

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO
ARMADO DE UN PABELLÓN ESCOLAR CONSIDERANDO DOS SISTEMAS
ESTRUCTURALES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Eduardo Daniel Huaihua Rojas

ASESOR:

Renzo Noriega Barrueto

Lima, marzo 2025

Informe de Similitud

Yo,Renzo Noriega Barrueto.....,

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

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

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN PABELLÓN
ESCOLAR CONSIDERANDO DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....,
del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)


..... Eduardo Daniel Huaihua Rojas,
.....,

.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 3%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 07/03/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima, 07 de marzo del 2025.....

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

RESUMEN

En la presente tesis, se realizó el análisis comparativo y diseño estructural de un pabellón escolar de concreto armado compuesto de 3 pisos y ubicado en el distrito de San Miguel, departamento de Lima. Cada piso del pabellón diseñado está compuesto por un aula con capacidad de 42 alumnos, una sala de usos múltiples, dos baños, un hall de ascensores y una caja de escaleras. El pabellón cuenta con un área de terreno de $320 m^2$ y un área techada de $1020 m^2$.

Se plantearon dos opciones de diseño, uno con sistema de muros estructurales y otro con sistema dual en concreto armado. El sistema de techos está compuesto de losas aligeradas unidireccionales y losas macizas armadas en dos direcciones. Se realizó el análisis estructural considerando las cargas de gravedad y sísmicas según lo especificado por la norma E.020 Cargas en función al material y dimensiones de los elementos. Se llevó a cabo el análisis sísmico considerando el método estático y dinámico modal espectral según lo especificado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente con el apoyo del programa ETABS.

Luego, se realizó el diseño de los elementos estructurales en concreto armado aplicando los criterios de diseño por resistencia y capacidad según lo especificado en la norma E.060 Concreto armado. Para el diseño de las cimentaciones, se realizó el modelamiento con el apoyo del programa SAFE. Se desarrollaron los planos de estructuras que representan el diseño realizado para los elementos de concreto armado y albañilería. Finalmente, se realizó un análisis comparativo de desempeño estructural entre las derivas, irregularidades, periodos de vibración, rigidez lateral y cortante de diseño. Por otro lado, se realizó un análisis económico mediante la elaboración de dos presupuestos detallados considerando las especialidades de estructuras y arquitectura.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por su apoyo incondicional durante todas las etapas de mi vida.

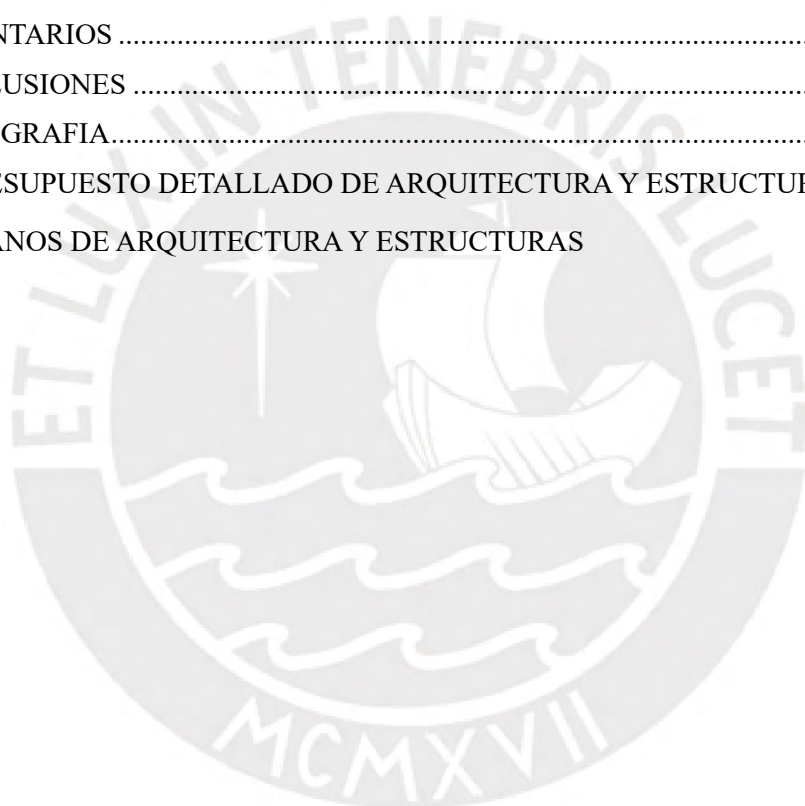


INDICE

1.	GENERALIDADES.....	11
1.1.	PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LA EDIFICACION.....	11
1.2.	ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO:	13
2.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	14
2.1.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.....	14
2.2.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	14
2.2.1.	Losas macizas.....	14
2.2.2.	Losas aligeradas	15
2.2.3.	Vigas peraltadas.....	15
2.2.4.	Columnas.....	15
2.2.5.	Muros estructurales	16
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO POR CARGAS DE GRAVEDAD	17
3.1.	GENERALIDADES.....	17
3.1.1.	Cargas muertas	17
3.1.2.	Cargas vivas	17
3.2.	METRADO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS.....	18
3.2.1.	Losa aligerada en una dirección	18
3.2.2.	Losa maciza.....	20
3.3.	ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO	23
4.	ANÁLISIS SISMICO	25
4.1.	FUNDAMENTOS E IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS SISMICO:.....	25
4.2.	PARAMETROS SISMICOS DE LA EDIFICACION	26
4.2.1.	Factor de zona	26
4.2.2.	Condiciones geotécnicas	27
4.2.3.	Factores de amplificación sísmica.....	27
4.2.4.	Factor de uso	27
4.2.5.	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas	28
4.3.	MASA SISMICA	30
4.4.	ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES EN PLANTA Y EN ALTURA	30
4.4.1.	Irregularidad en altura	30
4.4.2.	Irregularidad en planta	33
4.5.	VERIFICACION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION R	35
4.6.	ESPECTRO SISMICO.....	35
4.7.	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SISMICO E HIPOTESIS BASICAS	36

4.7.1.	Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes	36
4.7.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	37
4.7.3.	Fuerza cortante de la base de diseño:	40
4.8.	JUNTA SISMICA	41
5.	DISEÑO DE VIGAS.....	41
5.1.	ANALISIS ESTRUCTURA DE LA VIGA	41
5.2.	DISEÑO POR FLEXION	41
5.3.	DISEÑO POR CORTE.....	42
5.3.1.	Diseño por resistencia:	42
5.3.2.	Diseño por capacidad:	43
5.4.	EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA	44
5.4.1.	Diseño de la viga V-C (Sistema de muros estructurales y dual).....	44
6.	DISEÑO DE COLUMNAS	53
6.1.	ANALISIS ESTRUCTURAL	53
6.2.	METRADO DE CARGAS.....	53
6.3.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	53
6.4.	DISEÑO POR CORTE.....	54
6.4.1.	Diseño por resistencia	54
6.4.2.	Diseño por capacidad	55
6.5.	EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA.....	56
6.5.1.	Diseño de columna C-1 (sistema de muros estructurales).....	56
6.5.2.	Diseño de columna C-2 (Sistema dual).....	61
7.	DISEÑO DE PLACAS.....	67
7.1.	ANALISIS ESTRUCTURAL	67
7.2.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION.....	67
7.3.	DISEÑO POR CORTE.....	68
7.3.1.	Diseño por resistencia	68
7.3.2.	Diseño por capacidad	68
7.4.	ELEMENTOS DE BORDE	69
7.5.	EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA.....	70
7.5.1.	Diseño de la placa PL-2 (Sistema de muros estructurales)	70
7.5.2.	Diseño de la placa PL-1 (sistema dual).....	78
8.	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	84
8.1.	ANALISIS ESTRUCTURAL	84
8.2.	VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO	84

8.3.	VERIFICACION POR CORTE	85
8.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN	86
8.5.	EJEMPLO DE DISEÑO DE LA CIMENTACION	87
8.5.1.	Diseño de la zapata aislada ejes C y 2 (Sistema de muros estructurales y dual).....	87
8.5.2.	Diseño de la viga de cimentación VC-05	94
9.	DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	95
9.1.	DISEÑO DE ESCALERAS	95
9.2.	DISEÑO DE MUROS DE SOTANOS	97
9.3.	DISEÑO DE LA CISTERNA	99
10.	ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO	101
11.	COMENTARIOS	103
12.	CONCLUSIONES	104
13.	BIBLIOGRAFIA.....	106
ANEXOS: PRESUPUESTO DETALLADO DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS		
ANEXOS: PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS		



INDICE DE FIGURAS

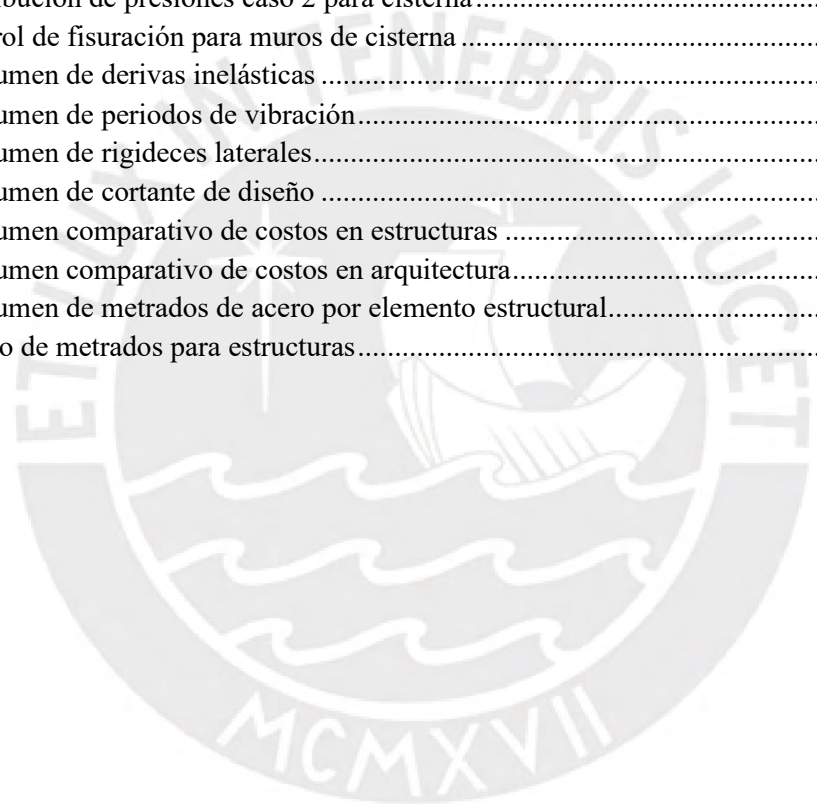
Figura 1.1 Planta de arquitectura del piso 1	11
Figura 1.2 Planta de arquitectura del piso 2 y 3	12
Figura 1.3 Planta de arquitectura de azotea.....	12
Figura 2.1 Estructuración de planta típica del sistema de muros	16
Figura 2.2 Estructuración de planta típica del sistema dual	17
Figura 3.1 Idealización estructural de la vigueta del piso típica	18
Figura 3.2 Momentos flectores de la vigueta del piso típico.....	18
Figura 3.3 Fuerzas cortantes de la vigueta del piso típico.....	19
Figura 3.4 Diseño final de la losa aligerada del piso típico.....	20
Figura 3.5 Diagrama de momentos flectores en X para la losa maciza	21
Figura 3.6 Diagrama de momentos flectores en Y para la losa maciza.....	21
Figura 3.7 Diagrama de fuerzas cortantes en X para la losa maciza.....	22
Figura 3.8 Diagrama de fuerzas cortantes en Y para la losa maciza	22
Figura 3.9 Diseño final de la losa maciza del piso típico.....	23
Figura 3.10 Modelo tridimensional del sistema de muros	24
Figura 3.11 Planta del piso típico para sistema de muros	24
Figura 3.12 Modelo tridimensional del sistema dual	25
Figura 3.13 Planta del piso típico para sistema dual	25
Figura 4.1 Mapa de zonas sísmicas.....	26
Figura 4.2 Espectro de diseño para sistema muros y dual.....	36
Figura 5.1 Fuerza cortante de diseño en vigas para sistema de muros y dual tipo I (Norma E.060) 43	43
Figura 5.2 Viga V-C para el sistema de muros	44
Figura 5.3 Envoltente de momentos de la viga VC para sistema de muros	46
Figura 5.4 Envoltente de momentos de la viga VC para sistema dual	47
Figura 5.5 Envoltente de cortantes de la viga VC para sistema de muros.....	48
Figura 5.6 Envoltente de cortantes de la viga VC para sistema dual	49
Figura 5.7 Diseño final de la viga V-C para sistema de muros	52
Figura 5.8 Diseño final de la viga V-C para sistema dual	52
Figura 6.1 Columna C-1 para el sistema de muros	56
Figura 6.2 Refuerzo de la columna C-1 para sistema de muros.....	57
Figura 6.3 Diagrama de interacción de diseño P-M3-Sy columna C-1 para sistema de muros	58
Figura 6.4 Diagrama de interacción de diseño P-M2-Sx columna C-1 para sistema de muros	59
Figura 6.5 Diagrama nominal P-M3-Sy columna C-1 para sistema de muros.....	59
Figura 6.6 Diseño final de la columna C-1 para sistema de muros.....	61
Figura 6.7 Columna C-2 para el sistema dual	62
Figura 6.8 Refuerzo de la columna C-2 para sistema dual.....	62
Figura 6.9 Diagrama de interacción de diseño P-M3-Sy columna T C-2 para sistema dual.....	63
Figura 6.10 Diagrama de interacción de diseño P-M2-Sx columna T C-2 para sistema dual.....	63
Figura 6.11 Diagrama nominal P-M3-Sy columna C-2 para sistema dual.....	64
Figura 6.12 Diseño final de la columna C-2 para sistema dual.....	67

Figura 7.1 Placa PL-2 para sistema de muros	71
Figura 7.2 Sección de análisis de la placa PL-2 en X para sistema de muros.....	73
Figura 7.3 Sección de análisis de la placa PL-2 en Y para sistema de muros	72
Figura 7.4 Diagrama de interacción de diseño P-Mx placa PL-2 para sistema de muros	73
Figura 7.5 Diagrama de interacción de diseño P-My placa PL2 para sistema de muros	74
Figura 7.6 Diagrama nominal P-My placa PL-2 para sistema de muros.....	75
Figura 7.7 Diseño final de la placa PL-2 para sistema de muros	78
Figura 7.8 Placa PL-1 para sistema dual.....	78
Figura 7.9 Sección de análisis de la placa PL-1 para sistema dual	79
Figura 7.10 Diagrama de interacción de diseño P-Mx placa PL-1 para sistema dual.....	80
Figura 7.11 Diagrama de interacción de diseño P-My placa PL-1 para sistema dual	80
Figura 7.12 Diagrama nominal P-My placa PL-1 para sistema dual	81
Figura 7.13 Diseño final de la placa PL-1 para sistema dual.....	83
Figura 8.1 Sección crítica de punzonamiento de la zapata.....	84
Figura 8.2 Sección crítica de corte de la zapata	85
Figura 8.3 Momento último de la zapata.....	86
Figura 8.4 Dimensiones de la zapata C-1 para sistema de muros	87
Figura 8.5 Dimensiones de la zapata C-2 para sistema dual	88
Figura 8.6 Esfuerzos del suelo (ton/m^2) por cargas de servicio de la zapata C-1 para sistema de muros.....	88
Figura 8.7 Envoltorio del suelo(ton/m^2) por cargas de sismo en X e Y de la zapata C-1 para sistema de muros.....	89
Figura 8.8 Esfuerzos del suelo (ton/m^2) por cargas de servicio de la zapata C-2 para sistema dual	89
Figura 8.9 Envoltorio del suelo (ton/m^2) por cargas de sismo en X e Y de la zapata C-2 para sistema dual.....	90
Figura 8.10 Diseño final de la zapata C-1 para sistema de muros	93
Figura 8.11 Diseño final de la zapata C-2 para sistema dual	93
Figura 8.12 Viga de cimentación VC-05 para sistema de muros	94
Figura 8.13 Fuerzas internas de la viga VC-05 para sistema de muros.....	94
Figura 8.14 Diseño final de la viga de cimentación VC-05 para sistema de muros.....	95
Figura 9.1 Momentos últimos del tramo 1 de la escalera.....	96
Figura 9.2 Diseño final del tramo 1 de la escalera	97
Figura 9.3 Fuerzas cortantes en el muro de sótano	97
Figura 9.4 Momentos flectores en el muro de sótano	98
Figura 9.5 Diseño final del muro de sótano	98
Figura 9.6 Envoltorio de fuerzas cortantes en el muro de cisterna	99
Figura 9.7 Envoltorio de momentos flectores en el muro de cisterna.....	99
Figura 9.8 Diseño final del muro de cisterna	101

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Combinaciones de carga de diseño.....	13
Tabla 1.2 Factores de reducción según tipo de carga	13
Tabla 2.1 Predimensionamiento de columnas para ambos sistemas	16
Tabla 3.1 Cargas muertas y vivas de la estructura.....	17
Tabla 3.2 Carga muerta y viva para vigueta de losa aligerada	18
Tabla 3.3 Diseño por flexión de vigueta aligerada.....	19
Tabla 3.4 Cargas muertas y vivas para losas macizas	20
Tabla 4.1 Factores de zona	26
Tabla 4.2 Factores de suelo	27
Tabla 4.3 Periodos T_p y T_l	27
Tabla 4.4 Factores de uso	28
Tabla 4.5 Coeficientes de reducción por sistema estructural	28
Tabla 4.6 Fuerzas cortante en base de placas para sistema de muros.....	28
Tabla 4.7 Porcentaje de participación para sistema de muros	29
Tabla 4.8 Fuerzas cortante en base de placas para sistema dual	29
Tabla 4.9 Porcentaje de participación para sistema dual.....	30
Tabla 4.10 Irregularidad de rigidez - piso blando para sistema de muros.....	30
Tabla 4.11 Irregularidad de rigidez - piso blando para sistema dual	31
Tabla 4.12 Irregularidad de masa para sistema de muros.....	32
Tabla 4.13 Irregularidad de masa para sistema dual.....	32
Tabla 4.14 Irregularidad torsional para sistema de muros.....	33
Tabla 4.15 Irregularidad torsional para sistema dual.....	33
Tabla 4.16 Irregularidad por esquina entrante.....	34
Tabla 4.17 Periodos del sistema de muros	37
Tabla 4.18 Periodos del sistema dual	38
Tabla 4.19 Periodos en traslación pura del sistema de muros y dual	38
Tabla 4.20 Cortante estática de sistema de muros.....	39
Tabla 4.21 Cortante estática de sistema dual.....	39
Tabla 4.22 Derivas inelásticas para sistema de muros	40
Tabla 4.23 Derivas inelásticas para sistema dual	40
Tabla 4.24 Fuerza cortante de diseño para sistema de muros.....	40
Tabla 4.25 Fuerza cortante de diseño para sistema dual	41
Tabla 5.1 Acero colocado por flexión de la viga VC para sistema de muros	47
Tabla 5.2 Acero colocado por flexión de la viga VC para sistema dual	48
Tabla 5.3 Cortante última con sismo amplificado para sistema de muros	50
Tabla 5.4 Cortante última con sismo amplificado para sistema dual	50
Tabla 5.5 Control de fisuración para sistema de muros.....	51
Tabla 5.6 Control de fisuración para sistema dual	52
Tabla 6.1 Fuerzas internas de la columna C-1 para sistema de muros	57
Tabla 6.2 Cortante última con sismo Y amplificado para sistema de muros.....	60
Tabla 6.3 Resistencia del concreto al corte de la columna C-1 para el sistema de muros.....	60
Tabla 6.4 Fuerzas internas de la columna C-2 para sistema dual.....	62
Tabla 6.5 Cortante última con sismo Y amplificado para sistema dual.....	65

Tabla 6.6 Resistencia del concreto al corte de la columna C-2 para el sistema dual	65
Tabla 7.1 Fuerzas internas de la placa PL-2 para sistema de muros	71
Tabla 7.2 Fuerzas internas de la placa PL-1 para sistema dual	79
Tabla 8.1 Fuerzas internas de la columna C-1 del sistema de muros	87
Tabla 8.2 Fuerzas internas de la columna C-2 del sistema dual	87
Tabla 8.3 Esfuerzos de diseño para la zapata Z-1 y Z-2.....	90
Tabla 8.4 Verificación por punzonamiento de la zapata C1 y C-2	91
Tabla 8.5 Verificación por corte de la zapata C-1 y C-2	92
Tabla 8.6 Aceros colocados en la viga de cimentación VC-05 para sistema de muros	95
Tabla 9.1 Acero colocado por flexión en el tramo 1 de la escalera	96
Tabla 9.2 Distribución de presiones para los muros de sótanos	97
Tabla 9.3 Distribución de presiones caso 1 para cisterna	99
Tabla 9.4 Distribución de presiones caso 2 para cisterna	99
Tabla 9.5 Control de fisuración para muros de cisterna	100
Tabla 10.1 Resumen de derivas inelásticas	101
Tabla 10.2 Resumen de periodos de vibración.....	102
Tabla 10.3 Resumen de rigideces laterales.....	102
Tabla 10.4 Resumen de cortante de diseño	102
Tabla 10.5 Resumen comparativo de costos en estructuras	102
Tabla 10.6 Resumen comparativo de costos en arquitectura.....	103
Tabla 10.7 Resumen de metrados de acero por elemento estructural.....	103
Tabla 10.8 Ratio de metrados para estructuras.....	103



1. GENERALIDADES

1.1. PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LA EDIFICACION

La presente tesis comprende la elaboración de dos propuestas con el sistema de muros estructurales y dual para el diseño de un pabellón escolar en concreto armado de 3 niveles que está localizado en el distrito de San Miguel cuya área en planta proyectada del pabellón es 360 m^2 .

El pabellón se encuentra dentro de un campus escolar y en los límites perimétricos se encuentra libre de obstrucciones puesto que se registra un patio principal en frente a su fachada y un jardín común en los frentes posterior y lateral. El acceso a cada nivel del pabellón, se realiza por medio de una escalera de tres tramos por nivel y un ascensor. Por otro lado, para los accesos a cada aula, sala de usos múltiples y baños, se cuenta con un corredor en volado en cada nivel.

El pabellón de diseño comprende una distribución típica de una sala de docentes, un aula con capacidad para 42 alumnos, dos baños, un hall de ascensores y una caja de escalera. Además, se cuenta con un corredor en volado de 2 metros con parapetos de concreto de 1.10 m de altura. Cabe resaltar que las divisiones interiores y cerramiento de fachadas está compuesto de albañilería no portante tipo sílico calcáreo.

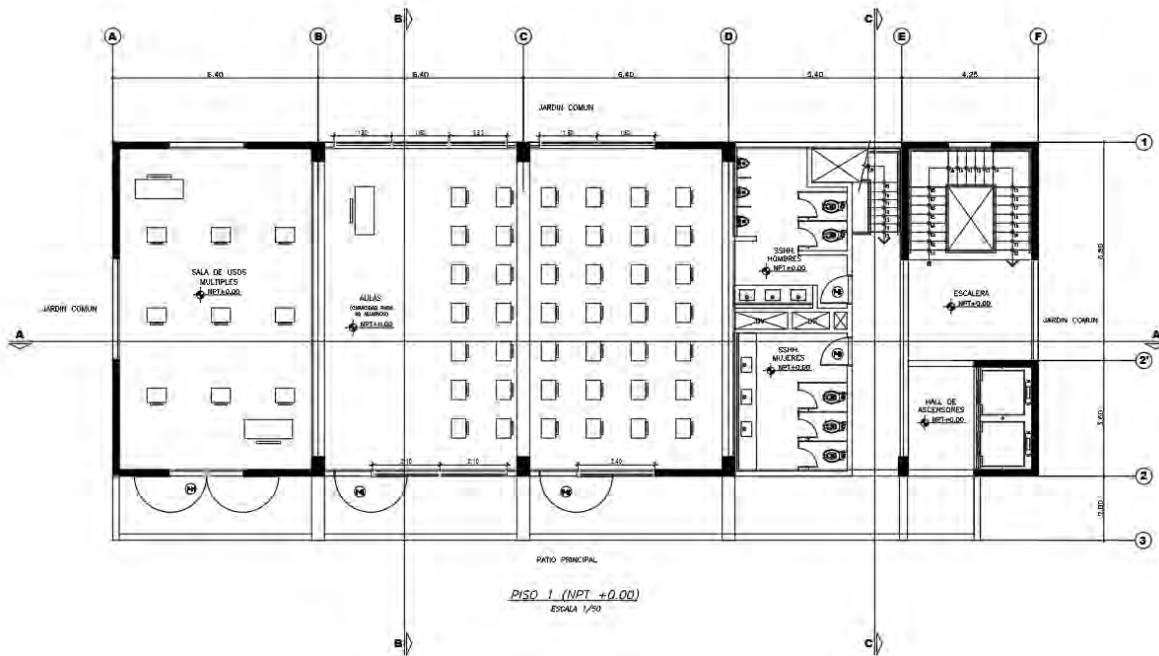


Figura 1.1 Planta de arquitectura del piso 1

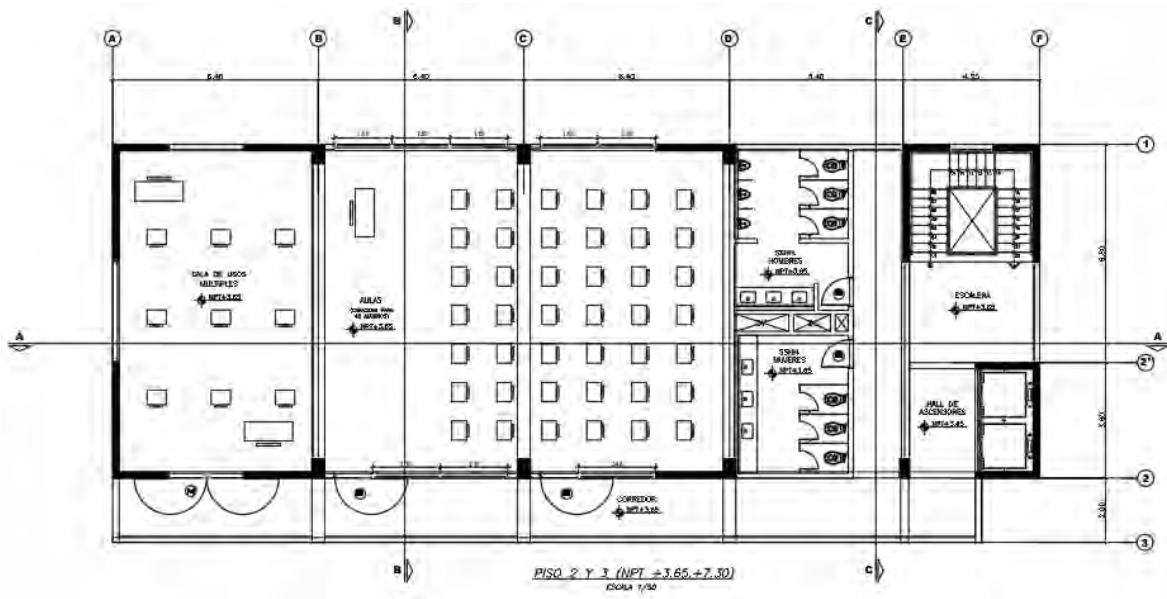


Figura 1.2 Planta de arquitectura del piso 2 y 3

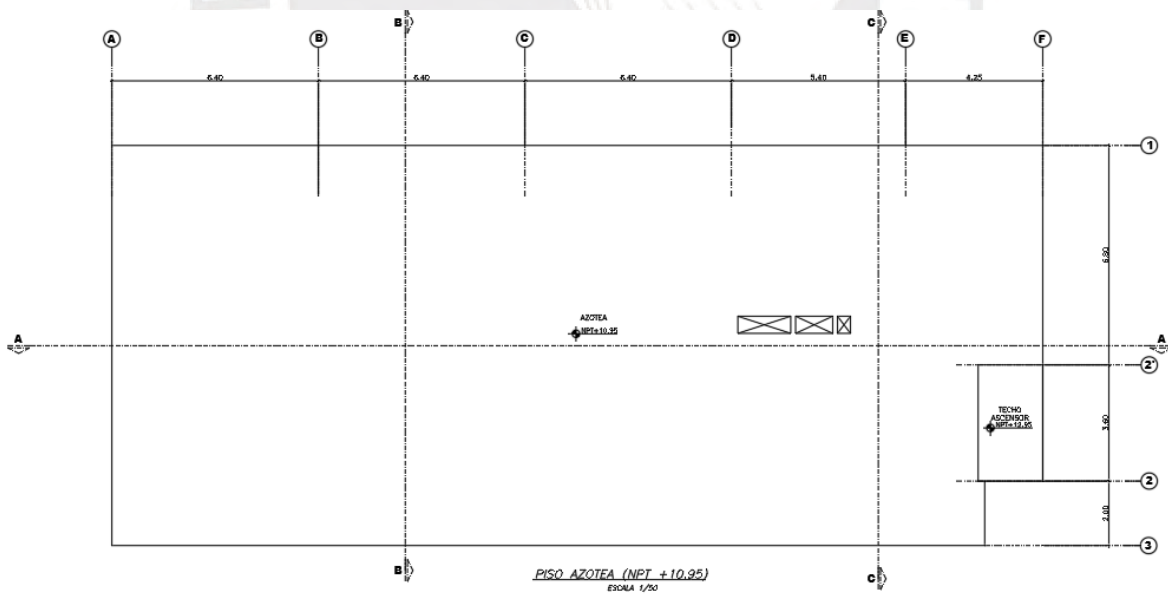


Figura 1.3 Planta de arquitectura de azotea

1.2. ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO:

El pabellón se diseñará con muros estructurales y pórticos de concreto armado en las dos direcciones para suministrar rigidez y ductilidad a la estructura. La ubicación de los muros estructurales y columnas se proyectaron en conjunto con las especialidades de arquitectura y estructuras para cumplir con los requerimientos arquitectónicos y requisitos sismorresistentes.

Según el estudio de suelos la capacidad portante del suelo es 4 kg/cm^2 . La cimentación del proyecto está en base a zapatas aisladas, combinadas y conectadas. La profundidad mínima recomendada para la cimentación es de 1.50 metros, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos.

La tabiquería del proyecto se considera aislada de la estructura y compuesta de albañilería armada sílico calcárea.

La estructura de concreto armado emplea una resistencia de concreto de $f'c \text{ } 210 \text{ kg/cm}^2$ en todos los elementos estructurales. Se considera acero de refuerzo grado 60 de $f_y \text{ } 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el armado de los elementos de concreto.

El análisis sísmico estático y dinámico modal se realiza con las recomendaciones establecidas por la norma E.030 Diseño sismorresistente.

El diseño de los elementos de concreto armado se realiza con las recomendaciones establecidas por la norma E.060 Concreto armado considerando los requisitos especiales del capítulo 21 para el diseño sísmico.

Las combinaciones de carga para la obtención de la carga última de diseño son las siguientes:

Tabla 1.1 Combinaciones de carga de diseño

Caso	Combinación
C1	1.4CM + 1.7CV
C2	1.25(CM + CV) + CS
C3	1.25(CM + CV) - CS
C4	0.9CM + CS
C5	0.9CM - CS

Los factores de reducción para la obtención de la resistencia nominal de diseño según naturaleza de la carga son las siguientes:

Tabla 1.2 Factores de reducción según tipo de carga

Tipo de carga	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción con o sin flexión	0.90
Flexión y carga axial	0.70
Flexión y carga axial para espirales	0.75
Cortante y torsión	0.85

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

Un objetivo importante del diseño es estructurar la edificación que consiste en ubicar y dimensionar los elementos estructurales verticales, horizontales y sistema de techos considerando que sea compatible con todas las especialidades y garantizando una adecuada transferencia de cargas de gravedad y de sismo.

Para cumplir este objetivo, se ha considerado las recomendaciones descritas en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” según el ingeniero Blanco quien cita los principales parámetros de estructuración para lograr una estructura sismorresistente.

- a. Simplicidad y simetría
- b. Resistencia y ductilidad
- c. Hiperestaticidad y monolitismo
- d. Uniformidad y continuidad de la estructura
- e. Rigidez lateral
- f. Diafragma rígido
- g. Análisis de influencia de los elementos no estructurales
- h. Subestructura y cimentación

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

La determinación de las dimensiones de cualquier elemento estructural se rige según las recomendaciones de la norma E.060. No obstante, se requiere predimensionar los elementos para iniciar con el análisis estructural y realizar una verificación del diseño final de la estructura.

2.2.1. Losas macizas

Se empleará losas macizas en aquellos ambientes con mayor concurrencia de tuberías embebidas tales como los servicios higiénicos. Las losas macizas son dimensionadas con el siguiente criterio:

$$h \geq \frac{Ln}{40}$$

Donde:

- h : Espesor de la losa
- Ln : Luz libre

Según la planta de arquitectura tenemos una luz libre entre apoyos de 5.15m. Reemplazando valores tenemos que:

$$h \geq \frac{515}{40} = 12.88 \text{ cm}$$

Con el objeto de cubrir la densidad de las tuberías típicas con diámetros de 2” a 4” embebidas para las redes sanitarias, se emplea un peralte de losa maciza igual a 20 cm de espesor.

2.2.2. Losas aligeradas

Se empleará losas aligeradas en una dirección con el objeto de aligerar el peso y costo de la estructura en aquellos ambientes sin presencia de tuberías embebidas tales como aulas, pasadizos, hall y sala de usos múltiples. Las losas aligeradas son predimensionadas con el siguiente criterio:

$$h \geq \frac{Ln}{25}$$

Donde:

- h : Espesor de la losa
- Ln : Luz libre

Según la planta de arquitectura tenemos una luz libre entre apoyos de 6.00 m. Reemplazando valores tenemos que:

$$h \geq \frac{600}{25} = 24 \text{ cm}$$

Se emplea un peralte de losa aligerada igual a 25 cm de espesor.

2.2.3. Vigas peraltadas

Para el predimensionamiento de vigas se considera que el peralte esté entre la décima y doceava parte de la luz libre. El ancho mínimo para la viga se considera entre el 30 a 50% el valor del peralte. Cabe resaltar que según la recomendación de la Norma E.060, se debe considerar un ancho mínimo de 25 cm en elementos sismorresistentes para sistemas duales y pórticos. Las losas aligeradas son dimensionadas con el siguiente criterio:

$$\frac{Ln}{12} \leq h \leq \frac{Ln}{10}$$

$$\frac{9.2}{12} \leq h \leq \frac{9.2}{10}$$

$$0.76 \leq h \leq 0.92$$

Se emplean vigas de 85 cm de peralte y 40 cm de espesor.

2.2.4. Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se siguieron las recomendaciones del libro “Estructuración y Diseño de edificios en Concreto Armado” del Ingeniero Antonio Blanco Blasco. Cabe resaltar que estas recomendaciones son válidas para edificios que cuenten con muros de corte en dos direcciones. Para una columna interior:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{Servicio}}}{0.45f'_c}$$

Para una columna exterior o de borde:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{Servicio}}}{0.35f'_c}$$

Tabla 2.1 Predimensionamiento de columnas para ambos sistemas

Columna	Área tributaria	P servicio	Coefficiente	Área columna	Sección seleccionada
Sistema de muros					
C1	50	150	0.45	1587.30	40X60
C2	22.8	68.4	0.45	723.81	30X60
Sistema dual					
C1	13.3	39.9	0.45	422.22	30X80
C2	50	150	0.35	2040.82	Columna T
C3	19.5	58.5	0.35	795.92	Columna T

2.2.5. Muros estructurales

El pabellón se encuentra en una zona de alta sismicidad, en consecuencia, se proyectan muros estructurales en ambas direcciones para aportar rigidez a la estructura. La norma E.030 sismorresistente indica que los muros estructurales deben tener la capacidad de recibir al menos el 70% de la cortante basal. El proyecto cuenta con muros de 0.20 y 0.25 m de espesor para el sistema de muros y dual, respectivamente. En el análisis sísmico y diseño estructural, se verificará si los muros estructurales cumplen con las derivas máximas, irregularidades y espesores mínimos.

Finalmente, se presenta la planta típica a partir de los criterios de estructuración y predimensionamiento:

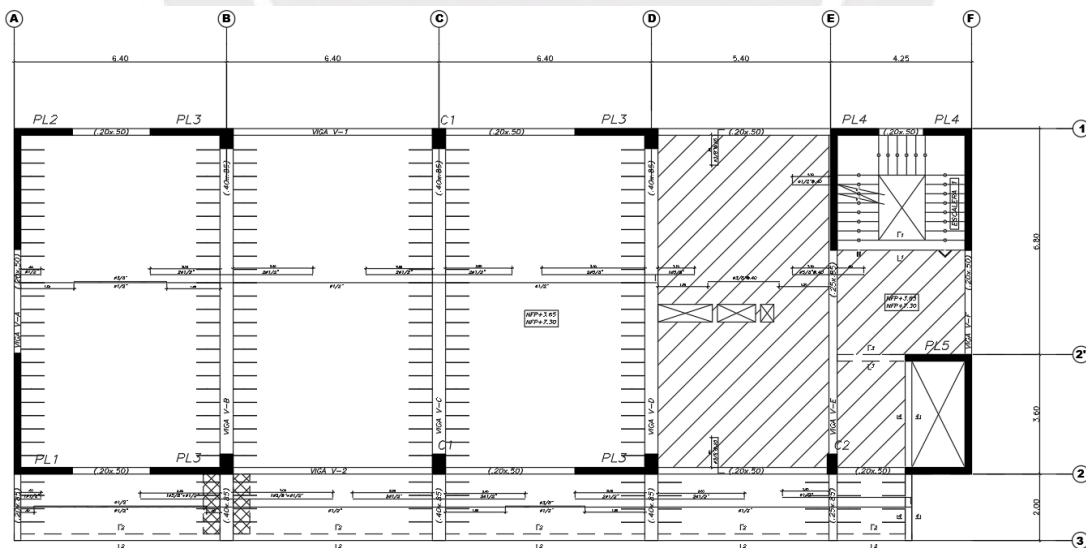


Figura 2.1 Estructuración de planta típica del sistema de muros

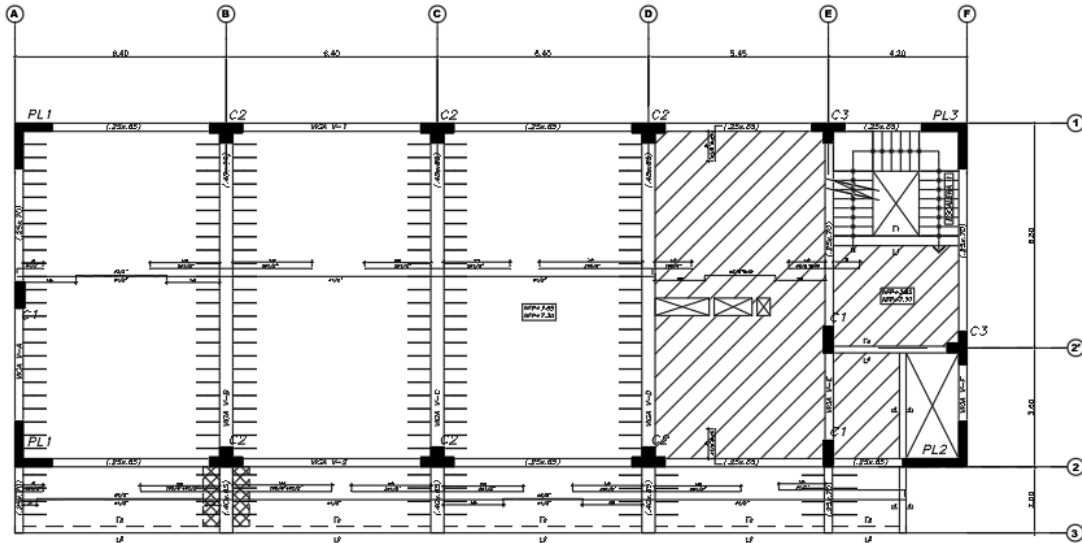


Figura 2.2 Estructuración de planta típica del sistema dual

3. ANALISIS Y DISEÑO POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1. GENERALIDADES

Los elementos que conforman una estructura deben estar diseñados para soportar las cargas que se aplican sobre ellos. En este sentido, la Norma E.020 clasifica las cargas según su naturaleza permanente o temporal.

3.1.1. Cargas muertas

Son las cargas gravitatorias permanentes que actúan en la estructura durante su vida útil y con una variación mínima en su magnitud a través del tiempo. Estas cargas son el peso propio de la estructura, los acabados y tabiquería, parapetos y otros elementos permanentes soportados por la estructura.

3.1.2. Cargas vivas

Son las cargas gravitatorias temporales que actúan en la estructura, no son constantes durante la vida útil de la estructura y su magnitud puede variar en el tiempo. Estas cargas están conformadas por el peso de los ocupantes, materiales, mobiliario y otros elementos móviles soportados por la estructura.

Tabla 3.1 Cargas muertas y vivas de la estructura

Cargas muertas	
Concreto armado	2400 kg/m ³
Aligerados (h=25cm)	350 kg/m ²
Losa Maciza (h=20cm)	480 kg/m ²
Acabados	100 kg/m ²
Cargas vivas	
Aulas	250 kg/m ²

Hall y pasadizo	400 kg/m ²
Servicios higiénicos	250 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²

3.2. METRADO, ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS

3.2.1. Losa aligerada en una dirección

Las losas aligeradas están compuestas por viguetas unidireccionales espaciadas cada 40 cm que se idealizan como elementos unidireccionales. Las condiciones de apoyo se asignan como apoyos simples sobre las vigas y placas, puesto que no restringen la rotación.

Tabla 3.2 Carga muerta y viva para vigueta de losa aligerada

Carga muerta	
Peso Propio	350 kg/m ² * 0.40 m = 140 kg/m
Acabados	100 kg/m ² * 0.40 m = 40 kg/m
Carga viva	
Sobrecarga	400 kg/m ² * 0.40 m = 160 kg/m

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 524 \text{ kg/m}$$

Para el modelamiento de la losa aligerada, se realiza la idealización de una vigueta continua compuesta por 4 tramos continuos de 3 tramos de losas aligeradas y 2 tramo de losa maciza. Cabe resaltar que se considera la alternancia de la carga viva para determinar los momentos últimos.



Figura 3.1 Idealización estructural de la vigueta del piso típico

3.2.1.1. Diseño por flexión:

A partir del modelamiento estructural de la vigueta y la asignación de cargas, se obtienen los siguientes diagramas de momento flector.

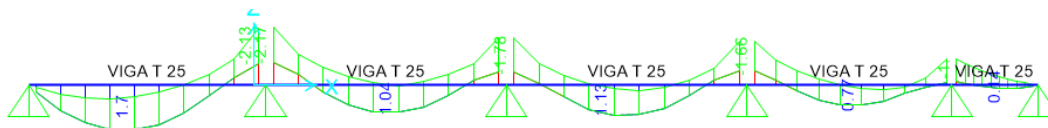


Figura 3.2 Momentos flectores de la vigueta del piso típico

Se determina el momento nominal con el acero colocado a partir del cálculo del bloque de compresiones efectivo.

$$As \text{ col} = 2\emptyset 1/2" (2.58 \text{ cm}^2)$$

En el tramo 1:

$$Vu \text{ (d de la cara)} = 1.84 \text{ t}$$

$$x = \frac{1.84 - 1.58}{0.524} = 0.4826 \text{ m}$$

Se considera ensanche hasta una longitud de 50 cm respecto a la cara de la viga del extremo derecho del primer tramo y 50 cm del extremo izquierdo del segundo tramo.

A continuación, se presenta el diseño final de la losa aligerada del sistema de muros y dual.

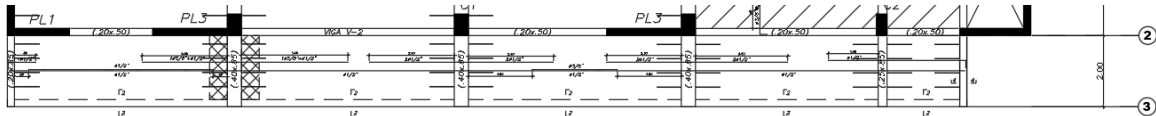


Figura 3.4 Diseño final de la losa aligerada del piso típico

3.2.2.Losa maciza

Las losas macizas se modelan en ETABS como un elemento shell-thin debido a que resisten cargas perpendiculares a su plano. Se considera como condiciones de contorno: apoyadas en vigas, placas y continuas en las losas aligeradas.

Tabla 3.4 Cargas muertas y vivas para losas macizas

Carga muerta	
Peso Propio	$2400 \text{ kg/m}^2 * 0.20 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$
Piso terminado	100 kg/m^2
Tabiquería	263 kg/m^2
Carga viva	
Sobrecarga	250 kg/m^2

3.2.2.1. Diseño por flexión:

Se consideró una malla base de acero con la siguiente distribución tomando como partida el acero mínimo para losas.

$$As_{min} = 0.0018bh$$

$$As_{sup} = 0.0006bh = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8"@.40m \rightarrow \emptyset Mn = 1.13 \text{ ton.m}$$

$$As_{inf} = 0.0012bh = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8"@.25m \rightarrow \emptyset Mn = 1.79 \text{ ton.m}$$

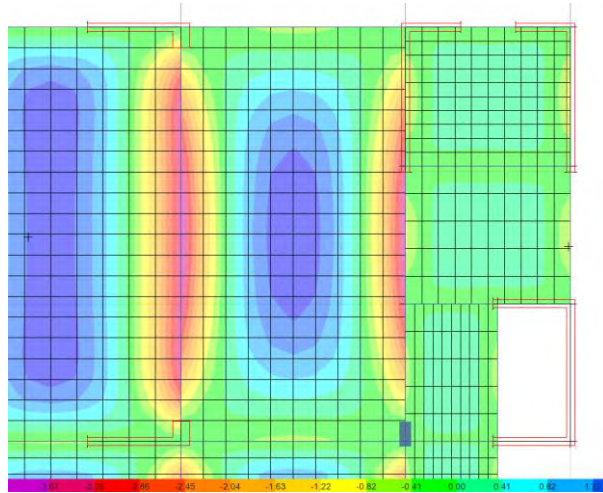


Figura 3.5 Diagrama de momentos flectores en X para la losa maciza

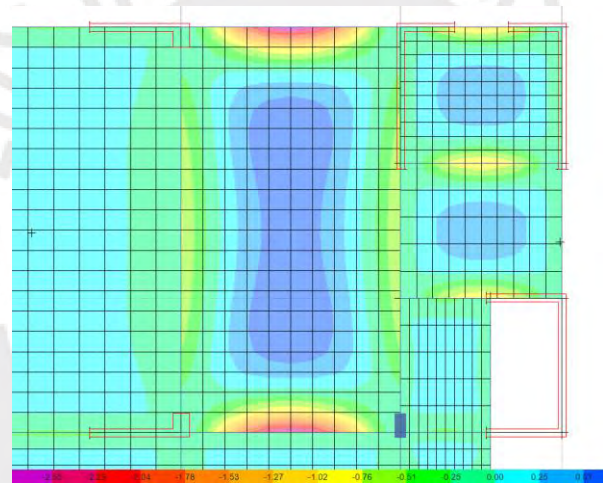


Figura 3.6 Diagrama de momentos flectores en Y para la losa maciza

A continuación, se configura los rangos máximos y mínimos de momentos según el refuerzo base en el diagrama de resultados. De modo que se resalte aquellas zonas donde se requiera bastones.

$$Mu_{izq}^- = 3.70 \text{ ton.m} \rightarrow As \text{ col} = 3/8"@.40 + 5/8"@.40 \rightarrow \emptyset Mn = 4.13 \text{ ton.m}$$

$$Mu_{der}^+ = 1.98 \text{ ton.m} \rightarrow As \text{ col} = 3/8"@.25 + 3/8"@.40 \rightarrow \emptyset Mn = 2.87 \text{ ton.m}$$

$$Mu_{der}^- = 2.58 \text{ ton.m} \rightarrow As \text{ col} = 3/8"@.40 + 3/8"@.25 \rightarrow \emptyset Mn = 2.87 \text{ ton.m}$$

3.2.2.2. Diseño por corte:

Se registra del diagrama de fuerzas cortantes los valores máximos en los apoyos de 3.67 y 3.06 ton.

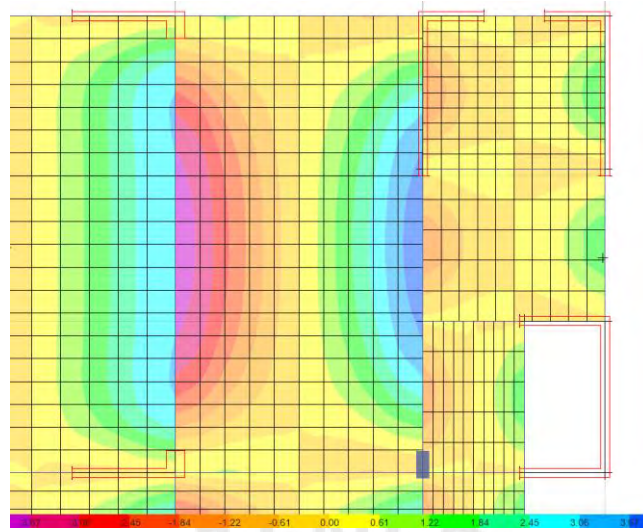


Figura 3.7 Diagrama de fuerzas cortantes en X para la losa maciza

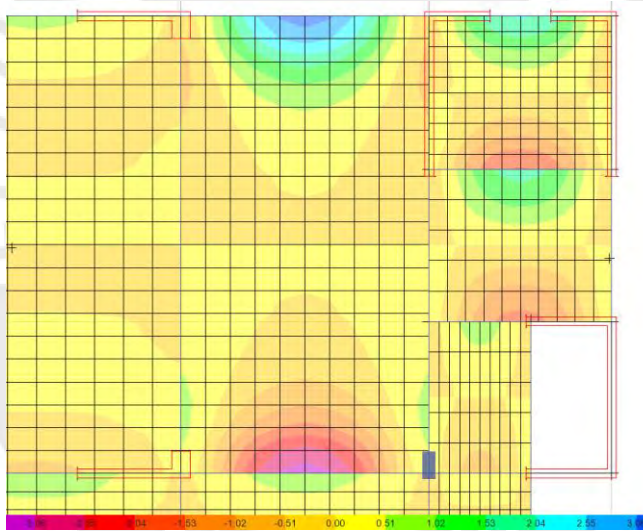


Figura 3.8 Diagrama de fuerzas cortantes en Y para la losa maciza

Resistencia de concreto al corte:

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c > V_u$ entonces se cuenta con un espesor de la losa adecuado.

A continuación, se presenta el diseño final de la losa maciza del sistema de muros y dual.

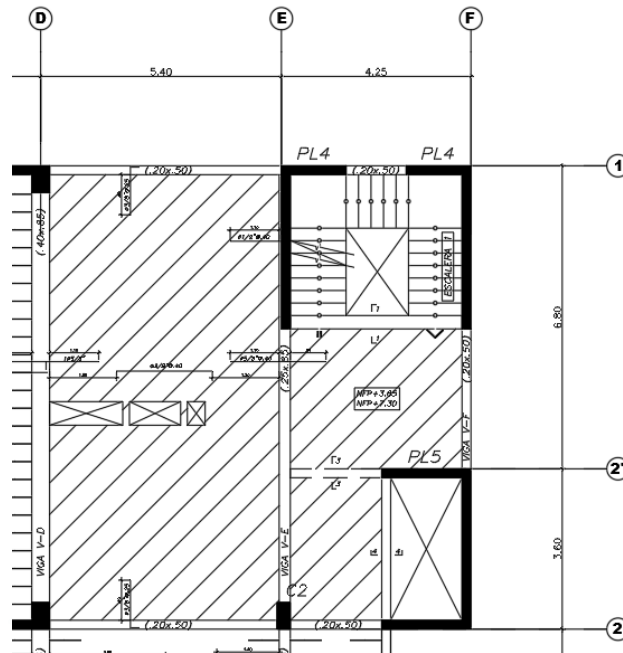


Figura 3.9 Diseño final de la losa maciza del piso típico

3.3. ANALISIS TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO

Se realizó el modelamiento del pabellón en el programa ETABS para ejecutar el análisis sísmico y estructural con las condiciones de carga del proyecto. Se consideró como elementos unidireccionales a las vigas y columnas. Por otro lado, se consideró a las placas como elementos bidireccionales. Para las losas aligeradas y macizas, se consideraron como elementos tipo membrana cuya finalidad es distribuir las cargas actuantes sobre los paños hacia las vigas y placas según la configuración de las viguetas sea en una o dos direcciones. Se definieron las propiedades de los materiales de concreto y acero según los valores considerandos en la norma E.060. Se asignaron las condiciones de apoyo y liberación de momentos en los extremos de aquellas vigas donde se puede considerar que no se va a cumplir la longitud de anclaje.

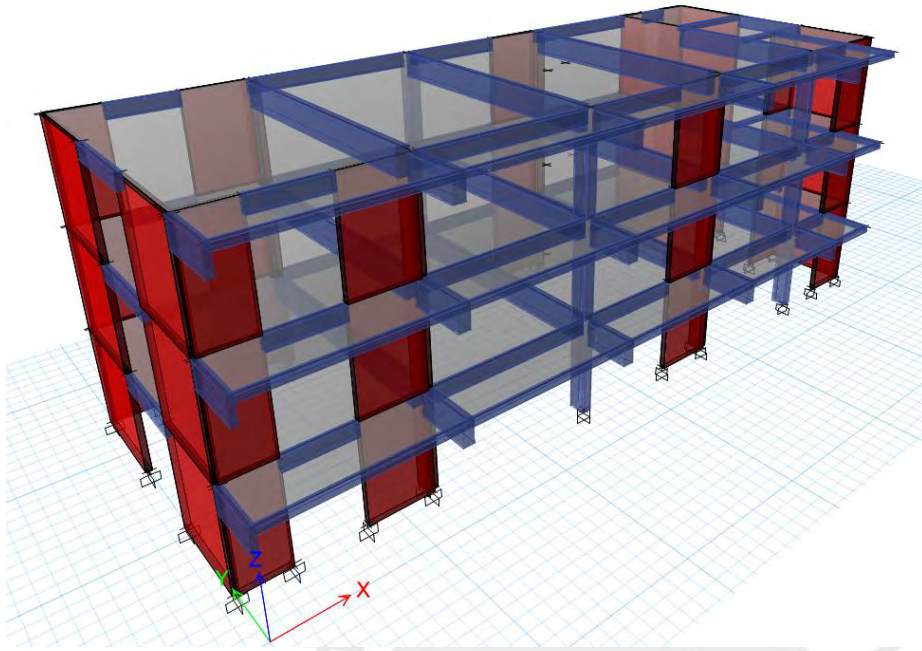


Figura 3.10 Modelo tridimensional del sistema de muros

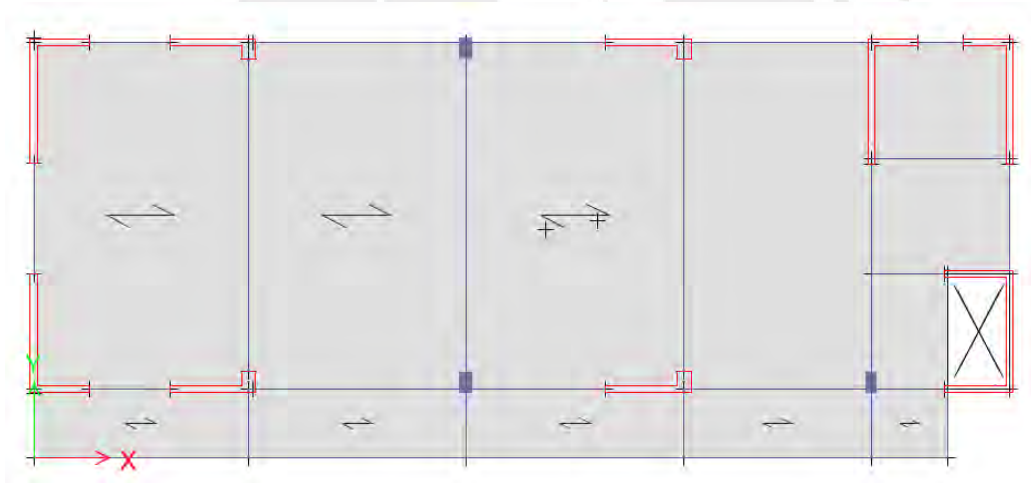


Figura 3.11 Planta del piso típico para sistema de muros

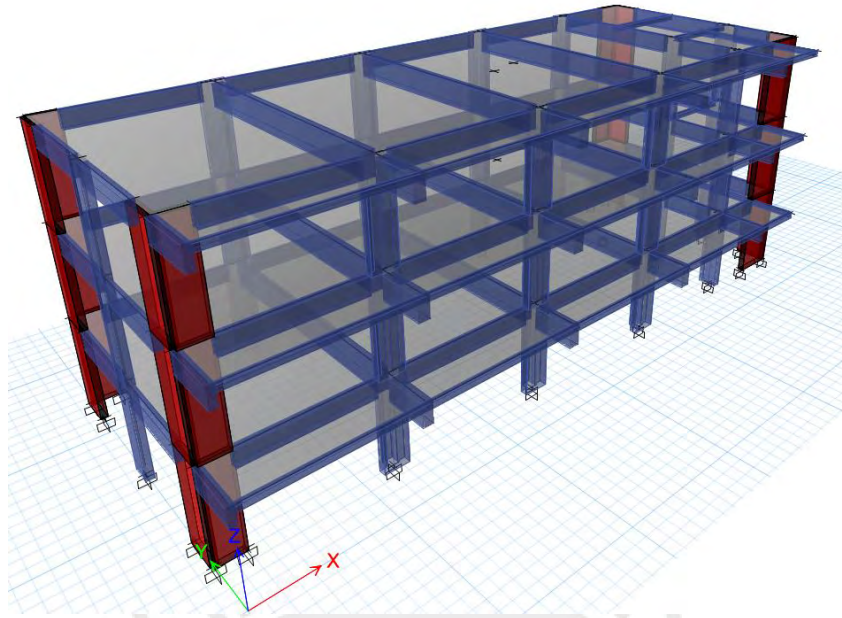


Figura 3.12 Modelo tridimensional del sistema dual

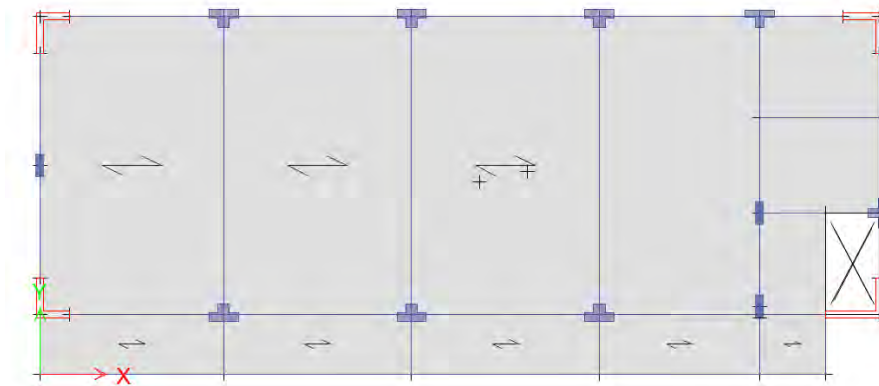


Figura 3.13 Planta del piso típico para sistema dual

4. ANALISIS SISMICO

4.1. FUNDAMENTOS E IMPORTANCIA DEL ANALISIS SISMICO:

El análisis sísmico permite obtener la respuesta de una edificación frente a un evento sísmico, asimismo permite verificar si esta edificación cumple con los requerimientos establecidos por la norma E.030. Se llevará a cabo siguiendo las recomendaciones de la Norma de diseño sismorresistente E.030, la cual solicita realizar el análisis estático y dinámico modal en ambas direcciones principales X e Y.

A partir de los resultados obtenidos, se procederá a verificar que las derivas inelásticas del edificio sean menores al máximo valor fijado por la Norma E.030 para elementos de concreto armado. Asimismo, se calculará la junta de separación sísmica que requiere la edificación para evitar colisiones con las edificaciones adyacentes.

4.2. PARAMETROS SISMICOS DE LA EDIFICACION

4.2.1. Factor de zona

La Norma E.030 divide el territorio nacional en tres zonas, basándose en la observación de la actividad sísmica con el paso de los años. En la siguiente figura se muestra el mapa del Perú zonificado según la Norma.



Figura 4.1 Mapa de zonas sísmicas

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 4.1 cuyo valor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 4.1 Factores de zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Para este proyecto, al estar ubicado en la ciudad de Lima, se le asigna el siguiente valor:

$$Z = 0.45$$

4.2.2. Condiciones geotécnicas

En la norma se consideran factores de que dependen del tipo de perfil que describa las condiciones locales Para ello se utilizan factores de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL.

