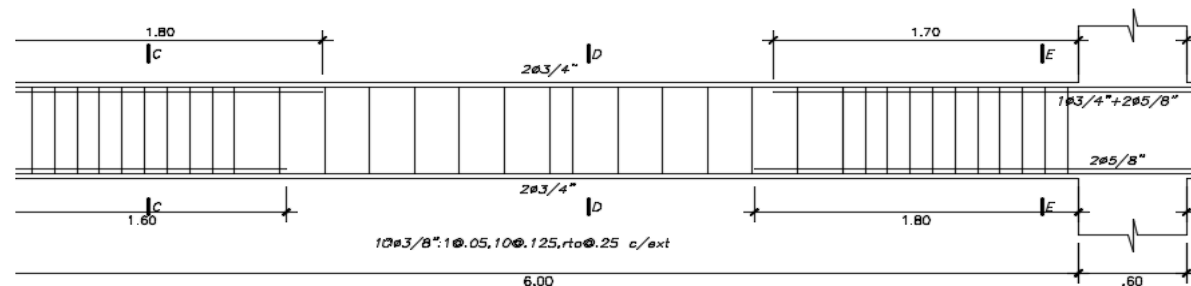


FIGURA 8.1.9.9 Diseño final viga V-102 (segundo tramo)

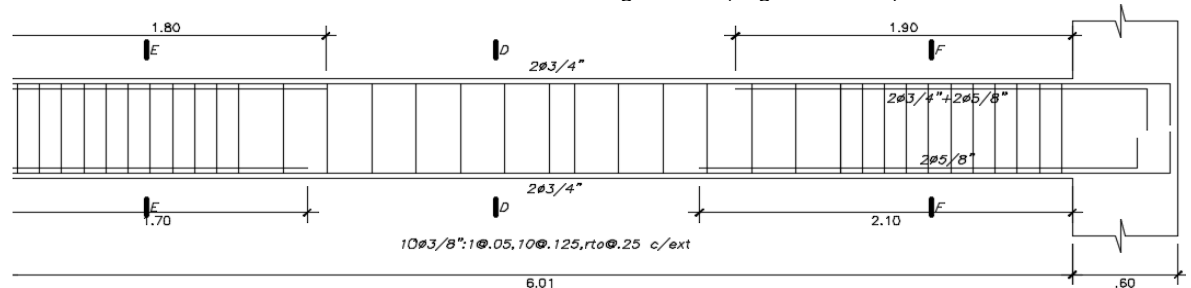


FIGURA 8.1.9.10 Diseño final viga V-102 (tercer tramo)

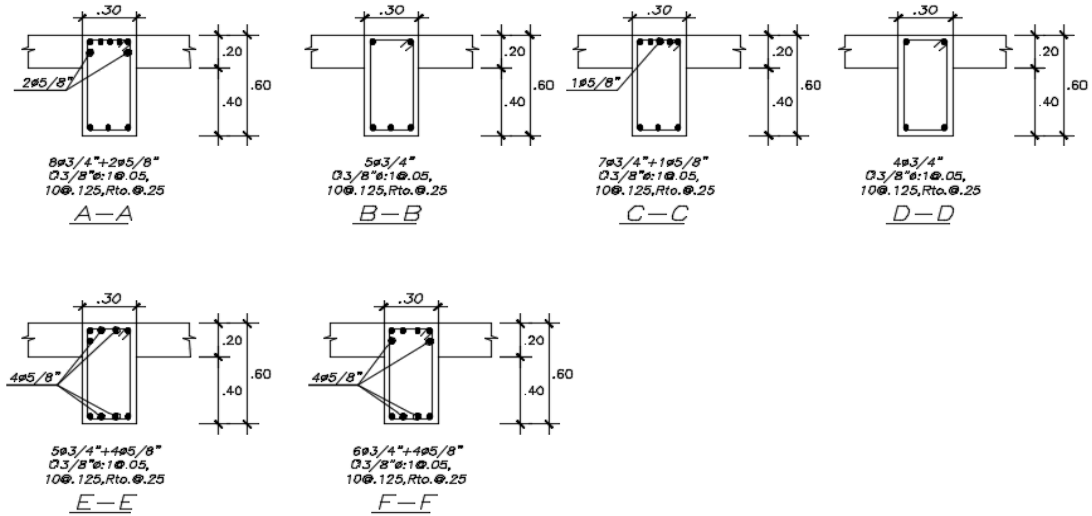


FIGURA 8.1.9.11 Diseño final viga V-102 (cortes de las secciones)

8.2 Diseño de viga chata

Como en el capítulo 3 ya se predimensionó la viga chata, entonces se procede a realizar los cálculos rápidos de la sección de viga de longitud de 5.10m, que carga un tabique de 15cm de espesor y 2.80m de altura. Considerando un peso unitario de 1.35 kg/m² para la albañilería, se obtiene la fuerza cortante. Se tiene una viga chata de 25x20cm.

Debido a que en el capítulo de metrado de cargas no se realizó para una viga chata, se procede a realizar el metrado siguiente:

- Tabique: $0.15 \times 2.80 \times 1.35 = 0.567$ ton/m
- Peso propio: $0.25 \times 0.20 \times 2.40 = 0.120$ ton/m

$$W_{cm} = 1.4 \times (0.567 + 0.120) = 0.962 \text{ ton/m}$$

Se diseñará la viga chata ubicada en los ejes 2-3 y A-B.

Consideraciones iniciales	
b(m)	0.25
h(m)	0.2
f'c(kg/cm ²)	210
f _y (kg/cm ²)	4200
∅	0.9
N tramos	1

Tabla 8.2.1 Consideraciones iniciales viga chata

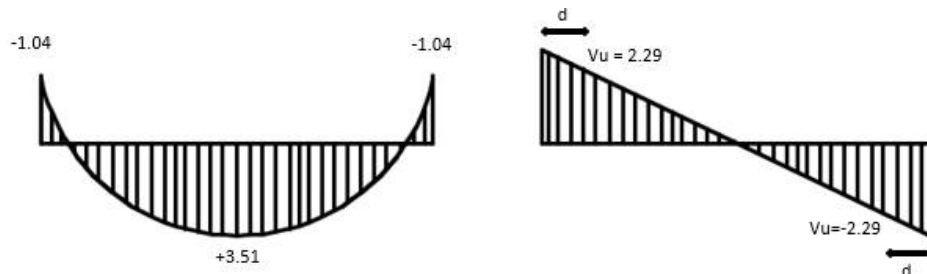


FIGURA 8.2.1 Envolvente de momentos (ton-m) y cortantes últimas (ton) de la viga chata

Diseño por flexion		VIGA CHATA							
	Mu(ton.m)	d(cm)	Asmin(cm2)	Asmax(cm2)	a(cm)	As(cm2)	Ascolocado(cm2)	Ascolocado(cm2)	ΦMn diseño(ton.m)
Mu+	3.51	17	1.02	6.77	6.31	6.71	6.58	2Φ1/2"+2Φ5/8"	3.46
Mu-	1.04	17	1.02	6.77	1.60	1.70	2.58	2Φ1/2"	1.54

Tabla 8.2.2 Diseño por flexión viga chata y acero colocado

En los extremos es simplemente apoyada y se considera $(W_u \cdot l_n^2 / 24) = 1.04 \text{ ton}\cdot\text{m}$.

Cálculo de $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 17 = 2.77 \text{ ton}$.

Diseño por cortante		VIGA CHATA			
	Vudiseño(ton)	¿ $\phi V_c > V_u$?	Condición	S elegido(m)	Distribución
Vu izquierda	2.29	Sí	Estribo mínimo	0.65	1@0.05; 3@0.20
Vu derecha	2.29	Sí	Estribo mínimo	0.65	1@0.05; 3@0.20

Tabla 8.2.3 Diseño por corte viga chata y distribución de estribos

Se observa que la condición de estribo mínimo es debido a que no es necesario la colocación de estribos; sin embargo, se colocará en el armado hasta el corte de los aceros negativos.

El corte de acero se realizó al igual que en losas aligeradas de la sección 6.6.

- Parte izquierda y derecha, el corte teórico del acero negativo es de 44cm más $l_n/16=32\text{cm}$ menos 15cm a la cara, resulta un corte de 61cm. Se toma el valor de 70cm.
- Parte izquierda y derecha, el corte teórico del acero positivo es de 68cm menos $d=17\text{cm}$ menos 15cm a la cara, resulta un corte de 36cm. Se toma el valor de la longitud de desarrollo 60cm.

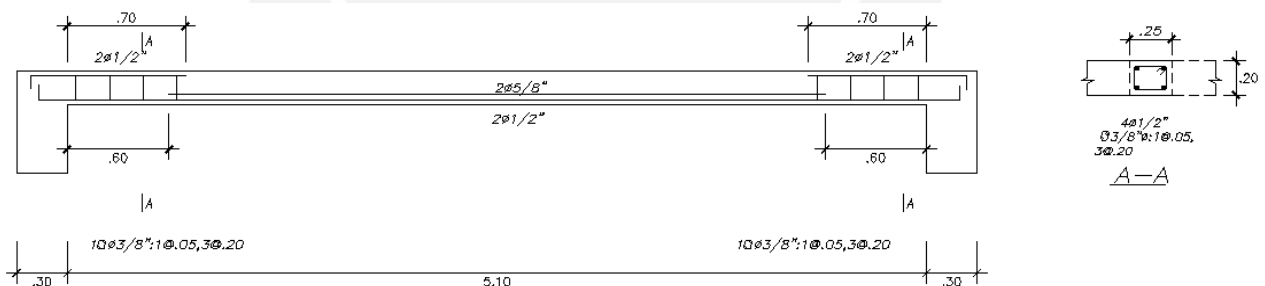


FIGURA 8.2.2 Diseño final viga chata V-CH2

CAPÍTULO 9 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas tienen el objetivo de transmitir las cargas sísmicas, muertas y vivas de las vigas a las cimentaciones y de controlar el desplazamiento lateral de la estructura. Estos elementos son generalmente sometidos a compresión y una falla frágil ocasionaría el colapso de la estructura.

9.1 Análisis estructural

Las columnas serán modeladas en el programa ETABS17 con las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas, el cual tendrá las siguientes combinaciones de la Norma E.060 para poder obtener resultados de momentos, axiales y cortantes y proceder a diseñar.

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

9.2 Diseño por flexocompresión uniaxial

Las columnas se diseñan para cargas axiales y en flexión de manera simultánea. Para esto, se debe de construir el diagrama de interacción para la distribución de acero previamente definido. Dicho diagrama representa la resistencia de la sección cuando es sometida a diversos estados de equilibrio en el cual varía la posición del eje neutro. A continuación se muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño.

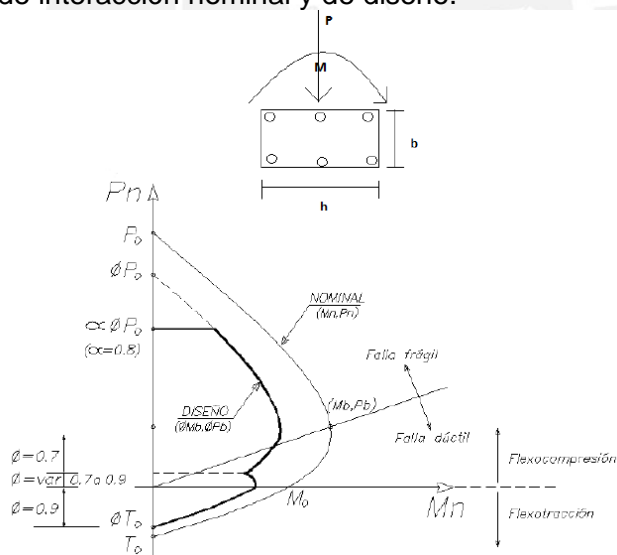


FIGURA 9.2.1 Diagrama de interacción nominal y de diseño

Según la Norma E.060, capítulo 21, el diseño por flexocompresión tiene puntos importantes que considerar.

- La cuantía de diseño (p) debe de estar en el rango $1\% < p < 6\%$. Si supera 4%, se debe de diseñar la unión viga-columna.
- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe de exceder de 150mm en los nudos.

El procedimiento de diseño por flexocompresión es el siguiente:

- Se diseña teniendo en cuenta una cuantía mínima permitida de 1%.
- Se procede a realizar el diagrama de interacción para esa cuantía considerada.
- Por medio del ETABS17, se obtendrá las fuerzas internas de carga de gravedad y fuerzas sísmicas del espectro para las direcciones X e Y.
- Se procede a realizar las combinaciones de carga de Norma E.060.
- Si las combinaciones no están dentro del diagrama de interacción, entonces se procede a aumentar la cuantía, cuidando de no exceder el valor máximo.

9.3 Diseño por flexocompresión biaxial

La flexocompresión uniaxial es debido a que el momento en una dirección es mucho mayor a la otra dirección y esta última se considera despreciable, pero en caso haya momentos grandes en ambas direcciones, ya es una flexocompresión biaxial y en este caso Bresler propuso un método con la siguiente expresión.

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o}$$

Donde:

- P_u : carga axial que resiste la columna en flexión biaxial.
- ΦP_{nx} : capacidad de la sección si solo existiera M_x ($M_y=0$).
- ΦP_{ny} : capacidad de la sección si solo existiera M_y ($M_x=0$).
- ΦP_o : capacidad de la sección si solo existiera carga axial ($e_x=e_y=0$).

Para la validez de la ecuación anterior, se tiene que cumplir que $P_u \geq 0.1\Phi P_o$. Si se cumple que $P_u < 0.1\Phi P_o$, entonces se cumple la siguiente expresión.

$$\frac{M_x}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_y}{\Phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

- M_x : momento último de diseño respecto al eje X.
- M_y : momento último de diseño respecto al eje Y.
- ΦM_{nx} : resistencia de diseño respecto al eje X.
- ΦM_{ny} : resistencia de diseño respecto al eje Y.

Además, Bresler limita sus fórmulas para lo siguiente:

- Se limita a secciones simétricas con armaduras simétricas (secciones rectangulares).
- La fórmula funciona mejor para valores de P_{ux} y P_{uy} por encima del valor de la carga balanceada correspondiente.

9.4 Efectos de esbeltez

La esbeltez de una columna permite la generación de deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada; es decir, se generan excentricidades adicionales, las cuales modifican los momentos del análisis elástico, por lo que se deberá evaluar el momento generado por la nueva excentricidad, denominado como efecto de segundo orden haciendo uso del índice de estabilidad Q descrito en la sección 5.7.7.

9.4.1 Efecto local de esbeltez

La Norma E060 propone un factor de corrección para los momentos provenientes del análisis; es decir, el diseño se realizará con los momentos corregidos debido al efecto de segundo orden.

Dicho factor se subdivide en uno que corrige el momento debido a las cargas de gravedad (dl) y otro que corrige el momento debido al desplazamiento relativo originado por las cargas sísmicas (dg).

$$M_c = d_l * M_{uv} + d_g * M_{us}$$

d_l : Factor que corrige el momento debido a cargas de gravedad. (Efecto local de esbeltez).

d_g : Factor que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos (efecto global de esbeltez).

M_c : Momento de diseño corregido.

M_{uv} : Momento debido a cargas verticales amplificadas provenientes del análisis.

M_{us} : Momento debido a cargas laterales amplificadas provenientes del análisis.

Según el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1994), el factor de corrección d_l es también denominado efecto local de esbeltez debido a que afecta a cada elemento (columna) de manera individual despreciando el aporte de los demás elementos. Se puede evaluar mediante la siguiente expresión:

$$d_l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

Además:

$$P_c = \pi^2 * \frac{(EI)}{(Ln)^2}$$

$$EI = \frac{(E_c) * I_g}{2.5 * (1 + \beta d)}$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 * \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Donde:

P_u : Carga amplificada sobre la columna.

ϕ : factor de reducción de resistencia de 0.7.

P_c : Carga crítica de pandeo.

C_m : coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_g : Inercia de la sección bruta.

βd : Relación entre el máximo momento de carga muerta y el máximo momento debido a la carga total (siempre positivo).

M_1 : Menor momento flector en extremo de columna (positivo si existe curvatura simple y negativo en doble curvatura).

M_2 : Mayor momento flector en extremo de columna (siempre positivo).

Por otro lado, dichos efectos locales pueden considerarse despreciables si se satisface la siguiente expresión:

$$\frac{Ln}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Donde:

$$r = \sqrt{\frac{\text{Inercia}}{A \text{ sección}}}$$

9.4.2 Efecto global de esbeltez

Según el libro "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" (Blanco, 1994), el efecto global dg se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$dg = \frac{1}{1-Q} \quad \text{o} \quad dg = \frac{1}{1-\Sigma Pu / \Phi \Sigma Pc}$$

✓ En la primera expresión, el índice de estabilidad Q se calcula de la siguiente manera.

$$Q = \frac{(\Sigma Pu) * u}{Vu * h}$$

Donde:

ΣPu : Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u: Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden

Vu: Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debido a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

h: Altura del entrepiso considerado.

Condiciones a tener en cuenta:

- Si $Q < 0.06$ -> entrepiso arriostrado lateralmente y efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

En este caso, $\delta g = 1$ y solo se amplificará el momento por dl.

- Si $0.06 \leq Q \leq 0.25$ -> los efectos globales deben considerarse calculando dg con el valor Q obtenido.
- Si $Q > 0.25$ -> deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

✓ En la segunda expresión de dg la especifica la Norma E.060 para el caso de estructuras exclusivamente conformadas por pórticos, sin muros de corte, donde Pc se calcula de la siguiente manera.

$$Pc = \frac{\pi^2 * EI}{(K * ln)^2}$$

Los efectos de esbeltez global pueden despreciarse si $(K * ln/r) < 22$ y debe cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden si $(K * ln/r) \geq 100$.

9.5 Diseño por corte

Se tiene la siguiente fórmula de resistencia de corte del concreto según la Norma E.060 en su artículo 11.3.1.2.

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

Donde:

Nu: carga axial positiva para compresión y negativa para tracción de la columna en kg.

Ag: área bruta de la sección transversal del elemento.

b_w: base de la sección transversal del elemento.

d: peralte efectivo de la sección transversal del elemento.

f'c: resistencia del concreto.

Además, la resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Se tiene que cumplir:

$$\Phi V_n > V_u$$

$$\Phi(V_c + V_s) > V_u$$

Además, la Norma E.060, capítulo 21.4.3, dispone de consideraciones para el diseño sísmico y análisis por capacidad para edificios con sistema de muros estructurales, el cual V_u analizado por capacidad (Figura 9.5.1) se debe de comparar con la envolvente de fuerzas cortantes con cargas sísmicas multiplicadas por 2.5. Luego, se elige el menor valor.

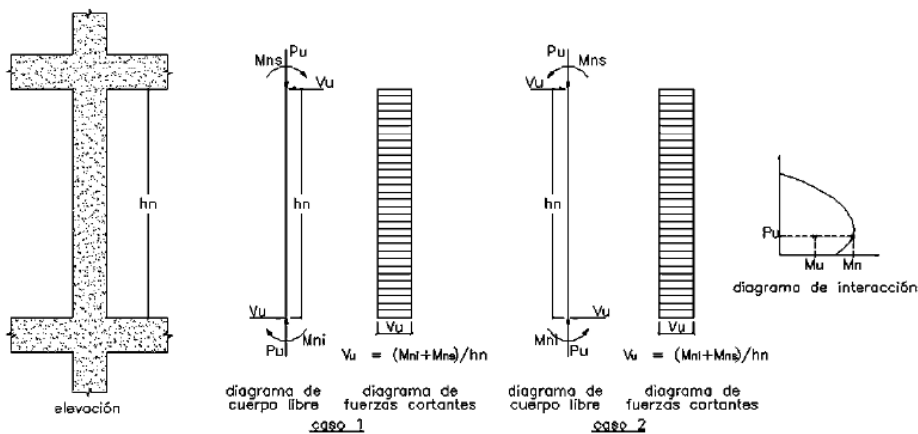


FIGURA 9.5.1 Fuerza cortante de diseño en columnas (Norma E.060).

Según la Norma E.060, artículo 21.4.5, el espaciamiento de los estribos debe de cumplir los siguientes requisitos.

- El primer estribo debe estar ubicado a no más de 10cm de la cara del apoyo.
- La longitud de confinamiento L_o no debe ser menor que el mayor entre lo siguiente:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50cm.
- En ambos extremos de la columna debe de haber estribos cerrados de confinamiento con espaciamiento (S_o) distribuidos en una longitud (L_o) medida desde la cara del nudo. El (S_o) no debe de exceder al menor de lo siguiente:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 10cm.

- Fuera de longitud L_o , la separación no será mayor que lo siguiente:
 - El espaciamiento requerido por fuerza cortante V_u .
 - La mitad del peralte efectivo.
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 30cm.

- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor de lo siguiente:
 - $S_{m\acute{a}x} = A_v f_y / 0.2 \sqrt{f'c} b_w$
 - $S_{m\acute{a}x} = A_v f_y / 3.5 b_w$
 - 15cm.

A continuación, el resumen de lo anteriormente descrito.

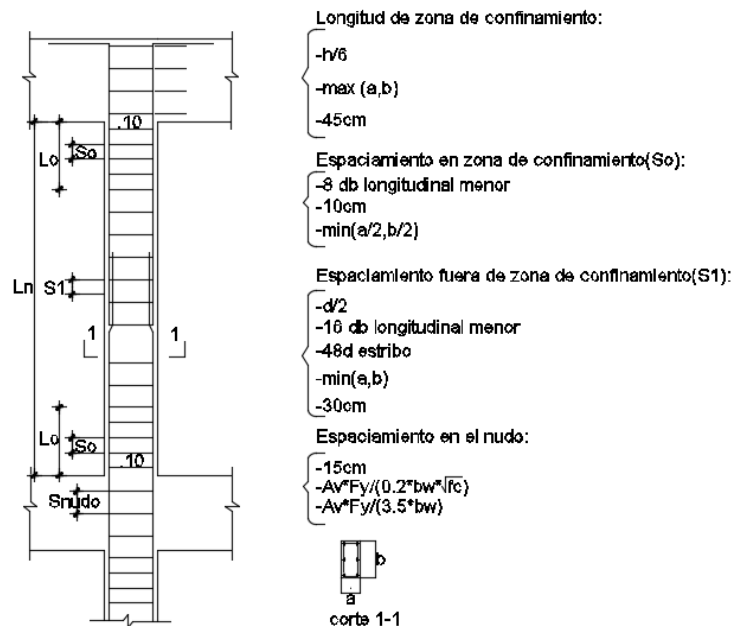


FIGURA 9.5.2 Detalles de espaciamiento de estribos de la columna (Norma E.060)

9.6 Empalmes por traslape del refuerzo

Los empalmes se deben de hacer fuera de la zona de confinamiento, debido a que en dicha zona hay esfuerzos elevados y existe mucha congestión de estribos. Por ello, se hacen los empalmes en la zona central de la columna.

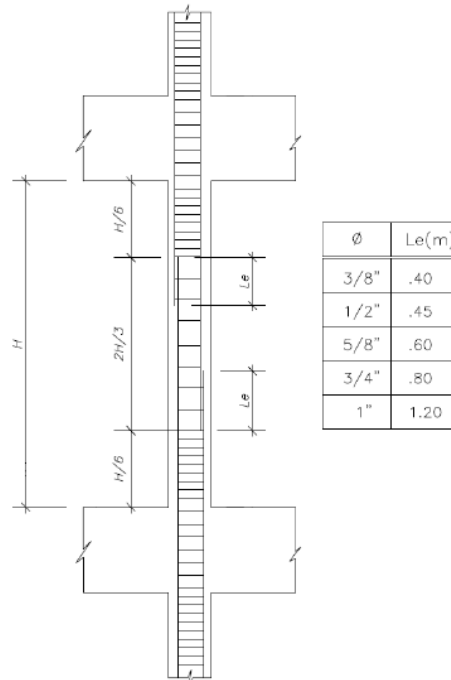


FIGURA 9.6.1 Empalmes traslapados para columnas (Norma E.060).

9.7 Ejemplo de diseño

Se diseñará una de las columnas C1 ubicada en el eje B-9 de dimensiones 0.50mx0.60m y que van desde la cimentación hasta el último nivel. Dado que se trata de un edificio de muros estructurales, las principales fuerzas de sismo son tomadas por las placas. Sin embargo, para analizar la presente columna se considerarán las fuerzas de sismo que actúan en la dirección XX, ya que es la dirección que presenta claramente placas de menor dimensión.

Efectos de esbeltez.

se podrán ignorar los efectos locales de esbeltez si se verifica lo siguiente:

$$[34 - 12(M1/M2)] \leq 40$$

Dirección X-X: $\frac{ln}{rx} \leq 34 - 12(M1/M2) \rightarrow 34 - 12(0.09/3.38) = 33.68 \leq 40$

El radio de giro es 0.3h (secciones rectangulares), $ln=340\text{cm}$

$$\frac{ln}{rx} = 340/(0.3*50) = 22.67 \leq 33.68$$

Dirección Y-Y: $\frac{ln}{ry} \leq 34 - 12(M1/M2) \rightarrow 34 - 12(0.32/7.73) = 33.5 \leq 40$

$$\frac{ln}{ry} = 340/(0.3*60) = 18.89 \leq 33.5$$

En consecuencia, no se consideran los efectos locales de esbeltez para esta columna. Además, los valores de Q (índice de estabilidad) son menores a 0.1 (tabla 5.7.7.1), entonces, según Norma E.060, no es necesario realizar un análisis de segundo orden.

- **Diseño por flexocompresión uniaxial**

Del análisis estructural se obtienen las fuerzas internas debido a las solicitaciones sísmicas y de gravedad.

COMBINACION	P (Tonf)	MX-X (tonf-m)	MY-Y (tonf-m)	VX-X (tonf)	VY-Y (tonf)
CM	198.07	0.31	-0.44	-0.17	0.25
CV	60.44	0.14	-0.09	-0.02	0.11
ESPECTRALXX	-4.04	0.86	4.5	1.71	0.36
ESPECTRALYY	-4.01	1.73	2.95	1.09	0.73

Tabla 9.7.1 Fuerzas internas del análisis estructural

A continuación, se muestra las combinaciones dadas por la Norma E.060.

PISO	COMBINACION	P (Tonf)	MX-X (tonf-m)	MY-Y (tonf-m)	VX-X (tonf)	VY-Y (tonf)
1	1.4CM+1.7CV	380.05	0.66	-0.78	-0.27	0.55
1	1.25(CM+CV)+SX	318.26	1.6	4.78	1.83	0.9
1	1.25(CM+CV)-SX	328.02	-0.49	-6.11	-2.31	0.02
1	1.25(CM+CV)+SY	316.6	3.38	4.14	1.55	1.65
1	1.25(CM+CV)-SY	329.68	-2.26	-5.47	-2.02	-0.73
1	0.9CM+SX	173.38	1.32	5.05	1.91	0.67
1	0.9CM-SX	183.15	-0.77	-5.84	-2.22	-0.21
1	0.9CM+SY	171.69	1.68	6.94	2.63	0.82
1	0.9CM-SY	184.84	-1.13	-7.73	-2.94	-0.37

Tabla 9.7.2 Fuerzas internas de combinaciones de cargas

Se calcula el refuerzo mínimo para una sección de 50x60 cm. Se considera una cuantía mínima entre 1% y 2%. Se empezará la iteración mediante un refuerzo de $8\phi 3/4" + 4\phi 1"$, 43.12cm² de refuerzo ($\rho=1.43\%$). Tenemos la siguiente sección:

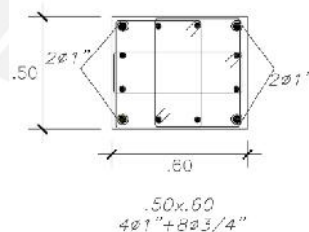


FIGURA 9.7.1 Sección preliminar de columna C-1

Para diseñar la columna por flexocompresión se construyó un diagrama de Interacción. El diagrama de interacción se obtiene en base a las dimensiones de la sección transversal, la disposición espacial y cantidad de acero longitudinal colocado.

Se verificó que los pares (M_u, P_u) debido a todas las combinaciones de carga consideradas estén dentro del diagrama de interacción.

Diagrama de interacción (Mx-P)

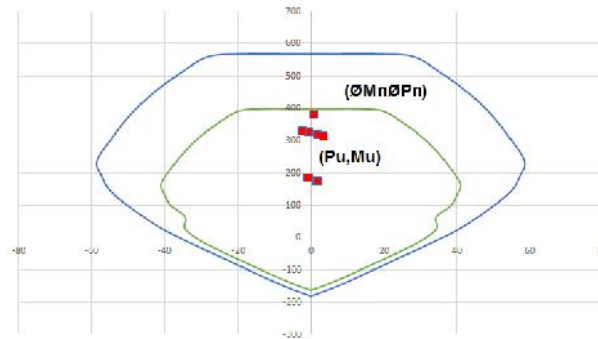


FIGURA 9.7.2 Diagrama de interacción de columna en la dirección X

Diagrama de interacción (My-P)

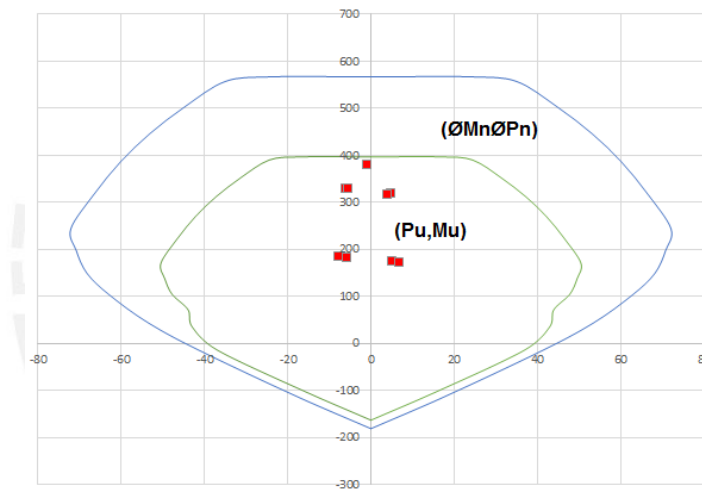


FIGURA 9.7.3 Diagrama de interacción de columna en la dirección Y

Se aprecia que el diseño se encuentra gobernado por la combinación de gravedad (1.4CM + 1.7CV). Esto se debe a la presencia de placas, ya que las placas absorben gran porcentaje del cortante sísmico y por ende las columnas no absorben mucho momento sísmico.

Observamos que los puntos (Mu, Pu) se ubican por debajo de las curvas de resistencia, con un margen pequeño debido al diseño con cuantía mínima en la sección ($\rho=1.43\%$), el cual es suficiente para cumplir los requerimientos de las combinaciones de diseño. Los pisos superiores adoptarán el mismo diseño.

Verificación de resistencia en flexión biaxial (Bresler)

Se comprueba mediante la combinación “0.9CM-SY”, pues presenta el mayor momento flector.

$\phi P_{n0}=396.96\text{ton}$

$P_u=184.84\text{ ton}$

Cuando $M_{ux-x}=1.13\text{ ton}$, entonces $\phi P_{nx}=396.96\text{ton}$

Cuando $M_{uy-y}=7.73\text{ ton}$, entonces $\phi P_{ny}=396.96\text{ton}$

$$Pu\text{ limite} = \left(\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{n0}} \right)^{-1}$$

$$Pu\text{ limite} = \left(\frac{1}{396.96} + \frac{1}{396.96} - \frac{1}{396.96} \right)^{-1} = 396.96\text{ton}$$

La carga última (P_u) no supera la resistencia en flexión biaxial (P_u limite), por ende, el diseño por flexión es óptimo.

Diseño por corte

Se considera tres estribos de $\phi 3/8$ " en cada espaciamiento.

Se calcula las fuerzas cortantes considerando las capacidades en los nudos de la columna.

Se tiene valores de P_u para cada combinación en ambos ejes X y Y. De esta manera, de los diagramas de interacción se obtienen las capacidades M_{nx} y M_{ny} .

COMBINACION	P (Tonf)	MnX-X (tonf-m)	MnY-Y (tonf-m)
1.4CM+1.7CV	380.05	55	68.17
1.25(CM+CV)+SX	318.26	59.1	73.1
1.25(CM+CV)-SX	328.02	58.73	72.29
1.25(CM+CV)+SY	316.6	59.33	73.38
1.25(CM+CV)-SY	329.68	58.44	72.1
0.9CM+SX	173.38	62.7	76
0.9CM-SX	183.15	62.9	77.45
0.9CM+SY	171.69	62.54	75.5
0.9CM-SY	184.84	63	77.58

Tabla 9.7.3 Capacidades en los nudos debido a carga axial ultima

Se tiene un M_n máximo de 77.58 ton-m de la combinación "0.9CM – Sy".

Entonces, la fuerza cortante última de diseño es el siguiente:

$$V_u = (77.58+77.58) / 3.4 = 45.63\text{ ton}.$$

Ahora, se verificará con las cargas sísmicas amplificadas por 2.5.

PISO	COMBINACION	VX-X (tonf)	VY-Y (tonf)
1	1.4CM+1.7CV	-0.27	0.55
1	1.25(CM+CV)+SX	4.93	1.56
1	1.25(CM+CV)-SX	-5.41	-0.65
1	1.25(CM+CV)+SY	4.22	3.43
1	1.25(CM+CV)-SY	-4.7	-2.52
1	0.9CM+SX	5.02	1.33
1	0.9CM-SX	-5.32	-0.88
1	0.9CM+SY	6.81	1.71
1	0.9CM-SY	-7.12	-1.26

Tabla 9.7.4 Combinaciones de V_u con sismo amplificado por 2.5.

Se observa que los valores de V_u obtenidos por diseño por capacidad y con el sismo amplificado por 2.5 difieren demasiado, siendo este último muy pequeño. Esto es debido a que las placas se llevan todo el efecto sísmico. Por lo tanto, no requiere diseñar con un corte muy elevado. Además, la Norma E.060 permite trabajar con el corte del sismo amplificado por 2.5. Se trabajará con V_u del sismo amplificado por 2.5 (Ver tabla 9.7.5).

Se calcula el aporte del concreto mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Si: } P_u(+)\text{ en compresión; } V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right)b_w d$$

El aporte a la resistencia del refuerzo mediante la siguiente ecuación:

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

$$V_c = 0.53\sqrt{210}\left(1 + \frac{380.05}{140 \cdot 50 \cdot 60}\right)50 \cdot 54 = 20.75 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 17.63 \text{ ton} > V_u \text{ (7.12 ton)}$$

Esto significaría que por fuerza cortante no se requiere de estribos fuera de la zona de confinamiento. Sin embargo, el diseño sísmico de la Norma E.060 establece lo siguiente:

- La mitad del peralte efectivo (27cm).
- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada ($\phi 3/4''$) de menor diámetro ($16 \cdot 2.84 = 30.48 \text{ cm}$).
- 48 veces el diámetro del estribo ($48 \cdot 3/8 = 91.44 \text{ cm}$).
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento (50cm).
- 30cm.

Por lo tanto, **S=25cm.**

De esta manera, según la Norma E.060, la zona de confinamiento debe de ser mínimo el mayor de los siguientes:

- $L_n/6 = 340/6 = 57 \text{ cm}$
- La mayor dimensión: 60cm
- 50cm

Por lo tanto, **Lo = 60cm.**

El espaciamiento dentro de esta zona de confinamiento no será mayor a lo siguiente:

- $8db$ (longitudinal $\phi 3/4''$) = $8 \cdot 3/4 \cdot 2.54 = 15.24 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión: $60/2 = 30 \text{ cm}$
- 10cm

Por lo tanto, **So = 10cm.**

En el nudo, el espaciamiento no será mayor a lo siguiente:

- $S_{\text{máx}} = A_v f_y / 0.2 \sqrt{f'_c} b_w = 0.71 \cdot 6 \cdot 4200 / 0.2 \sqrt{210} \cdot 60 = 102.88 \text{ cm}$
- $S_{\text{máx}} = A_v f_y / 3.5 b_w = 0.71 \cdot 6 \cdot 4200 / 3.5 \cdot 60 = 85.2 \text{ cm}$
- 15cm

Por lo tanto, $S = 15\text{cm}$.

Finalmente, el diseño final de la columna es el siguiente:

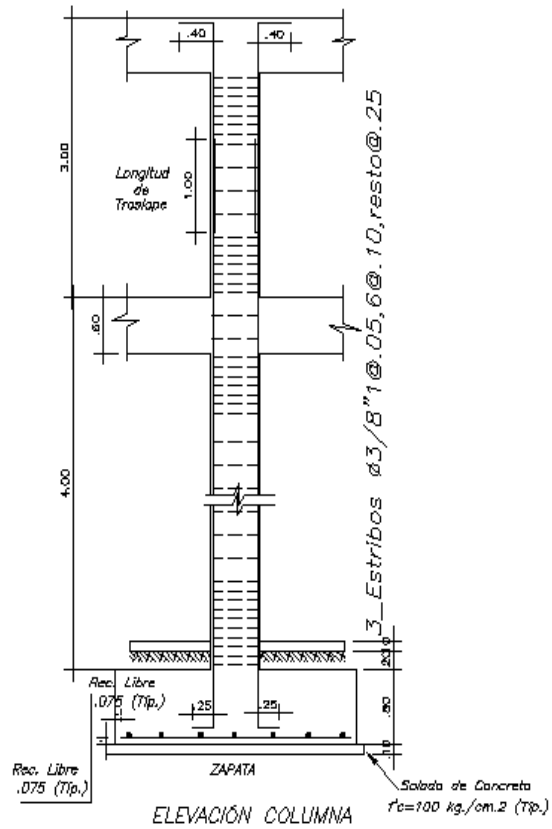


FIGURA 9.7.4 Diseño final de columna C1

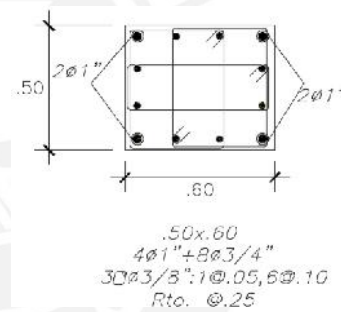


FIGURA 9.7.5 Elevación de la columna C-1

CAPÍTULO 10

DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)

Las placas o muros de corte controlan los desplazamientos laterales del edificio inducidos por el sismo, debido a su elevada rigidez. Estos elementos soportan las cargas de gravedad y de sismo, de tal manera que son diseñadas por flexocompresión y corte siempre en cuando cumpla con la relación ($H/L \geq 1$), donde H: altura de placa y L: longitud horizontal de la placa, el cual permite definir las como esbeltas; caso contrario, serán diseñadas como vigas de gran peralte. Además, el análisis estructural es igual que en columnas (sección 9.1).

10.1 Diseño por flexocompresión

Las placas se diseñan al igual que en las columnas (sección 9.2), mediante el diagrama de interacción, la diferencia es que, en este caso, existen núcleos confinados (elementos de borde) en los extremos de las placas, debido a que en dicha zona se concentran los máximos esfuerzos. Sin embargo, se debe verificar la necesidad de incluir dichas zonas de confinamiento en el diseño mediante el cálculo del eje neutro.

Por otro lado, la Norma E.060 artículo 21.9.6.3, establece que, en muros con alas, el ancho efectivo del ala en tracción y compresión deben de extenderse desde la cara del alma a una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro.

10.1.1 Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado

La Norma E060 en el artículo 21.9.7.4, señala que los elementos de borde en las zonas de compresión deben confinarse cuando la profundidad del eje neutro sea mayor a lo siguiente:

$$c \geq l_m / 600 \text{ (du / hm)}$$

Donde, l_m : longitud del muro en el plano horizontal; h_m : altura total de la placa; du : desplazamiento lateral inelástico debido al efecto de sismo de diseño en el nivel más alto del muro; y c : mayor profundidad del eje neutro calculada para la resistencia nominal. El cociente du/h_m en la ecuación no debe ser menor a 0.005.

Se debe considerar el mayor valor de "c" obtenido de suponer compresión en cada extremo del muro.

En el caso de muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe de incluir en ancho de ala efectiva definida previamente.

En la Norma E060, artículo 21.9.7.6 se señalan las siguientes disposiciones para los elementos de borde:

- Si mediante el cálculo se determina que se requieren elementos de borde, estos deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0.1l_m)$ y $(c/2)$.
- Los elementos de borde, en las secciones con alas, deben de incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben de extender por lo menos 30 cm dentro del alma.
- Los refuerzos transversales de los elementos de borde deben de cumplir con los requisitos especificados para columnas.
- Los estribos serán como mínimo de 8mm, de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento debe de ser como máximo al menor de los siguientes valores.

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 25cm.
- En la base del muro, el refuerzo transversal de los elementos de borde debe de extenderse dentro del apoyo en por lo menos la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe de extender, por lo menos, 30 cm dentro de la zapata o losa de cimentación.
- En el alma del muro, el refuerzo horizontal debe de estar anclado para desarrollar fy dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

Los refuerzos de elementos confinados de borde deben de extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $M_u/4V_u$.

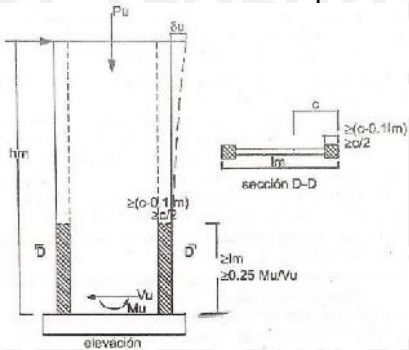


FIGURA 10.1.1.1 Elementos de borde en placas (Norma E060)

10.2 Diseño por corte

Del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1994) indica condiciones para el diseño del refuerzo por corte en placas. Se tiene las siguientes expresiones para realizar el diseño.

$$V_u \leq \Phi V_n \quad \rightarrow \quad V_u \leq \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

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

$$V_{n\text{límite}} \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

Donde:

t: espesor de la placa.

d: peralte efectivo de la placa.

Por otro lado, debe de cumplir que $(N_u/Ag \geq 0.1f'_c)$ para que la resistencia del concreto no sea pequeña.

Donde:

N_u : carga axial última en kg.

Ag : área bruta de la sección en cm^2 .

Además, la fuerza cortante obtenida del análisis estructural deberá corregirse debido a que la falla por flexión o flexocompresión debe generarse antes que la falla por corte. Así, se realiza el diseño de corte por capacidad con la siguiente expresión.

$$V_{U\text{diseño}} \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde:

V_{ua} : Cortante último del análisis.

M_{ua} : Momento último del análisis.

M_n : Momento nominal de la sección, asociada a P_u , obtenido del diagrama de Interacción.

Asimismo, existe un límite superior de $\frac{M_n}{M_{ua}} < R$ (Norma E.060, artículo 21.9.5.3), para la amplificación de la fuerza cortante, donde R es la altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro l_m , $M_u/(4V_u)$ o la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

Por otro lado, los refuerzos horizontales y verticales se realizarán con las siguientes condiciones de la Norma E.060, artículo 11.10.7, el cual especifica cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración y límites de espaciamiento entre estos.

- Para $V_u < \Phi V_c / 2$:
 - $\rho_{\text{horizontal mínima}} \geq 0.002$
 - $\rho_{\text{vertical mínima}} \geq 0.0015$
 - En caso $\rho_{\text{vertical}} > 0.01$, el refuerzo vertical debe ser confinado.
 - El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.
- Para $V_u > \Phi V_c / 2$
 - $\rho_{\text{horizontal}} = V_s / f_y * t * d \geq 0.0025$
 - $\rho_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 * (2.5 - H/L) * (\rho_{\text{horizontal}} - 0.0025) \geq 0.0025$
 - El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

Nota: Si el espesor de la placa es mayor a 20cm, se debe de reforzar con doble malla.

10.3 Empalmes por traslape del refuerzo

Los núcleos confinados se pueden considerar como columnas, por ende, se considerará para los empalmes lo dispuesto en la sección 9.6.

10.4 Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la placa PL-2 ubicado en el eje A (entre los ejes 1 y 3). Esta placa ha sido metrada en el capítulo 4, sección 4.5. La sección crítica se ubicará en la base del primer piso, para el cual tenemos las siguientes cargas provenientes del análisis estructural.

	P(ton)	MX(ton.m)	MY(ton.m)	VX(ton)	VY(ton)
CM	345.58	-9.72	13.98	-6.68	0.08
CV	67.64	5.82	5.48	-2.70	-0.03
SX	-39.60	-1482.61	58.66	-18.85	37.29
SY	-21.17	-2203.23	19.00	-5.31	140.14

Tabla 10.4.1 Cargas de análisis estructural PL-2

Obtenemos las cargas últimas actuantes de acuerdo a las combinaciones especificadas por la Norma E.060.

	P(ton)	MX(ton.m)	MY(ton.m)	VX(ton)	VY(ton)
1.4CM+1.7CV	598.81	-3.71	28.89	-13.94	0.06
1.25(cm+cv)+SX	468.62	-1798.83	95.30	-34.53	117.79
1.25(cm+cv)-SX	564.45	1789.09	-46.65	11.09	-117.66
1.25(cm+cv)+SY	482.02	-3596.14	55.29	-20.38	228.49
1.25(cm+cv)-SY	551.05	3586.40	-6.64	-3.06	-228.36
0.9CM+SX	263.11	-1802.70	83.56	-28.82	117.79
0.9CM-SX	358.94	1785.21	-58.40	16.80	-117.65
0.9CM+SY	276.51	-3600.01	43.54	-14.67	228.49
0.9CM-SY	345.54	3582.53	-18.38	2.65	-228.35

Tabla 10.4.2 Combinación de cargas últimas

La norma nos señala que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1 con el fin de poder diseñarla por flexo-compresión.

Dirección Y-Y

Altura total de la placa: 25 m.

Longitud de la placa: 8.5 m.

$H/L=2.94>1$

Se consideran núcleos confinados preliminares con una longitud aproximada del 15% de la longitud total, es decir núcleos de 80cm.

En el siguiente gráfico se muestra el acero preliminar distribuido:

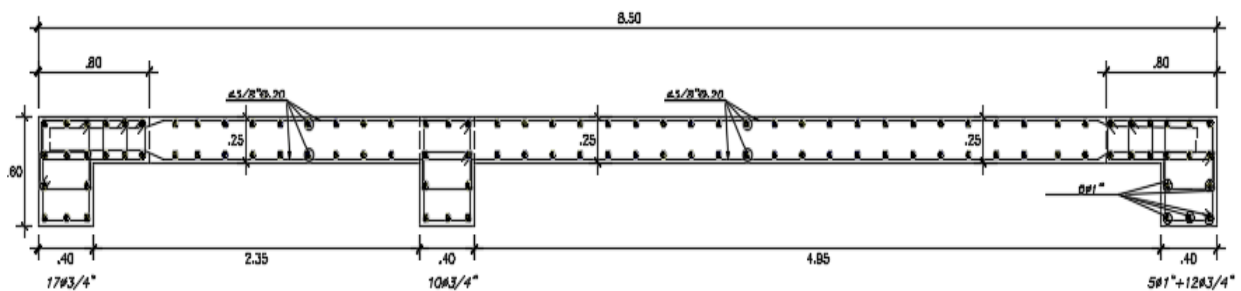


FIGURA 10.4.1 Distribución preliminar de acero

Se debe considerar que cuando la sección no es simétrica con respecto a un eje perpendicular a la dirección en la que trabaja, se elaboran dos diagramas de interacción, uno en cada sentido del momento.

Se verificará que los pares de carga axial - momento flector último sean menores a los resistidos por la sección. Se consideró las combinaciones especificadas en la Norma 0.30.

