

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

Diseño estructural de un edificio de concreto armado en Surco

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Victor Armando Portilla Yupanqui

ASESOR:

Ing. Wilson Edgar Silva Berríos

Lima, Octubre, 2019

Resumen

La presente tesis comprende el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de ocho niveles superiores y tres sótanos ubicado en el distrito de Surco, en el departamento de Lima.

Los sótanos tienen un área aproximada de 440 m^2 por nivel mientras que los niveles superiores tienen 300 m^2 por nivel. La cimentación del proyecto se apoya sobre el conglomerado típico de Lima, con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 .

El sistema de techado se conforma de losas aligeradas y losas macizas. El sistema estructural sismorresistente es de muros de corte en combinación con pórticos de concreto armado. El sistema de contención de tierra en los sótanos consiste en muros anclados (anclaje temporal) dispuestos en los linderos del proyecto.

Los criterios de estructuración y predimensionamiento tomados en cuenta permitieron obtener elementos con refuerzo de acero que satisfacen las solicitaciones de carga y cumplen los límites de la Norma E.060 Concreto Armado.

El análisis sísmico del edificio se desarrolló con un modelo de masas concentradas de 3 grados de libertad por nivel superior. Los resultados del análisis muestran que el edificio califica como regular y que las derivas inelásticas (0.62% en XX y 0.18% en YY) son menores a la máxima (0.70%) exigida por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

La cimentación del proyecto se conforma por un conjunto de zapatas aisladas, combinadas y conectadas. En todos los casos los esfuerzos sobre el suelo son menores a su capacidad portante, incluso en las zapatas más cargadas.

Agradecimientos

Gracias a todos los amigos que conocí durante mi etapa universitaria por brindarme momentos gratos en la mejor época de mi vida.

Gracias a todos los profesores que, con pasión, inculcaron sus diversos conocimientos en nuestra generación.

Un agradecimiento especial a mi asesor, el Ing. Wilson Silva, por sus numerosas enseñanzas y apoyo constante en la elaboración de la presente tesis.

Dedicatoria

Dedico este trabajo a quienes siempre estuvieron a mi lado en mis mejores momentos y aún en los más tormentosos:

A mi papá y mamá, por enseñarme a querer, a ser fuerte y estar preparado para la vida

A mi Cucú, por enseñarme a ser una buena persona sin importar lo que pase

A mi Mamashita, por su incondicional apoyo e interminables muestras de amor en estos años

A mi Rocky, a quien prometí que me vería titulado desde hace muchos años

¡Lo logramos!

Contenido

Resumen.....	i
Agradecimientos	ii
Dedicatoria.....	ii
Capítulo 1: Aspectos generales del proyecto	1
1.1 Características generales	1
1.2 Características estructurales	3
1.3 Características del suelo de emplazamiento.....	4
1.4 Normativa aplicada	4
Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento.....	5
2.1 Criterios de estructuración	5
2.1.1 Estructuración por carga vertical.....	5
2.1.2 Estructuración por cargas sísmicas.....	7
2.2 Estructuración del proyecto.....	10
2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales.....	11
Capítulo 3: Análisis por cargas de gravedad.....	17
3.1 Generalidades	17
3.2 Análisis de los sistemas de losas	18
3.2.1 Análisis de losas aligeradas.....	18
3.2.2 Análisis de losas macizas	20
3.3 Modelamiento del edificio	23
3.3.1 Materiales componentes	23
3.3.2 Elementos estructurales	23
3.3.3 Conexiones entre elementos	24
3.3.4 Condición de apoyo en el terreno	26
3.3.5 Niveles de sótanos	26
3.3.6 Cargas sobre los elementos.....	26
Capítulo 4: Análisis sísmico	29
4.1 Modelo dinámico.....	29
4.2 Análisis modal del edificio.....	30
4.3 Análisis por superposición espectral.....	32
4.4 Espectro de diseño.....	32
4.5 Análisis de desplazamientos.....	34
4.6 Análisis de irregularidad torsional	36