Tabla 4.2 Factores de suelo

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

Tabla 4.3 Periodos Tp y Tl

	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.3	0.4	0.6	1
TL (s)	3	2.5	2	1.6

Para este proyecto, al estar ubicado en el distrito de San Miguel de la provincia de Lima, se considerará un perfil de suelo tipo S1 que se describe como suelos muy rígidos, se le asignan los siguientes valores:

$$S = 1.00, T_p = 0.4s \text{ y } T_L = 2.5s$$

4.2.3. Factores de amplificación sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < 0.4s \rightarrow C = 2.5$$

$$0.4s < T < 2.5s \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{0.4}{T}\right)$$

$$T > 2.5s \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{0.4 * 2.5}{T^2}\right)$$

4.2.4. Factor de uso

Se define el factor de uso e importancia U, el cual tendrá un valor mayor en función a la importancia de la edificación. Se clasifica en cuatro categorías: edificaciones esenciales, edificaciones importantes, edificaciones comunes y edificaciones menores.

Tabla 4.4 Factores de uso

CATEGORÍA		U
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1.0
D	Edificaciones Temporales	-

Para este proyecto debido a que está orientado hacia instituciones educativas, se clasifica como una edificación común clase A, se le asigna el siguiente valor:

$$U = 1.50$$

4.2.5. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Los factores de reducción son valores que permiten reducir las fuerzas sísmicas de una estructura, aceptando deformaciones inelásticas. Los valores del coeficiente básico de reducción R , se determinará según el sistema estructural y el tipo de material a emplear.

Tabla 4.5 Coeficientes de reducción por sistema estructural

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción (R_o)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muro de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

El primer modelo se estructuró con el sistema de muros estructurales, por lo tanto, se ha considerado $R = 6$ debido a que la cortante basal que absorbe los muros es superior al 70% de la cortante basal total.

Tabla 4.6 Fuerzas cortante en base de placas para sistema de muros

Placa	Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
PL1	SX	33.64	-14.45	-25.48	-126.19	-129.63
PL1	SY	8.79	51.48	8.05	72.29	341.03
PL2	SX	34.68	10.53	-24.46	-113.17	80.79

PL2	SY	-9.65	55.41	-8.06	-73.29	374.33
PL3	SX	-32.67	39.77	2.41	18.09	206.22
PL3	SY	12.69	1.28	6.92	15.67	7.39
PL4	SX	-30.05	39.14	-2.91	-19.04	202.98
PL4	SY	-11.93	-1.50	6.92	16.00	-10.90
PL5	SX	-5.93	36.64	2.89	19.42	204.00
PL5	SY	7.24	1.64	6.84	15.31	7.21
PL6	SX	-4.03	36.31	-2.79	-18.95	200.19
PL6	SY	-7.88	-1.93	6.80	15.55	-10.80
PL7	SX	-27.32	2.64	-56.89	-302.39	6.97
PL7	SY	6.21	63.42	-0.45	3.77	506.94
PL8	SX	76.67	12.57	-23.57	-83.34	77.52
PL8	SY	-9.53	53.73	-5.56	-48.96	334.20
PL9	SX	-81.61	-10.97	-22.54	-80.17	-64.81
PL9	SY	-10.83	52.69	5.64	48.33	328.69

Tabla 4.7 Porcentaje de participación para sistema de muros

Elemento	Cortante Basal (ton)		Participación	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Placas	304.80	304.22	98.2%	98.0%
Columnas	5.64	6.22	1.8%	2.0%
Total	310.44	310.44	100.0%	100.0%

El segundo modelo se estructuró con el sistema dual tipo I, por lo tanto, se ha considerado $R = 7$ debido a que la resistencia sísmica actúa entre el 60% y 80% de la cortante en la base sobre los muros estructurales.

Tabla 4.8 Fuerzas cortante en base de placas para sistema dual

Placa	Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
PL1	SX	16.30	-8.24	-24.46	-80.36	-40.55
PL1	SY	33.94	36.40	8.73	41.75	124.00
PL2	SX	17.68	9.16	-25.15	-82.07	42.30
PL2	SY	-35.17	35.97	-7.73	-37.57	121.51
PL3	SX	-43.96	70.17	14.31	76.61	279.13
PL3	SY	89.58	16.00	48.62	143.54	67.09
PL4	SX	-64.59	-13.03	-42.60	-140.87	-61.02
PL4	SY	-13.66	37.23	12.46	55.89	126.39

Tabla 4.9 Porcentaje de participación para sistema dual

Elemento	Cortante Basal (ton)		Participación	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Placas	162.39	158.22	62.6%	61.0%
Columnas	96.82	100.99	37.4%	39.0%
Total	259.21	259.21	100.0%	100.0%

4.3. MASA SISMICA

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Para este proyecto, al ser una edificación de categoría A, se tomará el 50% de la carga viva en la estimación del peso de la estructura.

4.4. ANALISIS DE IRREGULARIDADES EN PLANTA Y EN ALTURA

Las irregularidades de una edificación se clasifican en dos grupos por planta y altura según la norma E.030. A continuación, se realizará el análisis de las irregularidades de ambos modelos estructurales.

4.4.1. Irregularidad en altura

4.4.1.1. Irregularidades de rigidez – piso blando

Existe la irregularidad de rigidez piso blando si la rigidez de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez del inmediato superior o menor al 80% del promedio de las rigideces de los tres entrepisos adyacentes.

Para el sistema de muros estructurales, se observa que las relaciones de rigidez son superiores a 1, por lo tanto, no presenta irregularidad de rigidez por piso blando.

Tabla 4.10 Irregularidad de rigidez - piso blando para sistema de muros

Piso	Caso de carga	Rigidez X	Rigidez Y	Ratio
		ton/m	ton/m	ki/ki+1
Story3	SX	45625.46	0.00	No aplica
Story2	SX	96198.46	0.00	2.11
Story1	SX	232420.15	0.00	2.42

Story3	SX	45783.02	0.00	No aplica
Story2	SX	96489.71	0.00	2.11
Story1	SX	232628.26	0.00	2.41
Story3	SX	45468.98	0.00	No aplica
Story2	SX	95908.97	0.00	2.11
Story1	SX	232212.41	0.00	2.42
Story3	SY	0.00	76207.83	No aplica
Story2	SY	0.00	162862.21	2.14
Story1	SY	0.00	371511.38	2.28
Story3	SY	0.00	77928.42	No aplica
Story2	SY	0.00	166449.73	2.14
Story1	SY	0.00	378965.47	2.28
Story3	SY	0.00	74561.59	No aplica
Story2	SY	0.00	159426.07	2.14
Story1	SY	0.00	364344.87	2.29

Para el sistema dual, se observa que las relaciones de rigidez son superiores a 1, por lo tanto, no presenta irregularidad de rigidez por piso blando.

Tabla 4.11 Irregularidad de rigidez - piso blando para sistema dual

Piso	Caso de carga	Rigidez X	Rigidez Y	Ratio
		ton/m	ton/m	ki/ki+1
Story3	SX	33036.13	0.00	No aplica
Story2	SX	54611.93	0.00	1.65
Story1	SX	112121.58	0.00	2.05
Story3	SX	33100.35	0.00	No aplica
Story2	SX	54682.47	0.00	1.65
Story1	SX	111922.88	0.00	2.05
Story3	SX	32972.16	0.00	No aplica
Story2	SX	54541.57	0.00	1.65
Story1	SX	112320.99	0.00	2.06
Story3	SY	0.00	39172.83	No aplica
Story2	SY	0.00	59888.53	1.53
Story1	SY	0.00	117735.81	1.97
Story3	SY	0.00	40037.76	No aplica
Story2	SY	0.00	61063.92	1.53
Story1	SY	0.00	119641.85	1.96
Story3	SY	0.00	38344.48	No aplica
Story2	SY	0.00	58757.54	1.53
Story1	SY	0.00	115889.54	1.97

4.4.1.2. Irregularidades de resistencia – piso débil

Existe la irregularidad de rigidez piso débil cuando la variación de la capacidad resistente de un entrepiso es inferior en un 80% respecto al inmediato superior.

Para ambos sistemas, se observa que no existe variación del refuerzo longitudinal de columnas y placas en elevación, por lo tanto, no presenta irregularidad de resistencia.

4.4.1.3. Irregularidades de masa o peso

Existe la irregularidad de masa cuando la variación de masa de un nivel es superior al 150% de la masa de un nivel adyacente. Cabe resaltar que no es aplicable para azoteas ni sótanos.

Para el sistema de muros, se observa que la relación de pesos es inferior al 1.5, por lo tanto, no presenta irregularidad de masa.

Tabla 4.12 Irregularidad de masa para sistema de muros

Piso	Diafragma	Masa X	Masa Y	Ratio	Ratio
		ton.s ² /m	ton.s ² /m	Mi/Mi+1	Mi/Mi-1
Story3	D1	26.27	26.27	No aplica	No aplica
Story2	D1	43.19	43.19	No aplica	1.00
Story1	D1	43.19	43.19	1	No aplica

Para el sistema dual, se observa que la relación de pesos es inferior al 1.5, por lo tanto, no presenta irregularidad de masa.

Tabla 4.13 Irregularidad de masa para sistema dual

Piso	Diafragma	Masa X	Masa Y	Ratio	Ratio
		ton.s ² /m	ton.s ² /m	Mi/Mi+1	Mi/Mi-1
Story3	D1	26.80	26.80	No aplica	No aplica
Story2	D1	41.44	41.44	No aplica	1.00
Story1	D1	41.44	41.44	1.00	No aplica

4.4.1.4. Irregularidad de geométrica vertical

Existe la irregularidad de geometría vertical cuando se registra cuando una dimensión en planta de la estructura es mayor al 130% de la dimensión correspondiente al piso adyacente.

Para ambos sistemas, se observa que no existe variación en las columnas y placas en elevación, por lo tanto, no presenta irregularidad geométrica vertical.

4.4.1.5. Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes

Para ambos sistemas, se observa que los elementos estructurales verticales presentan continuidad en toda su altura, por lo tanto, no presenta irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes.

4.4.2. Irregularidad en planta

4.4.2.1. Irregularidad torsional

Existe la irregularidad torsional cuando el promedio de los desplazamientos de entrepiso máximo y mínimo, excede al 50% del valor permitido del sistema estructural y la deriva máxima excede a 1.3 veces la deriva promedio.

Para el sistema de muros, se observa que la relación de desplazamientos en cada entrepiso es inferior a 1.3, por lo tanto, no presenta irregularidad torsional.

Tabla 4.14 Irregularidad torsional para sistema de muros

Piso	Caso de carga	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio	Deriva máxima
				Dmax/Dprom	50%Dmax
Story3	SX	0.262%	0.257%	1.020	0.35%
Story3	SX	0.259%	0.256%	1.008	0.35%
Story3	SX	0.266%	0.258%	1.031	0.35%
Story2	SX	0.166%	0.154%	1.079	0.35%
Story2	SX	0.155%	0.151%	1.027	0.35%
Story2	SX	0.186%	0.158%	1.181	0.35%
Story1	SX	0.260%	0.256%	1.016	0.35%
Story1	SX	0.256%	0.255%	1.004	0.35%
Story1	SX	0.263%	0.257%	1.026	0.35%
Story3	SY	0.162%	0.151%	1.074	0.35%
Story3	SY	0.152%	0.148%	1.030	0.35%
Story3	SY	0.181%	0.154%	1.174	0.35%
Story2	SY	0.135%	0.134%	1.011	0.35%
Story2	SY	0.134%	0.133%	1.001	0.35%
Story2	SY	0.136%	0.134%	1.021	0.35%
Story1	SY	0.088%	0.084%	1.050	0.35%
Story1	SY	0.087%	0.082%	1.056	0.35%
Story1	SY	0.098%	0.085%	1.152	0.35%

Para el sistema dual, se observa que la relación de desplazamientos en cada entrepiso es inferior a 1.3, por lo tanto, no presenta irregularidad torsional.

Tabla 4.15 Irregularidad torsional para sistema dual

Piso	Caso de carga	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio	Deriva máxima
				Dmax/Dprom	50%Dmax
Story3	SX	0.309%	0.308%	1.003	0.35%
Story3	SX	0.314%	0.308%	1.021	0.35%
Story3	SX	0.313%	0.309%	1.015	0.35%

Story2	SX	0.275%	0.260%	1.059	0.35%
Story2	SX	0.269%	0.254%	1.058	0.35%
Story2	SX	0.311%	0.266%	1.171	0.35%
Story1	SX	0.382%	0.379%	1.009	0.35%
Story1	SX	0.388%	0.378%	1.027	0.35%
Story1	SX	0.382%	0.379%	1.008	0.35%
Story3	SY	0.360%	0.345%	1.042	0.35%
Story3	SY	0.361%	0.339%	1.065	0.35%
Story3	SY	0.403%	0.352%	1.145	0.35%
Story2	SY	0.233%	0.231%	1.009	0.35%
Story2	SY	0.237%	0.232%	1.024	0.35%
Story2	SY	0.232%	0.231%	1.005	0.35%
Story1	SY	0.223%	0.220%	1.014	0.35%
Story1	SY	0.236%	0.217%	1.088	0.35%
Story1	SY	0.249%	0.224%	1.112	0.35%

4.4.2.2. Esquinas entrantes

Existe la irregularidad por esquina entrante cuando la estructura presenta dimensiones de cambios de dimensión en planta superior al 20% en ambas direcciones.

Para ambos sistemas, no se observa que la relación de esquina entrante respecto a la longitud total es superior al 20%, por lo tanto, no presenta irregularidad por esquina entrante.

Tabla 4.16 Irregularidad por esquina entrante

L (m)	28.65	B (m)	10.15
L (m)	1.7	B (m)	2
l/L	5.9%	b/B	19.7%

4.4.2.3. Discontinuidad del diafragma

Existe la irregularidad por discontinuidad de diafragma cuando la estructura presentan aberturas con un área en planta superior al 50% del área total del piso o cuando el área de sección transversal del diafragma, el área neta es menor al 25% sin considerar el área en aquellas zonas en las que no existe diafragma.

Para ambos sistemas, no existen aberturas interiores, por lo tanto, no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma.

4.4.2.4. Sistemas no paralelos

Existe la irregularidad por sistemas no paralelos cuando la estructura en alguna de las direcciones de análisis no es paralela y el ángulo entre el eje del pórtico o muro de corte formen ángulos superiores al 30° o cuando presentan una de estos presenta una fuerza cortante de piso superior al 10%.

Para ambos modelos, todos los sistemas son paralelos y perpendiculares a los ejes principales X e Y, por lo tanto, no presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

4.5. VERIFICACION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION R

La norma E.030 indica que toda estructura que presenta irregularidades en altura y planta, se debe recalculer su coeficiente de reducción mediante el producto del coeficiente por el sistema estructural y los factores de reducción por irregularidades presentes.

Para el sistema de muros estructurales:

$$R_m = R_o * I_a * I_p$$

$$R_{mx} = 6 * 1 * 1 = 6$$

$$R_{my} = 6 * 1 * 1 = 6$$

Para el sistema dual:

$$R_d = R_o * I_a * I_p$$

$$R_{dx} = 7 * 1 * 1 = 7$$

$$R_{dy} = 7 * 1 * 1 = 7$$

4.6. ESPECTRO SISMICO

Se define el espectro de diseño con los parámetros de sitio, tipo de uso para el edificio y sistema estructural empleado.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Para sistema de muros estructurales:

$$S_a = \frac{0.45 * 1.5 * 2.50 * 1.00}{6} = 0.281$$

Para sistema dual:

$$S_a = \frac{0.45 * 1.5 * 2.50 * 1.00}{7} = 0.241$$

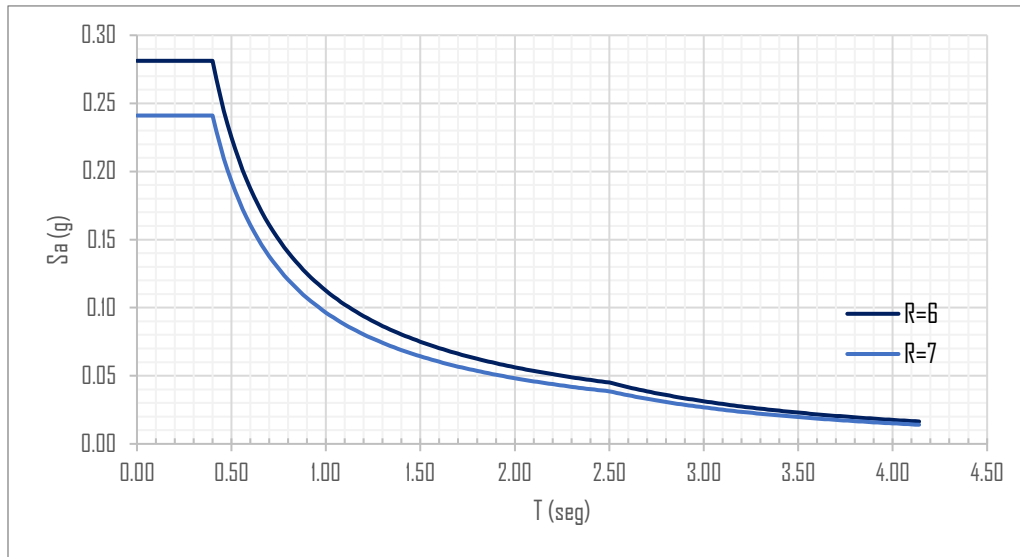


Figura 4.2 Espectro de diseño para sistema muros y dual

4.7. PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS SISMICO E HIPOTESIS BASICAS

4.7.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

4.7.1.1. Generalidades:

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Pueden analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1.

En las otras zonas sísmicas puede emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares, según el artículo 19, de no más de 30 m de altura, y para las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

4.7.1.2. Periodo fundamental:

La Norma Peruana nos permite calcular de manera aproximada el período fundamental de la estructura en sus dos direcciones principales, con la siguiente fórmula:

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

Donde:

- h : altura total de la estructura
- $C_t = 60$. Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Así tenemos que:

$$T_{xx} = T_{yy} = \frac{10.95}{60} = 0.183 \text{ s}$$

Según el artículo 28.4.3 de la norma E.030, se toma como periodo fundamental al 0.85 del valor obtenido de la formula precedente para aquellos análisis donde no se incluya los elementos no estructurales.

Los periodos a usar son:

$$T_{xx} = T_{yy} = 0.85 \times 0.183 = 0.155 \text{ s}$$

4.7.1.3. Fuerza cortante mínima de la base

La Norma E.030 señala que la fuerza cortante de diseño para el análisis de estructuras regulares presenta un valor mínimo igual al 80% de la cortante calculada por el análisis estático.

$$V_{\text{diseño}} = 0.80 * V_{\text{estático}}$$

$$V_{\text{estático}} = P * \frac{ZUCS}{R}$$

4.7.1.4. Desplazamientos laterales

La Norma E.030 señala en su artículo 16.4 que los desplazamientos laterales inelásticos para estructuras regulares, se calcularán multiplicando el desplazamiento elástico por 0.75R.

$$\Delta_{\text{inelastico}} = 0.75 * \Delta_{\text{elastico}}$$

4.7.2. Análisis dinámico modal espectral

4.7.2.1. Generalidades:

En primer lugar, se realizará el análisis modal, ya que a partir de este análisis se obtiene información que permite aproximar con mayor precisión el comportamiento de una estructura durante un sismo. Es importante señalar que los modos de vibración y el periodo fundamental de la estructura no dependen del sismo, es decir, son inherentes a ella y dependen de su rigidez y su masa

4.7.2.2. Periodos de vibración:

Para realizar el análisis modal y sísmico se utilizó el programa ETABS. Se asignaron diafragmas rígidos para cada nivel y se consideró un aporte del 50% de la CV al peso sísmico. Cabe resaltar que se definieron 3 grados de libertad para cada piso resultando un total de 9 modos.

Tabla 4.17 Periodos del sistema de muros

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	0.232	75.22%	0.11%	0.14%
2	0.179	0.15%	75.01%	0.86%
3	0.131	0.13%	1.03%	75.02%

4	0.055	19.33%	0.00%	0.03%
5	0.045	0.00%	20.11%	0.04%
6	0.033	0.01%	0.04%	20.46%
7	0.026	5.15%	0.00%	0.00%
8	0.024	0.00%	3.68%	0.00%
9	0.018	0.00%	0.02%	3.44%

Tabla 4.18 Periodos del sistema dual

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	0.308	71.82%	8.08%	0.01%
2	0.290	7.94%	72.76%	0.38%
3	0.214	0.07%	0.40%	79.22%
4	0.084	8.65%	5.96%	0.00%
5	0.082	6.46%	7.94%	0.01%
6	0.059	0.03%	0.00%	15.33%
7	0.040	0.01%	4.77%	0.01%
8	0.038	5.02%	0.00%	0.00%
9	0.028	0.00%	0.08%	5.03%

Se calcularon los periodos fundamentales considerando traslación pura para cada sistema como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 4.19 Periodos en traslación pura del sistema de muros y dual

Dirección	Periodo (seg)	
	Muros	Dual
X	0.230	0.304
Y	0.177	0.290

Se observa que los periodos del sistema de muros son menores a los periodos del sistema dual. Por lo tanto, se verifica el sistema de muros presenta mayor rigidez lateral que el sistema dual.

Los periodos fundamentales del sistema de muros estructurales son 0.232 s en X y 0.179 s en Y.

Los periodos fundamentales del sistema dual son 0.308 s en X y 0.290 s en Y.

4.7.2.3. Fuerza cortante mínima de la base:

Según la Norma E.030 la fuerza cortante en base, correspondiente a cada dirección, se calcula con siguiente expresión:

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

Donde el valor mínimo de C/R debe ser: $C/R = 0.125$

Tabla 4.20 Cortante estática de sistema de muros

Parámetros	Dirección XX	Dirección YY
T	0.16	0.16
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.00	1.00
R	6.00	6.00
C/R>0.125	0.42	0.42
ZUCS/R	0.281	0.281
P (ton)	112.66	112.66
V estático(ton)	310.44	310.44

Tabla 4.21 Cortante estática de sistema dual

Parámetros	Dirección XX	Dirección YY
T	0.16	0.16
Z	0.45	0.45
U	1.50	1.50
C	2.50	2.50
S	1.00	1.00
R	7.00	7.00
C/R>0.125	0.36	0.36
ZUCS/R	0.241	0.241
P (ton)	109.67	109.67
V estático(ton)	259.21	259.21

4.7.2.4. Derivas inelásticas entrepisos:

Según lo estipulado en la Norma E0.30, en el artículo 16.4 se calcularon los desplazamientos y derivas inelásticas máximos de cada entrepiso.

Para el sistema de muros, se verifica que todas las derivas son menores a la máxima distorsión permitida para elementos de concreto armado igual a 0.007.

Tabla 4.22 Derivas inelásticas para sistema de muros

Piso	Caso de carga	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva máxima
Story3	SX	0.072%	0.324%	0.70%
Story2	SX	0.071%	0.320%	0.70%
Story1	SX	0.037%	0.167%	0.70%
Story3	SY	0.046%	0.205%	0.70%
Story2	SY	0.045%	0.200%	0.70%
Story1	SY	0.024%	0.108%	0.70%

Para el sistema dual, se verifica que todas las derivas son menores a la máxima distorsión permitida para elementos de concreto armado igual a 0.007.

Tabla 4.23 Derivas inelásticas para sistema dual

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica
Story3	SX	0.085%	0.445%	0.70%
Story2	SX	0.105%	0.550%	0.70%
Story1	SX	0.064%	0.335%	0.70%
Story3	SY	0.075%	0.396%	0.70%
Story2	SY	0.099%	0.518%	0.70%
Story1	SY	0.061%	0.321%	0.70%

4.7.3. Fuerza cortante de la base de diseño:

La Norma E.030 indica que la fuerza cortante en la base del edificio (V_b) no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. En caso no se cumpla esta condición, deberán escalarse todas las fuerzas calculadas para obtener las fuerzas de diseño.

Para el diseño sísmico de la estructura, se empleó la cortante basal estática reducida al 80% debido a que ambas estructuras son regulares.

Tabla 4.24 Fuerza cortante de diseño para sistema de muros

Dirección	Dirección XX	Dirección YY
V_b estático (ton)	310.44	310.44
$0.8V_b$ estático (ton)	248.35	248.35
V_b dinámico (ton)	242.22	242.24
F.E.	1.025	1.025

Tabla 4.25 Fuerza cortante de diseño para sistema dual

Dirección	Dirección XX	Dirección YY
Vb estático (ton)	259.21	259.21
0.8Vb estático (ton)	207.37	207.37
Vb dinámico (ton)	206.21	208.36
F.E.	1.006	1.000

4.8. JUNTA SISMICA

La norma E.030 indica que debe colocarse una junta sísmica “s” entre dos estructuras adyacentes con la finalidad de evitar el contacto entre ellas durante el movimiento sísmico. Además, se debe tener en cuenta que la junta no será menor a 2/3 del desplazamiento máximo calculado en el último piso ni menor que s/2.

No obstante, el pabellón se encuentra dentro de un campus escolar y aislado de estructuras adyacentes. Por lo tanto, no es requerido asignar ninguna junta sísmica.

5. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos horizontales que tienen como función principal la transmisión de cargas de aquellos elementos que reciben las cargas de gravedad como losas hacia los elementos verticales como columnas y placas. Asimismo, cuando se formen pórticos con columnas y placas, tienen como objeto absorber las cargas laterales generadas por el sismo y rigidizar la estructura reduciendo los desplazamientos laterales y derivas entrepisos de la estructura.

5.1. ANALISIS ESTRUCTURA DE LA VIGA

La norma E.060 permite idealizar las vigas como parte de un sistema de pórticos, que este compuesto por vigas y columnas empotradas en sus extremos. Debido a que las vigas tienen una responsabilidad sísmica se considera las siguientes combinaciones de carga.

$$CU_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$CU_3 = 0.9CM \pm CS$$

Se realiza el análisis de todas las combinaciones y se define la envolvente para definir las fuerzas internas de diseño.

5.2. DISEÑO POR FLEXION

Se procede a calcular el acero requerido por flexión a partir de las cargas más críticas generadas por la envolvente. Cabe resaltar que la norma E.060 establece cuantías mínimas y máximas de acero para las vigas.

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{fy} * b * d}{fy}$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * \rho_{bal} * b * d$$

Asimismo, el capítulo 21 de la norma E.060 establece ciertos requisitos para el adecuado armado de una viga sísmica.

Para el sistema de muros estructurales y dual tipo I:

- Las vigas presentaran un refuerzo continuo de por lo menos dos barras tanto en el refuerzo superior e inferior. Asimismo, el área del refuerzo de acero instalado debe ser mayor a $A_{s_{min}}$ y menor al $0.75A_{sb}$.
- En los extremos de la viga, el momento nominal positivo debe ser mayor a la tercera parte del momento nominal negativo de esa misma cara. Asimismo, se debe cumplir que el momento negativo o positivo debe ser mayor o igual a la cuarta parte del momento nominal máximo.

5.3. DISEÑO POR CORTE

5.3.1. Diseño por resistencia:

Se procede a calcular el refuerzo de acero y distribución requerido para los estribos que son capaces de resistir las fuerzas cortantes en la viga puesto que en varios casos la resistencia al corte del concreto es insuficiente.

Resistencia del concreto al corte (V_c):

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Resistencia del acero al corte (V_s):

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

Donde:

- b : es el ancho de la viga
- d : es el peralte efectivo de la viga
- A_v : es el área de las ramas del estribo
- s : es el espaciamiento entre los estribos

Resistencia nominal al corte (V_n):

A partir de los aportes del concreto y acero, se debe garantizar que sea mayor que la cortante última.

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

Donde: V_u que es la cortante última de la sección. Se determina mediante la cortante generada a una distancia igual al peralte efectivo de la cara de un extremo de la viga.

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

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

Cabe resaltar que el aporte máximo del acero no debe superar el valor de $2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$. Esta restricción tiene como objeto controlar las fisuraciones y fallas frágiles en la viga.

5.3.2. Diseño por capacidad:

Debido a que el sistema estructural es de muros o placas de corte, se realizará el diseño por capacidad según el capítulo 21 de la norma E.060 con el objeto de suministrar a la viga suficiente ductilidad para evitar fallas frágiles. La fuerza cortante se determina con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{Mn_{iz} + Mn_{der}}{Ln} + V_{u \text{ isostática}}$$

Donde:

- Mn_{izq}, Mn_{der} : Momento nominal con el acero colocado
- Ln : Luz libre de la viga
- $V_{u \text{ isostática}}$: Cortante asociada a la cortante isostática de las cargas de gravedad amplificada.

Cabe resaltar que la cortante última de diseño de la viga no debe ser superior al menor valor obtenido de lo siguientes criterios:

Para el sistema de muros y dual tipo I:

- La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales (Mn) de los extremos y la cortante isostática para las cargas de gravedad amplificadas con un factor de 1.25.
- La cortante última obtenida de la envolvente de cargas amplificando la carga de sismo en 2.5.

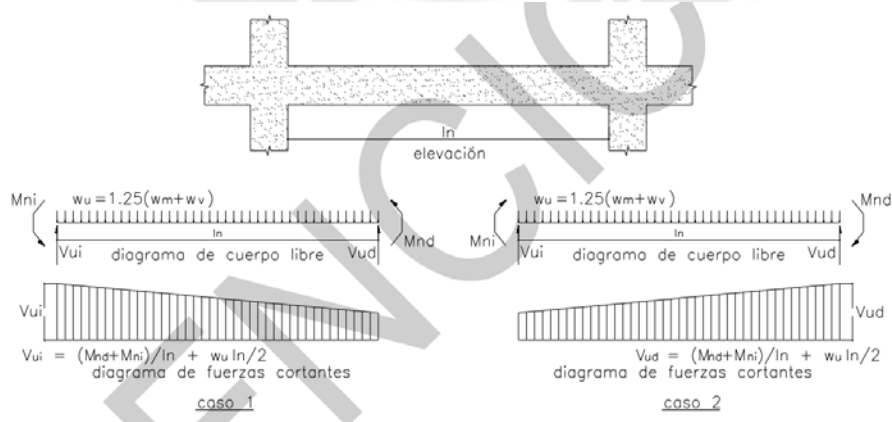


Figura 5.1 Fuerza cortante de diseño en vigas para sistema de muros y dual tipo I (Norma E.060)

- Se debe confinar los extremos de la viga una longitud igual a dos veces el peralte de la viga. El primer estribo se ubicará a una distancia máxima de 10 cm medida desde la cara de la columna y la distribución de los estribos dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes valores:
 - $10db$, diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - $24de$, veinticuatro veces el diámetro del estribo.
 - $d/4$, pero no menor a 15 cm.
 - 30 cm.
- La distribución de los estribos fuera de la zona de confinamiento, no deberá ser mayor a la mitad del peralte de la viga.

5.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA

5.4.1. Diseño de la viga V-C (Sistema de muros estructurales y dual)

Se procederá a realizar el diseño de la viga V-C ubicada en el eje C del piso típico cuya sección transversal es de 40X85cm. Se observa que carga parte del peso de la losa aligerada y los parapetos del volado.

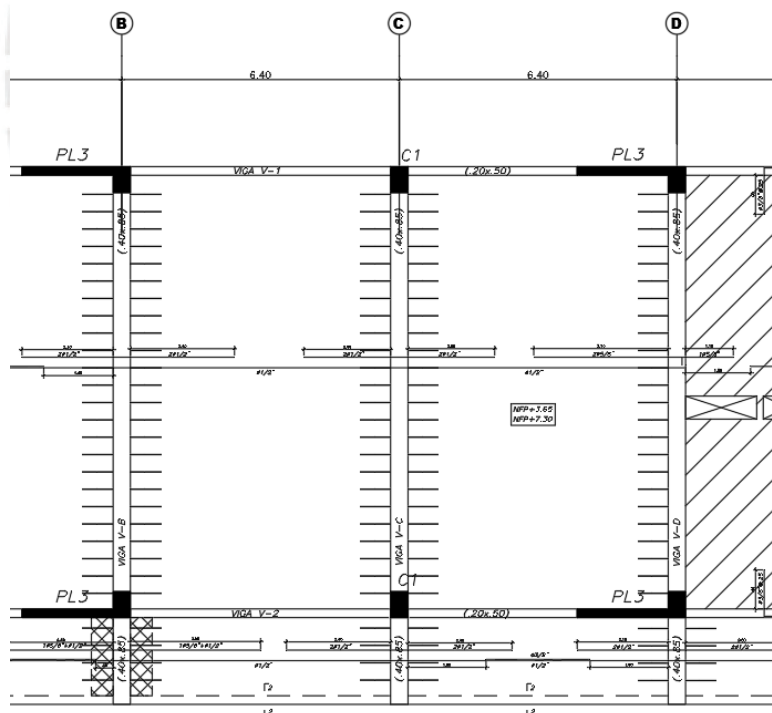


Figura 5.2 Viga V-C para el sistema de muros

5.4.1.1. Cuantía mínima:

La viga cuenta con una sección transversal de 40 cm de ancho y 85 cm de peralte. Su resistencia de concreto es de 210 kg/cm^2 y el esfuerzo de fluencia del acero 4200 kg/cm^2 . A partir de estos parámetros, se determina la cuantía mínima para el acero negativo y positivo.

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 40 * 78.5}{4200} = 7.58 \text{ cm}^2$$

5.4.1.2. Cuantía máxima:

Se determina la cuantía máxima para el acero negativo y positivo mediante la siguiente expresión:

$$As_{max} = 0.75 * As_b$$

As_b : El acero balanceado se determina a partir del siguiente procedimiento:

Compatibilidad de deformaciones del concreto y acero

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

$$\frac{c}{d} = 0.588$$

Peralte efectivo

$$d(1 \text{ capa}) = h - rec = 85 - 6 = 79 \text{ cm}$$

Ubicación del eje neutro y bloque de compresión

$$c = 0.588 * d = 0.588 * 79 = 46.45 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 46.45 = 39.48 \text{ cm}$$

Cuantía máxima de la viga

$$As_{b\pm} = \frac{0.85 * f'c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{fy}$$

$$As_{max\pm} = 0.75 * As_{b\pm} = 50.02 \text{ cm}^2$$

5.4.1.3. Diseño por flexión:

Se debe verificar que la resistencia de la viga por flexión sea superior al momento último actuante en todas las secciones de la viga de análisis. En este sentido, se diseña con las solicitaciones máximas obtenidas de la envolvente de cargas.

$$\phi Mn \geq Mu$$

Para el sistema de muros, se registra que la viga de análisis V-C con carga mayor carga crítica se ubica en la viga ubicada en el piso 2 para el momento negativo y piso 1 para el momento positivo cuyos

valores son 61.75 y 36.39 $ton.m$, respectivamente. Por otro lado, el tramo en volado corresponde a un valor de momento negativo máximo de 19.83 $ton.m$.

Para el sistema dual, se registra que la viga de análisis V-C con carga mayor carga crítica se ubica en la viga ubicada en el piso 2 para el momento negativo y piso 1 para el momento positivo cuyos valores son 71.26 y 34.44 $ton.m$, respectivamente. Por otro lado, el tramo en volado corresponde a un valor de momento negativo máximo de 19.74 $ton.m$.

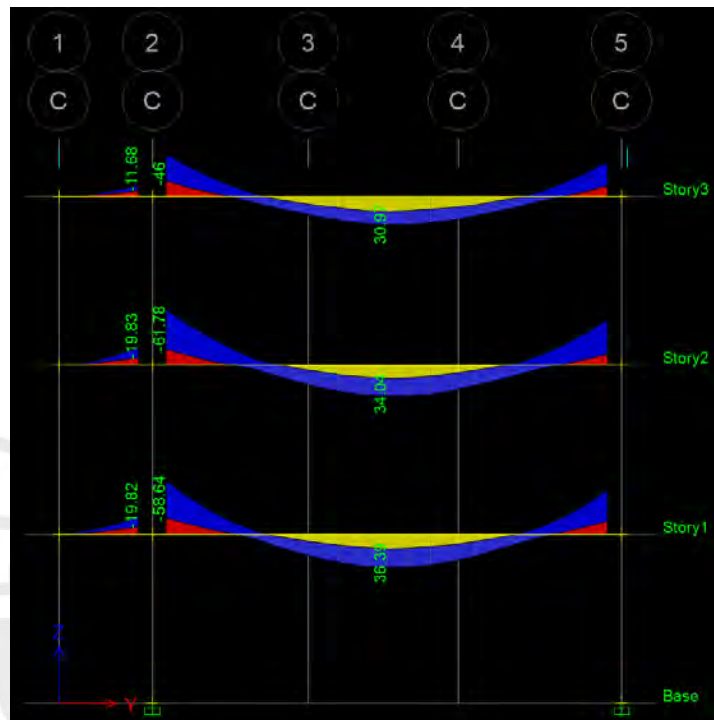


Figura 5.3 Envolvente de momentos de la viga VC para sistema de muros

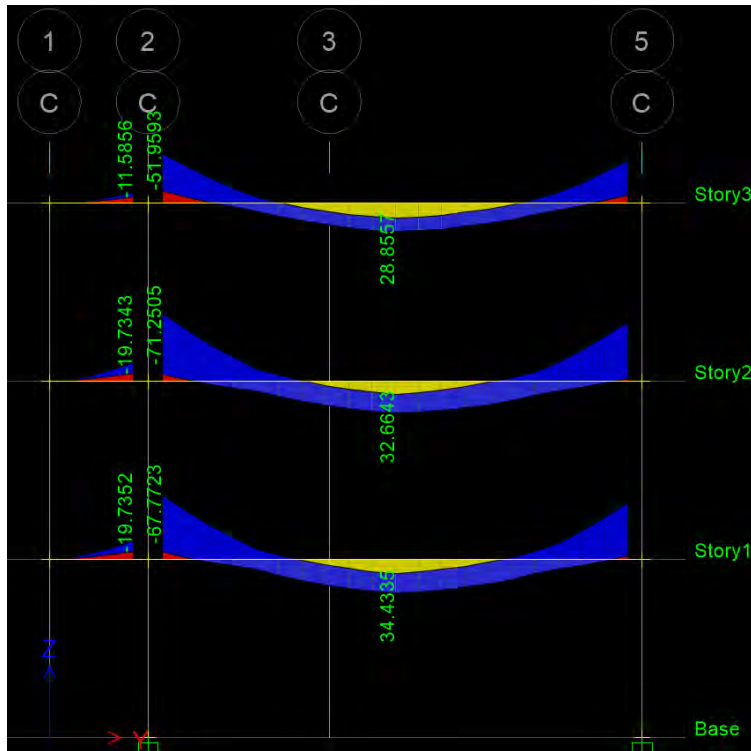


Figura 5.4 Envoltura de momentos de la viga VC para sistema dual

Para el sistema de muros, se determina el momento nominal de diseño requerido para los extremos

$$\phi Mn \geq Mu^- = 61.75 \text{ ton.m}$$

Se propone barras corridas 2Ø1" y bastones de 2Ø1" + 1Ø3/4" ($A_s = 23.24 \text{ cm}^2$)

Se determina el momento nominal con el acero colocado a partir del cálculo del bloque de compresiones efectivo.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{23.24 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 13.67 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 23.24 * 4200 * \left(78.5 - \frac{13.67}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 62.96 \text{ ton.m}$$

Se presenta el cuadro resumen de momentos últimos requeridos, aceros colocados y momentos nominales resistentes para ambos sistemas.

Tabla 5.1 Acero colocado por flexión de la viga VC para sistema de muros

Sección	Mu (ton)	ØMn (ton)	As (cm ²)	As corrido	As bastón
Izquierda	61.75	62.96	23.24	Ø1"	2Ø1"+1Ø3/4"
Central	36.39	36.80	13.04	Ø1"	1Ø3/4"
Derecha	50.65	55.91	20.4	Ø1"	2Ø1"

Volado	19.83	29.11	10.2	Ø1"	-
--------	-------	-------	------	-----	---

Tabla 5.2 Acero colocado por flexión de la viga VC para sistema dual

Sección	Mu (ton)	ØMn (ton)	As (cm ²)	As corrido	As bastón
Izquierda	71.26	75.16	28.34	Ø1"	3Ø1"+1Ø3/4"
Central	34.44	36.80	13.04	Ø1"	1Ø3/4"
Derecha	62.52	75.16	25.50	Ø1"	3Ø1"
Volado	19.74	29.11	10.2	Ø1"	-

5.4.1.4. Diseño por corte:

Se debe verificar que el aporte de la resistencia de concreto y acero transversal sea superior a la cortante última.

Cortante por resistencia.

Se obtiene a partir de la cortante resultante a una distancia igual al peralte efectivo respecto a la cara de la columna.

Para sistema de muros, la cortante última obtenida de la envolvente es 31.65 ton a una distancia “d” de la cara de la columna.

Para sistema dual, la cortante última obtenida de la envolvente es 32.38 ton a una distancia “d” de la cara de la columna.

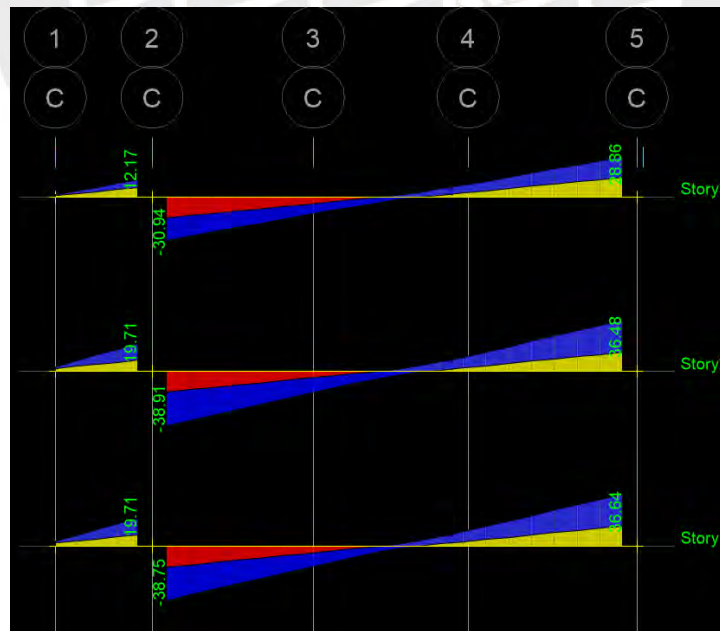


Figura 5.5 Envolvente de cortantes de la viga VC para sistema de muros

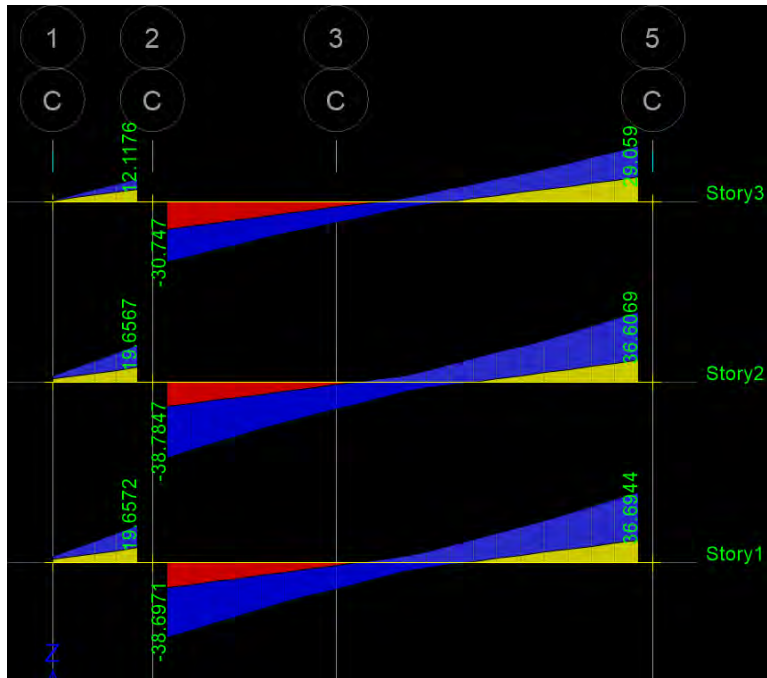


Figura 5.6 Envolvente de cortantes de la viga VC para sistema dual

Cortante por capacidad

La cortante por capacidad se determina a partir de la cortante asociada los momentos nominales y la cortante isostática por las cargas de gravedad amplificadas.

$$V_u = \frac{Mn_{iz} + Mn_{der}}{Ln} + V_{u\text{isostática}}$$

Para sistema de muros:

$$V_u = \frac{62.96 + 29.11}{9.2} + \frac{6.27 * 9.2}{2} = 39.96 \text{ ton}$$

Para sistema dual:

$$V_u = \frac{75.16 + 29.11}{9.2} + \frac{6.27 * 9.2}{2} = 41.44 \text{ ton}$$

Donde:

- Mn : Momento nominal del acero colocado
- $V_{u\text{isostática}}$: Cortante estática resultante del análisis por cargas de gravedad.

Por otro lado, la norma permite reducir el valor de cortante capacidad a partir de la máxima cortante obtenida de las combinaciones de carga amplificando la cortante sísmica por 2.5.

Tabla 5.3 Cortante última con sismo amplificado para sistema de muros

Combinación	Izquierda (ton)	Derecha (ton)
1.25CS+2.5S	41.43	39.81
1.25CS-2.5S	23.43	21.81
0.9CM+2.5S	25.32	24.48
0.9CM-2.5S	7.32	6.48
Vu max	41.43	39.81

Tabla 5.4 Cortante última con sismo amplificado para sistema dual

Combinación	Izquierda (ton)	Derecha (ton)
1.4CM+1.7CV	38.80	36.63
1.25CS+2.5S	42.36	40.54
1.25CS-2.5S	22.71	20.89
0.9CM+2.5S	26.18	25.25
0.9CM-2.5S	6.53	5.60
Vu max	42.36	40.54

Debido a que la cortante por capacidad es superior a la cortante última obtenida por la envolvente de combinaciones, se determina la cortante de diseño con 39.96 y 41.44 ton para el sistema de muros y dual, respectivamente.

Resistencia del concreto al corte:

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 78.5 = 20.5 \text{ ton}$$

Resistencia del acero al corte:

Como $\emptyset V_c < V_u$, entonces se calcula la cortante y espaciamiento de los estribos requeridos con la siguiente expresión:

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

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

Para sistema de muros:

$$V_s = \frac{39.96 - 20.5}{0.85} = 22.90 \text{ ton}$$

$$s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 78.5}{22.90} = 20.45 \text{ cm}$$

Para sistema dual:

$$V_s = \frac{41.44 - 20.5}{0.85} = 24.63 \text{ ton}$$

$$s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 78.5}{24.63} = 19.01 \text{ cm}$$

Requisitos especiales para el diseño sísmico de vigas:

Se procede a aplicar los requisitos para el diseño sísmico de vigas según el capítulo 21 de la norma E.060 donde se determina la longitud de confinamiento, distribución de estribos dentro y fuera de la zona de confinamiento.

- $\frac{78.5}{4} = 19.6 \text{ cm}$
- $24 * \frac{3}{8} * 2.54 = 22.9 \text{ cm}$
- $10 * \frac{3}{4} * 2.54 = 19.1 \text{ cm}$
- 30 cm

Por lo tanto, se determina que la distribución en la longitud de la zona de confinamiento es 170 cm, el espaciamiento dentro del confinamiento es gobernada por el diseño por capacidad siendo equivalente a 17 y 35 cm, dentro y fuera de la zona confinada, respectivamente.

5.4.1.5. Control de deflexiones:

La viga V-C cuenta con una luz libre de 9.20 metros. Aplicando la tabla 9.1 de la norma E.060 se cuenta la siguiente expresión:

$$h_{min} = \frac{Ln}{16} = \frac{9.2}{16} = 0.58 \text{ m}$$

La viga cuenta con un peralte de 85 cm, en consecuencia, no es requerida hacer un cálculo de deflexiones según la tabla 9.1 de la norma E.060.

5.4.1.6. Control de fisuración:

A partir de las fuerzas internas, se obtiene los siguientes momentos de servicio en la tabla adjunta donde se verificará que los parámetros de fisuración en cada sección son menores al máximo permitido.

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s(0.9d)}$$

$$Act = \frac{2 * b * dc}{N^{\circ}barras}$$

$$Z = f_s \sqrt{dc * Act} \quad Z_{max} = 26,000.00 \text{ kg/cm}$$

Tabla 5.5 Control de fisuración para sistema de muros

Parámetros	Izquierda	Central	Derecha
As (cm ²)	23.24	13.04	20.40
Ms (ton.m)	41.50	23.00	33.69

d (cm)	78.50	78.50	78.50
dc (cm)	6.50	6.50	6.50
fs (kg/cm ²)	2,527	2,496	2,337
ys (cm)	6.50	6.50	6.50
b (cm)	40.00	40.00	40.00
N barras	5.00	3.00	4.00
Act (cm ²)	104.00	173.33	130.00
Z (kg/cm)	22,182	25,977	22,099
Z/Zmax	0.85	1.00	0.85

Tabla 5.6 Control de fisuración para sistema dual

Parámetros	Izquierda	Central	Derecha
As (cm ²)	28.34	13.04	25.50
Ms (ton.m)	42.00	22.00	35.00
d (cm)	78.50	78.50	78.50
dc (cm)	6.50	6.50	6.50
fs (kg/cm ²)	2,097	2,388	1,942
ys (cm)	6.50	6.50	6.50
b (cm)	40.00	40.00	40.00
N barras	6.00	3.00	3.00
Act (cm ²)	86.67	173.33	173.33
Z (kg/cm)	17,324	24,848	20,215
Z/Zmax	0.67	0.96	0.78

A continuación, se presenta el diseño final para la viga V-C del sistema de muros y dual.

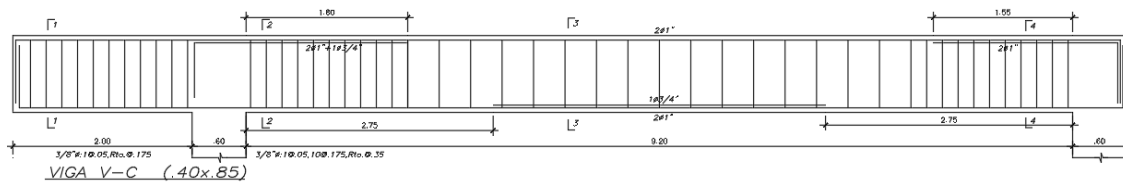


Figura 5.7 Diseño final de la viga V-C para sistema de muros

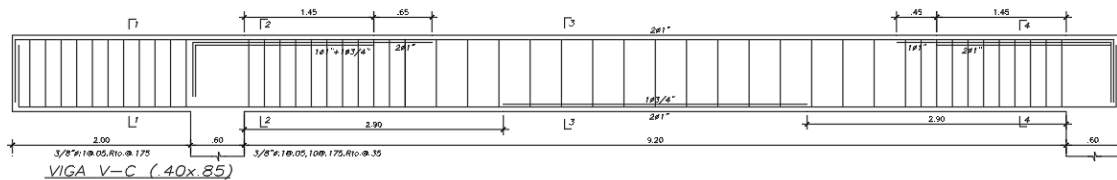


Figura 5.8 Diseño final de la viga V-C para sistema dual

6. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que tienen como función principal la transmisión de cargas resultantes de cada piso hacia las cimentaciones. Asimismo, tienen como objeto absorber las fuerzas internas generadas por el desplazamiento del suelo en un evento sísmico. No obstante, debido a que, en el presente proyecto, el sistema estructural planteado es de muros o placas de corte, sus cargas laterales de sismo no serán relevantes en el diseño de la columna.

6.1. ANALISIS ESTRUCTURAL

La norma E.060 indica que para el diseño de las columnas se considerará las siguientes combinaciones de carga.

$$CU_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$CU_3 = 0.9CM \pm CS$$

Cabe resaltar que debido a que la columna recibe momentos flectores en ambas direcciones X e Y, por lo tanto, se realiza el análisis en cada sentido de forma independiente.

6.2. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas muertas de la columna, se considera el peso de las losas, vigas y tabiques dentro del área tributaria. Por otro lado, según la norma E020 para el metrado de la carga viva se permite una reducción de la carga viva según la siguiente expresión:

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

$$A_i = K * A_t$$

Donde:

- L_r : Carga viva con reducción
- L_o : Carga viva sin reducción
- A_i : Área de influencia
- A_t : Área tributaria
- K : Factor de carga viva

No obstante, no se aplicará este factor de reducción debido a que siendo un pabellón de aulas existe una alta probabilidad de concurrencia de cargas vivas en simultáneo.

6.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para el diseño de la columna se debe realizar el diagrama de interacción que combina las resistencias a carga axial y flexión. Este diagrama está en función a las propiedades mecánicas de la columna, sección y el acero colocado.

- Cuantía mínima y máxima

La norma E.060 establece que la cuantía mínima y máxima para el refuerzo longitudinal es el siguiente:

$$\rho_{min} = 1\%$$

$$\rho_{max} = 6\%$$

Se inicia el diseño asignando la cuantía mínima a la sección, segundo, se revisa que las cargas amplificadas se encuentren dentro del diagrama de interacción; caso contrario, se aumenta la cuantía de acero o sección de la columna hasta que las cargas se ubiquen dentro del diagrama.

6.4. DISEÑO POR CORTE

6.4.1. Diseño por resistencia

La resistencia al corte de la columna está definida por el aporte de la resistencia del concreto y acero transversal. Cabe resaltar que, a diferencia de las vigas, las columnas están bajo esfuerzos de compresión por lo que la resistencia al corte tiene un aporte adicional en función a la carga axial aplicada como se indica a continuación:

Resistencia del concreto al corte (V_c):

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

Donde:

- Nu : Carga axial última
- Ag : Area de la sección bruta

Resistencia del acero al corte (V_s):

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

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

Resistencia nominal al corte (V_n):

A partir de los aportes del concreto y acero, se debe garantizar que sea mayor que la cortante última.

$$\phi V_n \geq Vu$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq Vu$$

$$V_s \geq \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

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

Cabe resaltar que el aporte máximo del acero no debe superar el valor de $2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$. Esta restricción tiene como objeto controlar las fisuraciones y fallas frágiles en la columna.

6.4.2. Diseño por capacidad

Debido a que el sistema estructura es de muros o placas de corte, se realizará el diseño por capacidad según el capítulo 21 de la norma E.060. En este sentido, se debe suministrar la resistencia suficiente a la columna para que tenga una falla dúctil. La fuerza cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{H_n}$$

Donde:

- M_{ns}, M_{ni} : Momento nominal con el acero colocado
- H_n : Altura libre de la columna

Cabe resaltar que para el análisis de la cortante última se determinará a partir del menor valor calculado de los siguientes parámetros.

Para el sistema de muros estructurales y dual tipo I:

- La sumatoria de los momentos nominales de los extremos de la columna dividido entre la luz libre. Estos momentos nominales estarán asociados a la fuerza axial P_u que brinde como resultado el mayor momento nominal posible.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño considerando una amplificación de la carga sísmica en 2.5.

Asimismo, el capítulo 21 de la norma E.060 establece requisitos mínimos para el desempeño sísmico de columnas para la longitud de confinamiento y distribución de estribos.

Para el sistema de muros estructurales y dual tipo I:

- La longitud de confinamiento no será menor al mayor de los siguientes valores:
 - $H_n/6$, la sexta parte de la luz libre de la columna.
 - La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
 - 50 cm
- El espaciamiento de los estribos dentro de la zona de confinamiento no será mayor al menor de los siguientes valores:
 - $8db$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
 - 10 cm

- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no será mayor al menor de los siguientes valores:
 - $12db$, 12 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - $48de$, 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal de la columna.
 - 30 cm
- El espaciamiento de los estribos dentro del nudo de concreto no será mayor al menor de los siguientes valores:
 - $S_{max} = \frac{Av*fy}{0.2*\sqrt{f'c}*bw}$
 - $S_{max} = \frac{Av*fy}{3.5*bw}$
 - 15 cm

6.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA

6.5.1. Diseño de columna C-1 (sistema de muros estructurales)

Se procederá a realizar el diseño de la columna C-1 ubicada en la intersección del eje C y 2 cuya sección transversal es de 40x60cm del sistema de muros estructurales. La columna C-1 carga parte del peso de las vigas, losa aligerada y parapetos de concreto del volado.

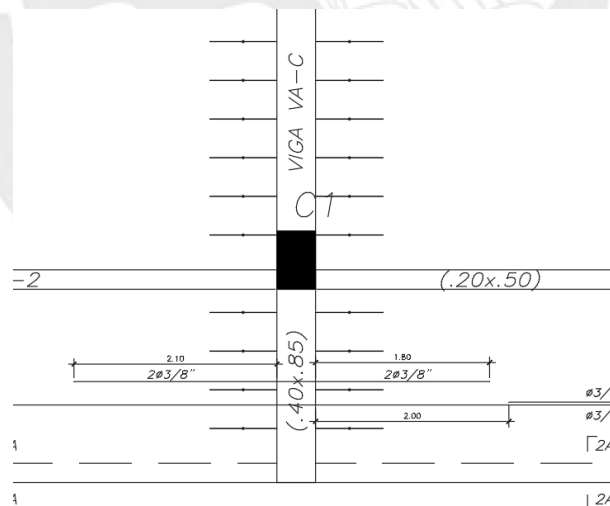


Figura 6.1 Columna C-1 para el sistema de muros

6.5.1.1. Diseño por flexocompresión

El diagrama de interacción se realizó considerando una sección inicial con cuantía mínima de 1%. Posteriormente, se evalúa que las combinaciones de carga amplificadas se encuentren dentro de los diagramas de interacción en cada dirección.

Tabla 6.1 Fuerzas internas de la columna C-1 para sistema de muros

COMBINACION	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	200.65	-9.98	-0.81	-1.16	-11.10
1.25CS+Sy	166.05	-6.75	-0.65	-0.89	-5.86
1.25CS-Sy	175.23	-10.05	-0.77	-1.13	-12.82
0.9CM+Sy	89.65	-2.67	-0.42	-0.53	-1.33
0.9CM-Sy	98.83	-5.97	-0.54	-0.77	-8.29
1.25CS+Sx	166.33	-8.28	0.79	1.85	-9.07
1.25CS-Sx	174.95	-8.52	-2.21	-3.87	-9.61
0.9CM+Sx	89.93	-4.20	1.02	2.21	-4.54
0.9CM-Sx	98.55	-4.44	-1.98	-3.51	-5.08

Se emplearon $4\text{Ø}3/4'' + 8\text{Ø}5/8''$ (1.14%) con una sección de 40X60 cm. Se realiza el análisis y se grafican los diagramas de interacción de diseño junto con las combinaciones de cargas en ambas direcciones.

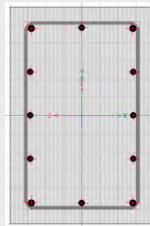


Figura 6.2 Refuerzo de la columna C-1 para sistema de muros

A continuación, se presentan los diagramas de interacción de diseño en la dirección del eje local 2 y 3 de la columna donde el eje X indica el momento de diseño (ton.m) y el eje Y indica la fuerza axial de diseño (ton). Cabe resaltar que este diagrama nominal fue construido con el programa ETABS, posteriormente, se aplicó los factores de reducción identificando las zonas de compresión, tracción y transición controlada con la carga axial última $\phi P_n = 0.1 * f'_c * A_g$.