A continuación, se muestra en diagramas de interacción en las direcciones X e Y:

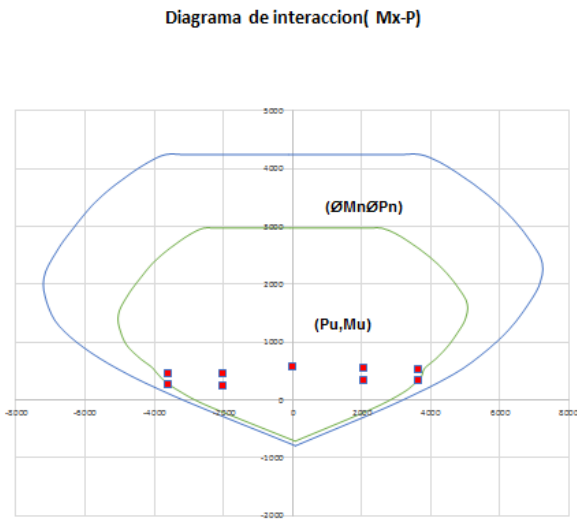


FIGURA10.4.2 Diagrama de interacción en la dirección X.

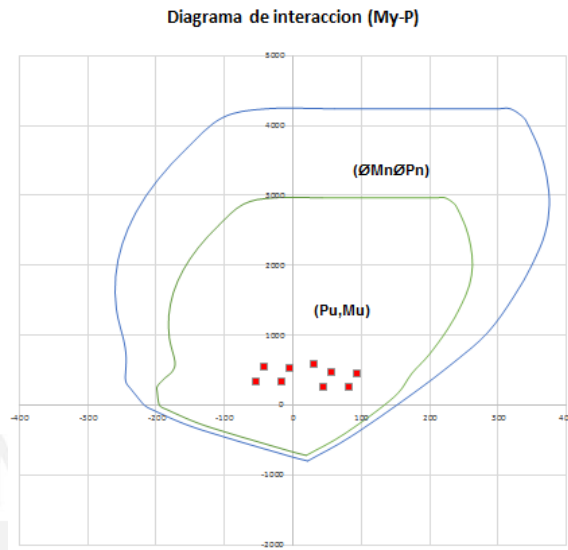


FIGURA10.4.3 Diagrama de interacción en la dirección Y

Se nota que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos de resistencia para ambas direcciones

- **Verificación de la necesidad de colocar núcleos confinados:**

$L_m=850\text{cm}$ (longitud del muro)

• $\Delta\delta u/H_m=0.00285$ (deriva inelástica de la placa)

$C=205\text{cm}$ (eje neutro)

Si : $C \geq \frac{L_m}{600 \cdot \left(\frac{\Delta\delta u}{H_m}\right)}$, se requieren elementos de borde confinados

Reemplazando valores, se tiene:

$$\left(\frac{\Delta\delta u}{H_m}\right) = 0.00285 \leq 0.005 \quad \text{uso: } \left(\frac{\Delta\delta u}{H_m}\right) = 0.005$$

$$\frac{L_m}{600 \cdot \left(\frac{\Delta\delta u}{H_m}\right)} = \frac{850}{600 \cdot (0.005)} = 283\text{cm}$$

$C=205\text{cm} < 283\text{cm}$ (No se necesitan elementos de borde confinados)

Sin embargo, se debe colocar refuerzo transversal en los núcleos confinados colocados preliminarmente. La Norma E060 en el artículo 21.9.7.6, señala que el espaciamiento en los núcleos no debe exceder el menor valor de:

- 10db: 20cm
- La menor dimensión de la sección del núcleo: 25cm
- 25cm

$$S_{max}=20\text{cm}$$

La altura de confinamiento viene dada por el mayor valor de:

- L_m : 8.50 m
- $0.25 \cdot (M_U/V_U)$: $0.25 \cdot (3638.44/231.6) = 3.93$ m

En consecuencia, se confinará una altura de 8.5m, lo cual equivale a confinar los tres primeros pisos.

Fuera de dicha altura de confinamiento la Norma establece una separación máxima de 25cm.

Diseño por corte

La fuerza cortante de diseño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Placa orientada dirección Y-Y

Para la combinación "0.9CM+S_{YY}" se tiene un V_{ua} de 228.49tn. La capacidad asociada a la carga $P_u = 276.51\text{ton}$, $M_{ua}=3600$ ton.m es $M_{nX-X} = 4128.69\text{ton.m}$

Por lo tanto, se calcula la fuerza cortante de diseño:

$$V_u = 228.49 \cdot \frac{4128.69}{3600} = 262.04\text{tn} \quad , \text{ ademas: } \frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{4128.69}{3600} = 1.147 < 4.5$$

Se calcula la resistencia del concreto al corte:

$$V_c = (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot b_w \cdot (0.8 \cdot L)$$

$$\alpha_c = 0.53, \text{ ya que } \frac{H_m}{L_m} = \frac{25}{8.5} = 2.94 \geq 2.0$$

$$V_c = (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 850) / 1000 = 130.57\text{tn}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 130.57 = 111\text{ton}$$

$$V_u > \emptyset V_c / 2$$

Calculando el aporte del acero a la resistencia:

$$V_s = \frac{262.04}{0.85} - 130.57 = 177.76\text{ton}$$

La norma E060 señala un límite de resistencia nominal:

$$V_{nmax} = (2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 850) / 1000 = 640.5\text{ton}$$

$$V_n = V_c + V_s = 130.57 + 177.76 = 308.3\text{ton}$$

$$V_n \leq V_{nmax} \quad (\text{cumple})$$

Se calcula la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{F_y \cdot t \cdot d} = \frac{177.76 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 850} = 0.25\% \quad \rho_{hmin} = 0.25\% (\text{cumple})$$

$$A_s = \rho_h \cdot t \cdot h = 0.25\% \cdot 25 \cdot 100 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Debido a que el espesor de la placa es de 25cm se distribuirá el acero en las 2 caras, es decir en cada cara se tendrá 3.13cm²/m.

Si se usan barras de Ø3/8", la separación se calcularía de la siguiente manera:

$$s = \frac{0.71}{3.13} = 22.7 \text{ cm}$$

Se elige una separación de 20cm para facilitar la colocación en obra.

Calculando la cuantía del refuerzo vertical, tenemos:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (\rho_h - 0.0025) , \text{ donde } \rho_{v_{\min}} = 0.25\%$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 25/8.5)(0.0025 - 0.0025) = 0.25\%$$

$$\rho_v = \rho_{v_{\min}} = 0.25\%$$

Se colocará la cuantía mínima 0.25%, la cual corresponde a una malla de Ø 3/8" @ 0.20 en cada cara del muro.

Finalmente, la distribución vertical requerida por cortante es la misma que la colocada en la distribución preliminar por flexocompresión.

Se confinan los núcleos de la siguiente manera: D Ø3/8: 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; resto @ 0.20

A continuación, se muestra el armado final de la placa:

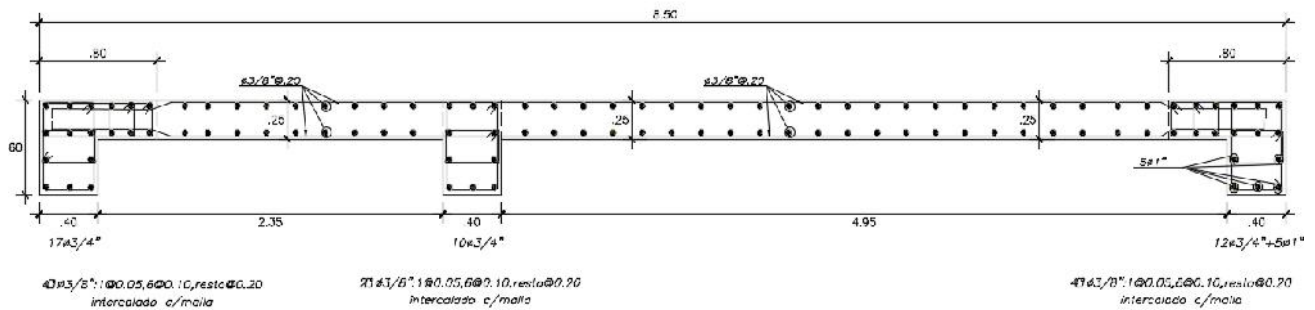


FIGURA 10.4.4 Distribución final refuerzo placa PL-2

CAPÍTULO 11 DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación es el elemento estructural que transmite las cargas provenientes de las placas y columnas, al suelo, generando esfuerzos repartidos en el área de la cimentación. Dicha área se debe dimensionar con el fin de tener únicamente esfuerzos en compresión y menores al esfuerzo admisible del suelo, el cual es calculado mediante estudios de mecánica de suelos.

Existen diversos tipos de cimentación superficial, las cuales son: zapatas aisladas, combinadas, conectadas, cimiento corrido.

La zapata combinada consiste en una zapata común a dos o más columnas, la cual se emplea cuando las columnas están cercanas y las zapatas se superponen o cuando una de las columnas se ubica en el límite de propiedad y la unión permite contrarrestar la excentricidad. También se emplea cuando se presentan cajas de ascensores.

La zapata conectada se emplea cuando no es posible incrementar las dimensiones de la zapata debido a estar ubicado en un límite de propiedad, por ello se conecta con otra zapata mediante una viga de conexión, la cual libera del momento flector a la zapata y permite tener esfuerzos uniformes y dimensiones menores en la zapata. Además, la viga de conexión permite controlar el asentamiento diferencial en las zapatas que se conectan.

El cimiento corrido es una cimentación continua que alberga placas, las cuales se representan como cargas distribuidas. Los esfuerzos principales se presentan en la dirección perpendicular a la placa.

En el presente proyecto se han empleado cimientos corridos con vigas rígidas perimetrales, zapatas conectadas y combinadas.

11.1 Características de la cimentación

De acuerdo al estudio de suelos (EMS) se tienen los siguientes datos:

✓ Perfil del suelo	Tipo S1
✓ Esfuerzo admisible	4kg/cm ²
✓ Peso unitario del suelo(γ)	1.9ton/m ³
✓ Angulo de fricción del terreno(ϕ)	35°
✓ Profundidad mínima de cimentación	1.2m

11.2. Diseño de zapata aislada

11.2.1 Dimensionamiento

Se calcula un área preliminar que permita no exceder el esfuerzo admisible.

Para ello se tienen las siguientes consideraciones:

- Se emplea la carga axial en servicio ($P=P_{Muerta}+P_{Viva}$)
- El peso propio (PP) se calcula como un porcentaje de la carga axial (P) en función a la condición del suelo.
 - ✓ Suelo duro $PP=5\%P$
 - ✓ Suelo blando $PP=10\%P$
- Se considera el $90\%\sigma_{adm}$ con el fin de darle holgura debido a no haber considerado los momentos flectores en el dimensionamiento.

Se usa la siguiente expresión:

$$A = \frac{P + PP}{0.9 * \sigma_{adm}}$$

Se busca que las dimensiones de la zapata (B, L) permitan obtener volados similares.

Se verifica que el esfuerzo actuante sea menor al esfuerzo admisible (cargas de gravedad) y menor a $1.3\sigma_{adm}$ (cargas de sismo) debido a ser un evento temporal y en dichas condiciones el suelo es gobernado por asentamiento y no por corte.

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + PP}{A} \pm \frac{6Mx}{B * L^2} \pm \frac{6My}{L * B^2} \leq \sigma_{adm}$$

- **Cargas de gravedad más sismo**

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + PP}{A} \pm \frac{6Mx}{B * L^2} \pm \frac{6My}{L * B^2} \leq 1.3 * \sigma_{adm}$$

11.2.2. Diseño

Se amplifican las cargas mediante las siguientes combinaciones:

1.4CM+1.7CV

0.9CM±CS

1.25(CM+CV) ±CS

Se obtiene el $\sigma_{\text{último}}$ proveniente de la combinación más desfavorable.

11.2.2.1 Diseño por punzonamiento

Las zapatas no presentan estribos, por ello la sección debe garantizar por si sola resistencia a corte por punzonamiento.

La sección crítica se ubica a una distancia "d/2" de la cara de la columna.

Se asume un peralte efectivo "d" y se halla el perímetro crítico "b₀" y su correspondiente área de punzonamiento "A₀".

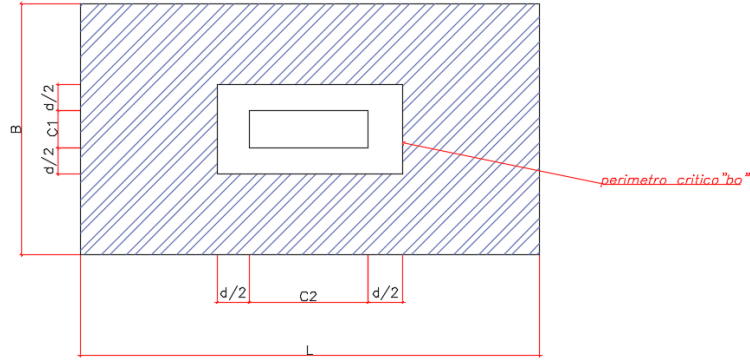


Figura 11.2.2.1.1 Esquema sección de punzonamiento

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

$$V_u = \sigma_{ult} * (A - A_o)$$

$$b_o = 2 * (c_1 + d + c_2 + d)$$

$$A_o = (c_1 + d) * (c_2 + d)$$

Se debe cumplir el principio de resistencia ($\phi V_c \geq V_u$), de lo contrario se debe aumentar el peralte efectivo "d".

11.2.2.2 Diseño por cortante

La sección crítica se ubica a "d" de la cara de la columna

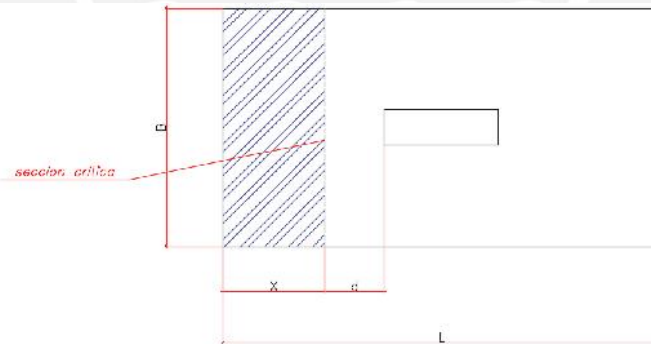


Figura 11.2.2.2.1 Esquema cortante

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

$$V_u = \sigma_{ult} * B * X$$

Se debe cumplir el principio de resistencia ($\phi V_c \geq V_u$), de lo contrario se debe aumentar el peralte efectivo "d".

11.2.2.3 Diseño por flexión

Se calcula el momento flector en la cara de la columna (sección crítica) para cada volado.

$$M_u = \frac{\sigma_{ult} * B * X^2}{2}$$

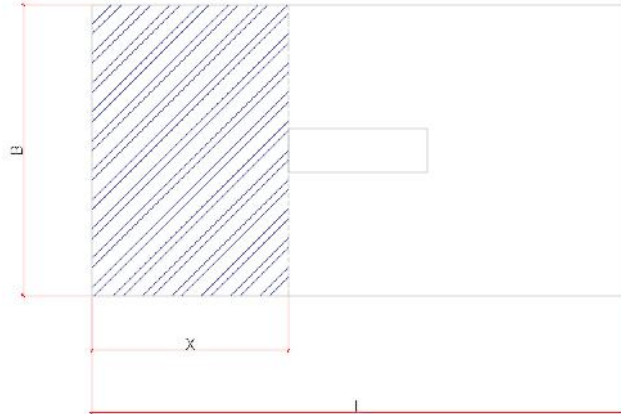


Figura 11.2.2.3.1 Esquema flexión

Para el M_u se calcula el acero en cada dirección respetando la cuantía mínima de $0.0018bh$.

11.3 Diseño de zapata conectada

Cuando existen placas o columnas en límites de propiedad, se presentan placas con excentricidades elevadas, las cuales generan grandes momentos que harían sobrepasar el esfuerzo admisible del suelo.

Por ello se coloca una viga de cimentación que absorbe el momento proveniente de dicha excentricidad y restringe el giro de la zapata al conectarse a otra zapata interior.

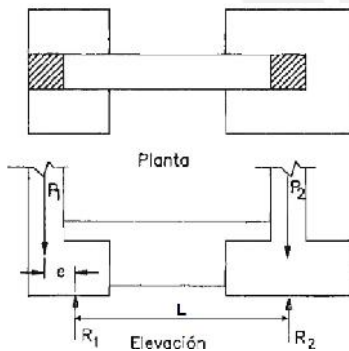


Figura 11.3.1 Modelo zapata conectada (HARMSSEN,2002)



Figura 11.3.2 Modelo viga de cimentación

Para el diseño de las zapatas conectadas se sigue el siguiente procedimiento:

- Se dimensionan las zapatas como si estuviesen aisladas.
- Se modela la conexión de las zapatas (Figura11.3.1).
- Se calcula las reacciones en servicio sobre las zapatas (R_1 y R_2).
- Se verifica que las reacciones R_1 y R_2 no sobrepasen el esfuerzo admisible del suelo, para cargas de gravedad y sismo.

- En cada zapata se verifica que el peralte efectivo “d” sea el adecuado para resistir el punzonamiento y cortante.
- Se realiza el análisis de la viga de cimentación mediante el modelo de la figura 11.3.2.
- Se extraen los momentos y cortantes últimos provenientes de la envolvente de combinaciones indicados en la Norma E.060 y se diseña por flexión y cortante como si se tratase de una viga convencional.

11.3.1 Ejemplo de diseño

Se realizará el diseño de las zapatas conectadas ubicadas en el eje 9.
Las dimensiones de la columna C-1 son las siguientes: B=0.50m (eje Y) y L=0.6m (eje X).

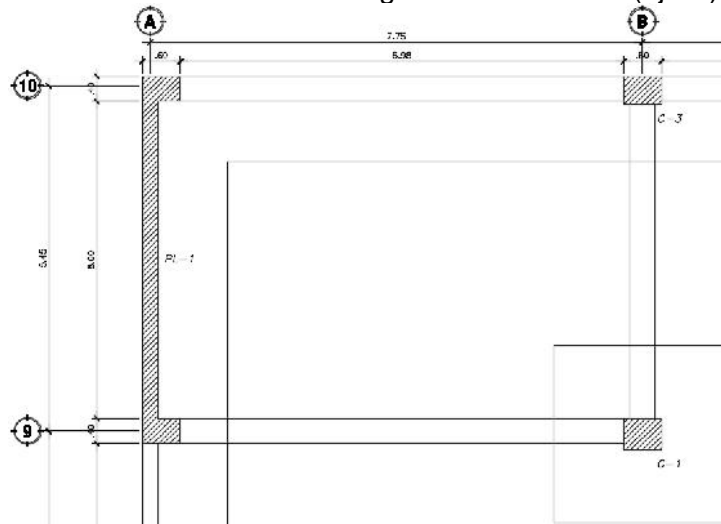


Figura 11.3.1.1 Zapata conectada

Dimensionamiento del cimiento corrido

Se dimensiona tomando en cuenta las cargas axiales en servicio, pues los momentos los absorberá la viga de cimentación.

	carga axial	
	PM(Ton)	PV(Ton)
PLACA PL-1	345.89	67.78

Tabla 11.3.1.1 Cargas axiales en servicio placa PL-1

Se multiplica la carga en servicio por 1.05 con el fin de considerar el peso propio. Además, se considera el 90% del esfuerzo admisible para brindarle una holgura debido a la no consideración de momentos flectores.

$$A = \frac{(PM + PV) * 1.05}{0.9 * \sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{(345.89 + 67.78) * 1.05}{0.9 * 40} = 12.06 \text{ m}^2$$

Se considera un largo de 9m, por lo tanto, se necesita un ancho de 1.35m y una altura preliminar de 70cm.

Dimensionamiento de la zapata interior

Se dimensiona tomando en cuenta las cargas axiales en servicio, pues los momentos los absorberá la viga de cimentación.

	P(Ton)	MX(Ton.m)	MY(Ton.m)
CM	198	0.67	0.95
CV	60	0.3	0.15
SX/1.25	3.2	0.8	5.92
SY/1.25	3.12	1.68	3.84

Tabla 11.3.1.2 Cargas en servicio columna C-1

Se multiplica la carga en servicio por 1.05 con el fin de considerar el peso propio de la zapata. Además, se considera el 90% del esfuerzo admisible para brindarle una holgura debido a la no consideración de momentos flectores.

$$A = \frac{(PM + PV) * 1.05}{0.9 * \sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{(198+60.) * 1.05}{0.9 * 40} = 7.53 \text{ m}^2$$

Se elige una zapata de 2.8x2.8m (7.84m²) con una altura preliminar de 70cm.

La zapata interior y el cimiento corrido se conectarán mediante una viga de sección 40cmX90cm.

El modelamiento de los diversos tipos de cimentación presentes en el proyecto se hizo mediante el programa SAFE 2016 considerando las dimensiones de las zapatas calculadas anteriormente. Adicionalmente se tuvo las siguientes consideraciones:

- ✓ Las zapatas y cimiento corrido se modelaron como elementos Shell y se realizó la división para el posterior análisis de elementos finitos.
- ✓ Se consideró la interacción del suelo y la cimentación mediante el coeficiente de balasto (k_0) el cual idealiza al suelo como resortes elásticos. El valor de dicho coeficiente es 8000ton/m²/m para el suelo en estudio (TIPO S1)
- ✓ Se le asignó dicho coeficiente K_0 a las vigas de conexión, pero mediante una distribución lineal por ancho de viga, es decir en unidades ton/m/m.
- ✓ Se asignan restricciones a los cimientos permitiendo el desplazamiento vertical con el fin de reflejar el asentamiento del terreno.

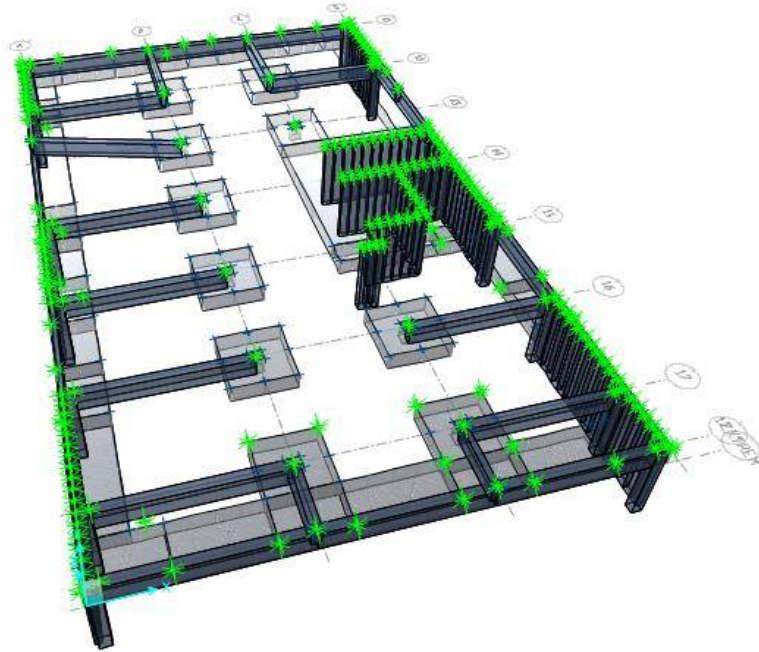


Figura 11.3.1.2 modelamiento de cimentación (SAFE2016)

Se realiza la verificación de las presiones en el suelo ante las cargas actuantes (gravedad y sismo).

- **Cargas de gravedad**

Se muestra los esfuerzos debidos a las cargas vivas y muertas en servicio (Sin amplificar)

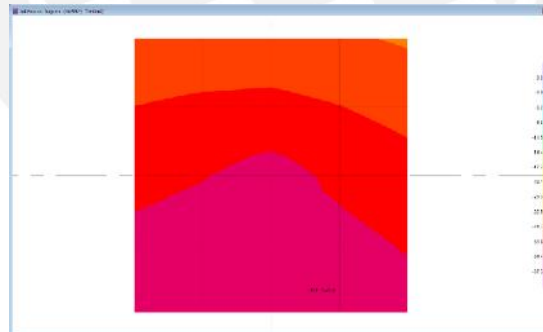


Figura11.3.1.3 Esfuerzos en el suelo combinación M+V

Se observa que se tiene como esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}}=36.31 \text{ Ton/m}^2$.

El esfuerzo admisible por cargas de gravedad es $\sigma = 40 \text{ Ton/m}^2$, por lo tanto, el esfuerzo máximo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

- **Cargas de sismo**

Se muestra los esfuerzos debidos a las cargas vivas y muertas en servicio (Sin amplificar) más las cargas de sismo en servicio.

En la combinación M+V+SX:

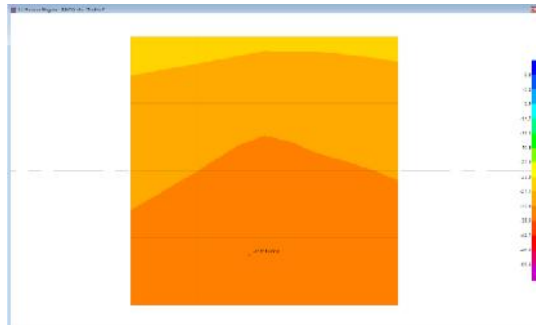


Figura11.3.1.4 Esfuerzos en el suelo combinación M+V+SX

Se observa que se tiene como esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}}=37.27 \text{ Ton/m}^2$. El esfuerzo admisible por sismo es $\sigma = 52 \text{ Ton/m}^2$, por lo tanto, el esfuerzo máximo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

En la combinación M+V+SY:

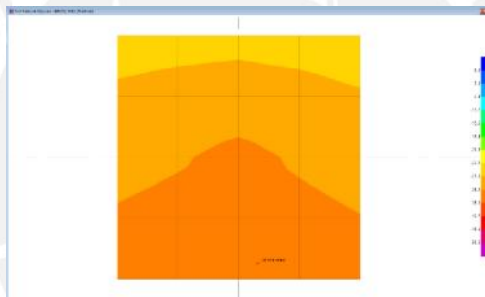


Figura11.3.1.5 Esfuerzos en el suelo combinación M+V+SY

Se observa que se tiene como esfuerzo máximo $\sigma_{\text{máx}}=36.99 \text{ Ton/m}^2$. El esfuerzo admisible por sismo es $\sigma = 52 \text{ Ton/m}^2$, por lo tanto, el esfuerzo máximo en el suelo es menor que el esfuerzo admisible.

De la combinación 1.4CM+1.7CV se obtiene el máximo $\sigma_{\text{ult}} = 54.8 \text{ ton/m}^2$

Se muestra la fuerza cortante ubicada a "d" de la cara de la columna:

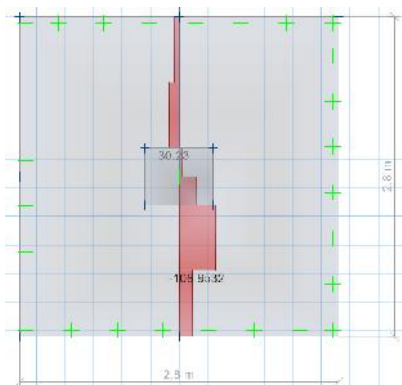


Figura11.3.1.6 Fuerza cortante en zapata

Diseño por corte

a) Punzonamiento

Se usó: $d=60\text{cm}$ $C1=50\text{cm}$ $C2=60\text{cm}$

$$b_o = 2 * (c_1 + d + c_2 + d) = 460\text{cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 360.36\text{ton}$$

$$A_o = (c_1 + d) * (c_2 + d) = 1.32\text{m}^2, V_u = \sigma_{ult} * (A - A_o) = 54.8 * (7.84 - 1.32) = 357.3\text{ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ ("d" asumido correcto)}$$

b) Cortante

Se usó: $d=60\text{cm}$ $b=280\text{cm}$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 109.7\text{ton}$$

$$V_u = 106.95\text{ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ ("d" asumido correcto)}$$

Diseño por flexión

Se muestra el momento flector en la cara de la columna:

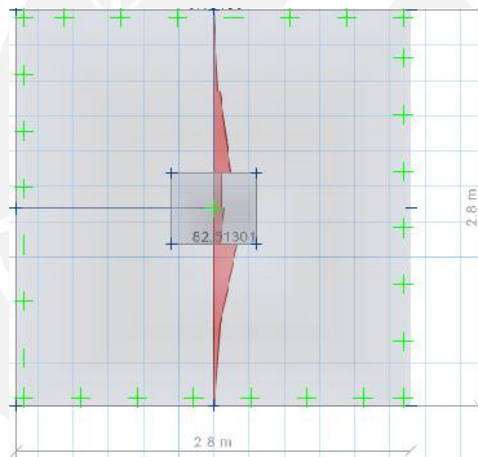


Figura 11.3.1.7 Momento flector en zapata

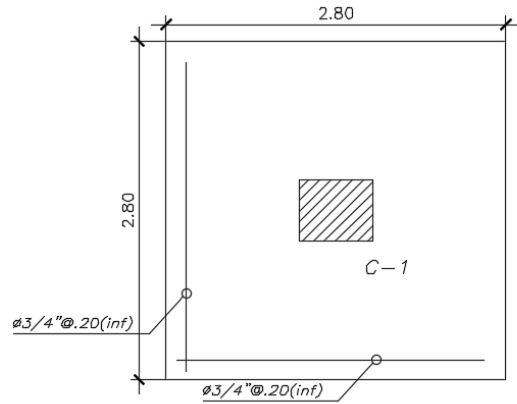
Se diseña para 1m de ancho, es decir $b=100\text{cm}$ $h=70\text{cm}$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 12.6\text{cm}^2/\text{m}$$

$$M_u = 82.5 / 2.8 = 29.46\text{ton.m}$$

$$A_s = 13.34\text{cm}^2/\text{m}$$

Se usa $\phi 3/4" @ 20\text{cm}$ en cada dirección



$H=0.70m$
 $NFZ=-1.35$

Figura11.3.1.8 Diseño de zapata de columna C-1

Diseño de viga de cimentación

a) Diseño por flexión

Se asignó una viga de 40cmX90cm, el cual presenta la siguiente envolvente de momentos flectores:

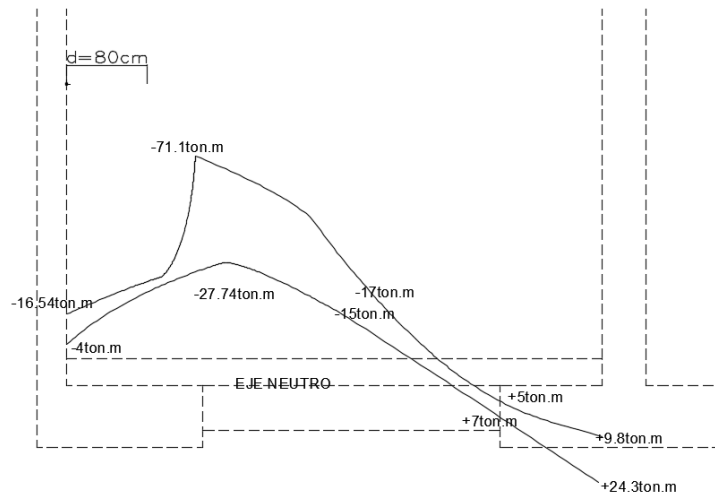


Figura11.3.1.9 Envolvente de momentos flectores de viga de cimentación

b(cm)	40	f_y (kg/cm ²)	4200
h(cm)	90	f_c (kg/cm ²)	210
d(cm)	80		

	Mu(ton.m)	As min(cm ²)	As max(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	As colocado	As colocado(cm ²)
Mu-	71.1	7.68	51	15.29	26	3Ø1"+2Ø1"	25.5
	17	7.68	51	3.38	5.74	3Ø1"	15.3
Mu+	7	7.68	51	1.37	2.33	3Ø1"	15.3
	24.3	7.68	51	4.88	8.29	3Ø1"	15.3

Tabla11.3.1.3 Diseño por flexión de viga de cimentación

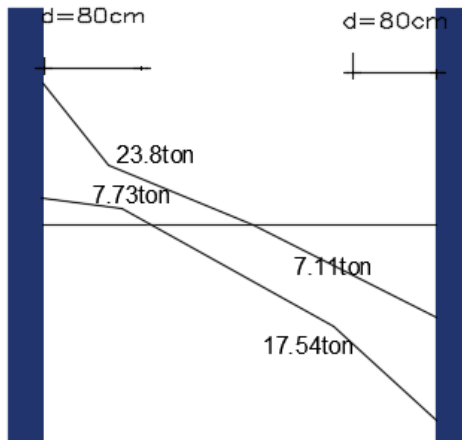


Figura11.3.1.10 Envolvente de cortantes de viga de cimentación

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 20.89ton$$

$$\phi V_c < V_u$$

Se coloca 1D Ø3/8: 1@0.05,9@0.20,resto@0.30 c/extremo

A continuación, se muestra la distribución del acero en la viga de cimentación:

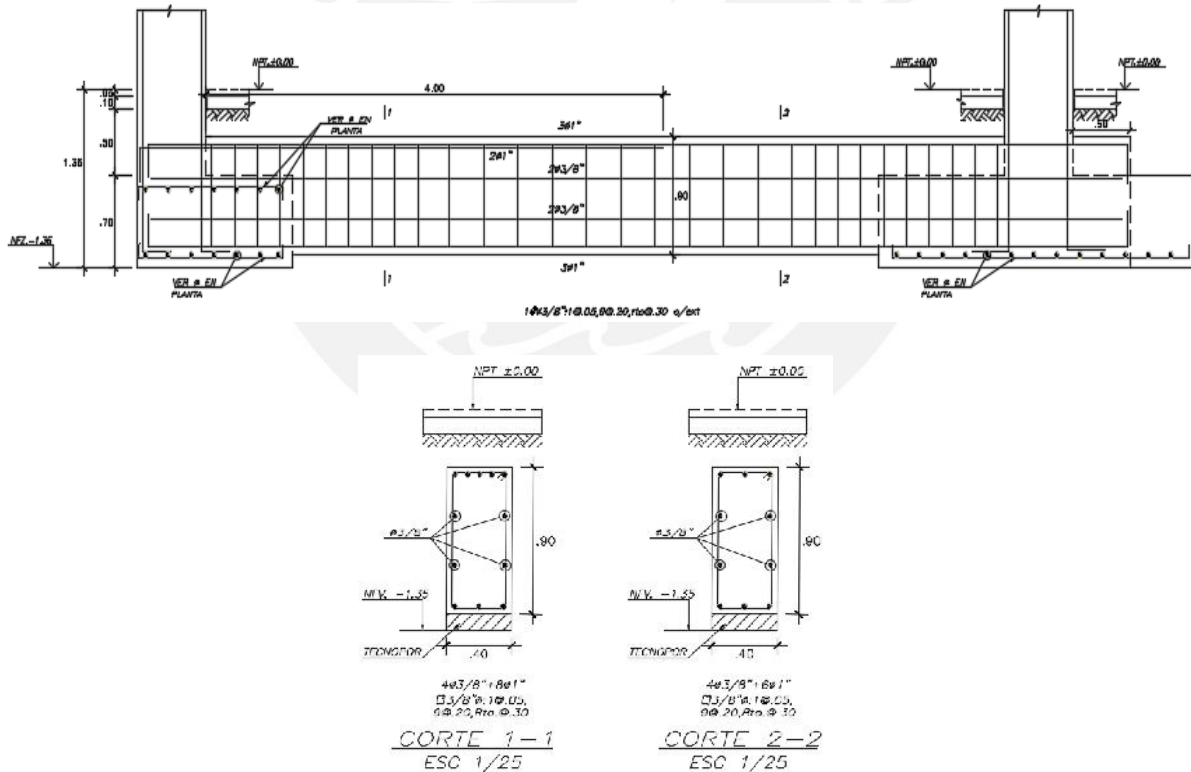


Figura11.3.1.11 Elevación y sus respectivas secciones de corte de viga de cimentación

CAPÍTULO 12 DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

12.1. Diseño de Escaleras

El proyecto contempla escaleras de doble tramo en cada nivel, las cuales serán analizadas como losas macizas unidireccionales y simplemente apoyadas en vigas y placas.

Se analizan las escaleras considerando únicamente las cargas de gravedad y por un metro de ancho.

12.1.1 Ejemplo de diseño

Se realizará el diseño del segundo tramo de la escalera 2 perteneciente a un piso típico.

Metrado de cargas:

En el capítulo 4 se realizó el metrado de cargas de dicha escalera, donde se obtuvieron los siguientes resultados:

$W_u = 1.70 \text{ ton/m}$ (Carga última tramo inclinado)

$W_u = 1.49 \text{ ton/m}$ (Carga última descansos)

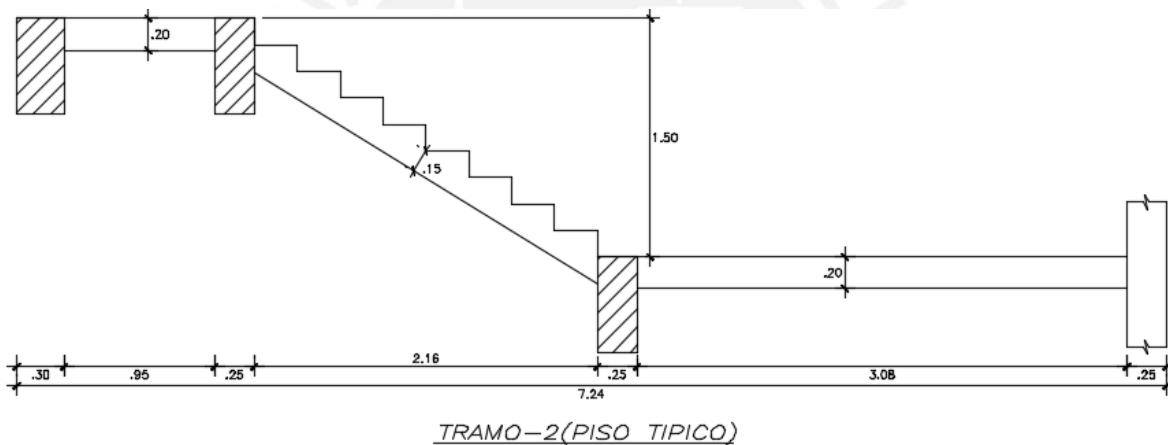


Figura 12.1.1.1 Dimensiones de tramo 2 de escalera2

El modelo estructural empleado es el siguiente:

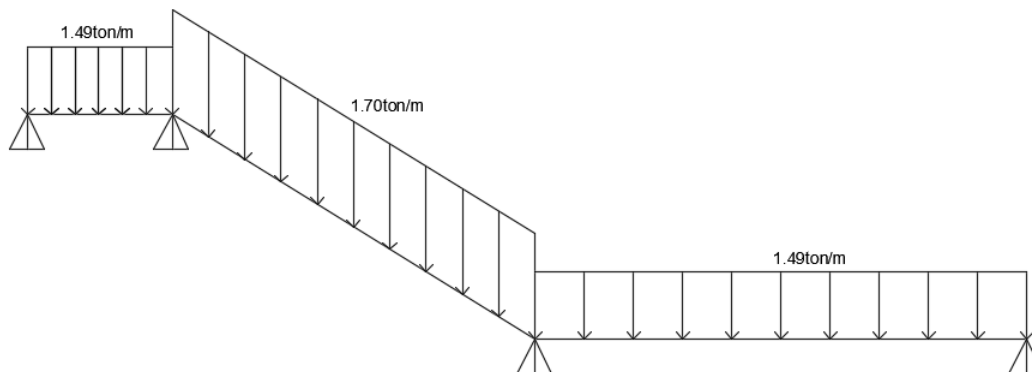


Figura 12.1.1.2 Modelo estructural con cargas aplicadas (Ton/m)

Diseño por cortante

Se obtiene el diagrama de fuerzas cortantes(ton):

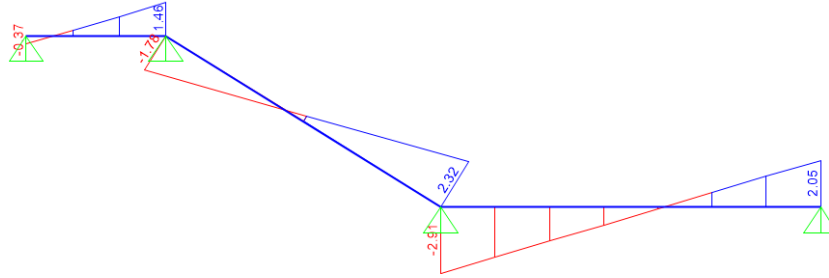


Figura12.1.1.3 Diagrama de fuerzas cortantes

Tramo inclinado:

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.95 \text{ ton ("d" de la cara)} \quad \emptyset V_c > V_u \quad (\text{CUMPLE})$$

Descansos:

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.09 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.47 \text{ ton ("d" de la cara)} \quad \emptyset V_c > V_u \quad (\text{CUMPLE})$$

Diseño por flexión

Se muestra el diagrama de momento flector:

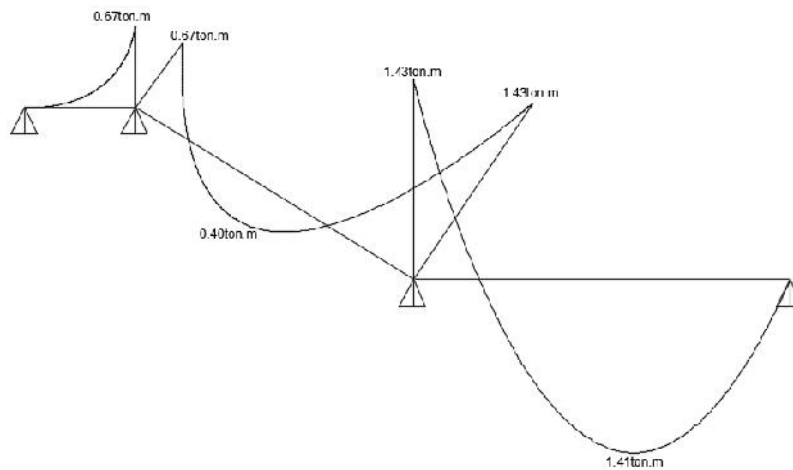


Figura12.1.1.4 Diagrama de momentos flectores

En los extremos se usa: $-M_u = W_u * \frac{ln^2}{24}$

La armadura positiva debe considerar A_s mínimo correspondiente a la retracción y temperatura ($0.0018 * b * h$).

La armadura negativa debe considerar A_s mínimo correspondiente a secciones rectangulares ($A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c * b * d}}{f_y}$).

		b(cm)	100	$f_y(\text{kg/cm}^2)$	4200			
		h(cm)	15	$f_c(\text{kg/cm}^2)$	210			
		d(cm)	12					
		Mu(ton.m)	As min(cm ²)	As max(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	As colocado	As colocado(cm ²)
TRAMO INCLINADO	Mu-	0.67	2.88	19.13	0.35	1.5	Ø3/8"@0.20	3.55
		1.43	2.88	19.13	0.77	3.26	Ø3/8"@0.20	3.55
	Mu+	0.4	2.7	19.13	0.21	0.89	Ø3/8"@0.20	3.55

Tabla 12.1.1.1 Diseño por flexión de tramo inclinado

		b(cm)	100	$f_y(\text{kg/cm}^2)$	4200			
		h(cm)	20	$f_c(\text{kg/cm}^2)$	210			
		d(cm)	17					
		Mu(ton.m)	As min(cm ²)	As max(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	As colocado	As colocado(cm ²)
DESCANSO IZQUIERDO	Mu-	0.06	4.08	27.1	0.02	0.09	Ø3/8"@0.2	3.55
		0.67	4.08	27.1	0.25	1.05	Ø3/8"@0.2	3.55
DESCANSO DERECHO	Mu-	1.43	4.08	27.1	0.53	2.26	Ø3/8"@0.2	3.55
		0.59	4.08	27.1	0.22	0.92	Ø3/8"@0.2	3.55
	Mu+	1.41	3.6	27.1	0.52	2.23	Ø3/8"@0.2	3.55

Tabla 12.1.1.2 Diseño por flexión de descansos

En la dirección transversal se coloca una armadura de retracción y temperatura ($0.0018 \cdot b \cdot h$) correspondiente a Ø3/8"@0.2m.

Por otro lado, se realizó el diseño del descanso izquierdo mediante elementos finitos obteniéndose el siguiente resultado:

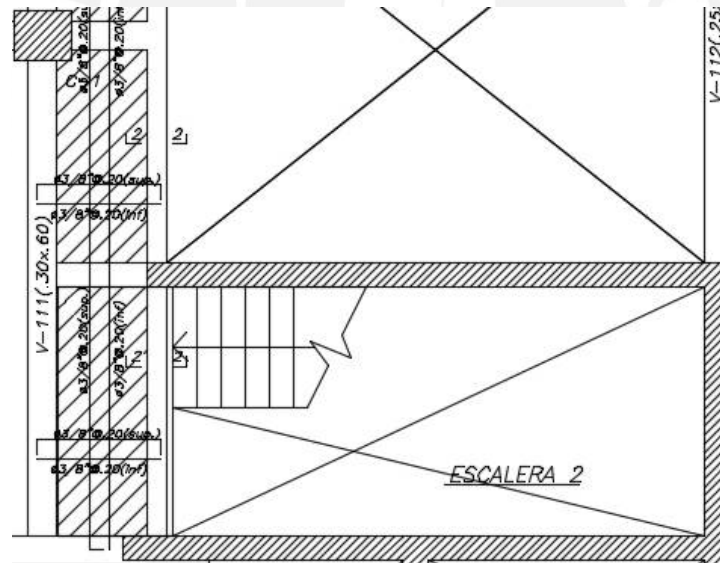


Figura 12.1.1.5 Diseño de descanso mediante elementos finitos

Se aprecia que mediante dicho análisis se obtienen separaciones menores, por ello serán considerados dentro del armado de la escalera.

Mediante la compatibilización de ambos análisis se obtiene el armado final de la escalera en la siguiente figura:

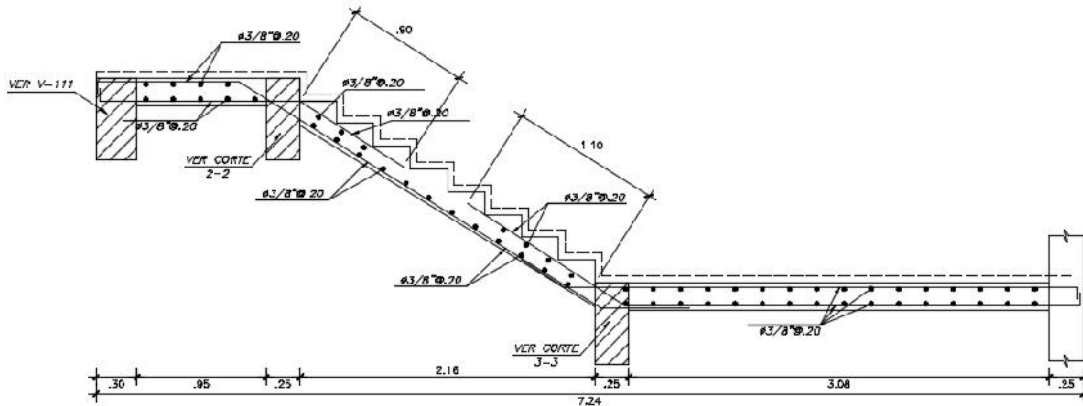


Figura 12.1.1.6 Diseño final de tramo 2 de escalera 2

12.2 Diseño del cuarto de máquinas

El cuarto de máquinas es la proyección de la placa alrededor del ascensor en forma de “c” más las vigas peraltadas correspondientes, la losa maciza se diseña por el método de elementos finitos en SAP2000 considerándose simplemente apoyados en placas y vigas. Se considera una sobrecarga de 1ton/m² en el fondo del cuarto de máquinas y 0.1ton/m² en el techo. El diseño se realiza al igual que en el Capítulo 7, “Diseño de losas macizas”. Del SAP2000, se obtienen los valores: Dirección X-X: -M=1.54 ton/m, +M=1.20 ton/m y en la dirección Y-Y: -M=0.31 ton/m, +M=0.70 ton/m. Por lo tanto, ninguno de estos valores llega al acero mínimo, entonces se considera el acero mínimo inferior $\Phi 3/8'' @ 0.20m$ y acero mínimo superior $\Phi 3/8'' @ 0.20m$ tanto para el fondo como para el techo del cuarto de máquinas. Además, para ambos casos, el diseño por corte cumple el $\Phi V_c > V_u$. Para el diseño de las vigas 1, 2 y 3, solo se obtiene un momento máximo de -M=7.81 ton/m y +M=3.98 ton/m, por lo que será necesario acero de refuerzo mínimo corrido superior e inferior de $\Phi 5/8''$ para todas las vigas. Además, para todos los casos, el diseño por corte cumple el $\Phi V_c > V_u$, entonces se colocará estribos de $3/8''$ 1@0.05, 10@0.125, resto @0.25m.