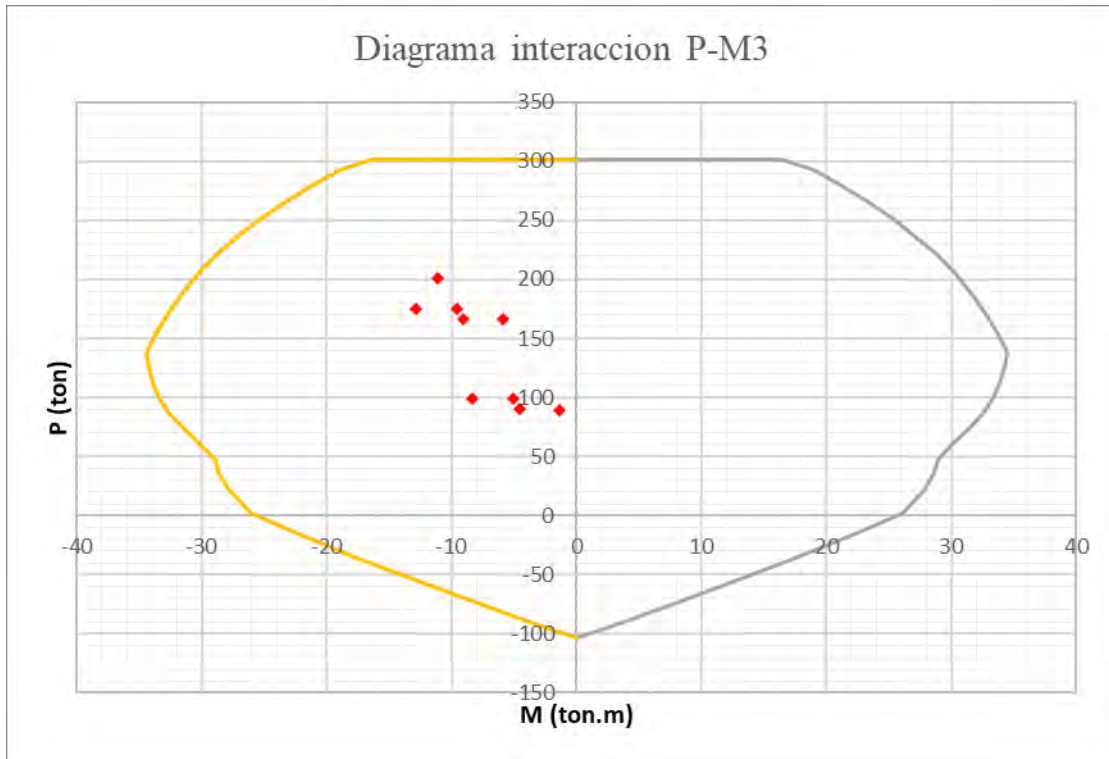


Figura 6.3 Diagrama de interacción de diseño P-M3-Sy columna C-1 para sistema de muros

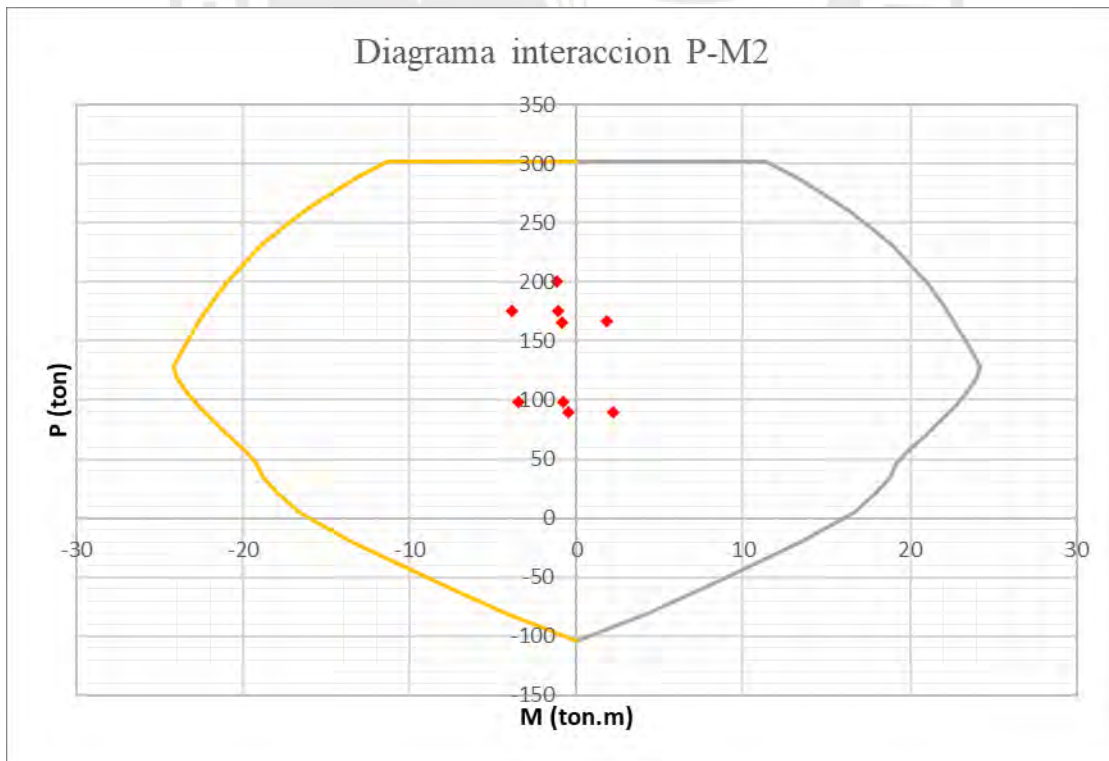


Figura 6.4 Diagrama de interacción de diseño P-M2-Sx columna C-1 para sistema de muros

Se observa que las cargas amplificadas para ambos sistemas se encuentran dentro de los diagramas de interacción. Cabe resaltar que se aplicaron los factores de reducción (ϕ) según la zona de análisis cuyos valores son 0.7 en compresión, 0.9 en tracción y una función lineal en la zona de transición.

6.5.1.2. Diseño por corte

El diseño por corte se realizará con el máximo valor calculado entre la cortante última de las combinaciones de carga y la cortante por capacidad según los criterios del capítulo 21 de la norma E.060.

Dirección sismo Y-Y

Para el diseño por resistencia, se observa que la cortante última obtenida por las combinaciones de carga en dirección Y es de 10.05 ton.

Para el diseño por capacidad se considera el máximo momento nominal generado por aquella carga axial última, siendo este momento nominal igual tanto para la base como la parte superior de la columna en este nivel.

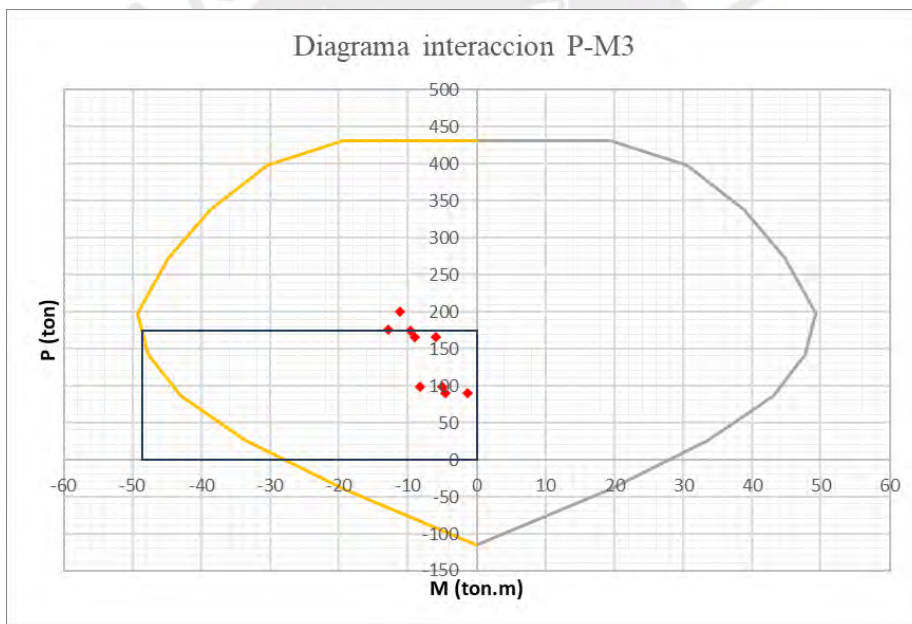


Figura 6.5 Diagrama nominal P-M3-Sy columna C-1 para sistema de muros

De modo que del gráfico se obtiene la carga P_u de 175.23 ton genera un momento nominal de diseño asociado igual a 48 ton.m. Se calcula de la cortante por capacidad mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n} = \frac{48 + 48}{2.8} = 34.29 \text{ ton}$$

Asimismo, la norma indica que la cortante de capacidad se permite limitar al valor de la cortante última obtenida de la amplificación de 3 veces la cortante sísmica siendo igual a 13.35 ton.

Tabla 6.2 Cortante última con sismo Y amplificado para sistema de muros

COMBINACION	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	200.65	-9.98	-0.81	-1.16	-11.10
1.25CS+3Sy	156.87	-3.45	-0.53	-0.65	1.10
1.25CS-3Sy	184.41	-13.35	-0.89	-1.37	-19.78
0.9CM+3Sy	80.47	0.63	-0.30	-0.29	5.63
0.9CM-3Sy	108.01	-9.27	-0.66	-1.01	-15.25

Por lo tanto, la cortante por capacidad es igual al menor valor de la cortante asociada a los momentos nominales y sismo amplificado siendo igual a 13.35 ton.

Resistencia del concreto al corte (Vc):

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{200.65 * 10^3}{140 * 40 * 60} \right) * 40 * 54 = 22.52 \text{ ton}$$

Tabla 6.3 Resistencia del concreto al corte de la columna C-1 para el sistema de muros

Caso	Pu (ton)	Vu (ton)	ϕV_c (ton)
1.4CM+1.7CV	200.65	9.98	22.52
1.25CS+Sy	166.05	6.75	21.07
1.25CS-Sy	175.23	10.05	21.46
0.9CM+Sy	89.65	2.67	17.86
0.9CM-Sy	98.83	5.97	18.25

Se observa que la resistencia del concreto es superior al $\phi V_c > Vu$, por lo tanto, no requiere estribos por resistencia ni capacidad.

Requisitos especiales para el diseño sísmico de columnas con sistema de muros y dual tipo I:

Se procede a aplicar los requisitos para el diseño sísmico de columnas según el capítulo 21 de la norma E.060 donde se determina la longitud de confinamiento, distribución de estribos dentro y fuera de la zona de confinamiento.

- La longitud de confinamiento se calcula de modo que no debe ser menor al mayor de los siguientes valores:
 - $\frac{L_n}{6} = \frac{2.8}{6} = 46.7 \text{ cm}$
 - La mayor dimensión 60 cm
 - 50 cm
- El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no debe ser mayor al menor de los siguientes valores:
 - $8db = 8 * 0.625 * 2.54 = 12.7 \text{ cm}$

- La mitad de la menor dimensión $\frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$
- 10 cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:
 - $16db = 16 * 0.625 * 2.54 = 25.4 \text{ cm}$
 - $48de = 48 * \left(\frac{3}{8}\right) * 2.54 = 45.72 \text{ cm}$
 - La menor dimensión, 40 cm
 - 30 cm
 - $\frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$

Se determina de la longitud de confinamiento es igual a 60 cm, el espaciamiento de estribos de 3/8" es 10 y 25 cm, dentro y fuera de la zona de confinamiento, respectivamente.

A continuación, se presenta el diseño final para la columna C-1 del sistema de muros.

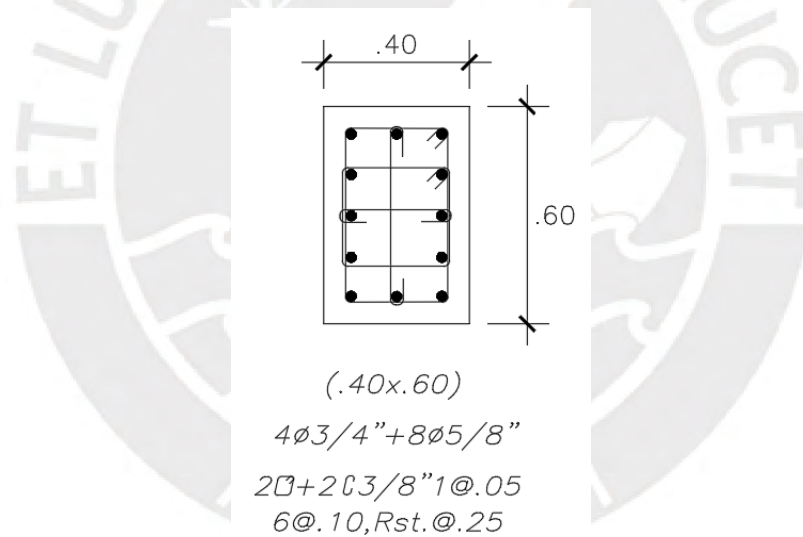


Figura 6.6 Diseño final de la columna C-1 para sistema de muros

6.5.2. Diseño de columna C-2 (Sistema dual)

Se procederá a realizar el diseño de la columna C-2 ubicada en la intersección del eje C y 2 cuya sección transversal es tipo T 100X30-40X30 del sistema dual. Se observa que la columna C-2 carga parte del peso de las vigas, losa aligerada y parapetos de concreto del volado.

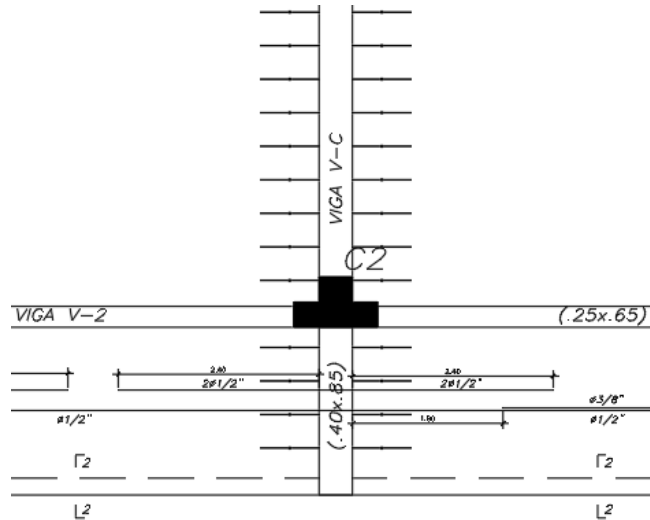


Figura 6.7 Columna C-2 para el sistema dual

6.5.2.1. Diseño por flexocompresión

El diagrama de interacción se realizó considerando una sección inicial con cuantía mínima de 1%. Posteriormente, se evalúa que las combinaciones de carga amplificadas se encuentren dentro de los diagramas de interacción en cada dirección.

Tabla 6.4 Fuerzas internas de la columna C-2 para sistema dual

COMBINACION	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	203.30	10.62	0.14	0.55	12.46
1.25CS+Sy	163.15	14.65	2.39	6.95	23.51
1.25CS-Sy	182.97	3.23	-2.15	-6.00	-2.54
0.9CM+Sy	86.26	10.32	2.33	6.76	18.43
0.9CM-Sy	106.08	-1.10	-2.21	-6.19	-7.62
1.25CS+Sx	170.70	10.26	9.43	27.17	13.53
1.25CS-Sx	175.41	7.62	-9.20	-26.21	7.44
0.9CM+Sx	93.81	5.94	9.38	26.97	8.45
0.9CM-Sx	98.52	3.29	-9.25	-26.40	2.36

Se emplearon 18Ø3/4" (1.22%) con una sección T 100X30-40X30 cm. Se realiza el análisis y se grafican los diagramas de interacción junto con las combinaciones de cargas en ambas direcciones.

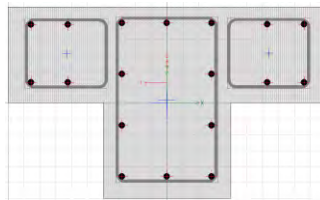


Figura 6.8 Refuerzo de la columna C-2 para sistema dual

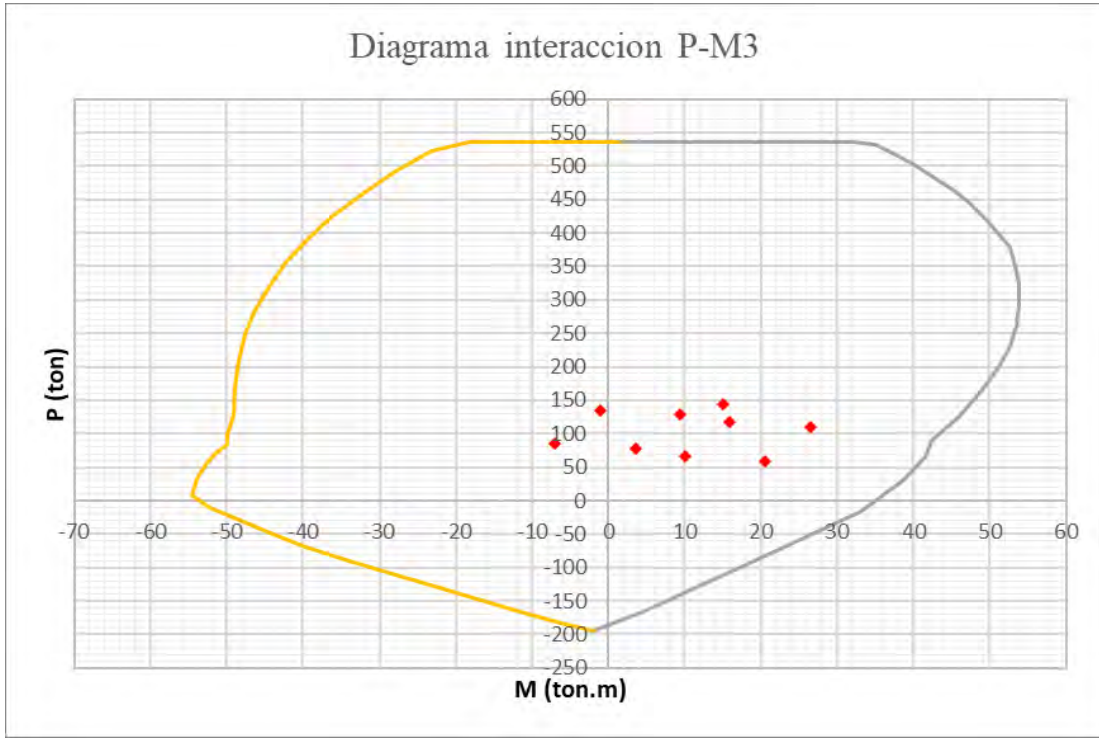


Figura 6.9 Diagrama de interacción de diseño P-M3-Sy columna T C-2 para sistema dual

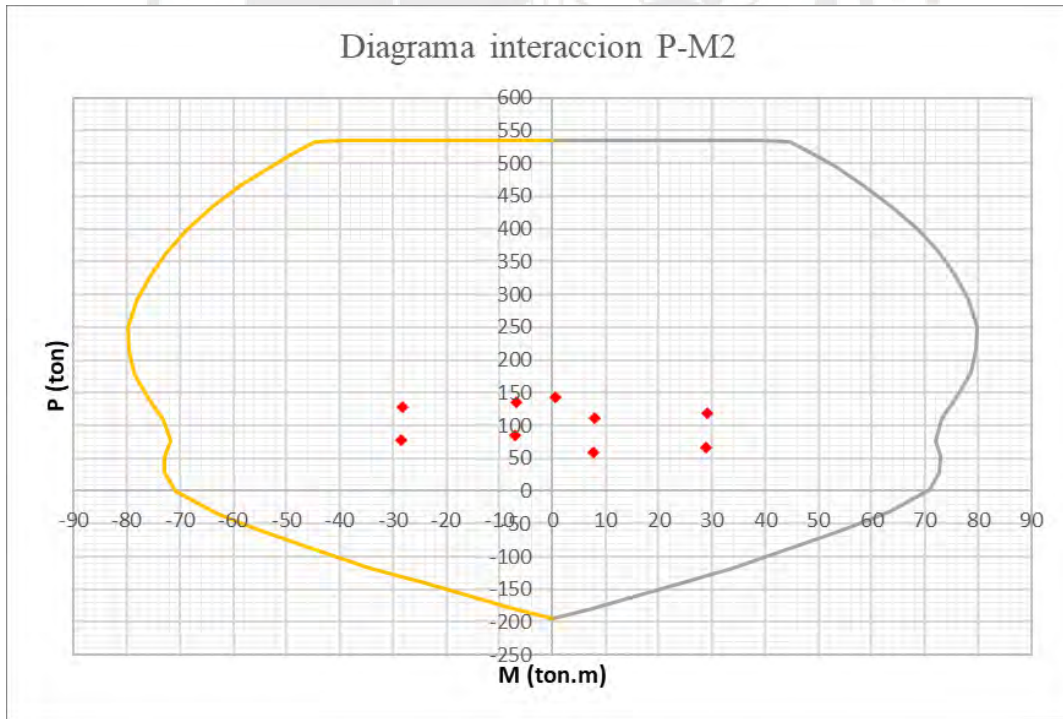


Figura 6.10 Diagrama de interacción de diseño P-M2-Sx columna T C-2 para sistema dual

6.5.2.1. Diseño por corte

El diseño por corte se realizará con el máximo valor calculado entre la cortante última de las combinaciones de carga y la cortante por capacidad según los criterios del capítulo 21 de la norma E.060.

Dirección sismo Y-Y

Para el diseño por resistencia, se observa que la cortante última obtenida por las combinaciones de carga en dirección Y es de 14.65 ton.

Para el diseño por capacidad se considera el máximo momento nominal generado por aquella carga axial última, siendo este momento nominal igual tanto para la base como la parte superior de la columna en este nivel.

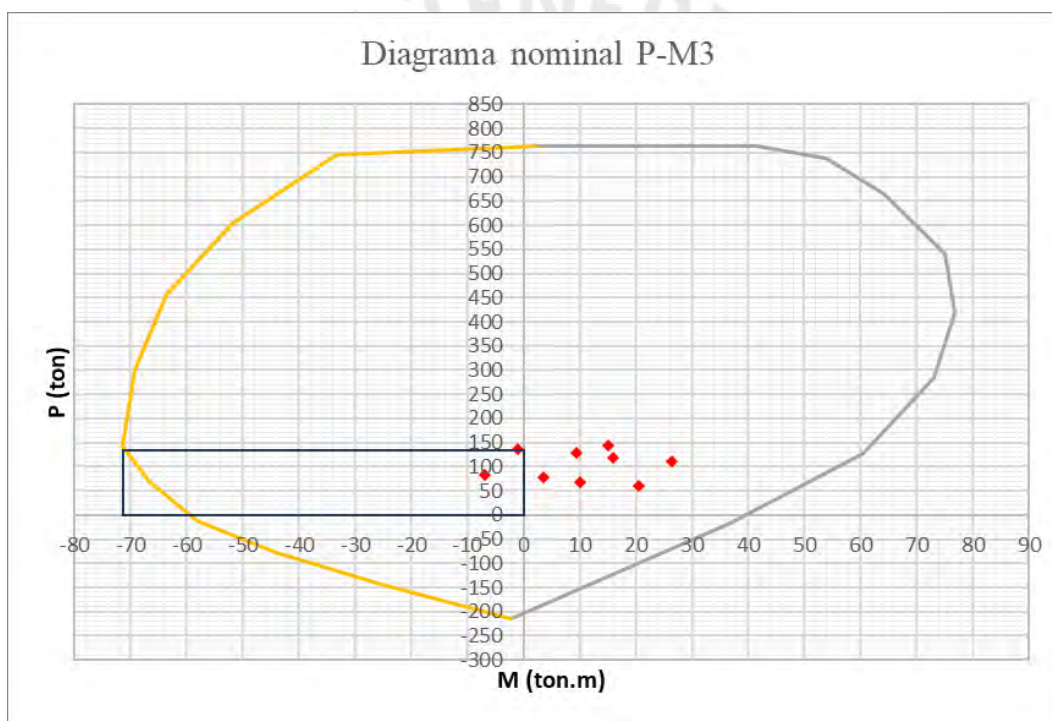


Figura 6.11 Diagrama nominal P-M3-Sy columna C-2 para sistema dual

De modo que del grafico se obtiene la carga P_u de 182.97 ton genera un momento nominal de diseño asociado igual a 71 ton.m. Se calcula de la cortante por capacidad mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n} = \frac{71 + 71}{2.8} = 47.33 \text{ ton}$$

Asimismo, la norma indica que la cortante de capacidad se permite limitar al valor de la cortante última obtenida de la amplificación de 3 veces la cortante sísmica siendo igual a 26.07 ton.

Tabla 6.5 Cortante última con sismo Y amplificado para sistema dual

COMBINACION	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	203.30	10.62	0.14	0.55	12.46
1.25CS+3Sy	143.33	26.07	6.92	19.90	49.57
1.25CS-3Sy	202.78	-8.19	-6.69	-18.95	-28.60
0.9CM+3Sy	66.44	21.74	6.87	19.71	44.49
0.9CM-3Sy	125.89	-12.52	-6.74	-19.14	-33.68

Resistencia del concreto al corte (Vc):

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{203.30 * 10^3}{140 * 2400} \right) * 40 * 54 = 22.63 \text{ ton}$$

Tabla 6.6 Resistencia del concreto al corte de la columna C-2 para el sistema dual

Caso	Pu (ton)	Vu (ton)	$\emptyset V_c$ (ton)
1.4CM+1.7CV	203.30	10.62	22.63
1.25CS+S	163.15	14.65	20.95
1.25CS-S	182.97	3.23	21.78
0.9CM+S	86.26	10.32	17.72
0.9CM-S	106.08	1.10	18.55

Se observa que la resistencia del concreto es inferior al $\emptyset V_c < Vu_{cap}$, por lo tanto, requiere estribos por capacidad.

$$V_s = \frac{26.07 - 21.78}{0.85} = 5.04 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 173.98 \text{ cm}$$

Requisitos especiales para el diseño sísmico de columnas con sistema de muros y dual tipo I:

Se procede a aplicar los requisitos para el diseño sísmico de columnas según el capítulo 21 de la norma E.060 donde se determina la longitud de confinamiento, distribución de estribos dentro y fuera de la zona de confinamiento. No obstante, debido a que la participación de las placas se encuentra en el límite entre dual tipo 1 y 2, de forma conservadora, se aplicará los criterios del refuerzo transversal en columnas descritas en el artículo 21.6.4.

- Refuerzo transversal mínimo:

$$A_{shy} = 0.3 \frac{s * bc * f'_c}{f_y h} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

$$A_{shy} = 0.3 * \frac{10 * 28 * 210}{4200} * \left(\frac{2400}{1344} - 1 \right) = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy} = 0.09 \frac{s * bc * f'c}{f_y h}$$

$$A_{shy} = 0.09 * \frac{10 * 28 * 210}{4200} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy \text{ min}} = 3.3 \text{ cm}^2$$

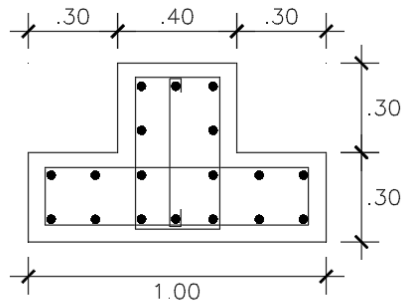
$$n_y = \frac{3.3}{1.29} = 3 \text{ ramas de } 1/2''$$

$$A_{shx \text{ min}} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$n_y = \frac{2.42}{1.29} = 2 \text{ ramas de } 1/2''$$

- La longitud de confinamiento:
 - $\frac{Ln}{6} = \frac{2.8}{6} = 46.7 \text{ cm}$
 - La mayor dimensión 100 cm
 - 50 cm
- El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:
 - $8db = 8 * 0.75 * 2.54 = 15.24 \text{ cm}$
 - La mitad de la menor dimensión $\frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$
 - 10 cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:
 - $16db = 16 * 0.75 * 2.54 = 30.48 \text{ cm}$
 - $48de = 48 * \left(\frac{3}{8}\right) * 2.54 = 45.72 \text{ cm}$
 - La menor dimensión, 40 cm
 - 30 cm
 - $\frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$

Se determina de la longitud de confinamiento es igual a 100 cm, el espaciamiento de estribos de 3/8'' es 10 y 25 cm, dentro y fuera de la zona de confinamiento, respectivamente. A continuación, se presenta el diseño final para la columna C-2 del sistema dual.



$18\phi 3/4''$
 $2\bar{3} + 1\bar{6} 1/2'' 1 @ .05$
 $10 @ .10, Rto. @ .25$

Figura 6.12 Diseño final de la columna C-2 para sistema dual

7. DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte son los elementos estructurales más importantes del sistema sismorresistente de una edificación puesto que absorben en gran porcentaje las fuerzas sísmicas y suministran de mayor rigidez lateral a la estructura reduciendo los desplazamientos y las derivas entrepisos.

El diseño de las placas se verifica mediante el diseño por flexocompresión con un procedimiento similar al diseño de columnas y el diseño por cortante.

Se debe garantizar que todas las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de interacción y se suministre suficiente refuerzo transversal para que se alcance una falla dúctil.

7.1. ANALISIS ESTRUCTURAL

La norma E.060 indica que para el diseño de las placas se considera las siguientes combinaciones de carga.

$$CU_1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$CU_3 = 0.9CM \pm CS$$

Cabe resaltar que debido a que la placa recibe momentos flectores en ambas direcciones X e Y, por lo tanto, se realiza el análisis en cada sentido de forma independiente.

7.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Las placas tienen mayor capacidad de absorber cargas laterales producto del sismo respecto a las columnas puesto que cuentan con una mayor rigidez lateral. Además, debido a que normalmente cuentan con secciones transversales más grandes cuentan con mayor capacidad para recibir cargas axiales.

Cabe resaltar que para que la placa alcance este desempeño, se debe suministrar de núcleos de concreto o elementos de borde debido a las grandes concentraciones de esfuerzos. Estos núcleos cuentan con un refuerzo similar a una columna con aceros longitudinales y transversales. Por otro lado, fuera de la zona de los núcleos, se considera el siguiente reforzamiento:

- Si $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * A_w$, entonces la cuantía vertical y horizontal no deberán ser menor que 0.0025.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

- Si $V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * A_w$, entonces la cuantía vertical mínima es 0.0015 y la cuantía horizontal no deberán ser menor que 0.0020.

7.3. DISEÑO POR CORTE

7.3.1. Diseño por resistencia

El diseño por corte de la placa se basa en la suma de la resistencia por corte del concreto y refuerzo transversal de modo que sea superior a la cortante última.

Resistencia del concreto al corte (V_c):

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * (0.8l)$$

Resistencia del acero al corte (V_s):

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

Resistencia nominal al corte (V_n):

A partir de los aportes del concreto y acero, se debe garantizar que sea mayor que la cortante última.

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

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

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

Cabe resaltar que el aporte máximo del acero no debe superar el valor de $2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$. Esta restricción tiene como objeto controlar las fisuraciones y fallas frágiles en la placa.

7.3.2. Diseño por capacidad

Según los requisitos de la norma E.060 capítulo 21, establece que todas las placas serán diseñadas para desarrollar una falla dúctil. Por lo que se calcula una cortante última de diseño considerando un factor de escalamiento que está en función a la capacidad instalada. Cabe resaltar que esta condición

puede limitarse hasta una altura medida de la base de la placa equivalente a un valor no menor que el mayor de los siguientes parámetros lm , $Mu/4Vu$ o la altura de los dos primeros pisos.

$$Vu \geq Vua * \frac{Mn}{Mua}$$

$$\frac{Mn}{Mua} < R$$

Donde:

- Vu : Cortante de diseño
- Vua : Cortante actuante
- Mn : Momento nominal
- Mua : Momento actuante

7.4. ELEMENTOS DE BORDE

Verificación de elementos de borde

La necesidad de emplear elementos de borde confinados depende de que satisfagan al menos uno de los siguientes requisitos.

- a. Los elementos de borde en la zona de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda del siguiente valor límite:

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

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

Donde:

- lm : longitud del muro en el plano horizontal
 - hm : altura total del mismo
 - δu : desplazamiento lateral inelástico producto del sismo de diseño en el nivel más alto del muro.
- b. Se requerirá elementos de borde si el esfuerzo de compresión en la fibra más extrema es superior al $0.2f'c$.

$$\sigma = \frac{Pu}{Ag} + \frac{M_{ux}}{S_{gx}} + \frac{M_{uy}}{S_{gy}} \geq 0.2f'c$$

Altura de confinamiento

La altura de confinamiento será igual al mayor de los siguientes valores L_m o $M_u/4V_u$, cual debe extenderse en ambos sentidos de la sección crítica.

Longitud del elemento de borde

La longitud del elemento de borde se debe extender desde la fibra de compresión más extrema a una longitud no menor a que $c - 0.1l_m$ y $c/2$, donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro.

Refuerzo transversal del elemento de borde

Se considera como refuerzo transversal dentro de la zona de confinamiento un espaciamiento máximo igual al menor de los siguientes valores:

- $10db$, veces el diámetro de la barra longitudinal menor
- b , menor dimensión transversal del elemento de borde en compresión
- 25 cm

Se considera como refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento o en caso no se requieran elementos de borde un espaciamiento máximo igual al menor de los siguientes valores:

- $12db$, 12 veces el diámetro de la barra longitudinal menor
- b , menor dimensión transversal del elemento de borde en compresión
- 25 cm

7.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA

7.5.1. Diseño de la placa PL-2 (Sistema de muros estructurales)

Se procederá a realizar el diseño de la placa PL-2 ubicada en la intersección del eje A y 1 cuyo espesor es 20 cm y longitud de 175 y 364 cm del sistema de muros estructurales.

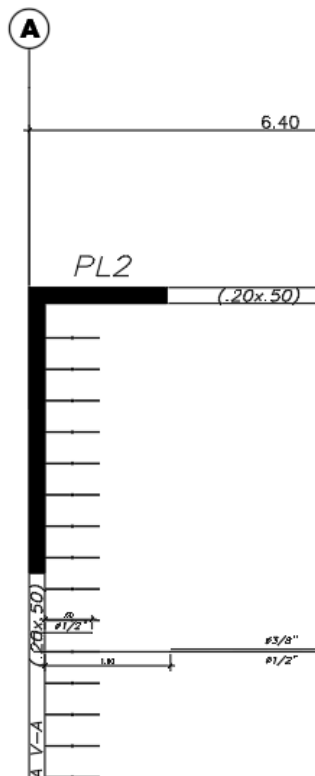


Figura 7.1 Placa PL-2 para sistema de muros

7.5.1.1. Diseño por flexocompresión

El diagrama de interacción se realizó considerando una cuantía vertical de 0.0025 y elementos de borde con una cuantía mínima de 1% y una extensión del 15% la longitud del muro.

Posteriormente, se evalúa que las combinaciones de carga amplificadas se encuentren dentro de los diagramas de interacción en cada dirección.

Tabla 7.1 Fuerzas internas de la placa PL-2 para sistema de muros

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	86.47	-1.70	-0.13	2.34	-65.98
1.25CS+Sx	45.65	4.73	18.93	88.81	-6.56
1.25CS-Sx	104.31	-7.63	-19.08	-84.96	-104.70
0.9CM+Sx	17.16	5.36	19.09	87.73	20.05
0.9CM-Sx	75.82	-7.00	-18.91	-86.03	-78.09
1.25CS+Sy	67.67	46.98	8.08	71.83	276.36
1.25CS-Sy	82.29	-49.88	-8.23	-67.98	-387.61
0.9CM+Sy	39.18	47.61	8.24	70.75	302.96
0.9CM-Sy	53.80	-49.25	-8.06	-69.05	-361.00

Se emplearon elementos de borde de $6\text{Ø}3/4''$ (2.13%), $12\text{Ø}3/4''$ (2.13%) y $4\text{Ø}5/8''$ (1.00%) con extensiones de 40, 50 y 40 cm, respectivamente.

Cabe resaltar que esta placa es tipo L, por lo que se realizaron dos análisis independientes en cada dirección donde se incluye un ancho efectivo del ala en compresión y tracción que será igual al 10% de la altura total del muro.

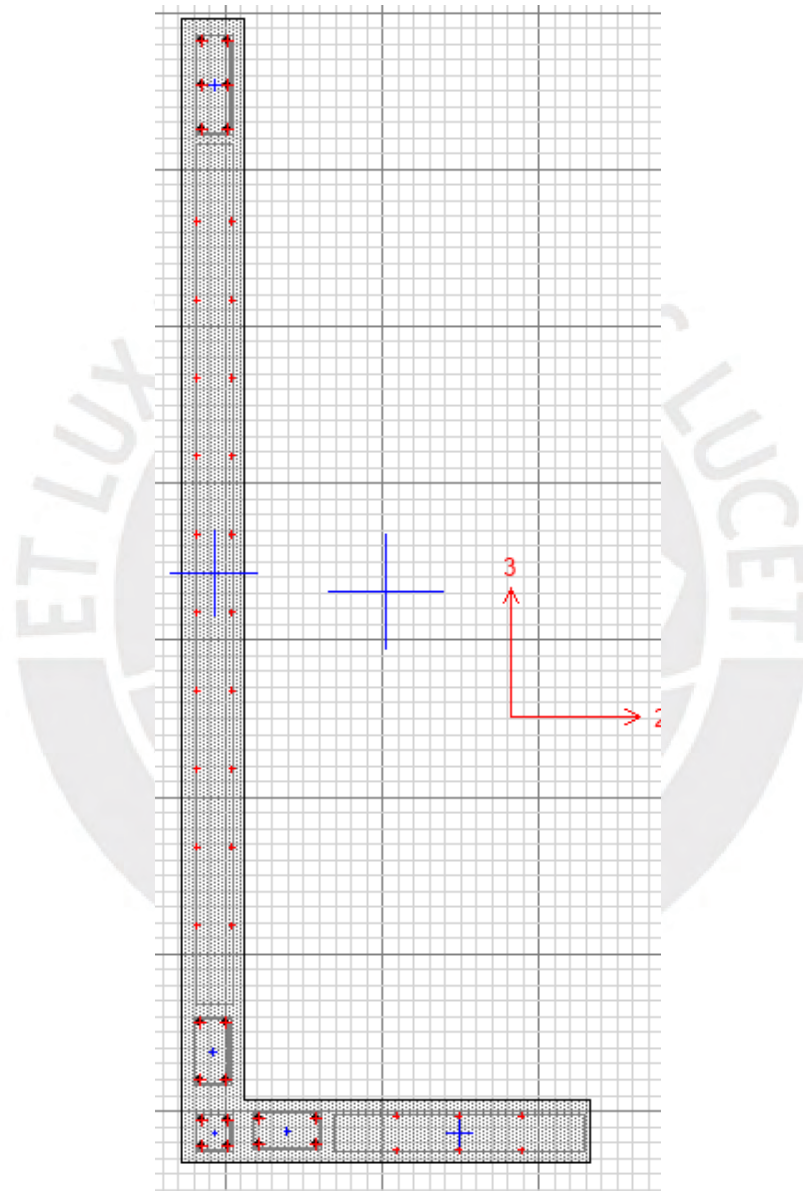


Figura 7.2 Sección de análisis de la placa PL-2 en Y para sistema de muros

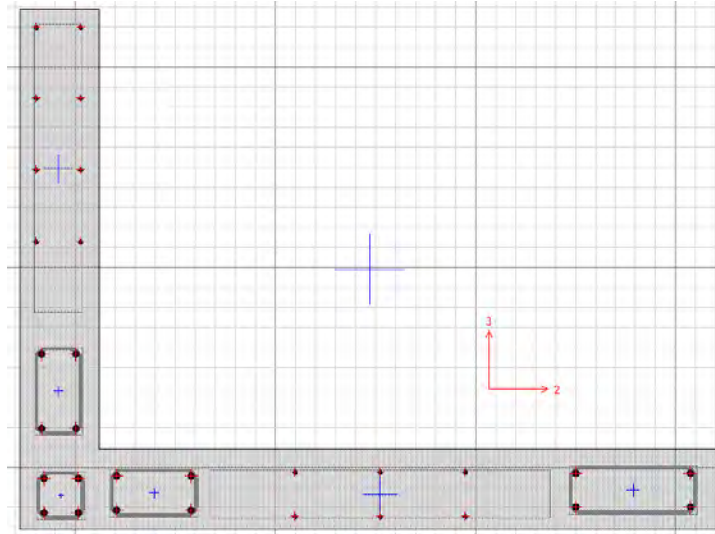


Figura 7.3 Sección de análisis de la placa PL-2 en X para sistema de muros

Se observa que el diagrama de interacción para el análisis en dirección X e Y se encuentra rotado debido a que la sección es asimétrica en L y presenta refuerzos de acero asimétricos. Cabe resaltar que las fuerzas internas obtenidas de las combinaciones de carga se configuraron en ETABS para calcularse al centroide de la sección, por lo tanto, no es requerido emplear como centro de reducción al centroide plástico. De este modo, se valida la aplicación del centro de reducción al centroide y que las combinaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño.

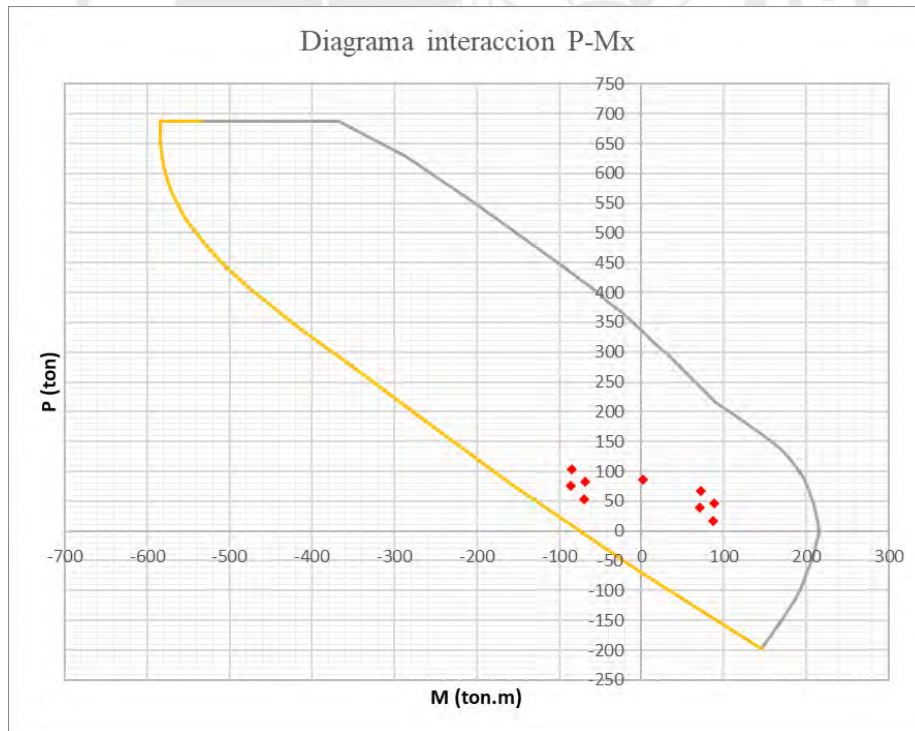


Figura 7.4 Diagrama de interacción de diseño P-Mx placa PL-2 para sistema de muros

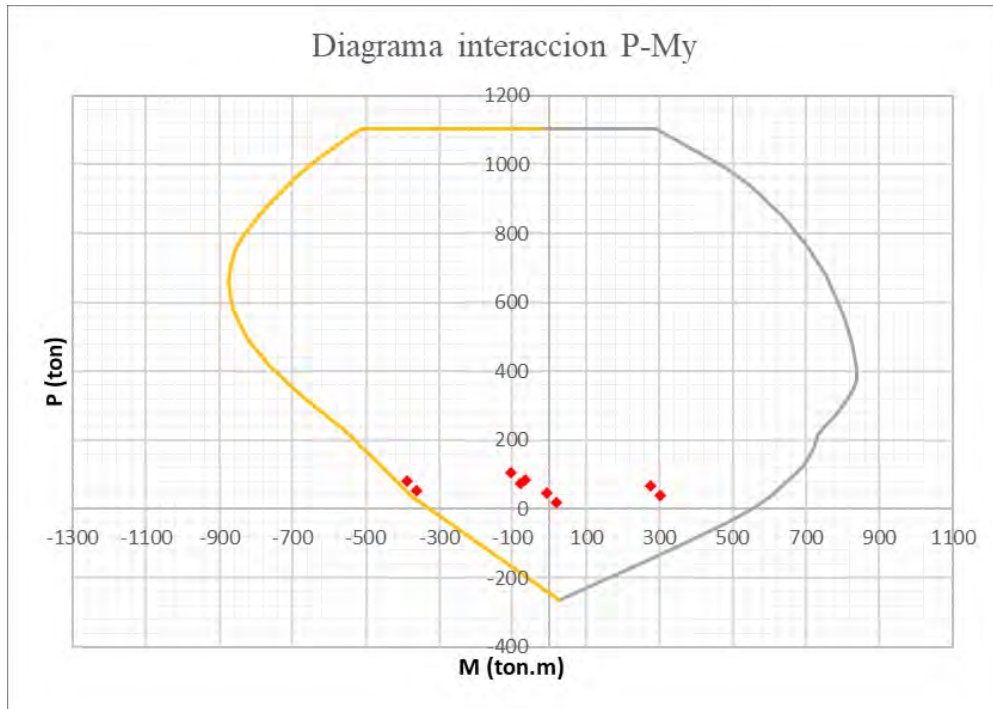


Figura 7.5 Diagrama de interacción de diseño P-My placa PL2 para sistema de muros

7.5.1.2. Diseño por capacidad

Según el capítulo 21 de la norma E.060, se debe garantizar que el diseño por capacidad de la placa muestre un comportamiento de falla dúctil.

$$Vu_{diseño} = Vu * \frac{Mn}{Mu}$$

Donde:

- Vu : Cortante última
- Mn : Momento nominal con el acero colocado
- Mu : Momento último

Se calcula los siguientes parámetros de control para determinar la altura de confinamiento:

- $\frac{Mn}{4Vu} = \frac{387.61}{4*49.88} = 1.95 \text{ m}$
- Longitud de muro: $Lm = 3.64 \text{ m}$
- 2 pisos: $3.65 * 2 = 7.3 \text{ m}$

Considerando el mayor valor de los parámetros calculados previamente, se realiza el diseño por capacidad para los dos primeros pisos. En este sentido, la sección crítica de la placa se encuentra en el primer nivel.

Se calcula la cortante de diseño mediante la siguiente expresión que amplifica la cortante última asociada a la mayor capacidad de momento obtenido a partir de las cargas axiales P_u amplificadas.

$$M_n = 450 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 49.88 \text{ ton}$$

$$M_u = 387.61 \text{ ton.m}$$

$$V_u \text{ diseño} = 49.88 * \frac{450}{387.61} = 57.91 \text{ ton}$$

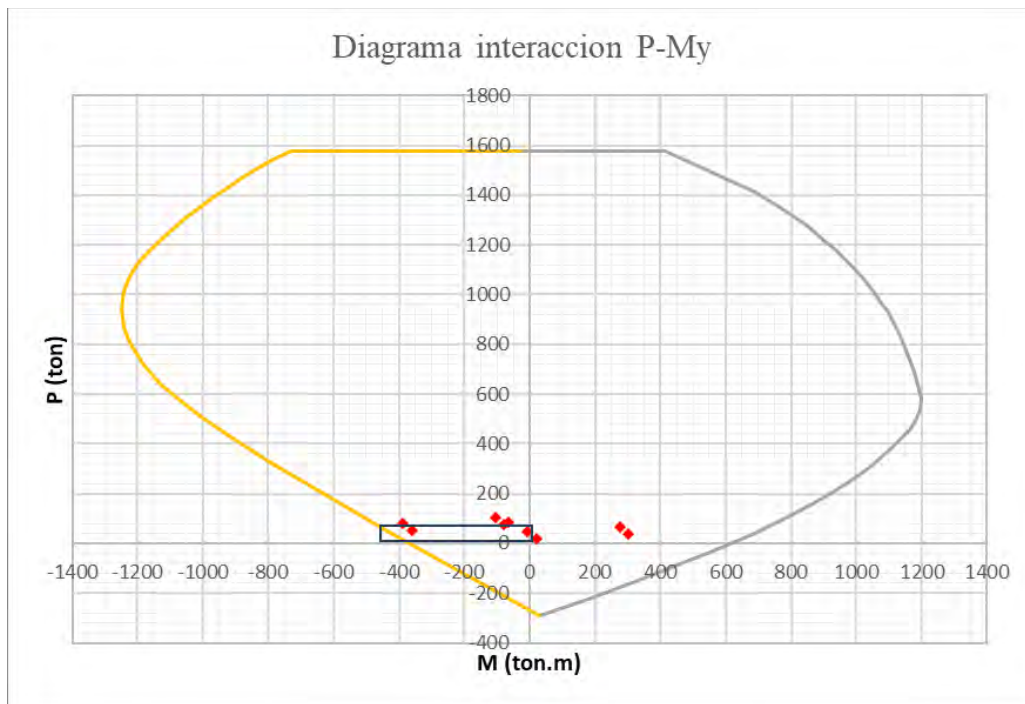


Figura 7.6 Diagrama nominal P-My placa PL-2 para sistema de muros

7.5.1.3. Diseño de elementos de borde:

Se determina la necesidad de elementos de borde a partir del cálculo de la distancia del eje neutro hasta la fibra más externa en compresión con la mayor carga axial asociada a la dirección de análisis.

$$P_u = 82.29 \text{ ton} \quad c = 72.4 \text{ cm}$$

El desplazamiento último elástico en el último piso de la placa es de 0.0347 m. Se procede a calcular el valor siguiente:

$$C_{im} = \frac{Lm}{600 * \frac{\delta_u}{Hm}}$$

Si $\frac{\delta_u}{Hm} < 0.005$, entonces este factor será igual a 0.005. Puesto que el valor del cociente $\frac{\delta_u}{Hm} < 0.005$, se considera el factor igual a 0.005.

$$C_{lim} = \frac{3.64}{600 * 0.005} = 1.21 \text{ m}$$

$$c < C_{lim} \text{ (No requiere elemento de borde)}$$

Por otro lado, se evalúa el criterio basado en los esfuerzos máximos de compresión generados en la fibra más externa del elemento.

$$\sigma = \frac{Pu}{Ag} + \frac{M_{ux}}{S_{gx}} + \frac{M_{uy}}{S_{gy}} \geq 0.2f'c$$

$$\sigma = 99.07 \frac{kg}{cm^2} \geq 0.2f'c = 42 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Requiere elemento de borde)}$$

Longitud del elemento de borde

Se requiere una longitud mínima de elemento de borde que será igual al mayor de los siguientes valores:

- $C - 0.1Lm = 36 \text{ cm}$
- $\frac{c}{2} = 36.2 \text{ cm}$

Se considera una longitud de 40 cm para el elemento de borde.

Refuerzo transversal del elemento de borde

Según la norma E.060 en el capítulo 21, se establece que la separación de estribos en el núcleo confinado será el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- $10 * \frac{5}{8} * 2.54 = 15.88 \text{ cm}$
- $b, 20 \text{ cm}$
- 25 cm

Se considera un espaciamiento de 15 cm para el elemento de borde.

7.5.1.4. Diseño por corte

Resistencia del concreto al corte (Vc):

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} * b * 0.8lm$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.20 * 0.8 * 3.64 = 38.02 \text{ ton}$$

Resistencia del acero al corte (Vs):

$$Vs = \frac{57.91 - 38.02}{0.85} = 23.4 \text{ ton}$$

$$Vs_{max} = 2.1 * \sqrt{210} * 0.20 * 0.8 * 3.64 = 177.23 \text{ ton}$$

Puesto que $Vs_{max} > Vs$, entonces se verifica que la resistencia de acero es menor al máximo.

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 364}{23.4} = 74.23 \text{ cm}$$

Verificación cuantía mínima horizontal

$$s_{max} = \frac{Av}{\rho_{min} * b}$$

$$s_{max} = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 20} = 28.4 \text{ cm}$$

No obstante, se observa que el espaciamiento por la cuantía mínima es inferior al requerido por capacidad, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm con dos ramales de Ø3/8" en el alma de la placa.

Verificación cuantía mínima vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{Hm}{Lm}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{10.95}{3.64}\right) (0.0025 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$s_{max} = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 20} = 28.4 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm con dos barras de Ø3/8" en el alma de la placa.

A continuación, se presenta el diseño final para la placa PL-2 del sistema de muros.

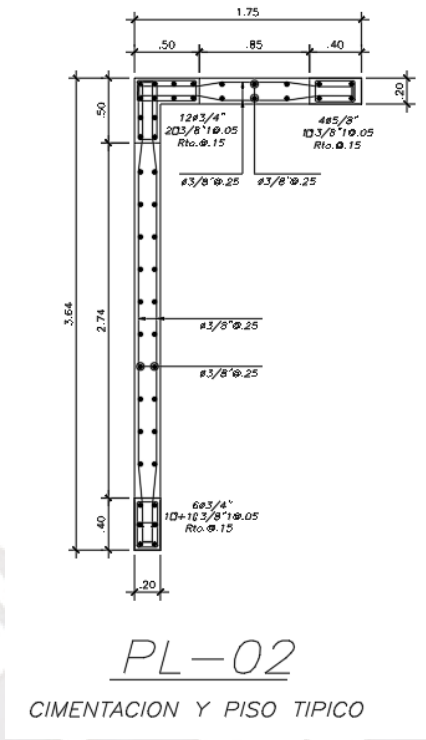


Figura 7.7 Diseño final de la placa PL-2 para sistema de muros

7.5.2. Diseño de la placa PL-1 (sistema dual)

Se procederá a realizar el diseño de la placa PL-1 en L ubicada en la intersección del eje A y 1 cuyo espesor es 25 cm y longitud de 138 y 113 cm del sistema dual.

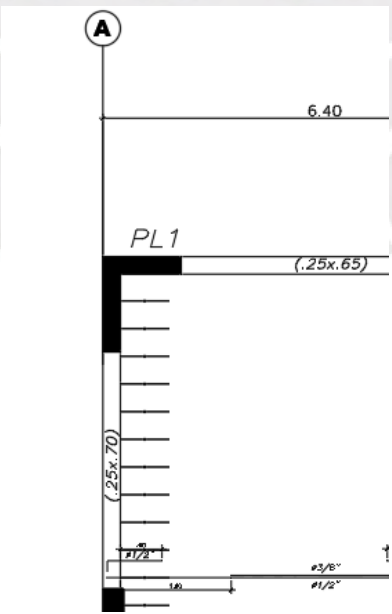


Figura 7.8 Placa PL-1 para sistema dual

7.5.2.1. Diseño por flexocompresión

El diagrama de interacción se realizó considerando una cuantía vertical de 0.0025 y elementos de borde con una cuantía mínima de 1% y una extensión del 15% la longitud del muro.

Posteriormente, se evalúa que las combinaciones de carga amplificadas se encuentren dentro de los diagramas de interacción en cada dirección.

Tabla 7.2 Fuerzas internas de la placa PL-1 para sistema dual

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	51.35	-1.44	1.82	8.17	-13.46
1.25CS+S	26.39	9.15	22.25	74.78	31.02
1.25CS-S	63.04	-11.56	-19.08	-60.89	-53.65
0.9CM+S	10.07	9.74	21.65	71.66	36.54
0.9CM-S	46.72	-10.97	-19.68	-64.01	-48.14
1.25CS+S	12.70	32.91	12.24	52.76	106.04
1.25CS-S	76.73	-35.32	-9.07	-38.88	-128.67
0.9CM+S	-3.62	33.50	11.64	49.64	111.56
0.9CM-S	60.41	-34.73	-9.67	-42.00	-123.15

Se emplearon 28Ø3/4" (1.42%) con bordes confinados que se extienden en toda la longitud de las alas de la placa.

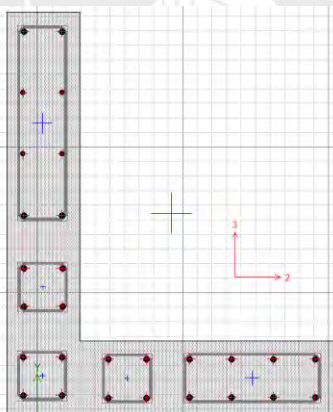


Figura 7.9 Sección de análisis de la placa PL-1 para sistema dual

Se observa que el diagrama de interacción para el análisis en dirección X e Y se encuentra rotado debido a que la sección es asimétrica en L y presenta refuerzos de acero asimétricos. Cabe resaltar que las fuerzas internas obtenidas de las combinaciones de carga se configuraron en ETABS para calcularse al centroide de la sección, por lo tanto, no es requerido emplear como centro de reducción al centroide plástico. De este modo, se valida la aplicación del centro de reducción al centroide y que las combinaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño.

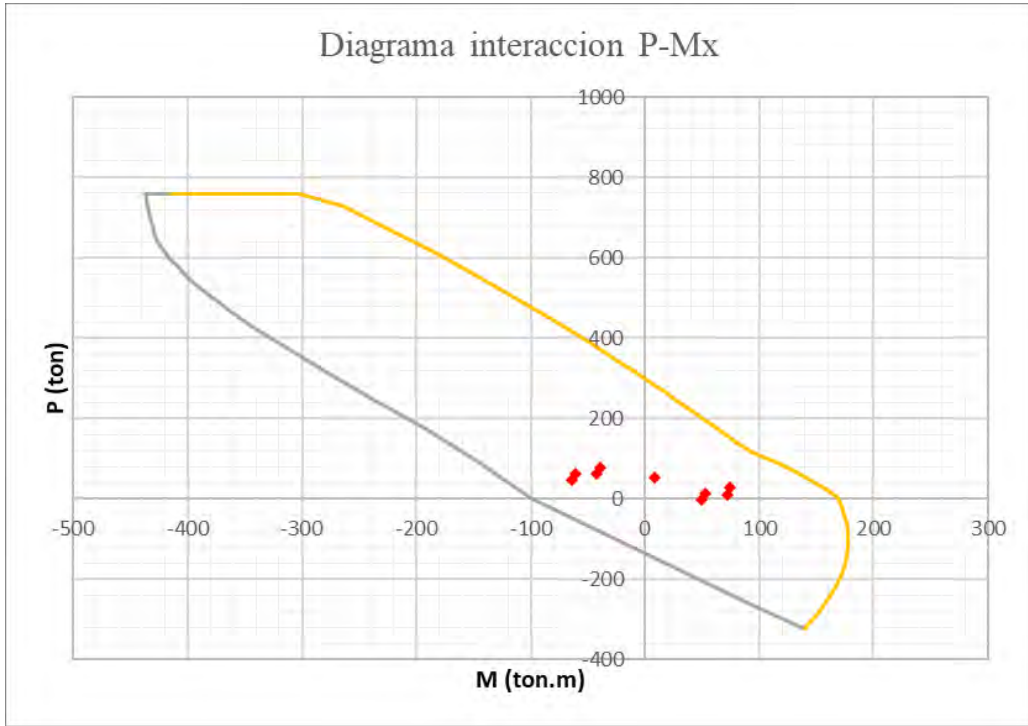


Figura 7.10 Diagrama de interacción de diseño P-Mx placa PL-1 para sistema dual

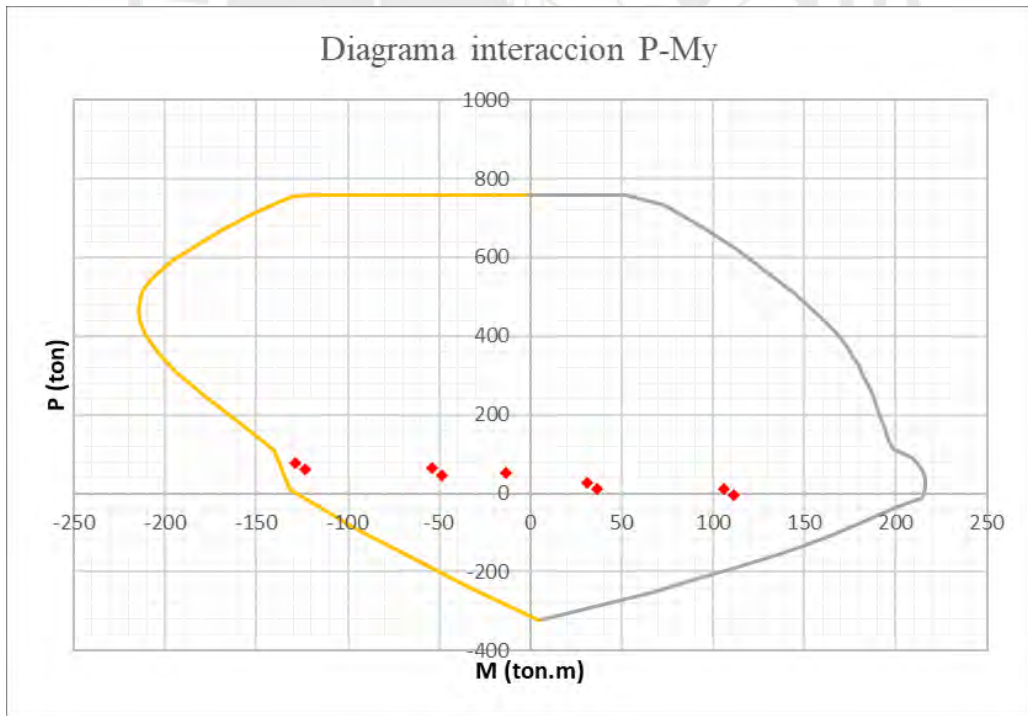


Figura 7.11 Diagrama de interacción de diseño P-My placa PL-1 para sistema dual

7.5.2.1. Diseño por capacidad

Se calcula la cortante de diseño mediante la siguiente expresión que amplifica la cortante última asociada a la mayor capacidad de momento obtenido a partir de las cargas axiales P_u amplificadas.

$$M_n = 150 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 35.32 \text{ ton}$$

$$M_u = 128.67 \text{ ton.m}$$

$$V_u \text{ diseño} = 35.32 * \frac{150}{128.67} = 41.17 \text{ ton}$$

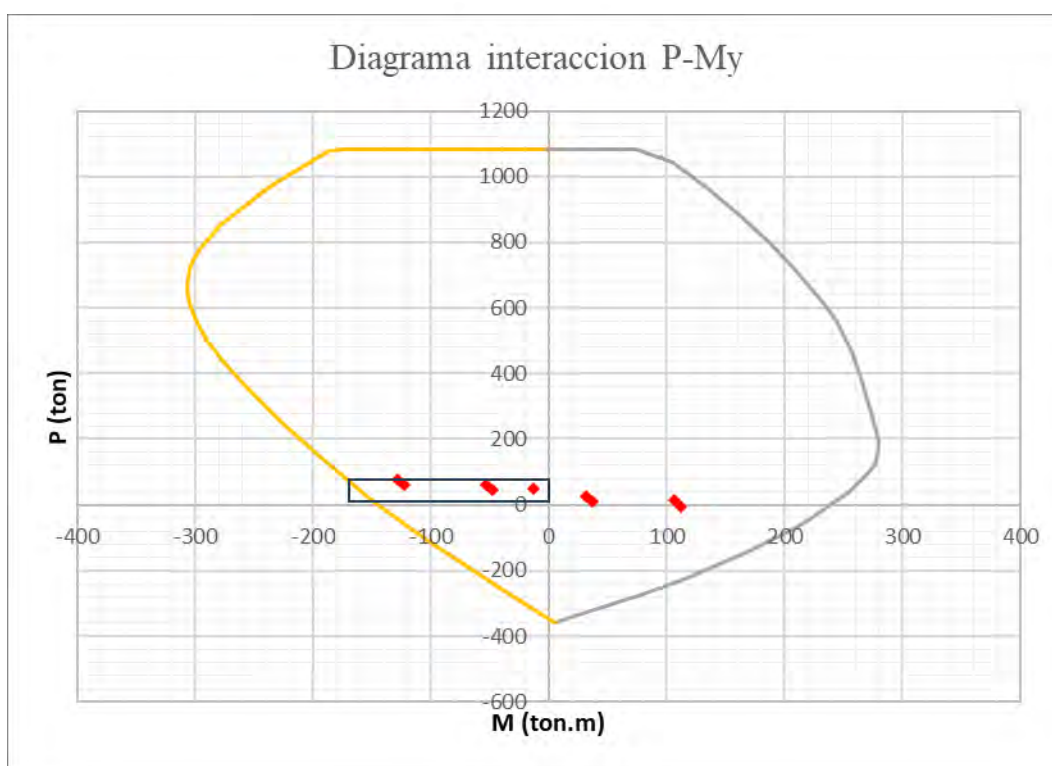


Figura 7.12 Diagrama nominal P-My placa PL-1 para sistema dual

7.5.2.1. Diseño de elementos de borde

Se determina la necesidad de elementos de borde a partir del cálculo de la distancia del eje neutro hasta la fibra más externa en compresión con la mayor carga axial asociada a la dirección de análisis.

$$P_u = 76.74 \text{ ton} \quad c = 68.6 \text{ cm}$$

El desplazamiento último elástico en el último piso de la placa es de 0.0429 m. Se procede a calcular el valor siguiente:

$$C_{lim} = \frac{Lm}{600 * \frac{\delta_u}{Hm}}$$

Si $\frac{\delta_u}{Hm} < 0.005$, entonces este factor será igual a 0.005. Puesto que el valor del cociente $\frac{\delta_u}{Hm} < 0.005$, se considera el factor igual a 0.005.

$$C_{lim} = \frac{1.38}{600 * 0.005} = 0.46 \text{ m}$$

$$c > C_{lim} (\text{Requiere elemento de borde})$$

Longitud del elemento de borde

Se requiere una longitud mínima de elemento de borde que será igual al mayor de los siguientes valores:

- $C - 0.1Lm = 54.8 \text{ cm}$
- $\frac{c}{2} = 34.3 \text{ cm}$

Se considera una longitud mínima de 60 cm para el elemento de borde.

Refuerzo transversal del elemento de borde

Según la norma E.060 en el capítulo 21, se establece que la separación de estribos en el núcleo confinado será el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- $10 * \frac{3}{4} * 2.54 = 19.05 \text{ cm}$
- $b, 25 \text{ cm}$
- 25 cm

Se considera un espaciamiento de 17.5 cm para el elemento de borde.

7.5.2.2. Diseño por corte

Resistencia del concreto al corte (V_c):

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} * b * 0.8lm$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 1.38 = 18.02 \text{ ton}$$

Resistencia del acero al corte (V_s):

$$V_s = \frac{41.17 - 18.02}{0.85} = 27.24 \text{ ton}$$

$$V_{s_{max}} = 2.1 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 1.38 = 84 \text{ ton}$$

Puesto que $V_{s_{max}} > V_s$, entonces se verifica que la resistencia de acero es menor al máximo.

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 1.38}{27.24} = 24.17 \text{ cm}$$

Verificación cuantía mínima horizontal

$$s_{max} = \frac{A_v}{\rho_{min} * b}$$

$$s_{max} = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 25} = 22.72 \text{ cm}$$

No obstante, se observa que el espaciamiento por la cuantía mínima es inferior al requerido por capacidad, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 20 cm con dos ramales de Ø3/8” en el alma de la placa.

Verificación cuantía mínima vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

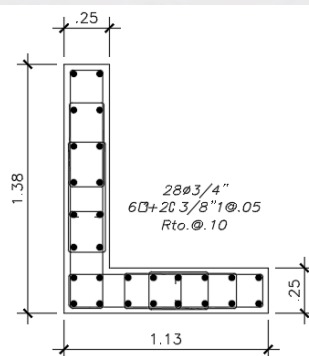
$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{10.95}{3.64}\right) (0.0025 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$s_{max} = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 25} = 22.72 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 20 cm con dos barras de Ø3/8” en el alma de la placa.

No obstante, a partir del diseño de la placa con sismo en X, se determina que el diseño está gobernado por la cortante de capacidad siendo el espaciamiento máximo de 10 cm con dos ramales.

A continuación, se presenta el diseño final para la placa PL-1 del sistema dual.



PL-1

CIMENTACION Y PISO TIPICO

Figura 7.13 Diseño final de la placa PL-1 para sistema dual

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales que tiene como función principal transmitir las cargas de los elementos verticales como columnas o placas al suelo mediante una distribución de esfuerzos en la zona de contacto entre el suelo y la cimentación.

Se debe verificar que los esfuerzos por cargas de servicio y sismo sean inferiores a la capacidad portante del suelo con la finalidad de evitar asentamientos excesivos y problemas de estabilidad.

Se debe dimensionar las cimentaciones en función a la configuración de la estructura y concentraciones de fuerzas transmitidas a la cimentación. En el presente proyecto, se emplearon zapatas aisladas, combinadas y conectadas para disminuir el efecto de volcamiento.

8.1. ANALISIS ESTRUCTURAL

Se realiza el análisis de las cimentaciones con la transmisión de las cargas obtenidas de las placas o columnas hacia la cimentación. Se calcula las presiones bajo condiciones de servicio y sismo. De modo que las presiones máximas calculadas en cada esquina de la zapata sean inferiores a la capacidad portante del suelo. Cabe resaltar que, para el análisis sísmico, se considera un factor de amplificación de 30% a la capacidad portante del suelo.

8.2. VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

El diseño de punzonamiento se basa en calcular el peralte de modo que pueda soportar las fuerzas cortantes que generen el efecto de punzonamiento en la sección crítica. Cabe resaltar que esta sección crítica se ubica a una distancia $d/2$ de las caras de la columna.

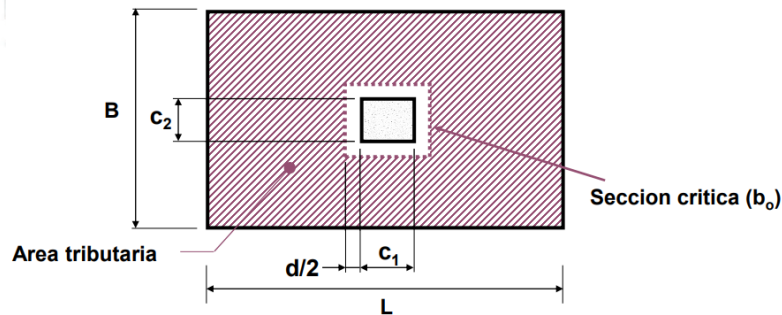


Figura 8.1 Sección crítica de punzonamiento de la zapata

$$Vu = \sigma_u * (A_{total} - A_o)$$

Donde:

- σ_u : Esfuerzo máximo último obtenido del análisis de presiones
- A_{total} : Área de la zapata
- A_o : Área de la sección crítica

Se determina la resistencia al punzonamiento del concreto como el menor valor de las siguientes expresiones:

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

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

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

Donde:

- b_o : Perímetro de la sección crítica
- d : Peralte efectivo de la zapata
- α_s : Factor dependiente de la ubicación de la columna (Interior = 40; lateral = 30 y esquinera = 20)
- β : Factor que indica la relación entre mayor y menor dimensión de la columna.

Para que se verifique el diseño por punzonamiento, se debe cumplir la relación de $\phi V_c > V_u$. Caso contrario, se debe aumentar el peralte efectivo de la zapata.

8.3. VERIFICACION POR CORTE

Se debe verificar que la resistencia al corte de la zapata se mayor que la cortante última resultante generada en la sección crítica. Cabe resaltar que para definir la sección crítica se realiza un corte a una distancia d de la cara de la columna.

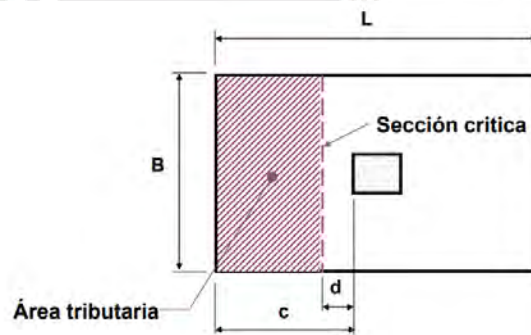


Figura 8.2 Sección crítica de corte de la zapata

Para la dirección X:

$$V_u = \sigma_u * L_y * (L_x1 - d)$$

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

Para la dirección Y:

$$V_u = \sigma_u * L_x * (L_y1 - d)$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * Lx * d$$

Para que se verifique el diseño por corte, se debe cumplir la relación de $\phi V_c > Vu$. Caso contrario, se debe aumentar el peralte efectivo de la zapata.

8.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseña la zapata por flexión empleando un modelo estructural de una losa en volado en un extremo y empotrado en la placa o columna. Se procede a calcular los momentos generados a la cara de la columna y se calcula el acero requerido en cada dirección.

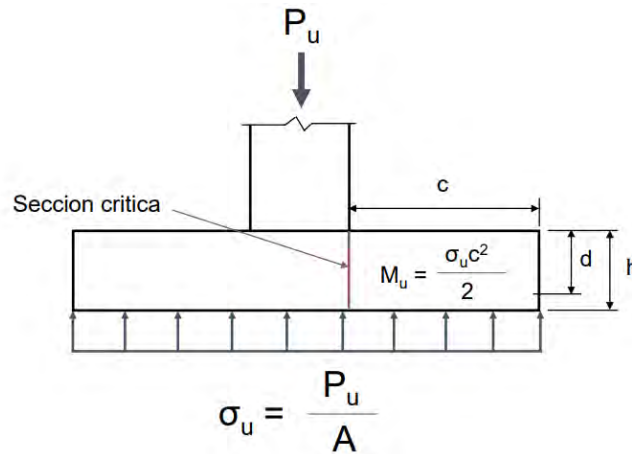


Figura 8.3 Momento último de la zapata

Para la dirección X:

$$Mu_{der} = \frac{\sigma_u * Lx^2 * Ly}{2}$$

$$Mu_{izq} = \frac{\sigma_u * Lx^2 * Ly}{2}$$

Para la dirección Y:

$$Mu_{arriba} = \frac{\sigma_u * Ly^2 * Lx}{2}$$

$$Mu_{abajo} = \frac{\sigma_u * Ly^2 * Lx}{2}$$

Cabe resaltar que la cuantía mínima de acero colocado será igual a una losa maciza de 0.0018 y el espaciamiento de los aceros no debe ser mayor que tres veces la altura de la zapata ni 40 cm.

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\phi Mn = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para que se verifique el diseño por flexión, se debe cumplir la relación de $\phi Mn > Mu$.

8.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE LA CIMENTACION

8.5.1. Diseño de la zapata aislada ejes C y 2 (Sistema de muros estructurales y dual)

Se procede a realizar el diseño de la zapata de la columna C-1 y C-2 ubicada entre los ejes 2 y C del sistema de muros estructurales y dual, respectivamente. A continuación, se presentan las fuerzas transmitidas de la columna a la cimentación.

Tabla 8.1 Fuerzas internas de la columna C-1 del sistema de muros

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	104.71	-4.80	-0.53	-0.72	-5.34
CV	31.80	-1.92	-0.04	-0.09	-2.13
SD Y	-4.59	1.65	0.06	0.12	3.48
SD X	-4.31	0.12	1.50	2.86	0.27

Tabla 8.2 Fuerzas internas de la columna C-2 del sistema dual

Caso de carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	106.85	5.12	0.07	0.32	6.00
CV	31.59	2.03	0.03	0.06	2.38
SD Y	-9.91	5.71	2.27	6.47	13.03
SD X	-2.36	1.32	9.31	26.69	3.05

8.5.1.1. Dimensionamiento de la zapata

Para el sistema de muros:

Se realizó el dimensionamiento de la zapata aislada considerando volados de 0.90 m en cada dirección. Posteriormente, se verifica que los esfuerzos máximos obtenidos en cada esquina son inferiores a la capacidad portante del suelo bajo cargas de servicio y sismo.

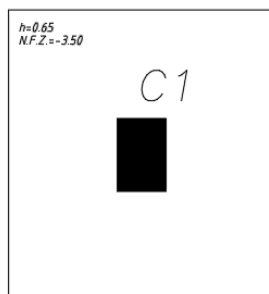


Figura 8.4 Dimensiones de la zapata C-1 para sistema de muros

Para el sistema dual:

Se realizó el dimensionamiento de la zapata aislada considerando volados de 0.85 m en cada dirección. Posteriormente, se verifica que los esfuerzos máximos obtenidos en cada esquina son inferiores a la capacidad portante del suelo bajo cargas de servicio y sismo.

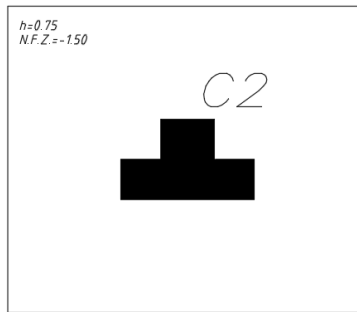


Figura 8.5 Dimensiones de la zapata C-2 para sistema dual

8.5.1.2. Análisis de presiones

Se configura las dimensiones de la zapata aislada en el software SAFE para calcular los esfuerzos máximos en cada esquina. De modo que se obtiene los siguientes diagramas de esfuerzos para condiciones de servicio y sismo.

Para el sistema de muros:

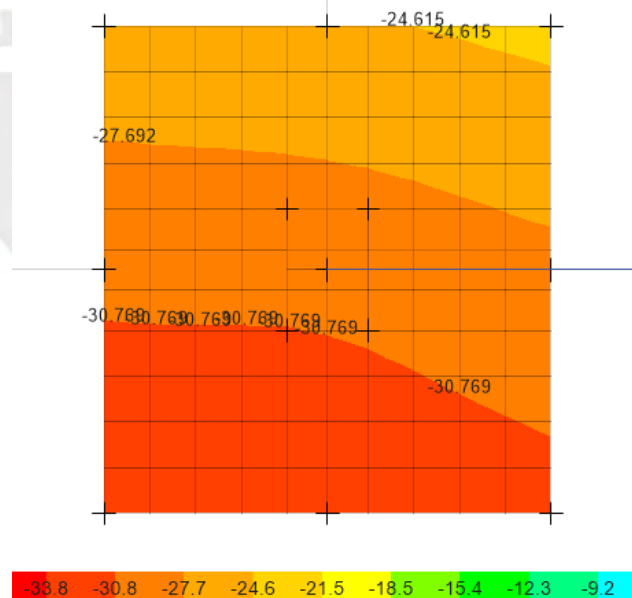


Figura 8.6 Esfuerzos del suelo (ton/m^2) por cargas de servicio de la zapata C-1 para sistema de muros

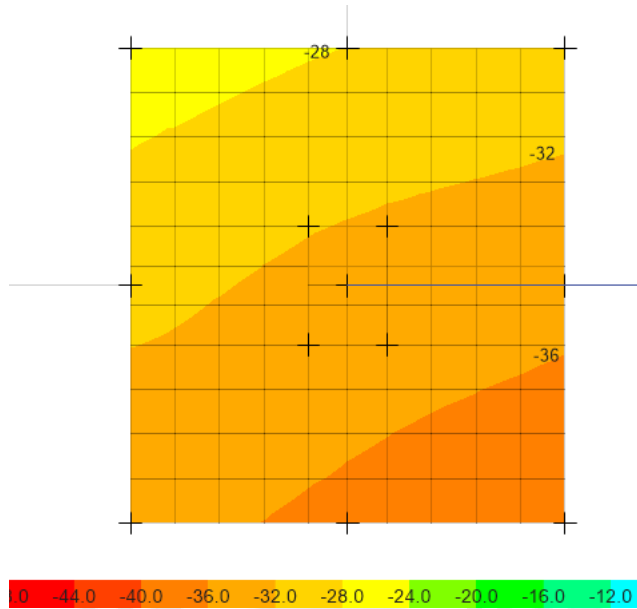


Figura 8.7 Envolvente del suelo (ton/m^2) por cargas de sismo en X e Y de la zapata C-1 para sistema de muros

Para el sistema dual:

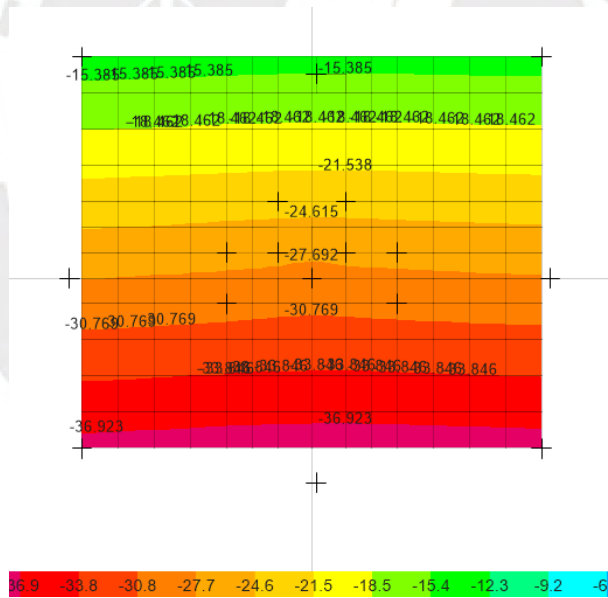


Figura 8.8 Esfuerzos del suelo (ton/m^2) por cargas de servicio de la zapata C-2 para sistema dual

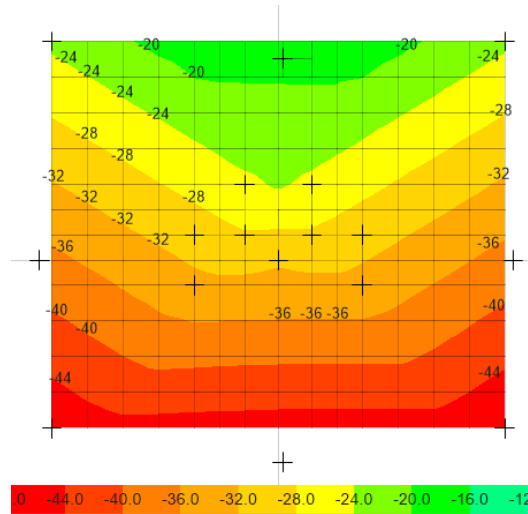


Figura 8.9 Envoltura del suelo (ton/m^2) por cargas de sismo en X e Y de la zapata C-2 para sistema dual

Se observa en los diagramas que los esfuerzos resultantes en cada extremo que son menores a la capacidad portante del suelo en servicio ($33 \text{ ton}/\text{m}^2$) y en sismo ($52 \text{ ton}/\text{m}^2$). Por lo tanto, se concluye que el dimensionamiento es satisfactorio.

8.5.1.3. Determinación de la presión última de diseño

Se determina la presión última de diseño mediante la amplificación de los esfuerzos máximos resultantes por cargas de servicio y sismo.

Para la carga de servicio:

$$\sigma_{max} = 33.4 * 1.6 = 53.44 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Para la carga sísmica:

$$\sigma_{max} = 38.35 * 1.25 = 47.94 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Se procede a realizar el análisis de esfuerzo ultimo con el mayor valor obtenido.

$$\sigma_{diseño} = 53.44 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Tabla 8.3 Esfuerzos de diseño para la zapata Z-1 y Z-2

Esfuerzo	Muros	Dual
Servicio (ton/m^2)	53.44	60.93
Sismo (ton/m^2)	47.94	59.48
Diseño (ton/m^2)	53.44	60.93

8.5.1.4. Verificación del punzonamiento

Para realizar la verificación por punzonamiento, se determina el área de la sección crítica determinada a partir de una distancia de " $d/2$ " de la cara de la columna.

$$A_o = (Dx + d)(Dy + d) = (0.40 + 0.275)(0.60 + 0.275) = 1.10 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento (V_u)

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_o) = 53.44 * (2.4 * 2.2 - 1.1) = 223.38 \text{ ton}$$

Perímetro de la sección crítica resistente al punzonamiento (b_o)

$$b_o = 2 * (Dx + Dy + 2d) = 2 * (0.40 + 0.60 + 2 * 0.55) = 4.2 \text{ m}$$

Resistencia al punzonamiento (ϕV_c)

Se determina la resistencia al punzonamiento que será igual al menor de los siguientes valores calculados:

- $\phi V_{c.1} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{60}{40}}\right) \sqrt{210} * 420 * 55 = 351.88 \text{ ton}$
- $\phi V_{c.2} = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{30 * 55}{420} + 2\right) \sqrt{210} * 420 * 55 = 455.47 \text{ ton}$
- $\phi V_{c.3} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 \sqrt{210} * 420 * 55 = 301.62 \text{ ton}$

Se determina que la zapata presenta una resistencia al punzonamiento igual a 301.62 ton. Por lo tanto, se verifica que $\phi V_c \geq V_u$ demostrándose la verificación por punzonamiento

Tabla 8.4 Verificación por punzonamiento de la zapata C1 y C-2

Parámetro	Muros	Dual
H (cm)	65	75
Bo (cm)	4.2	5.45
Ao (cm ²)	1.1	1.973
$\phi V_{c.1}$ (ton)	351.88	539.62
$\phi V_{c.2}$ (ton)	455.46	657.17
$\phi V_{c.3}$ (ton)	301.61	462.53
Vu	223.38	258.16

8.5.1.5. Verificación de corte

Debido a la presencia de volados en la zapata, se procede a realizar la verificación por corte, de modo que cuente con suficiente resistencia al corte.

$$Volx = 0.90 \text{ m} \quad Voly = 0.90 \text{ m}$$

A continuación, se presenta los valores de las cortantes últimas tomando como sección crítica a una distancia “d” de la cara de la columna.

Para la dirección X:

$$Vux(1m) = \sigma u * (Volx - d) = 53.44 * (0.90 - 0.55) = 18.71 \text{ ton}$$

Para la dirección Y:

$$Vuy(1m) = \sigma u * (Voly - d) = 53.44 * (0.90 - 0.55) = 18.71 \text{ ton}$$

Resistencia del concreto al corte

$$\emptyset Vc(1m) = \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 55 = 35.91 \text{ ton}$$

Se determina que para ambas direcciones de análisis la resistencia al corte es superior a la cortante última $\emptyset Vc \geq Vu$ demostrándose la verificación por cortante.

Tabla 8.5 Verificación por corte de la zapata C-1 y C-2

Parámetro	Muros	Dual
Vol (m)	0.9	0.85
Vu (ton)	18.71	12.19
$\emptyset Vc$ (ton)	35.91	42.43

8.5.1.6. Diseño por flexión

Se realiza el diseño por flexión mediante el análisis del momento ultimo generado en cada volado a la cara de la columna.

Para la dirección X:

$$Mux(1m) = \frac{\sigma u * Volx^2}{2} = \frac{53.44 * 0.90^2}{2} = 21.65 \text{ ton.m}$$

$$As = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018bh = 0.0018 * 100 * 65 = 11.7 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero requerido es inferior al acero mínimo, se procede a realizar el diseño con el acero mínimo.

Se determina el espaciamiento considerando varillas de 5/8”:

$$s = \frac{1.99}{11.7} = 0.17 \text{ m}$$

Para la dirección Y:

$$M_{uy}(1m) = \frac{\sigma_u * Voly1^2}{2} = \frac{53.44 * 0.90^2}{2} = 21.65 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 * 100 * 65 = 11.7 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero requerido es inferior al acero mínimo, se procede a realizar el diseño con el acero mínimo.

Se determina el espaciamiento considerando varillas de 5/8”:

$$s = \frac{1.99}{11.7} = 0.17 \text{ m}$$

Por lo tanto, la zapata C-1 y C-2 se diseña con un refuerzo de barras de Ø5/8” y espaciamiento cada 17.5 cm en ambas direcciones.

A continuación, se presenta el diseño final para la zapata C-1 del sistema de muros.

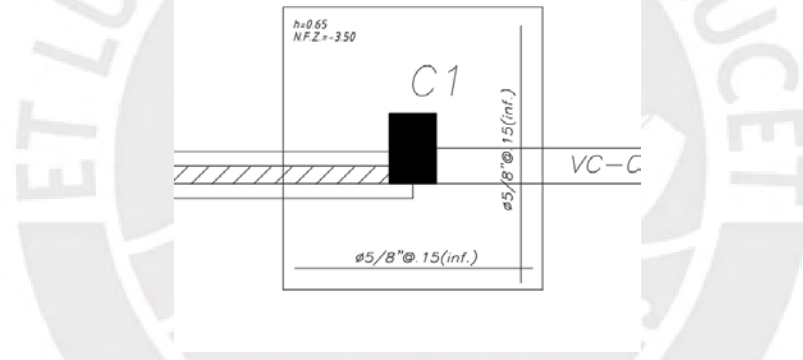


Figura 8.10 Diseño final de la zapata C-1 para sistema de muros

A continuación, se presenta el diseño final para la zapata C-2 del sistema dual.

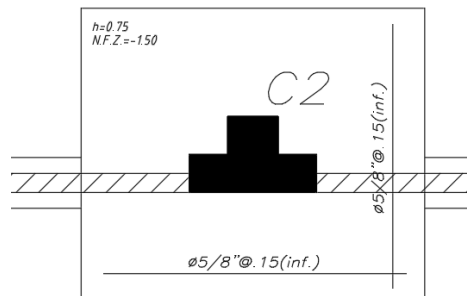


Figura 8.11 Diseño final de la zapata C-2 para sistema dual

8.5.2. Diseño de la viga de cimentación VC-05

Se realizará el diseño de la viga de cimentación VC-05 con sección de 30X120 cm que conecta la zapata de la placa PL-4 con la placa PL-5 del sistema de muros estructurales. Cabe resaltar que la metodología de diseño a aplicar esta bajo los criterios del diseño por flexión de vigas.

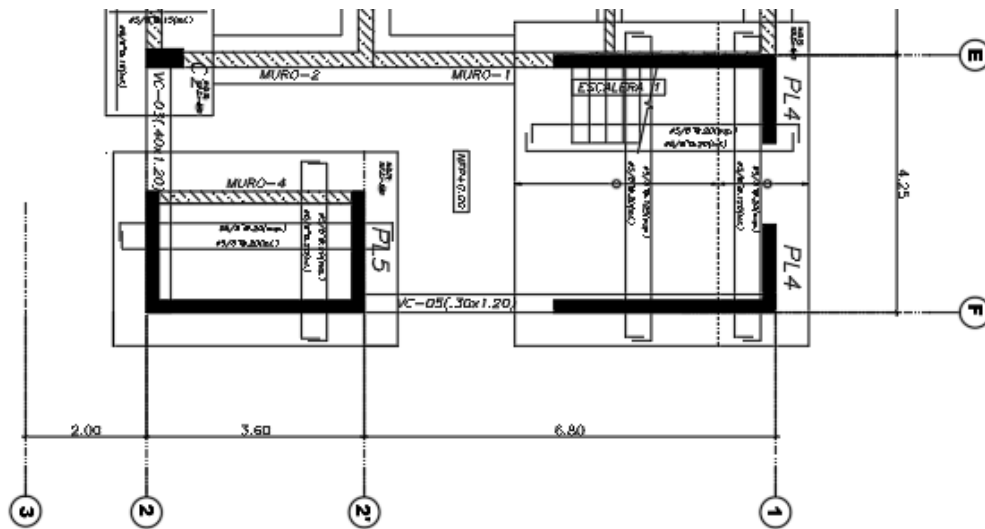


Figura 8.12 Viga de cimentación VC-05 para sistema de muros

Se registra el siguiente diagrama de momentos flectores y fuerzas cortantes para la viga de cimentación donde el momento máximo positivo y negativo son 111.04 y 77.11 ton.m. Por otro lado, la fuerza cortante máxima registrada es 90.09 ton.

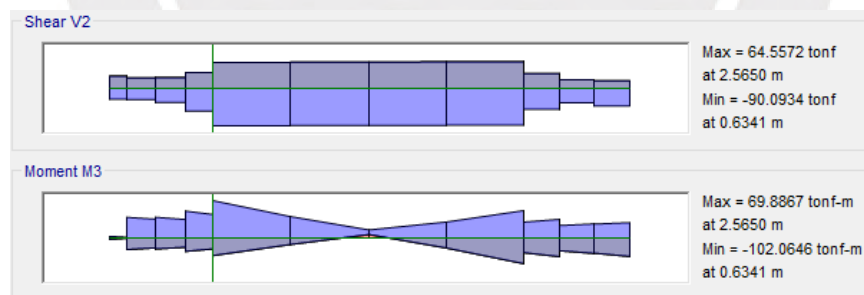


Figura 8.13 Fuerzas internas de la viga VC-05 para sistema de muros

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} * 30 * 108 = 7.83 \text{ cm}^2$$

$$Mu^- = 102.1 \text{ ton.m} \rightarrow As = 30.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset Mn = 111.04 \text{ ton.m}$$

$$Vu = 90.1 \text{ ton} \rightarrow Av = \emptyset 1/2" @ .125 \text{ m} \rightarrow \emptyset Vn = 100.73 \text{ ton}$$

Tabla 8.6 Aceros colocados en la viga de cimentación VC-05 para sistema de muros

Mu (ton.m)	102.1	69.9	73.3	68
As (cm²)	30.6	20.4	20.4	20.4
d' (cm)	12	12	12	12
D (cm)	108	108	108	108
A (cm)	24	16	16	16
ØMn (ton.m)	111.04	77.11	77.11	77.11

A continuación, se presenta el diseño final de la viga de cimentación VC-05 del sistema de muros.

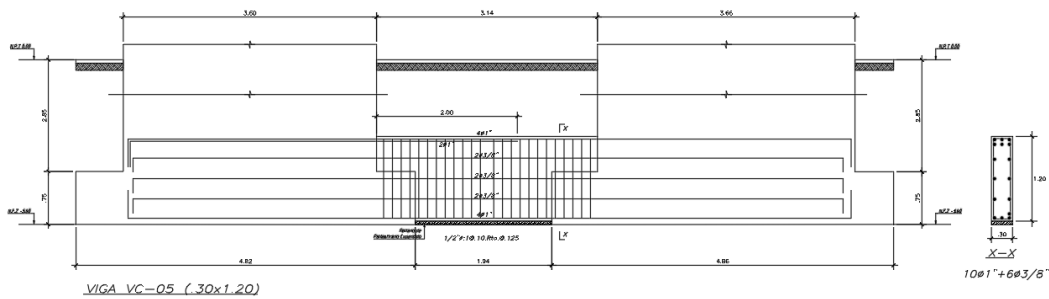


Figura 8.14 Diseño final de la viga de cimentación VC-05 para sistema de muros

9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

9.1. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñan como losas inclinadas y soportan cargas muertas y vivas. Se considera una garganta y dos descansos de 15 cm de espesor.

$$\text{Espesor garganta } (t) = 0.15 \text{ m}$$

$$H_{\text{piso}} = 3.65 \text{ m}$$

$$\# \text{contrapasos} = 22$$

$$\text{Altura del contrapaso } (h_{cp}) = 3.65/22 = 0.166 \text{ m}$$

$$\text{Ancho del paso } (b_p) = 0.28 \text{ m}$$

Se determina la carga muerta a partir de la siguiente expresión:

$$w_{pp} = \gamma_c * \left(\frac{h_{cp}}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{h_{cp}}{b_p} \right)^2} \right)$$

$$w_{pp} = 0.618 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{pt} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{s/c} = 0.4 \text{ ton/m}$$

Se determina la carga última de diseño:

$$w_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$wu = 1.68 \text{ ton/m}$$

Para el modelo estructural de la escalera, se plantean tres tramos de escaleras donde la principal consideración es que están apoyadas en sus extremos y trabajan en una dirección debido a su relación de lados.

Tramo 1 de la escalera:

Se registra que el momento máximo positivo en el tramo inclinado es 0.72 ton.m y el momento máximo negativo es 0.84 ton.m ubicado en la interfase del descanso y el tramo inclinado.

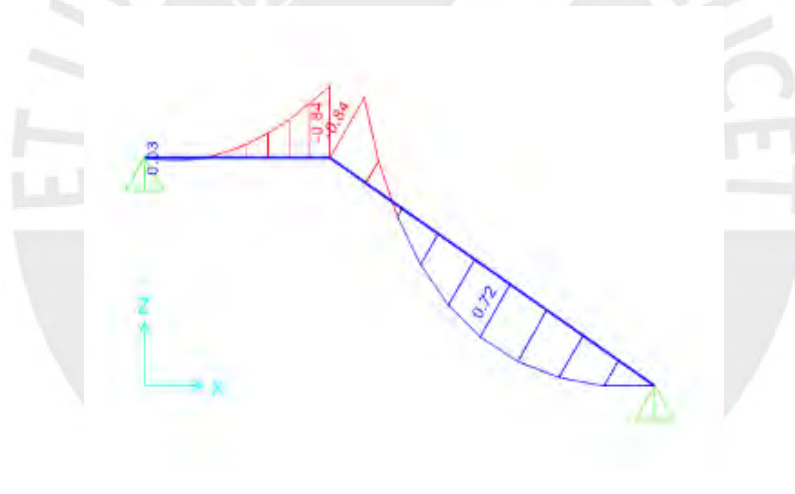


Figura 9.1 Momentos últimos del tramo 1 de la escalera

Para el tramo inclinado, se aplica el método de diseño empleado para las vigas considerando el diseño por resistencia.

$$Mu = 0.71 \text{ ton.m} \rightarrow As = 3/8'' @ .25m \rightarrow \emptyset Mn = 1.26 \text{ ton.m}$$

Tabla 9.1 Acero colocado por flexión en el tramo 1 de la escalera

Tramo	Mu (ton.m)	Ø	s (cm)	As (cm ²)	ØMn (ton.m)
Inclinado	0.72	3/8"	25	2.84	1.26
Inclinado	0.84	3/8"	30	2.37	1.05
Descanso	0.84	3/8"	30	2.37	1.05

A continuación, se presenta el diseño final del tramo 1 de la escalera.

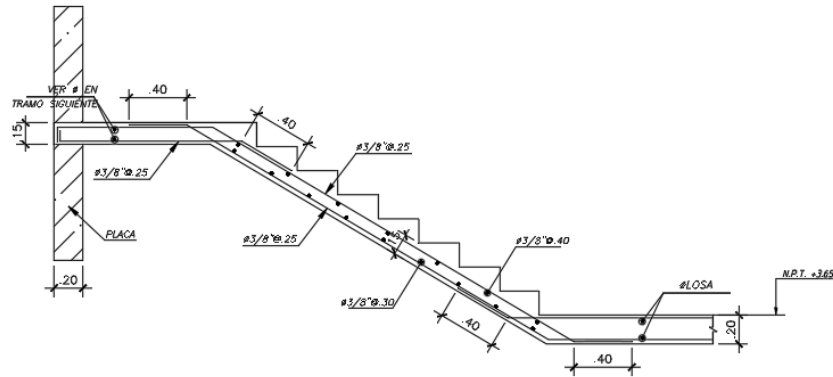


Figura 9.2 Diseño final del tramo 1 de la escalera

9.2. DISEÑO DE MUROS DE SOTANOS

Se diseña los muros de contención ubicado en el cuarto de bombas. Este elemento tiene como objeto soportar las cargas laterales debido al empuje del terreno y sobrecargas de las estructuras adyacentes.

Se determina la presión que ejerce el suelo y la sobrecarga sobre el muro. A partir de la condición del suelo como buen terreno. Se considera un ángulo de fricción de 36° ($k_0 = 0.41$) peso específico del suelo 1.8 ton/m^3 y una sobrecarga de 0.25 ton/m^2 .

Tabla 9.2 Distribución de presiones para los muros de sótanos

Profundidad (m)	$\gamma_s * h * k_0$ (ton/m^2)	s/c * k_0 (ton/m^2)	Presión (ton/m^2)
0.00	0.000	0.103	0.103
2.60	1.929	0.103	2.032

Para la idealización estructura, se modela el muro como un elemento lineal puesto que se ha contemplado que estará apoyado en el techo y cimentación, y no cuenta contrafuertes. En este sentido, su trabajo es en una dirección y las cargas asignadas son consideradas por metro lineal de ancho. A continuación, se presentan los diagramas de fuerzas internas.

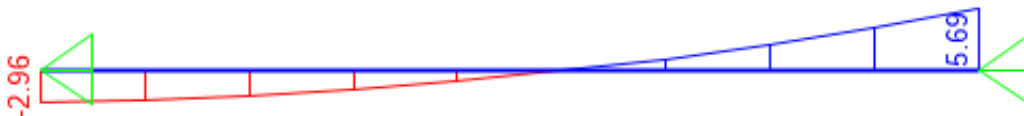


Figura 9.3 Fuerzas cortantes en el muro de sótano

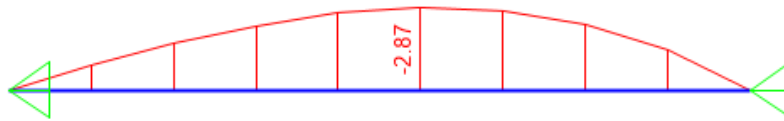


Figura 9.4 Momentos flectores en el muro de sótano

Se registra que el momento máximo es 2.87 ton.m y la máxima fuerza cortante es 5.69 ton. Por lo tanto, se asigna la siguiente distribución de acero vertical 3/8"@.175m y acero horizontal 3/8"@.25m.

$$M_u = 2.87 \text{ ton.m} \rightarrow A_s = 3/8"@.175 \text{ m} \rightarrow \phi M_n = 2.92 \text{ ton.m}$$

$$M_u < \phi M_n$$

Por otro lado, se verifica que la resistencia al corte del concreto es superior a la cortante última aplicada.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 19.5 = 12.73 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi V_c$$

A continuación, se presenta el diseño final del muro de sótano.

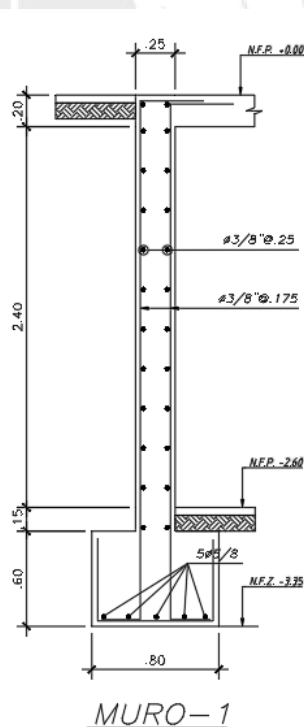


Figura 9.5 Diseño final del muro de sótano

9.3. DISEÑO DE LA CISTERNA

Se diseñan los muros de la cisterna ubicada en el cuarto de bombas. Este elemento tiene como objeto soportar las cargas laterales debido al empuje del terreno, presión hidrostática y sobrecargas de las estructuras adyacentes. En este sentido, se trabajarán dos combinaciones de carga: Caso 1 condición de empuje de terreno y Caso 2 condición de empuje solo del agua.

Se determina la presión que ejerce el suelo, la presión hidrostática y la sobrecarga sobre el muro. A partir de la condición del suelo como buen terreno. Se considera un ángulo de fricción de 36° ($k_0 = 0.41$) peso específico del suelo 1.8 ton/m^3 , del agua 1.0 ton/m^3 y una sobrecarga de 0.25 ton/m^2 .

Tabla 9.3 Distribución de presiones caso 1 para cisterna

Profundidad (m)	$\gamma_s * h * k_0$ (ton/m^2)	s/c * k_0 (ton/m^2)	Presión (ton/m^2)
0.00	0.000	0.103	0.103
2.60	1.929	0.103	2.032

Tabla 9.4 Distribución de presiones caso 2 para cisterna

Profundidad (m)	$\gamma_s * h * k_0$ (ton/m^2)	Presión (ton/m^2)
1.00	0.000	0.000
2.60	1.600	1.600

Para la idealización estructura, se modela el muro como un elemento lineal puesto que se ha contemplado que estará apoyado en el techo y cimentación. A continuación, se presentan las envolventes de los diagramas de fuerzas internas para los casos 1 y 2.

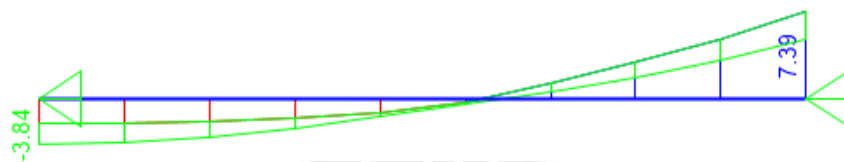


Figura 9.6 Envolvente de fuerzas cortantes en el muro de cisterna

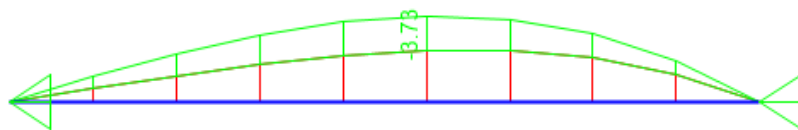


Figura 9.7 Envolvente de momentos flectores en el muro de cisterna

Se registra que el momento máximo es 3.73 ton.m y la máxima fuerza cortante es 7.39 ton. Por lo tanto, se asigna la siguiente distribución de acero vertical 1/2"@.225m y acero horizontal 3/8"@.175m.

$$Mu = 3.73 \text{ ton.m} \rightarrow As = 1/2"@.225 \text{ m} \rightarrow \emptyset Mn = 4.12 \text{ ton.m}$$

$$Mu < \emptyset Mn$$

Por otro lado, se verifica que la resistencia al corte del concreto es superior a la cortante última aplicada.

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 19.5 = 12.73 \text{ ton}$$

$$Vu < \emptyset Vc$$

Debido a que la estructura a analizar es un reservorio, se debe realizar el diseño por servicio y el control de fisuración puesto que para su función de almacenamiento de agua debe evitarse toda fuga y exposición del acero embebido a la corrosión.

Tabla 9.5 Control de fisuración para muros de cisterna

As (cm²)	5.73
Ms (ton.m)	1.84
d (cm)	19.50
dc (cm)	5.50
fs (kg/cm²)	1,828.66
ys (cm)	5.50
b (cm)	22.50
N barras	2
Act (cm²)	123.75
Z (kg/cm)	16,086
Zmax	26,000
Z/max	0.62

A continuación, se presenta el diseño final del muro de cisterna.

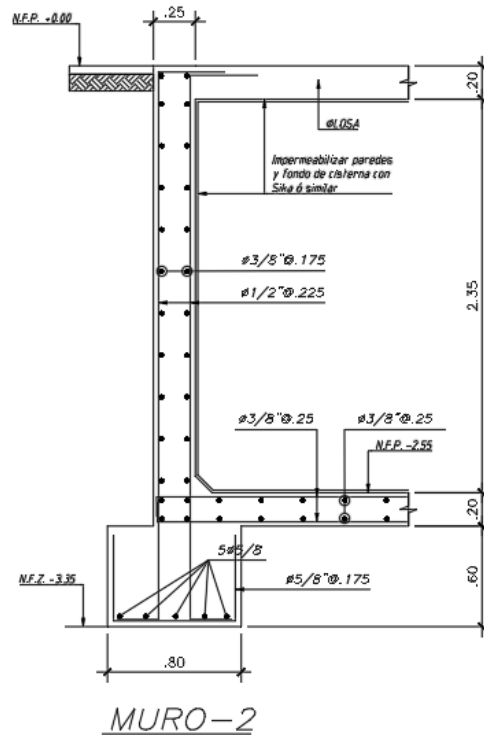


Figura 9.8 Diseño final del muro de cisterna

10. ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO

Para realizar el análisis comparativo de desempeño estructural de ambos sistemas, se realizaron cuadros comparativos con las derivas inelásticas, periodos de vibración, rigidez lateral y cortante de diseño como se muestra a continuación.

Tabla 10.1 Resumen de derivas inelásticas

Nivel	Dirección	Muros	Dual
Story3	SX	0.328%	0.452%
Story3	SY	0.229%	0.447%
Story2	SX	0.325%	0.559%
Story2	SY	0.223%	0.580%
Story1	SX	0.168%	0.341%
Story1	SY	0.121%	0.358%

Tabla 10.2 Resumen de periodos de vibración

Modo	Muros (s)	Dual (s)
1	0.232	0.308
2	0.179	0.29
3	0.131	0.214

Tabla 10.3 Resumen de rigideces laterales

Nivel	Dirección	Rigidez lateral (ton/m)	
		Muros	Dual
Story3	SX	45783.02	33036.13
Story2	SX	95908.97	54682.47
Story1	SX	232628.26	111922.88
Story3	SY	77928.42	40037.76
Story2	SY	166449.73	61063.92
Story1	SY	378965.47	119641.85

Tabla 10.4 Resumen de cortante de diseño

Dirección	Muros	Dual
Vdiseño X (ton)	248.35	207.37
Vdiseño Y (ton)	248.35	207.37

Para realizar el análisis comparativo de costos de ambos sistemas estructurales, se realizaron dos presupuestos detallados con las partidas de excavación, concreto, encofrado y acero en estructuras, y tabiquería y acabados húmedos en arquitectura.

A continuación, se presenta el resumen del presupuesto detallado presentado en los anexos donde se identifica las principales partidas de control tanto para estructuras como arquitectura.

Tabla 10.5 Resumen comparativo de costos en estructuras

PARTIDA	UNIDAD	METRADO		SUBTOTAL		DELTA	
		MUROS	DUAL	MUROS	DUAL	(S/.)	(%)
EXCAVACION	m3	793.50	709.49	29,540.14	26,433.78	3,106.36	10.52%
ACERO	Kg	40,509.59	45,839.86	191,492.89	216,689.62	-25,196.74	-13.16%
ENCOFRADO	m2	2,964.54	2,697.01	169,847.39	154,204.15	15,643.24	9.21%
CONCRETO	m3	430.65	405.5	154,980.21	145,901.08	9,079.13	5.86%
CURADO	m2	2,981.26	2,713.73	5,366.26	4,884.71	481.55	8.97%
			TOTAL	551,226.89	548,113.34	3,113.55	0.56%

Tabla 10.6 Resumen comparativo de costos en arquitectura

PARTIDA	UNIDAD	METRADO		SUBTOTAL		DELTA	
		MUROS	DUAL	MUROS	DUAL	(S/.)	(%)
TABIQUERIA	m2	734.48	888.16	82,702.56	100,006.37	-17,303.81	-20.92%
TARRAJEO	m2	1,014.33	912.1	33,512.63	30,361.32	3,151.31	9.40%
			TOTAL	116,215.19	130,367.69	-14,152.50	-12.18%

Por otro lado, se calcularon los ratios de los materiales de construcción consumidos: acero, concreto y encofrados para ambos sistemas estructurales respecto al área techada.

$$Ratio_i = \frac{Metrado_i}{Area_{techada}}$$

Tabla 10.7 Resumen de metrados de acero por elemento estructural

ELEMENTO	METRADO		DELTA	
	MUROS	DUAL	kg	%
Placas	15,144.05	9,194.18	3695.88	22.04%
Columnas	1,622.85	11,268.60		
Vigas	7,443.64	9,327.51	1,883.87	25.31%
Cimentación	4,166.72	4,443.99	277.27	6.65%

Tabla 10.8 Ratio de metrados para estructuras

PARTIDA	UNIDAD	MUROS	DUAL
ACERO	kg/m2	36.79	41.63
ENCOFRADO	m2/m2	2.69	2.45
CONCRETO	m3/m2	0.39	0.37

11. COMENTARIOS

Se aplicó los parámetros para la estructuración de la edificación según los criterios descritos por el ingeniero Blanco. De modo que agilizó la configuración y dimensionamiento de elementos estructurales.

Se empleó el programa de diseño ETABS para el modelamiento estructural de los elementos en forma tridimensional y el análisis estructural para el cálculo de fuerzas axiales, cortantes, momentos flectores y desplazamientos resultantes de las cargas asignadas en el modelo. Cabe resaltar que se asignó criterios al modelo tales como la asignación de brazos rígidos, rótulas con libre rotación para aquellas vigas cuyo refuerzo no cuente con suficiente longitud de desarrollo para generar resistencia a momento, asignación de diafragma rígido en cada planta y asignación de condiciones de contorno sea empotrado, apoyado, fijo u otro.

Se realizó el análisis sísmico considerando la cortante basal según el sistema estructural empleado, factor de uso, tipo de suelo y factor de amplificación sísmica. De este modo, se verificó y redimensionó los elementos estructurales hasta cumplir los requisitos de la norma tales como derivas, irregularidades admisibles en planta o elevación, desplazamientos máximos y cortantes mínimas por pórtico.

Respecto al diseño de vigas, se identificó que en el sistema dual las vigas presentan mayor relevancia en soportar las cargas sísmicas, suministrar rigidez lateral y disminuir las derivas. Por otro lado, en el sistema de muros estructurales las vigas presentaron mayor relevancia en soportar las cargas de gravedad.

Respecto al metrado de carga viva o sobrecarga para elementos verticales, no se aplicó el factor de reducción sobre las áreas de influencia puesto que un pabellón educativo tiene mayor probabilidad de presentar simultaneidad de cargas.

Respecto al diseño por flexo compresión, se identificó que en el sistema dual las columnas presentan mayor relevancia en soportar cargas sísmicas. Por otro lado, en el sistema de muros estructurales las columnas presentaron mayor relevancia en soportar cargas axiales de gravedad. En ambos sistemas, los muros estructurales, se diseñaron en base a los efectos de flexión debido a que absorbe un gran porcentaje de la carga sísmica.

Respecto al diseño de las cimentaciones, se identificó que en ambos sistemas las cimentaciones extremas presentaban efectos de levantamiento debido a que la estructura presentaba baja carga axial y alta carga sísmica que inducía al efecto de volcamiento, por lo tanto, como solución se optó por emplear vigas de cimentación que controlaban este efecto mediante la redistribución de cargas. Por otro lado, para los elementos verticales con proximidad, como es el caso de la caja de escalera y ascensores, se emplearon zapatas combinadas.

Respecto al análisis comparativo de desempeño estructural, se identificó que el sistema dual una menor cortante de diseño. Por otro lado, el sistema de muros estructurales presentó menores derivas inelásticas y periodos fundamentales, y mayor rigidez lateral entrepiso.

Respecto al análisis comparativo de recursos, se identificó que el sistema dual presenta una mayor demanda de acero por área construida. Por otro lado, el ratio de consumo de concreto y encofrado es mayor para el sistema de muros estructurales.

Respecto al análisis comparativo de costos, se identificó que el sistema estructural con menor inversión económica es el sistema de muros estructurales con mayor incidencia en las partidas de arquitectura para los cerramientos de tabiquería. Cabe resaltar que esta variación es dependiente de la situación actual de la oferta y demanda de recursos esenciales de construcción.

12. CONCLUSIONES

Los sistemas estructurales de muros y dual permitieron alcanzar una configuración con baja incidencia en la variabilidad de la arquitectura inicial, puesto que se conservaron las divisiones de los ambientes y aberturas. Cabe resaltar que el sistema dual permitió disponer de ambientes con menor área de cerramiento y posibilidad de proyectar más ventanas en fachada; no obstante, el sistema de muros estructurales cubrió mayor área de cerramiento en fachadas.

Se verificó que los requerimientos de la norma E.030 diseño sismorresistente se cumplieron satisfactoriamente. De modo que las derivas máximas alcanzadas en ambos sistemas fueron menores al requerido para estructura de concreto armado 0.7%; se definió la estructura como regular a partir del análisis de irregularidades en planta y elevación; por lo que se calculó la fuerza cortante de diseño considerando una estructura regular equivalente al 80% de la fuerza cortante del análisis estático. Cabe resaltar que ambas estructuras son regulares y los periodos fundamentales de traslación pura y modales son similares, por este motivo, al realizar el escalamiento de las fuerzas cortantes basales del análisis modal espectral se obtuvieron una relación de 1.025 en dirección XX y 1.025 en dirección YY para el sistema de muros estructurales, y para el sistema dual, se escalaron en 1.006 en dirección XX y 1.000 en dirección YY.

El diseño de las vigas V-B, V-C y V-D del piso típico presentan mayor refuerzo en los extremos para el sistema dual puesto que presentan mayor responsabilidad sísmica que los sistemas de muros estructurales. Por otro lado, los refuerzos en el centro de luz son iguales para ambos sistemas debido a que son gobernados por las cargas de gravedad.

El peralte de las vigas V-1 y V-2 son mayores para el sistema dual puesto que se requiere suministrar mayor rigidez lateral debido a la escasez de placas en el sistema. Por otro lado, el sistema de muros estructurales presenta menores peraltes debido a que tienen por objeto soportar principalmente cargas de gravedad.

El diseño de las columnas para ambos sistemas estructurales estuvo gobernado por la cuantía mínima de 1% para el refuerzo longitudinal. Por otro lado, para el refuerzo transversal de las columnas del sistema dual debido a su mayor responsabilidad sísmica, se aplicó el criterio 21.6.4 de la norma E.060 de forma conservadora.

El diseño de las placas para el sistema dual presentó una mayor demanda de refuerzo longitudinal y longitud de los núcleos de confinamiento debido a la baja densidad de muros. No obstante, para el sistema de placas, los núcleos de confinamiento estuvieron gobernados por la cuantía mínima debido a que presenta mayor densidad de placas, en consecuencia, la cortante sísmica presentó una mayor redistribución.

El diseño de la caja de escaleras del sistema de muros estructurales se configuró como dos placas idénticas unidas por la viga V-1. Esta idealización estructural se realizó con el objetivo de disminuir la excentricidad torsional y garantizar una estructura regular, criterio obligatorio para estructuras orientadas a instituciones educativas descritas en el análisis sísmico.

El diseño de la cimentación de los elementos verticales se configuró considerando zapatas aisladas, conectadas y combinadas según la proximidad de los elementos. Cabe resaltar que para la cimentación de aquellas placas ubicadas en las esquinas debido a la gran excentricidad presente en ambos sistemas estructurales presentaron fenómenos de levantamiento por lo que se optó como solución asignar vigas de cimentación o combinadas con el objetivo de equilibrar la estructura y limitar su volcamiento.

El análisis comparativo de desempeño estructural determina que el sistema de muros estructurales está gobernado por la rigidez puesto que presenta una mayor rigidez lateral debido a la mayor densidad de placas. Asimismo, presenta menores periodos y derivas inelásticas. Por otro lado, el

sistema dual debido a que presenta una mayor ductilidad y su factor de reducción es mayor, presenta una cortante de diseño menor al 19.8% respecto al sistema de muros estructurales.

El análisis comparativo de recursos y costos determina que la mayor incidencia de costos está presente en la etapa de arquitectura puesto que según el análisis de precios unitarios para albañilería, es más óptimo asentar la menor cantidad de tabiquería

El análisis comparativo de costos determina que la mayor incidencia en costos está presente en la etapa de arquitectura, específicamente en los cerramientos de tabiquería sílico calcárea, puesto que, según el análisis de precios unitarios planteado, es más óptimo asentar la menor cantidad de tabiquería. En este sentido, el sistema de muros estructurales se considera una alternativa más rentable para la situación del mercado actual.

Por otro lado, en la etapa de estructuras la relevancia del empleo del sistema de muros estructurales o dual está ligado al balance de costos del acero corrugado versus el costo de encofrado y concreto puesto que el sistema dual presenta mayor demanda de acero que el sistema de muros estructurales. En este sentido, es importante evaluar los parámetros de mano de obra, concreto premezclado, acero corrugado, alambre, fenólicos, encofrados metálicos y otros insumos para concluir la viabilidad en cada periodo de tiempo. Cabe resaltar que en el análisis no se incluye la complejidad en el control de calidad de los vaciados tales como la velocidad de vaciado, procedimiento de vibrado, preparación de encofrado que es más incidente en el sistema de muros debido al mayor volumen de concreto. Por otro lado, el proceso de asentado de ladrillos aumenta el plazo de la obra puesto que según la norma E.070 albañilería, se asentará 1.30 m de altura de ladrillo como máximo, por lo que, considerando que la altura entrepiso es 3.45 m se requerirá como mínimo 3 días para el asentado en su altura total por cada frente de trabajo.

El análisis comparativo de recursos determina que la mayor demanda de acero tanto en horizontales y verticales está presente en el sistema dual, representa el 38% de la cortante basal. Se debe principalmente a que este sistema asigna mayor responsabilidad sísmica a las columnas y vigas que forman pórticos. Por lo que, su diseño está basado en resistir tanto cargas de gravedad como sísmicas. En consecuencia, debido a su bajo valor de rigidez y peralte, las columnas requieren una mayor cuantía de acero para ampliar el diagrama de interacción y cubrir la demanda de cargas.

Por otro lado, en el sistema de muros estructurales las placas se les asigna una mayor responsabilidad sísmica, representa más del 98% de la cortante basal. Se conoce que las placas presentan mayor capacidad de absorber fuerzas sísmicas debido a su alto valor de rigidez, peralte y amplios diagramas de interacción considerando cuantías mínimas de acero en los núcleos, se logra un comportamiento mejor a las columnas en cuanto ahorro en acero.

13. BIBLIOGRAFIA

Higashi, Julio (2020). *Curso de Concreto Armado 2 2020-1* [diapositiva]. Lima: PUCP.

Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma peruana E.030 Diseño sismorresistente*. Lima: SENCICO.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2020). *Norma E.020 Cargas*. Lima: SENCICO.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2020). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. Lima: SENCICO.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2020). *Norma E.050 Suelos y cimentaciones*. Lima: SENCICO.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2020). *Norma E.060 Concreto armado*. Lima: SENCICO.

Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

Ministerio Vivienda, Construcción Y Saneamiento (2006). *Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones*. Lima.

Blanco, A. (sin fecha). *Conferencia Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú* [diapositiva]. Lima.