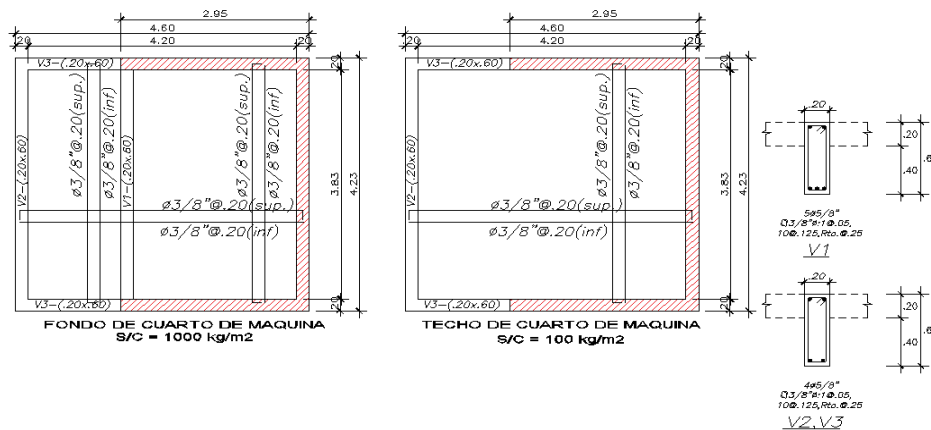


Figura 12.2.1 Diseño final del cuarto de máquinas

12.3 Diseño de cisterna y cuarto de bombas

A la cisterna se le realiza el diseño especial por estar en contacto con el agua con el fin de reducir las posibles fisuras. La norma establece una cuantía mínima de 0.28% para el acero horizontal y vertical del muro.

Se realizó el modelamiento mediante el programa SAP2000 y se tiene las siguientes consideraciones:

- Se analizó el caso más crítico para los muros (cisterna vacía).
- Se consideró la interacción del suelo y la cisterna mediante el modelamiento de resortes.
- Se consideró conexión monolítica entre los muros y losas.

La carga ultima se obtiene mediante la siguiente combinación: $U=1.4CM+1.7CV+1.7CE$

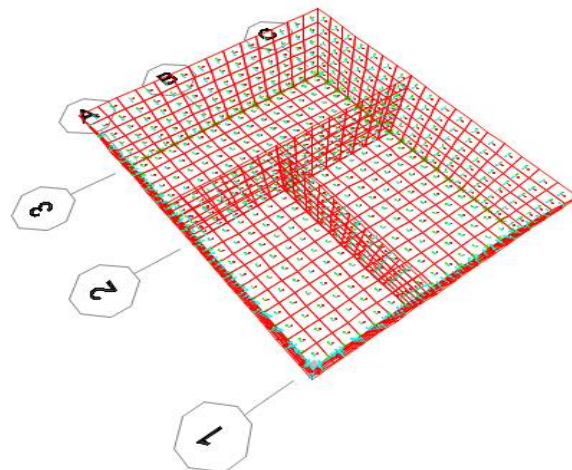


Figura 12.3.1 Modelamiento de cisternas mediante SAP2000

Ejemplo de diseño:

Se realiza el diseño de la cisterna de agua contra incendio (ACI) el cual tiene dimensiones de 2.8mX3.6mX3m.

- **Diseño de muros**

Datos:

$$Y_{\text{suelo}}=1.9\text{ton/m}^3 \quad K_0=0.426$$
$$H=3\text{m} \quad t=0.2\text{m} \quad Ws/c=0.25\text{ton/m}^2$$

Los empujes del suelo se hallan mediante la siguiente expresión:

$$Wu=1.7*Y_{\text{suelo}}*K_0*h=4.127\text{ton/m}^2(\text{triangular})$$
$$Wu \text{ s/c}=1.7*Ws/c* K_0 =0.181\text{ton/m}^2(\text{uniforme})$$

Diseño por flexión

Se muestran los momentos flectores en el muro más crítico de la cisterna ACI (dirección X e Y respectivamente)

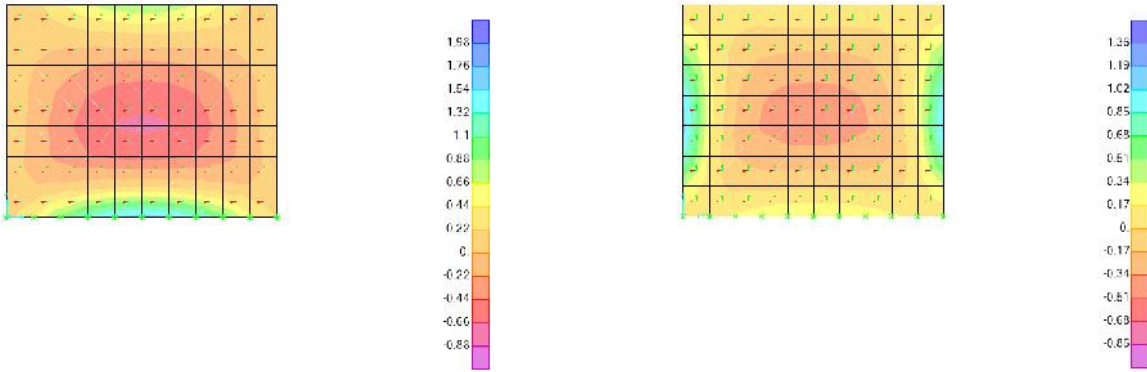


Figura 12.3.2 momentos flectores en el muro de cisterna ACI

		b(cm)	100	fy(kg/cm ²)	4200			
		h(cm)	20	fc(kg/cm ²)	210			
		d(cm)	17					
		Mu(ton.m)	As min(cm ²)	As max(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	As colocado	As colocado(cm ²)
ACERO direccionX-X	Mu-	1.68	5.6	27.1	0.63	0.74	2Ø3/8"@0.25	5.68
		0.86	5.6	27.1	0.32	1.35	2Ø3/8"@0.25	5.68
	Mu+	0.7	5.6	27.1	0.26	0.47	2Ø3/8"@0.25	5.68
ACERO direccionY-Y	Mu-	1.1	5.6	27.1	0.41	0.8	2Ø3/8"@0.25	5.68
	Mu+	0.42	5.6	27.1	0.15	0.31	2Ø3/8"@0.25	5.68

Tabla 12.3.1 Diseño por flexión en muro de cisterna ACI

Predomina el acero minimo, es decir se coloca doble malla $\phi 3/8" @ 25\text{cm}$

Diseño por Cortante

$V_u = 3.9\text{ton}$

$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1\text{ton}$

$\phi V_c > V_u$ (Cumple)

- **Diseño de techo de cisterna**

Diseño por flexión

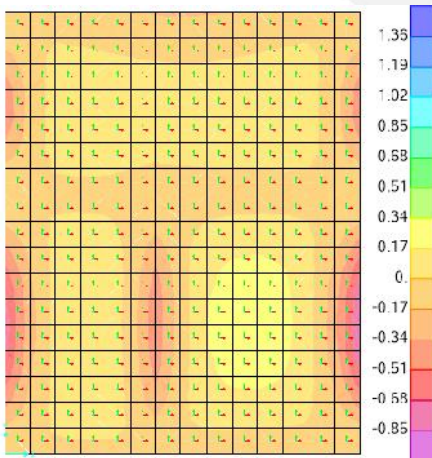


Figura 12.3.3 Momentos flectores dirección Y-Y

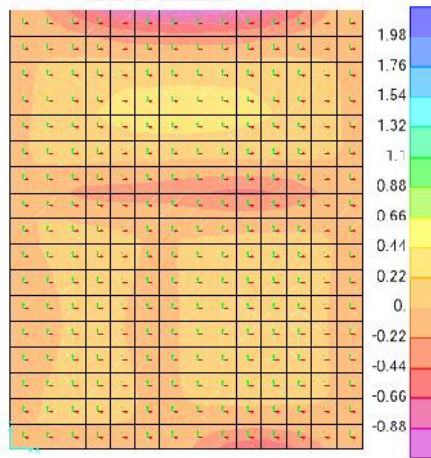


Figura 12.3.4 Momentos flectores dirección X-X

		b(cm)	100	$f_y(\text{kg/cm}^2)$	4200				
		h(cm)	20	$f_c(\text{kg/cm}^2)$	210				
		d(cm)	17						
		Mu(ton.m)	As min(cm ²)	As max(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)	As colocado)	As colocado(cm ²)	
ACERO direccionX-X	Mu-	0.47	3.6	27.1	0.17	0.74	Ø3/8"@0.20	3.55	
	Mu+	0.86	3.6	27.1	0.32	1.35	Ø3/8"@0.20	3.55	
ACERO direccionY-Y	Mu-	0.51	3.6	27.1	0.19	0.8	Ø3/8"@0.20	3.55	
	Mu+	0.63	3.6	27.1	0.23	0.99	Ø3/8"@0.20	3.55	
			0.2	3.6	27.1	0.07	0.31	Ø3/8"@0.20	3.55

Tabla 12.3.2 Diseño por flexión de techo de cisterna ACI

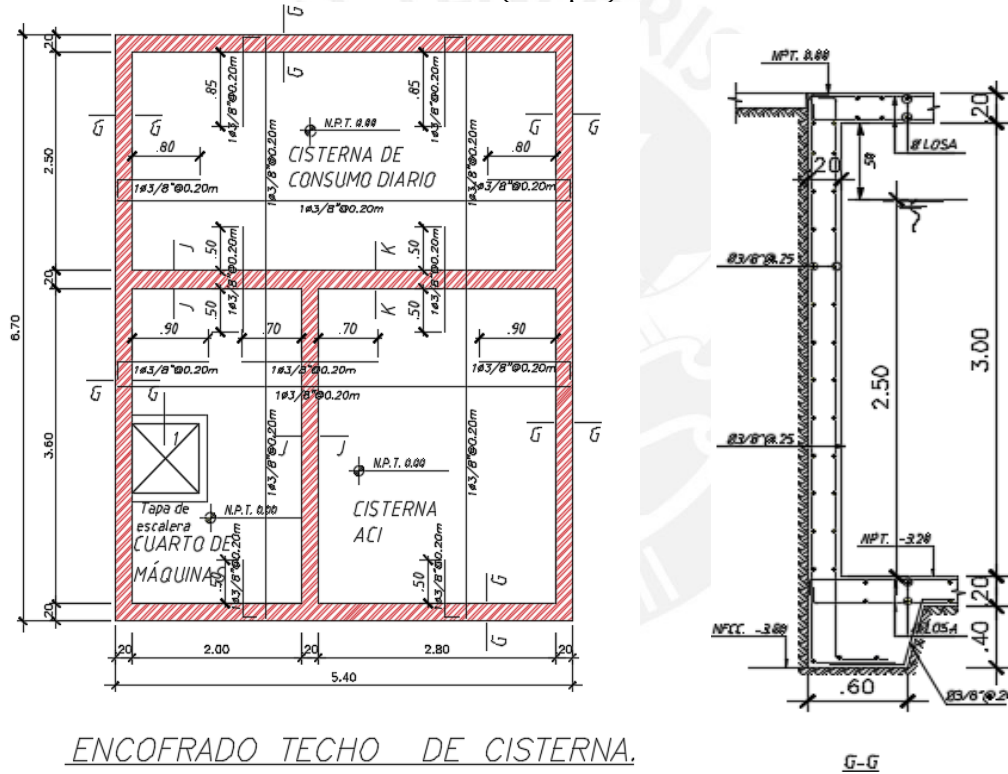
Predomina el acero minimo, es decir se coloca doble malla Ø3/8"@20cm

Diseño por Cortante

$$V_u = 1.5 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u (\text{Cumple})$$



ENCOFRADO TECHO DE CISTERNA.

Figura 12.3.5 Diseño final de cisterna y cuarto de máquinas

COMENTARIOS

- Mediante el programa Etabs se calcularon los pesos de todos los elementos estructurales debido a las cargas de gravedad y se compararon con el metrado manual en el capítulo 4, los resultados fueron similares. Por ello, se empleó dicho programa para el análisis estructural para las diversas solicitaciones.
- Los periodos fundamentales obtenidos del análisis modal fueron 0.611seg en la dirección X y 0.315seg en la dirección Y, lo cual es consistente con la configuración del edificio, pues presenta una mayor densidad de placas en la dirección Y.
- La irregularidad en planta del edificio es por equinas entrantes y por torsión, de ahí se obtiene el menor $I_p=0.75$ que es por torsión, mientras que la irregularidad en altura no se presenta, por lo que el $I_a=1.00$. Por lo tanto, el coeficiente de reducción $R=6*0.75*1=4.5$.
- Se realizó la simulación del proceso constructivo mediante el programa Etabs; sin embargo, en algunas columnas se presentaban excesivas deformaciones axiales que generaban momentos positivos en los apoyos de vigas. Para resolver ello se aumentó el factor de área en dichas columnas con el fin de disminuir sus deformaciones axiales y obtener momentos negativos en los apoyos de vigas.
- Se verificó que las placas absorben más del 80% de la cortante basal en las 2 direcciones de análisis, por lo cual el sistema asumido de muros estructurales y su correspondiente coeficiente básico de reducción (R_0) son adecuados.
- Los valores de la deriva máxima de entrepiso en el análisis sísmico fueron 2.97 ‰ y 1.30 ‰ en las direcciones X e Y respectivamente, estos resultados se deben a la gran cantidad de placas existentes en el proyecto, más en la dirección Y que en X. Además, cumple con la Norma E.060 que para edificios de concreto armado, el límite máximo de las derivas debe de ser de 7 ‰.
- En las vigas peraltadas, es muy importante el diseño de corte por capacidad, ya que estos generalmente son mayores a los valores de las envolventes. Además, la Norma E.060 indica que el corte por capacidad puede ser reemplazado por las cargas de diseño amplificando al sismo por 2.5, siempre en cuando estos últimos sean menores al diseño por capacidad, caso contrario, se considera los valores de diseño por capacidad.
- La intensidad de los momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales disminuyen a mayor altura. Por lo tanto, en los primeros niveles de la estructura, se colocaron varillas de acero de mayor diámetro en los núcleos confinados de las placas, de esta manera se logró optimizar las varillas de acero.

CONCLUSIONES

- En el predimensionamiento de los diversos elementos se usaron criterios basados en el libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado 2da edición* (Blanco, 1994); sin embargo, dichas secciones fueron sometidas a un análisis estructural, con lo cual se pudo verificar si estaban dotadas de una rigidez adecuada que le permitan tener un control adecuado de fisuración, deflexión y derivas dentro del rango permisible por la Norma E060. Luego del diseño final de todos los elementos, se llegó a la conclusión de que los criterios del libro antes mencionado son todos conservadores.
- En el sistema de viguetas prefabricadas Concremax se pudo notar grandes ventajas a diferencia del sistema convencional, pues las varillas de acero y concreto son de alta resistencia, la sección tiene mayor capacidad de carga, más resistencia al corte y menos acero positivo, disminuyen considerablemente las deflexiones y paños más grandes con menor peralte. Además, permite que cada nivel se comporte como un diafragma rígido. En conclusión, las viguetas prefabricadas tienen mayores ventajas técnicas que las convencionales.
- En las losas macizas, al realizar el método de elementos finitos en SAP2000, se llegó a la conclusión de que los valores son muy similares al hacer uso de las tablas de Kalmanok.
- Un detalle importante a tener en cuenta sobre todo en las losas aligeradas, macizas y vigas es que las varillas de aceros en cada uno de los elementos no deben de variar de dos diámetros consecutivos y no congestionar de refuerzos, pues es preferible realizar la redistribución de momentos u optar por aumentar los diámetros de las barras o variar las dimensiones de los elementos a diseñar.
- Se colocaron vigas de cimentación con el fin de disminuir los asentamientos diferenciales y los momentos flectores en las cimentaciones de los elementos conectados.
- Se concluye que el acero mínimo de la Norma E.060 es conservador, pues en los diseños de escaleras, cuarto de máquinas, cuarto de bombas y cisterna, predominó el acero mínimo, esto se debe a que las dimensiones tanto de piso, techo o muro no son tan grandes y, por ende, las deflexiones que tienen son pequeñas.

BIBLIOGRAFÍA

- BLANCO, Antonio.
1994 *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado 2da edición*. Lima-Perú. Colegio de Ingenieros del Perú.
- HARMSEM, Teodoro.
2002 *Diseño de estructuras de concreto armado. 3ra edición*. Lima-Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- *Manual técnico de sistema de losas aligeradas con viguetas pretensadas TECHOMAX*. Disponible 29 de diciembre del 2005, de <http://www.concremax.com.pe/repositorioaps/data/1/1/1/ier/techomax-losas-aligeradas-pretensadas/files/Manual%20de%20Viguetas%20TECHOMAX%202017.pdf>
- Mast, R.F.
1992 *Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members*. ACI Structural Journal, V. 89, pp. 185-199.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.
2006 *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.
2018 *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.
2006 *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.
2009 *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.
2012 *Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para edificación*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro.
2003 *Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco.
2010 *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

ANEXOS: PLANOS

Tesis para optar el título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

**Joel Acosta Moreno
Jahdai Gesam Balcázar Garrido**

ASESOR: Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, mayo del 2019

ÍNDICE DE PLANOS

UBICACIÓN

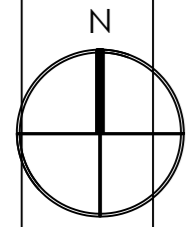
1. Ubicación y localización.....U-1

ARQUITECTURA

2. Arquitectura-Estacionamiento.....A-1
3. Arquitectura piso típico.....A-2
4. Arquitectura azotea.....A-3
5. Arquitectura cuarto de máquina.....A-4
6. Arquitectura-Corte Y-Y.....A-5
7. Arquitectura-Corte X-X, Elevación.....A-6

ESTRUCTURAS

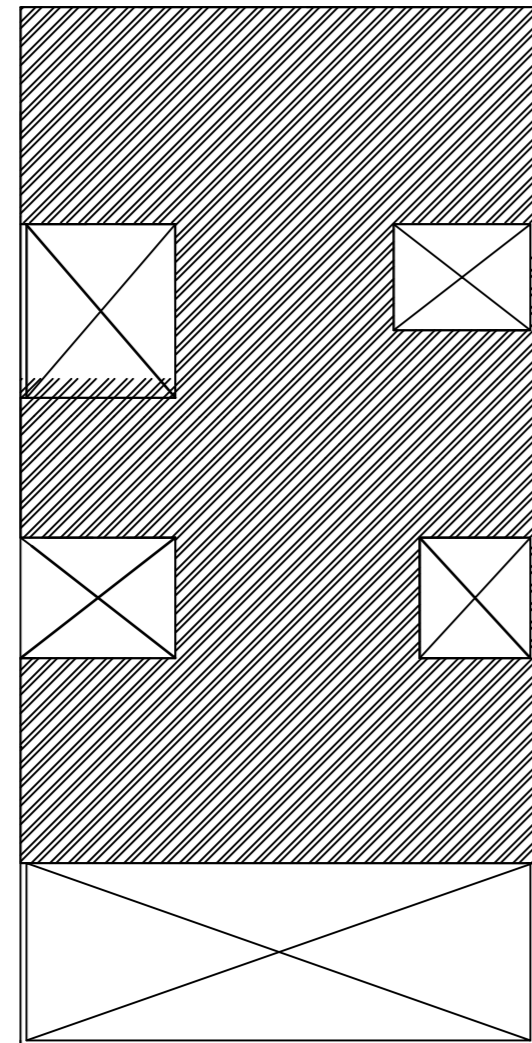
8. Detalles generales; encofrado cuarto de máquinas, losa y techo de cisterna;
detalle estructural de sobrecimientos armados.....E-1
9. Plano de cimentación.....E-2
10. Detalles de viga de cimentación.....E-3
11. Detalles de viga de cimentación.....E-4
12. Detalles de viga de cimentación.....E-5
13. Detalles de columnas y placas.....E-6
14. Plano de encofrado piso típico.....E-7
15. Plano de encofrado azotea.....E-8
16. Desarrollo de vigas peraltadas.....E-9
17. Desarrollo de vigas peraltadas.....E-10
18. Desarrollo de vigas peraltadas.....E-11
19. Desarrollo de vigas peraltadas.....E-12
20. Desarrollo de vigas peraltadas.....E-13
21. Desarrollo de vigas peraltadas y vigas chatas.....E-14
22. Detalles de escaleras.....E-15



PROPIEDAD DE TERCEROS

PROPIEDAD DE TERCEROS

JR. ICA

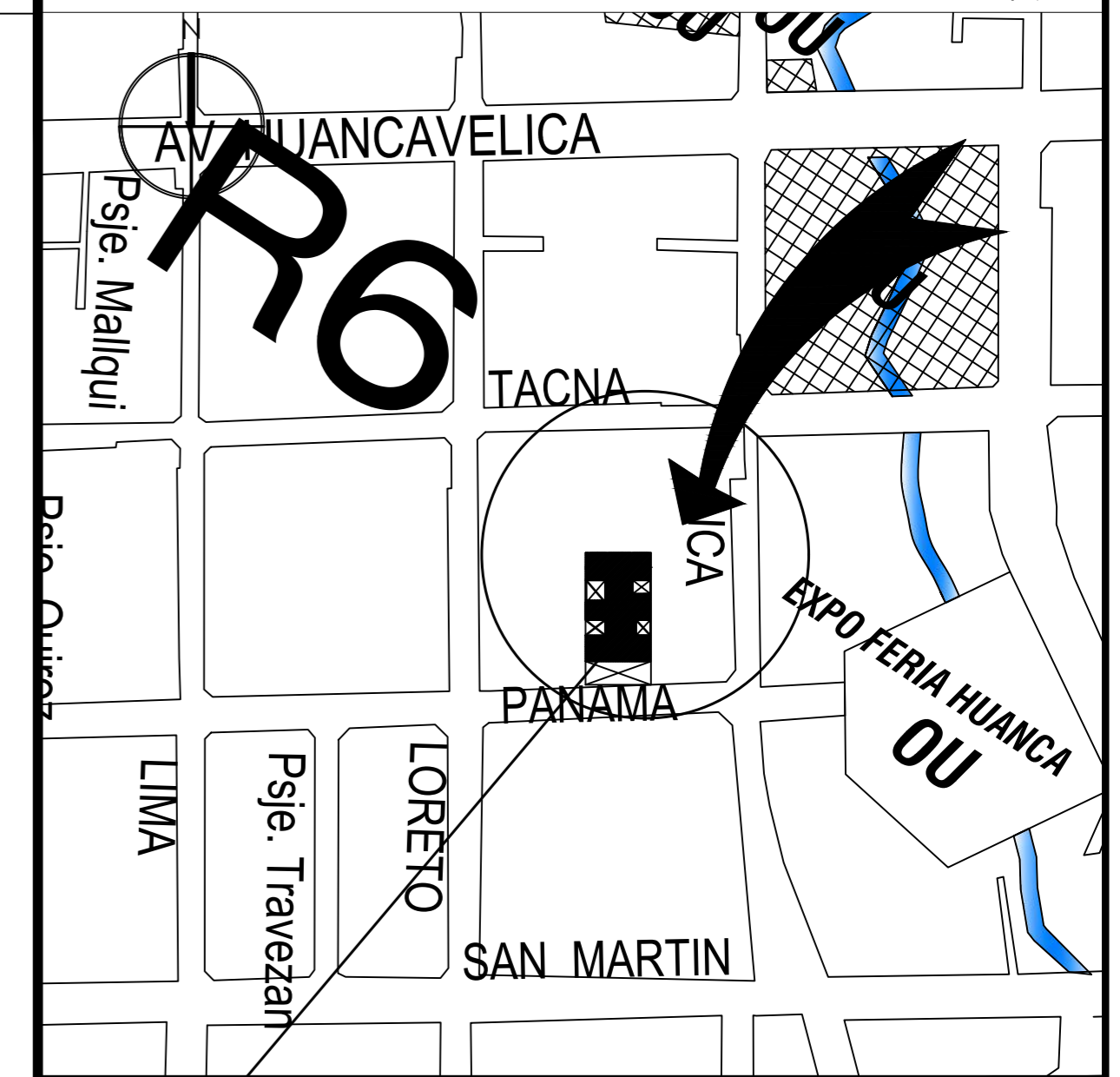


JR. PANAMA

12.00

PLANO DE UBICACION
ESC. 1/500

ESQUEMA DE LOCALIZACION
ESC. 1/5,000



ZONIFICACION : R-6

AREA DE TRATAMIENTO NORMATIVO II

PROVINCIA: HUANCAYO

DISTRITO : HUANCAYO

DIRECCION: JR. PANAMA N° 575

PROYECTO:

TESIS PUCP

ASESOR:

JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ

ALUMNOS:

JOEL ACOSTA MORENO
JAHDAI GESAM BALCAZAR GARRIDO

PLANO:

UBICACION Y LOCALIZACION

LAMINA:

U1

ESCALA:

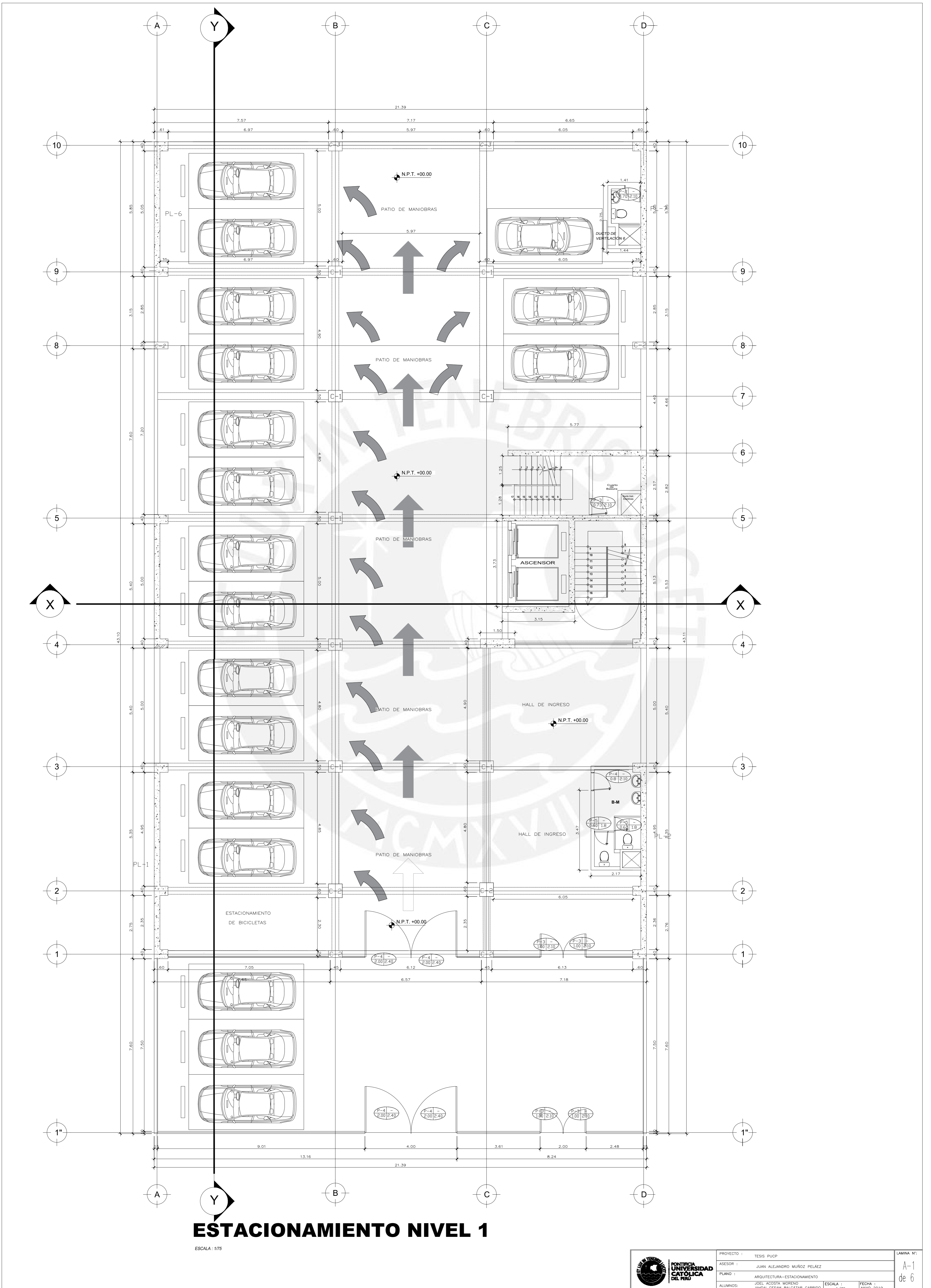
INDICADAS

FECHA:

MAYO 2019

CUADRO DE AREAS (m2)

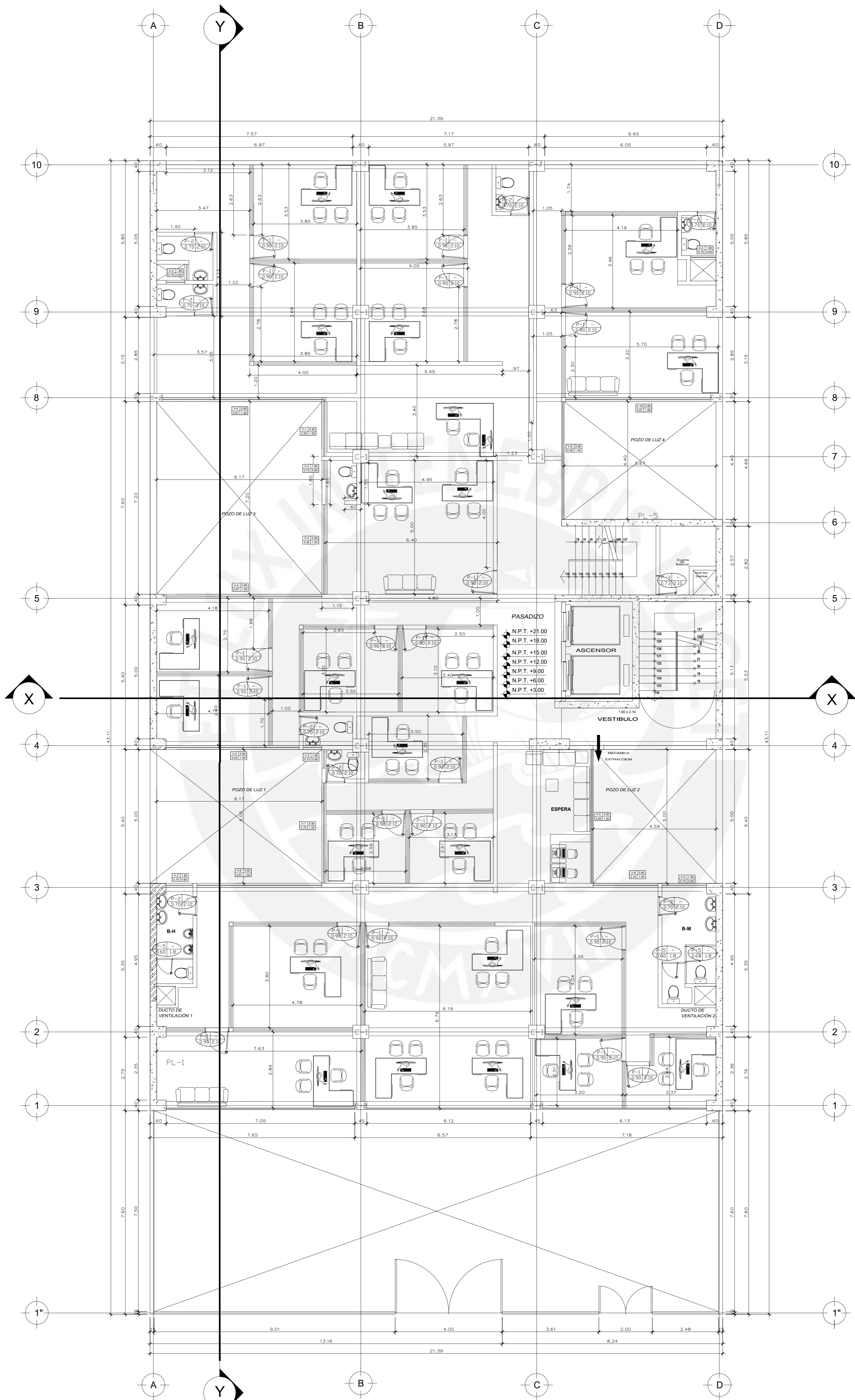
AREAS DEL PROYECTO	
PISOS / NIVELES	AREA TECHADA
PRIMER PISO (ESTACIONAMIENTO)	641.49 m2
SEGUNDO PISO (OFICINAS)	641.49 m2
TERCER PISO (OFICINA)	641.49 m2
CUARTO PISO (OFICINA)	641.49 m2
QUINTO PISO (OFICINAS)	641.49 m2
SEXTO PISO (OFICINAS)	641.49 m2
SEPTIMO PISO (OFICINAS)	641.49 m2
OCTAVO PISO (OFICINAS)	641.49 m2
AREA TECHADA TOTAL	5.131.92 m2
ÁREA LIBRE 30%	288.49 m2
AREA DEL TERRENO TOTAL	929.98 m2



ESTACIONAMIENTO NIVEL 1

ESCALA: 1/75

	PROYECTO :	TESIS PUCP	ESCALA :	1/75	FECHA :	MAYO 2019	LAMINA N°:	A-1
	ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ					de	6
	PLANO :	ARQUITECTURA-ESTACIONAMIENTO						
	ALUMNOS :	JOEL ACOSTA MORENO JAHIRA GOSAM BALCAZAR GARRIDO						

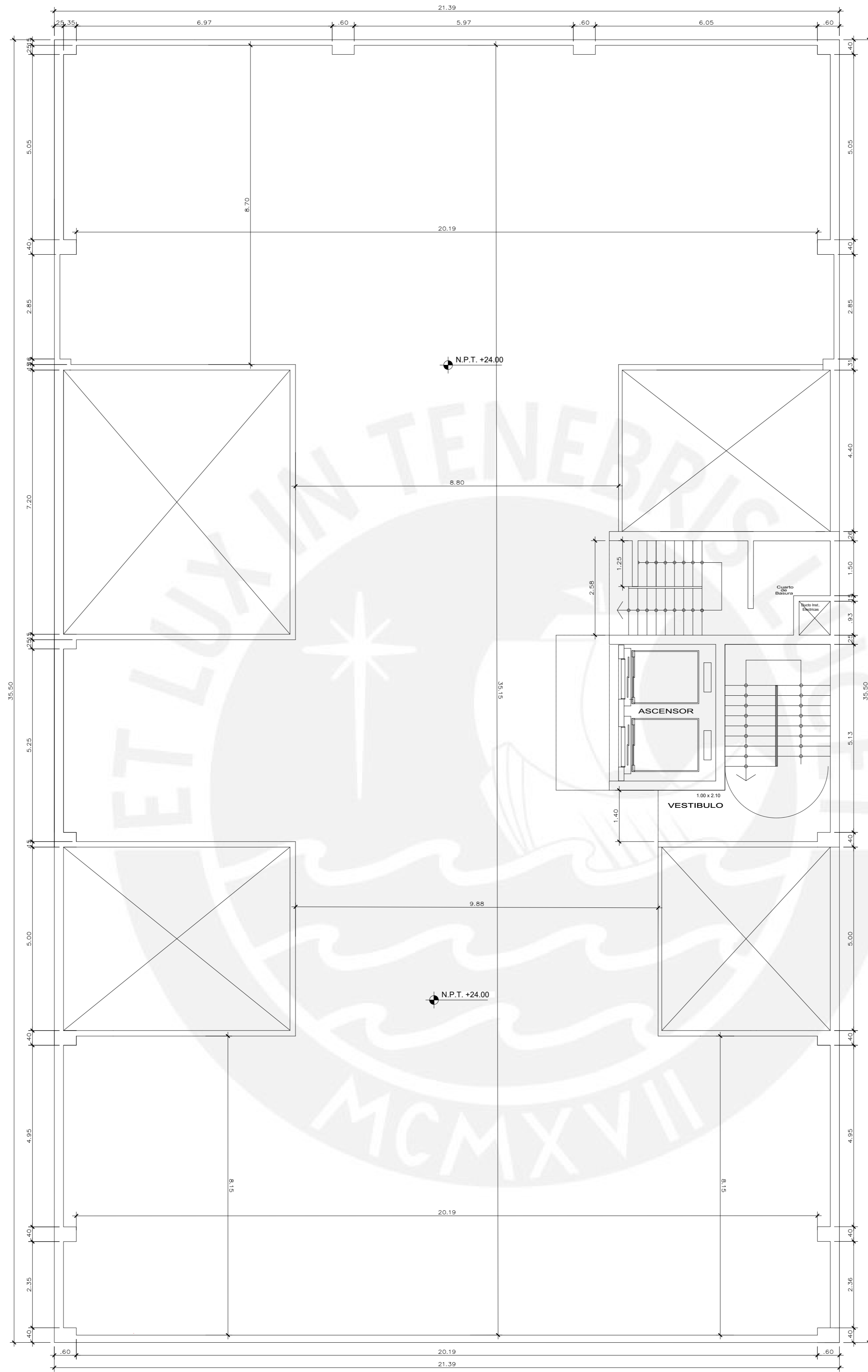


2°-8 PISO

ESCALA : 1/75



PROYECTO :	TESIS PUCP	LAMINA N°:	A-2
ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ	de	6
PLANO :	ARQUITECTURA PISO TÍPICO		
ALUMNOS :	JOEL ACOSTA MORENO JAHDAI GESAM BALCAZAR GARRIDO	ESCALA :	1/75
		FECHA :	MAYO 2019

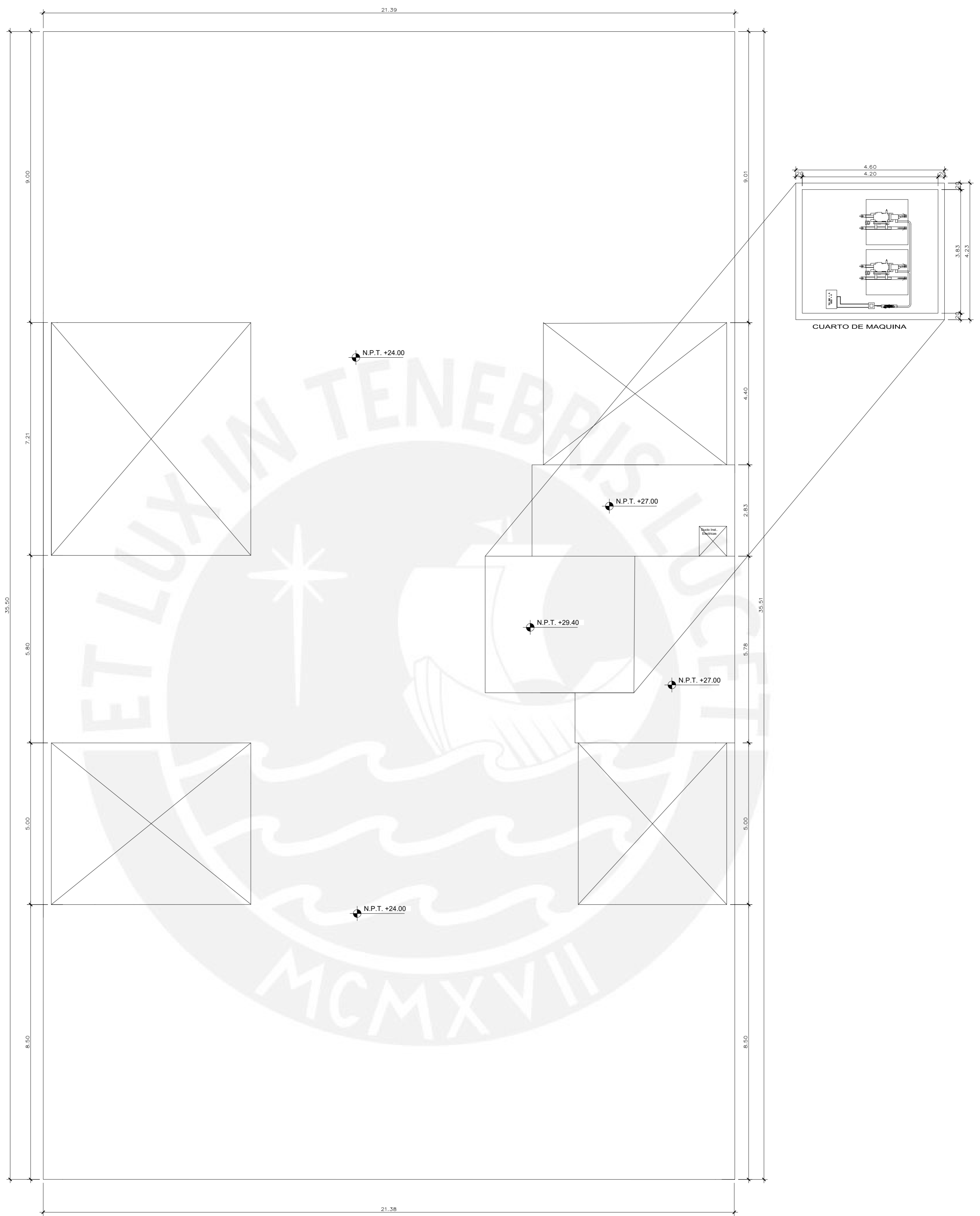


AZOTEA

ESCALA : 1/75




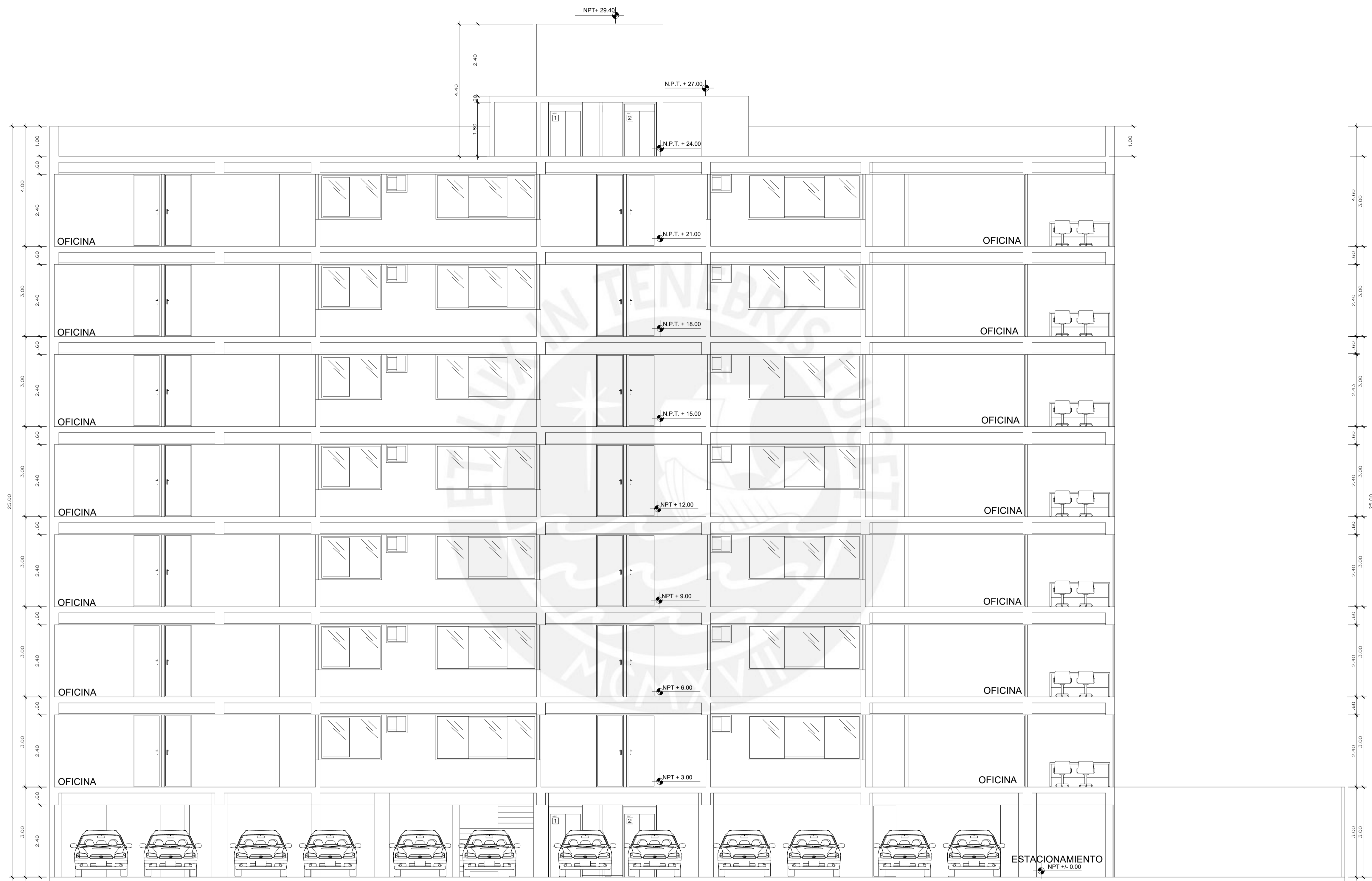
PROYECTO :	TESIS PUCP	LAMINA N°:	A-3
ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ		de 6
PLANO :	ARQUITECTURA AZOTEA		
ALUMNOS :	JOEL ACOSTA MORENO JAHOMI GESAM BALCAZAR GARRIDO	ESCALA :	1/75
		FECHA :	MAYO 2019



TECHO


ESCALA: 1/75

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO :	TESIS PLCP	LÁMINA N°:
	ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ	A-4
	PLANO :	ARQUITECTURA CUARTO DE MAQUINA	de 6
	ALUMNOS :	JOEL ACOSTA MORENO JHONAI GESAM BALCAZAR GARRIDO	ESCALA : 1/75 FECHA : MAYO 2019