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

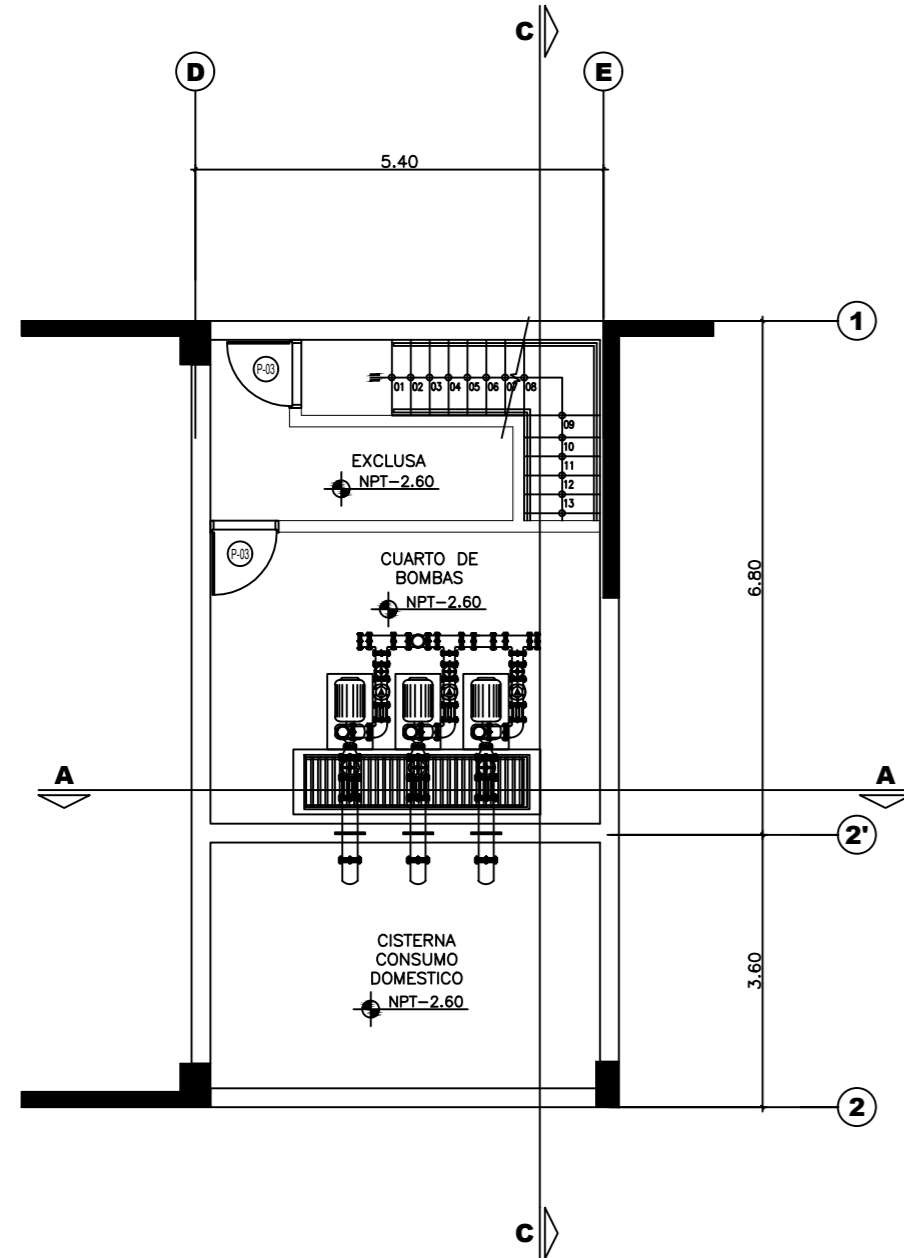


ANEXOS - PRESUPUESTO DETALLADO DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA

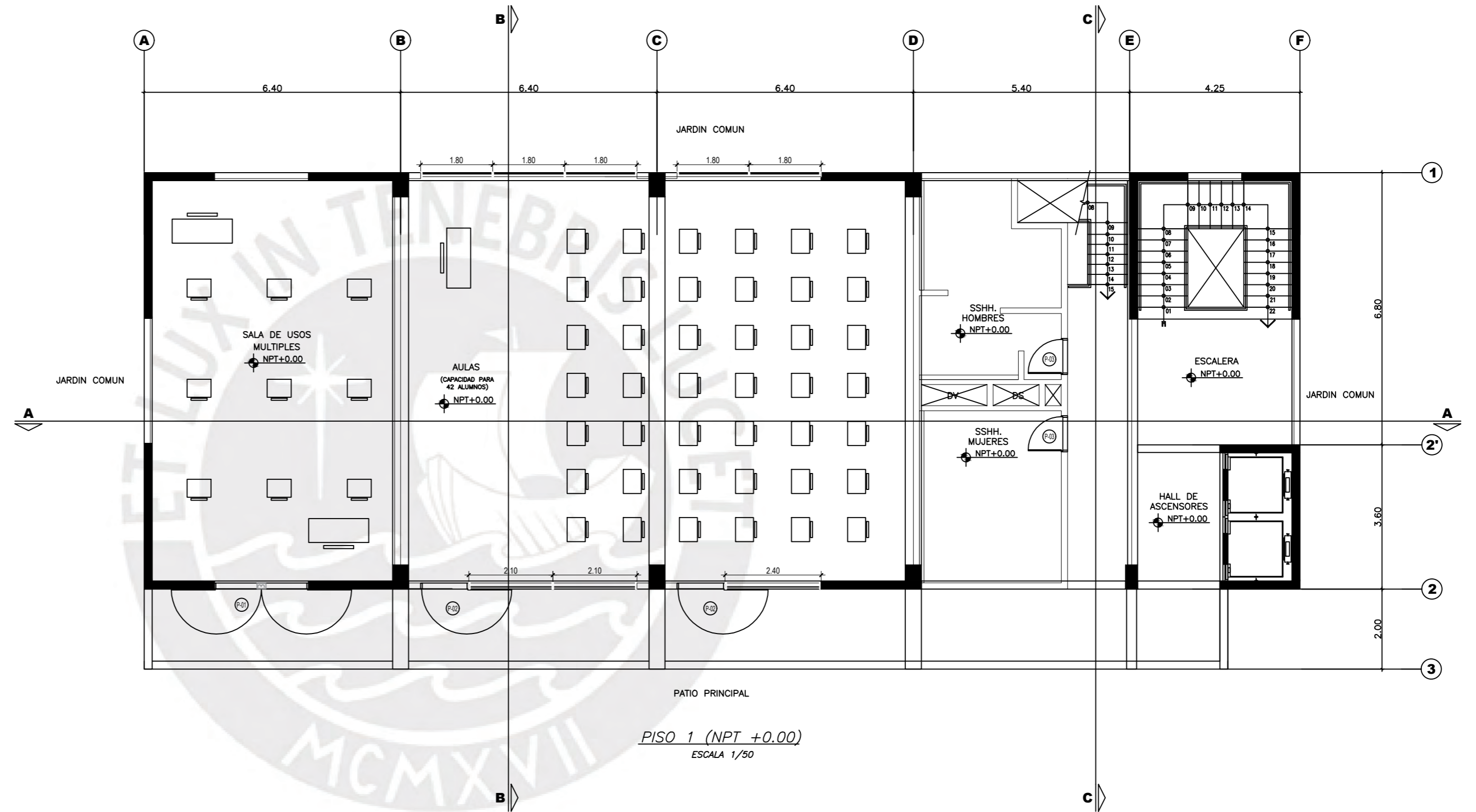
ITEM	DESCRIPCIÓN	Und.	PU (S/.)	MUROS	DUAL	MUROS	DUAL
				METRADO	METRADO	SUBTOTAL (S/.)	SUBTOTAL (S/.)
03	ESTRUCTURAS						
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
03.01.01	EXCAVACION LOCALIZADA Y ELIMINACION						
03.01.01.01	EXCAVACIÓN LOCALIZADAS Y ELIMINACIÓN CIMENTACIONES	m3	35.00	308.26	269.06	10,789.03	9,417.10
03.01.01.02	EXCAVACIÓN CIMIENTOS CORRIDOS	m3	55.00	79.63	77.06	4,379.78	4,238.08
03.01.01.03	EXCAVACIÓN MANUAL VIGA DE CIMENTACIÓN	m3	55.00	8.86	8.63	487.39	474.52
03.01.02	RELLENOS						
03.01.02.01	RELLENO LOCALIZADO CON MATERIAL PROPIO	m3	40.00	264.34	229.03	10,573.69	9,161.32
03.01.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE						
03.01.03.01	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE	m3	25.00	132.41	125.71	3,310.25	3,142.77
03.02	MUROS DE CONTENCIÓN						
03.02.01	MUROS PERIMETRALES DE CONTENCIÓN						
03.02.01.01	CONCRETO F'c=210kg/cm2 H67 S 4"-6" PARA MUROS DE SOTANO	m3	359.44	11.62	15.06	4,177.01	5,413.17
03.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA MUROS DE SOTANO	m2	50.25	96.62	126.07	4,854.90	6,334.82
03.02.01.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	820.46	1,147.00	3,878.42	5,421.99
03.02.01.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	96.62	126.07	173.91	226.92
03.02.02	CIMIENTOS PARA MUROS DE CONTENCIÓN						
03.02.02.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 TI H57 S 4-6" - CIMIENTO CORRIDO	m3	358.83	11.93	10.98	4,281.85	3,939.09
03.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CIMIENTO CORRIDO	m2	45.00	29.83	27.44	1,342.44	1,234.98
03.02.02.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	614.36	559.34	2,904.14	2,644.03
03.02.02.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	29.83	27.44	53.70	49.40
03.03	CONCRETO ARMADO SOTANOS						
03.03.01	CIMIENTO CORRIDO ALBAÑILERIA						
03.03.01.01	CONCRETO F'c=175 kg/cm2 TI H57 S 4-6" - CIMIENTO CORRIDO	m3	348.00	8.66	10.70	3,014.39	3,724.31
03.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - CIMIENTO CORRIDO	m2	45.00	63.15	79.35	2,841.93	3,570.93
03.03.01.03	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	63.15	79.35	113.68	142.84
03.03.02	ZAPATAS						
03.03.02.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m2	44.86	103.26	98.60	4,632.24	4,423.20
03.03.02.02	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 TI H57 S 4-6" - ZAPATAS	m3	358.83	74.96	64.76	26,896.82	23,237.11
03.03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - ZAPATAS	m2	45.00	99.76	87.30	4,489.31	3,928.50
03.03.02.04	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	4,166.72	4,443.99	19,696.51	21,007.19
03.03.02.05	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	99.76	87.30	179.57	157.14
03.03.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN						
03.03.03.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 TI H57 S 4-6" - VIGAS DE CIMENTACION	m3	358.83	4.72	3.47	1,693.82	1,246.47
03.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	45.00	30.51	23.16	1,372.77	1,042.11
03.03.03.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	1,947.38	1,119.63	9,205.47	5,292.61
03.03.03.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	30.51	23.16	54.91	41.68
03.03.04	CISTERNA						
03.03.04.01	CONCRETO PARA LOSA DE PISO DE CISTERNA f'c=210 kg/cm2	m3	358.83	3.34	3.34	1,199.93	1,199.93
03.03.04.02	CONCRETO PARA MUROS DE CISTERNA f'c=280 kg/cm2	m3	390.94	12.09	11.50	4,725.00	4,493.86
03.03.04.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60 LOSA DE CISTERNA	kg	4.73	181.73	181.73	859.04	859.04
03.03.04.04	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60 MUROS DE CISTERNA	kg	4.73	893.48	802.80	4,223.55	3,794.91
03.03.04.05	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	107.75	103.07	193.94	185.53
03.03.04.06	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA MUROS EN CISTERNA	m2	58.00	91.03	86.35	5,279.45	5,008.30
03.03.04.07	WATER STOP DE 9"	m	22.50	18.60	18.60	418.50	418.50
03.04	CONCRETO ARMADO TORRE						
03.04.01	COLUMNAS						
03.04.01.01	CONCRETO F'c=280 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	390.94	0.51	2.57	200.55	1,002.76
03.04.01.02	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	359.44	13.52	48.81	4,860.53	17,543.91
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO 2H - COLUMNAS	m2	58.41	83.11	435.99	4,854.46	25,466.18
03.04.01.04	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	1,622.85	11,268.60	7,671.39	53,267.78
03.04.01.05	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	83.11	435.99	149.60	784.78
03.04.02	PLACAS						
03.04.02.01	CONCRETO F'c=280 KG/CM2 - PLACAS	m3	390.94	1.88	0.00	735.36	0.00
03.04.02.02	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 - PLACAS	m3	359.44	105.92	35.96	38,073.11	12,927.21
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO 2H - PLACAS	m2	58.41	1,085.32	321.88	63,393.77	18,800.84
03.04.02.04	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	15,144.05	9,194.18	71,587.42	43,461.80
03.04.02.05	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	1,085.32	321.88	1,953.58	579.38
03.04.03	VIGAS						
03.04.03.01	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 - VIGAS	m3	358.83	56.63	73.44	20,319.56	26,353.96
03.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO 2H - VIGAS ALTURA SIMPLE	m2	60.17	364.58	478.77	21,936.84	28,807.41
03.04.03.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	7,443.64	9,327.51	35,186.84	44,092.08
03.04.03.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	364.58	478.77	656.25	861.78

03.04.04	LOSA MACIZA						
03.04.04.01	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 - LOSA MACIZA	m3	358.83	43.93	43.14	15,764.12	15,481.36
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO 2H - LOSA MACIZA	m2	58.43	219.66	215.72	12,834.73	12,604.52
03.04.04.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	2,318.56	2,318.56	10,960.07	10,960.07
03.04.04.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	219.66	215.72	395.39	388.30
03.04.04.05	ACABADO EN LOSA EN CONCRETO FRESCO	m2	7.80	219.66	215.72	1,713.35	1,682.62
03.04.05	LOSA ALIGERADA 25cm						
03.04.05.01	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	m3	358.83	74.25	73.36	26,643.13	26,325.20
03.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO 2H - LOSA ALIGERADA	m2	58.43	742.50	733.64	43,384.28	42,866.59
03.04.05.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	4,973.39	4,973.39	23,509.70	23,509.70
03.04.05.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	742.50	733.64	1,336.50	1,320.55
03.04.05.05	ACABADO EN LOSA EN CONCRETO FRESCO	m2	7.80	742.50	733.64	5,791.50	5,722.39
03.04.06	ESCALERA						
03.04.06.01	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 - ESCALERAS	m3	358.83	6.67	8.40	2,395.05	3,012.74
03.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - ESCALERAS	m2	55.80	58.47	81.34	3,262.51	4,538.99
03.04.06.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	4.73	382.97	503.15	1,810.34	2,378.43
03.04.06.04	CURADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2	1.80	58.47	81.34	105.24	146.42
COSTO DIRECTO ESTRUCTURAS						563,782.49	560,360.05
04	ARQUITECTURA						
04.01	ALBAÑILERIA						
04.01.01	TABIQUE DE PLACA SILICO CALCAREA P-14	m2	112.60	734.48	888.16	82,702.56	100,006.37
04.02	REVOQUES EN TORRE						
04.02.01	TARRAJEO DE COLUMNAS Y PLACAS	m2	32.50	649.75	433.33	21,116.88	14,083.24
04.02.02	TARRAJEO DE VIGAS	m2	34.00	364.58	478.77	12,395.75	16,278.08
COSTO DIRECTO ARQUITECTURA						116,215.19	130,367.68

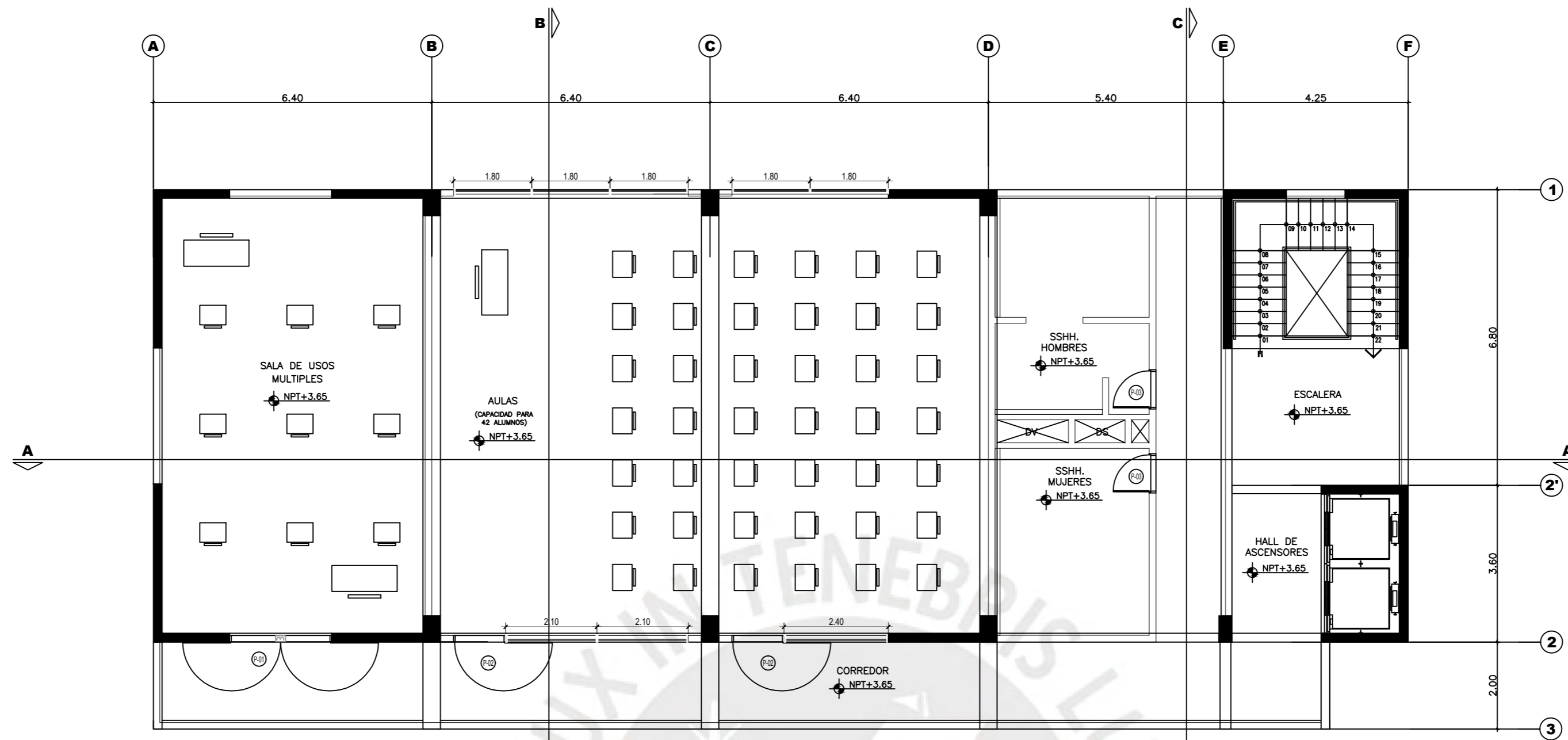




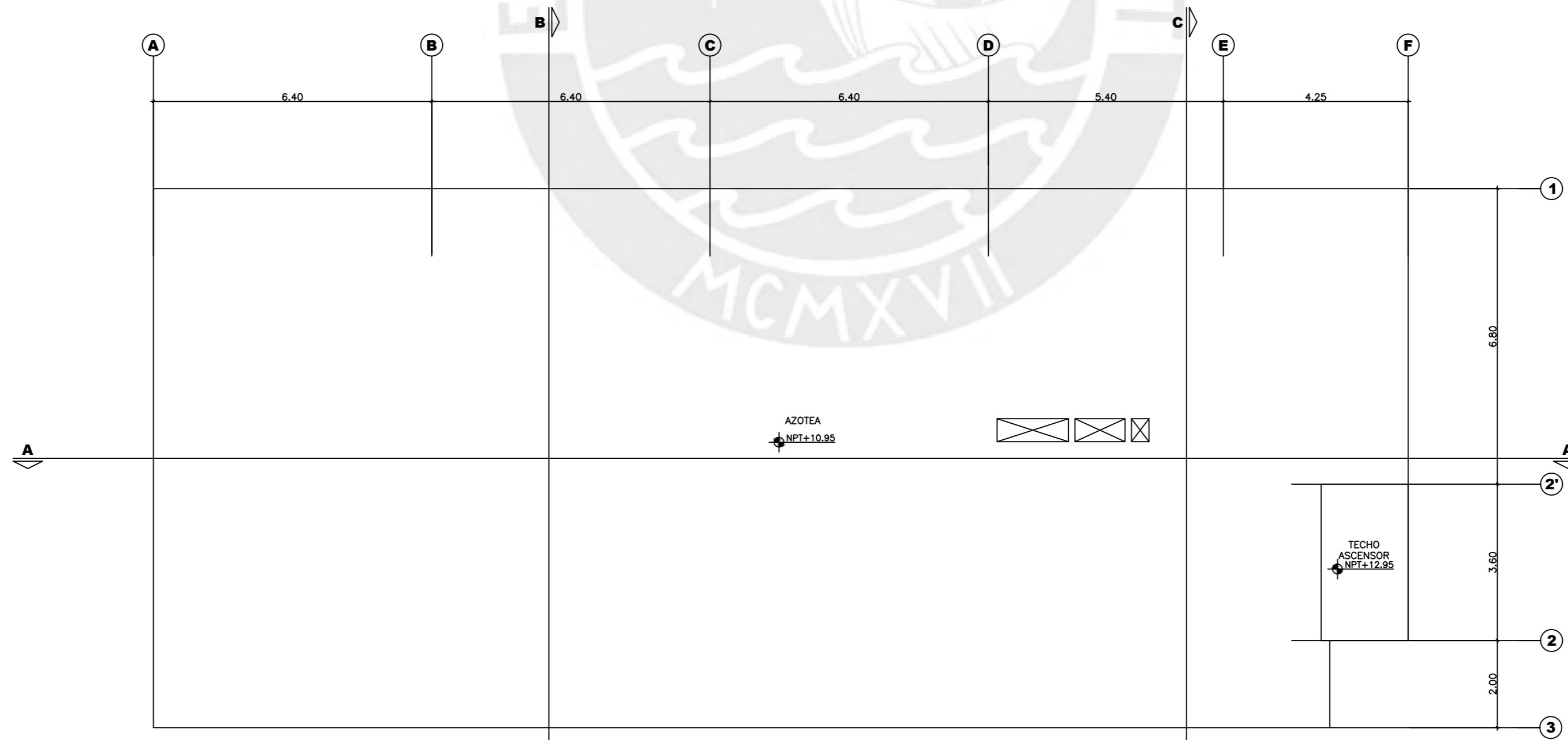
CUARTO DE BOMBAS (NPT -2.60)
ESCALA 1/50




PISO 1 (NPT +0.00)
ESCALA 1/50

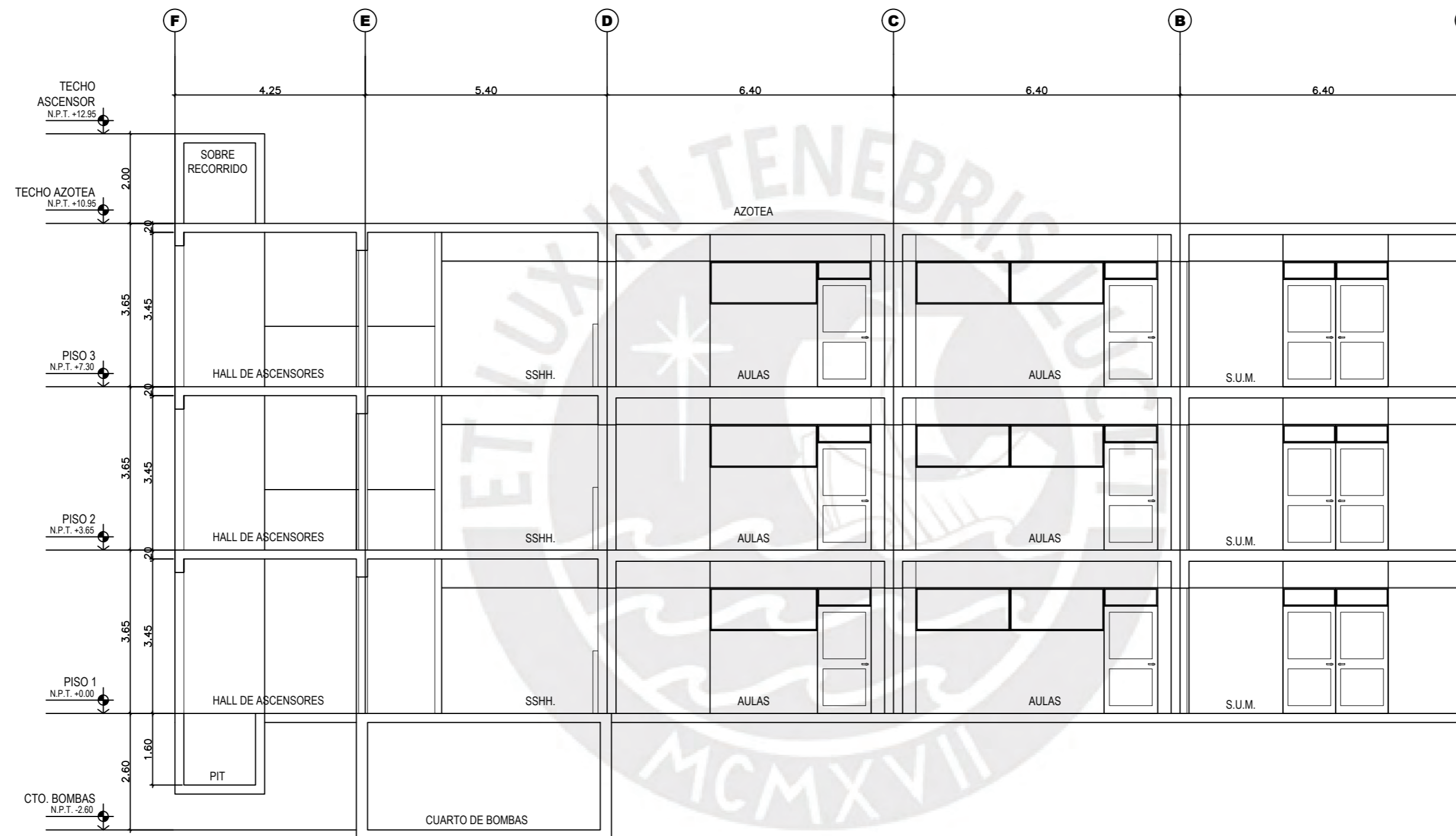


PISO 2 Y 3 (NPT +3.65,+7.30)
ESCALA 1/50




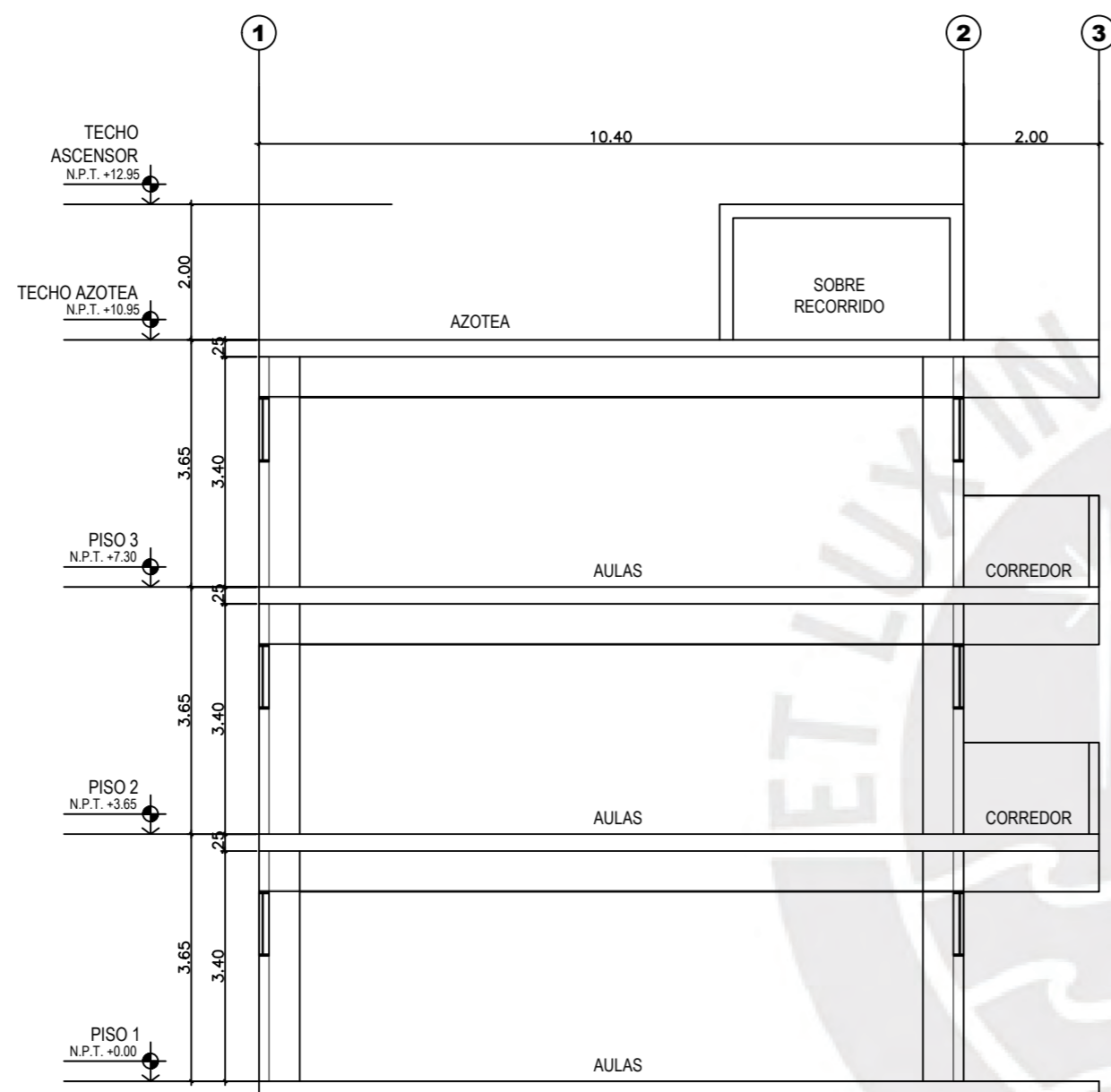
PISO AZOTEA (NPT +10.95)
ESCALA 1/50

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	LAMINA N°:	A-02
PLANO:	PLANTA DE PISO 2, 3 Y AZOTEA		
TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUAMBA ROJAS		
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO		
SISTEMA:	DIBUJO: E.H.R. ESCALA: 1/50 FECHA: NOV 2024		

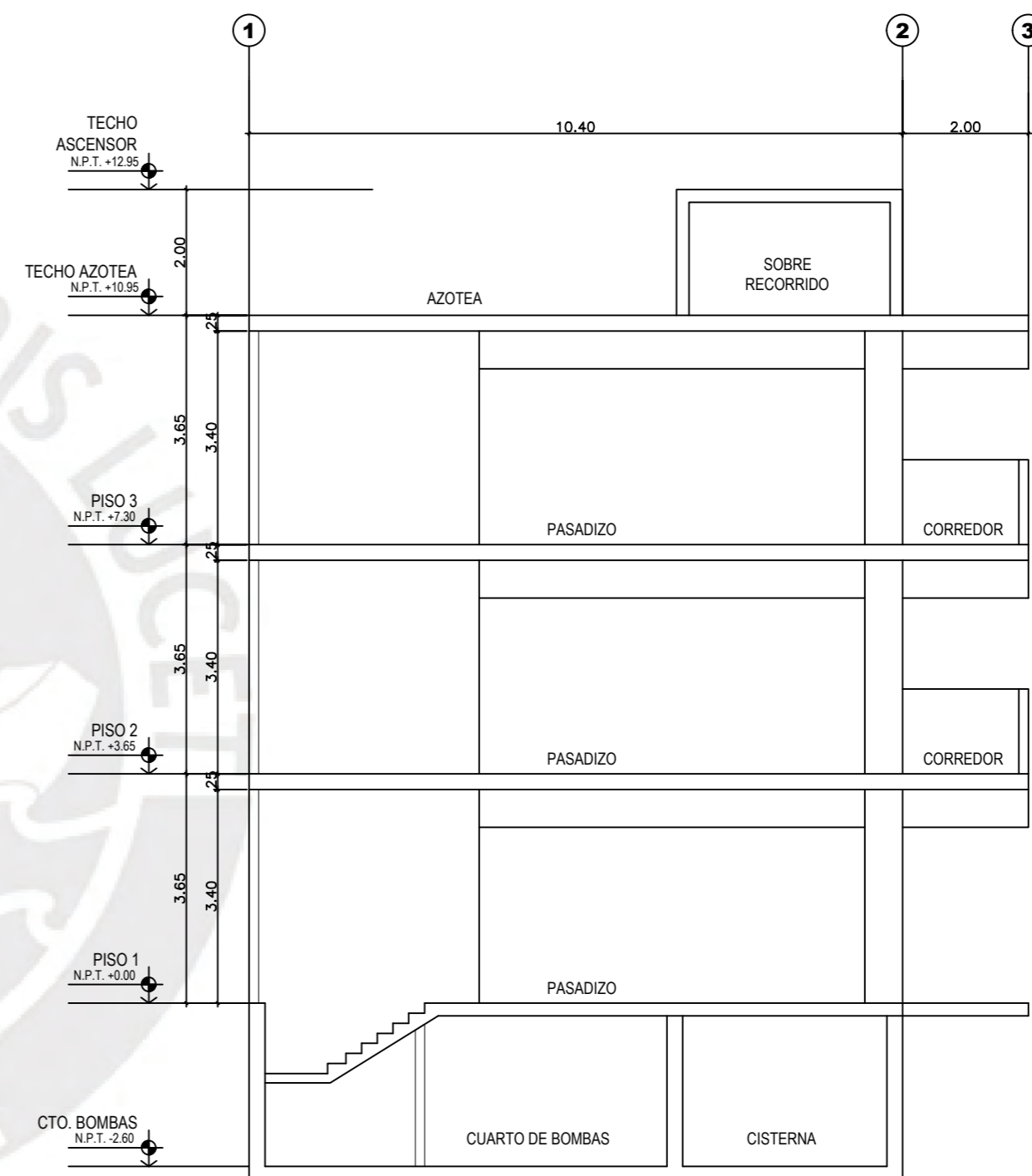


CORTE A-A
 ESCALA 1/50

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL	LAMINA N°:
	PLANO:	CORTE A-A	A-03
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARUA ROJAS	
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO	
SISTEMA:	DIBUJO: E.H.R.	ESCALA: 1/50	FECHA: NOV 2024

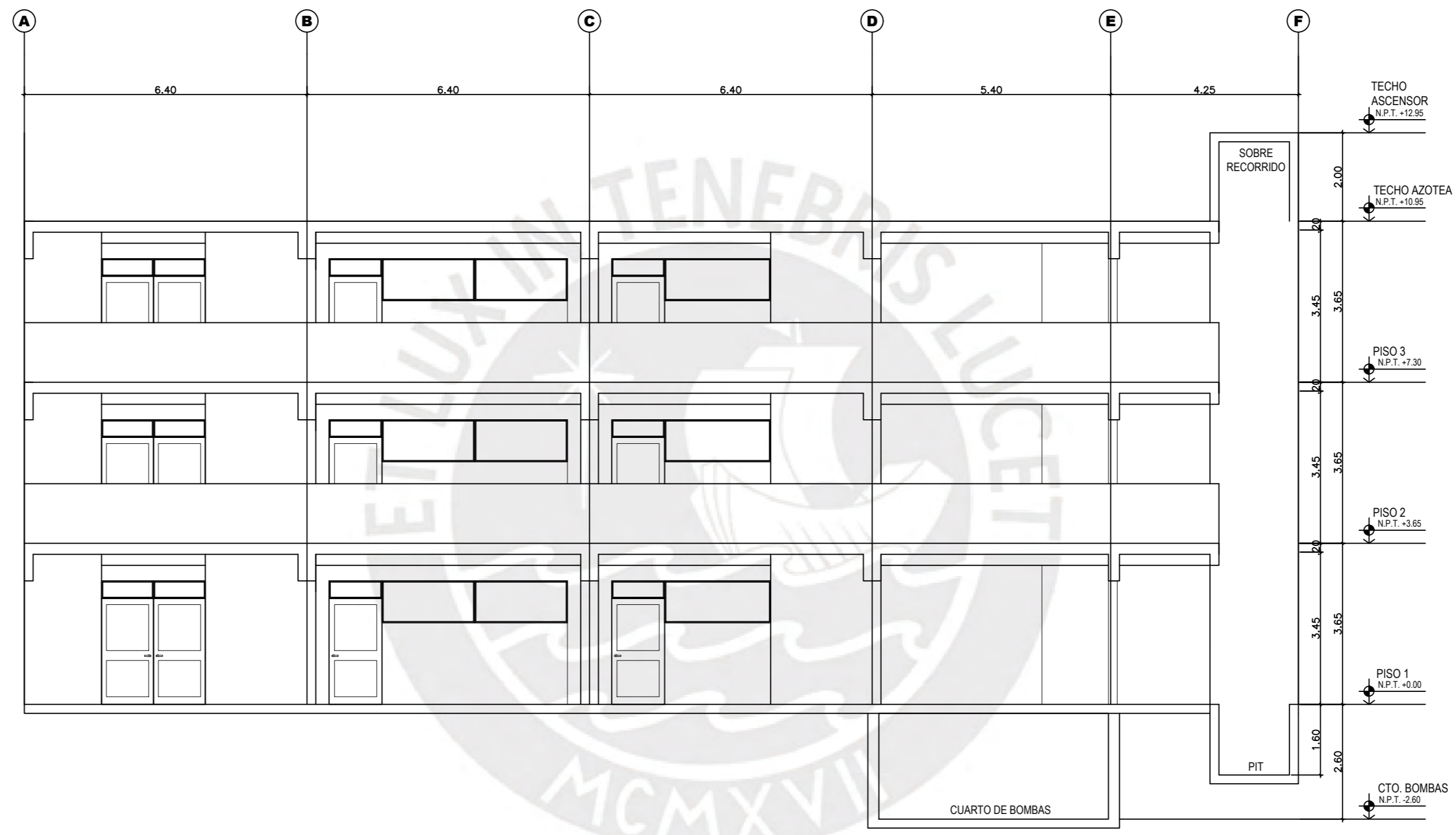


CORTE B-B
ESCALA 1/50




CORTE C-C
ESCALA 1/50

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL	LAMINA N°:
	PLANO:	CORTE B-B Y C-C	A-04
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUASHA ROJAS	
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRIETO	
SISTEMA:	DIBUJO: E.H.R.	ESCALA: 1/50	FECHA: NOV 2024



ELEVACION PRINCIPAL

ESCALA 1/50

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			LAMINA N°:
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		A-05
	PLANO:	FACHADA PRINCIPAL		
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARUA ROJAS		
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO		
SISTEMA:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	
	E.H.R.	1/50	NOV 2024	

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DEBERÁ CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
- LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LAS NORMAS PERUANAS.

CONCRETO

COLOCACIÓN

EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O DESPLAZAMIENTO.

LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.

NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.

NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.

UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECÍFICAS.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE ENCOFRADO VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.

TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO CURADO.

A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO).

ENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES SEGÚN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN SER SUFICIENTEMENTE HERMÉTICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO.

LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRIOSTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICIÓN Y FORMA.

LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DAÑEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUÍDAS. EL DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- LA VELOCIDAD Y LOS MÉTODOS DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO;
- TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN, INCLUYENDO LAS DE IMPACTO;
- LOS REQUISITOS DE LOS ENCOFRADOS ESPECIALES NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CÁSCARAS, LOSAS PLEGADAS, DOMOS, CONCRETO ARQUITECTÓNICO U OTROS TIPOS DE ELEMENTOS.

DESENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.

EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN. DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN RETIRARSE CON LA AUTORIZACIÓN PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

TIEMPOS DE DESENCOFRADO MÍNIMOS RECOMENDABLES:

- MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS 1 A 3 DÍAS
- ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DÍAS (DEJANDO PUNTALES DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS)
- FONDOS DE VIGAS 21 DÍAS

NOTA: ESTOS PERÍODOS DE TIEMPO SON VÁLIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS, CIMENTOS CORRIDOS O PLATEAS

ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: Grava arenosa.

PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA: No se presenta.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN:
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: 1.50m.
 PRESIÓN ADMISIBLE: 4.00 kgf/cm²
 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE (ESTÁTICO/DINÁMICO): 3.0 / 3.0

PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO:
 ZONA SÍSMICA: ZONA 4 Z=0.45
 TIPO DE PERFIL DE SUELO: S1
 FACTOR DE SUELO (S): 1.00
 PERÍODO TP: 0.40s
 PERÍODO TL: 2.50s

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN: Los suelos no serán agresivos a estructuras de concreto o hierro enterradas. Se recomienda utilizar cemento portland normal en el concreto de las cimentaciones.

PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN:
 Licuación: no aplica.
 Colapso: no aplica.
 Expansión: no aplica.

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

PARSELLON BLOQUE A

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

- XX MUROS DE CONCRETO ARMADO
- YY MUROS DE CONCRETO ARMADO

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T) seg.

- TXX = 0.232 s
- TYY = 0.179 s

PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA Ó EL ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) Z=0.45
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4) S=1.00 TP=0.4s, TL=2.5s

FACTOR DE USO (CATEGORÍA A) U=1.5

- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R_o)
 R_{oXX} = 6.0 (MUROS DE CONCRETO ARMADO)
 R_{oYY} = 6.0 (MUROS DE CONCRETO ARMADO)

- REGULARIDAD ESTRUCTURAL
 FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA I_a = 1.00
 FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA I_p = 1.00

- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R=R_oI_aI_p)
 RXX = 6.00
 RYY = 6.00

- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
 CXX = 2.50
 CYY = 2.50

FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO

- VXX = 248.35 tonf.
- VYY = 248.35 tonf.

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

- DIR. XX
 • DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 2.47 cm.
 • DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 2.47 cm.
 • MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0033 < 0.0070

- DIR. YY
 • DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 1.67 cm.
 • DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.67 cm.
 • MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0021 < 0.0070

RELACIÓN DE PLANOS	
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	DETALLES GENERALES (A)
E-03	DETALLES GENERALES (B)
E-04	PLANTA DE CIMENTACIÓN - EJE 1 AL EJE 8
E-05	PLANTA DE CIMENTACIÓN - EJE 8 AL EJE 18
E-06	NÚCLEOS DE PLACAS Y DET. DE COLUMNAS DIAGONALES
E-07	ESCALERAS
E-08	ESCALERAS
E-09	ENCOFRADO DE TECHO 1° PISO - EJE 1 AL EJE 8
E-10	ENCOFRADO DE TECHO 1° PISO - EJE 8 AL EJE 18
E-11	CORTES DE TECHO DEL 1° PISO
E-12	ENCOFRADO DE TECHO 2° PISO - EJE 1 AL EJE 8
E-13	ENCOFRADO DE TECHO 2° PISO - EJE 8 AL EJE 18
E-14	CORTES DE TECHO DEL 2° PISO
E-15	VIGAS (A)
E-16	VIGAS (B)
E-17	VIGAS (C)
E-18	VIGAS (D)
E-19	VIGAS (E)
E-20	VIGAS (F)
E-21	VIGAS (G)
E-22	VIGAS (H)

CONCRETO ARMADO

CEMENTO:

- CEMENTO PORTLAND TIPO I

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

ESTRUCTURA PRINCIPAL

- f'c = 210 Kg/cm²

ACERO DE REFUERZO

- FIERRO CORRUGADO

f_y = 4200 kg/cm²

RECUBRIMIENTOS

- ZAPATAS 8 cm.
- PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
- VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS 4 cm.
- VIGAS CHATAS 2.5 cm.
- LOSA ARMADA Y ALIGERADO 3 cm.

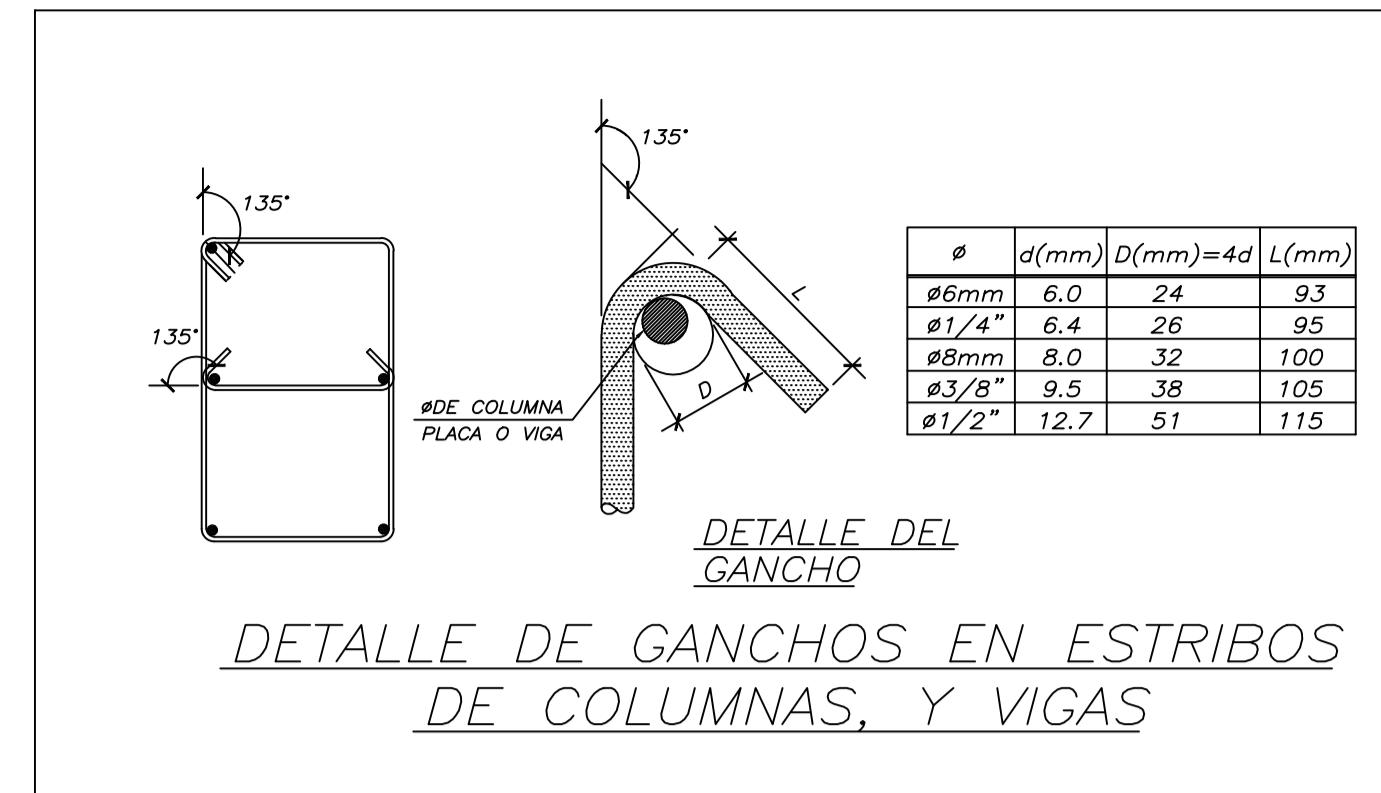
CONCRETO SIMPLE

- CIMENTO CORRIDO f'c = 100 kg/cm² + 30% PG. (TAMAÑO MÁXIMO 6")
- SOBRECIMENTO f'c = 100 kg/cm² + 25% PG. (TAMAÑO MÁXIMO 3")

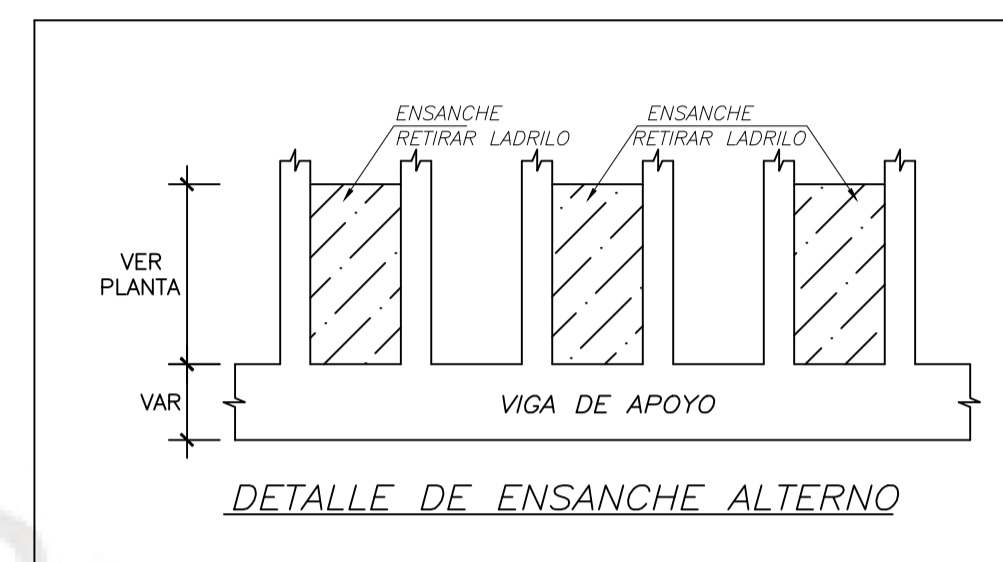
ALBAÑILERÍA

TABICUERIA INTERIOR

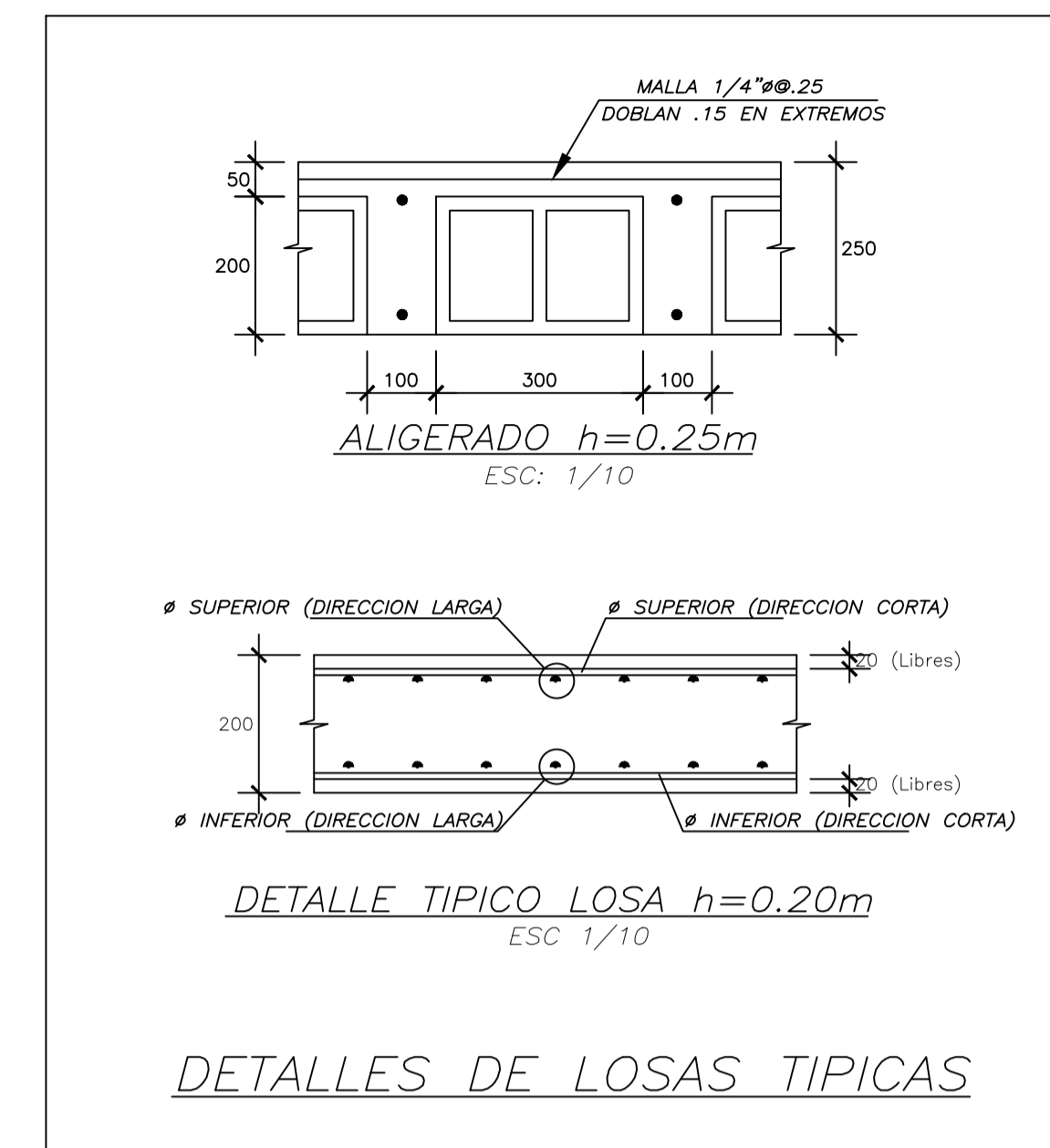
- LADRILLO PANDERETA CON COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO
- PLACA P10 y/o PLACA P14 (VER DETALLES)



DETALLE DEL GANCHO EN ESTRIBOS DE COLUMNAS, Y VIGAS



DETALLE DE ENSANCHE ALTERNO



DETALLES DE LOSAS TÍPICAS

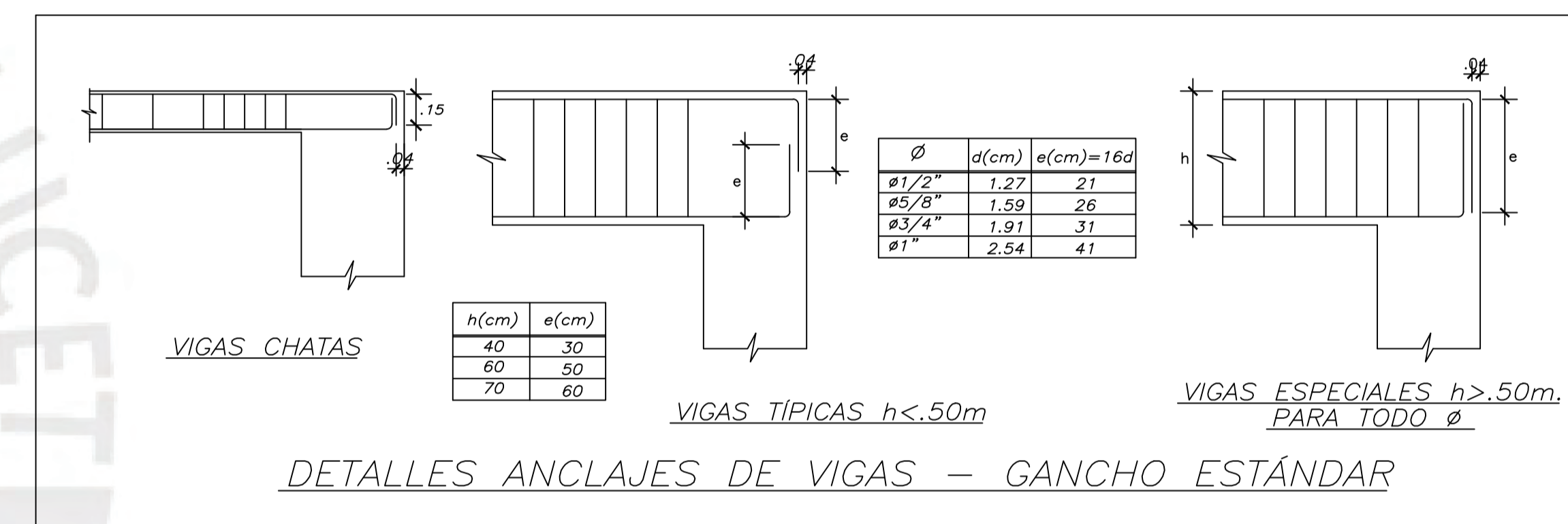


DETALLE DE TRASLAPE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACA Y MURO

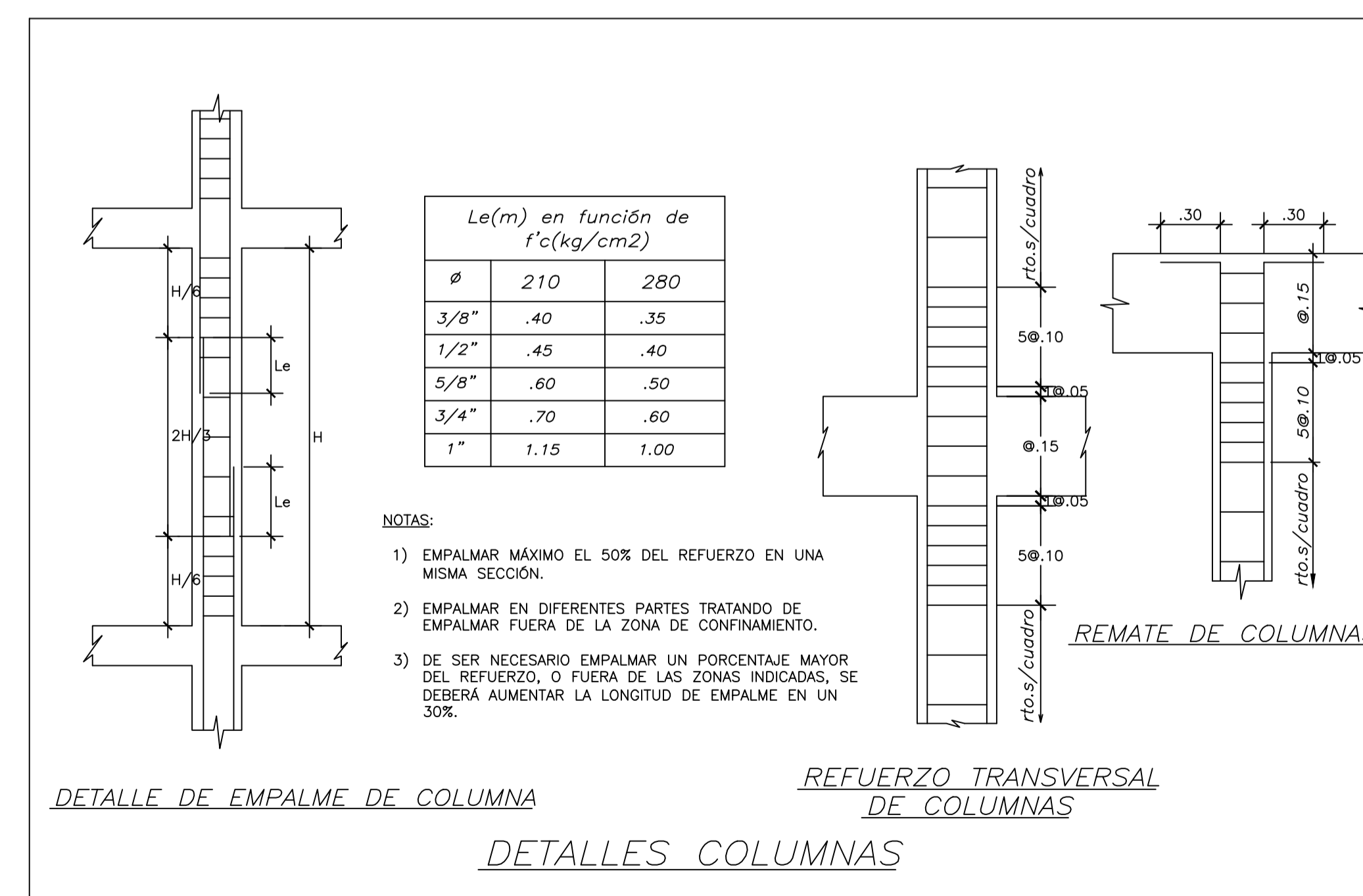
NOTA :

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

DETALLES PLACAS



DETALLES ANCLAJES DE VIGAS - GANCHO ESTÁNDAR



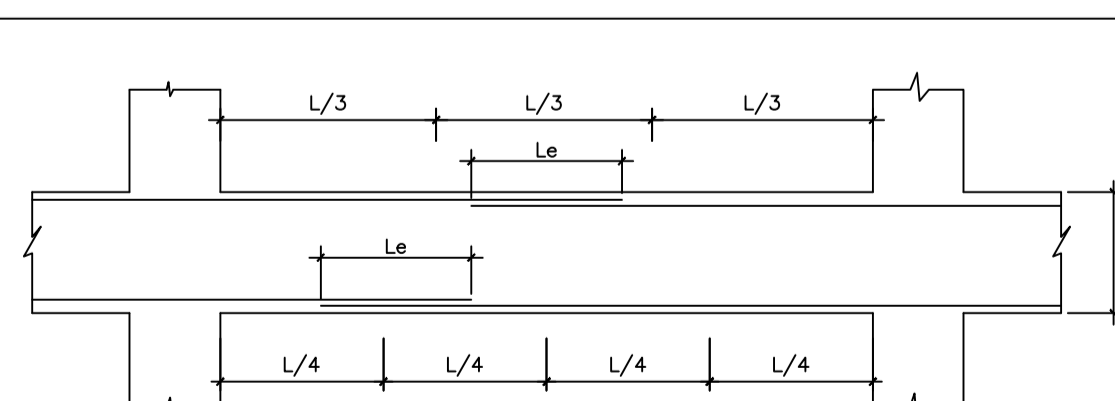
NOTAS:

- EMPALMAR MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.
- DE SER NECESARIO EMPALMAR UN PORCENTAJE MAYOR DEL REFUERZO, O FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

DETALLES COLUMNAS



NOTA :

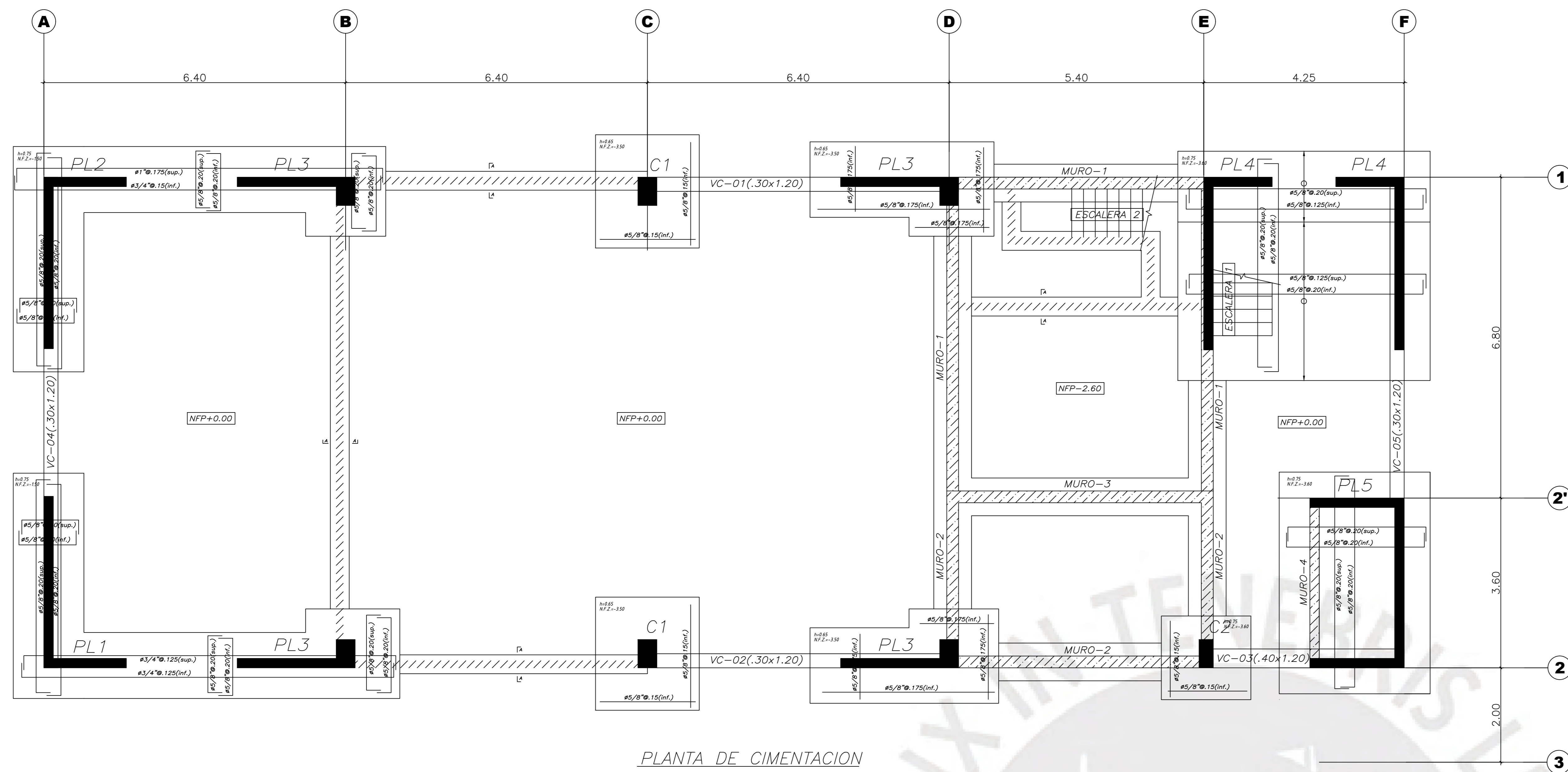
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARÁ SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA Ø1/2" o Ø5/8"

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

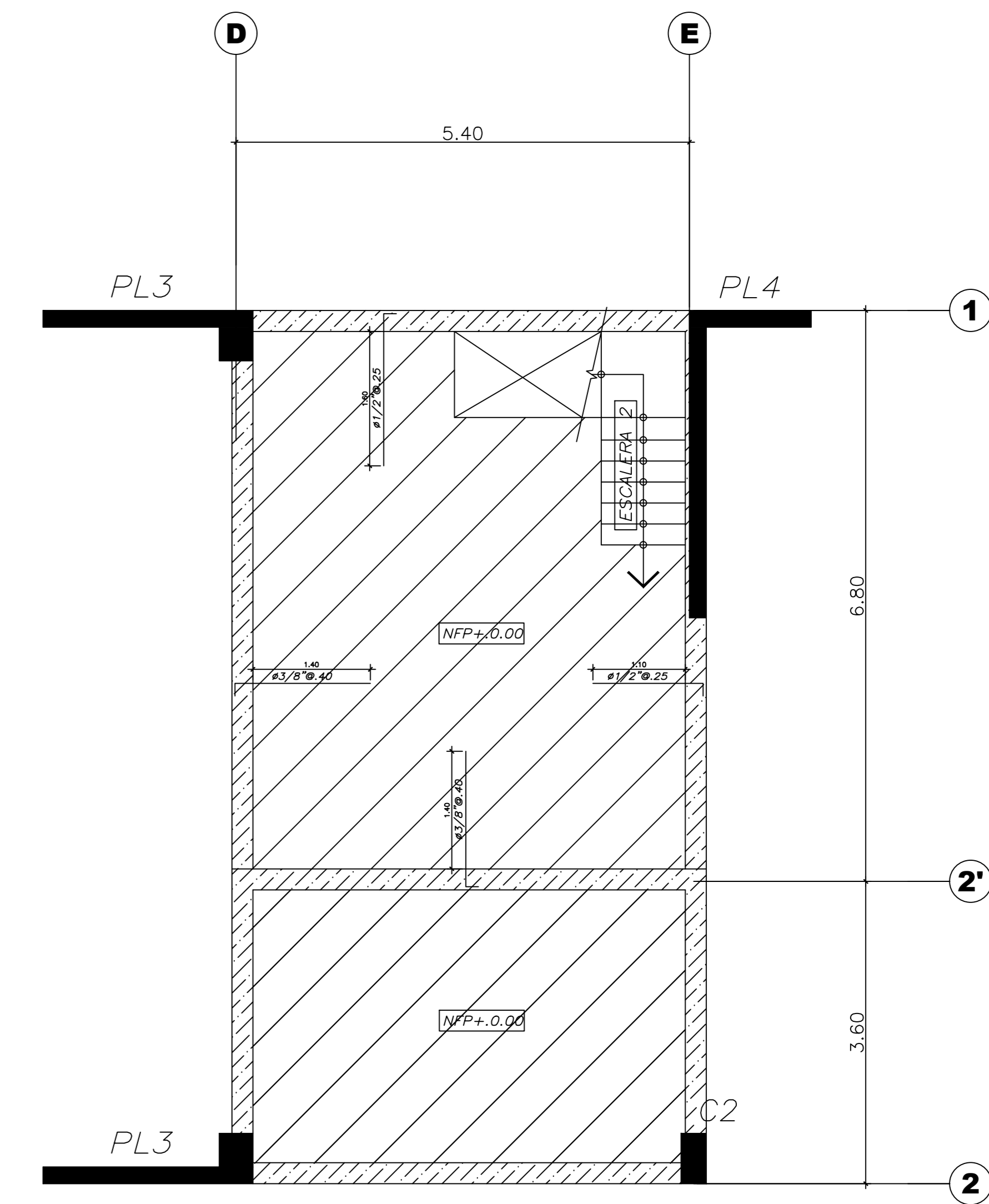


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL	LAMINA N°:	E-01
PLANO:	ESPECIFICACIONES GENERALES Y DETALLES TÍPICOS		
TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUAHUA ROJAS		
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO		
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.
		ESCALA:	1/50
		FECHA:	NOV 2024

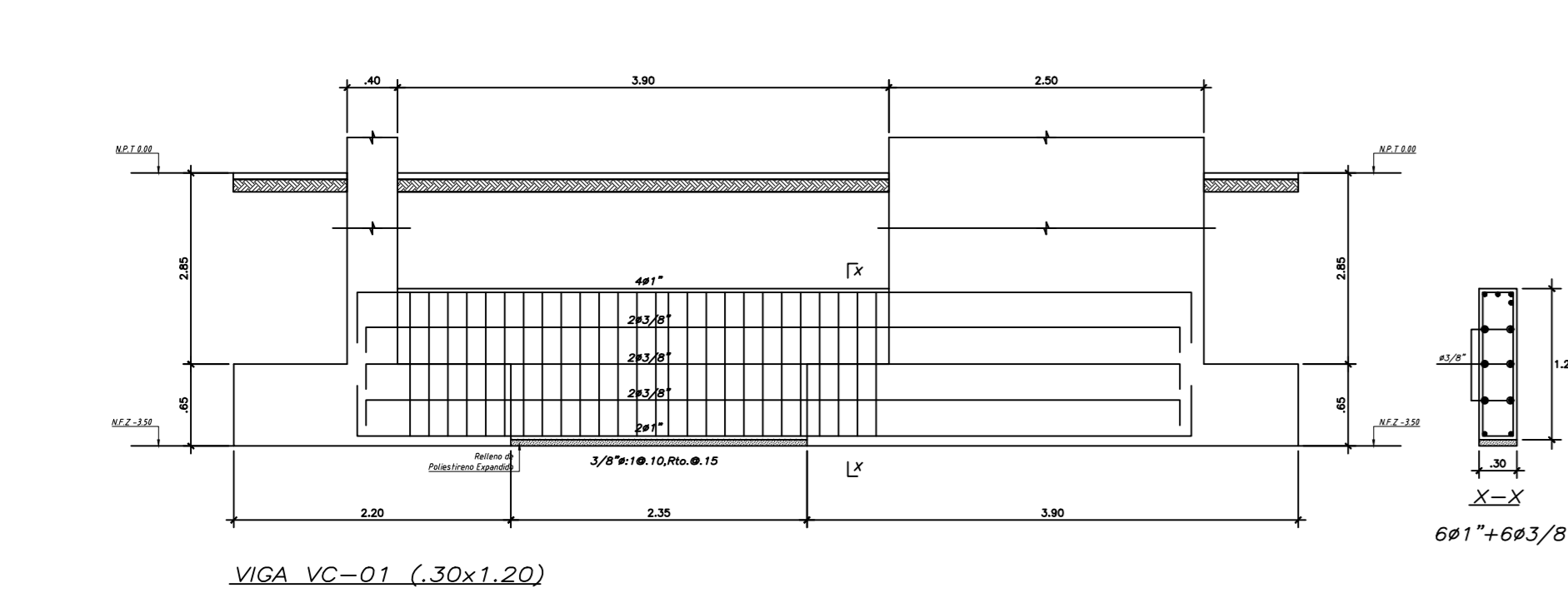


PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1/50

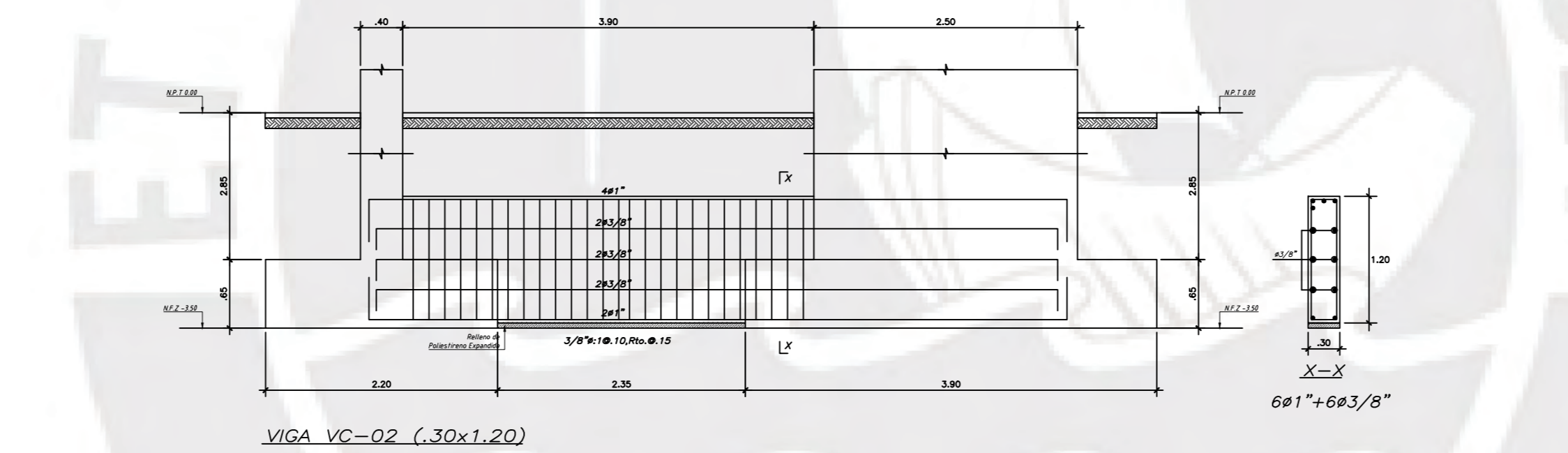


ENCOFRADO DE CISTERNA
Y CUARTO DE MAQUINAS
S/C AULAS = 250 kgf/m²
ESCALA 1/50

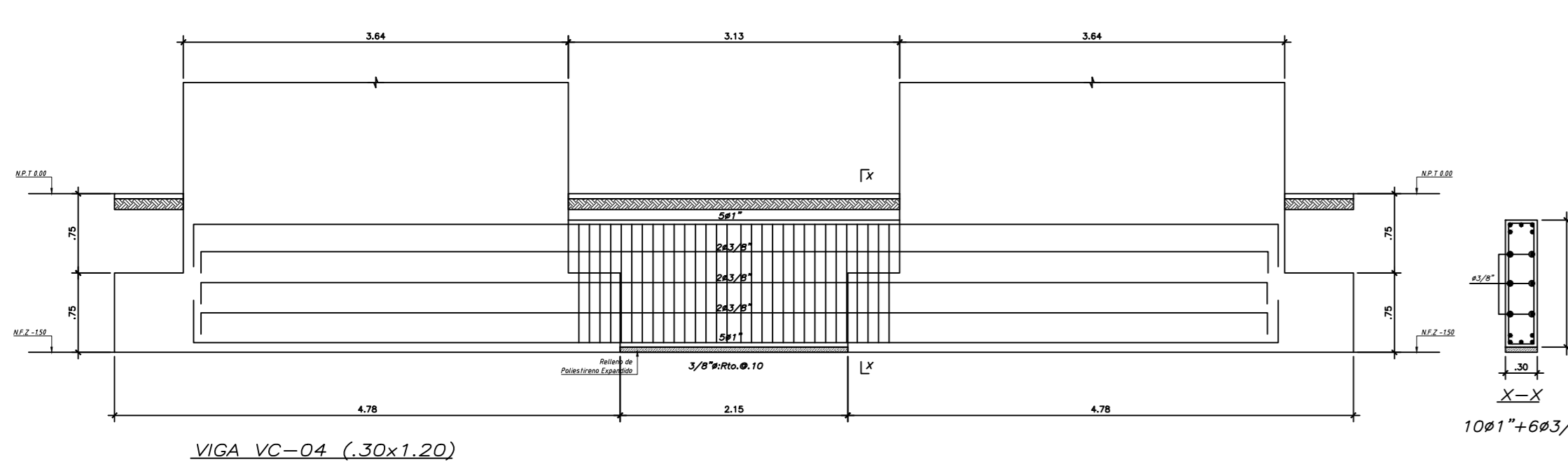
LOSA DE H=0.20m
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 40m
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25m
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



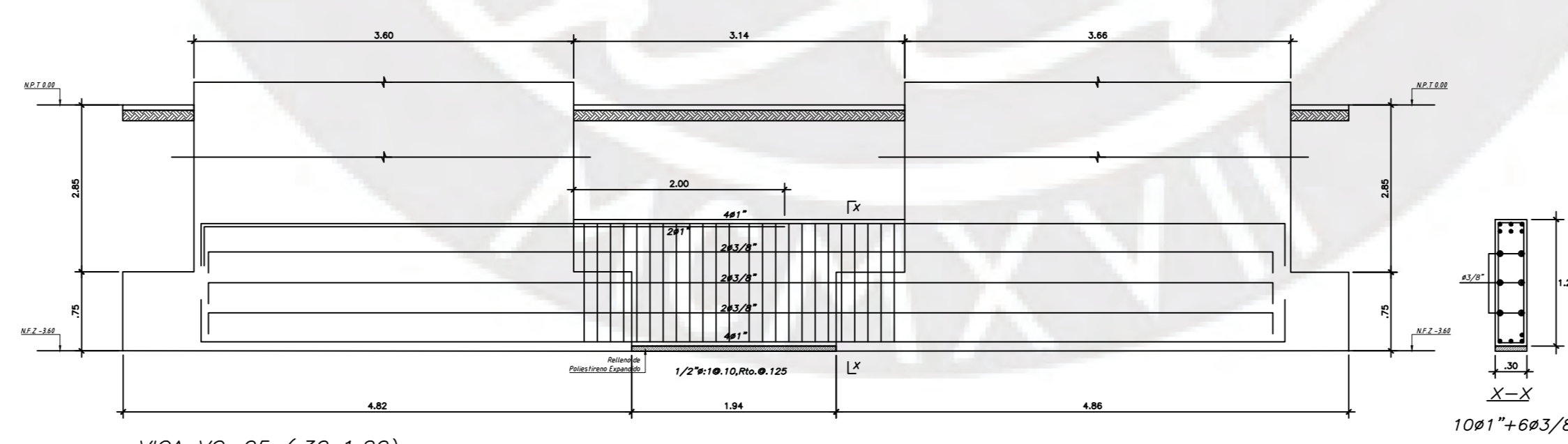
VIGA VC-01 (.30x1.20)



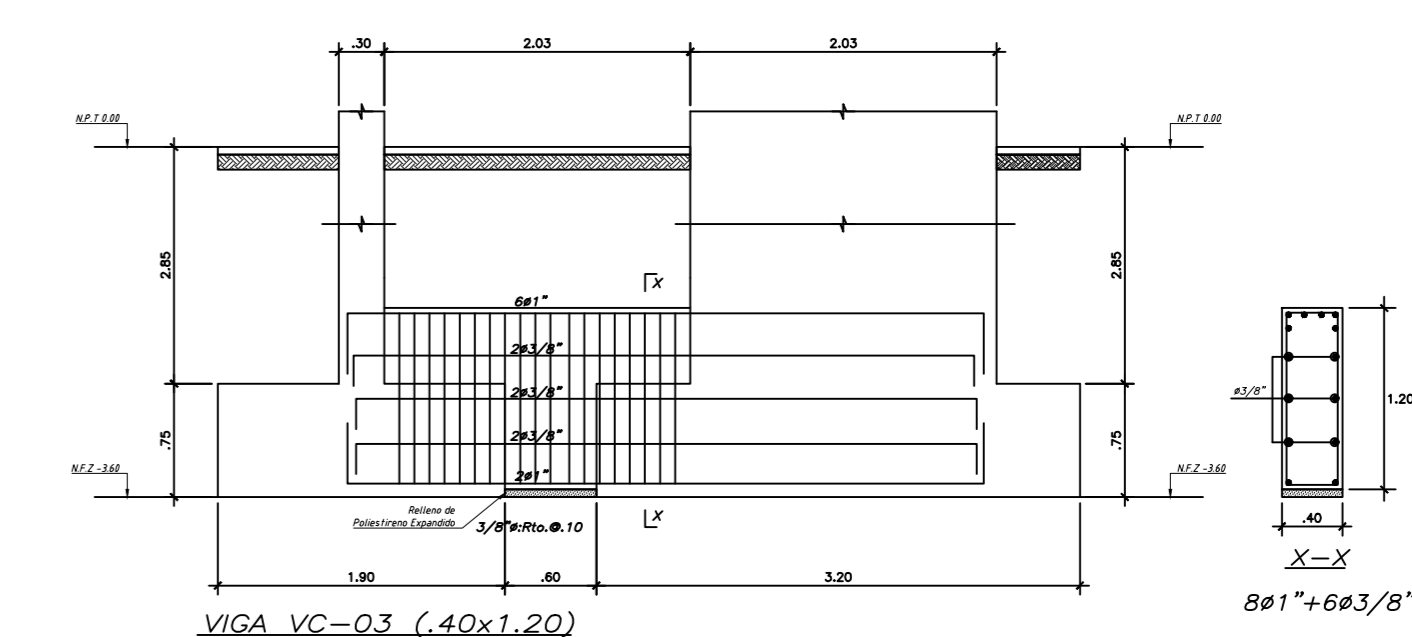
VIGA VC-02 (.30x1.20)



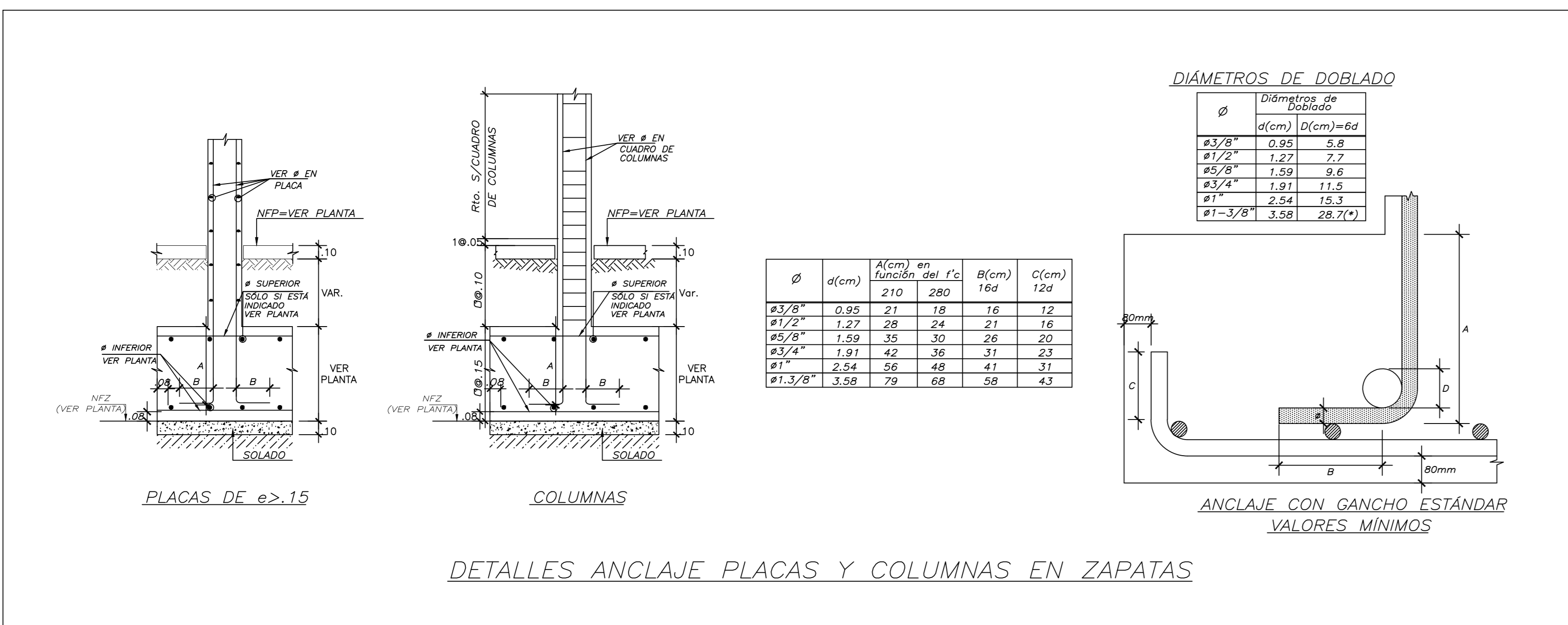
VIGA VC-04 (.30x1.20)



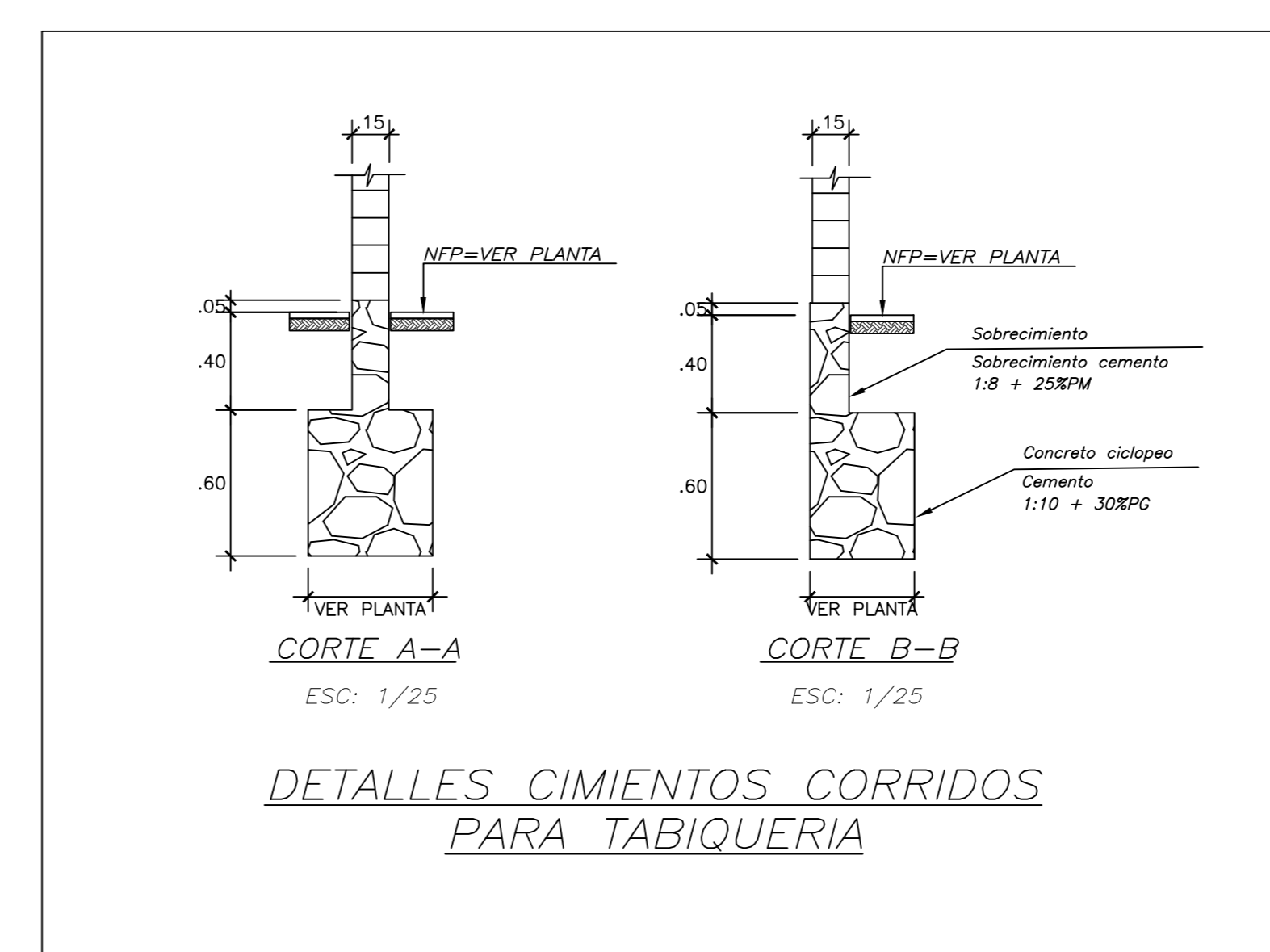
VIGA VC-05 (.30x1.20)



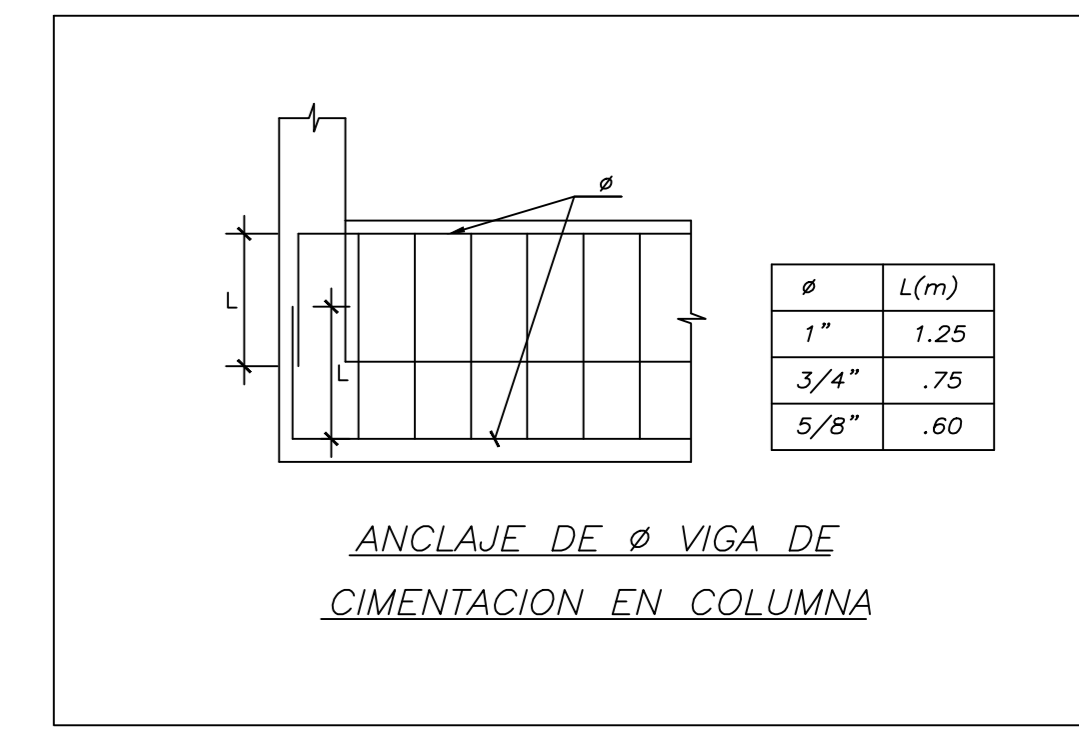
VIGA VC-03 (.40x1.20)



DETALLES ANCLAJE PLACAS Y COLUMNAS EN ZAPATAS



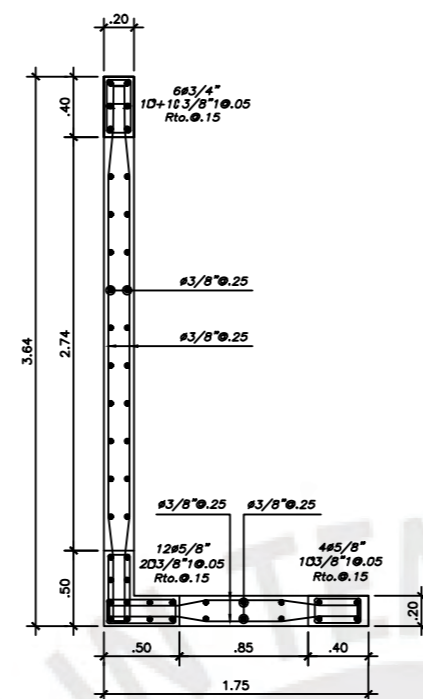
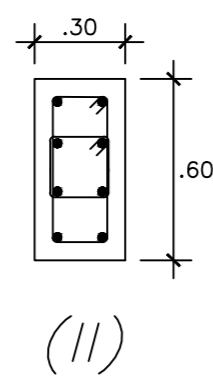
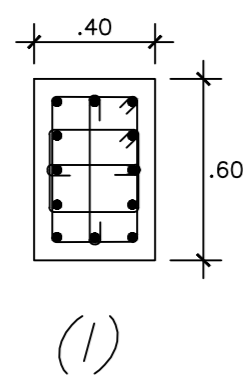
DETALLES CIMENTOS CORRIDOS
PARA TABIQUERIA



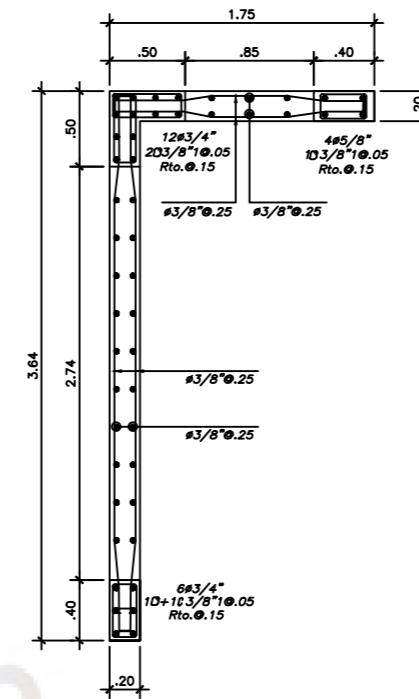
ANCLAJE DE Ø VIGA DE
CIMENTACION EN COLUMNA

CUADRO DE COLUMNAS		
NIVEL	C-1	C-2
1° PISO		
2° PISO		
3° PISO	.40x.60 4ø3/4"+8ø5/8" 2Ø+2Ø3/8"1Ø.05 6Ø.10,Rst.Ø.25 (I)	.30x.60 4ø3/4"+4ø5/8" 2Ø3/8"1Ø.05 6Ø.10,Rst.Ø.25 (II)

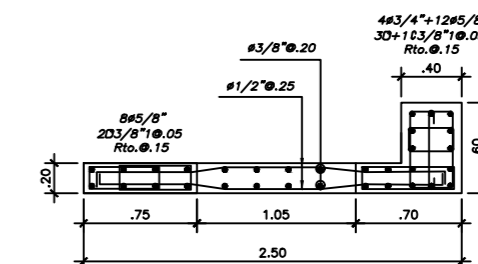
NOTA: LOS NUMEROS ENTRE PARENTESIS INDICAN LA CLAVE PARA LA DISTRIBUCION DE LOS ØS Y ESTRIBOS



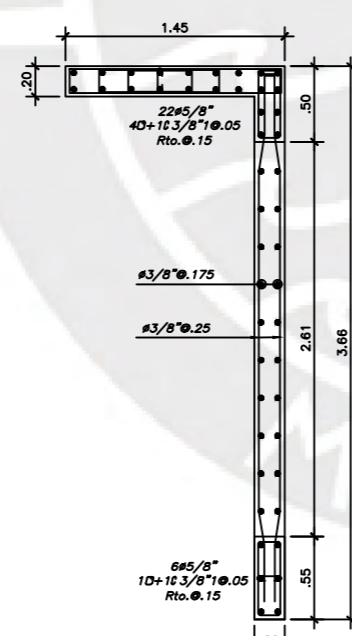
PL-01
CIMENTACION Y PISO TÍPICO



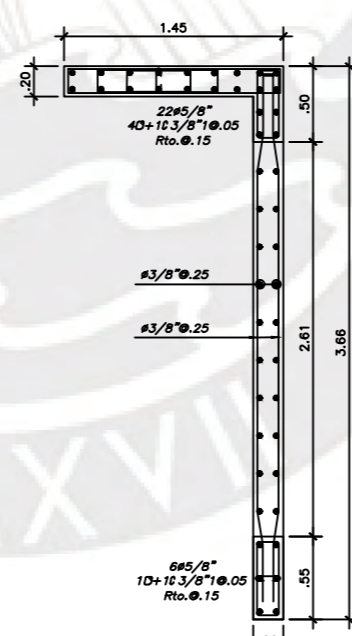
PL-02
CIMENTACION Y PISO TÍPICO



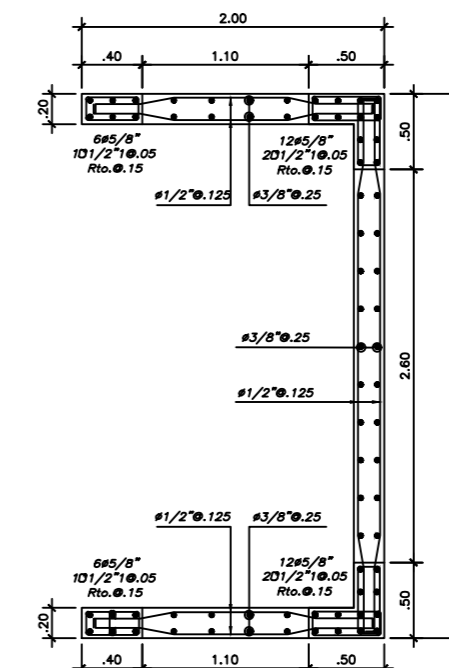
PL-03
CIMENTACION Y PISO TÍPICO



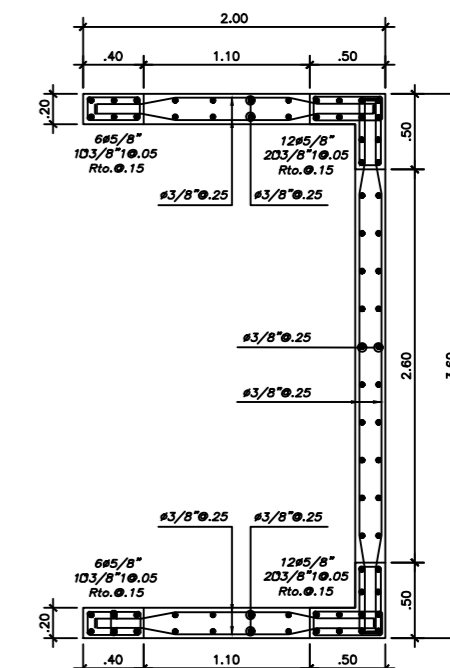
PL-04
CIMENTACION



PL-04
PISO TÍPICO

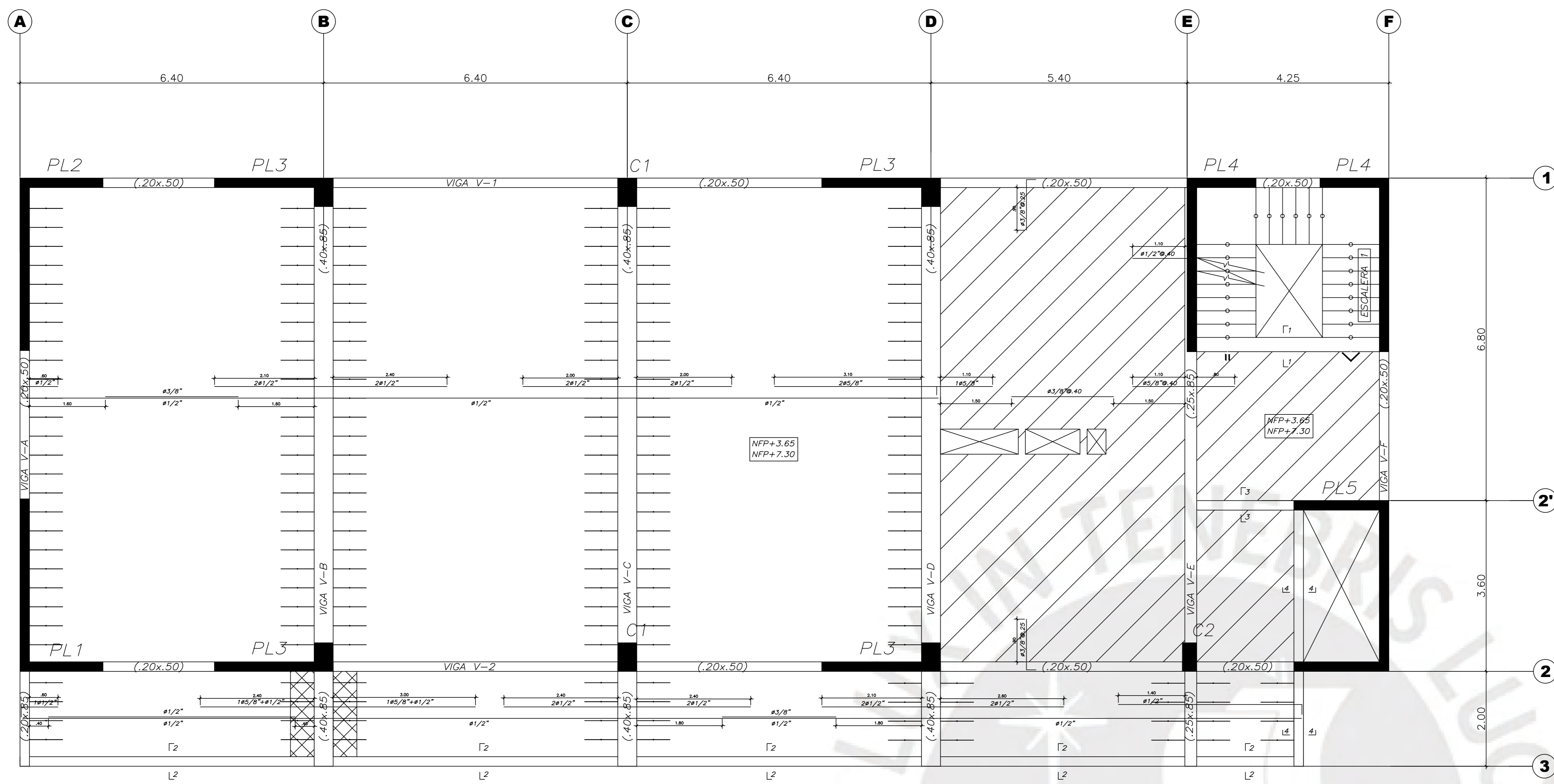


PL-05
CIMENTACION

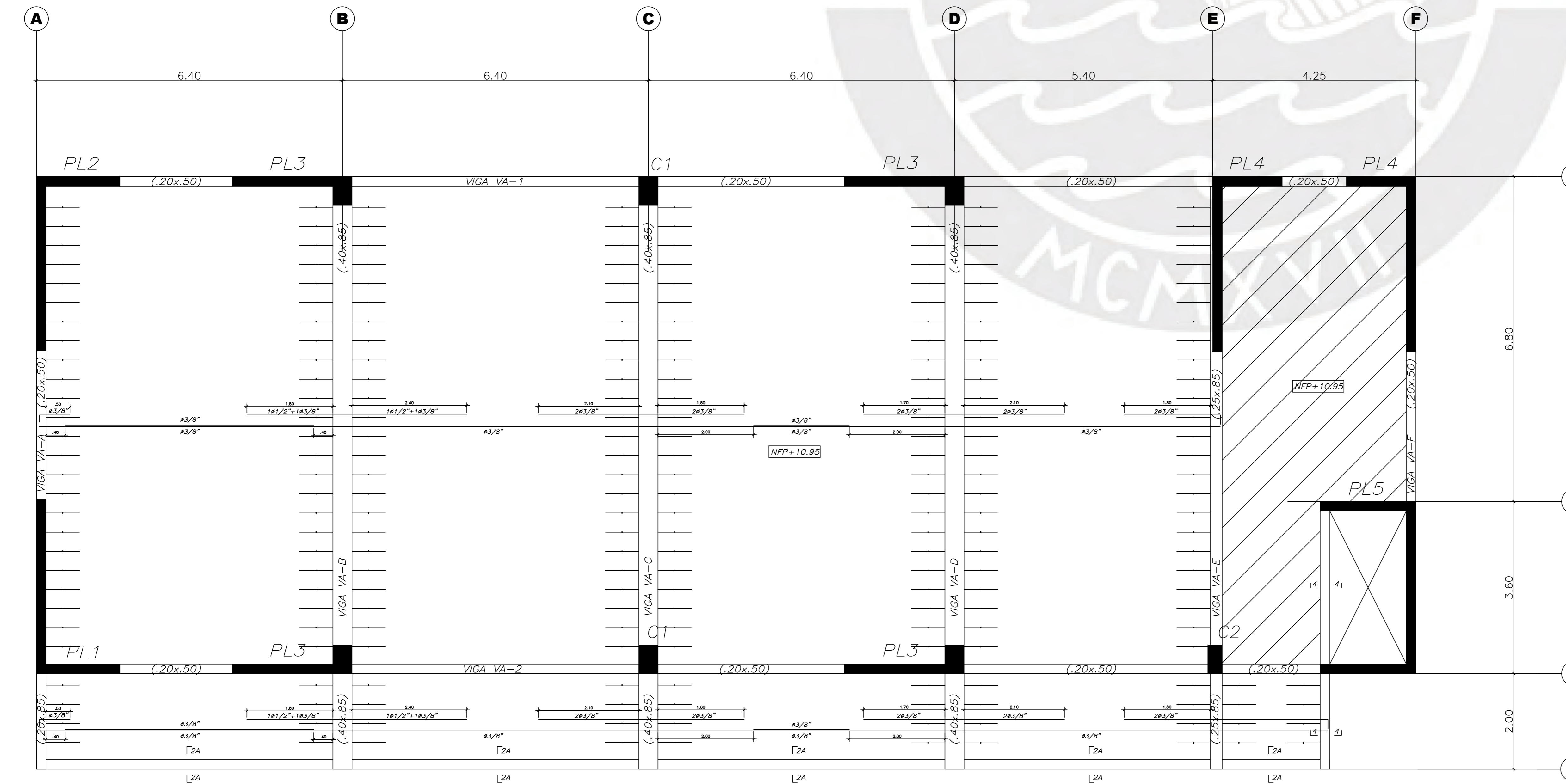
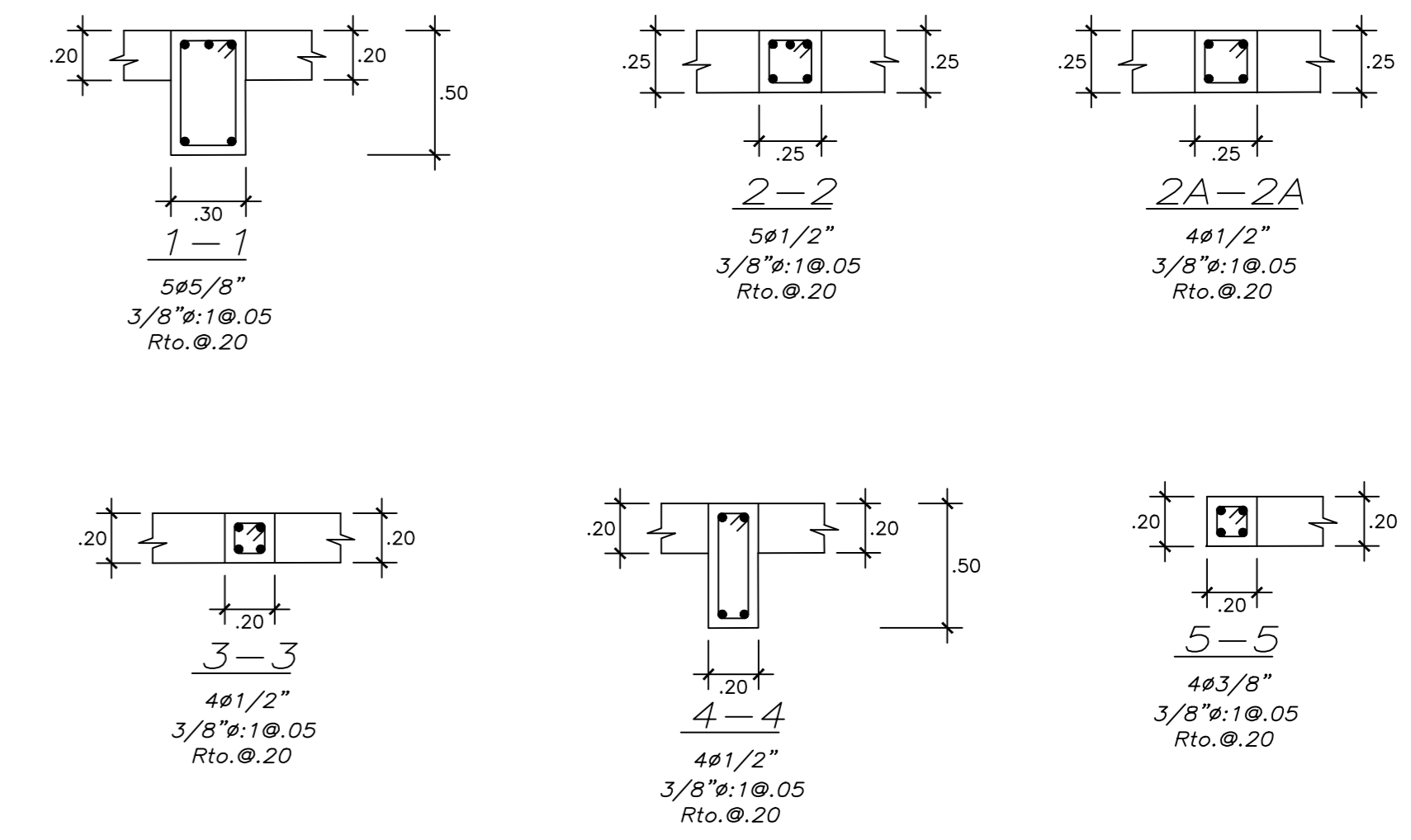


PL-05
PISO TÍPICO

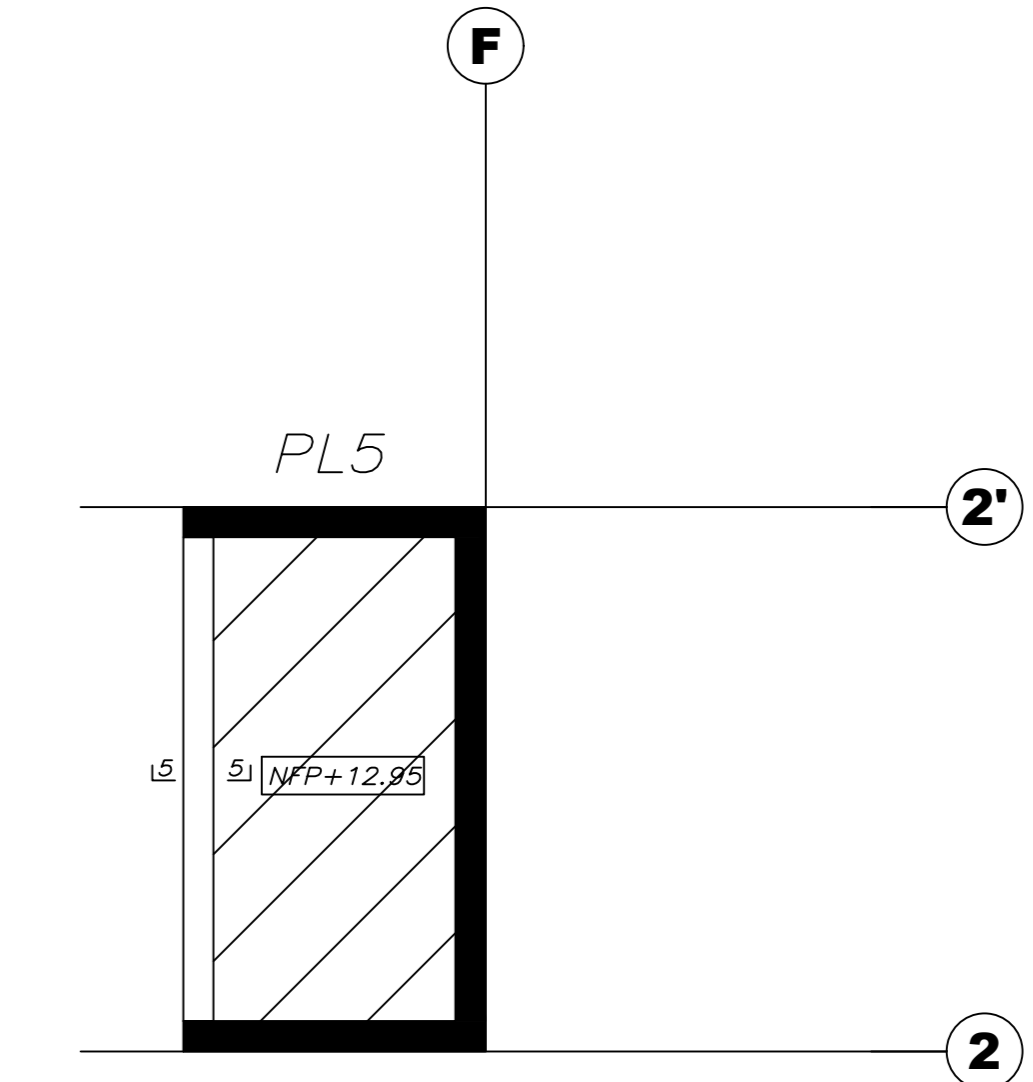
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	LAMINA N°:
	PLANO:	COLUMNAS Y PLACAS	E-03
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUAIPIA RUIAS	
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO	
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES		
DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50
		FECHA:	NOV 2024



ENCOFRADO PISO 1 Y 2 (NFP+3.65,+7.30)
 S/C AULAS = 250 kgf/m²
 S/C PASADIZO Y HALL = 400 kgf/m²
 ESCALA 1/50

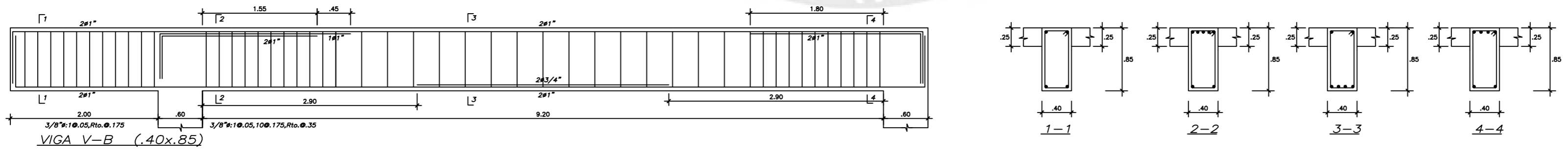
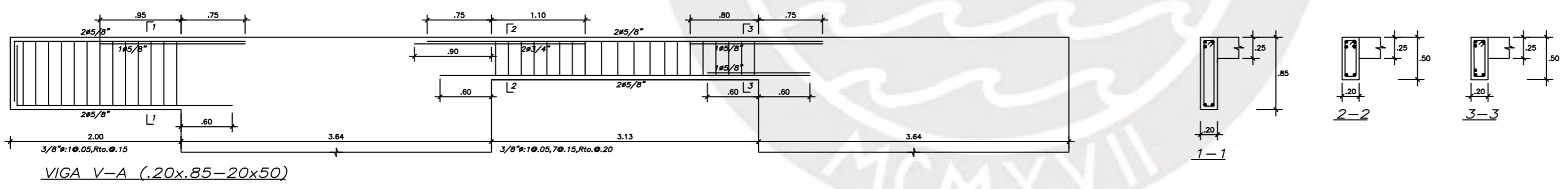
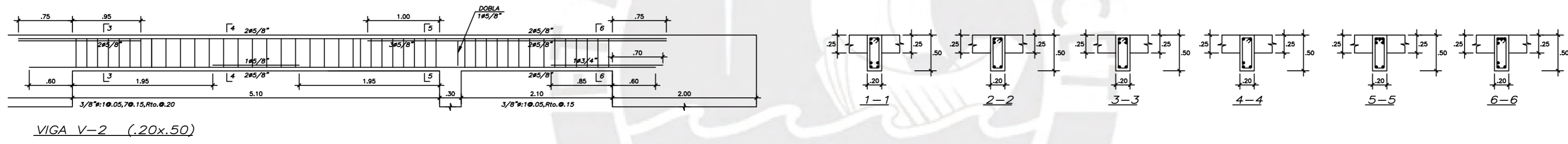
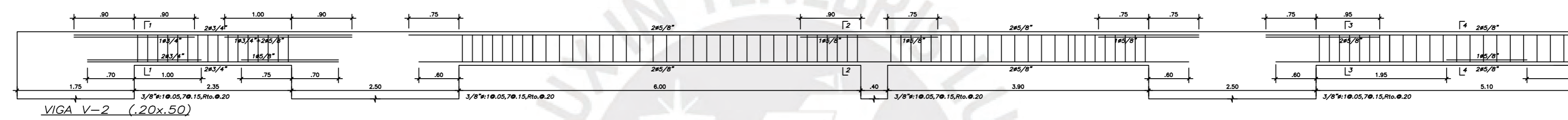
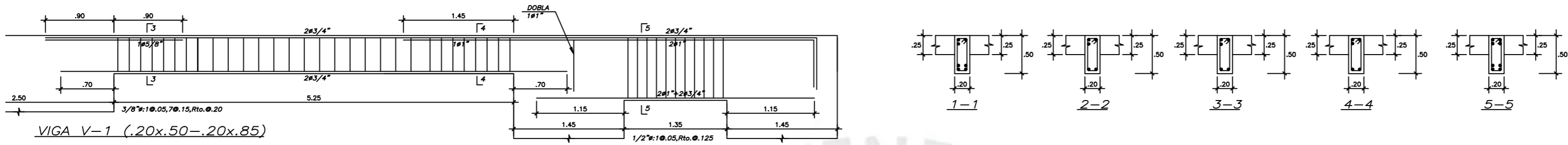
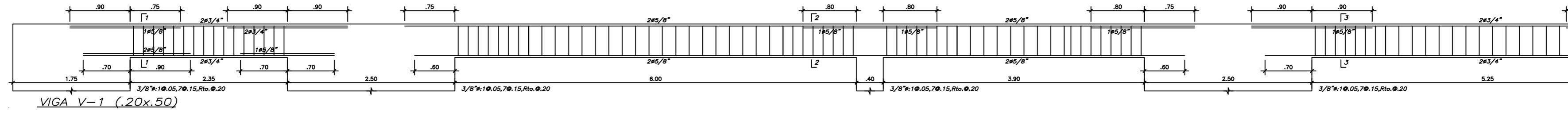