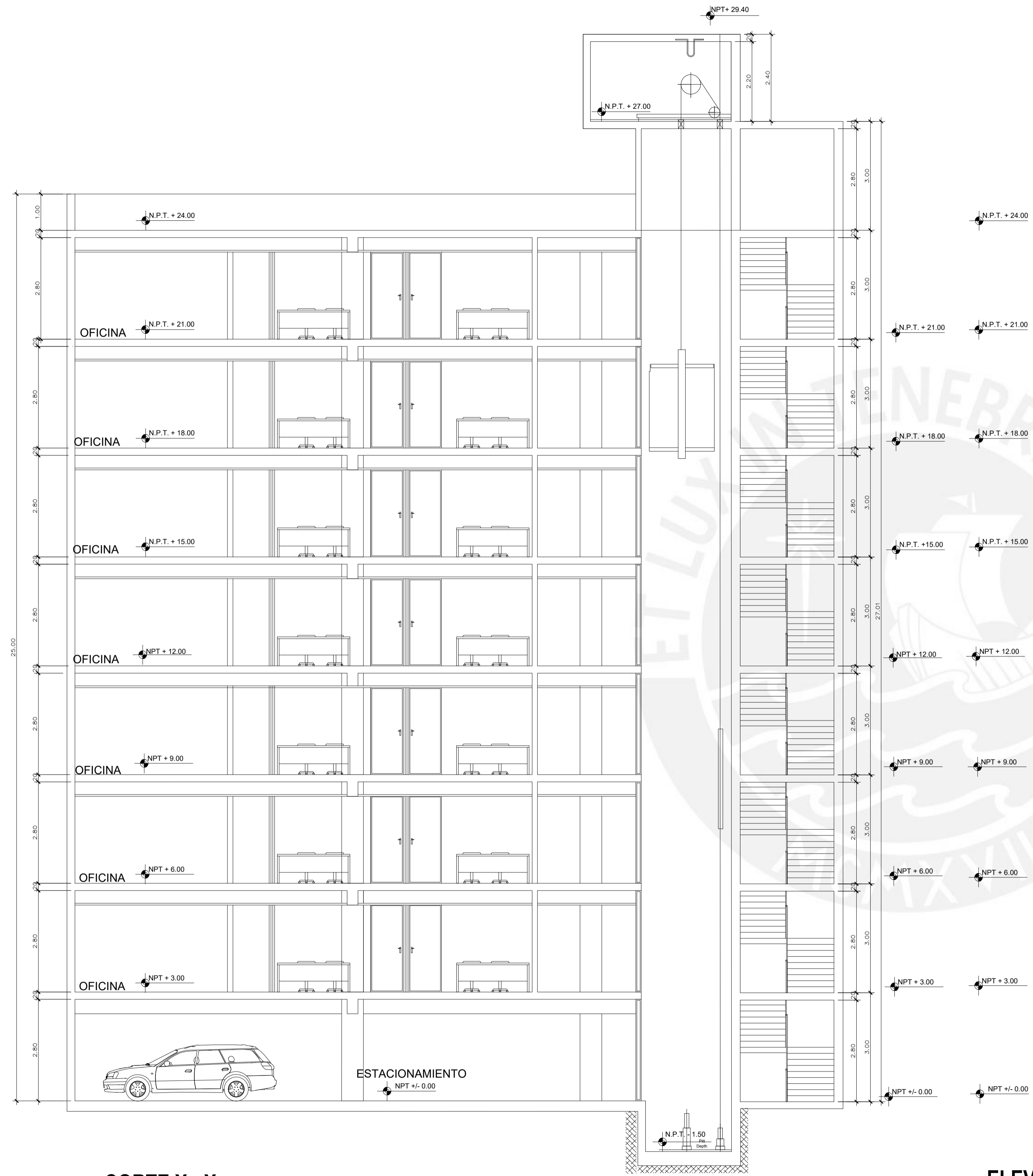
CORTE Y - Y

ESCALA : 1/75

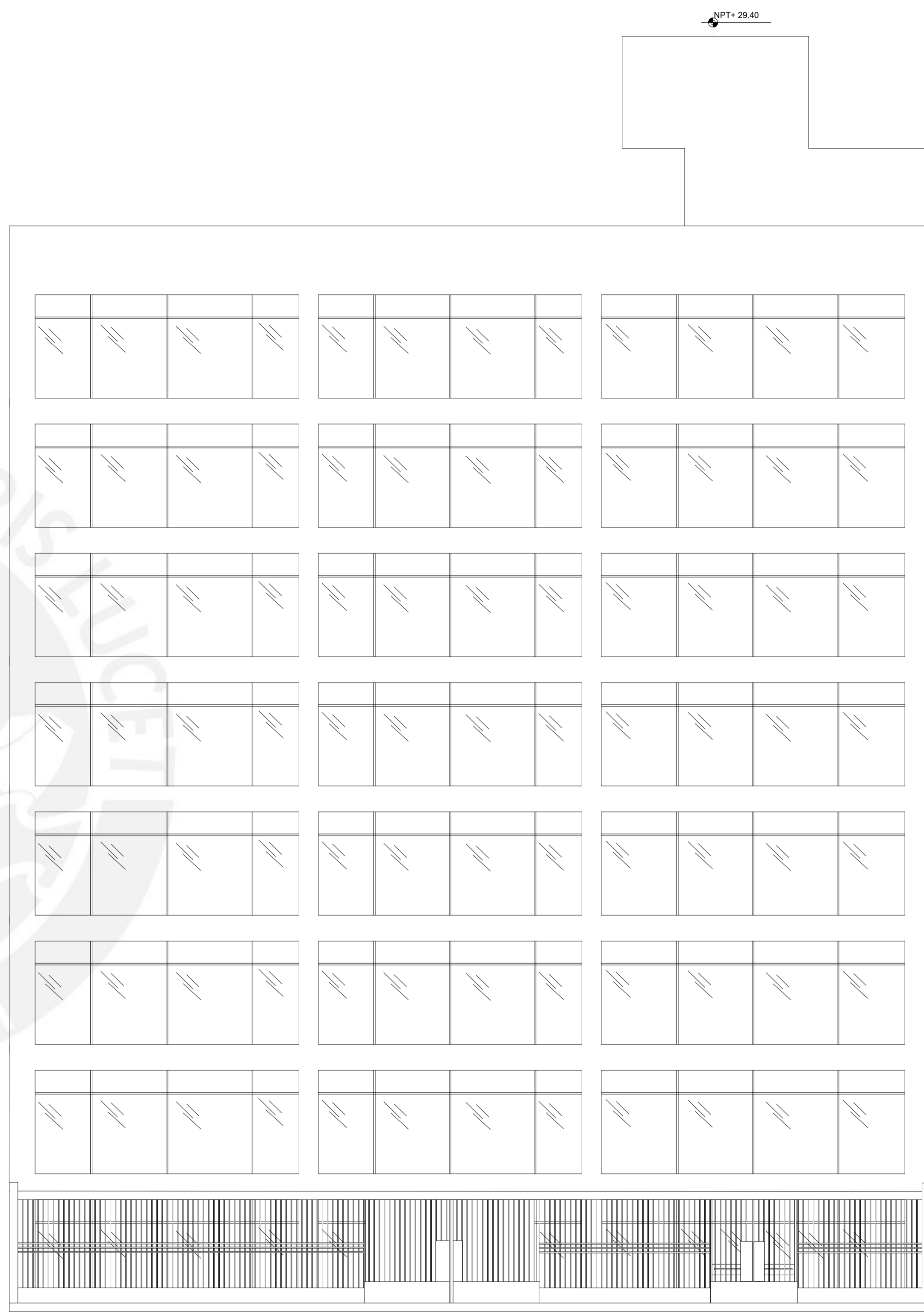
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO :	TESIS PUCP	ESCALA :	1/75	FECHA :	MAYO 2019
	ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ				
	PLANO :	ARQUITECTURA-CORTE Y-Y				
	ALUMNOS :	JOEL ACOSTA MORENO JHON GESAM BALCAZAR GARRIDO				

LAMINA N°:

A-5
de 6

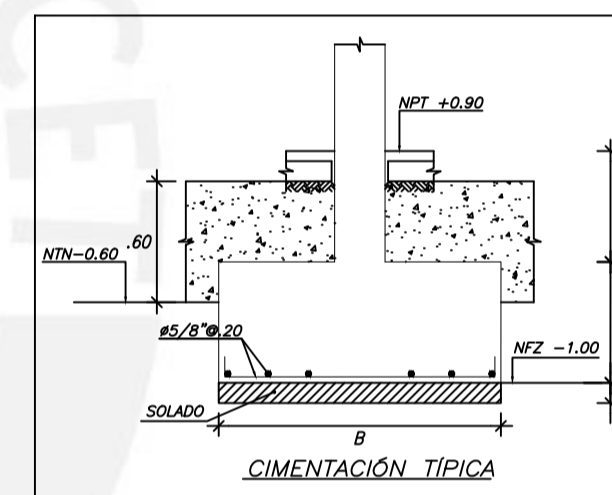
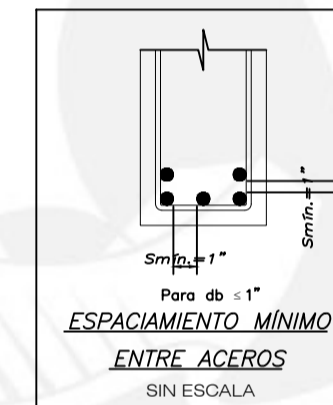
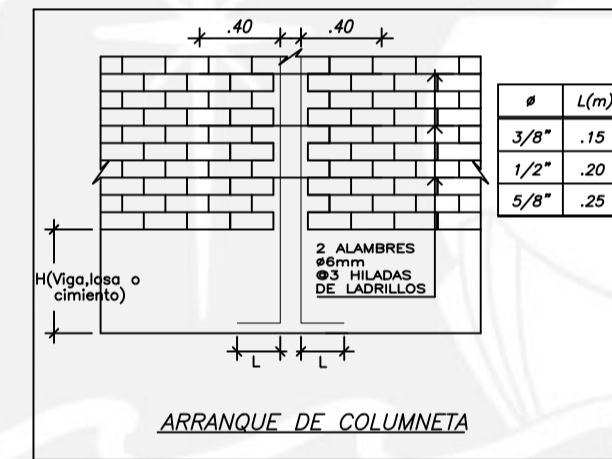
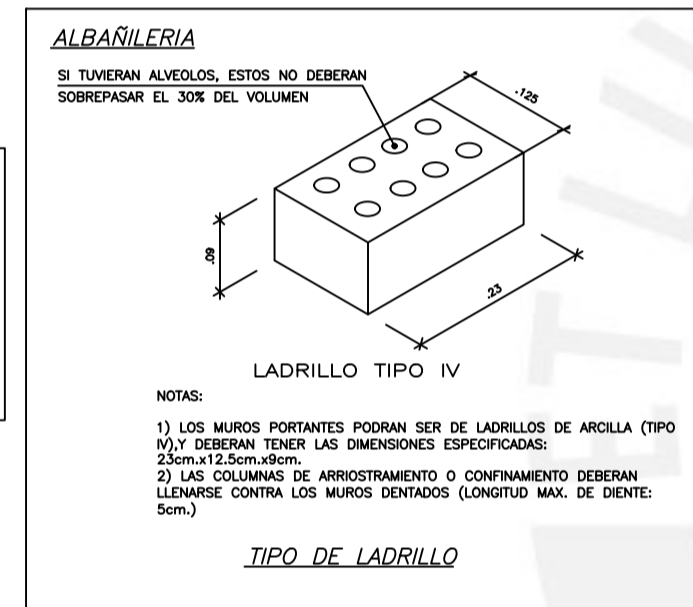
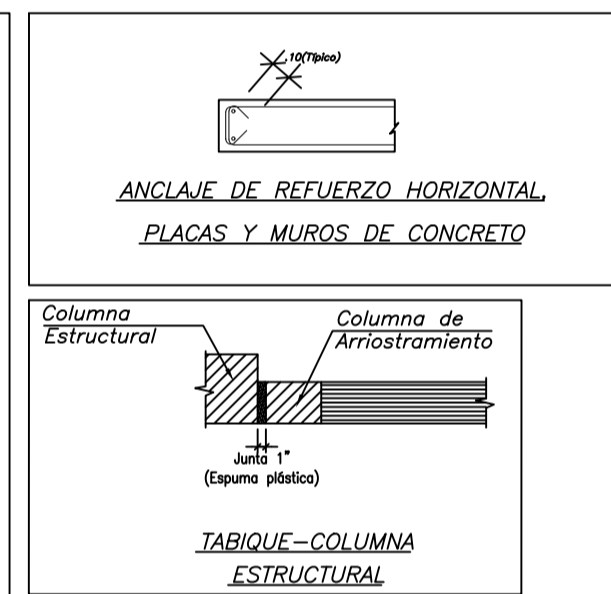
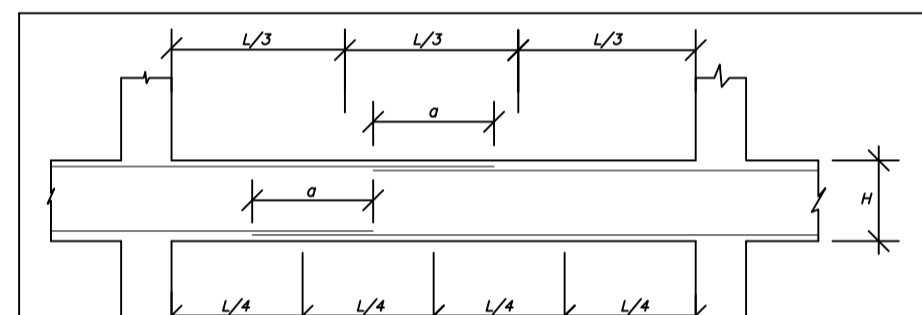
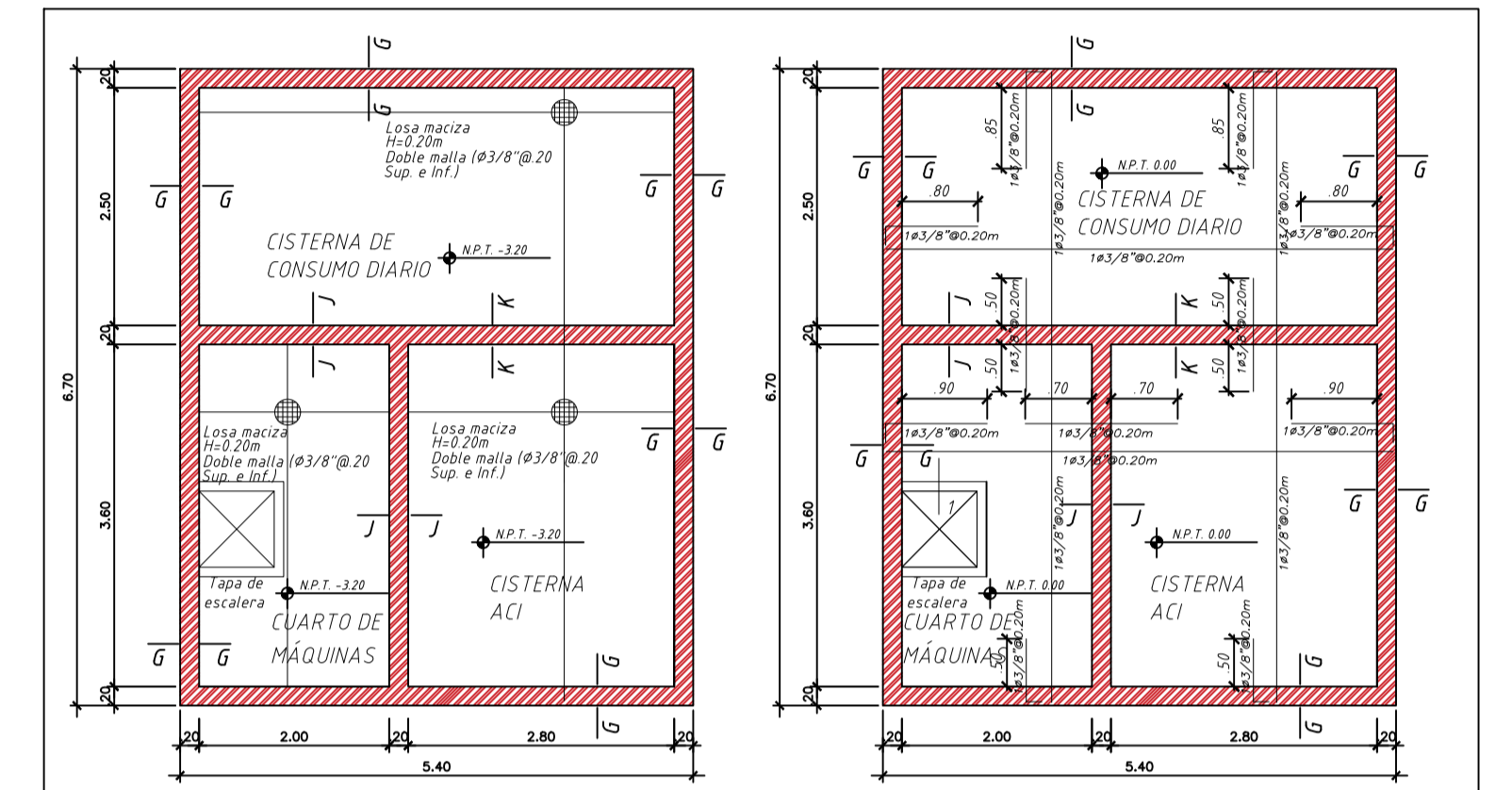
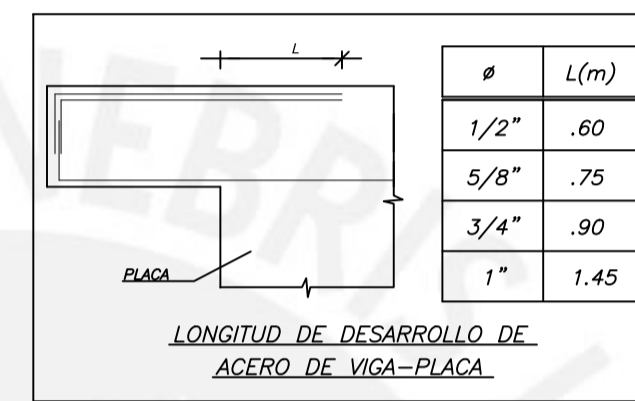
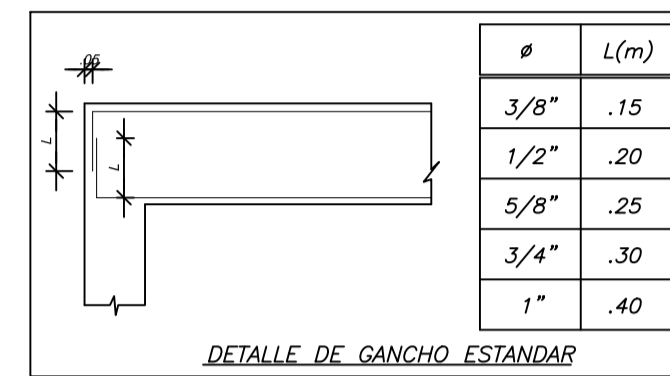
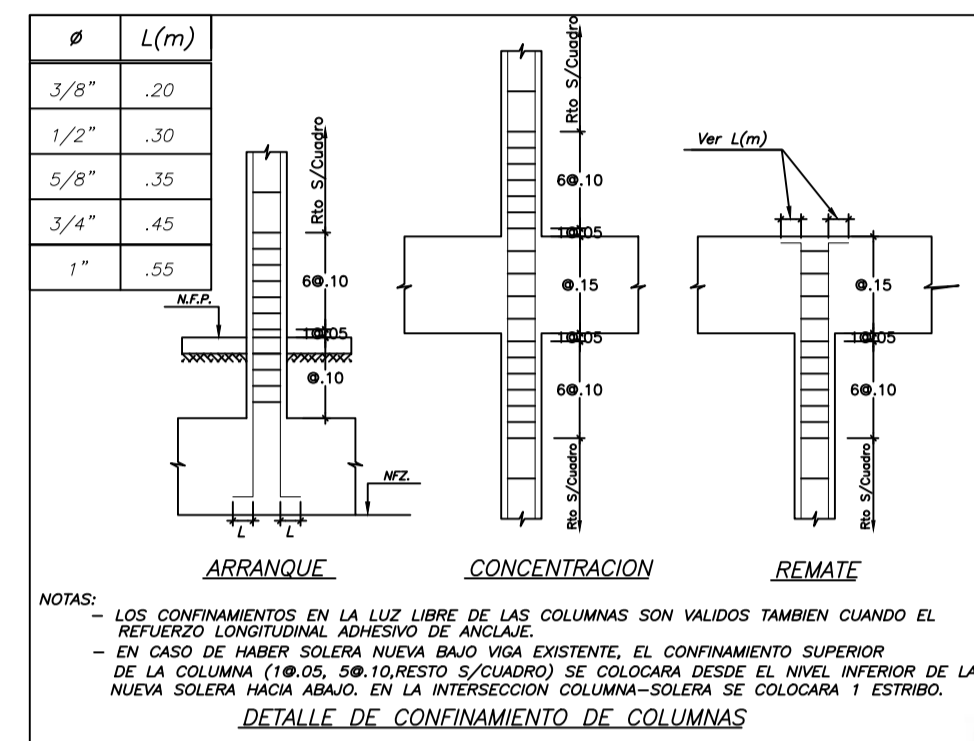
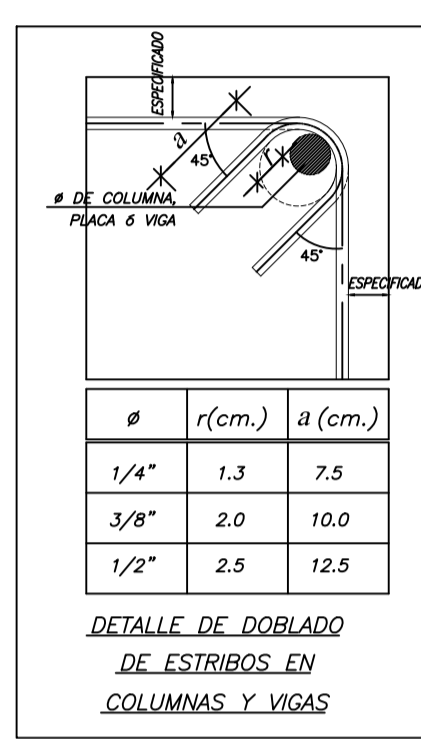
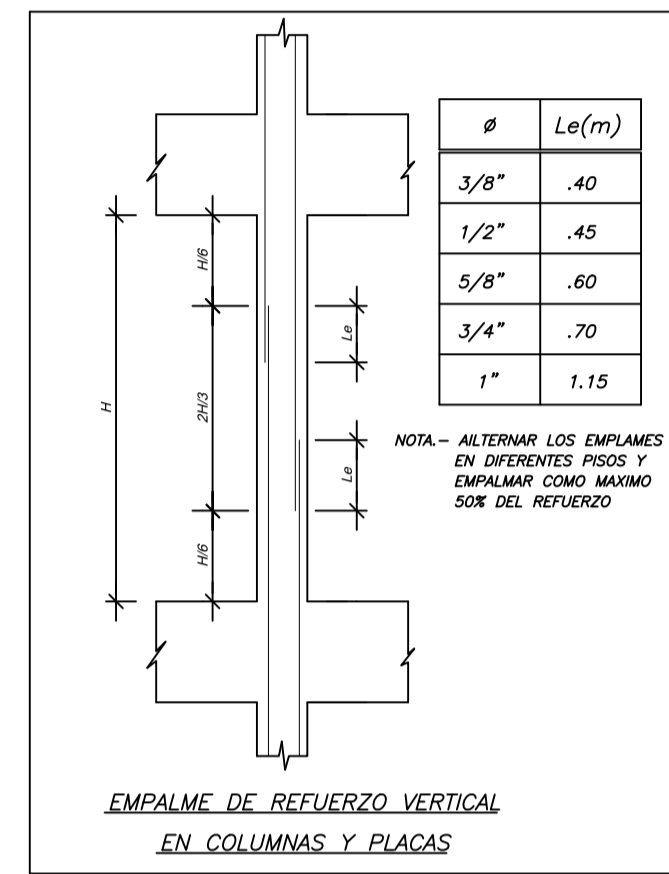
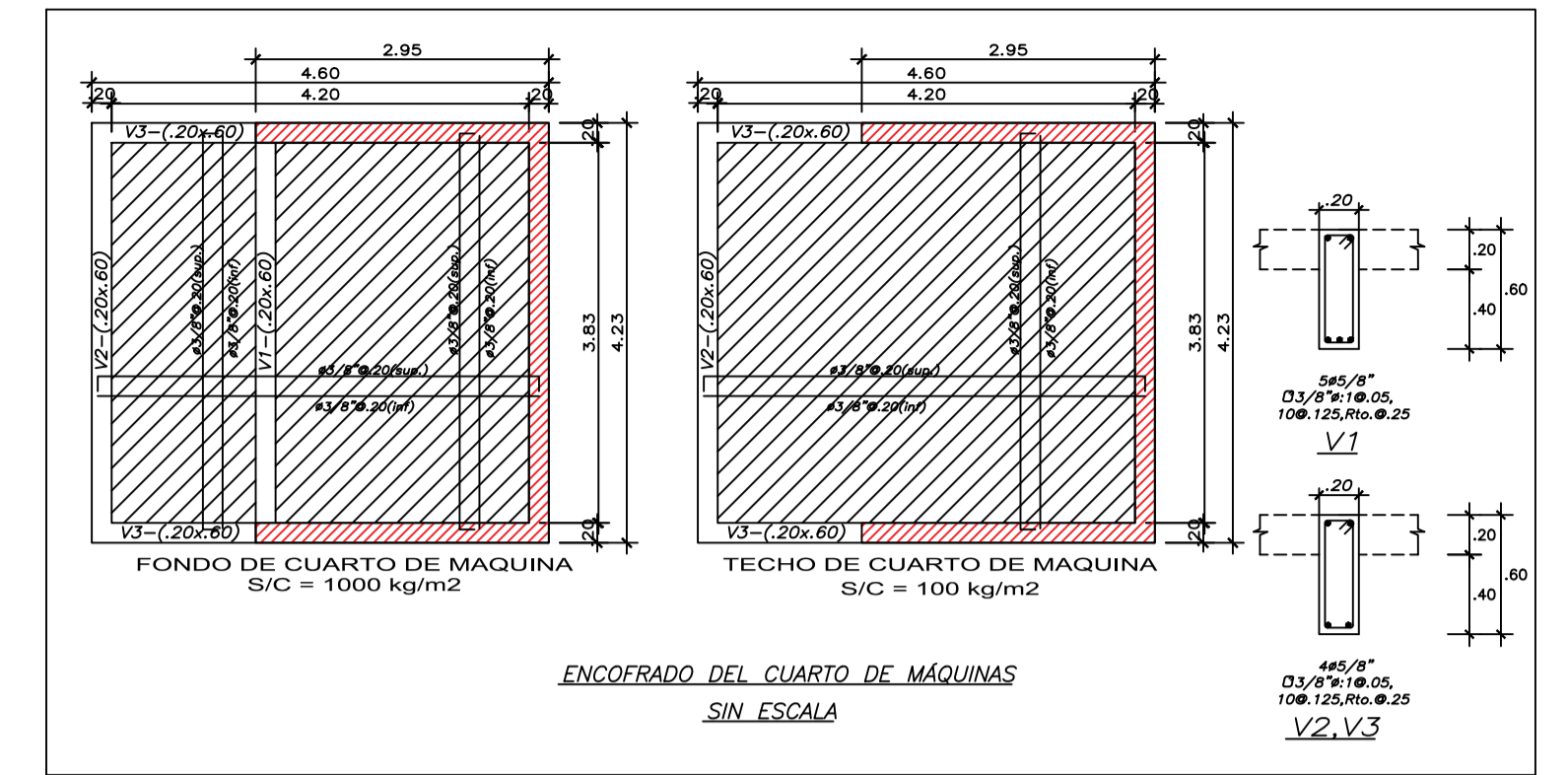
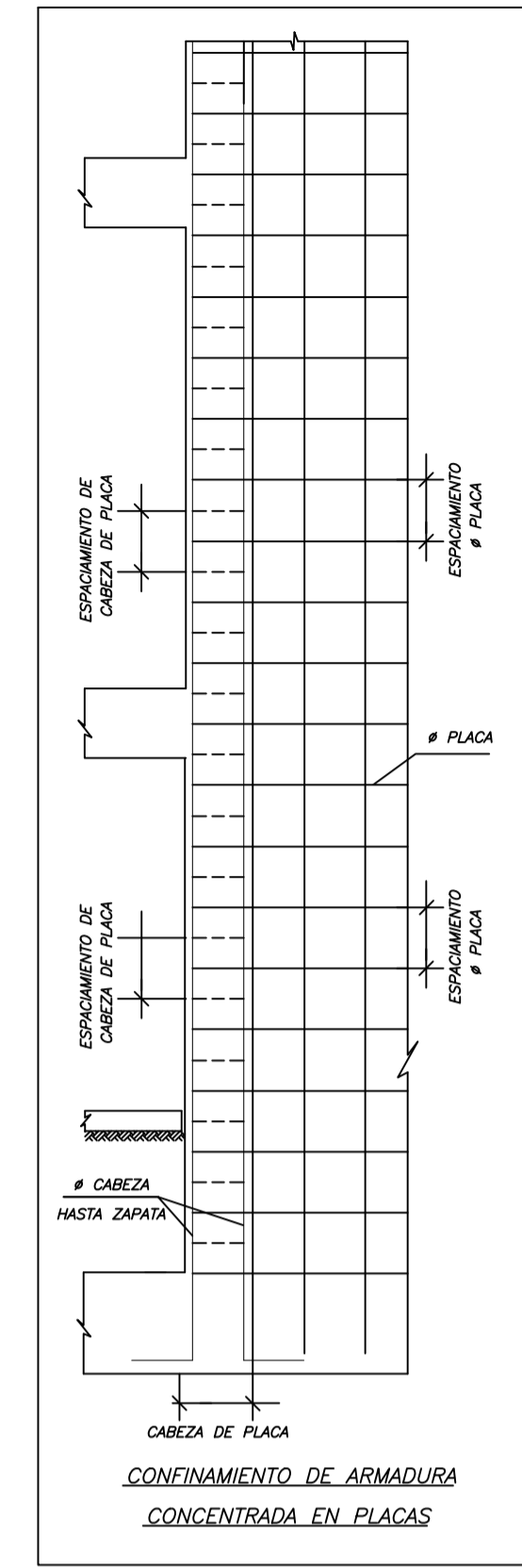
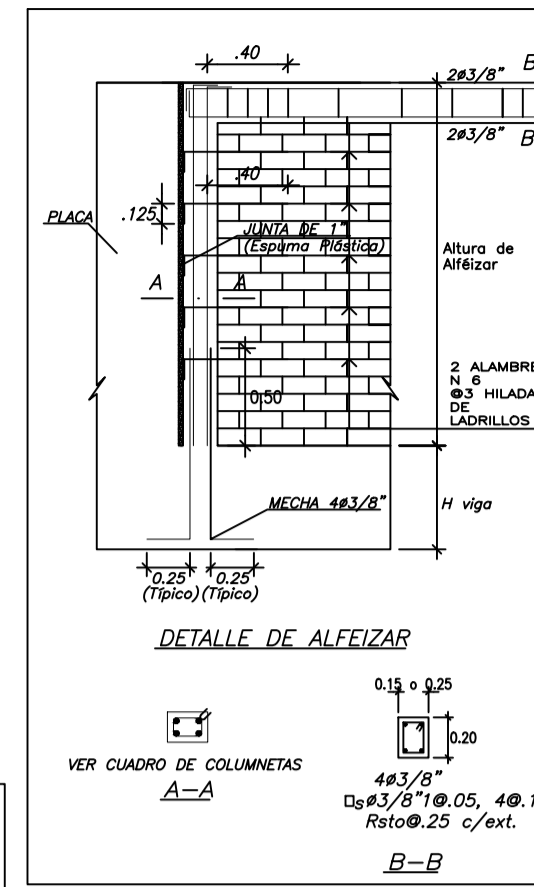
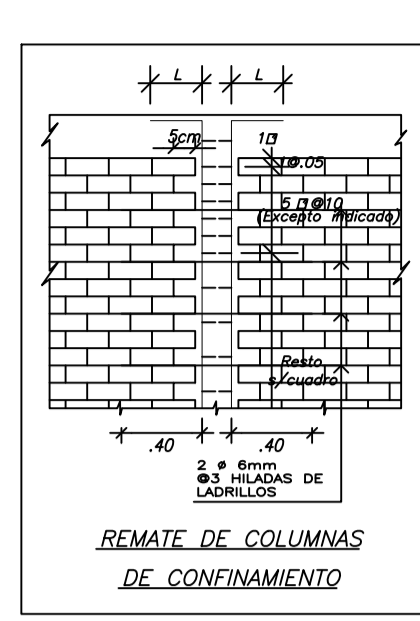
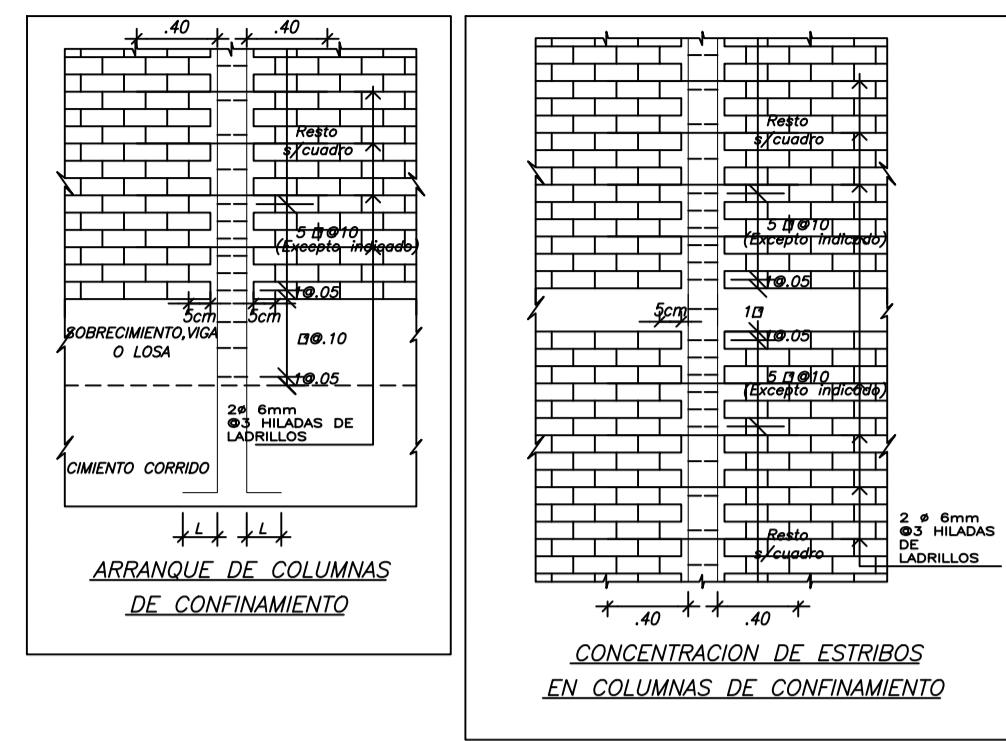
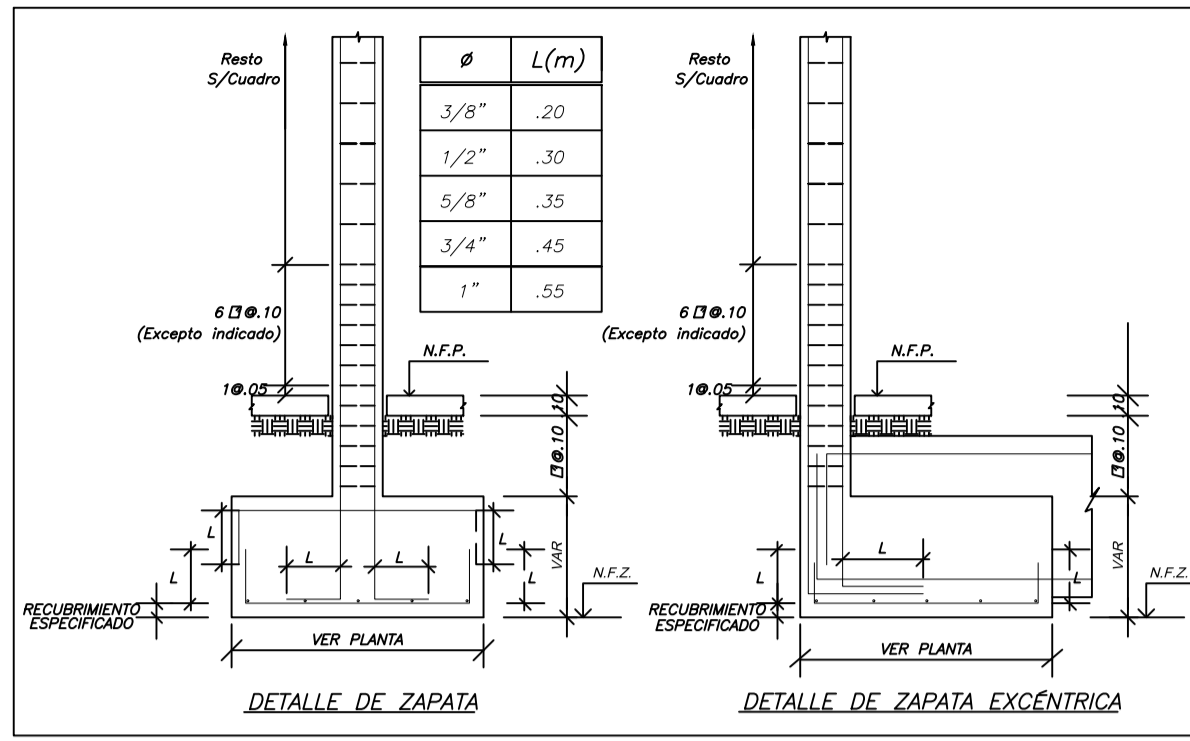


CORTE X - X
ESCALA: 1/75



ELEVACION
ESCALA: 1/75

	PROYECTO :	TESIS PUCP	ESCALA :	FECHA :	LÁMINA N.º		
	ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ				A-6	
	PLANO :	ARQUITECTURA-CORTE X-X, ELEVACION					de 6
	ALUMNOS:	JOSÉ ACOSTA MORENO JHONAI GESHAM BALCAZAR GARRIDO					
		1/75	MAYO 2019				

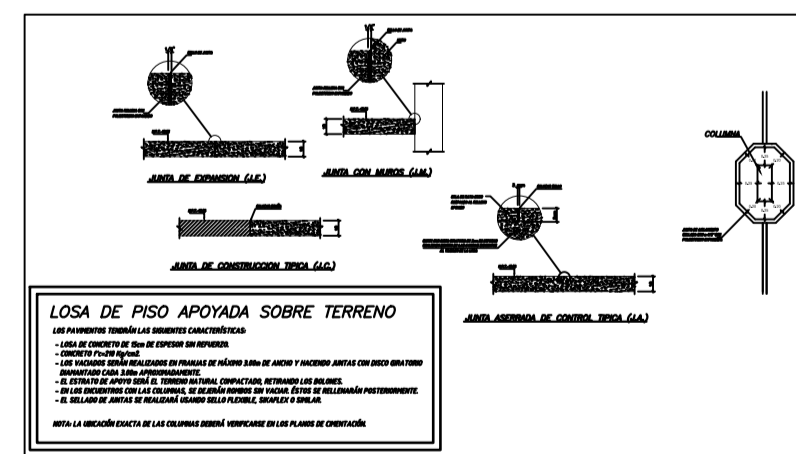
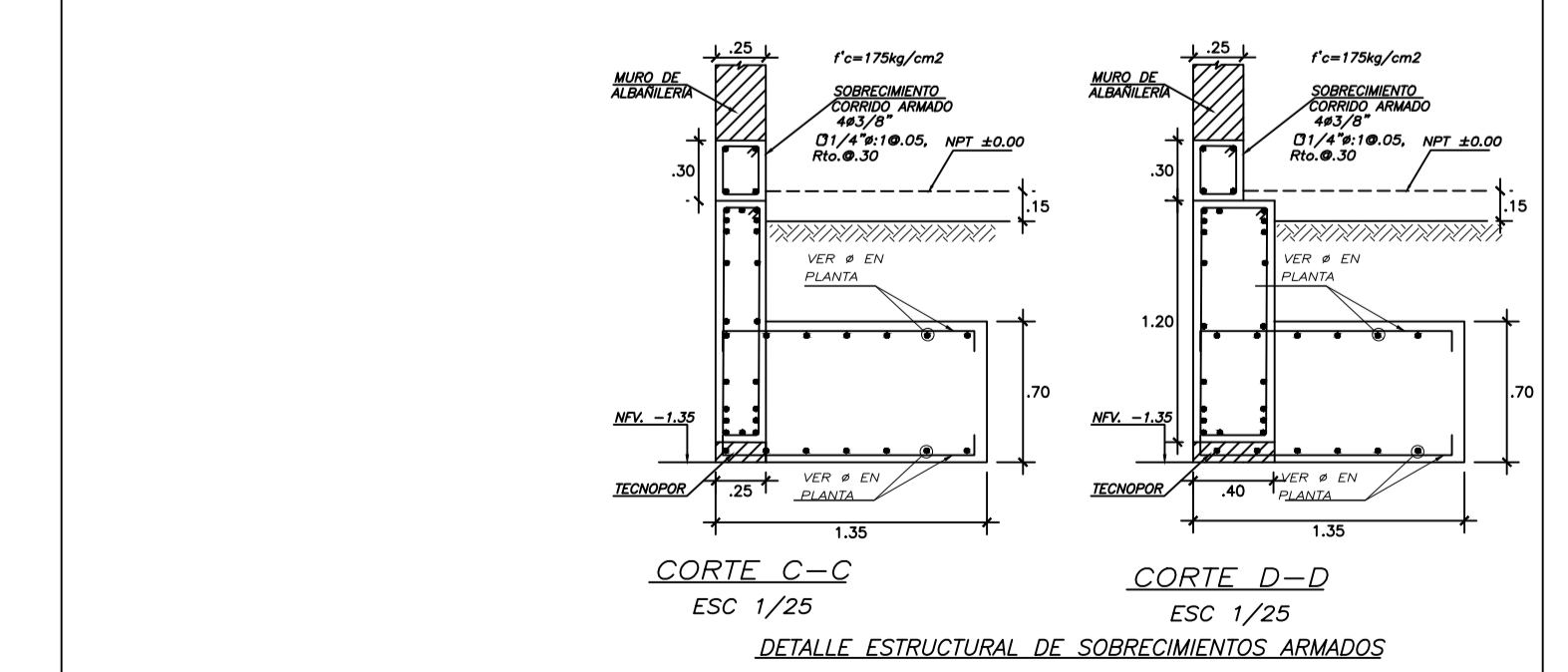
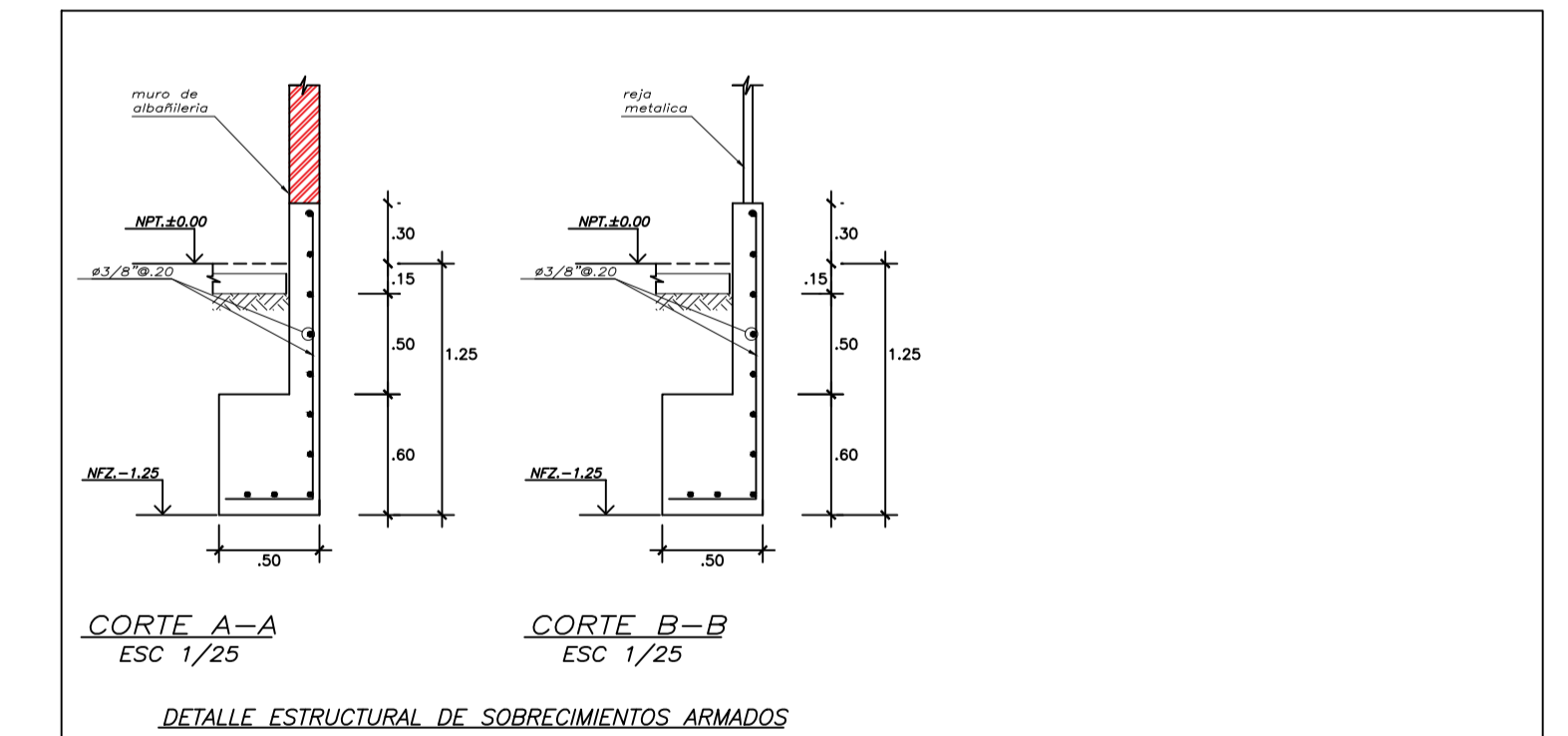
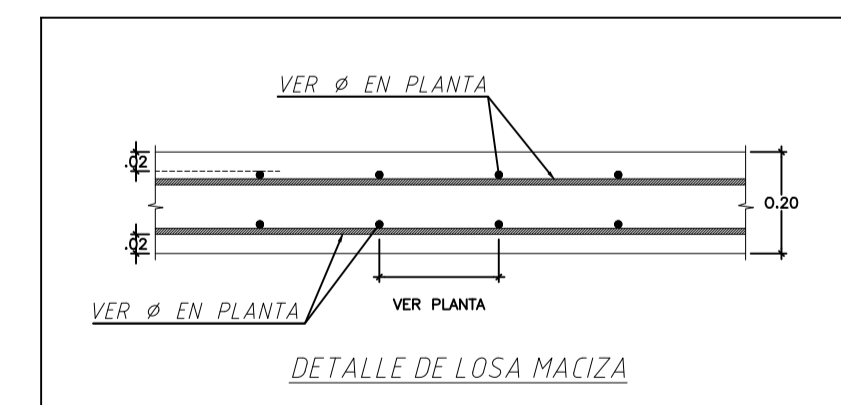
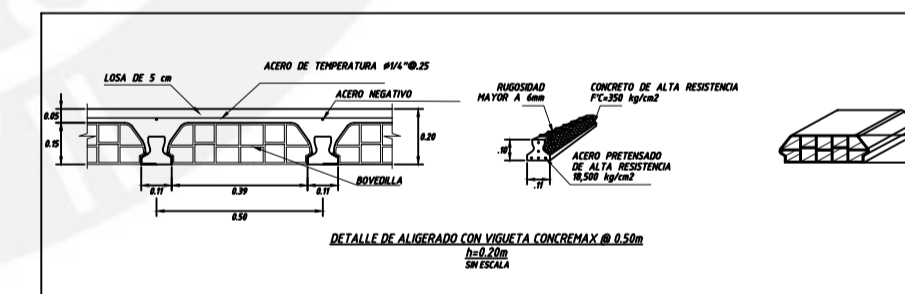
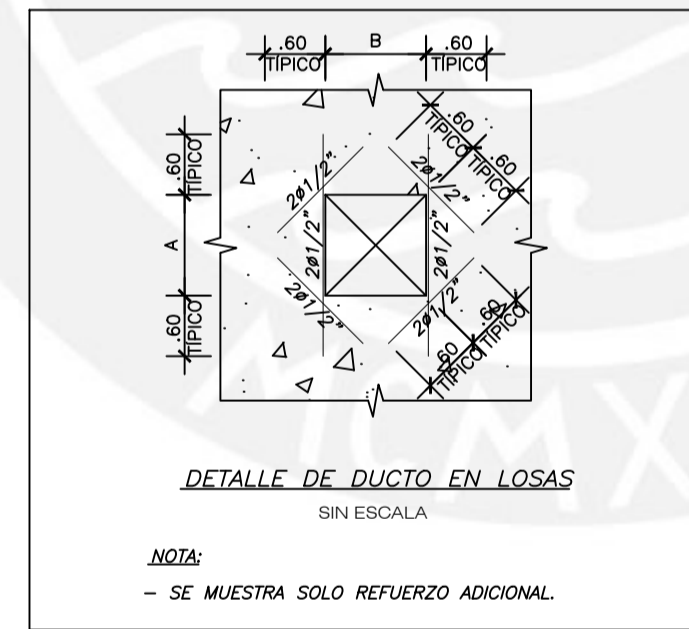
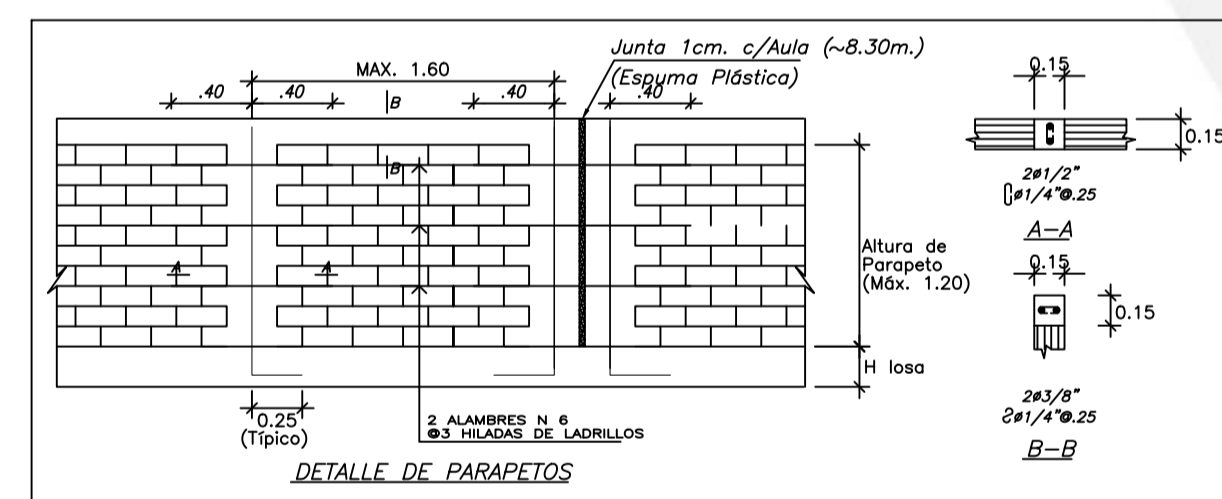
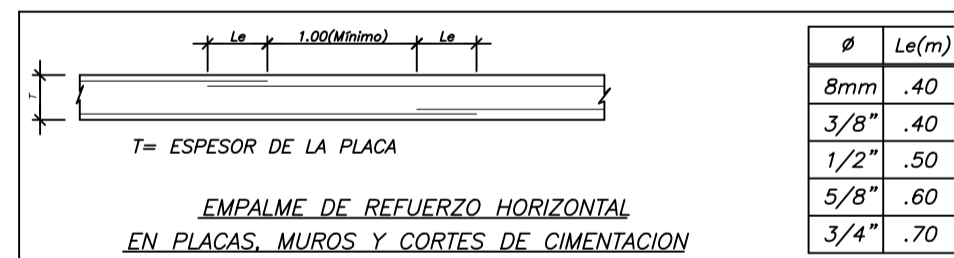


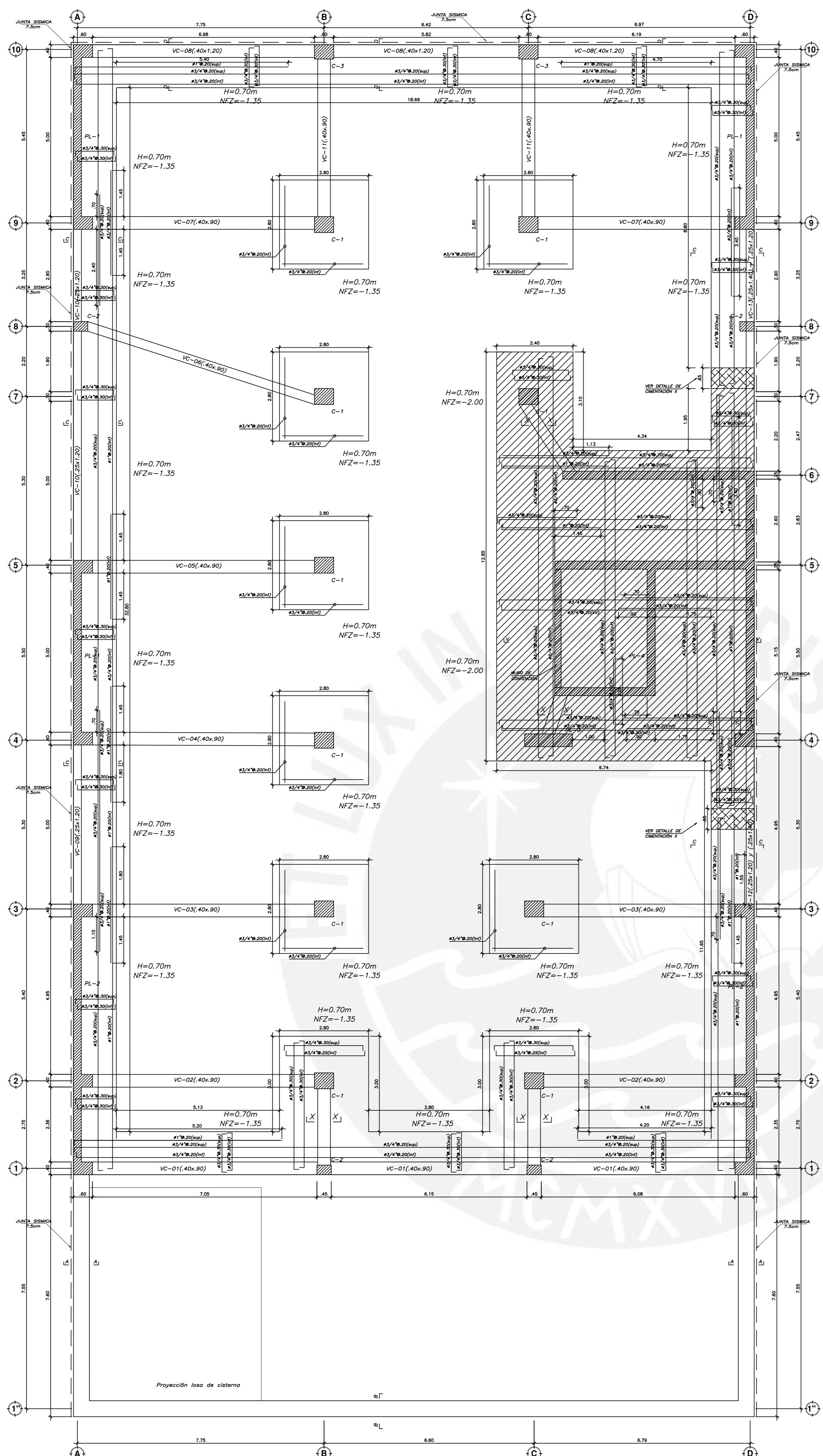
VALORES DE a (mts)

φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.50
1/2"	.50	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.70	.90
1"	1.15	1.50

NOTAS:

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APAYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cm. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cm. PARA 1/2" O 5/8".



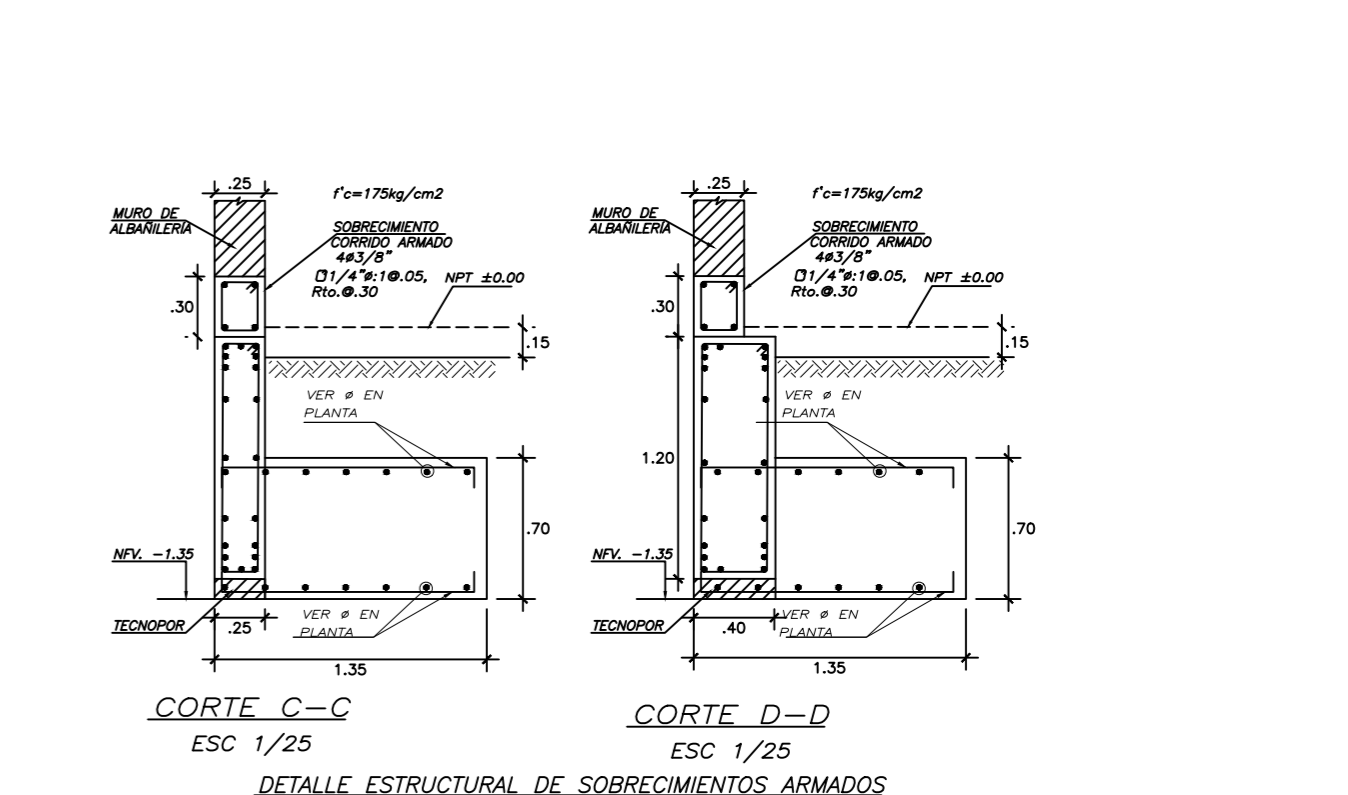
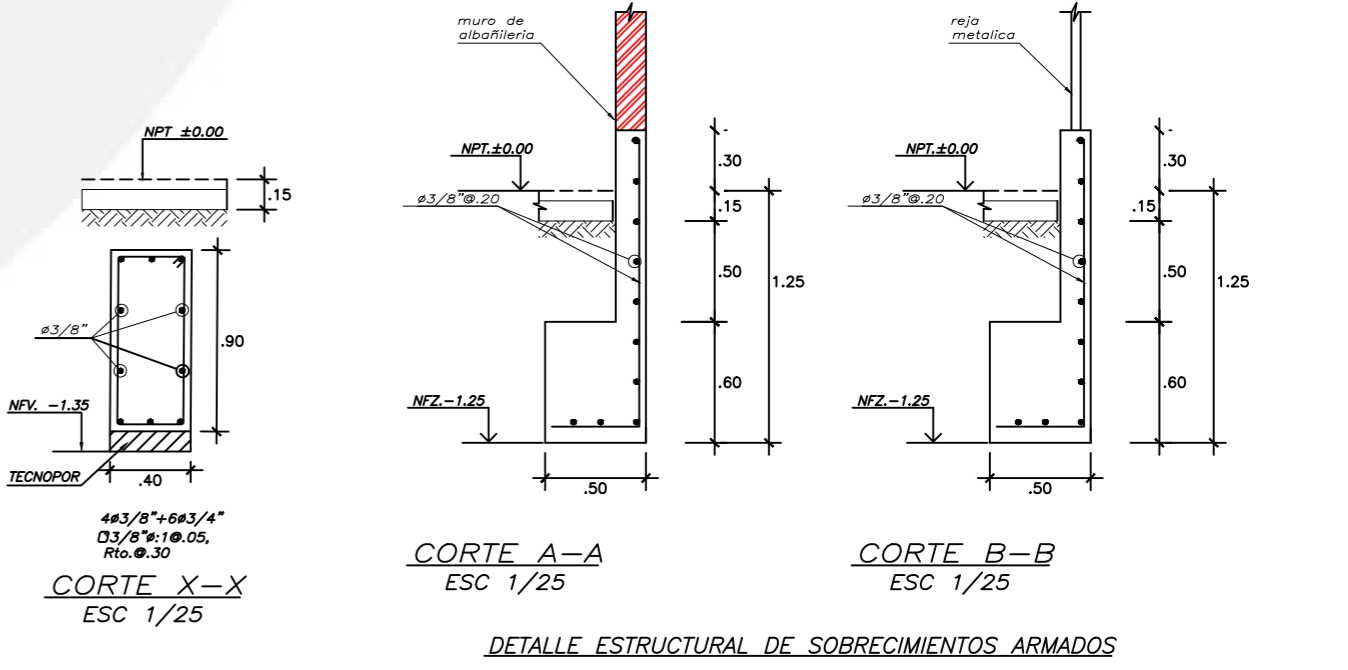
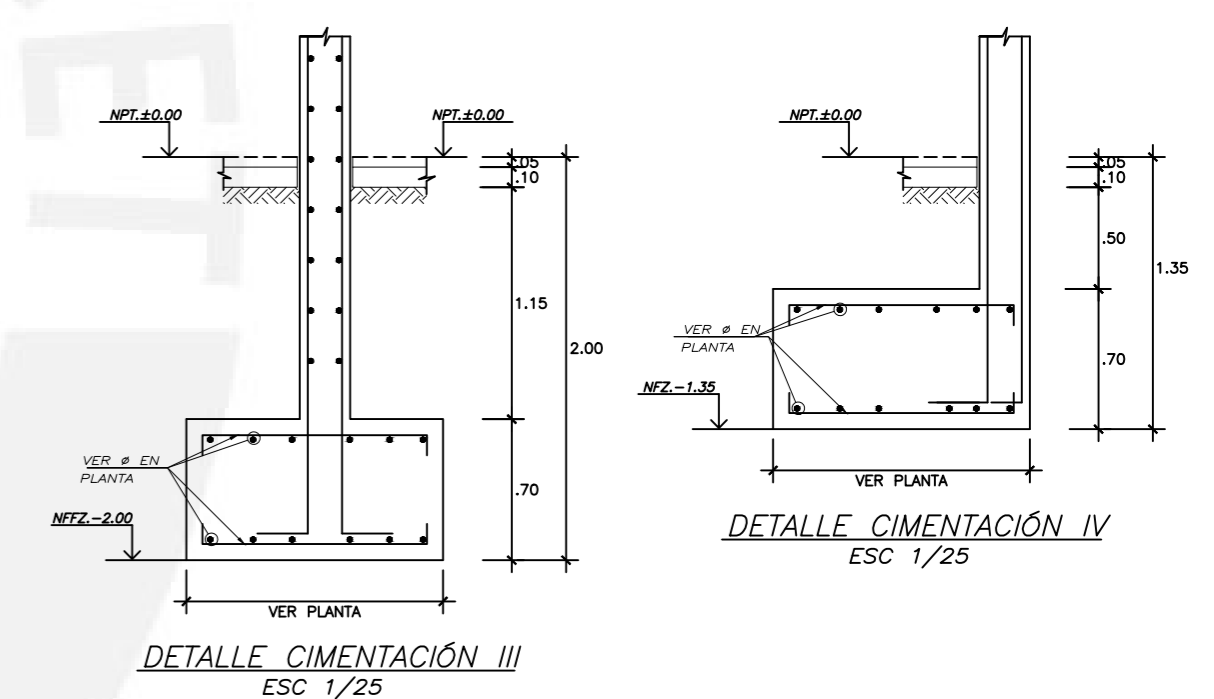
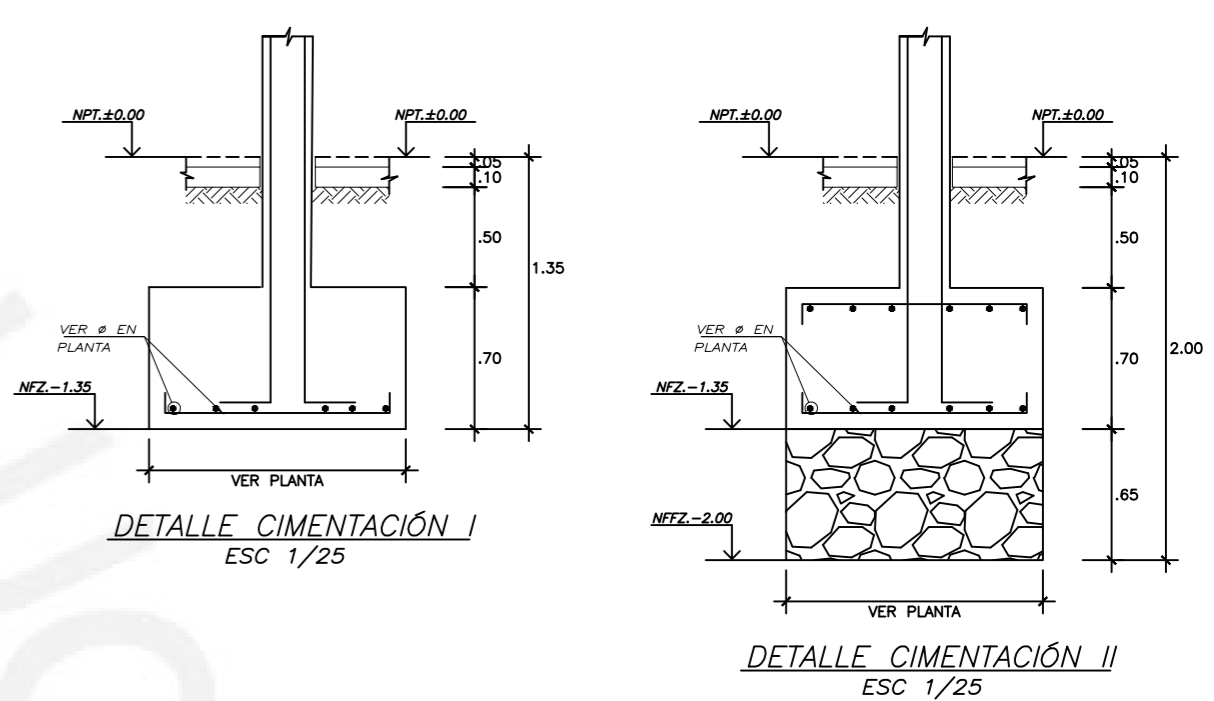


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

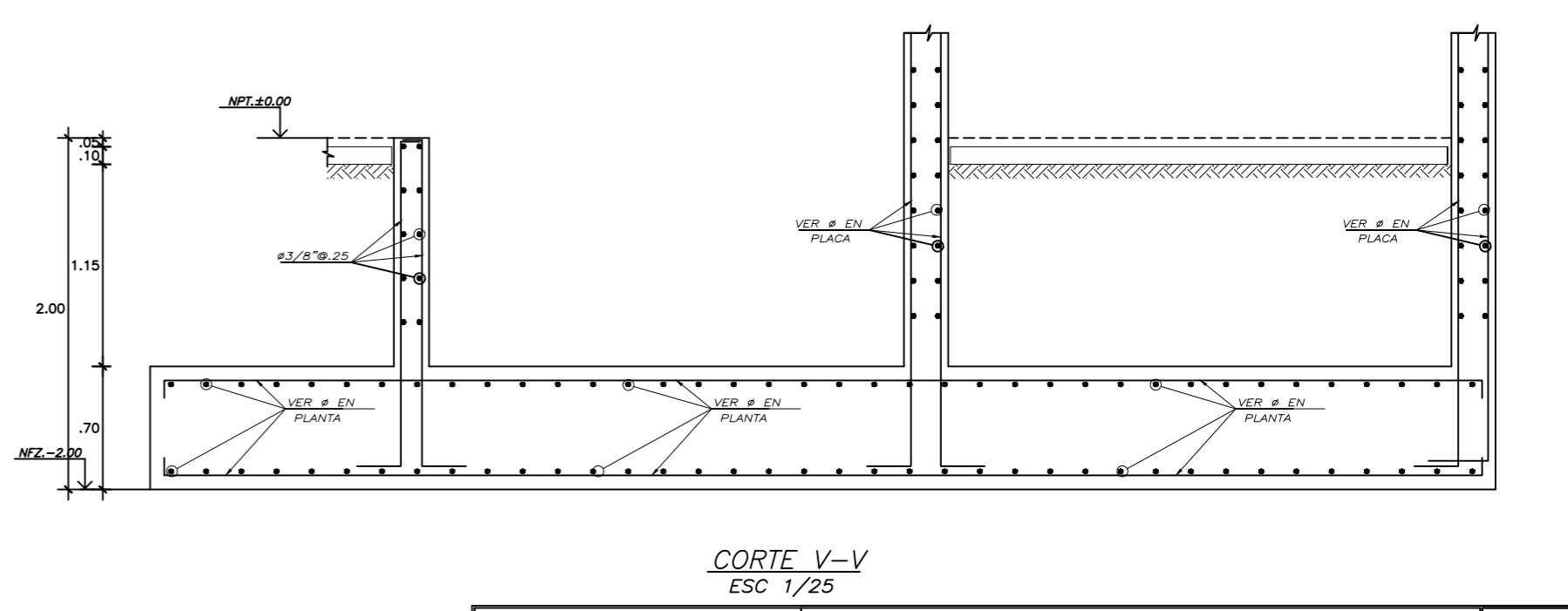
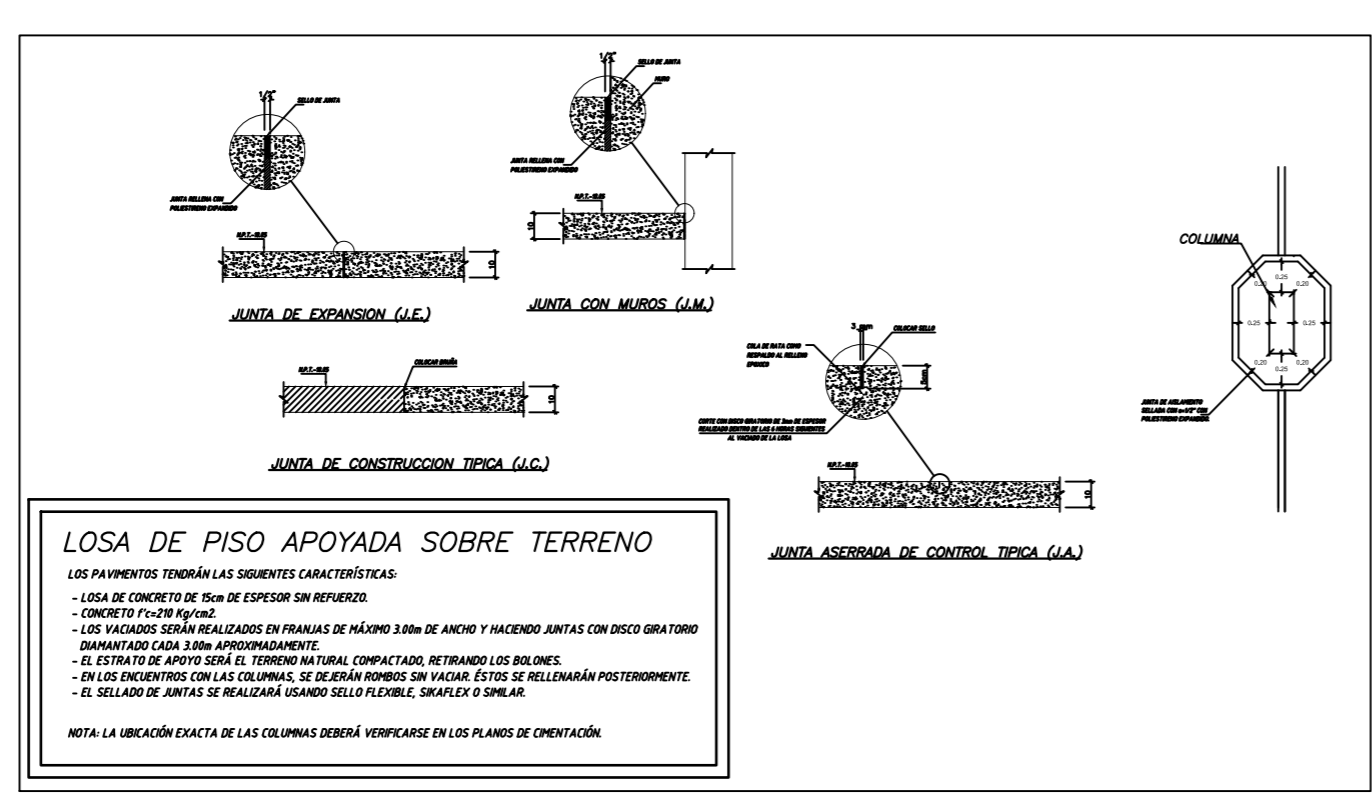
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO GENERAL	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO CISTERNA	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ($f_c < 0.5$)
FIERRO CORROADO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO SIMPLE	
CIMENTO CORRODO	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ + 3.0% DE PIEDRA GRANDE (6" MAXIMO)
FALSA ZAPATA	MEZCLA CEMENTO : HORMIGÓN 1:2:3 30% DE PIEDRA GRANDE (6" MAXIMO)
ALBAÑILERIA	
MUROS PORTANTES, TABIQUERIA EXTERIOR Y CERCOS	
LABRILLO CLASE II SÓLIDO, TIPO KING-KONG	$f_m = 35 \text{ kg/cm}^2$
RESISTENCIA MINIMA DEL LABRILLO	$f_b = 130 \text{ kg/cm}^2$
% MAXIMO DE VACIOS	30
MORTERO P2 (CEMENTO/CAL HIDRATADA/ARENA)	1 / 1/2 / 4
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Mín.)
TABIQUERIA INTERIOR	1.5 cm (Max.)
LABRILLO TIPO PANDERETA	
MORTERO P2 (CEMENTO/ARENA)	1/2
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Mín.) 1.5 cm (Max.)
LA ALBAÑILERIA IRA UNIDA A LA ESTRUCTURA CON 2 ALAMBRES N° 8 CADA 3 HILADAS, LOS CUALES ENTORNAN 0.50m EN EL MURO Y ANCLAN EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO UN MINIMO DE 0.25m	
RECUBRIMIENTOS	
ALIGERADOS, LOSA Y VIGAS CHINAS	2.0 cm
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS	4.0 cm
COLUMETAS DE CONFINAMIENTO	2.0 cm
ZAPATAS	7.5cm

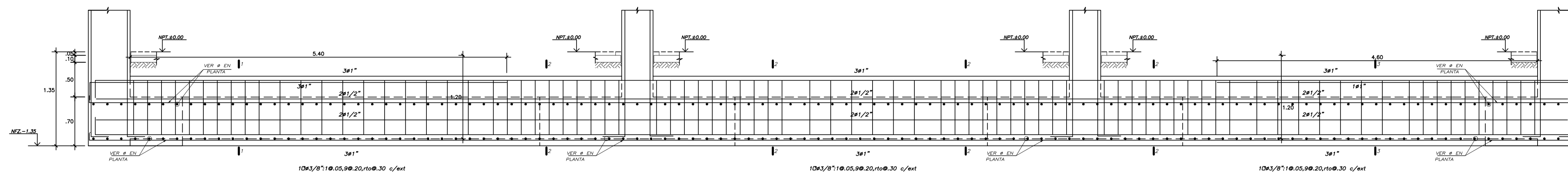
- ### RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACION
- 1) TIPO DE CIMENTACION : CIMENTO CORRODOS Y ZAPATAS CUADRADAS ARMADAS
 - 2) ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION : GRAVA MAL GRADUADA
 - 3) PROFUNDIDAD DE CIMENTACION : 1.20 (RESPECTO DEL NIVEL DE TERRENO NATURAL)
 - 4) PRESION ADMISIBLE : 4.00 kg/cm²
 - 5) TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SIMSOPRESISTENTE: TIPO S1 - FACTOR DE SUELO = 1.00 - $f_m = 0.4 \text{ seg}$ - $T_w = 2.5 \text{ seg}$
 - 6) ADECUACION DEL SUELO A LA CIMENTACION : NO PRESENTA (UTILIZAR CEMENTO TIPO I)

- ### INFORMACION DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE
- A) Sistema estructural sísmo resistente:
 X-X : Muros de concreto armado
 Y-Y : Muros de concreto armado
- B) Parametros de definición de fuerza sísmica:
 $Z = 0.35$
 $U = 1$
 $C = 1.637$ en X-X $C = 2.5$ en Y-Y
 $S = 1$
 $R = 0.75$ en X-X $R = 0.75$ en Y-Y
- C) Máximo desplazamiento de la estructura:
 En X-X Δ Máximo relativo = 0.87cm (0.0028)
 Δ Admisible = 2.1cm
 En Y-Y Δ Máximo relativo = 0.39cm (0.0013)
 Δ Admisible = 2.1cm

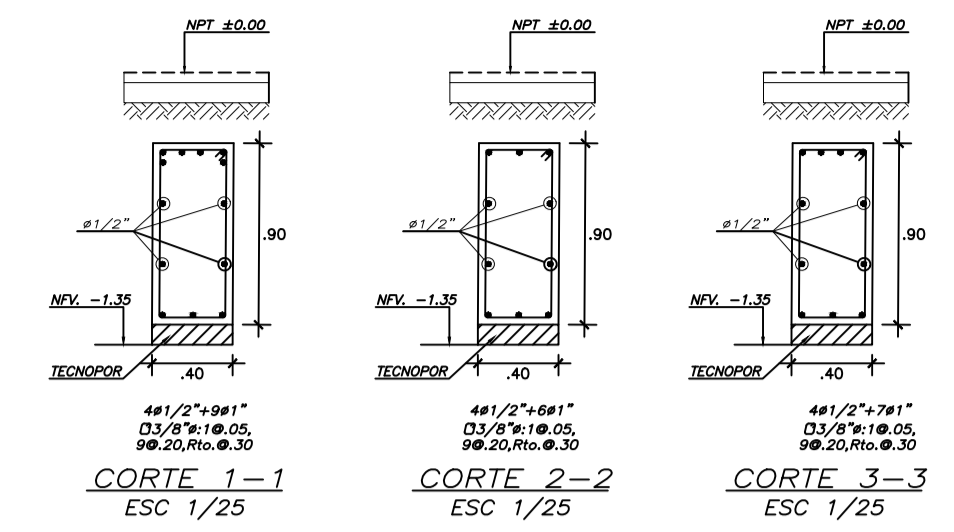


PLANTA DE CIMENTACIÓN
 ZAPATAS DE CONCRETO ARMADO, CIMENTACIÓN I H=0.70, NFZ=-1.35
 ZAPATAS DE CONCRETO ARMADO H=0.70, CIMENTACIÓN II NFZ=-1.35, NFFZ=-2.00
 ZAPATAS DE CONCRETO ARMADO H=0.70, CIMENTACIÓN III NFZ=-2.00

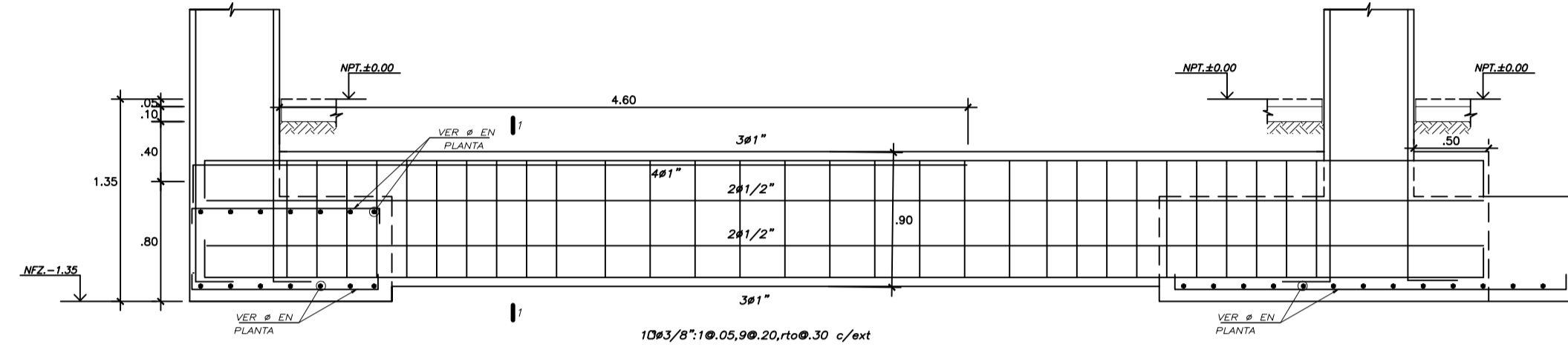




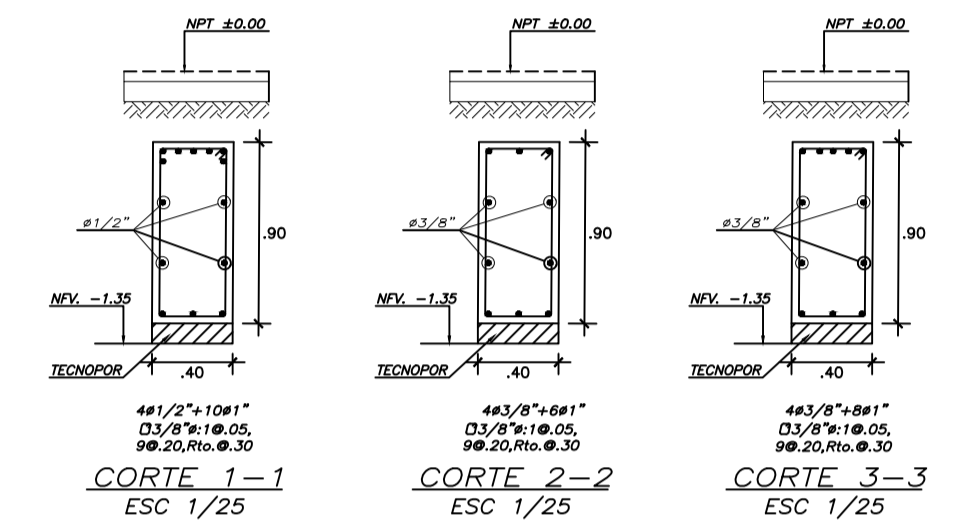
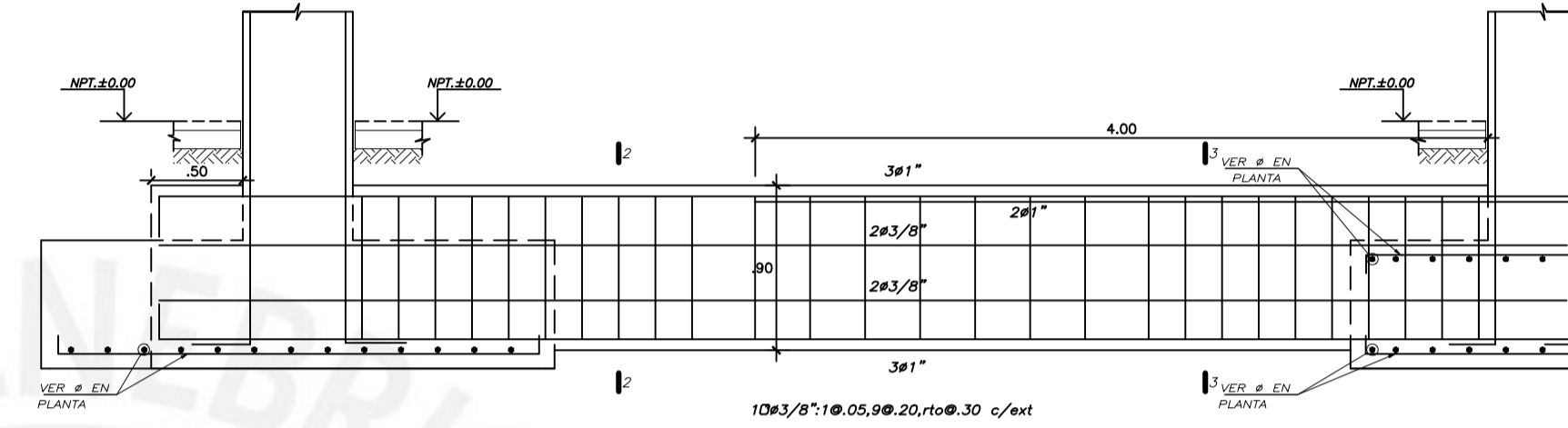
VC-01 (40x90)
ESC 1/25



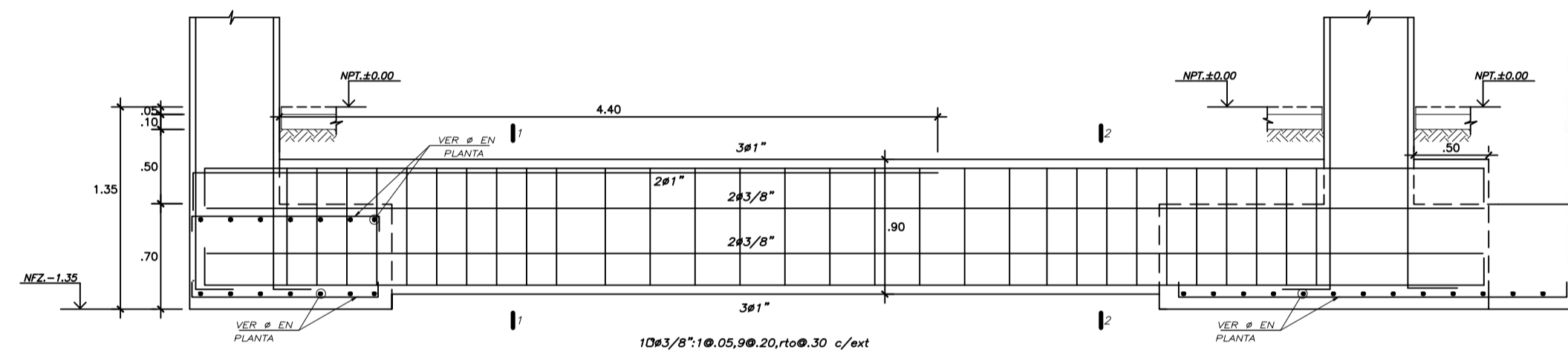
ESPESOR TECNOPOR 10cm.



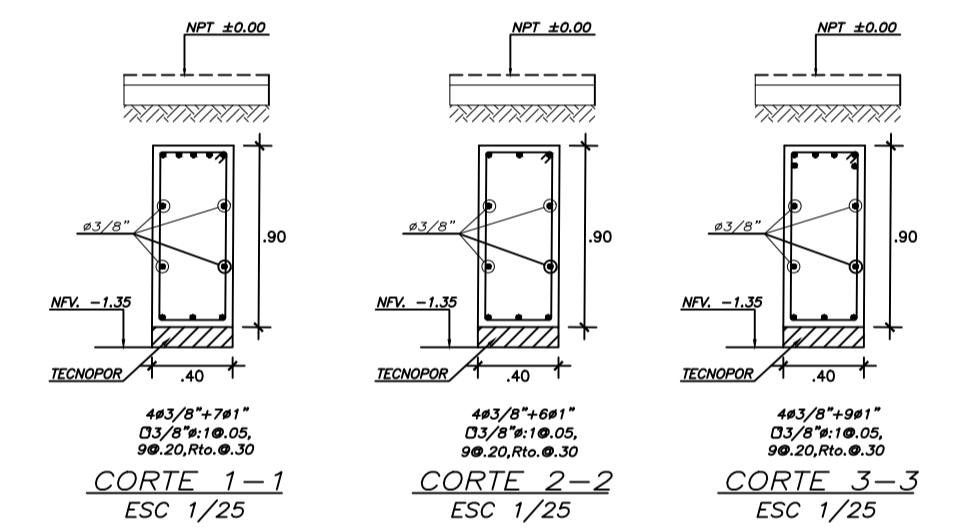
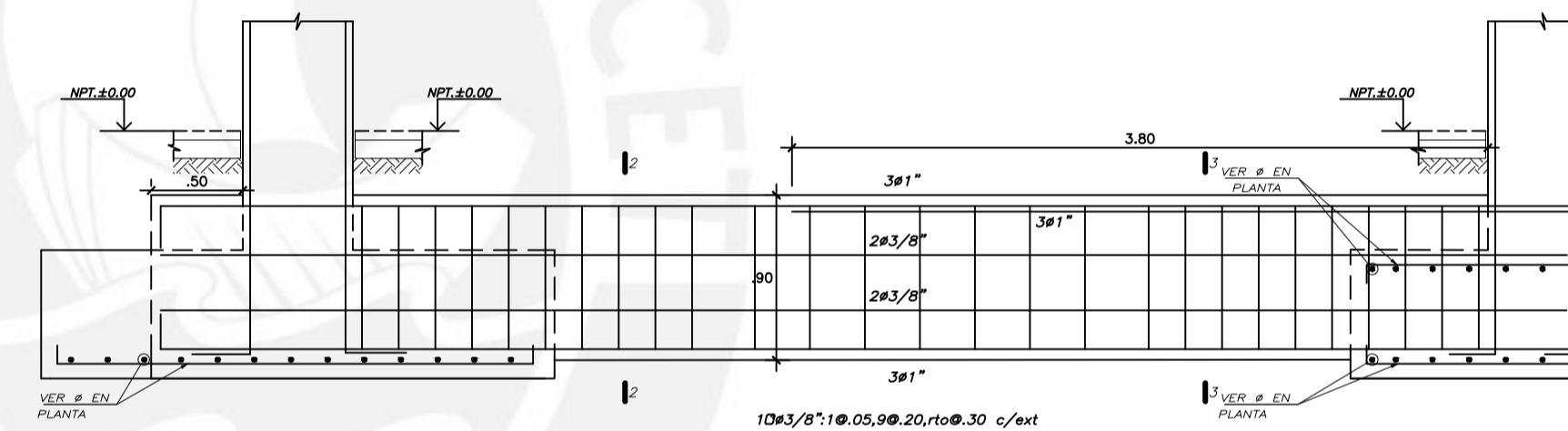
VC-02 (40x90)
ESC 1/25



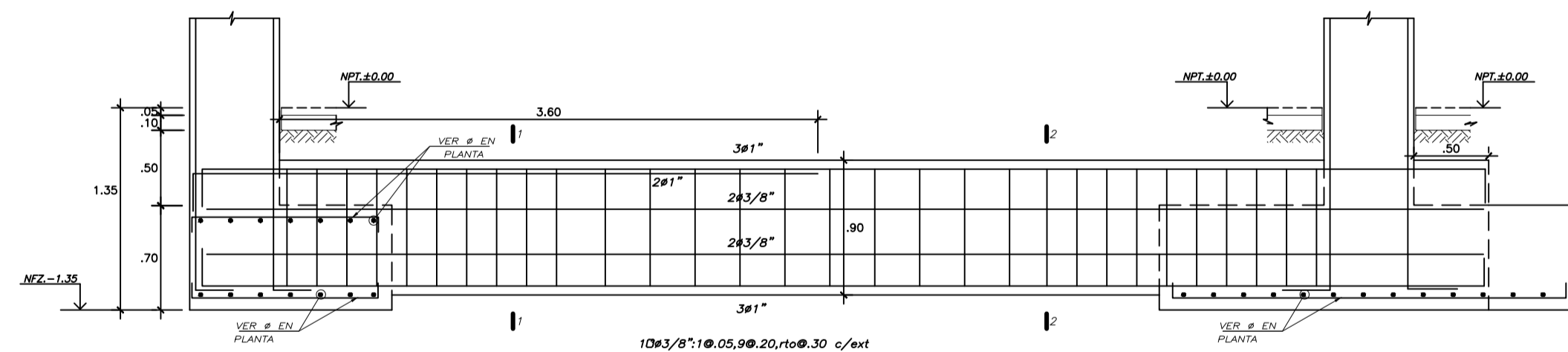
ESPESOR TECNOPOR 10cm.



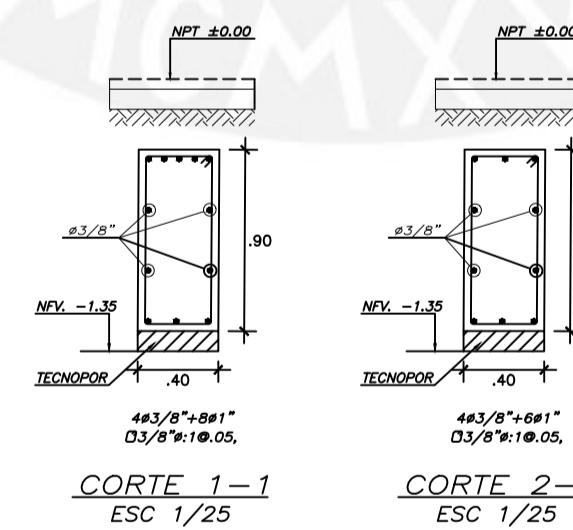
VC-03 (40x90)
ESC 1/25

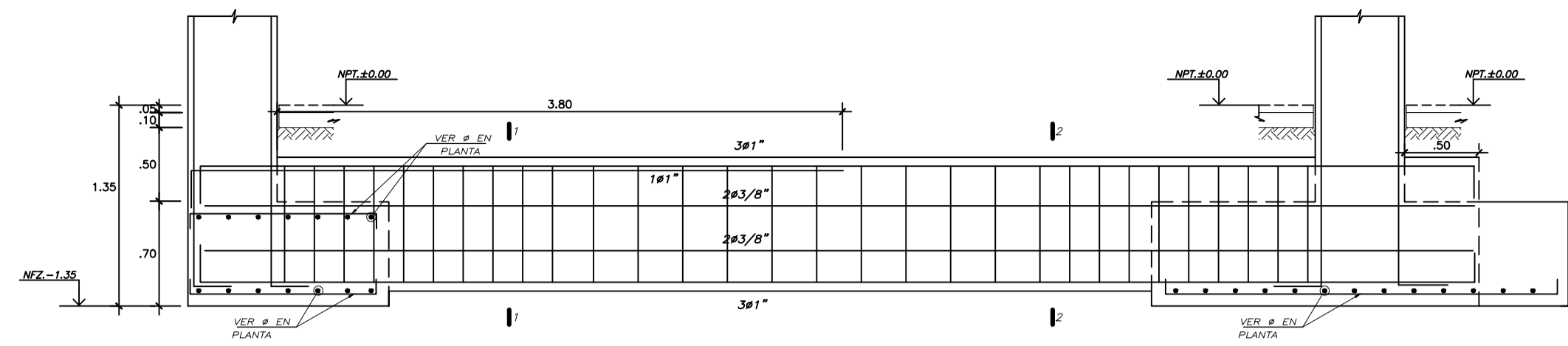


ESPESOR TECNOPOR 10cm.