ENCOFRADO PISO 3 (NFP+10.95)
 S/C AZOTEA = 100 kgf/m²
 ESCALA 1/50

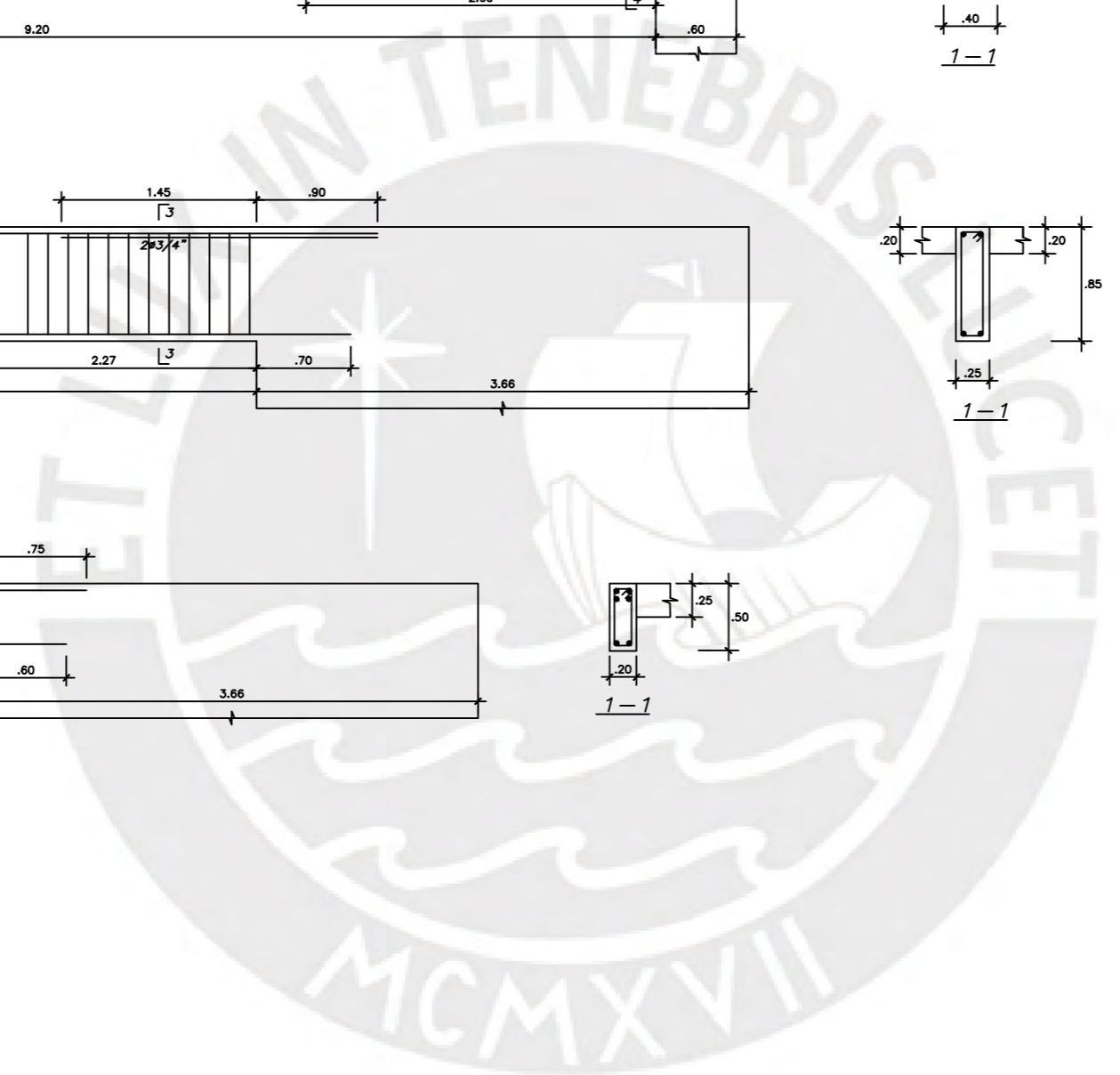
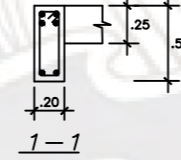
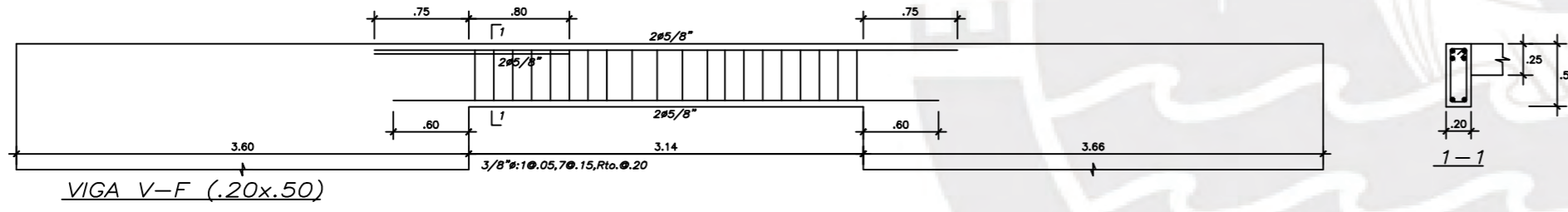
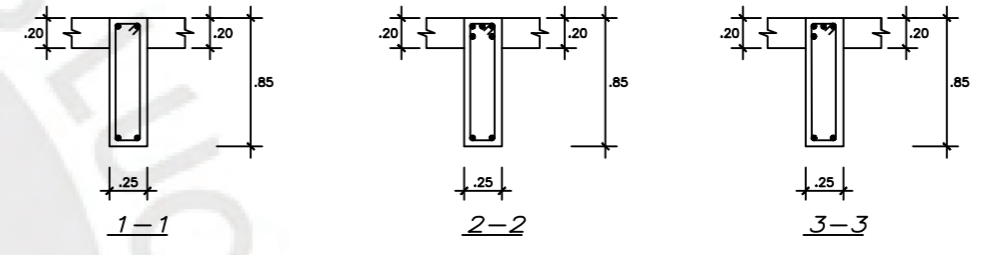
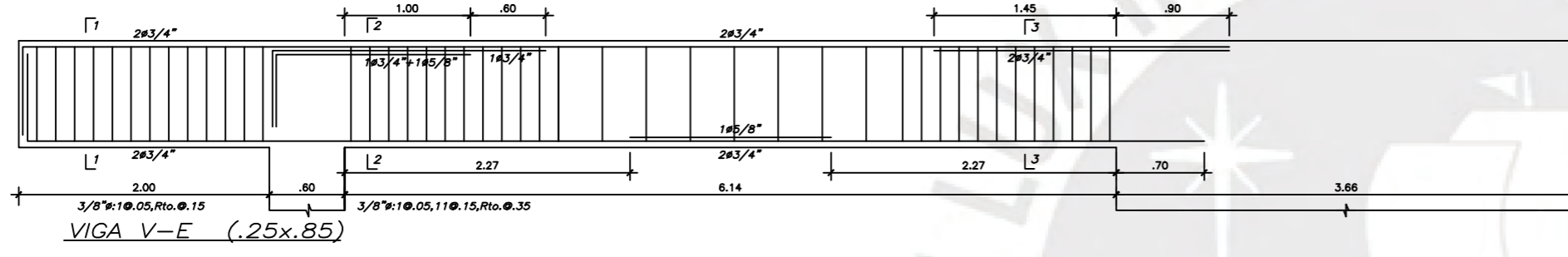
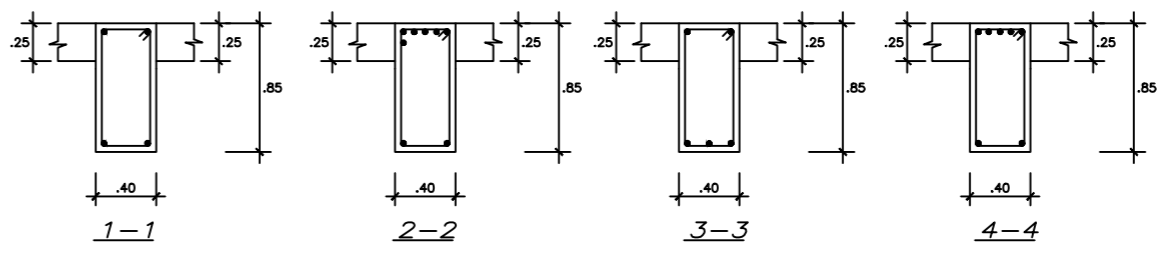
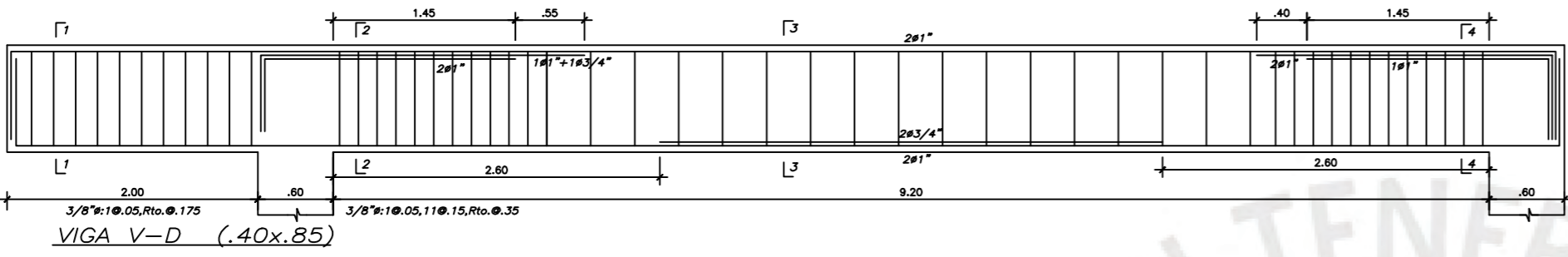
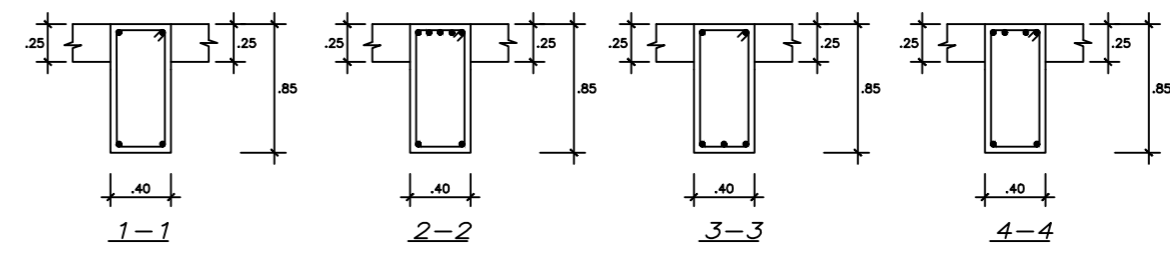
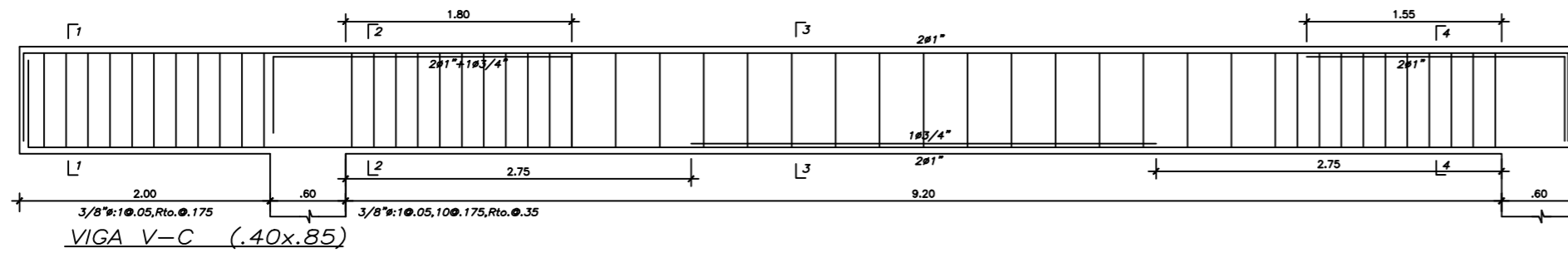



ENCOFRADO TECHO ASCENSOR (NFP+12.95)
 S/C AZOTEA = 100 kgf/m²
 ESCALA 1/50

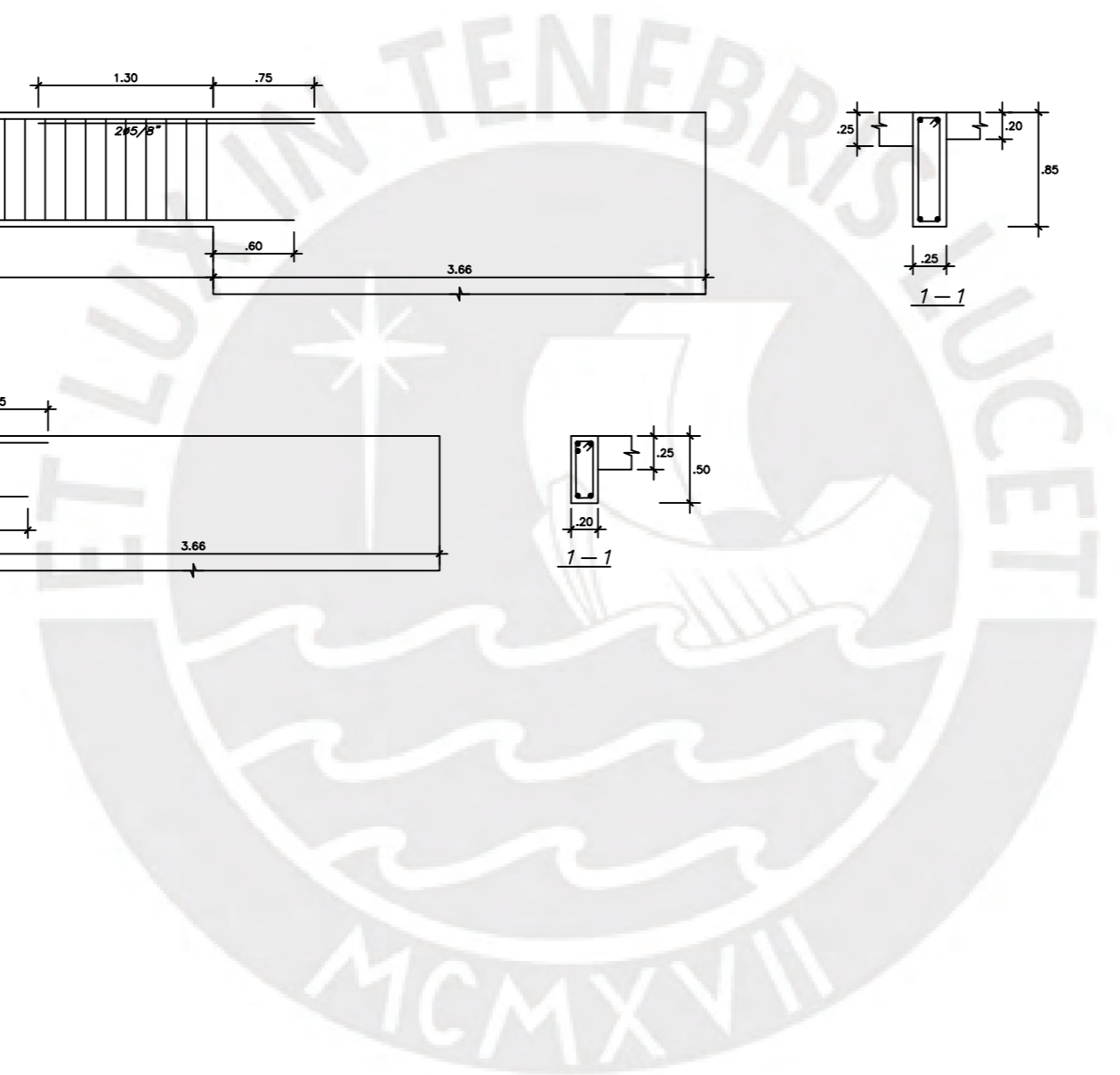
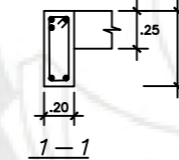
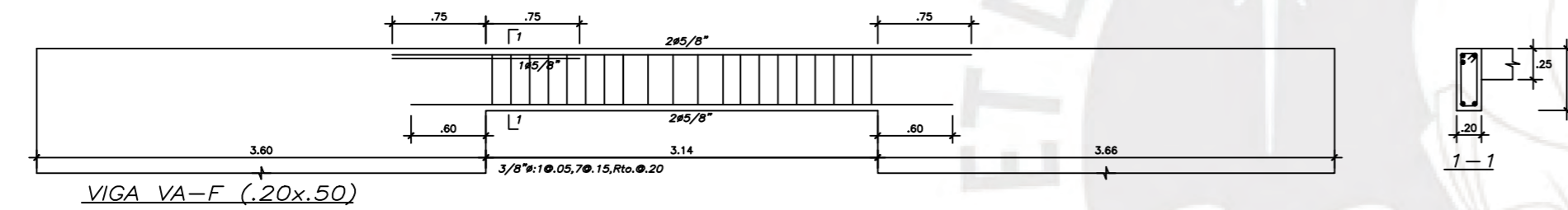
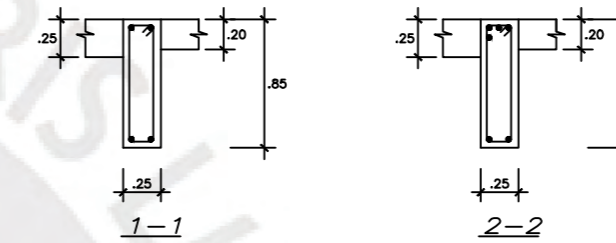
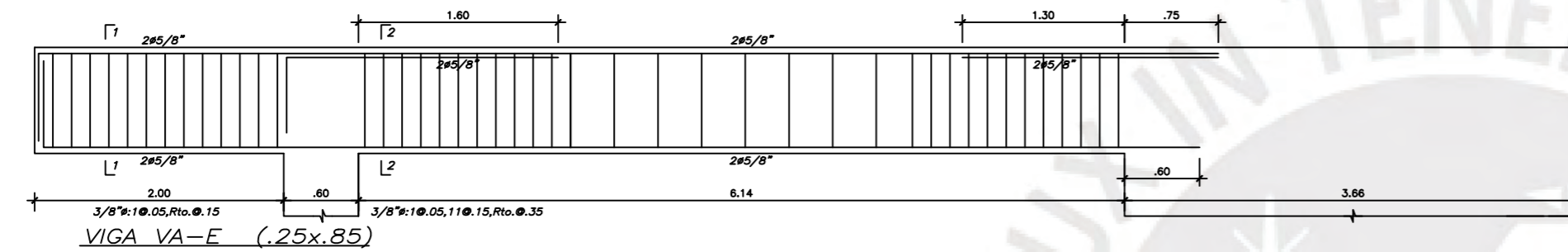
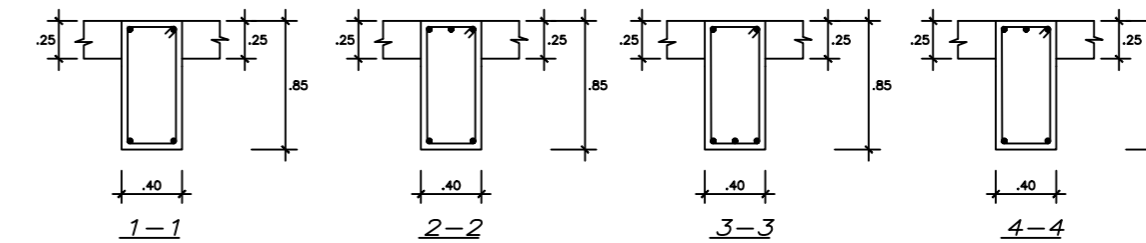
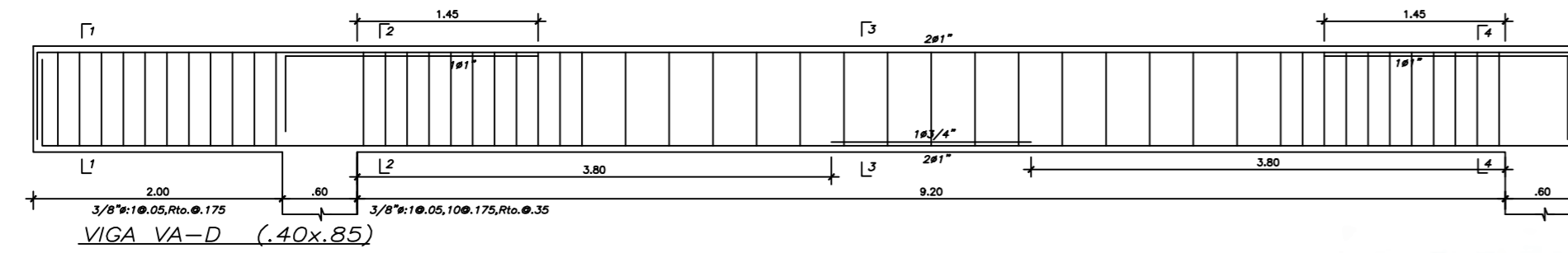
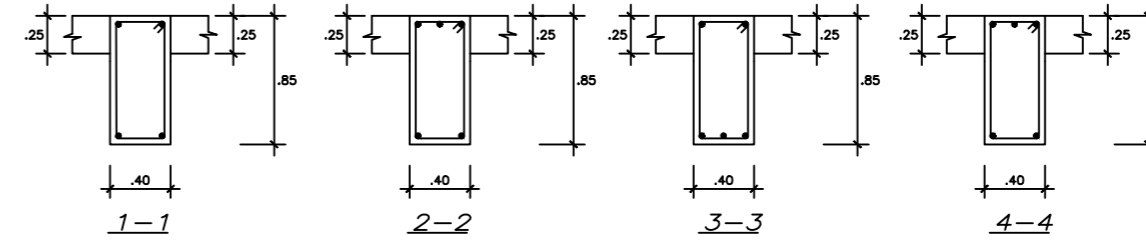
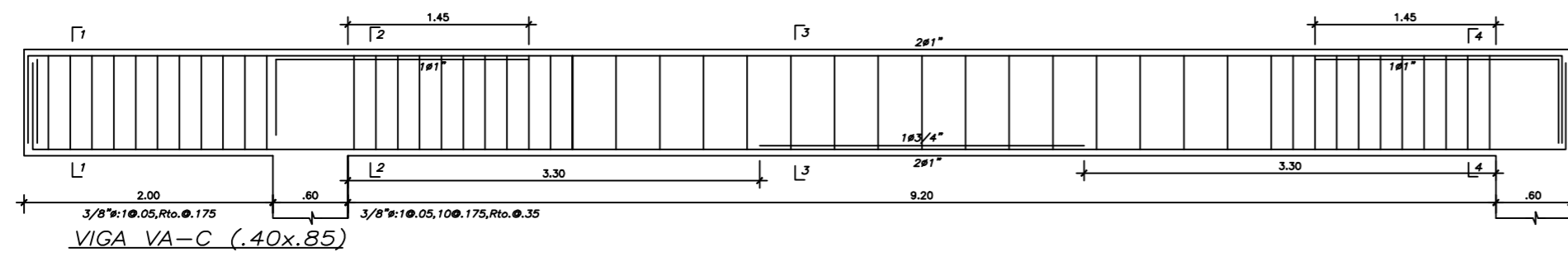
- LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL DE H=0.25**
 VIGUETAS ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4" @ 25m
 (En las plantas se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 40m
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25m
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- ENSANCHE ALTERNADO**




	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL	LAMINA N°:
	PLANO:	VIGAS I	E-05
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUAIPIA ROJAS	
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO		
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.
		ESCALA:	1/50
		FECHA:	NOV 2024

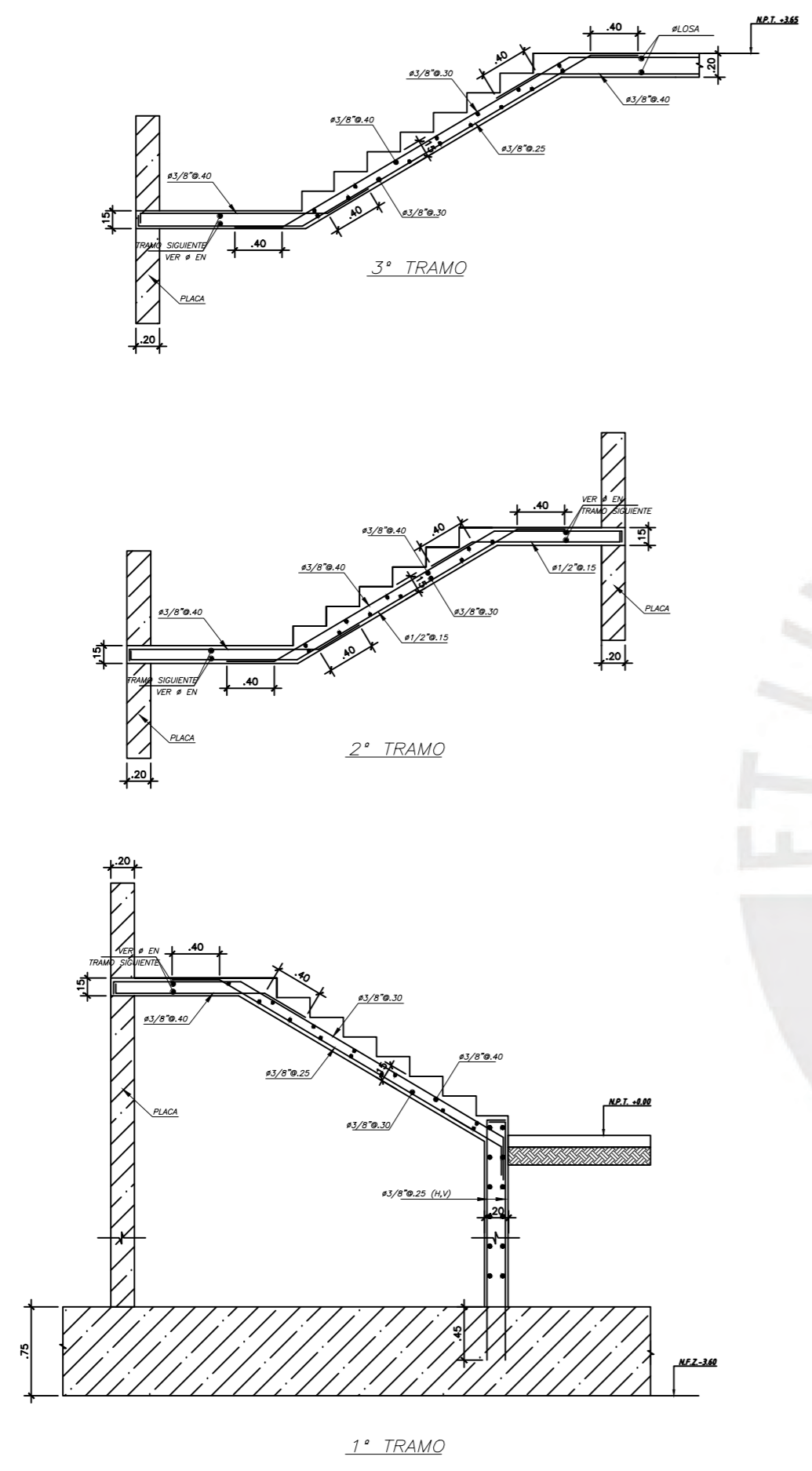


	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL					
	PLANO:	VIGAS II					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024
LAMINA N°: E-06							

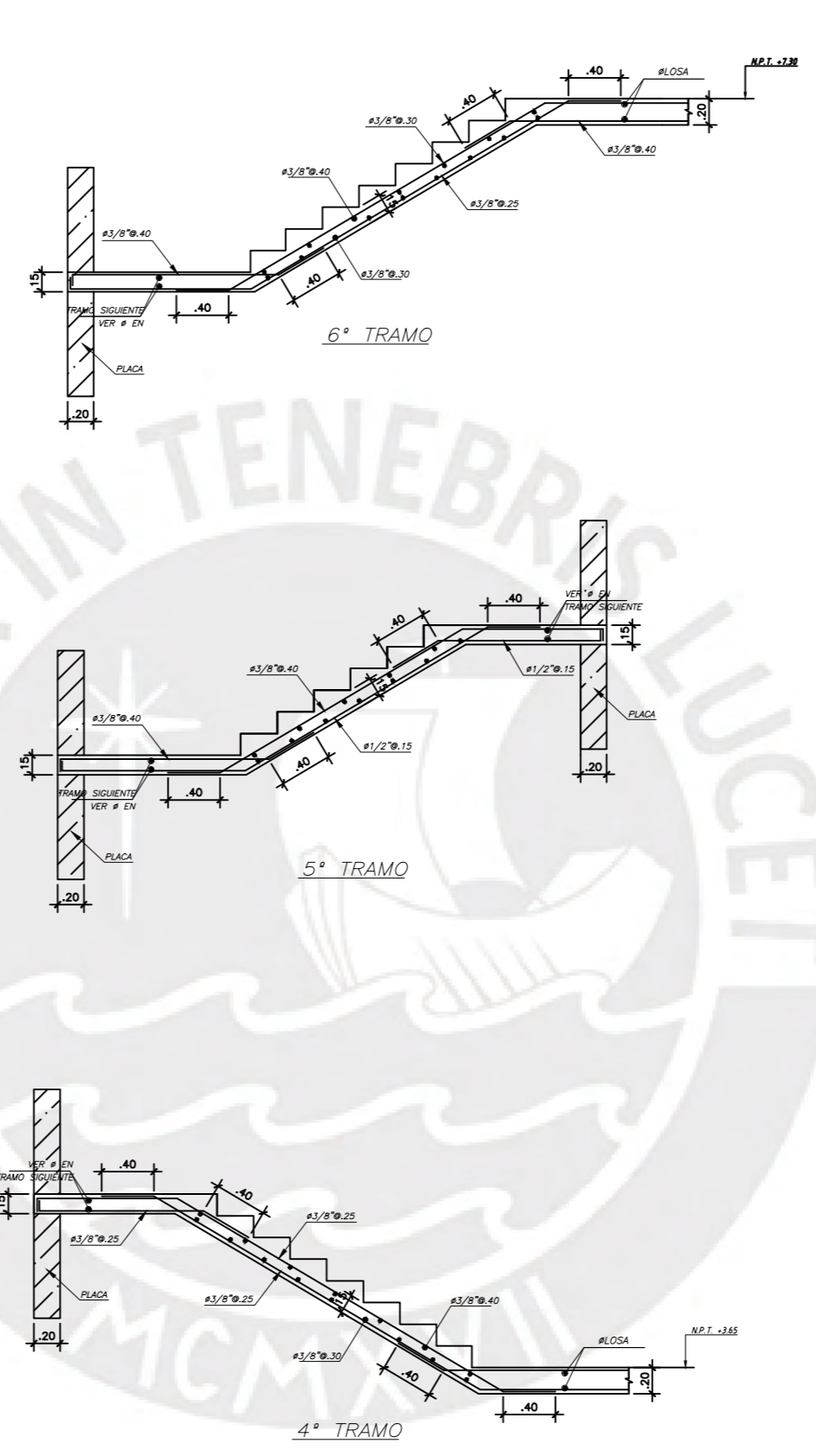


	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL					
	PLANO:	VIGAS IV					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUAIHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024

LAMINA N°:
E-08

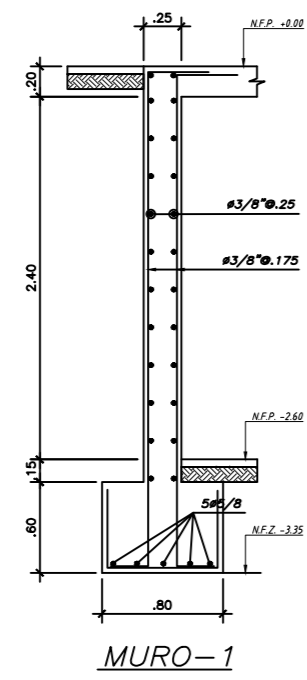


ESCALERA 1

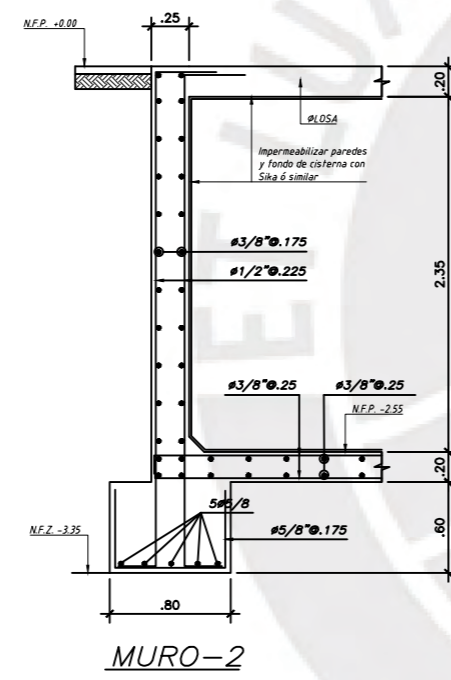


ESCALERA 2

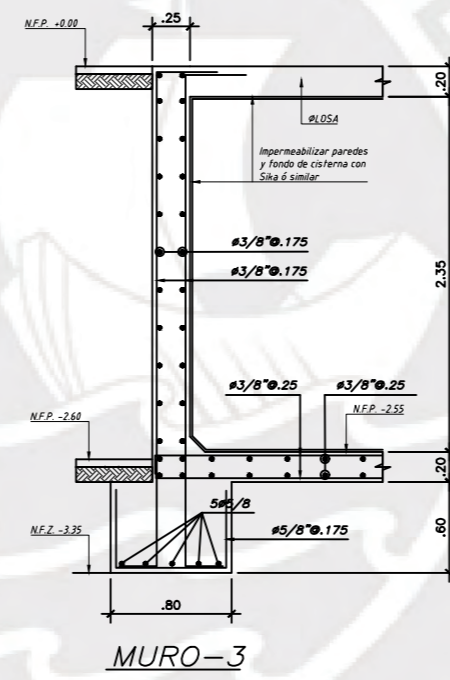
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL					
	PLANO:	ESCALERA 1 Y 2					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024
LAMINA Nº: E-09							



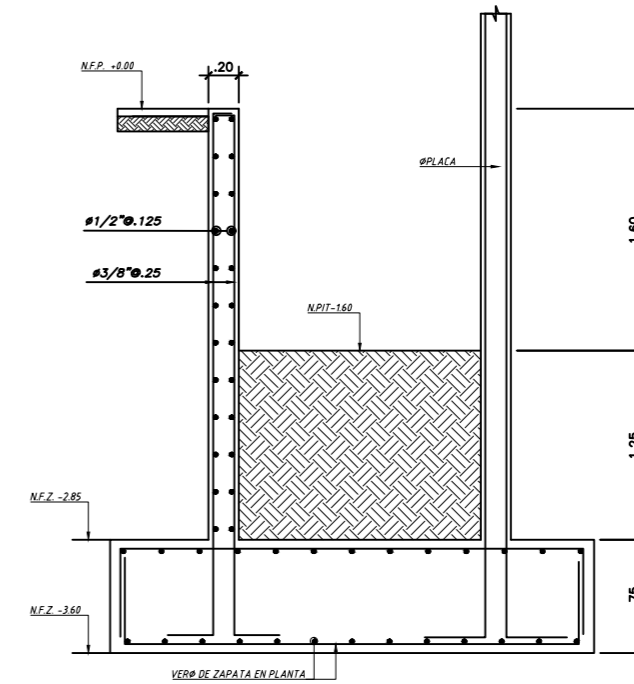
MURO-1




MURO-2



MURO-3



MURO-4

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL			LAMINA N°:		
	PLANO:	CORTES DE CIMENTACIÓN			E-10		
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:		1/50	FECHA:

ESPECIFICACIONES GENERALES

1. ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
2. ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
3. LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
4. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
5. DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DEBERÁ CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
6. LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LAS NORMAS PERUANAS.

CONCRETO

COLOCACIÓN

EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O DESPLAZAMIENTO.

LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.

NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.

NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO LEVANTADO.

UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECÍFICAS.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS ENTRE ENCOFRADO VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.

TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCOFRADO CURBADO.

A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DE LA COLOCACIÓN (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-05 (CURADO ACELERADO).

ENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGÚN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN SER SUFICIENTEMENTE HERMÉTICOS PARA IMPEDIR LA FUGA DEL MORTERO.

LOS ENCOFRADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARRIOSTRADOS O AMARRADOS ENTRE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICIÓN Y FORMA.

LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DAÑEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUÍDAS.

EL DISEÑO DE LOS ENCOFRADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- a. LA VELOCIDAD Y LOS MÉTODOS DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO;
- b. TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN, INCLUYENDO LAS DE IMPACTO;
- c. LOS REQUISITOS DE LOS ENCOFRADOS ESPECIALES NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CÁSCARAS, LOSAS PLEGADAS, DOMOS, CONCRETO ARQUITECTÓNICO U OTROS TIPOS DE ELEMENTOS.

DESENCOFRADOS

LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.

EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN, DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCIÓN PUEDEN SER TAN ALTAS COMO LAS CARGAS VIVAS DE DISEÑO Y QUE, A EDADES TEMPRANAS, UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PUEDE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS CARGAS APLICADAS PERO PUEDE DEFORMARSE LO SUFICIENTE COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA.

LOS ENCOFRADOS DEBERÁN RETIRARSE CON LA AUTORIZACIÓN PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

TIEMPOS DE DESENCOFRADO MÍNIMOS RECOMENDABLES:

- MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS 1 A 3 DÍAS
- ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS 7 A 14 DÍAS (DEJANDO PUNTALES DE SEGURIDAD CONVENIENTEMENTE DISTRIBUIDOS)
- FONDOS DE VIGAS 21 DÍAS

NOTA: ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VÁLIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 15°C.

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

PABELLON BLOQUE A

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

- XX DUAL DE CONCRETO ARMADO
- YY DUAL DE CONCRETO ARMADO

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T) seg.

- TXX = 0.308 s
- TYY = 0.290 s

PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA Ó EL ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) Z=0.45
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4) S=1.00
IP=0.4s, TL=2.5s
- FACTOR DE USO (CATEGORÍA A) U=1.5

- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SISMICA (Ro)
RoXX = 7.0 (DUAL DE CONCRETO ARMADO)
RoYY = 7.0 (DUAL DE CONCRETO ARMADO)
- REGULARIDAD ESTRUCTURAL
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA Ia = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA Ip = 1.00

- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS (R=Ro.Ia.Ip)
RXX = 7.00
RYY = 7.00

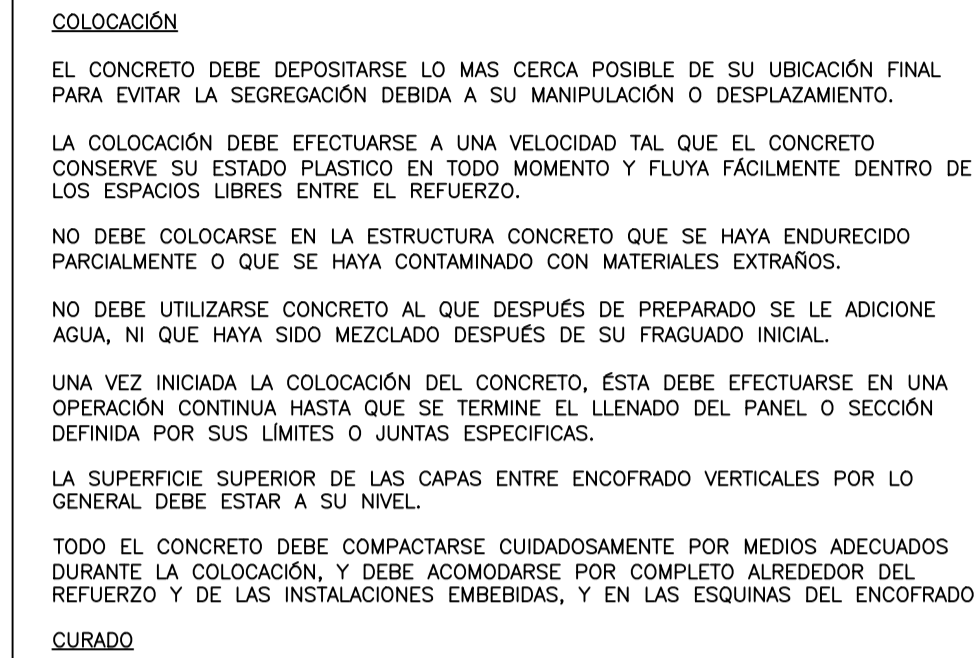
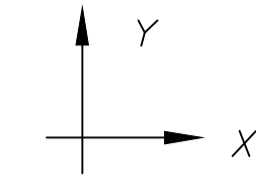
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA
CXX = 2.50
CYY = 2.50

- FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO
VXX = 207.37 tonf.
VYY = 207.37 tonf.

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

- DIR_XX
• DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 4.06 cm.
• DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 4.06 cm.
• MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0055 < 0.0070

- DIR_YY
• DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 4.29 cm.
• DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 4.29 cm.
• MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0052 < 0.0070



DETALLE DEL GANCHO

DETALLE DE GANCHOS EN ESTRIBOS DE COLUMNAS, Y VIGAS

DETALLE TÍPICO LOSA h=0.20m
ESC: 1/10

DETALLES DE LOSAS TÍPICAS

DETALLE DE ENSANCHE ALTERNO

DETALLES ANCLAJES DE VIGAS - GANCHO ESTÁNDAR

REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

EMPALME DE COLUMNA

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DETALLES PLACAS

REMATO DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

DETALLES COLUMNAS

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONCRETO

ESPECIFICACIONES GENERALES

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

CONCRETO ARMADO

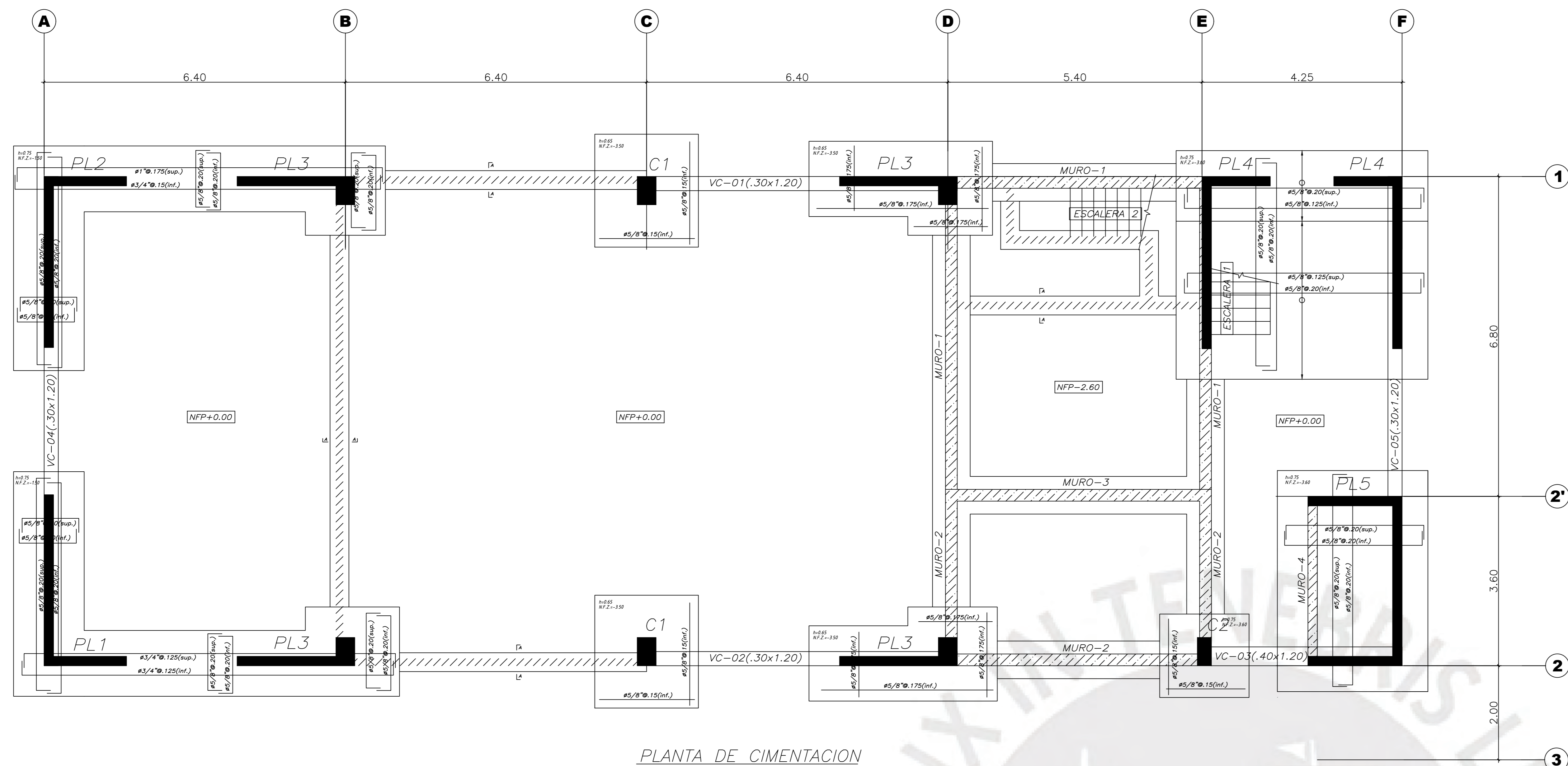
CONCRETO SIMPLE

ALBAÑILERIA

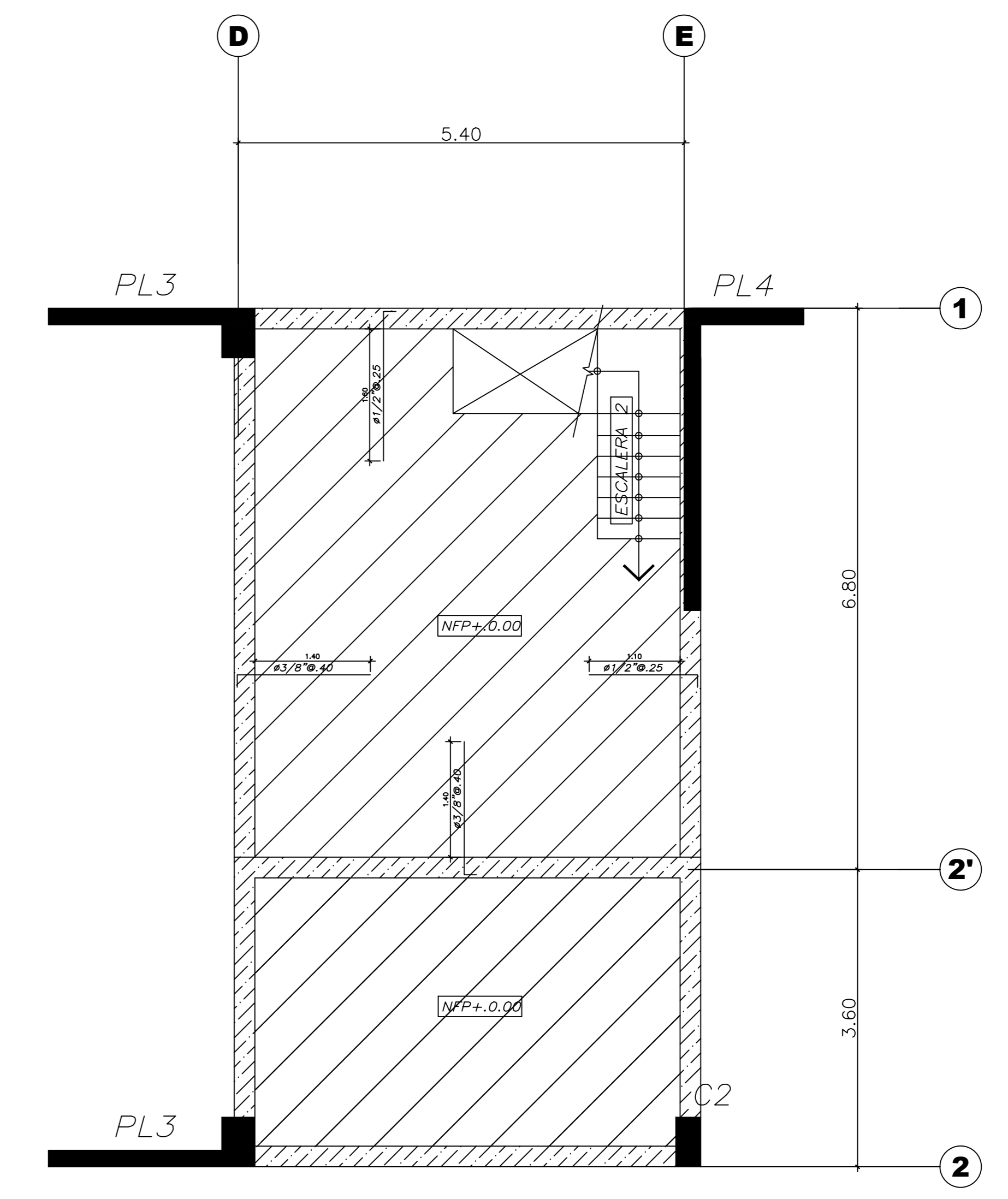
TABIQUERIA INTERIOR

RELACIÓN DE PLANOS

DET

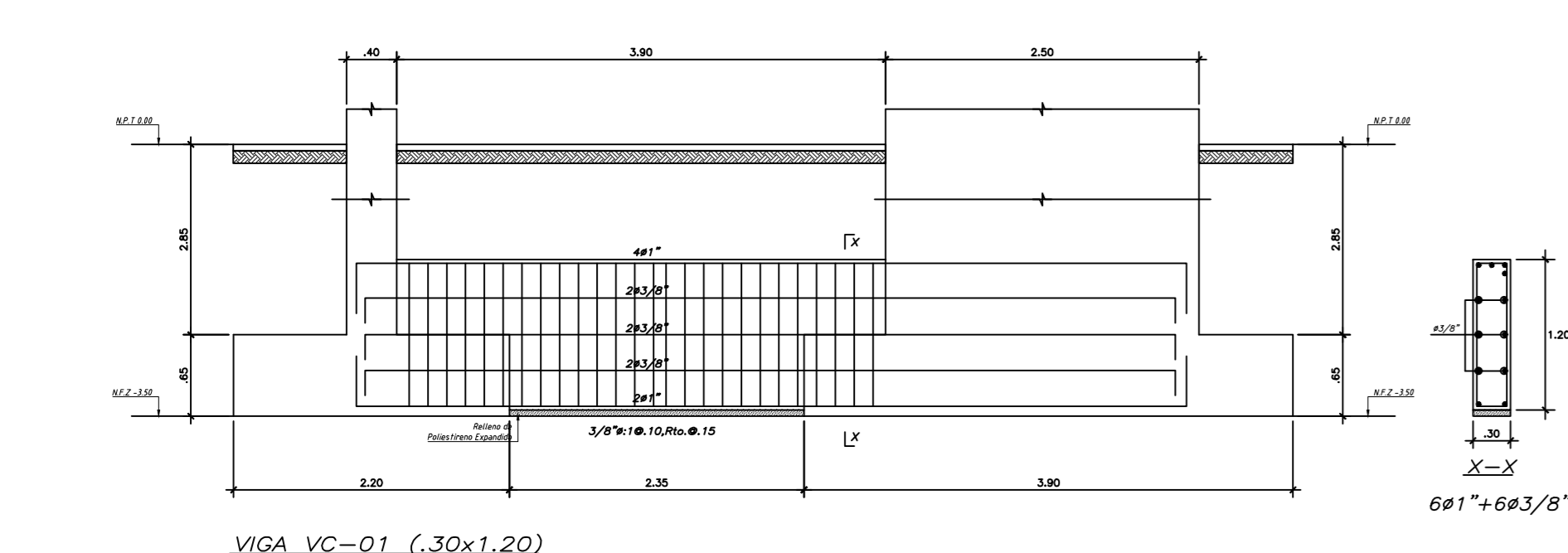


PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1/50

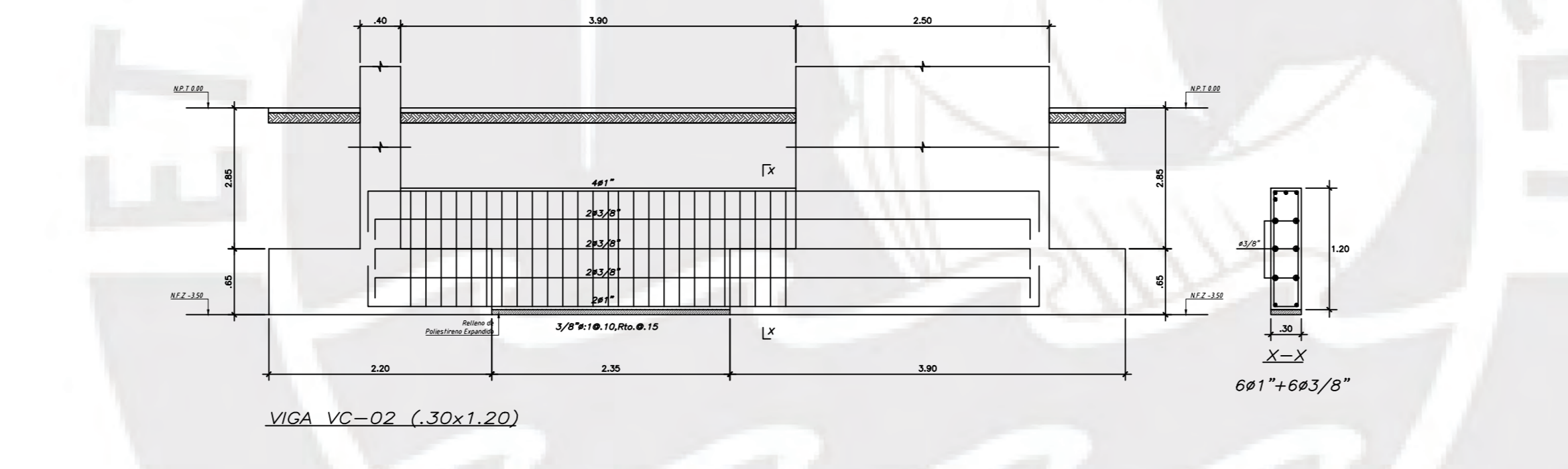


ENCOFRADO DE CISTERNA
Y CUARTO DE MAQUINAS
S/C AULAS = 250 kgf/m²
ESCALA 1/50

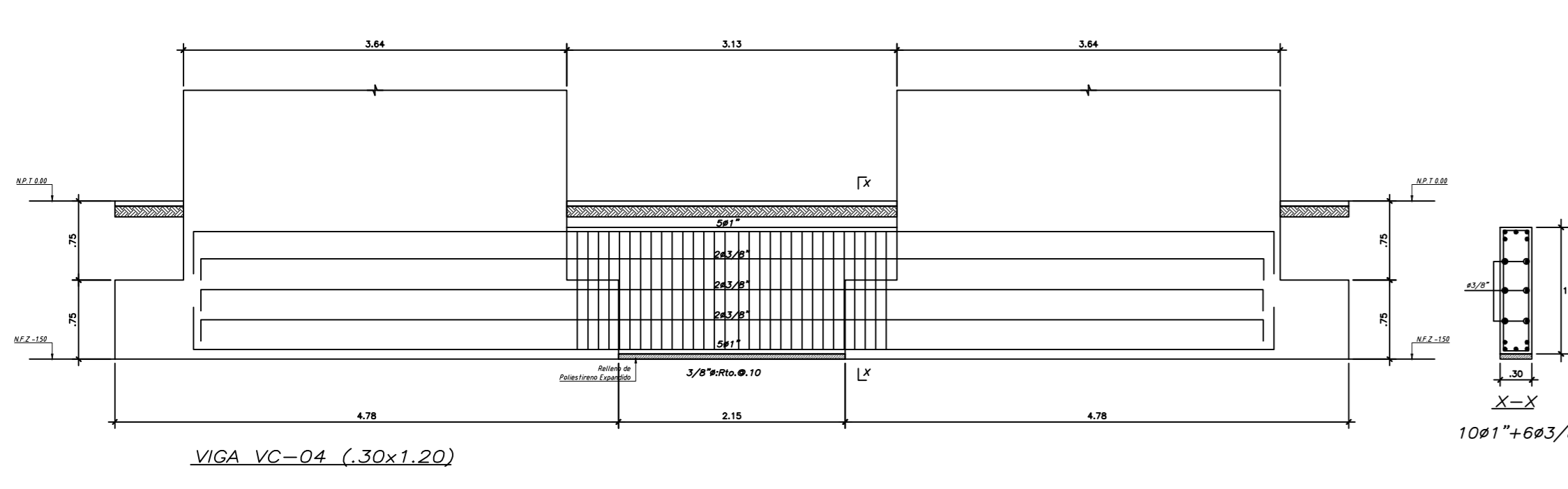
LOSA DE H=0.20m
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8'' @ 40m$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8'' @ 25m$
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



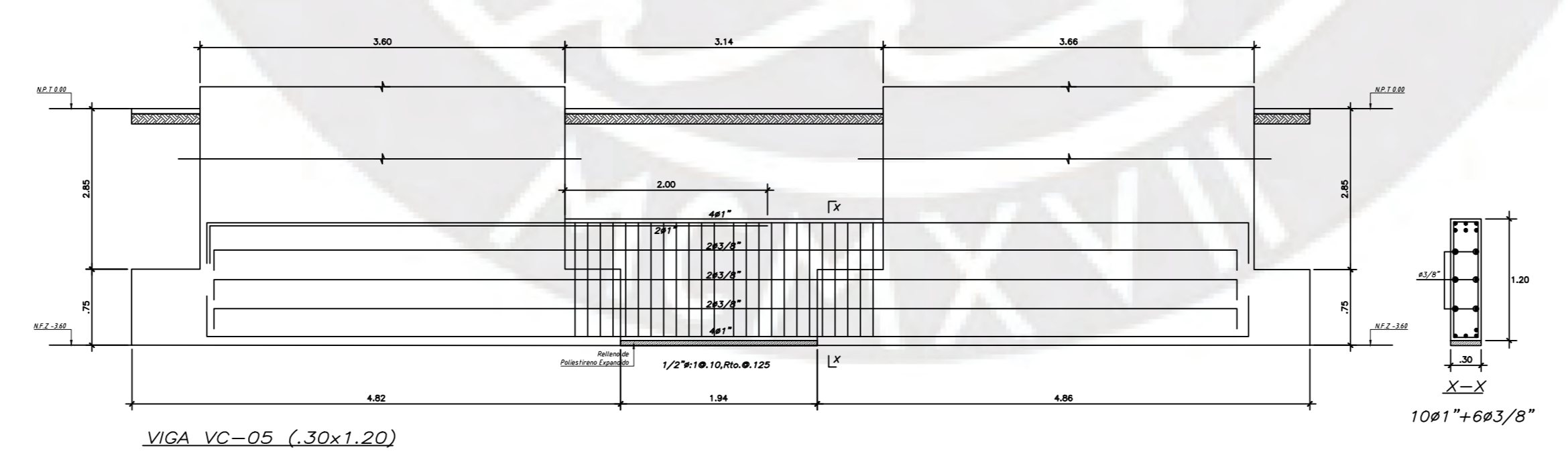
VIGA VC-01 (.30x1.20)



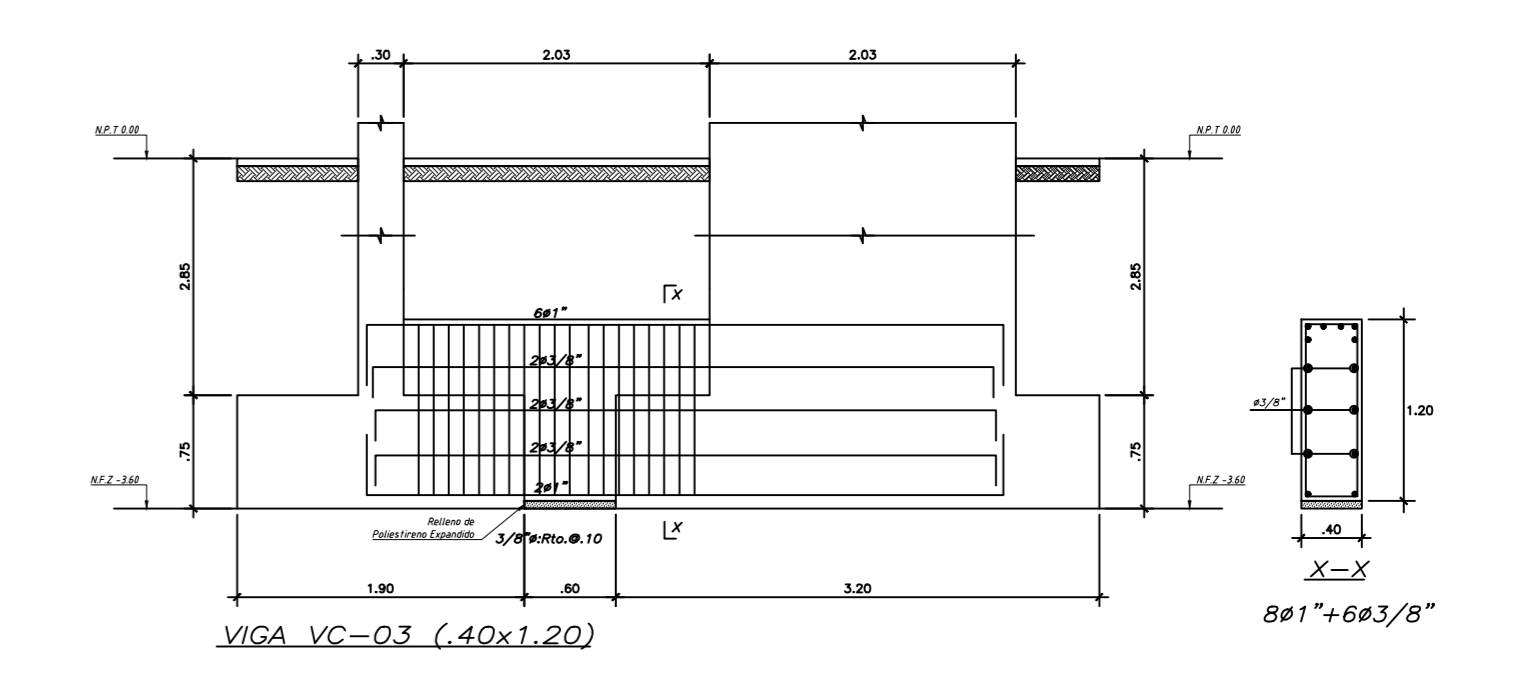
VIGA VC-02 (.30x1.20)



VIGA VC-04 (.30x1.20)



VIGA VC-05 (.30x1.20)



VIGA VC-03 (.40x1.20)

DIÁMETROS DE DOBLADO

ϕ	d(cm)	A(cm)	B(cm)	C(cm)
$\phi 3/8''$	0.95	21	12	16
$\phi 1/2''$	1.27	28	16	21
$\phi 5/8''$	1.59	35	20	26
$\phi 3/4''$	1.91	42	24	31
$\phi 1''$	2.54	56	32	41
$\phi 1.3/8''$	3.58	79	48	58

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS

DETALLES ANCLAJE PLACAS Y COLUMNAS EN ZAPATAS

DETALLES CIMENTOS CORRIDOS PARA TABIQUERIA

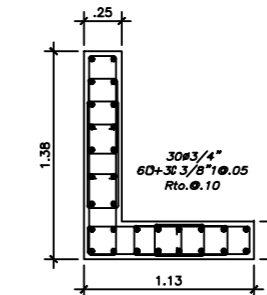
ANCLAJE DE ϕ VIGA DE CIMENTACION EN COLUMNA

ϕ	l(m)
1"	1.25
3/4"	.75
5/8"	.60

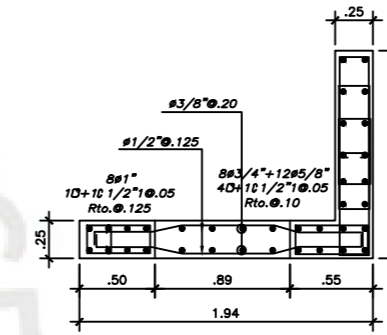
CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-A
1° PISO				
2° PISO				
3° PISO	.30x.80 4ø3/4"+8ø5/8" 3Ø1/2"1@.05 8@.10,Rto.Ø.25 (I)	VER CLAVE 18ø3/4" 2Ø+1Ø1/2"1@.05 10@.10,Rto.Ø.25 (II)	VER CLAVE 18ø5/8" 2Ø+1Ø1/2"1@.05 10@.10,Rst.Ø.25 (III)	.25x.30 6ø1/2" 1Ø3/8"1@.05 Rst.Ø.10 (IV)