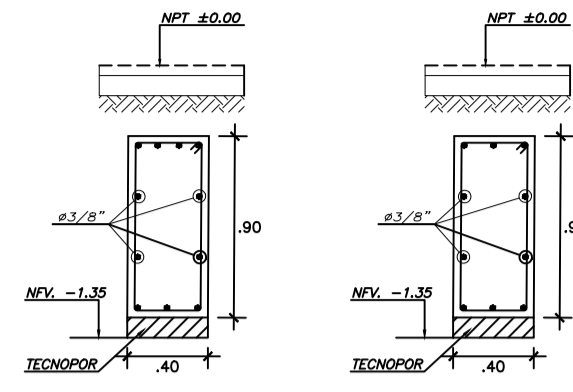
VC-04 (40x90)
ESC 1/25





10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

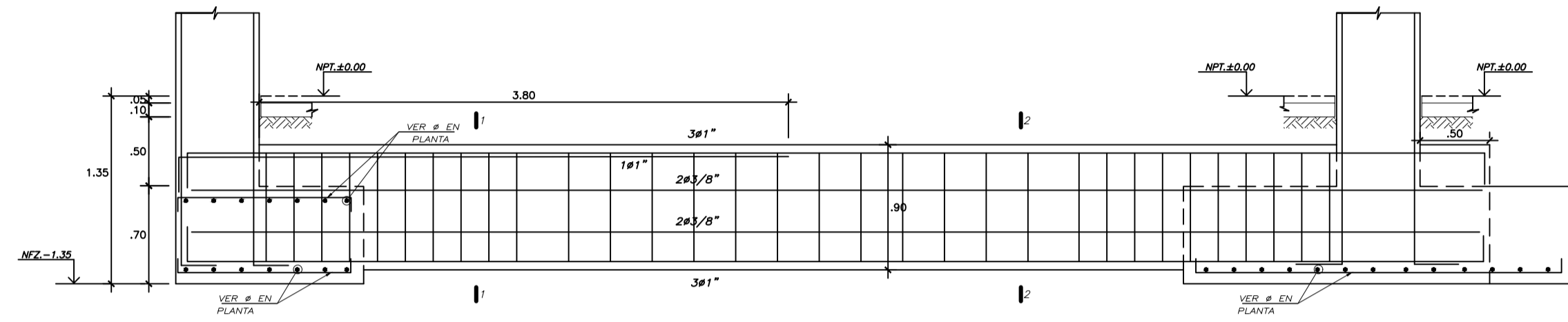
VC-05(40X.90)
ESC 1/25



CORTE 1-1
ESC 1/25

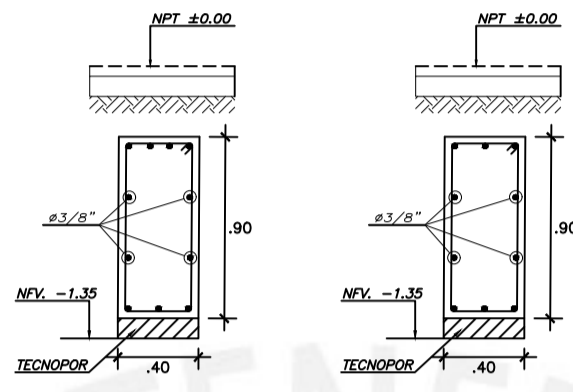
CORTE 2-2
ESC 1/25

ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

VC-06(40X.90)
ESC 1/25



CORTE 1-1
ESC 1/25

CORTE 2-2
ESC 1/25

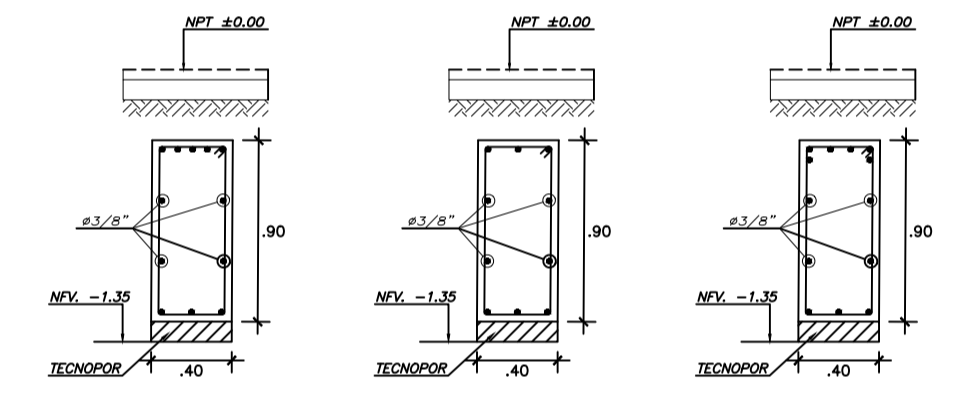
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

VC-07(40X.90)
ESC 1/25

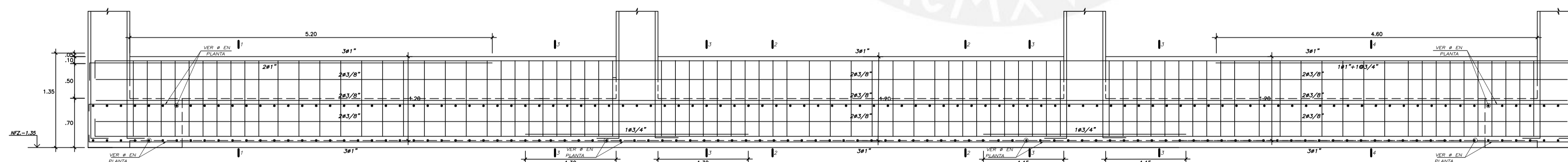


CORTE 1-1
ESC 1/25

CORTE 2-2
ESC 1/25

CORTE 3-3
ESC 1/25

ESPEJOR TECNOPOR 10cm.

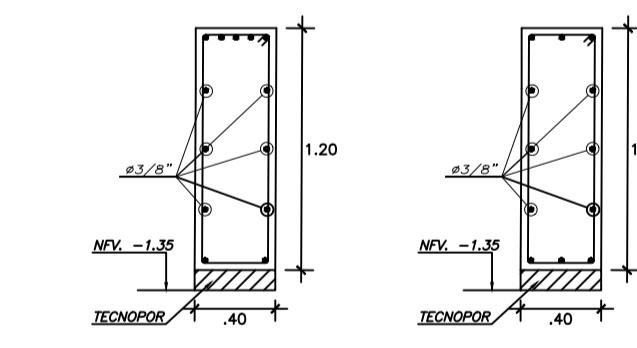


10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

10x3/8"1@.05,9@.20,1@0.30 c/ext

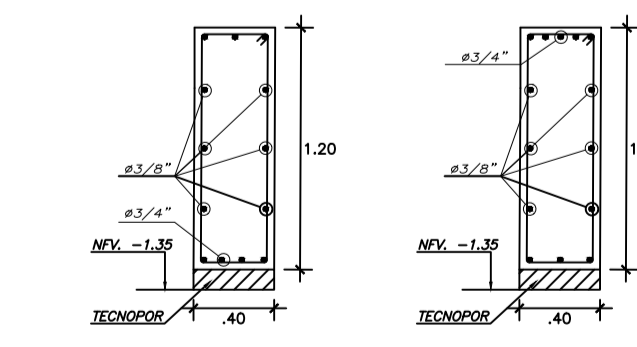
VC-08(40X1.20)
ESC 1/25



CORTE 1-1
ESC 1/25

CORTE 2-2
ESC 1/25

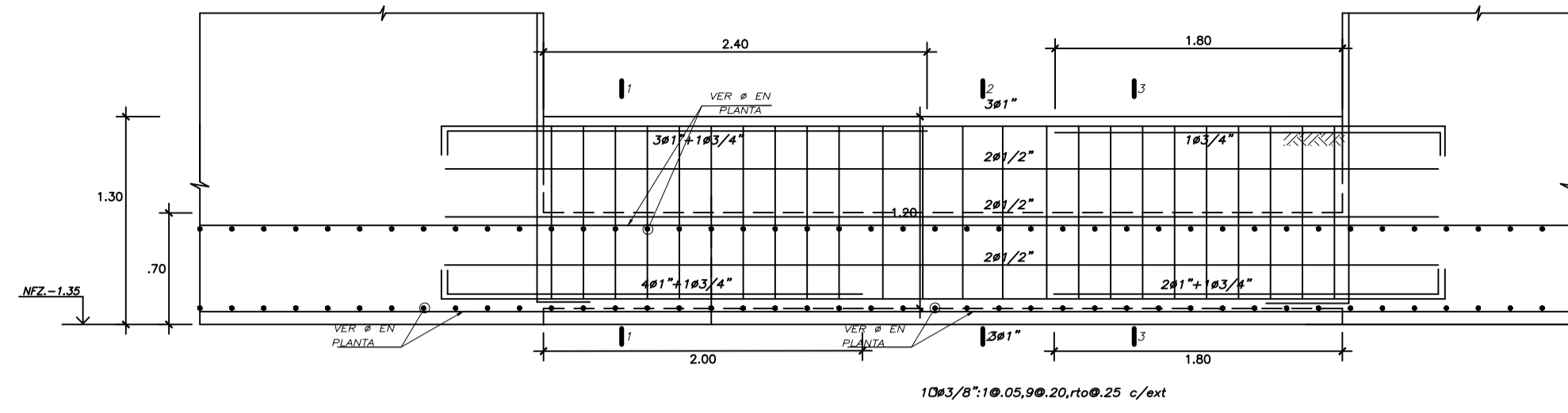
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



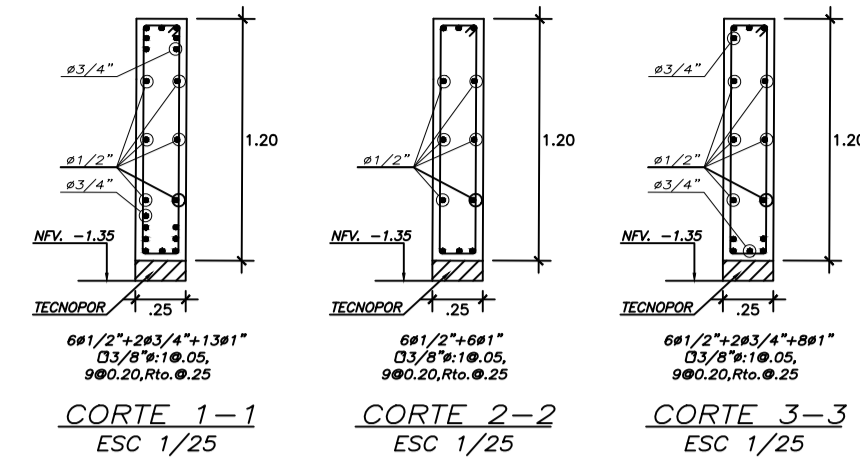
CORTE 3-3
ESC 1/25

CORTE 4-4
ESC 1/25

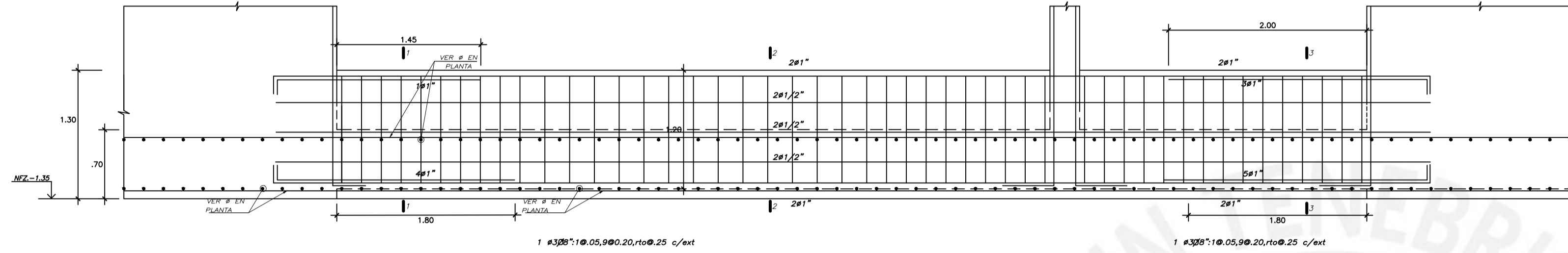
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



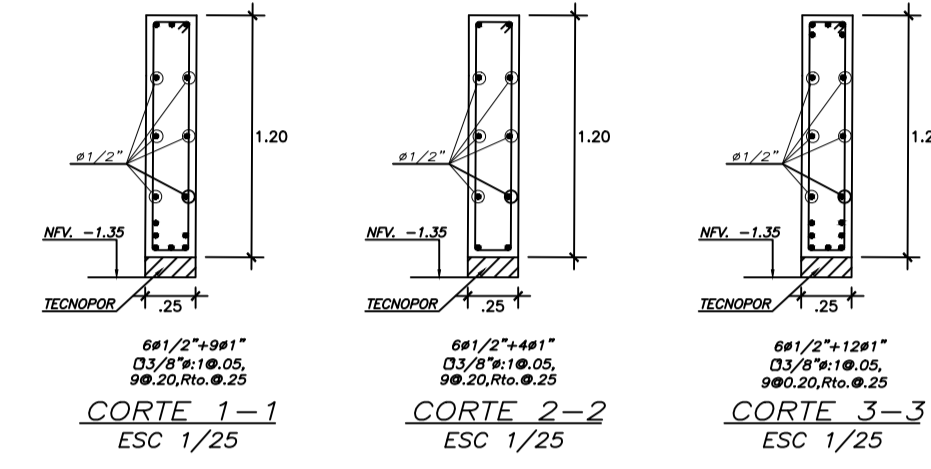
VC-09(.25X1.20)
ESC 1/25



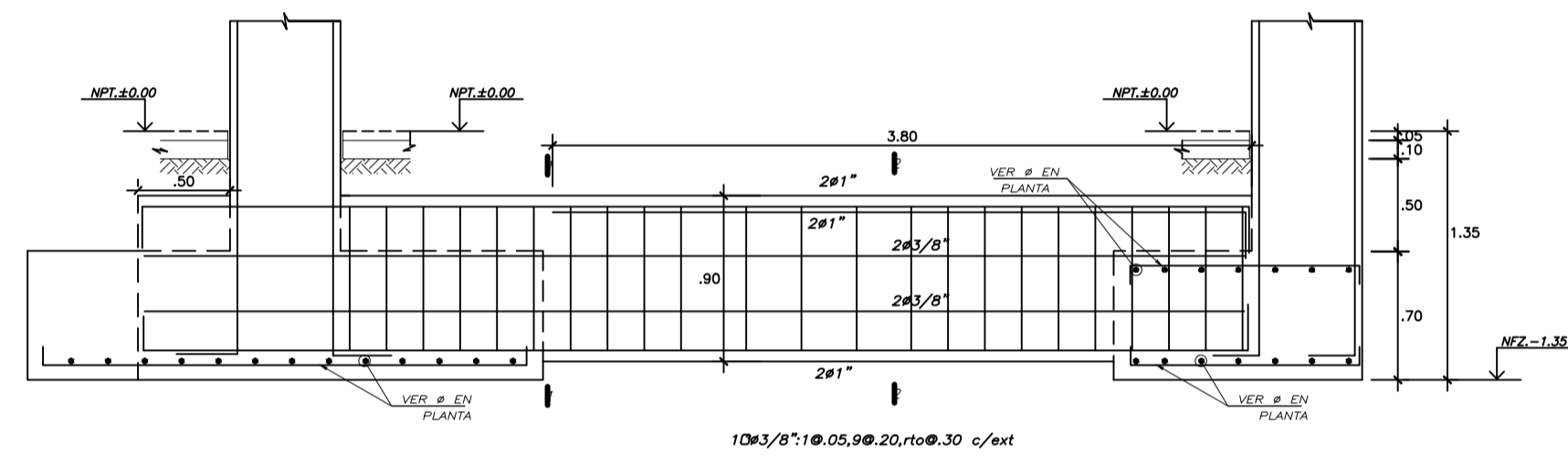
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



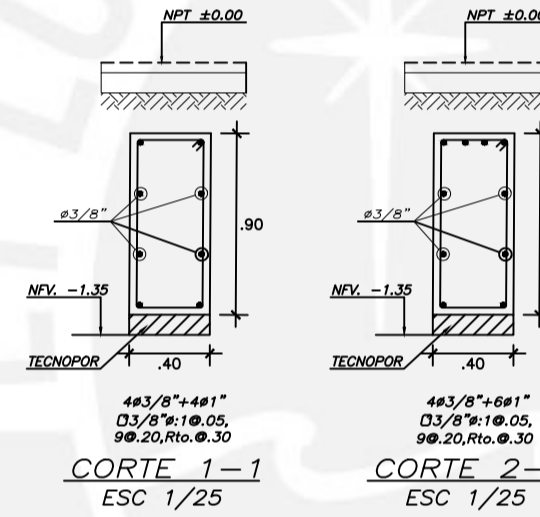
VC-10(.25X1.20)
ESC 1/25



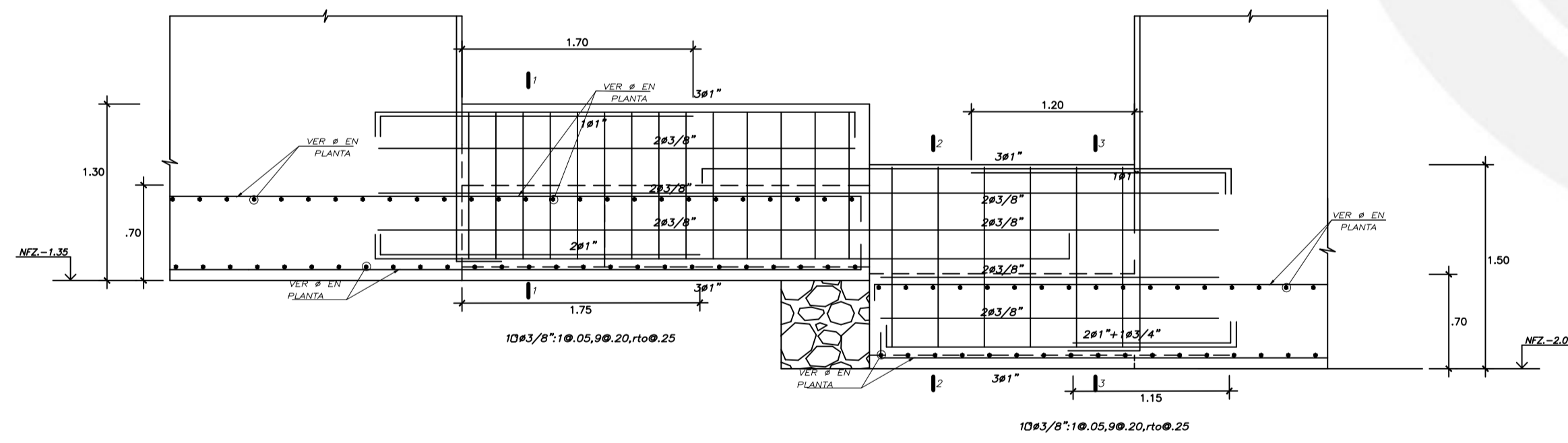
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



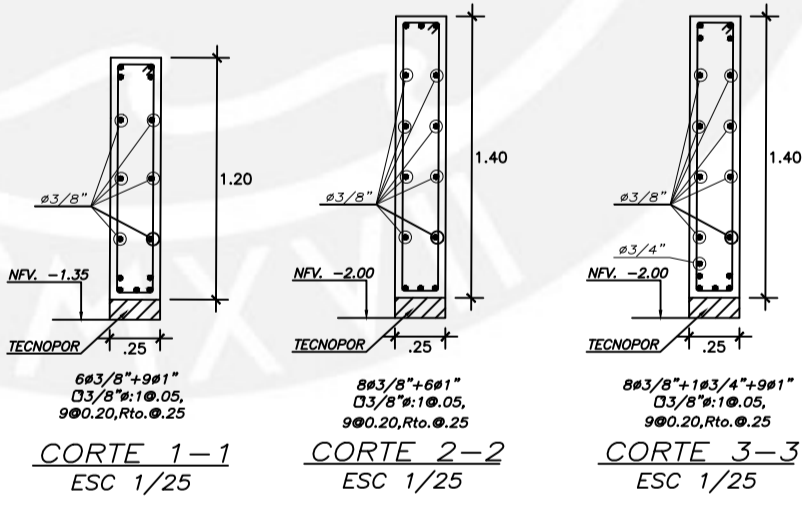
VC-11(.40X.90)
ESC 1/25



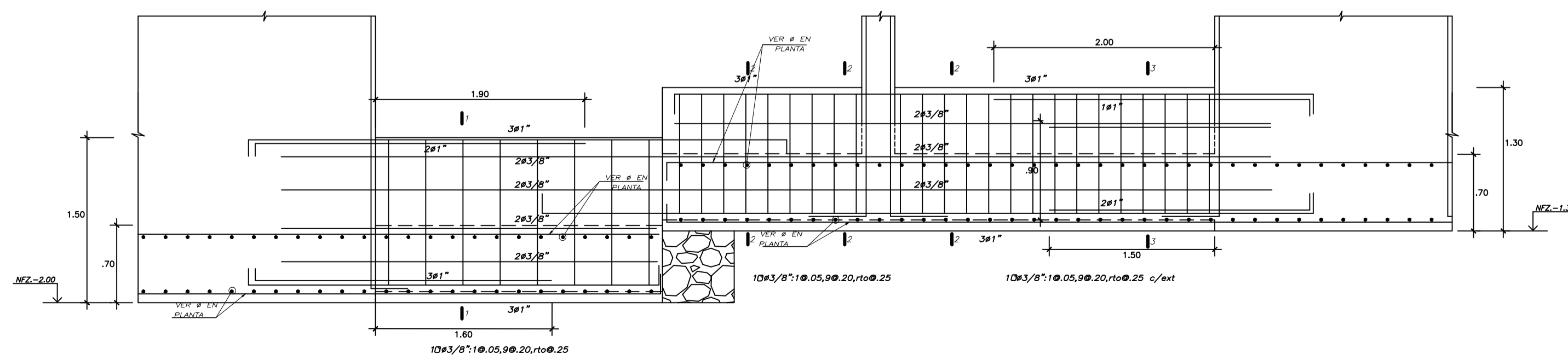
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



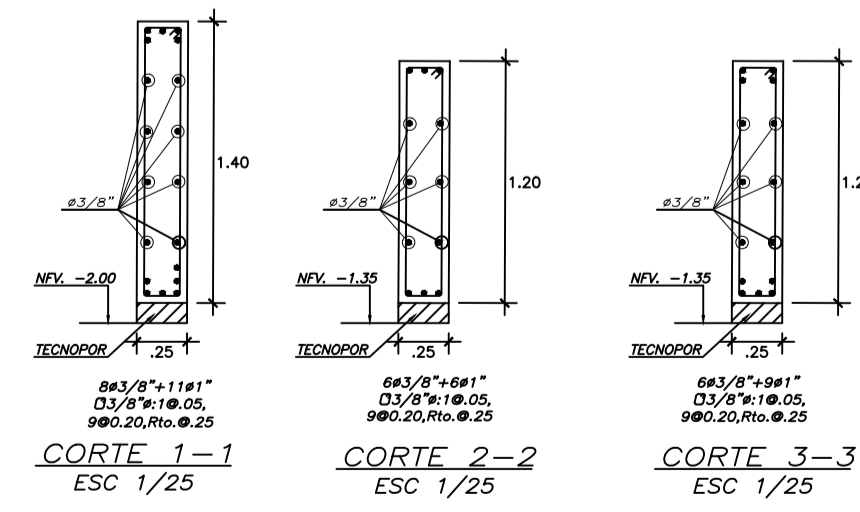
VC-12(.25x1.20) y (.25x.90)
ESC 1/25



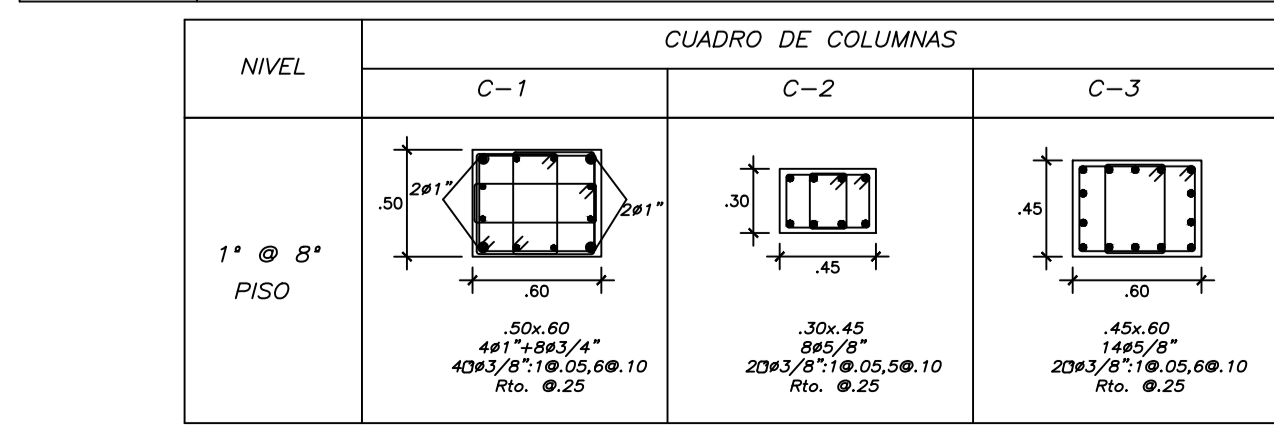
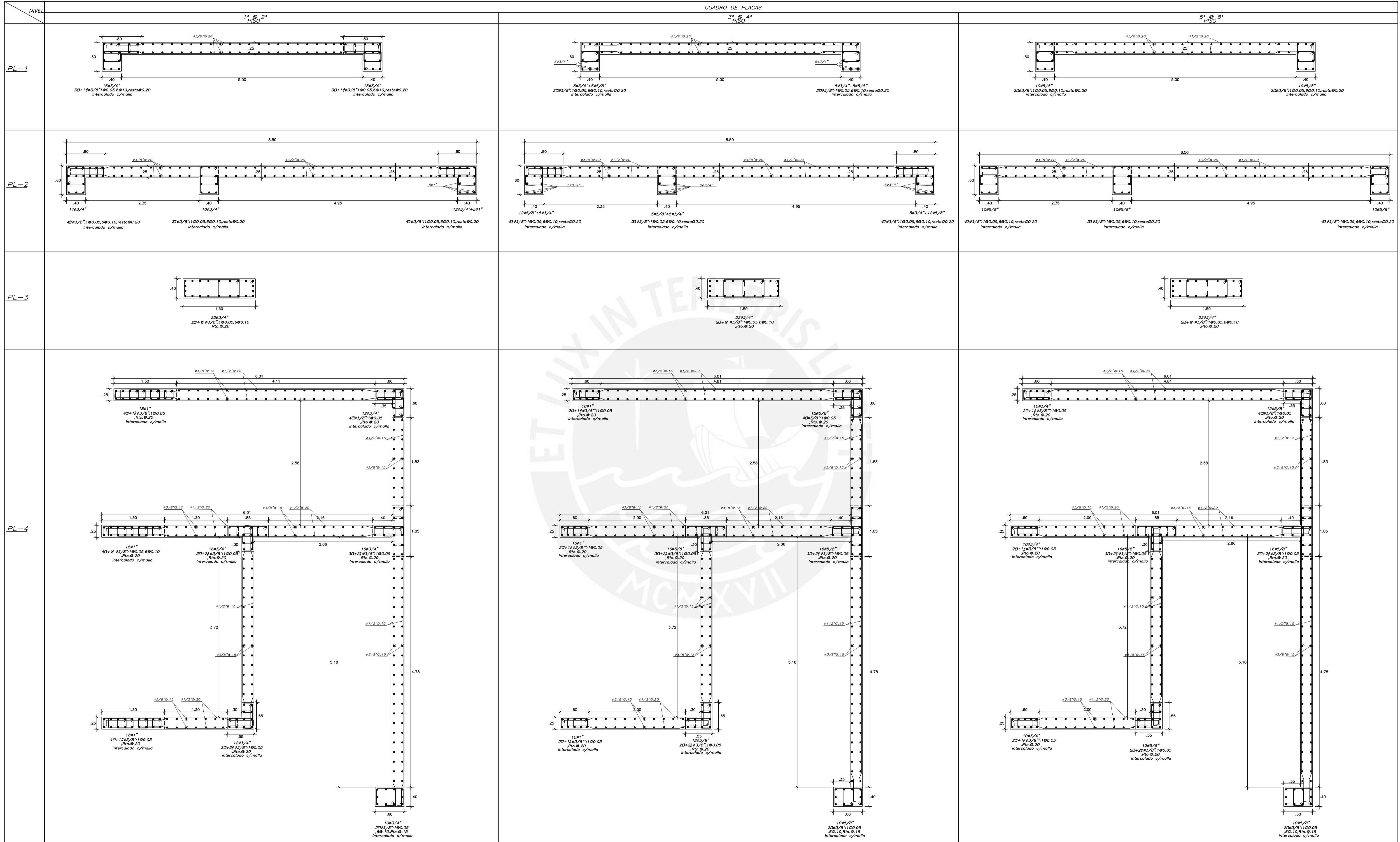
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.

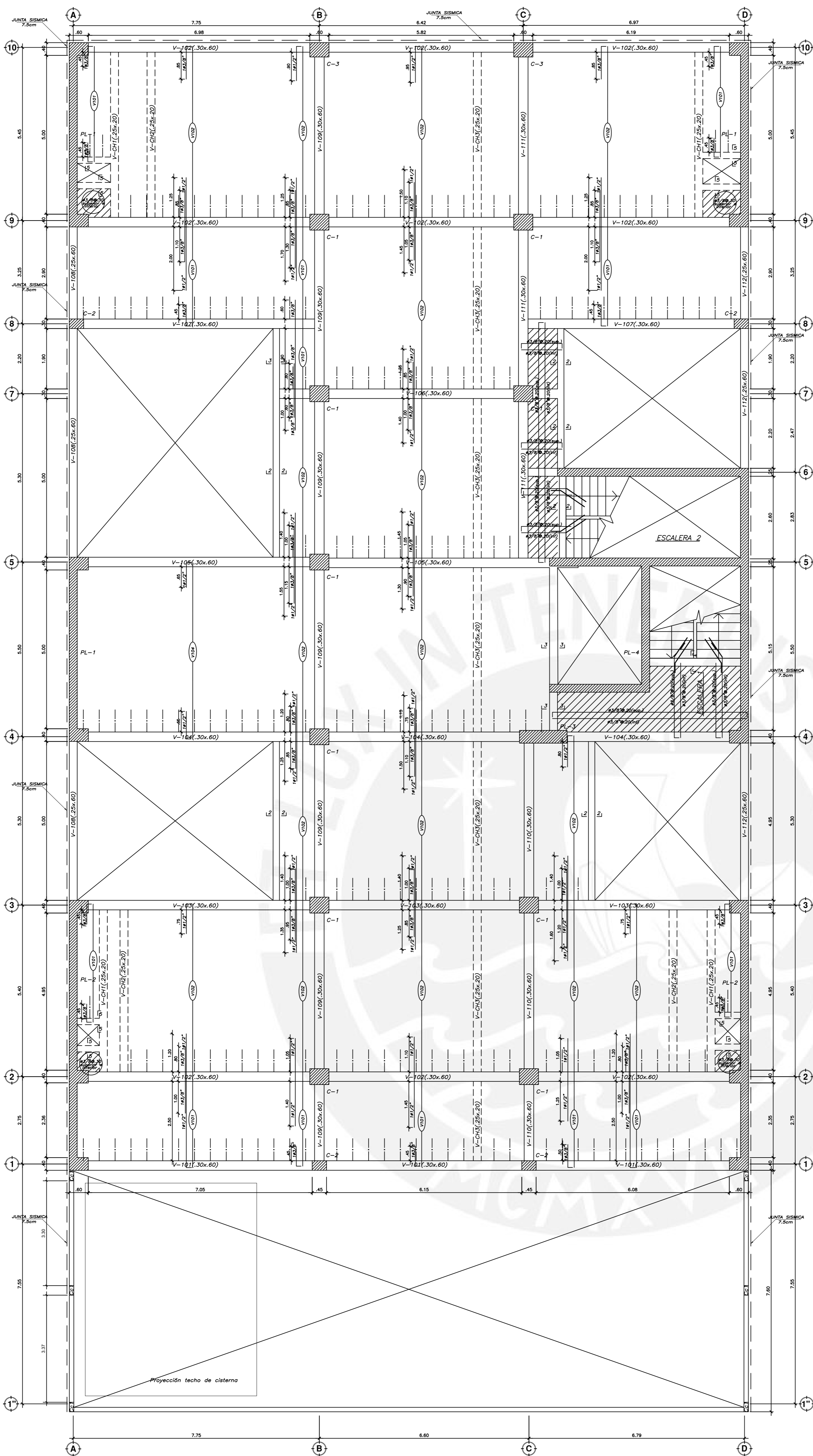


VC-13(.25x.90) y (.25x1.20)
ESC 1/25



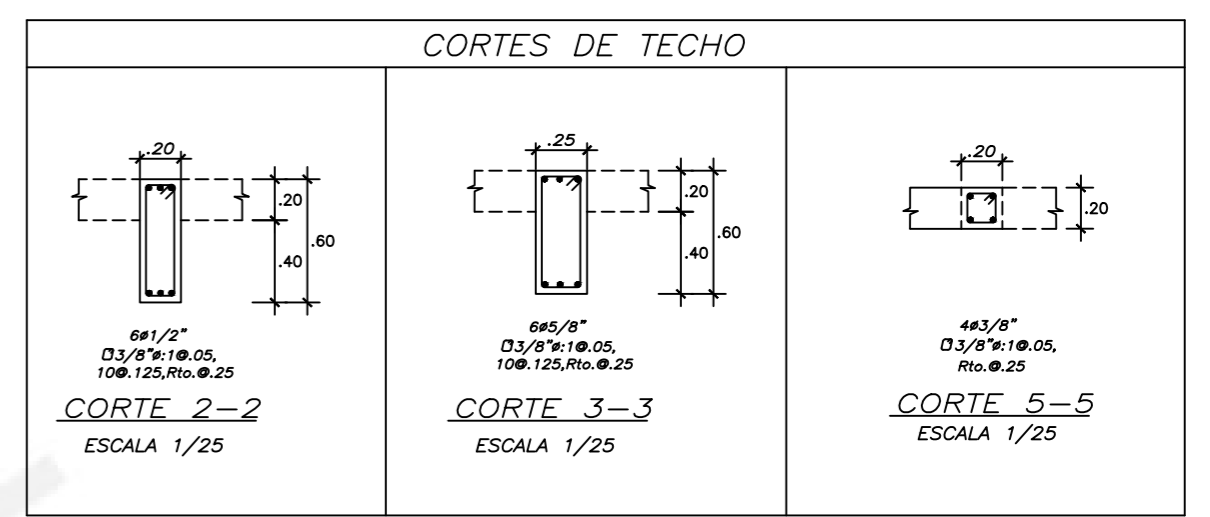
ESPEJOR TECNOPOR 10cm.



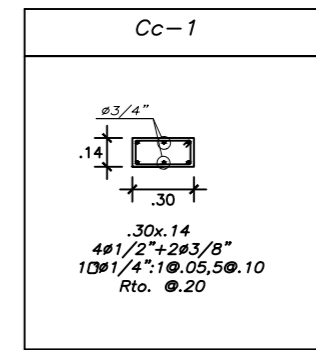


ENCOFRADO-PISO TÍPICO

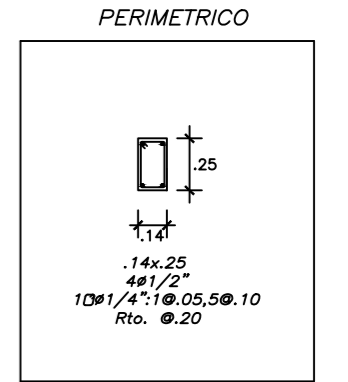
ALIGERADO H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 NPT+3.00
 NPT+6.00
 NPT+12.00
 NPT+15.00
 NPT+18.00
 NPT+21.00



CUADRO DE COLUMNETAS

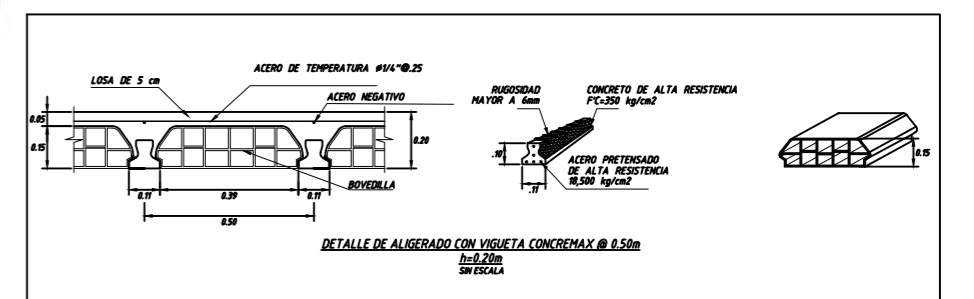


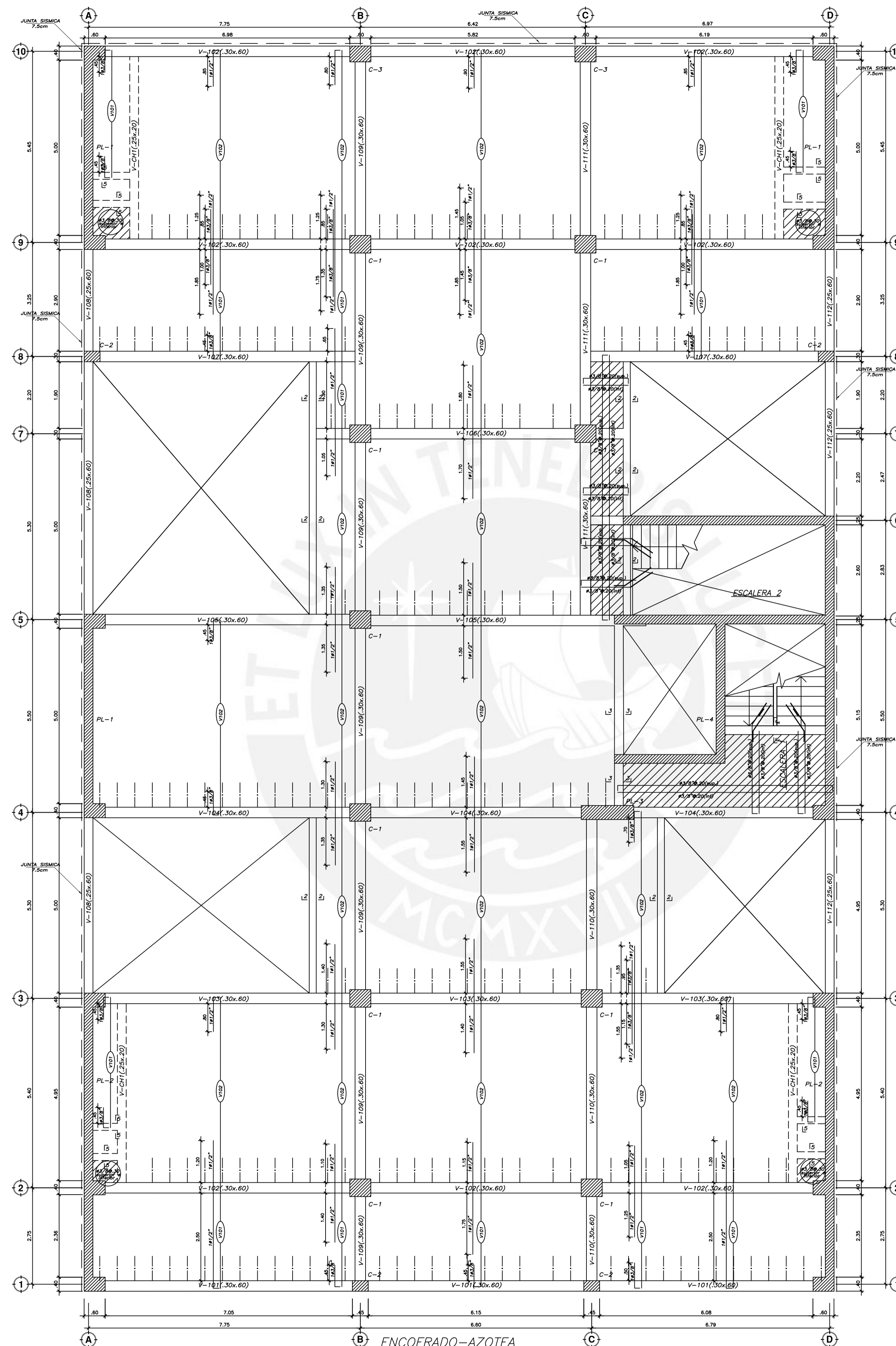
DETALLE VIGA SOLERA DE CERCO PERIMETRICO



TIPOS DE VIGUETAS

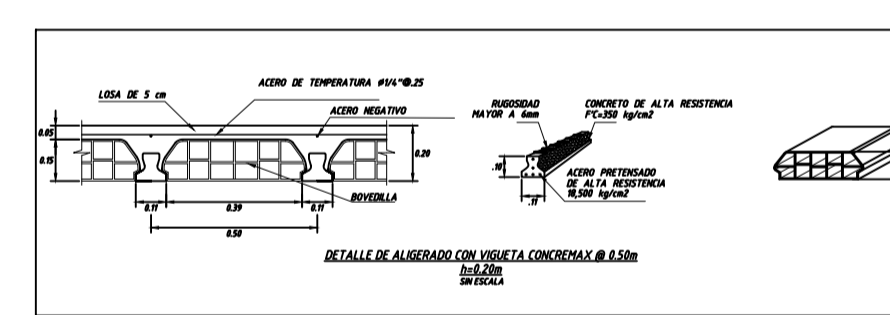
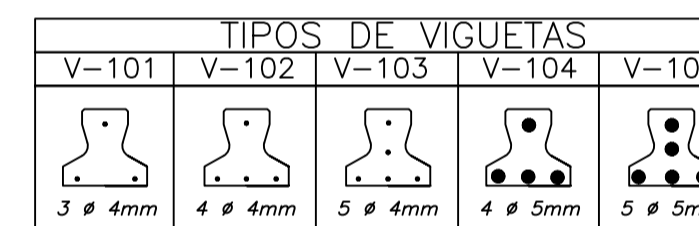
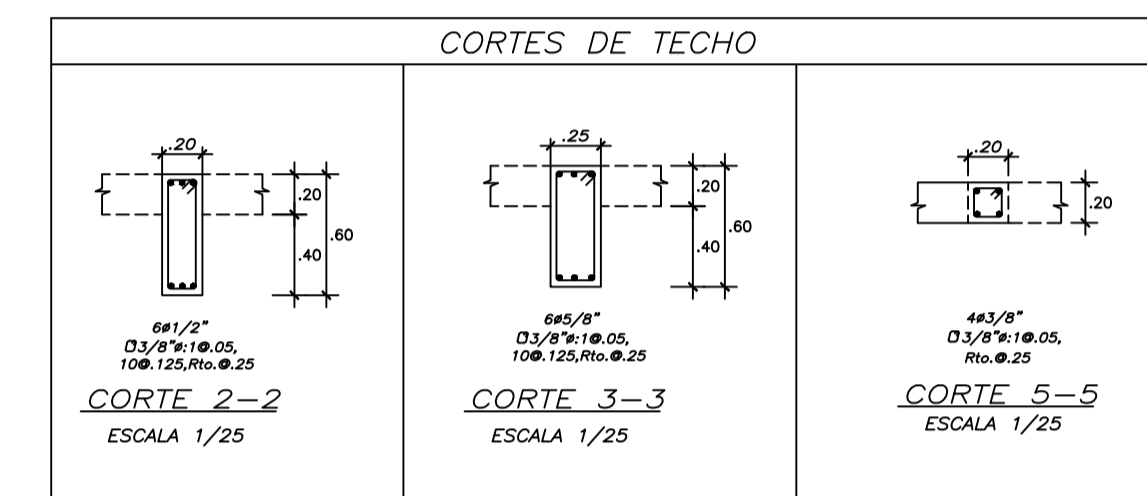
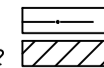
V-101	V-102	V-103	V-104	V-105
3 # 4mm	4 # 4mm	5 # 4mm	4 # 5mm	5 # 5mm

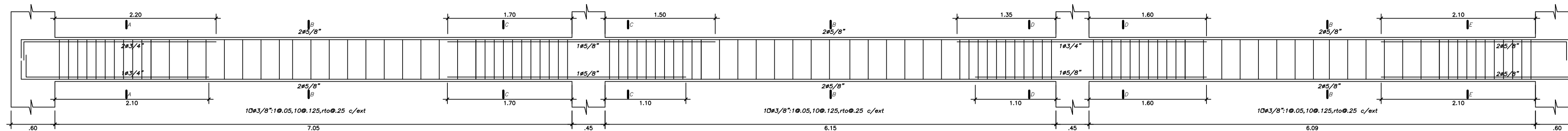




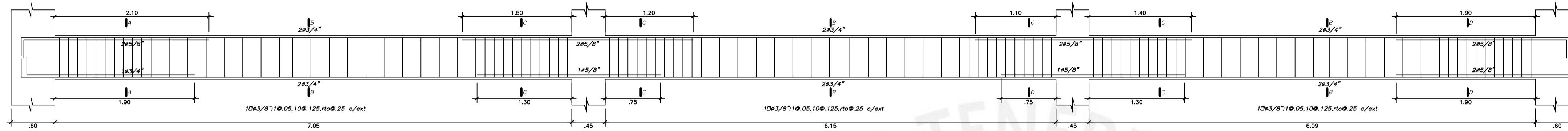
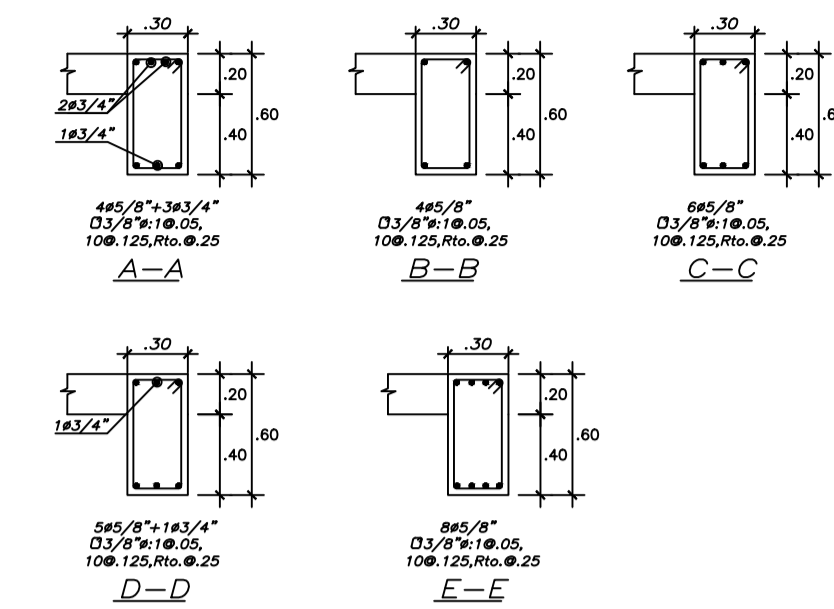
ENCOFRADO-AZOTEA

ALIGERADO H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 NPT+24.00

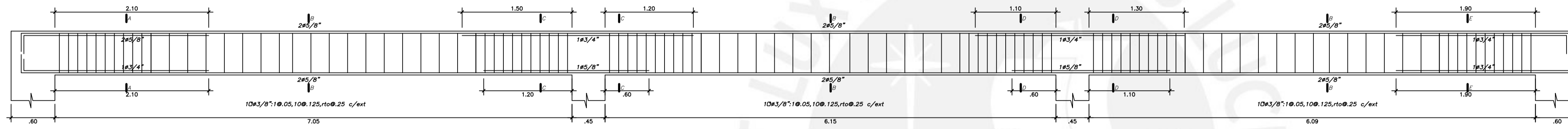
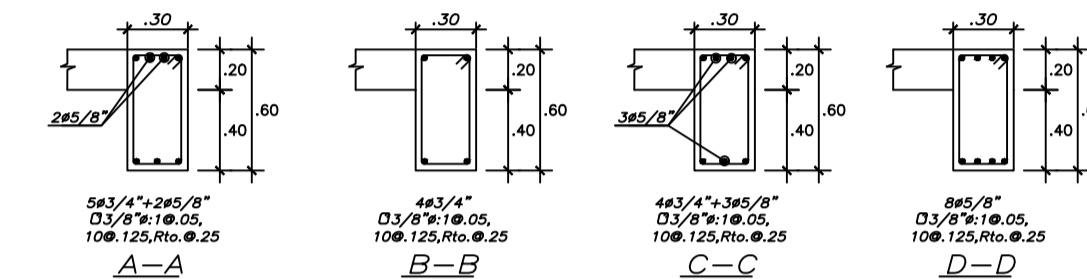




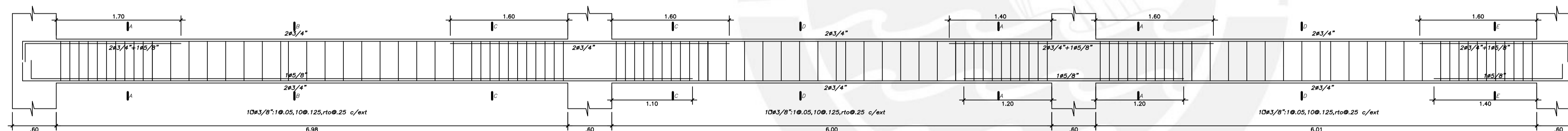
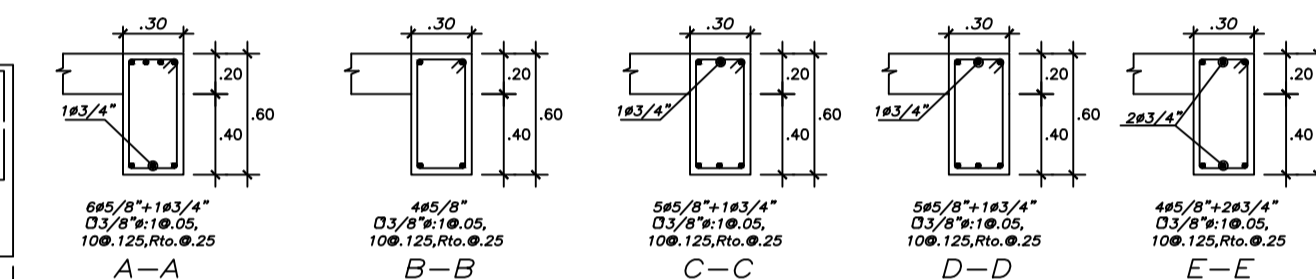
V-101(.30x.60)-1*2*PISO



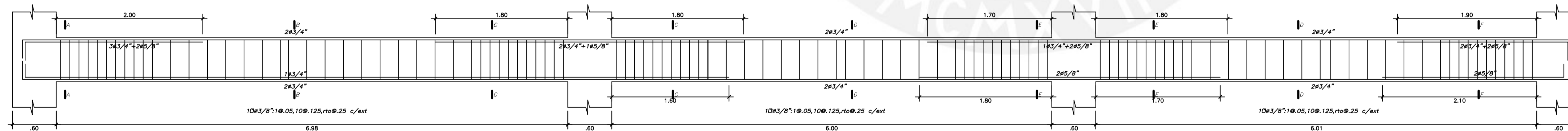
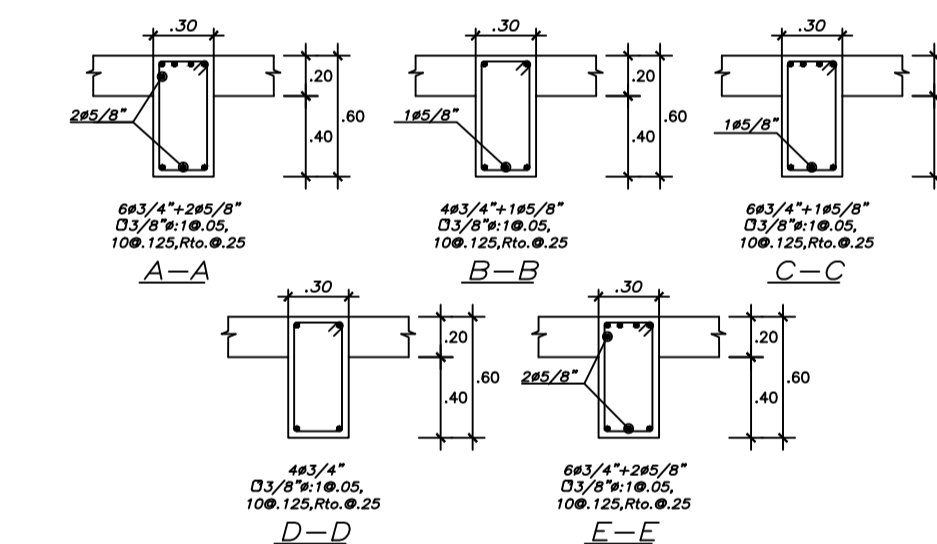
V-101(.30x.60)-3*7*PISO



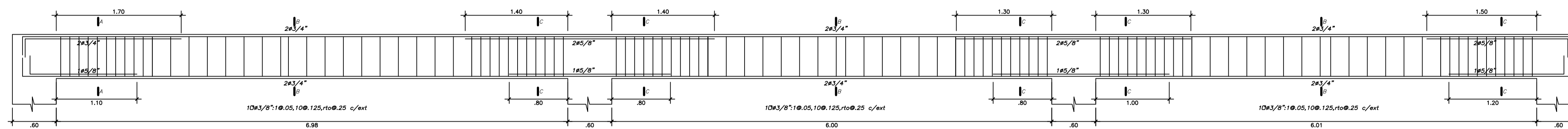
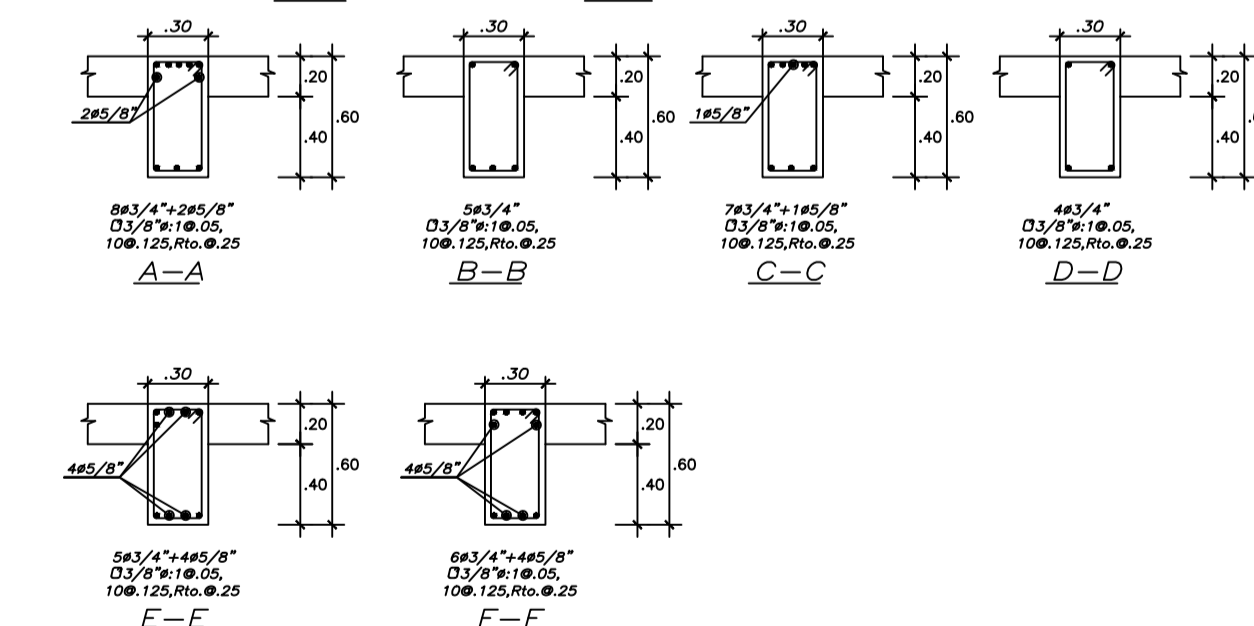
V-101(.30x.60)-AZOTEA



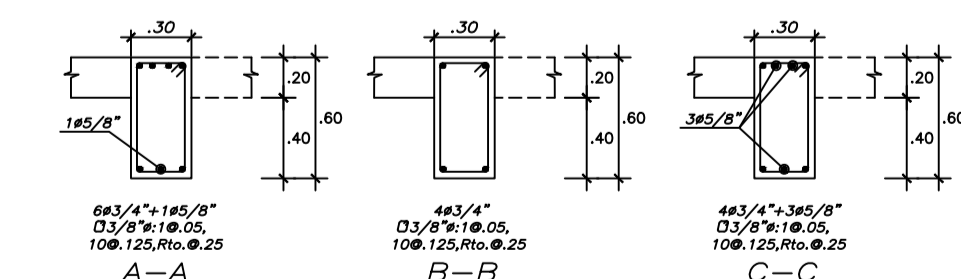
V-102(.30x.60)-1*2*PISO

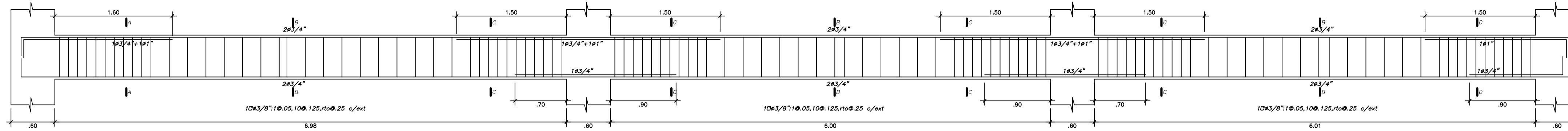


V-102(.30x.60)-3*7*PISO

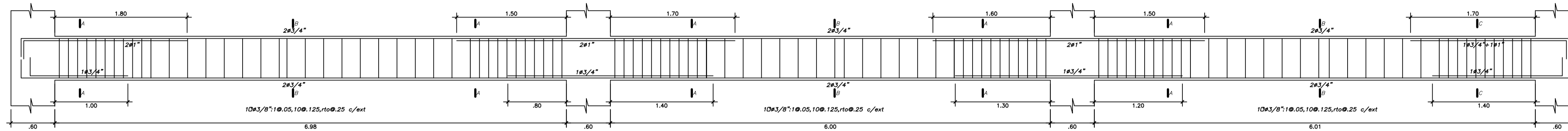
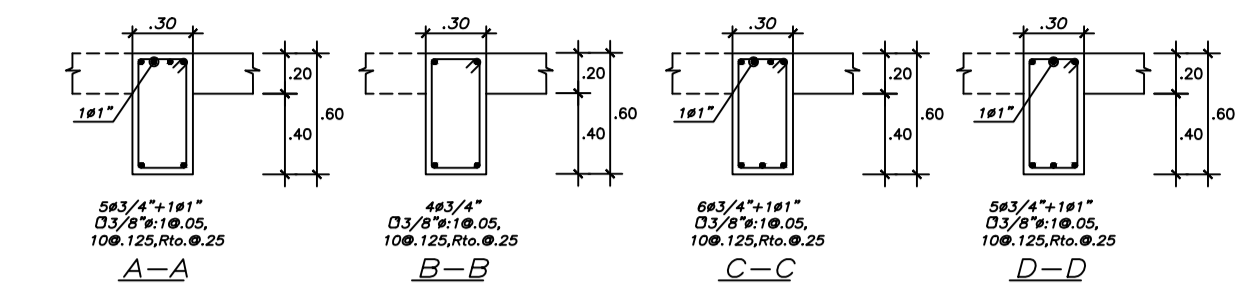


V-102(.30x.60)-AZOTEA

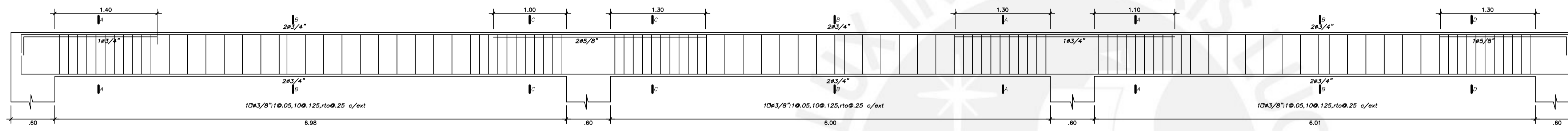
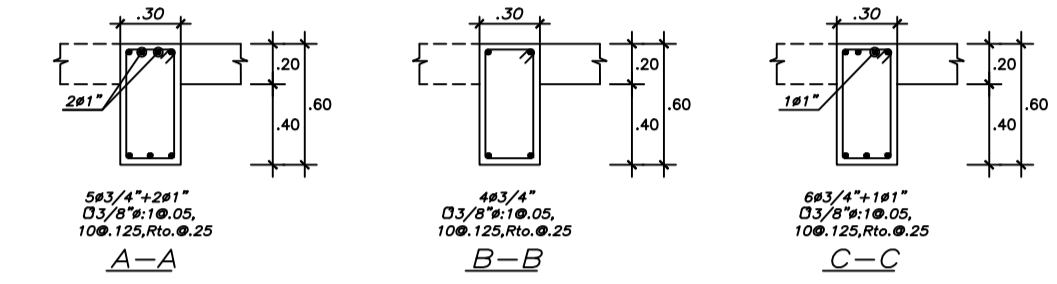




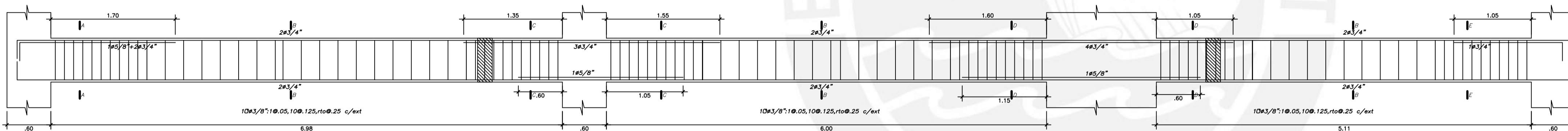
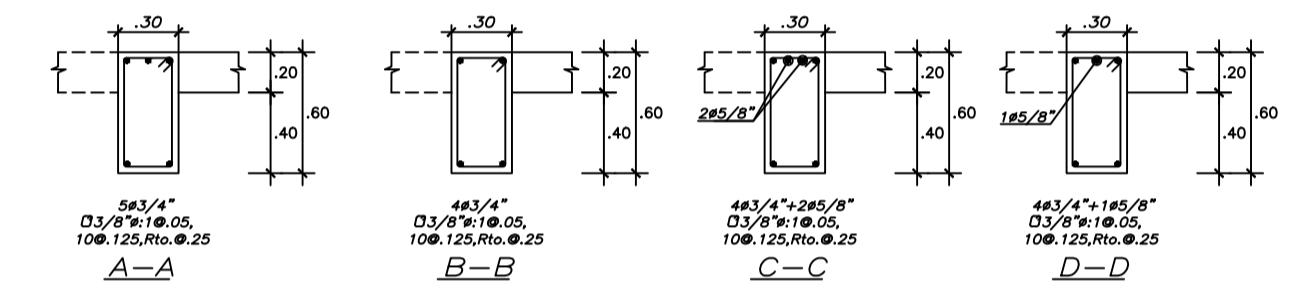
V-103(.30x.60)-1*2*PISO



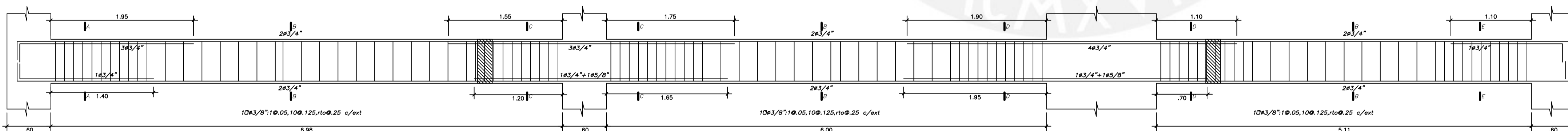
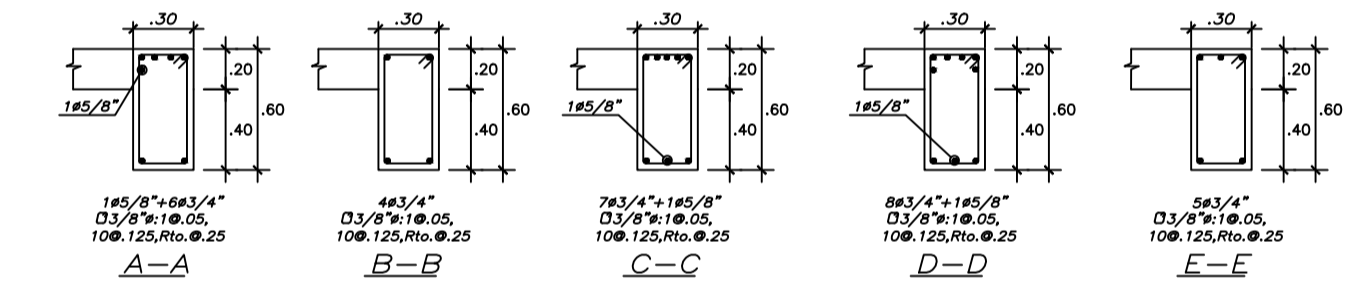
V-103(.30x.60)-3*7*PISO



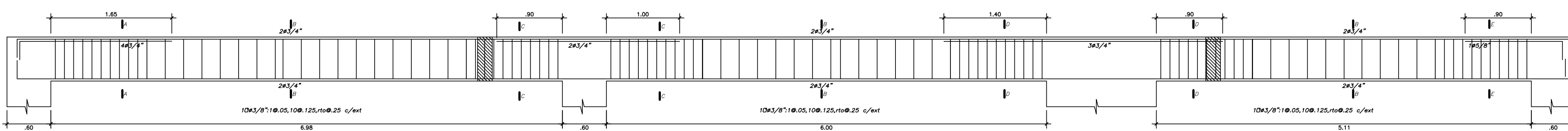
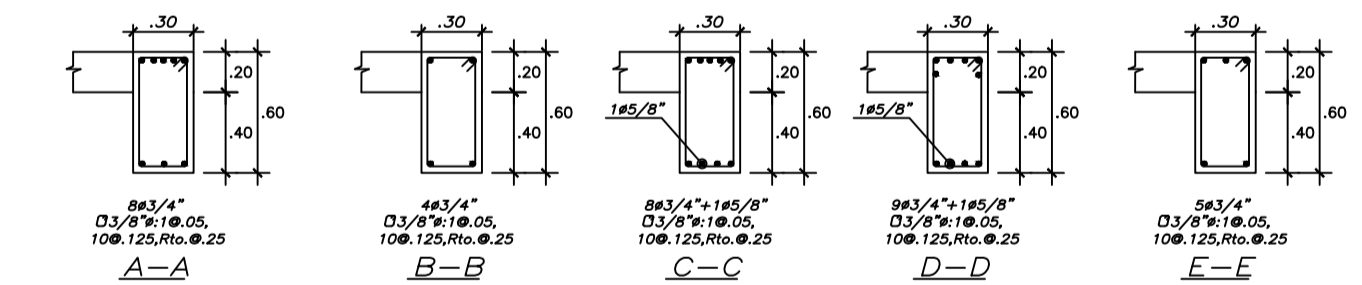
V-103(.30x.60)-AZOTEA



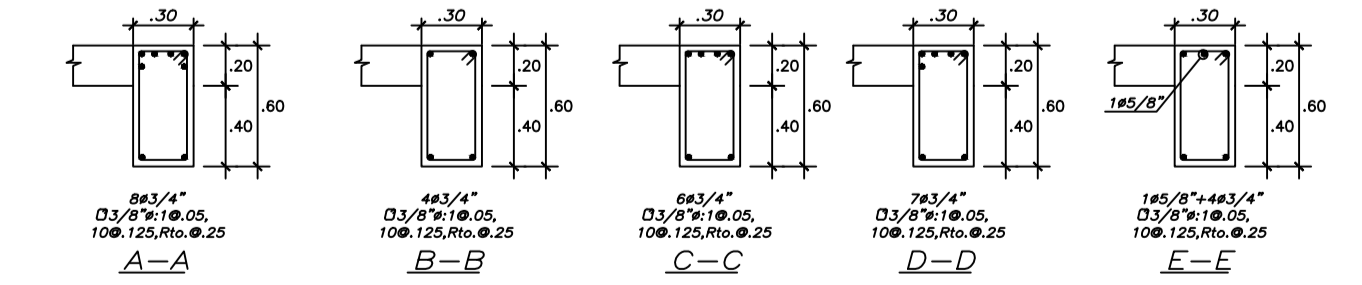
V-104(.30x.60)-1*2*PISO

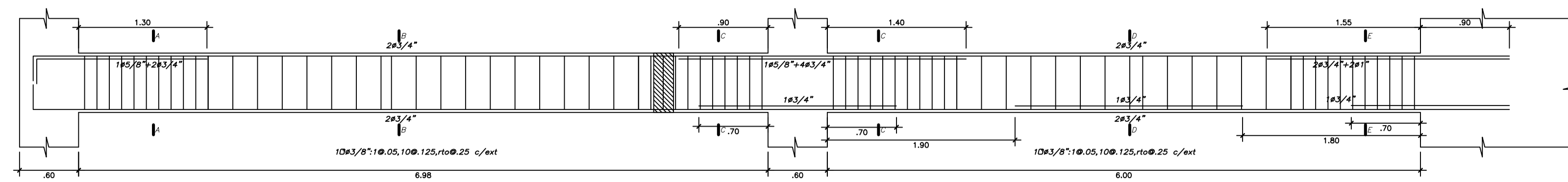


V-104(.30x.60)-3*7*PISO

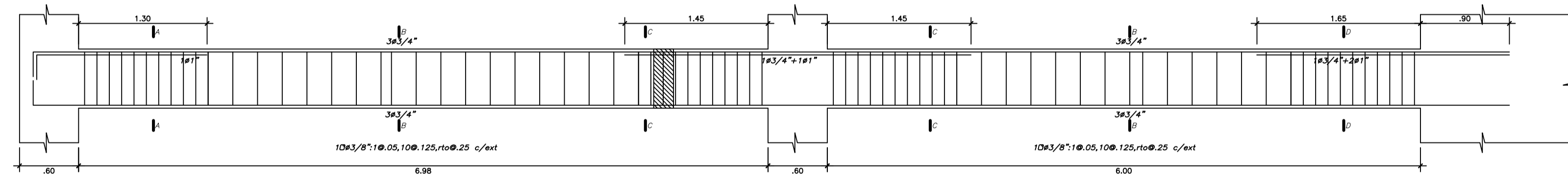
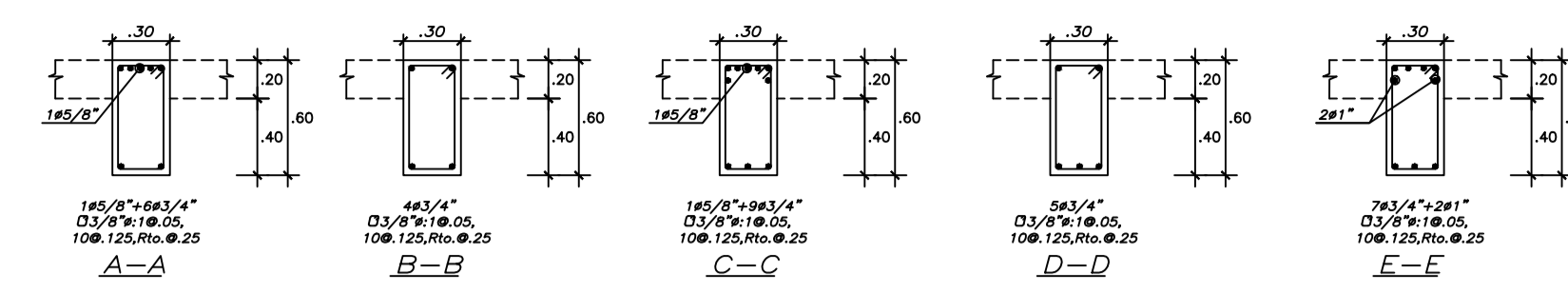


V-104(.30x.60)-AZOTEA

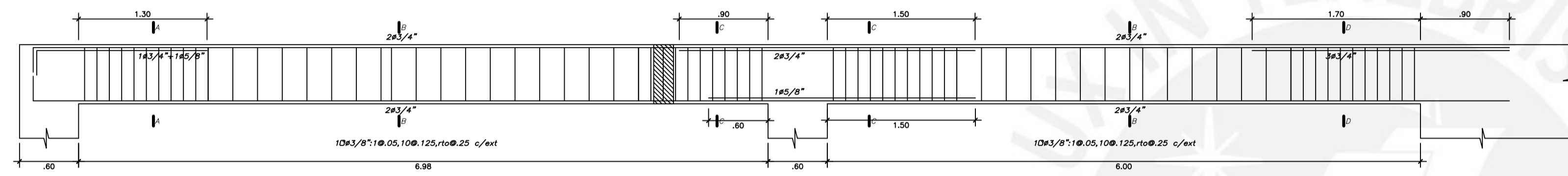
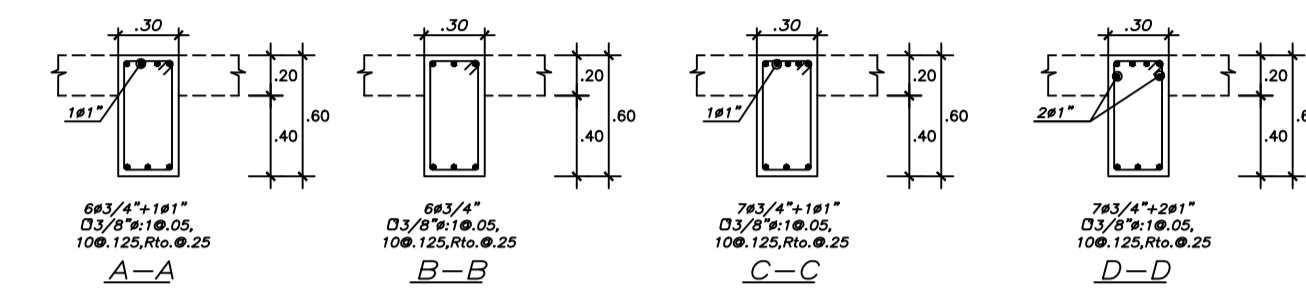




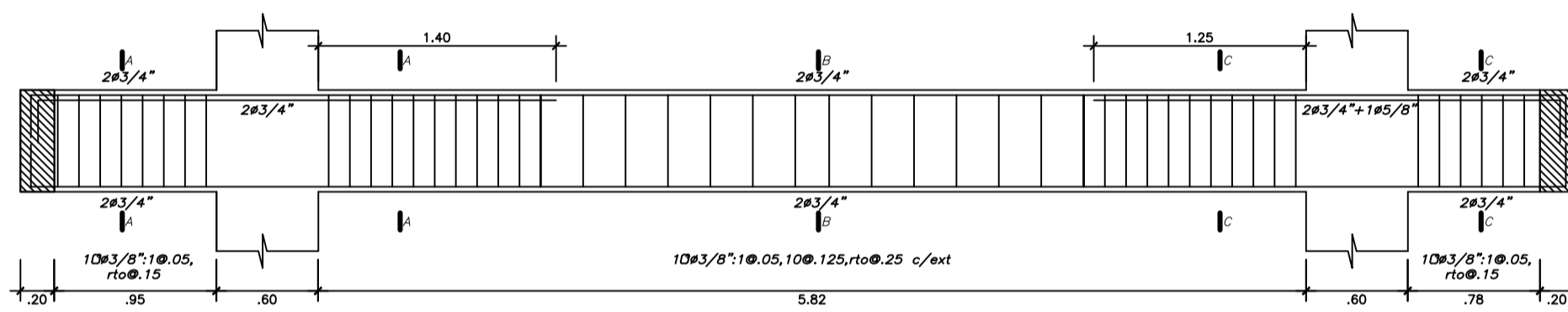
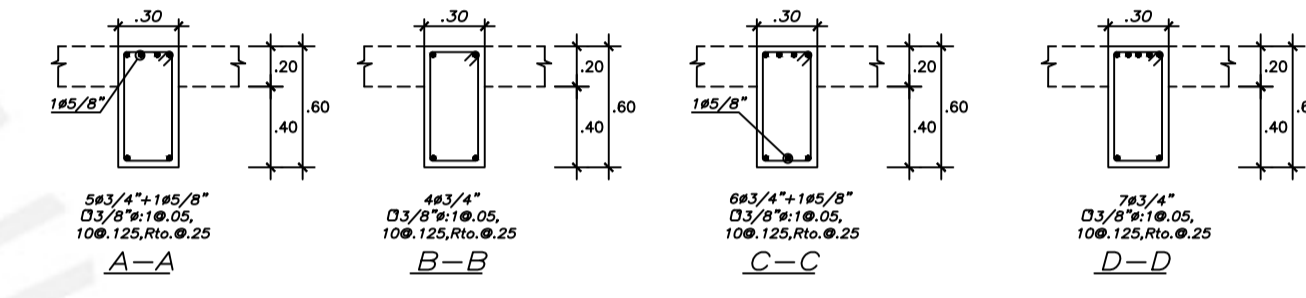
V-105(,30x.60)-1*2*PISO



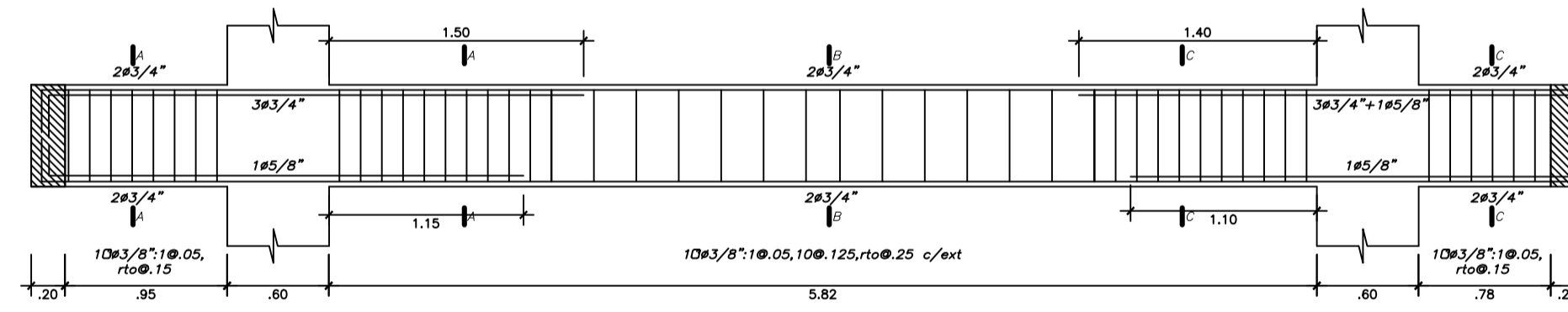
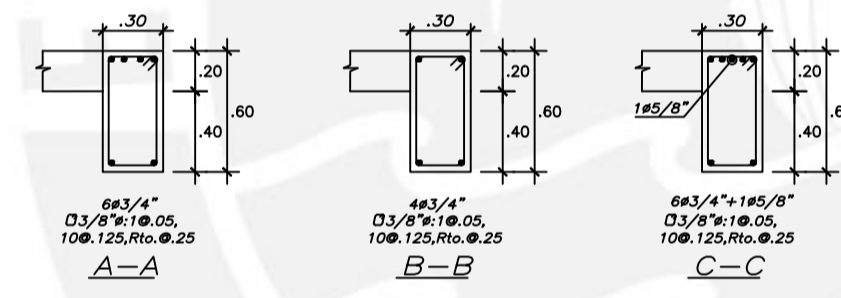
V-105(,30x.60)-3*7*PISO



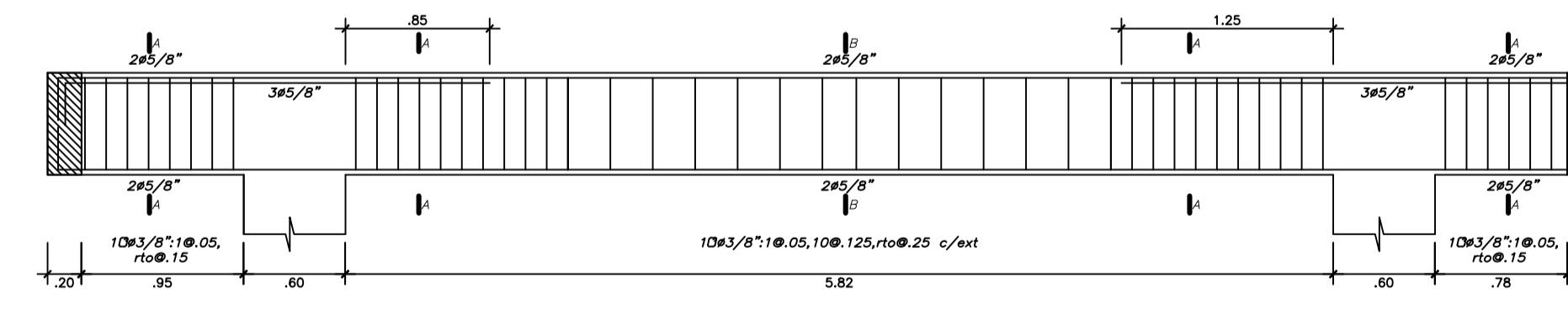
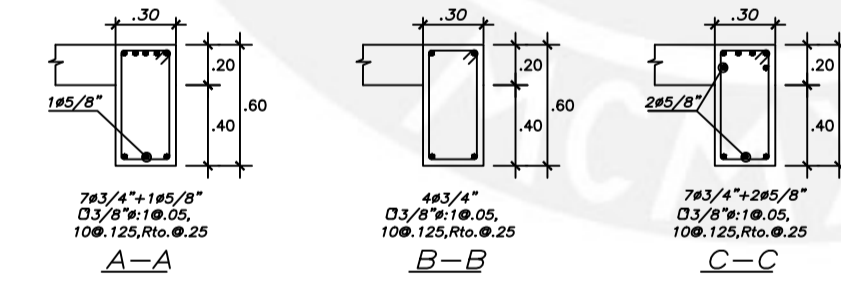
V-105(,30x.60)-AZOTEA



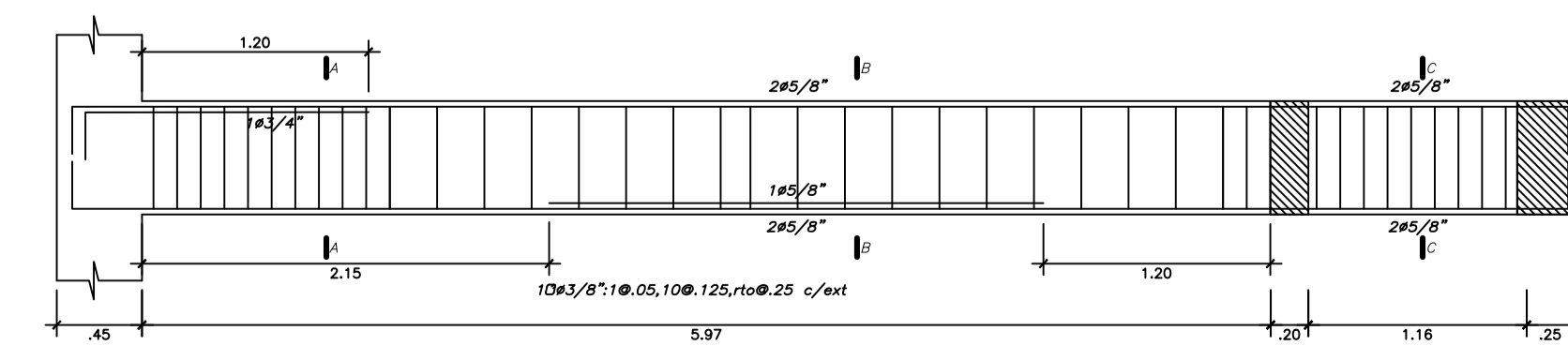
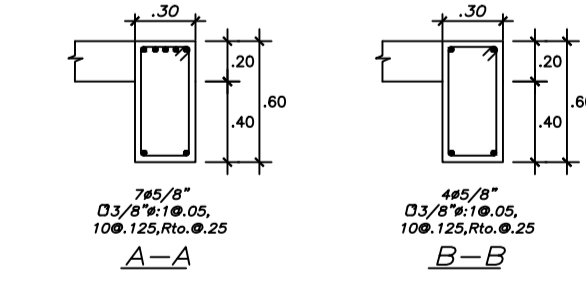
V-106(,30x.60)-1*PISO



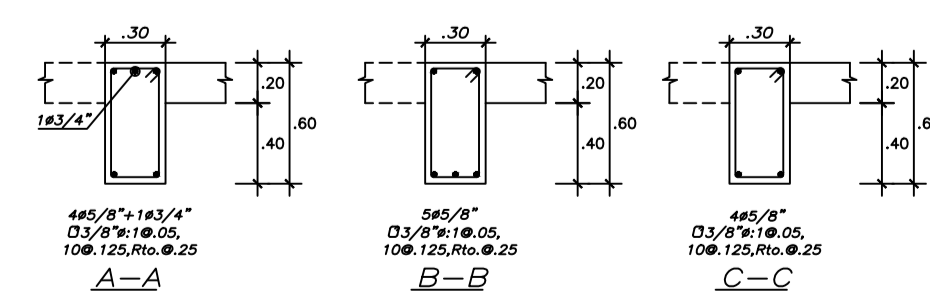
V-106(,30x.60)-2*7*PISO



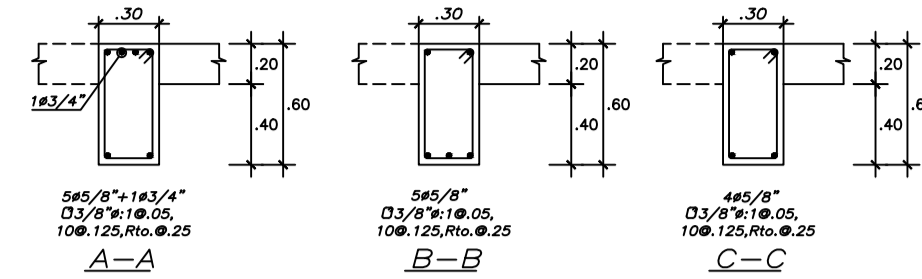
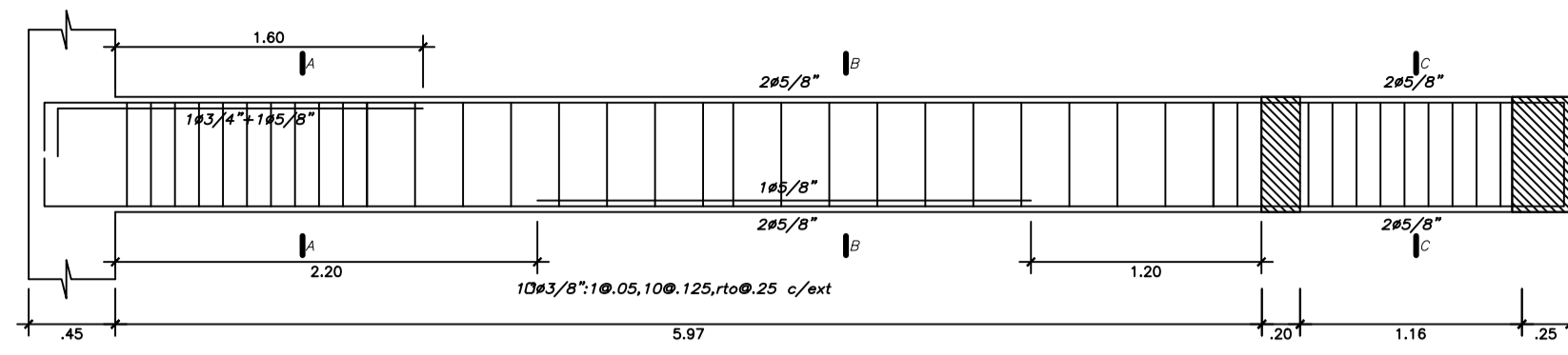
V-106(,30x.60)-AZOTEA



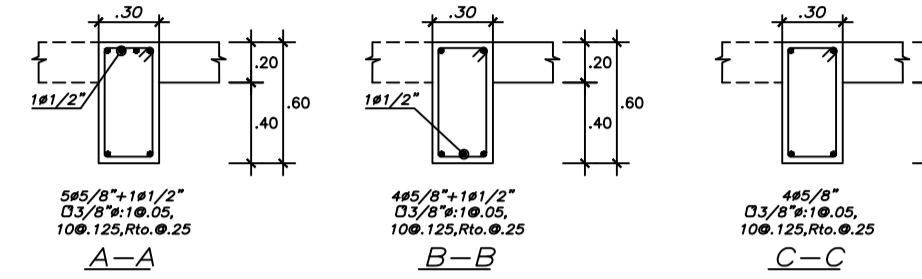
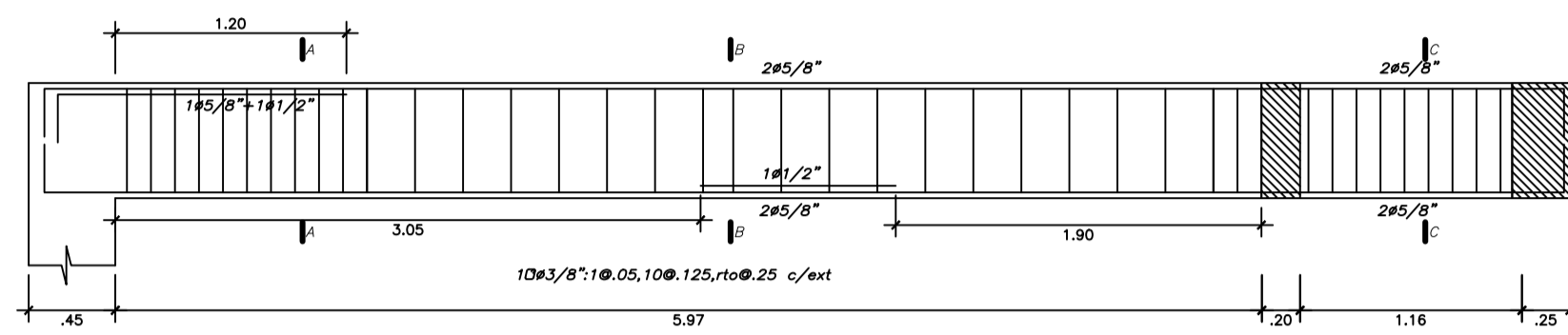
V-107(,30x.60)-1*PISO



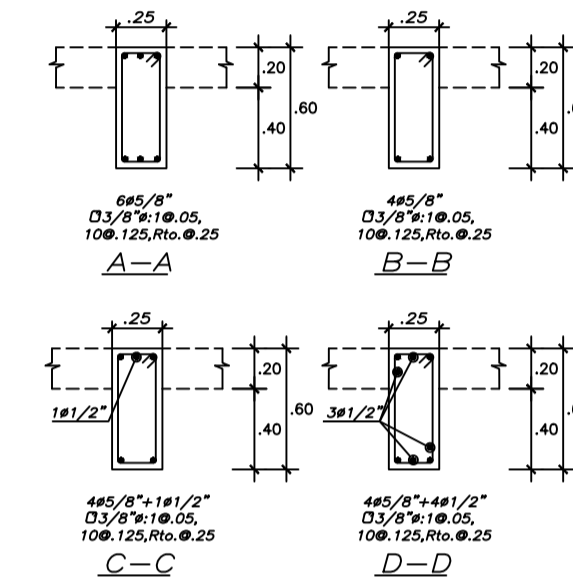
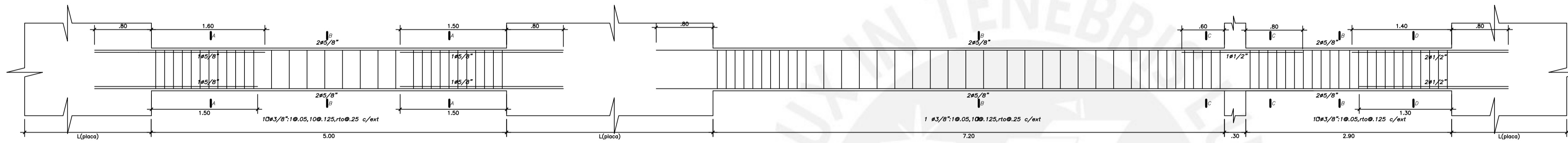
	PROYECTO :	TESIS PUCP	LAMINA N°:
	ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ	E-11
	PLANO :	DESARROLLO DE VIGAS PERALTADAS	de 15
	ALUMNOS:	JÓEL ACOSTA MORENO JHANI GESAM BALCÁZAR GARRIDO	ESCALA : 1/50 FECHA : MAYO 2019



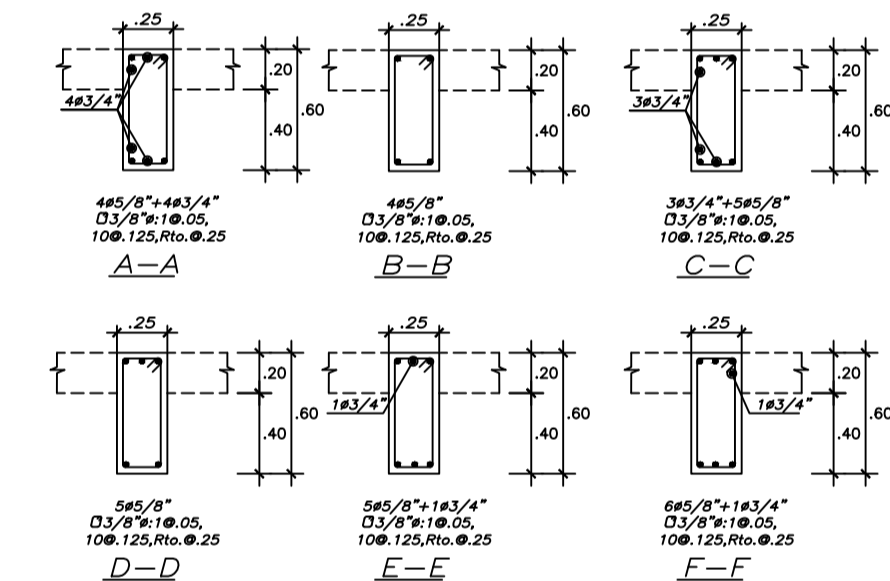
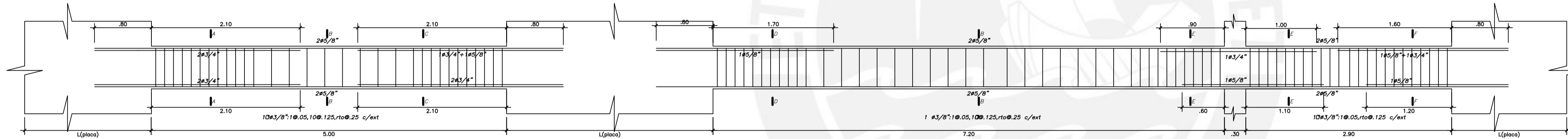
V-107(.30x.60)-2@7°PISO