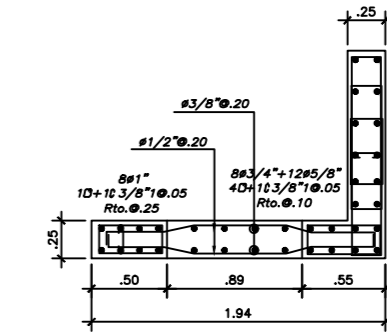
NOTA: LOS NUMEROS ENTRE PARENTESIS INDICAN LA CLAVE PARA LA DISTRIBUCION DE LOS ØS Y ESTRIBOS



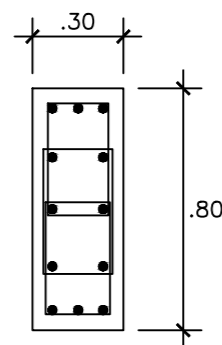
PL-1
CIMENTACION Y PISO TIPICO



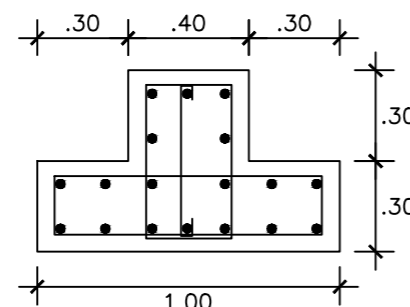
PL-2
CIMENTACION



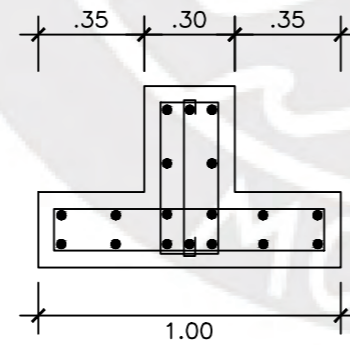
PL-2
PISO TIPICO



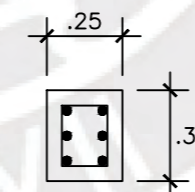
(I)



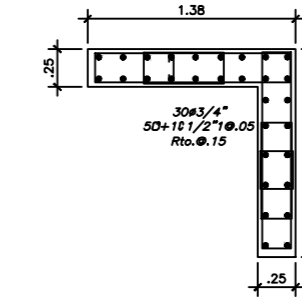
(II)




(III)



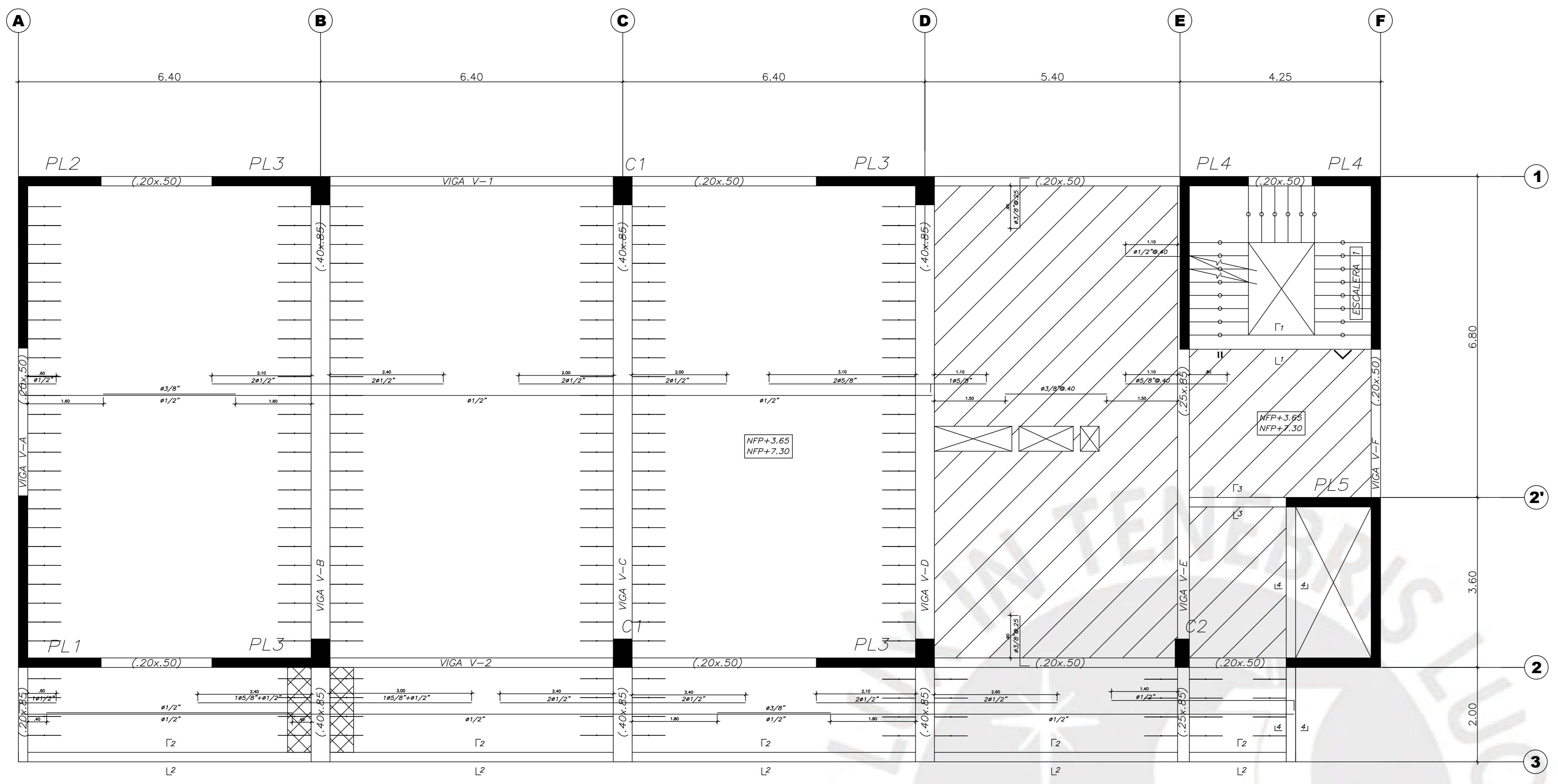
(IV)



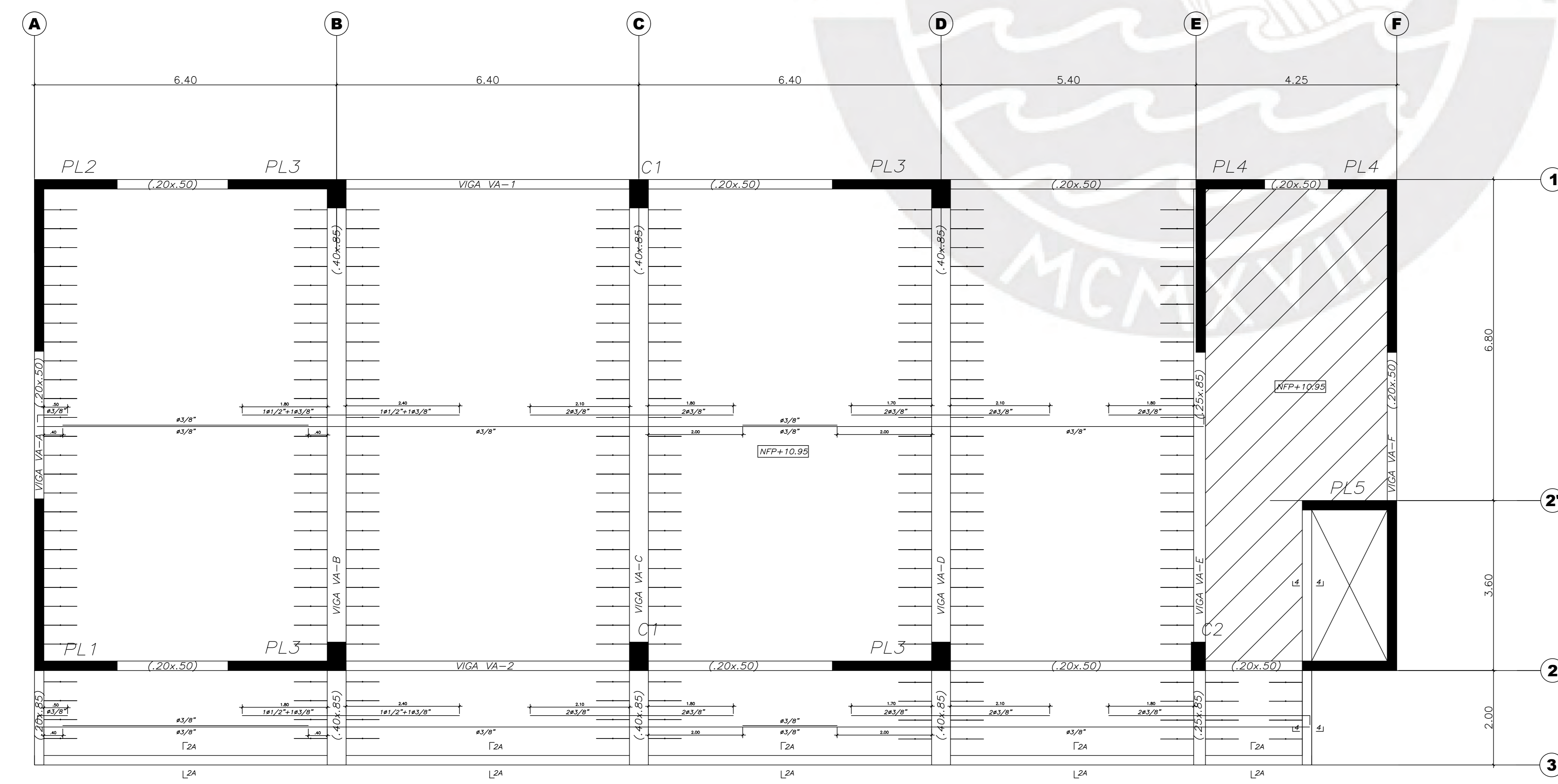
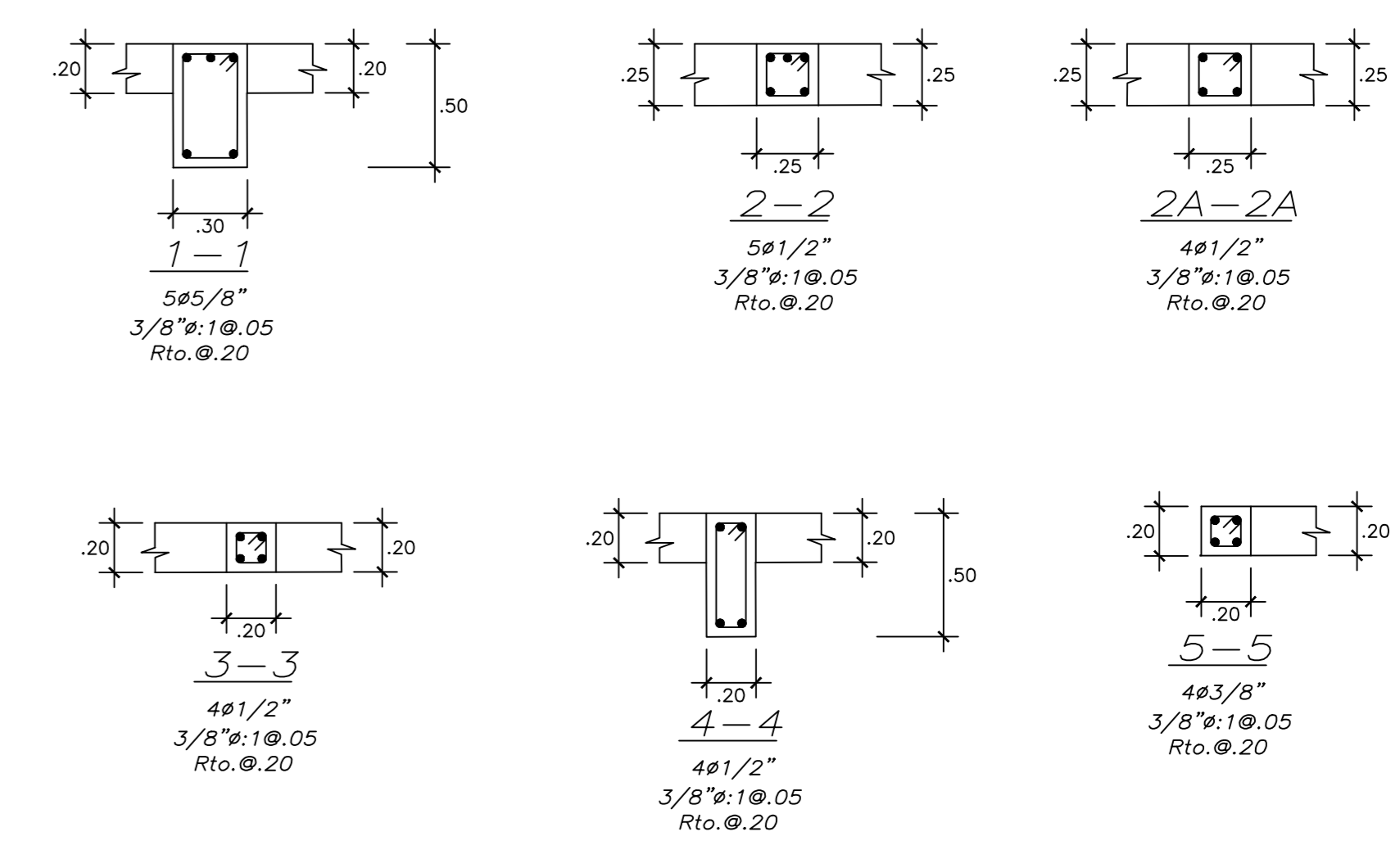
PL-3
CIMENTACION Y PISO TIPICO

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL					
	PLANO:	COLUMNAS Y PLACAS					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	DUAL TIPO I	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024

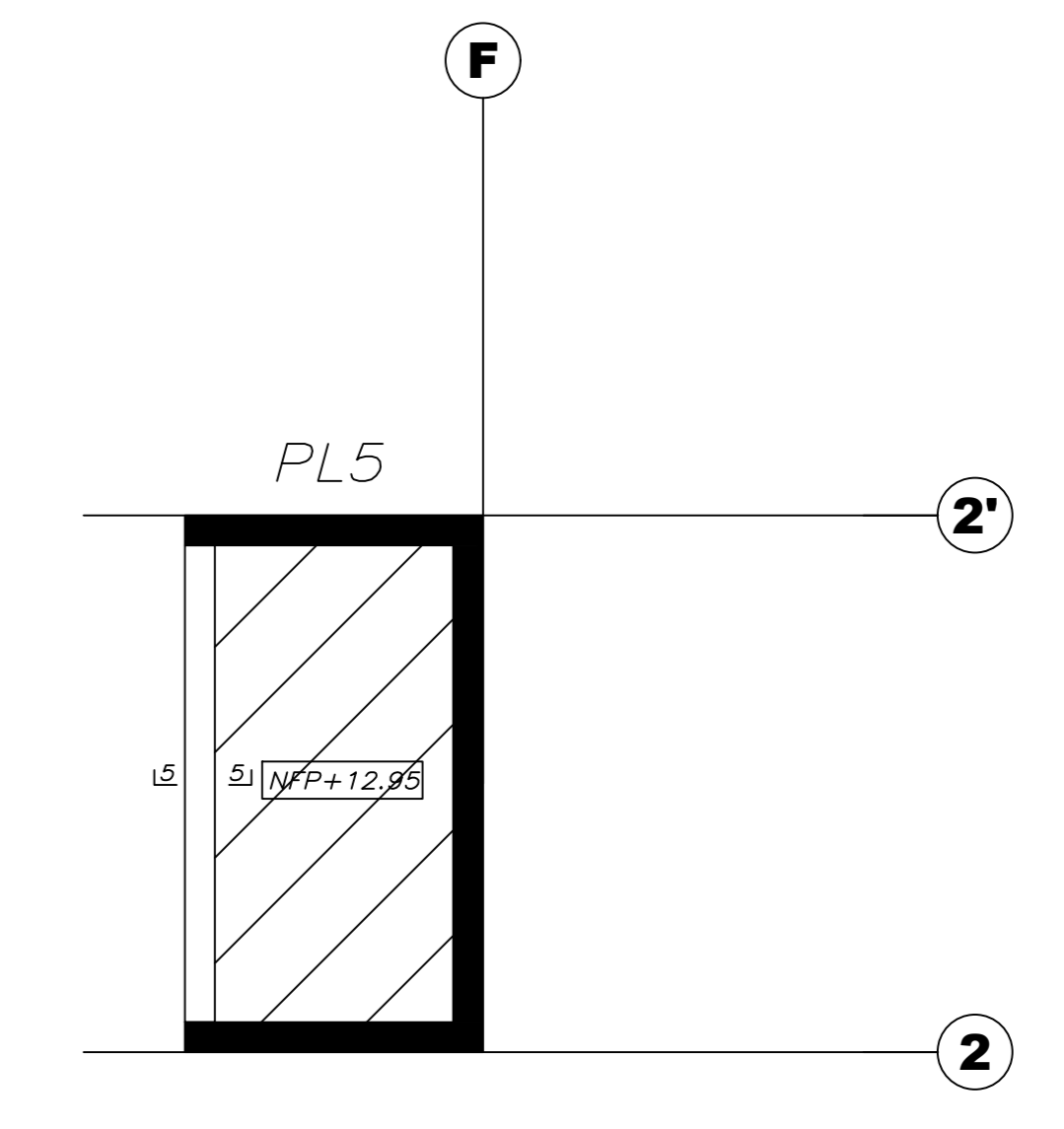
LAMINA N°:
E-03



ENCOFRADO PISO 1 Y 2 (NFP+3.65,+7.30)
 S/C AULAS = 250 kgf/m²
 S/C PASADIZO Y HALL = 400 kgf/m²
 ESCALA 1/50

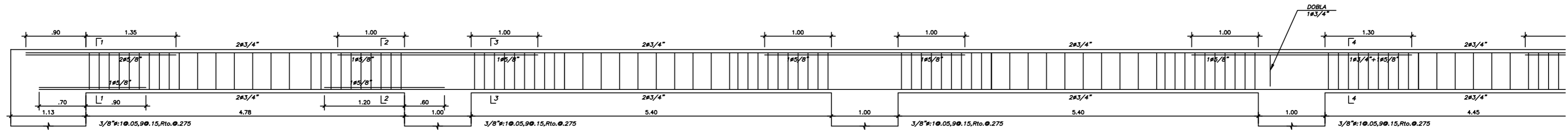


ENCOFRADO PISO 3 (NFP+10.95)
 S/C AZOTEA = 100 kgf/m²
 ESCALA 1/50

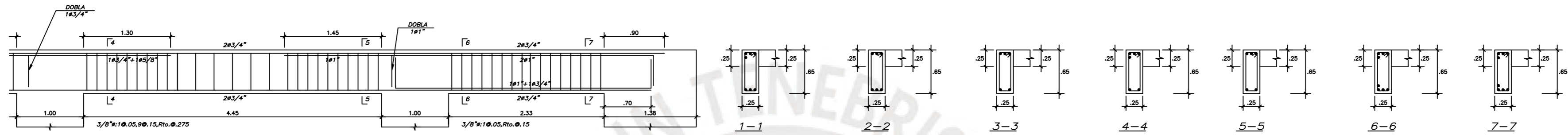


ENCOFRADO TECHO ASCENSOR (NFP+12.95)
 S/C AZOTEA = 100 kgf/m²
 ESCALA 1/50

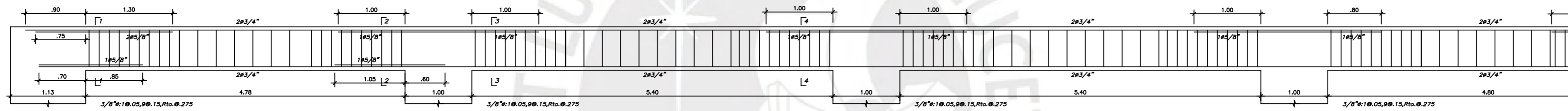
- LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL DE H=0.25
 VIGUETAS ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25m
 (En las plantas se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 40m
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25m
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- ENSANCHE ALTERNADO



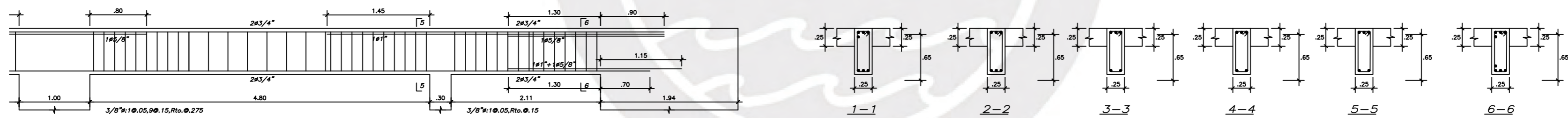
VIGA V-1 (.25x.65)



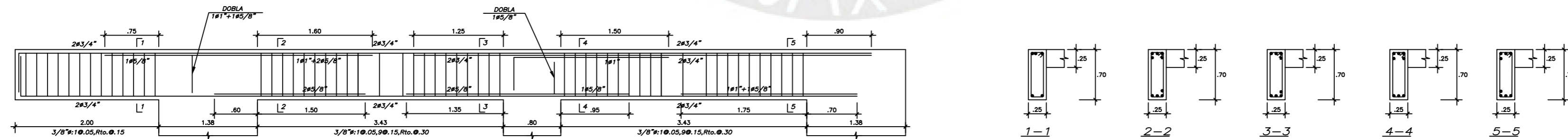
VIGA V-1 (.25x.65)




VIGA V-2 (.25x.65)

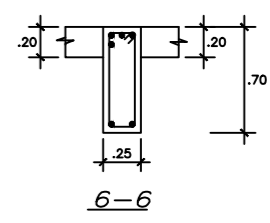
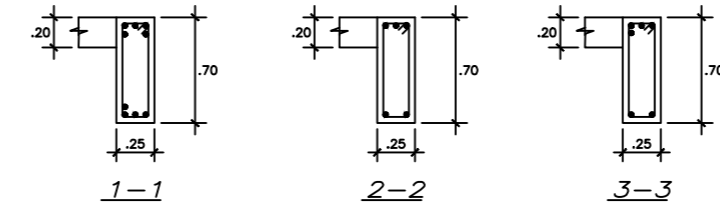
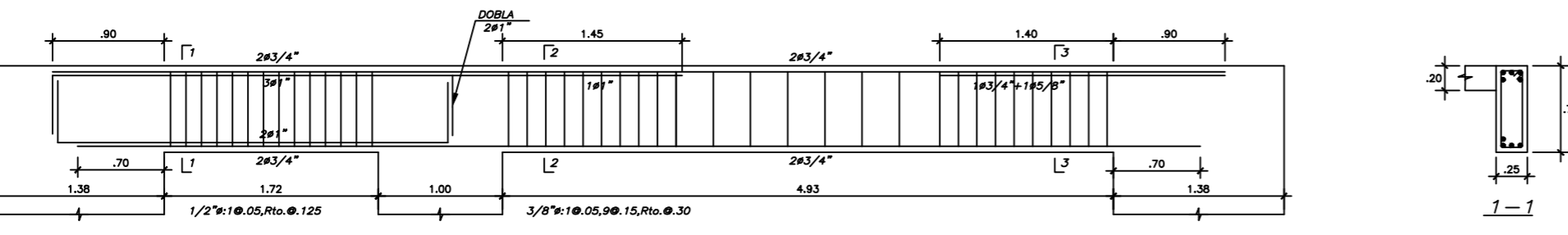
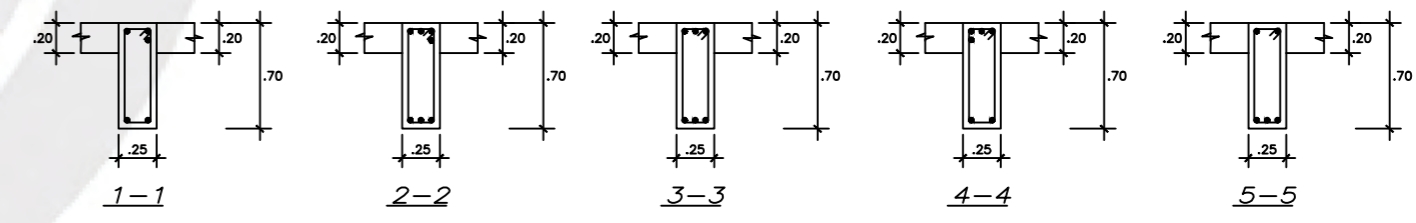
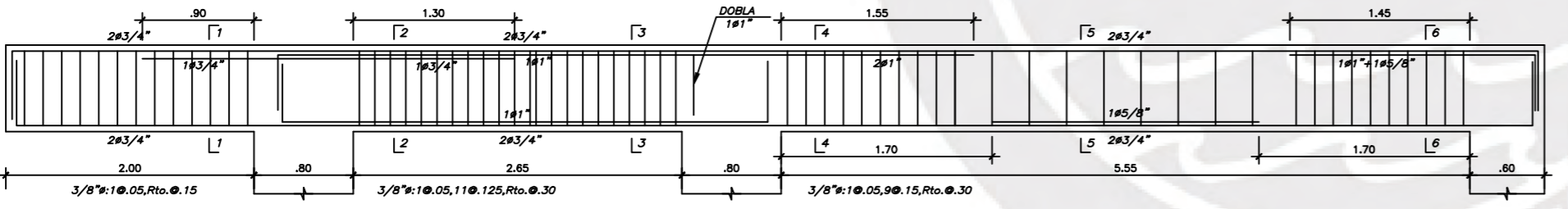
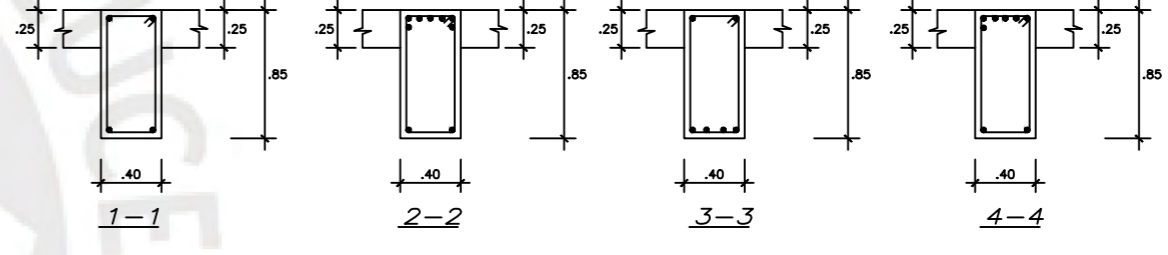
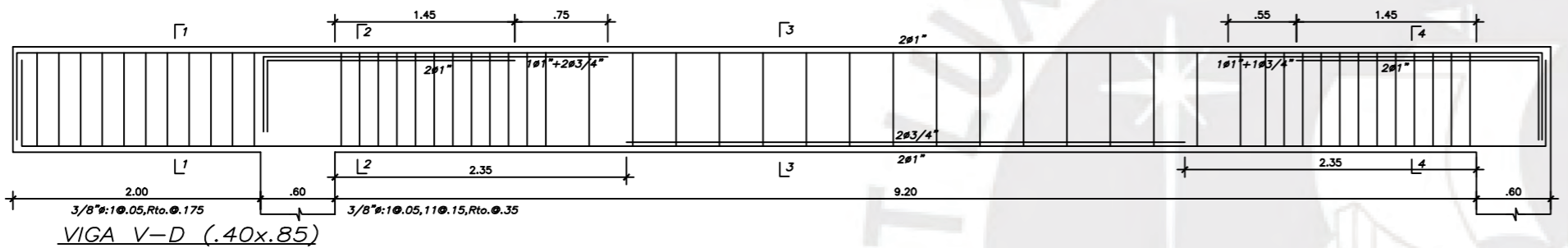
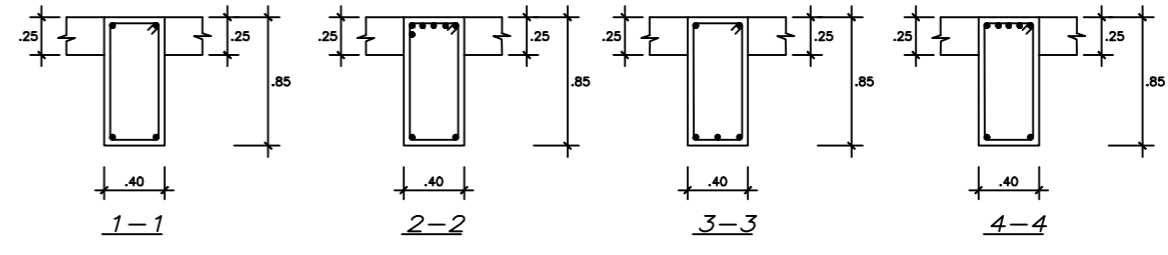
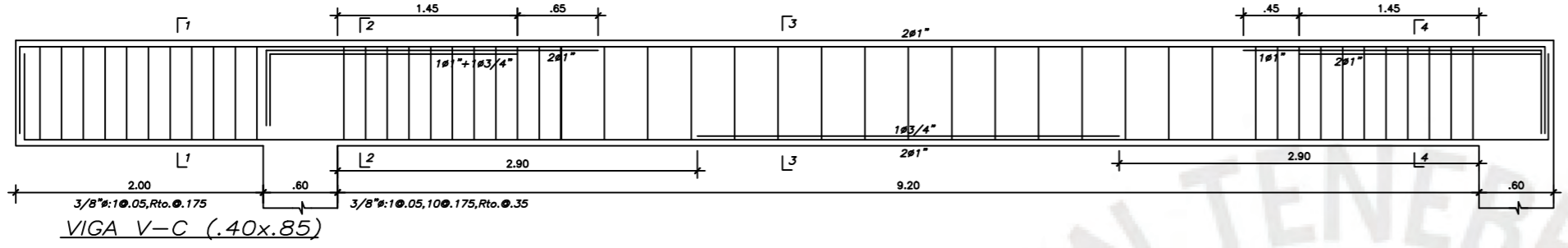
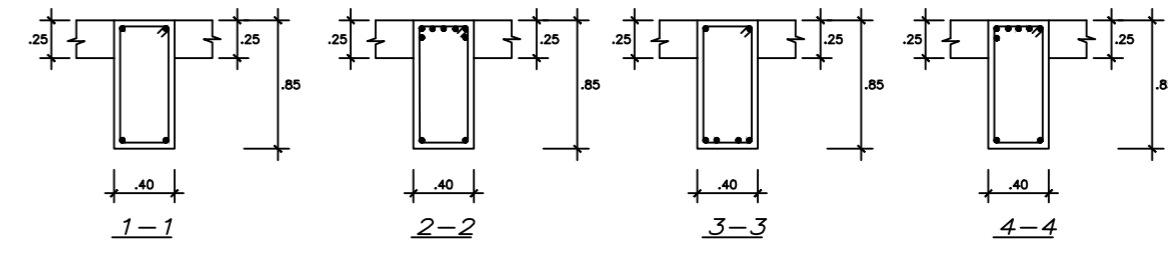
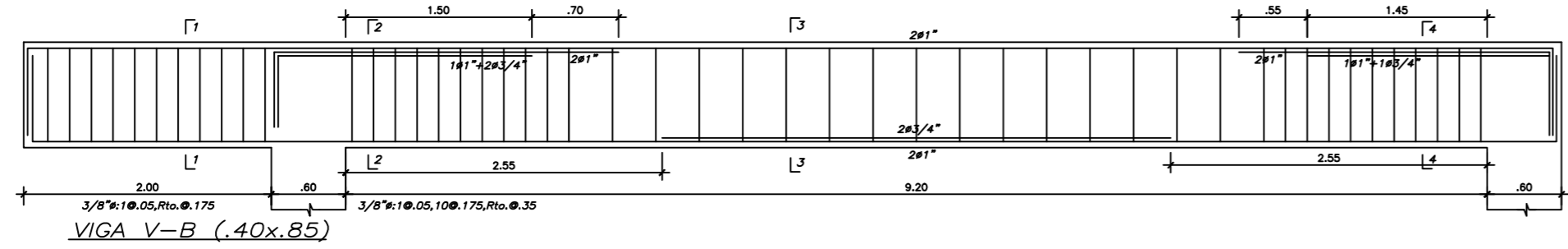


VIGA V-2 (.25x.65)



VIGA V-A (.25x.70)

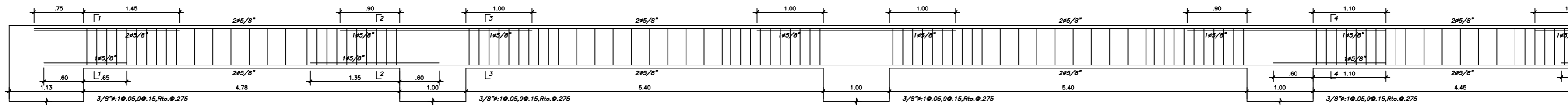
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL					
	PLANO:	VIGAS I					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	DUAL TIPO I	DIBUJADO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024
				LAMINA N°:	E-05		



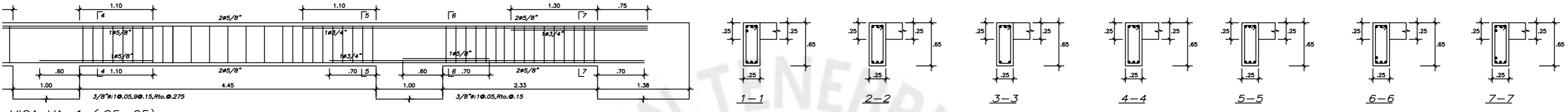
VIGA V-F (.25x.70)

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL					
	PLANO:	VIGAS II					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	DUAL TIPO I	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024

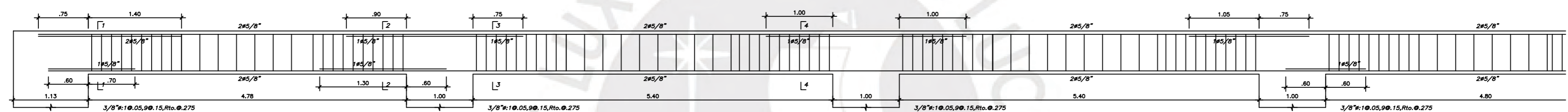
LAMINA N°: E-06



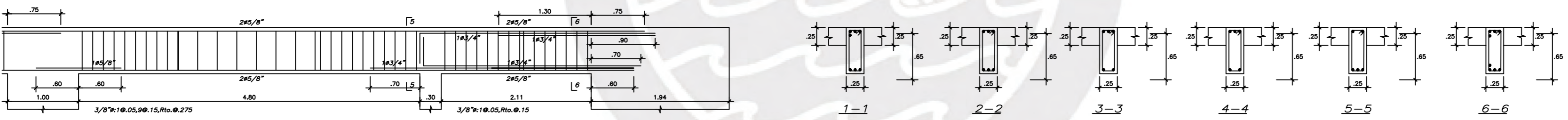
VIGA VA-1 (.25x.65)



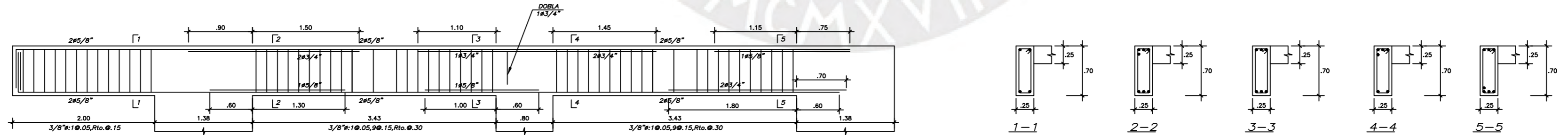
VIGA VA-1 (.25x.65)



VIGA VA-2 (.25x.65)

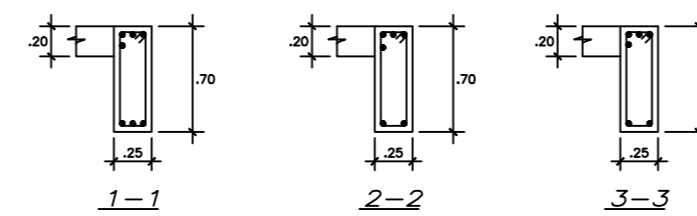
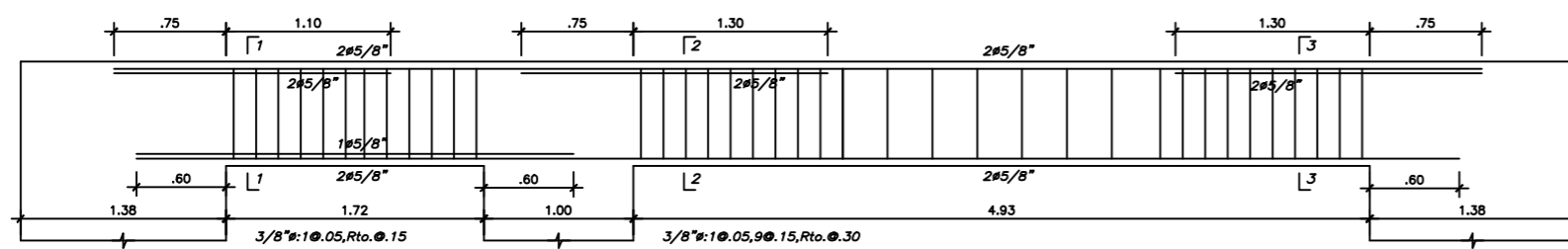
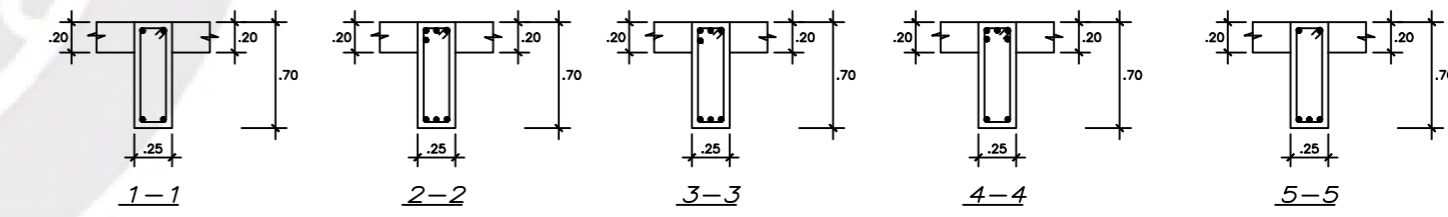
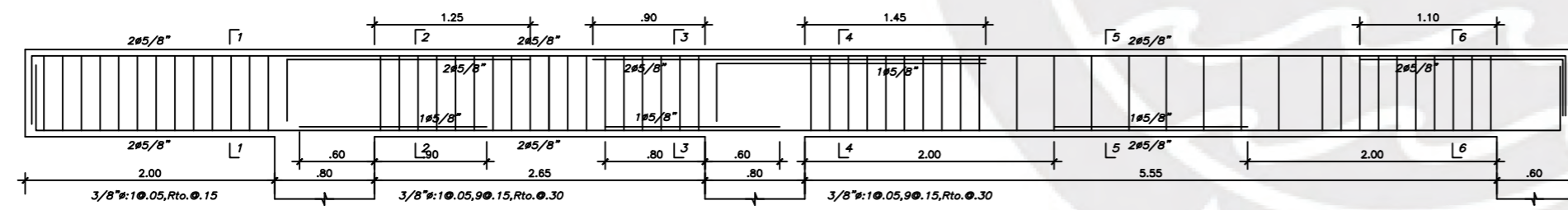
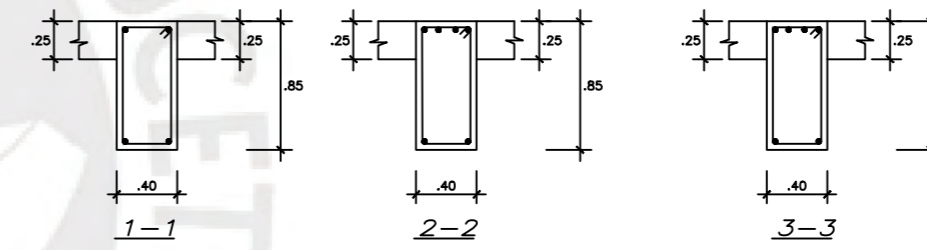
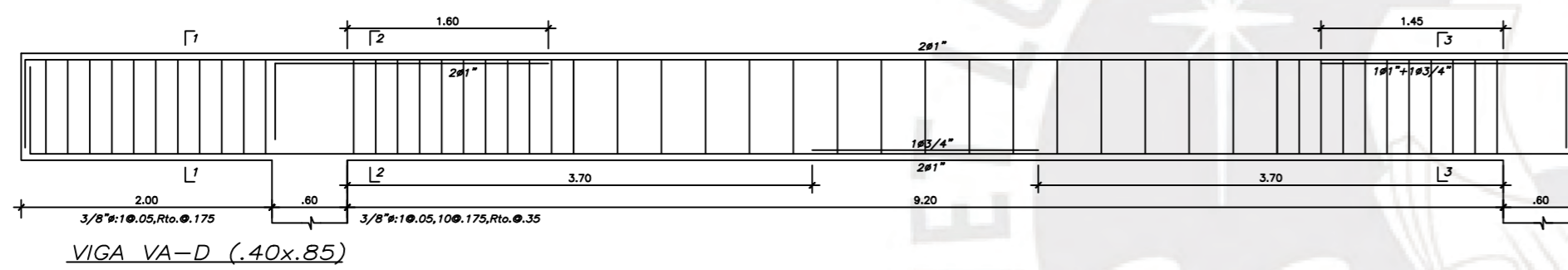
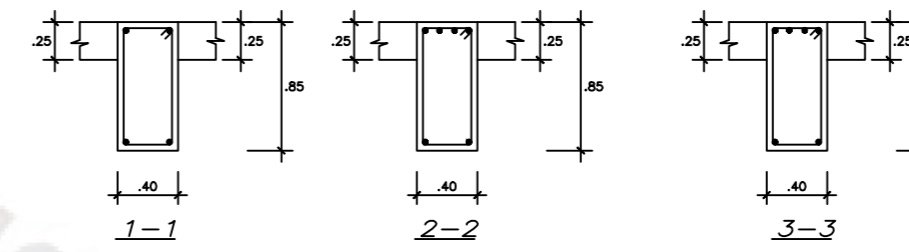
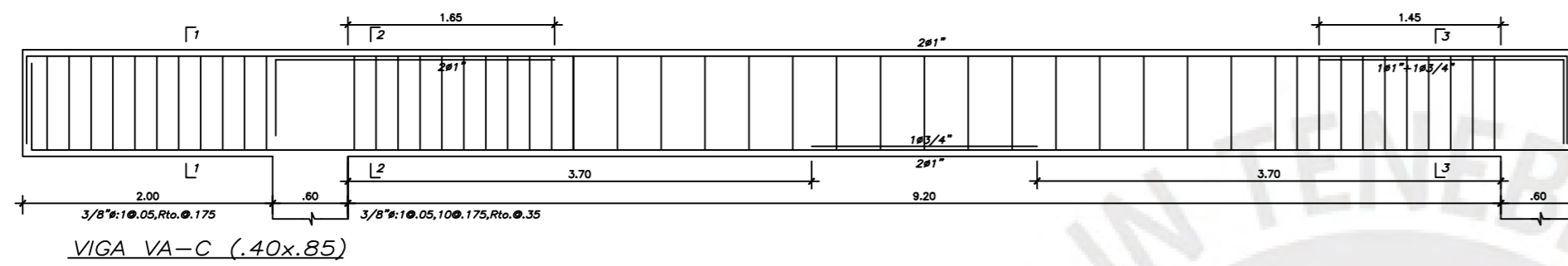
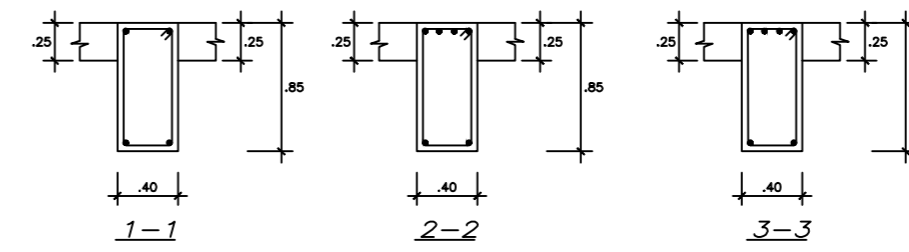
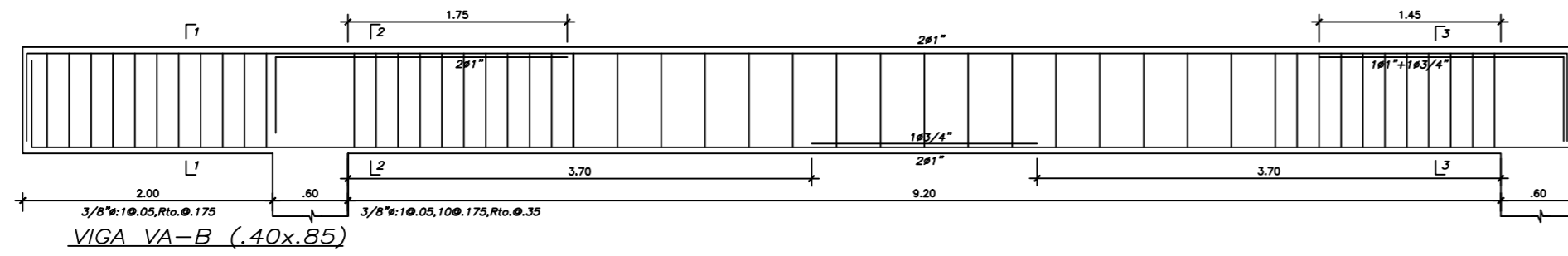



VIGA VA-2 (.25x.65)

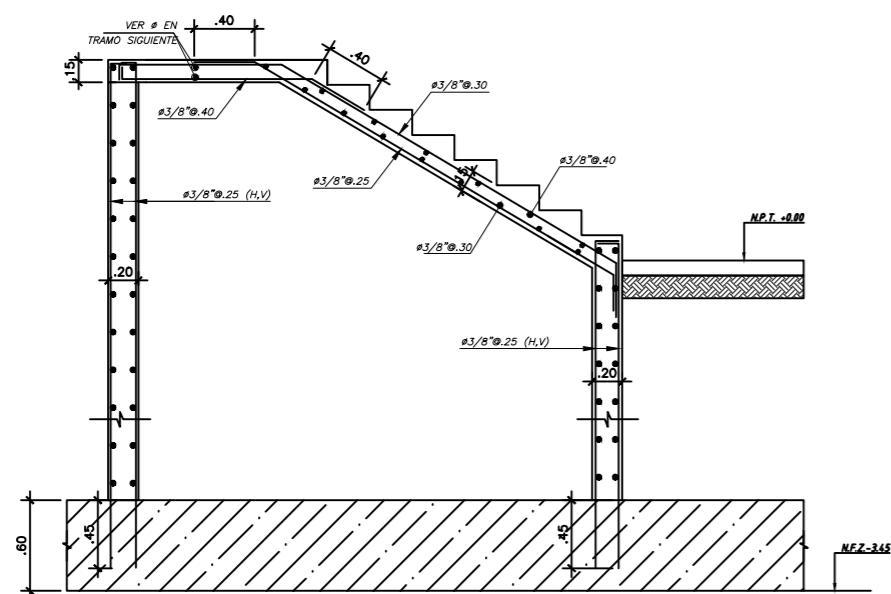
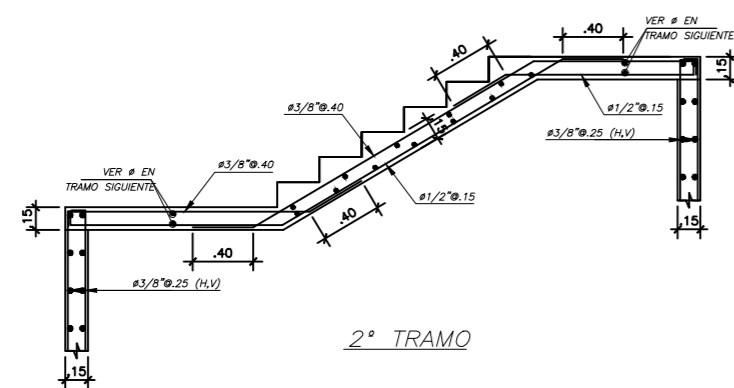
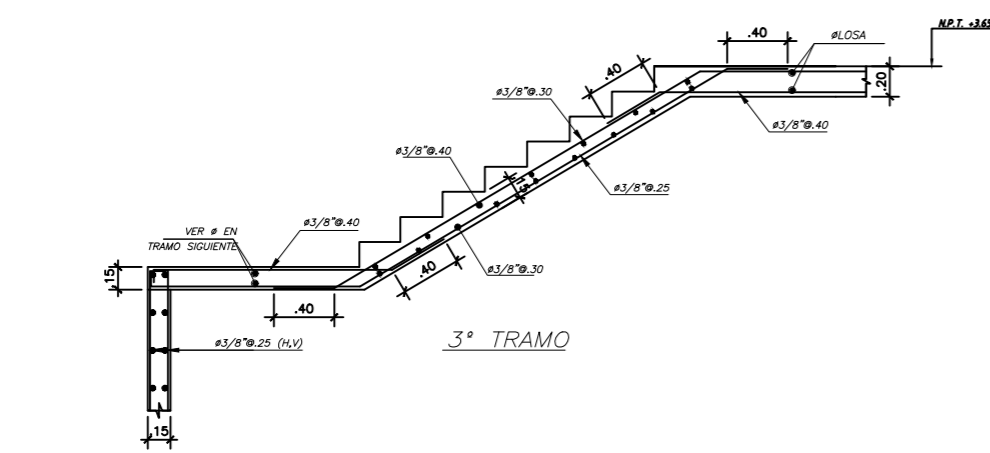


VIGA VA-A (.25x.70)

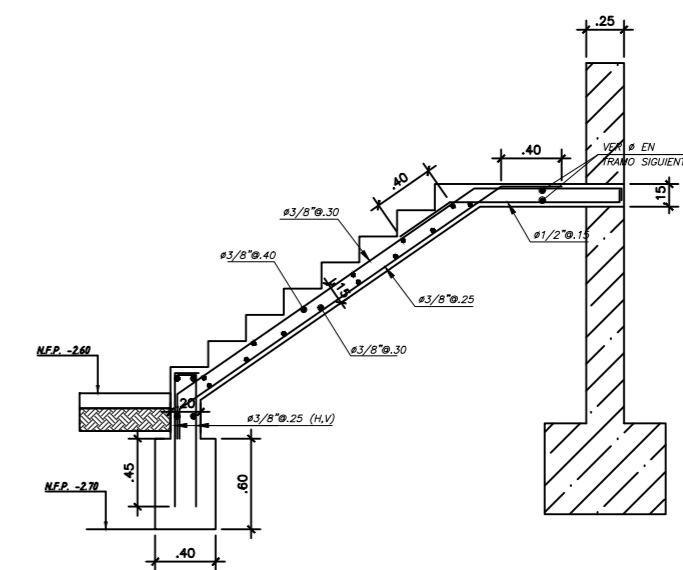
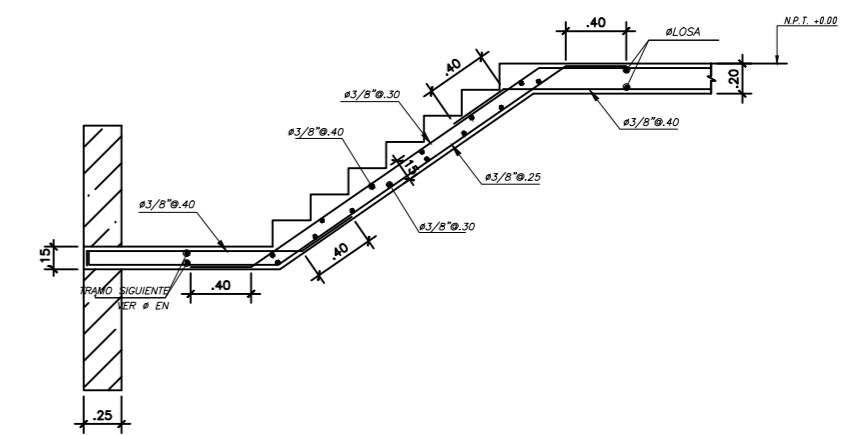
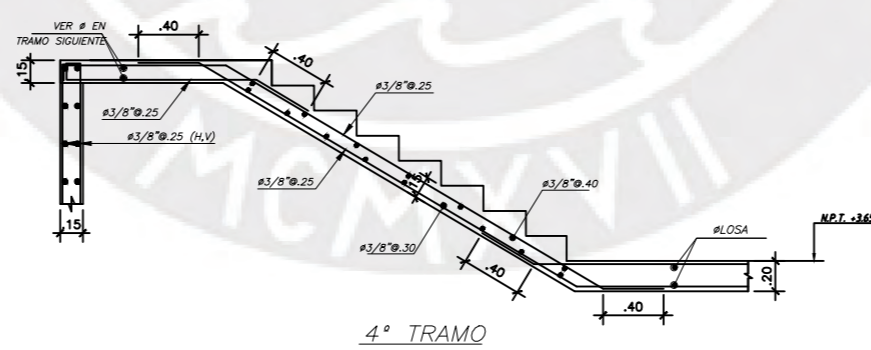
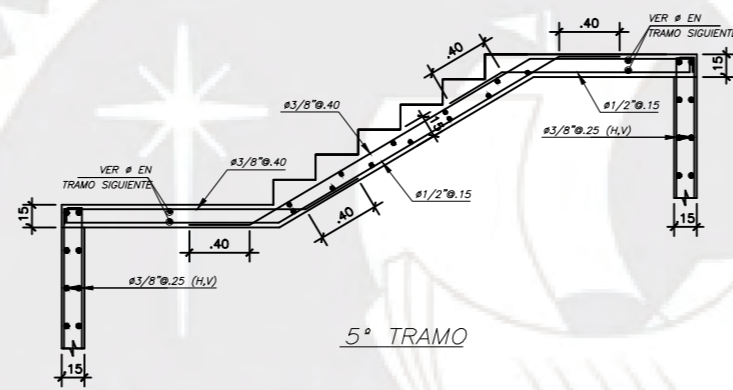
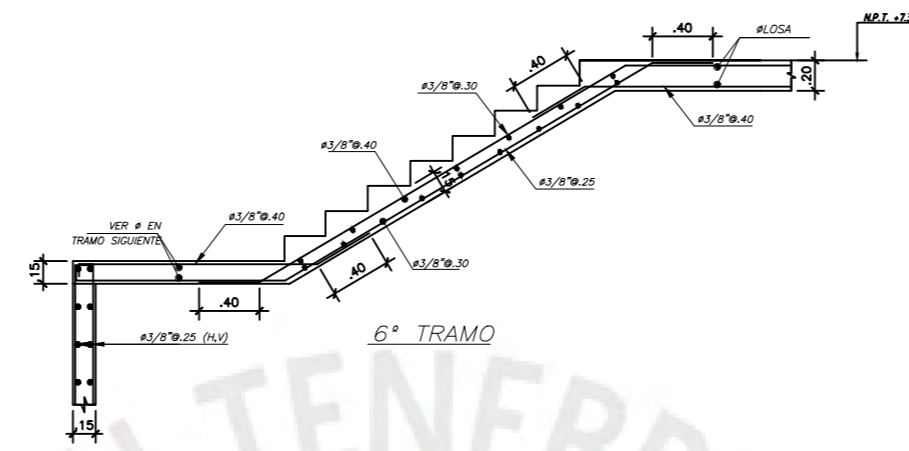
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL			LAMINA N°:		
	PLANO:	VIGAS III			E-07		
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	DUAL TIPO I	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:		1/50	FECHA:



	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			LAMINA N°: E-08
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		
PLANO:	VIGAS IV			
TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS			
ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO			
SISTEMA:	DUAL TIPO I	DIBUJO: E.H.R.	ESCALA: 1/50	FECHA: NOV 2024



ESCALERA 1

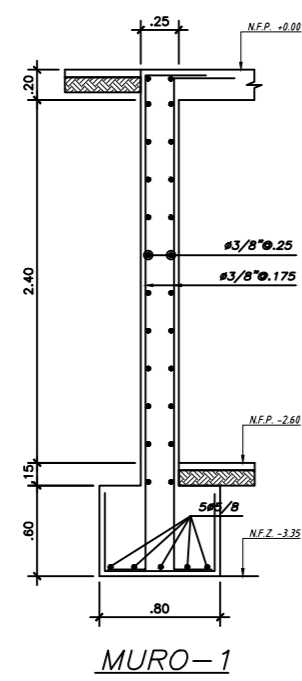


ESCALERA 2

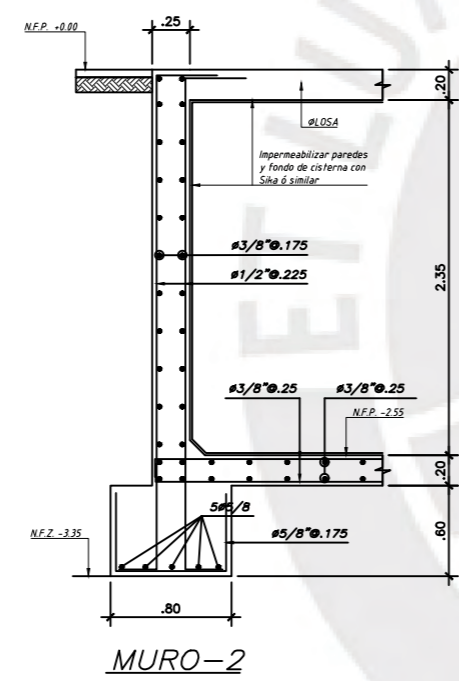
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL					
	PLANO:	ESCALERA 1 Y 2					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUARHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	DUAL TIPO I	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024

LAMINA N°:

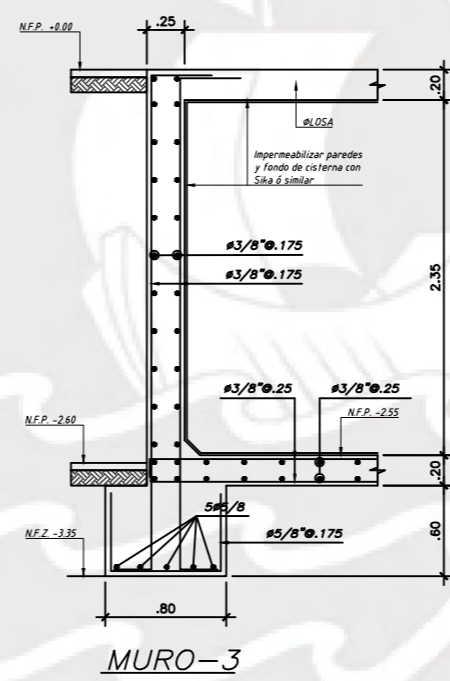
E-09



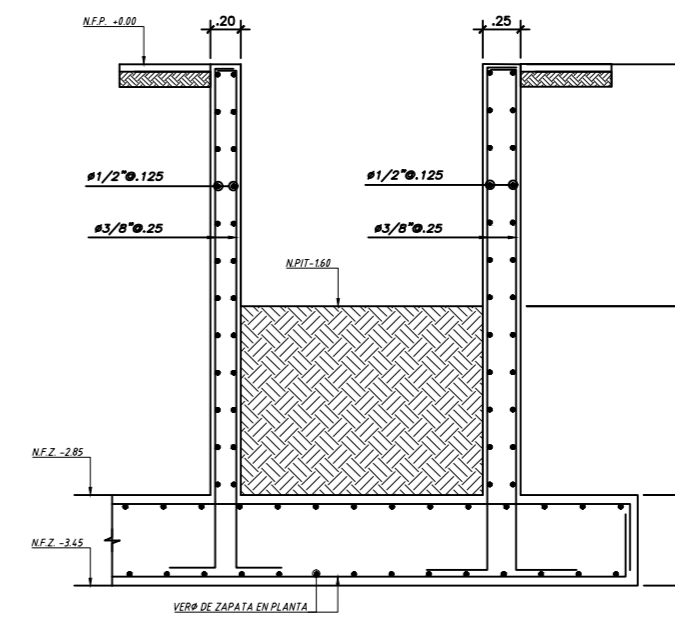
MURO-1



MURO-2



MURO-3



MURO-4

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ						
	PROYECTO:	TESIS DE TITULACIÓN DE INGENIERIA CIVIL					
	PLANO:	CORTES DE CIMENTACION					
	TESISTA:	EDUARDO DANIEL HUASHUA ROJAS					
	ASESOR:	RENZO NORIEGA BARRUETO					
SISTEMA:	MUROS ESTRUCTURALES	DIBUJO:	E.H.R.	ESCALA:	1/50	FECHA:	NOV 2024

LAMINA N°:
E-10