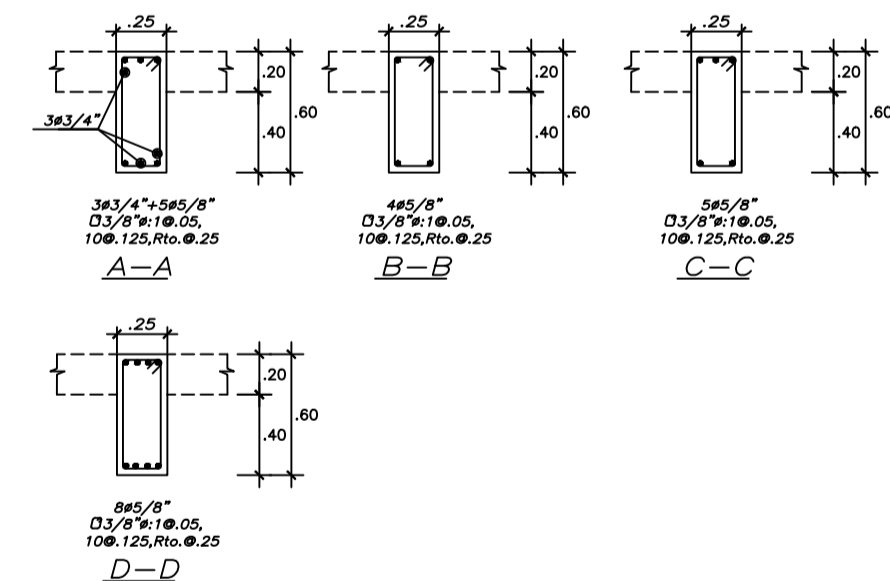
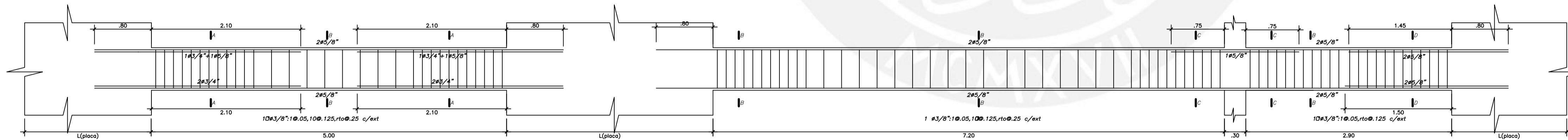
V-107(.30x.60)-AZOTEA



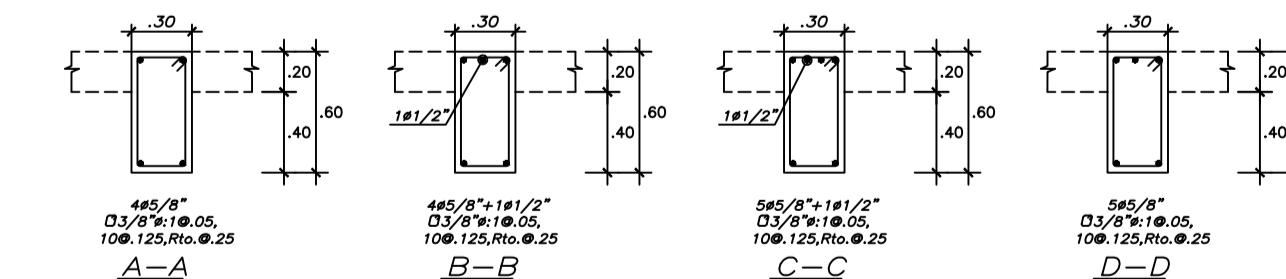
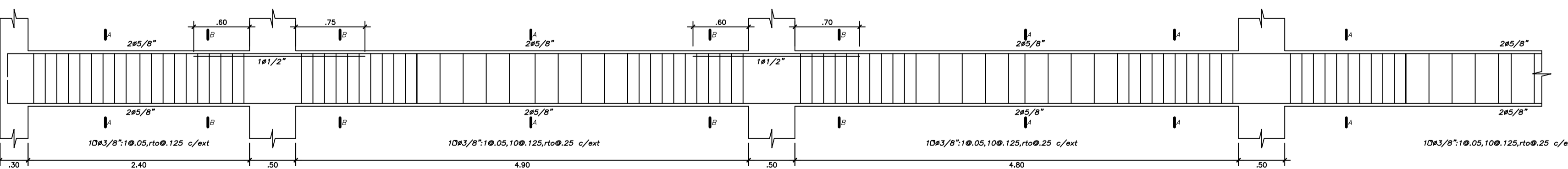
V-108(.25x.60)-1°@2°PISO



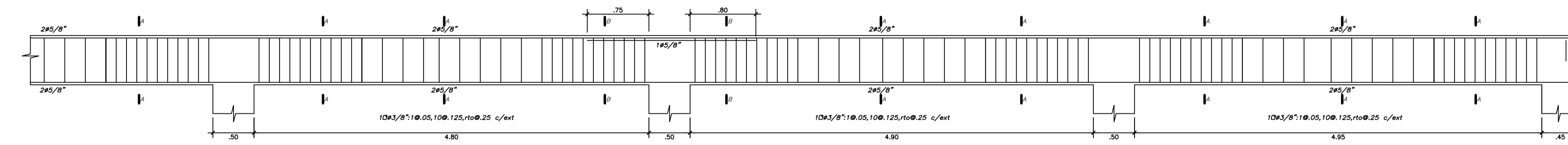
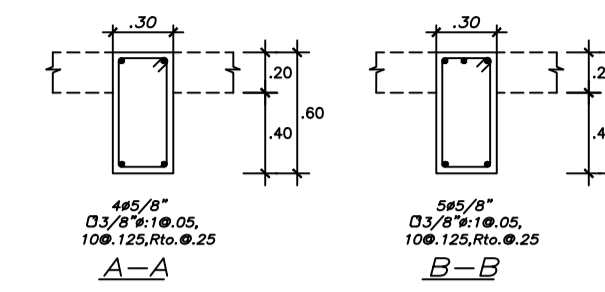
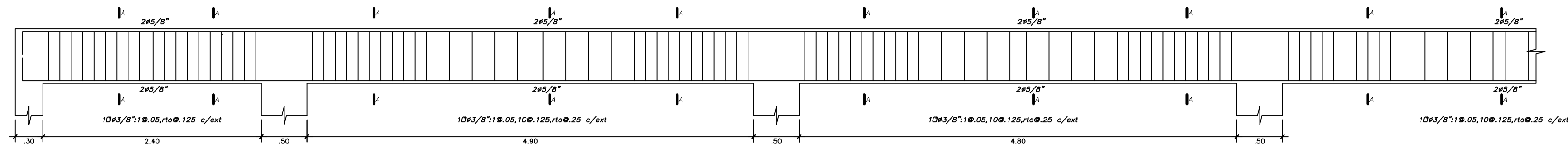
V-108(.25x.60)-3°@7°PISO



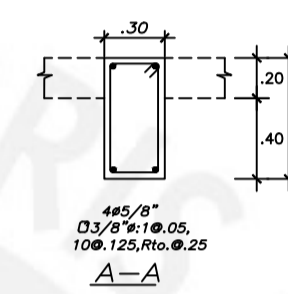
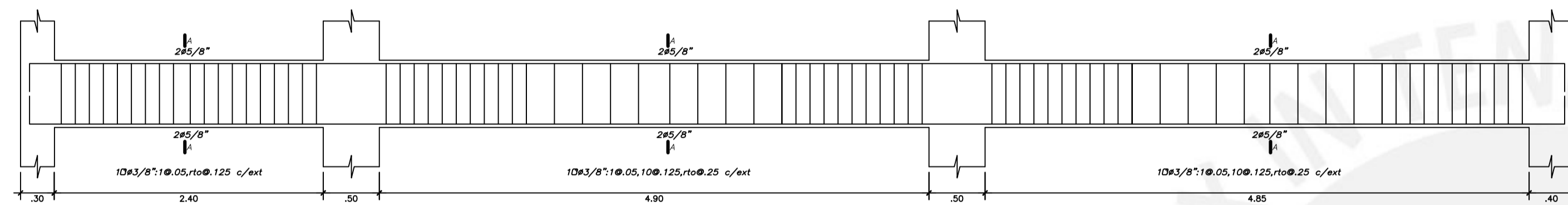
V-108(.25x.60)-AZOTEA



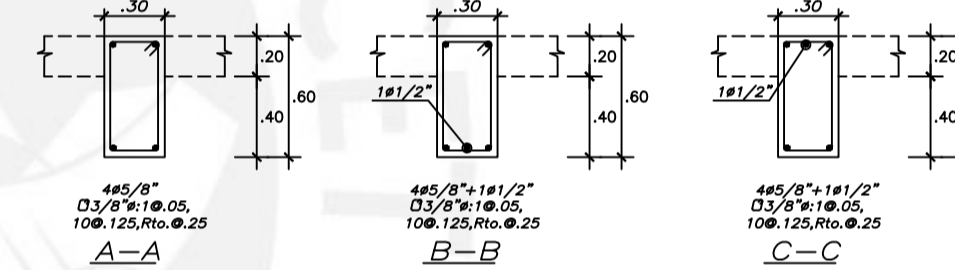
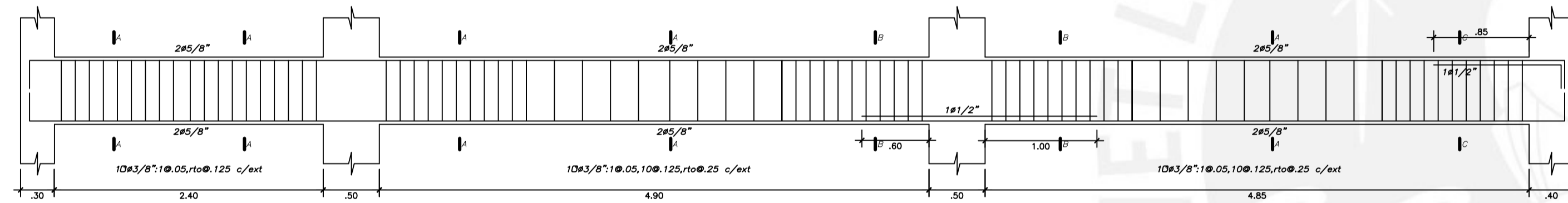
V-109(.30x.60)-1°@7°



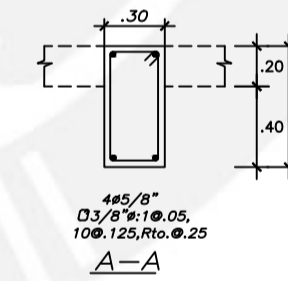
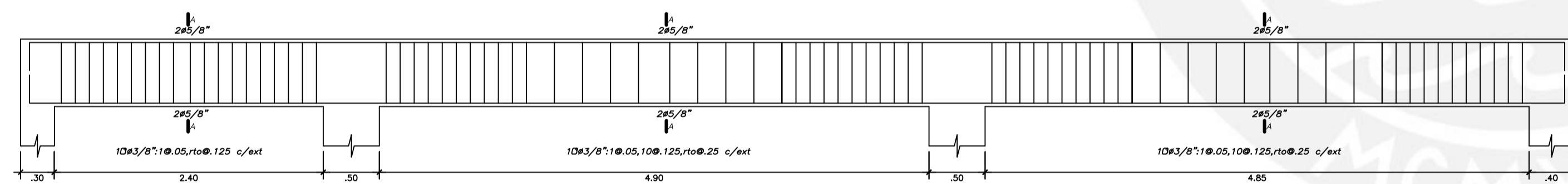
V-109(.30x.60)-AZOTEA



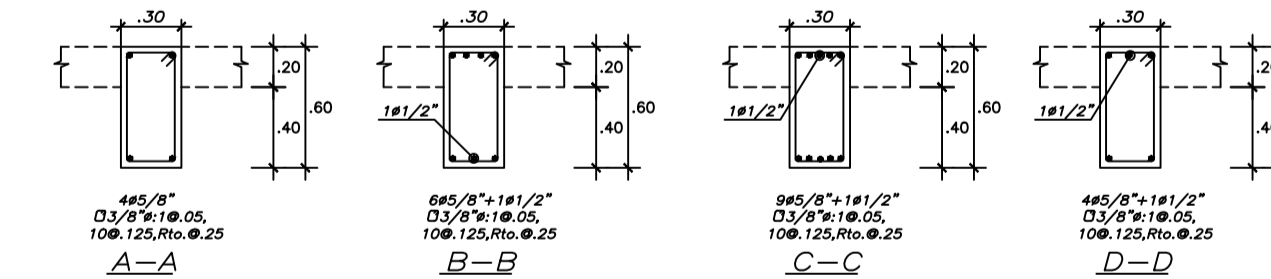
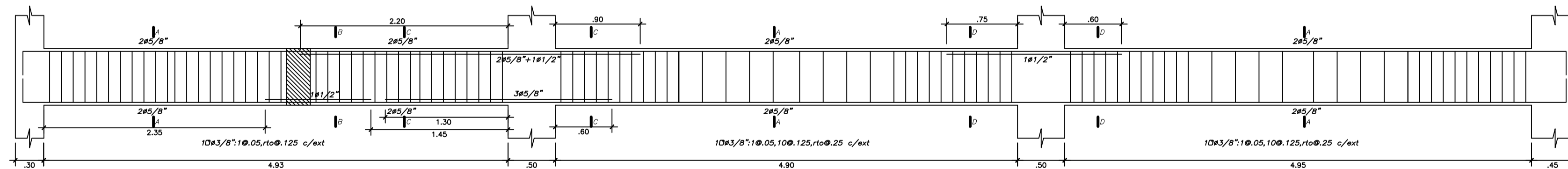
V-110(.30x.60)-1*2*PISO



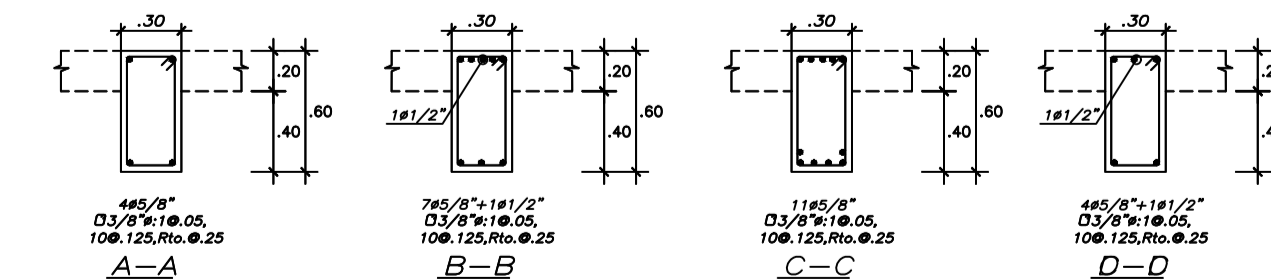
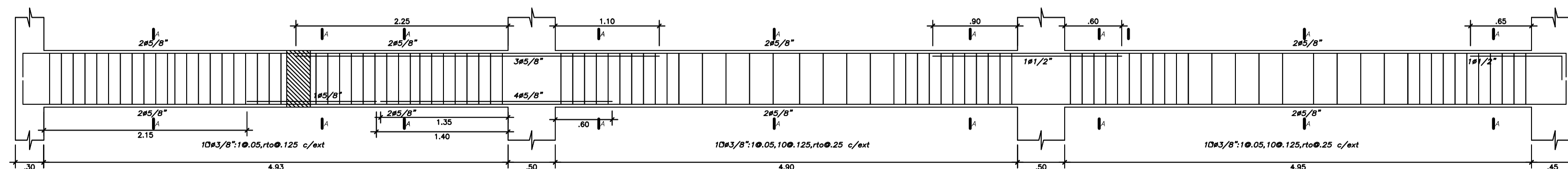
V-110(.30x.60)-3*7*PISO



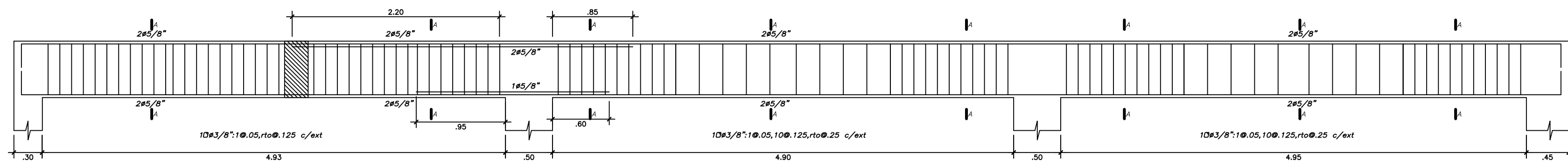
V-110(.30x.60)-AZOTEA



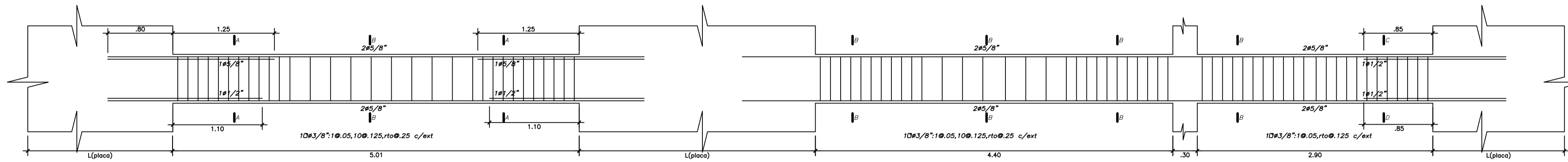
V-111(.30x.60)-1*2*PISO



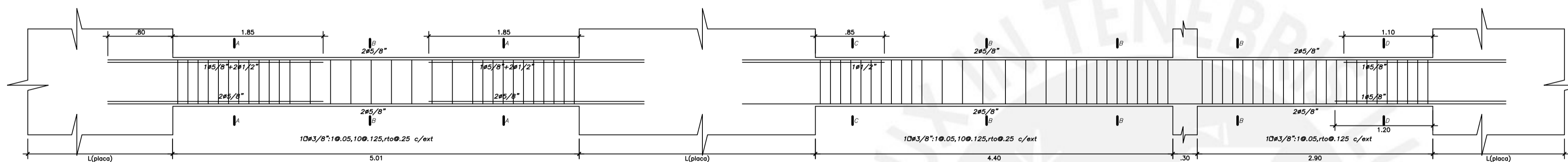
V-111(.30x.60)-3*7*PISO



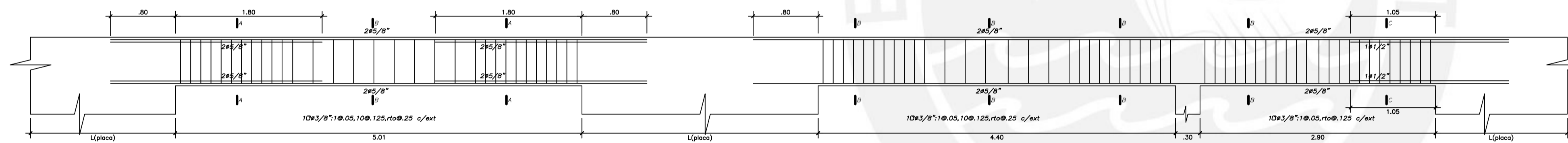
V-111(.30x.60)-AZOTEA



V-112(.25x.60)-1'@2'PISO



V-112(.25x.60)-3'@7'PISO

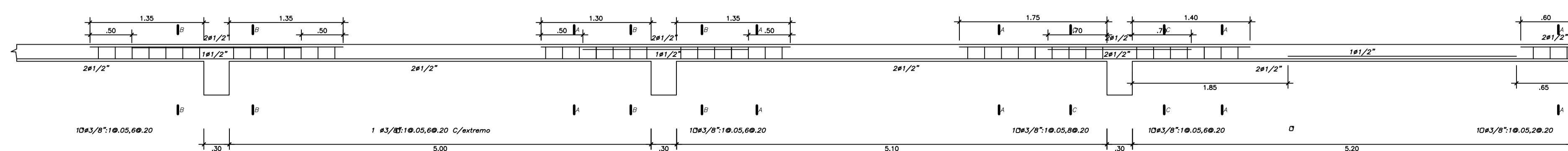
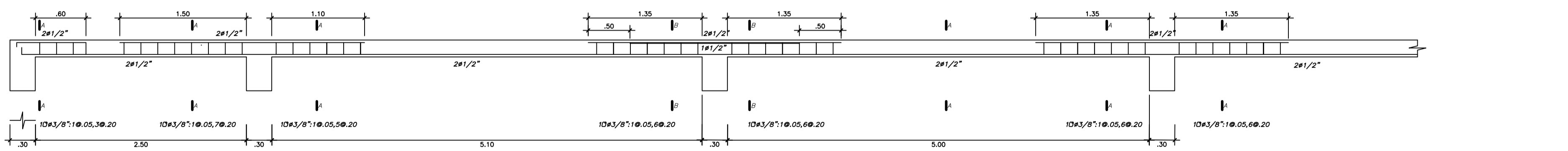


V-112(.25x.60)-AZOTEA



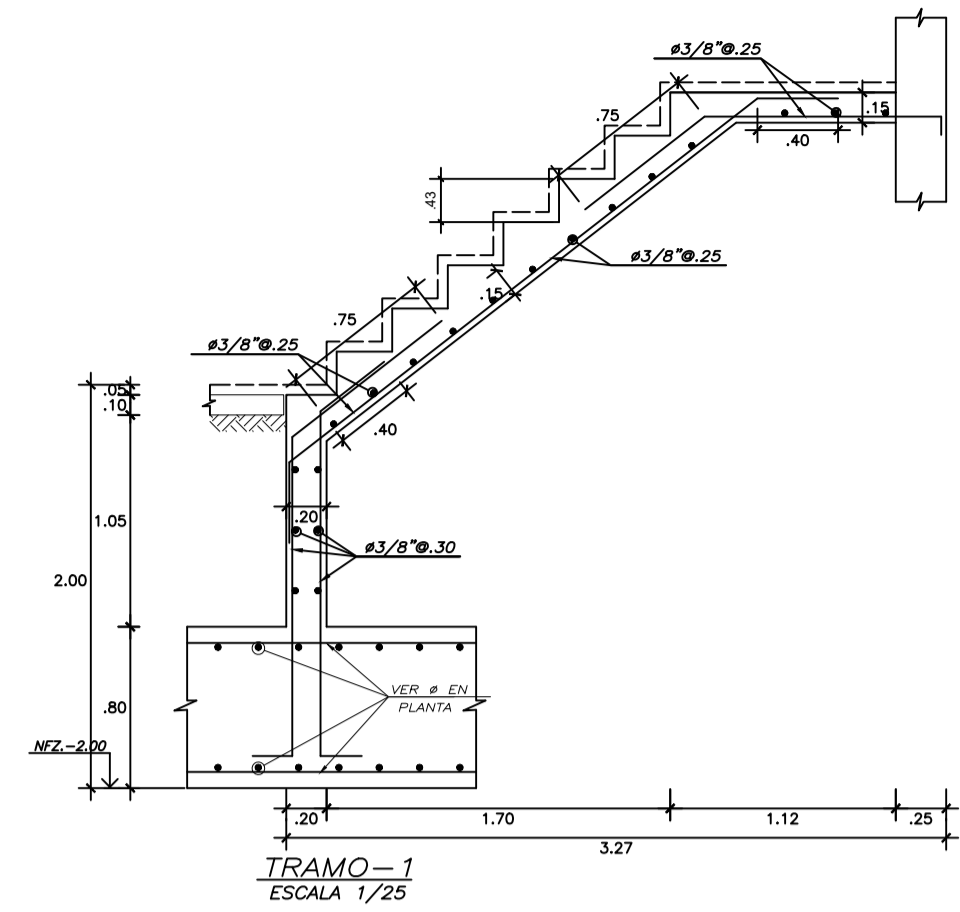
V-CH1(.25x.20)-1'@7

V-CH2(.25x.20)-1'@7

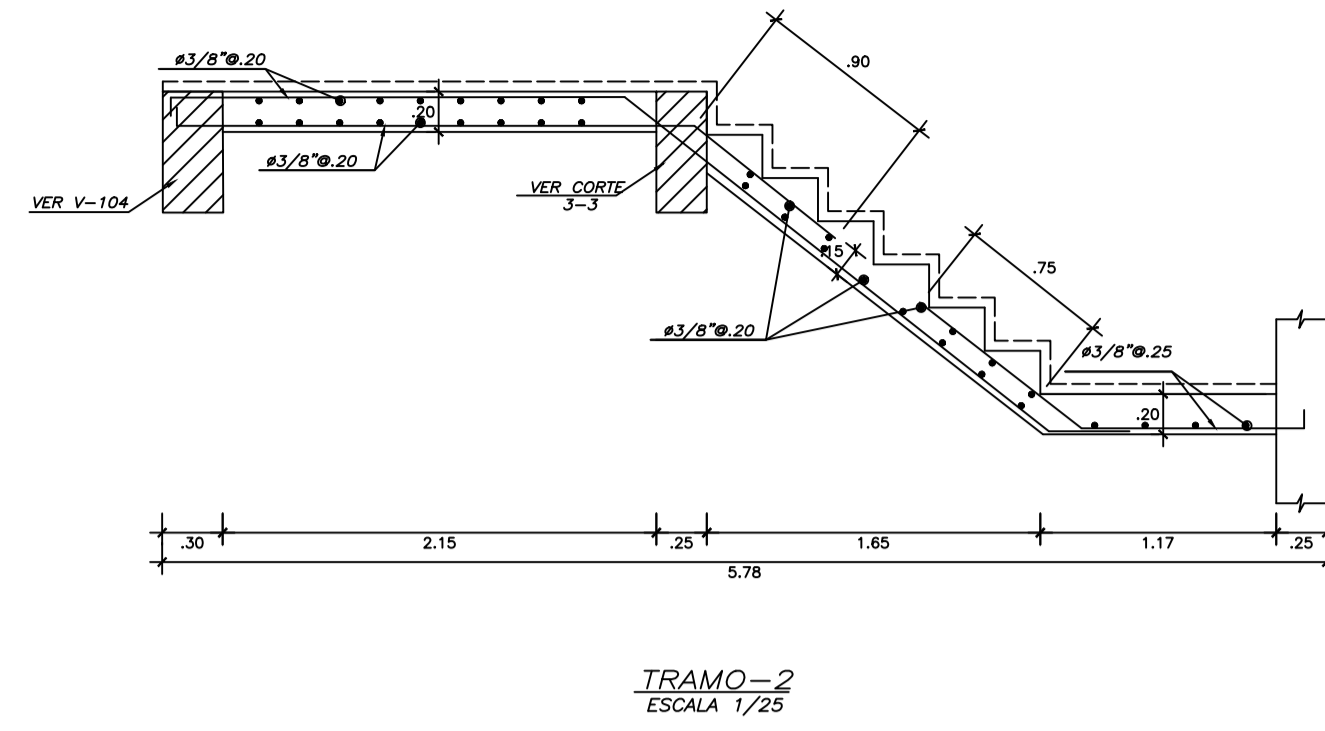


V-CH3(.25x.20)-1'@7

	PROYECTO :	TESIS PUCP	LAMINA N°: E-14 de 15
	ASESOR :	JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ	
	PLANO :	DESARROLLO DE VIGAS PERALTADAS Y VIGAS CHATAS	
	ALUMNOS :	JÓEL ACOSTA MORENO ESCALA : 1/50 JHAI GESAM BALCAZAR GARRIDO FECHA : MAYO 2019	

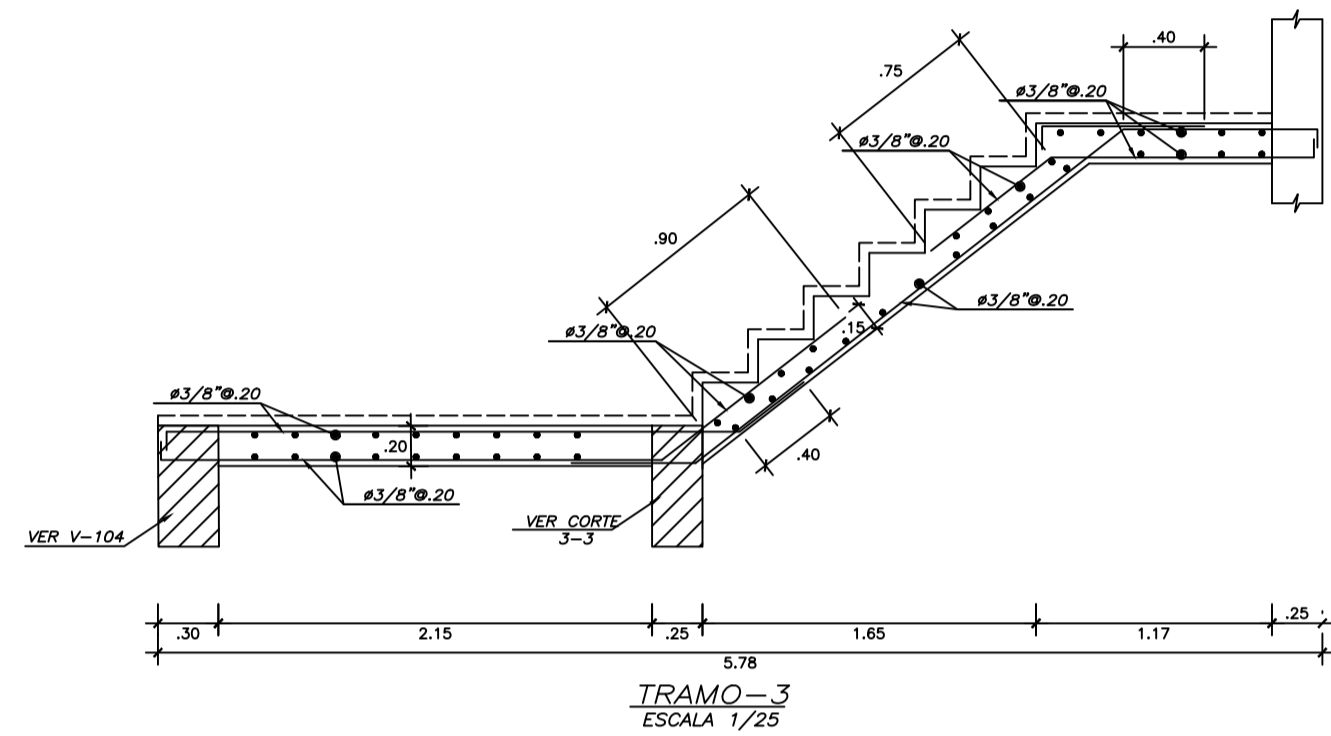


TRAMO-1
ESCALA 1/25

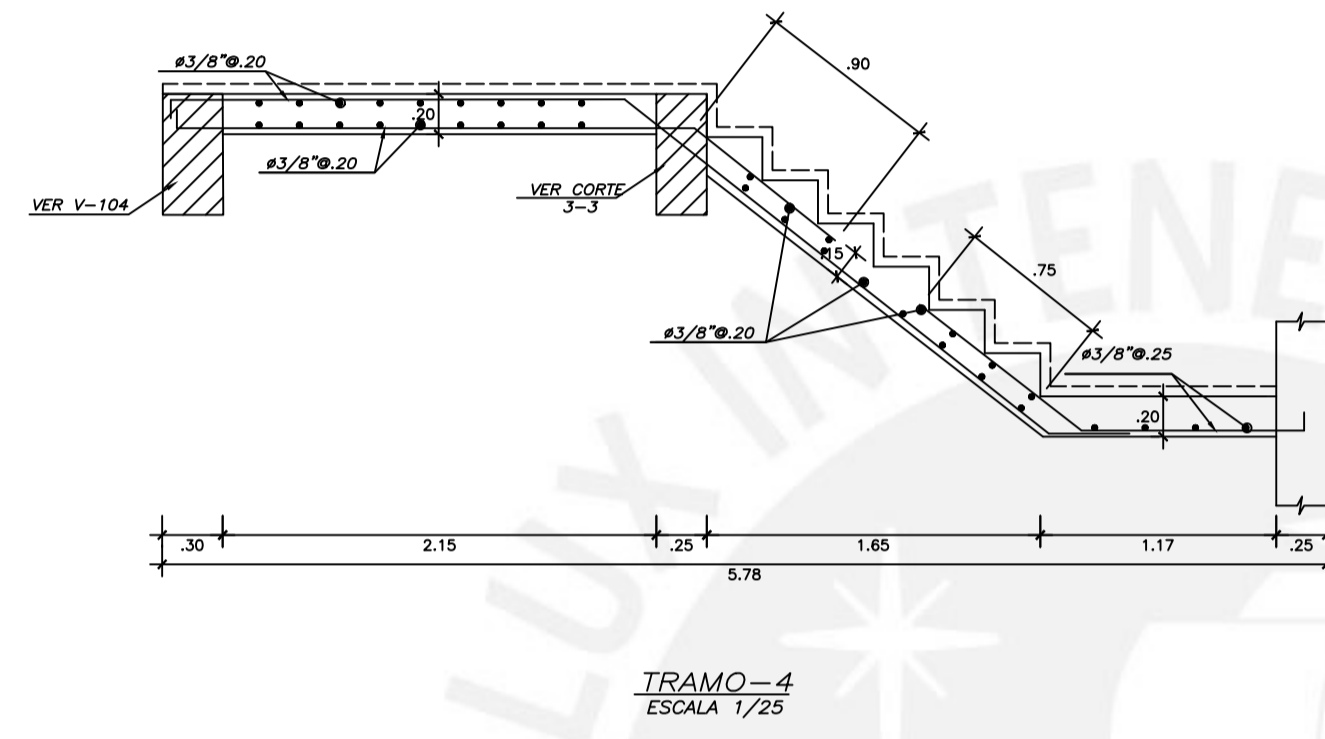


TRAMO-2
ESCALA 1/25

1° PISO



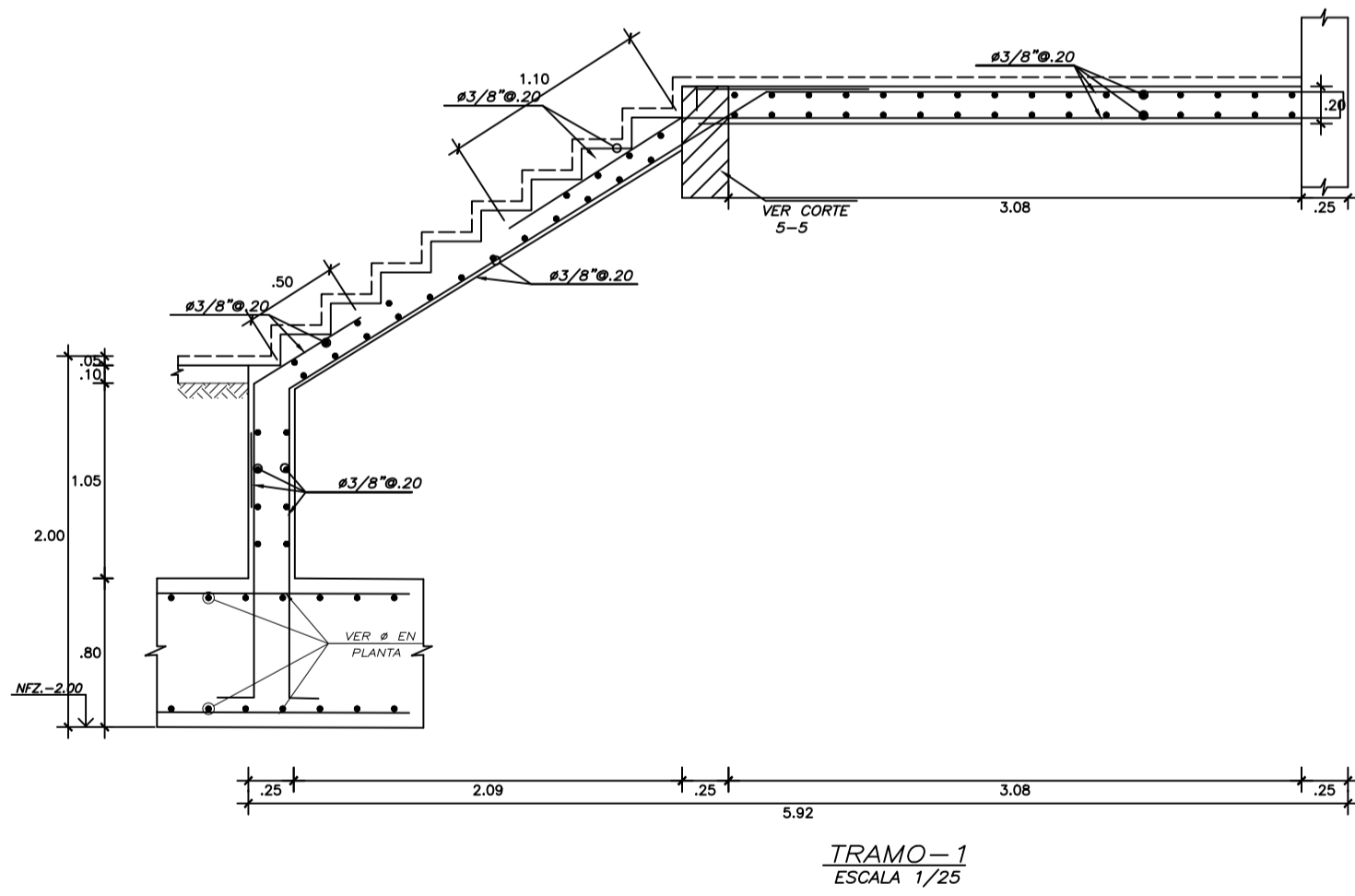
TRAMO-3
ESCALA 1/25



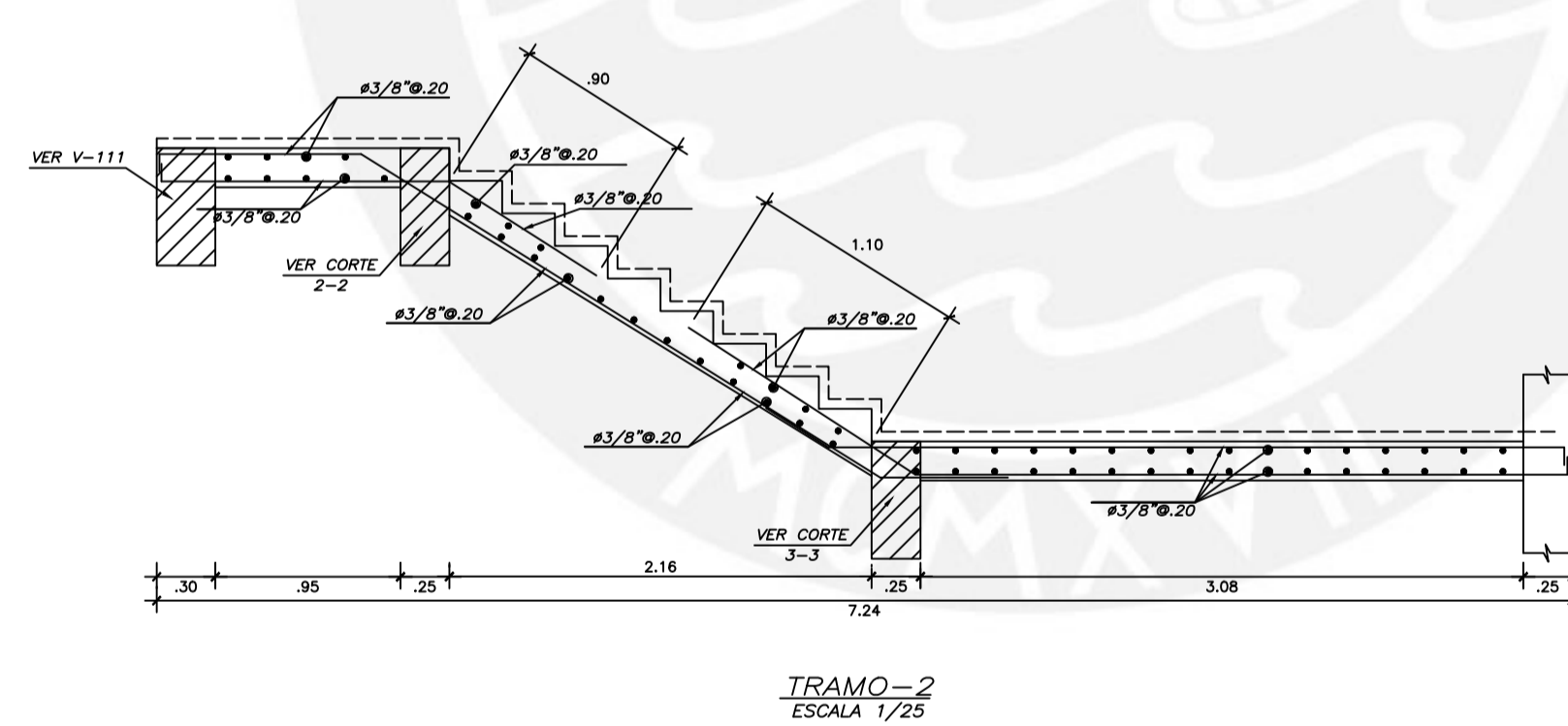
TRAMO-4
ESCALA 1/25

PISO TIPICO

ESCALERA-1
ESCALA 1/25

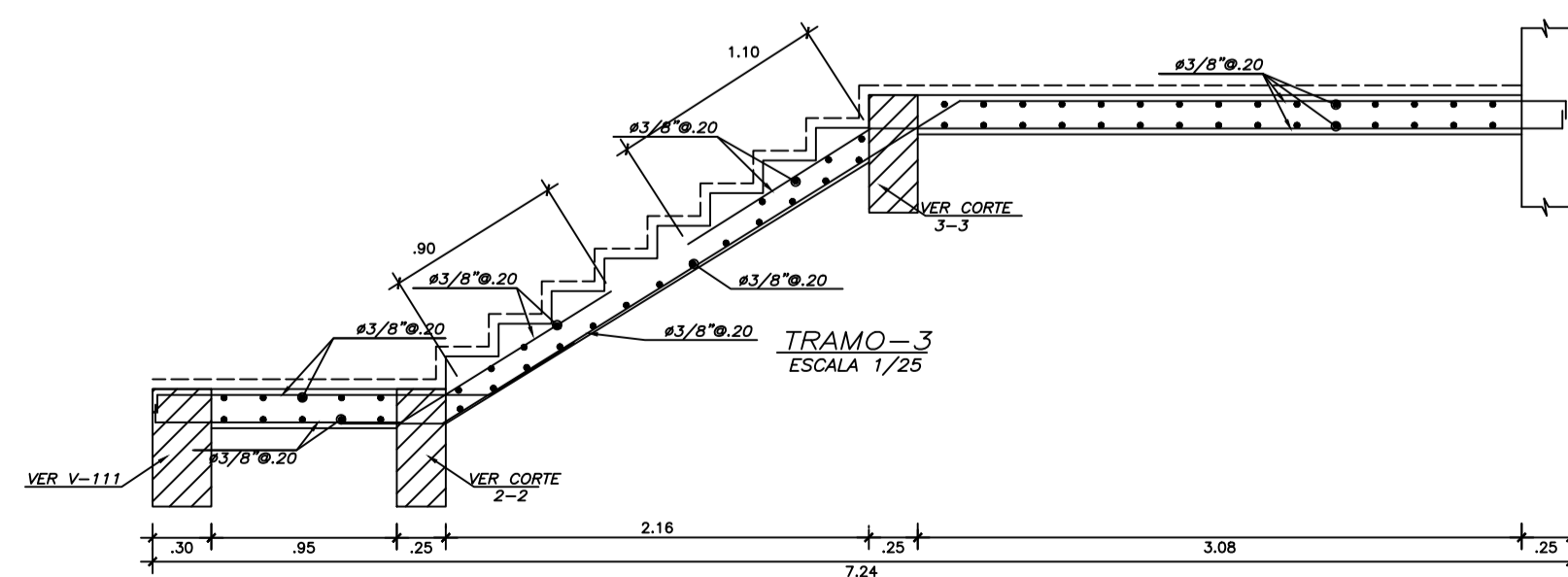


TRAMO-1
ESCALA 1/25

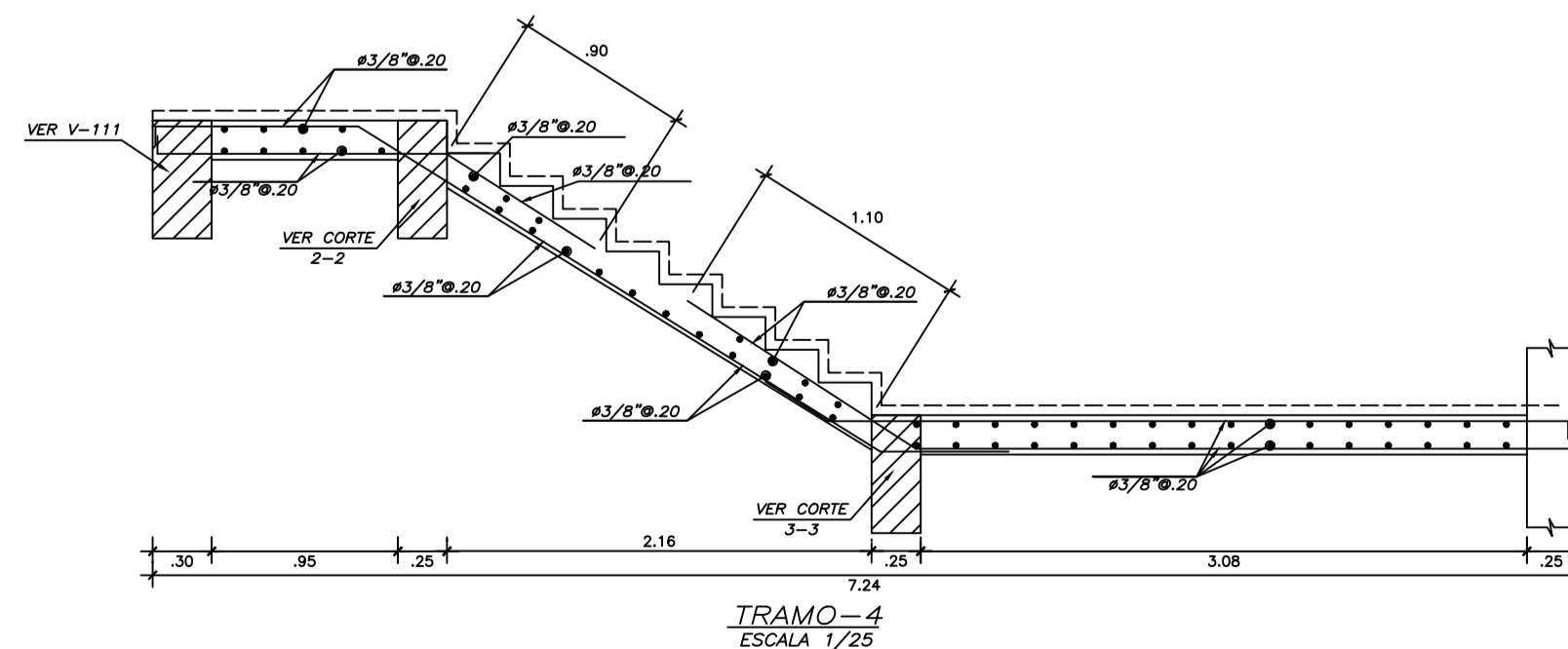


TRAMO-2
ESCALA 1/25

1° PISO



TRAMO-3
ESCALA 1/25



TRAMO-4
ESCALA 1/25

PISO TIPICO

ESCALERA-2
ESCALA 1/25