4.7 Cortante de diseño.....	36
4.8 Juntas de separación sísmica.....	41
Capítulo 5: Diseño en concreto armado.....	42
5.1 Criterios de diseño E.060.....	42
5.1.1 Diseño por resistencia.....	42
5.1.2 Requisitos de servicio.....	43
5.1.3 Diseño por capacidad.....	44
5.2 Diseño por flexión.....	44
5.2.1 Hipótesis de diseño.....	44
5.2.2 Límites de diseño.....	46
5.3 Diseño por cortante.....	48
5.3.1 Generalidades.....	48
5.3.2 Límites de diseño.....	49
5.4 Diseño por flexocompresión.....	50
Capítulo 6: Diseño de losas.....	52
6.1 Diseño de losas aligeradas.....	52
6.1.1 Diseño por flexión.....	53
6.1.2 Verificación por cortante.....	54
6.2 Diseño de losas macizas.....	55
6.2.1 Diseño por flexión.....	56
6.2.2 Verificación por cortante.....	58
Capítulo 7: Diseño de vigas.....	59
7.1 Diseño de viga de gravedad (VT-07).....	61
7.1.1 Diseño por flexión.....	61
7.1.2 Diseño por cortante.....	62
7.2 Diseño de viga sísmica (VT-01).....	63
7.2.1 Diseño por flexión.....	63
7.2.2 Diseño por cortante.....	64
Capítulo 8: Diseño de columnas y placas.....	66
8.1 Diseño de columna C-01.....	68
8.1.1 Diseño por Flexocompresión.....	69
8.1.2 Diseño por Cortante.....	71
8.2 Diseño de placa PL-01.....	73
8.2.1 Diseño por Flexocompresión.....	74

8.2.2 Diseño por Capacidad.....	76
8.2.3 Verificación de confinamiento de bordes.....	77
Capítulo 9: Diseño de Cimentación	79
9.1 Dimensionamiento de zapatas.....	79
9.2 Verificaciones y diseño de concreto armado.....	79
9.2.1 Verificación por punzonamiento	80
9.2.2 Verificación por cortante y Diseño por flexión	81
9.3 Diseño de zapata aislada	81
9.3.1 Verificación por punzonamiento	83
9.3.2 Verificación por cortante	83
9.3.3 Diseño por flexión	83
9.4 Diseño de zapata combinada.....	84
9.4.1 Verificación por cortante.....	87
9.4.2 Verificación por punzonamiento	88
9.4.3 Diseño por flexión	88
9.5 Diseño de zapata conectada.....	90
9.5.1. Dimensionamiento de zapata excéntrica	90
9.5.2 Verificación por cortante.....	92
9.5.3 Diseño por flexión	92
9.5.2 Diseño de la viga de cimentación VC-01	93
Capítulo 10: Diseño de otros elementos estructurales	95
10.1 Diseño de muros anclados.....	95
10.1.1 Generalidades	95
10.1.2 Diseño de paño típico	96
10.2 Diseño de muros de sótano.....	99
10.3 Diseño de escaleras	104
Capítulo 11: Conclusiones	106
11.1 De la estructuración.....	106
11.2 Del análisis estructural	106
11.3 Del diseño estructural.....	107
Referencias.....	108
Anexos	108

Capítulo 1: Aspectos generales del proyecto

1.1 Características generales

El proyecto de edificación desarrollado en la presente tesis corresponde a un edificio de departamentos de ocho niveles superiores y tres niveles de sótano emplazado en el distrito de Surco, Lima. El proyecto limita en los linderos este y oeste con edificaciones vecinas de dos niveles superiores sin sótano, mientras que en los linderos frontal y posterior limita con avenidas con tránsito vehicular.

El primer sótano cuenta con un área en planta de $440 m^2$, el cual está destinado a espacios de estacionamientos y dos pequeños depósitos. De igual manera, el segundo sótano cuenta con un área en planta de $440 m^2$ destinado exclusivamente a espacios de estacionamientos. El tercer sótano cuenta con un área en planta de $280 m^2$, el cual está destinado a espacios de estacionamientos, una cisterna de uso doméstico ($16 m^3$ de capacidad), una cisterna de agua contra incendio ($80 m^3$ de capacidad) y un cuarto de bombas.

Los niveles superiores del proyecto se dividen en 3 configuraciones distintas: primer piso, piso típico y azotea. El primer piso tiene $400 m^2$ de área, cuenta con el lobby de ingreso, terraza frontal y posterior, dos departamentos y la rampa de acceso a los estacionamientos. El piso típico superior cuenta con un área en planta de $300 m^2$, el cual presenta dos departamentos y un área común en la zona de la escalera central. La azotea tiene la misma área que el piso típico, pero no es un nivel transitable salvo por el ingreso mediante la escalera de gato proyectada para inspección de equipos. La Figura 1.1 presenta la planta de arquitectura del piso típico superior. Los tabiques se muestran de color azul mientras que los elementos estructurales verticales se han resaltado con un color sólido mostaza.

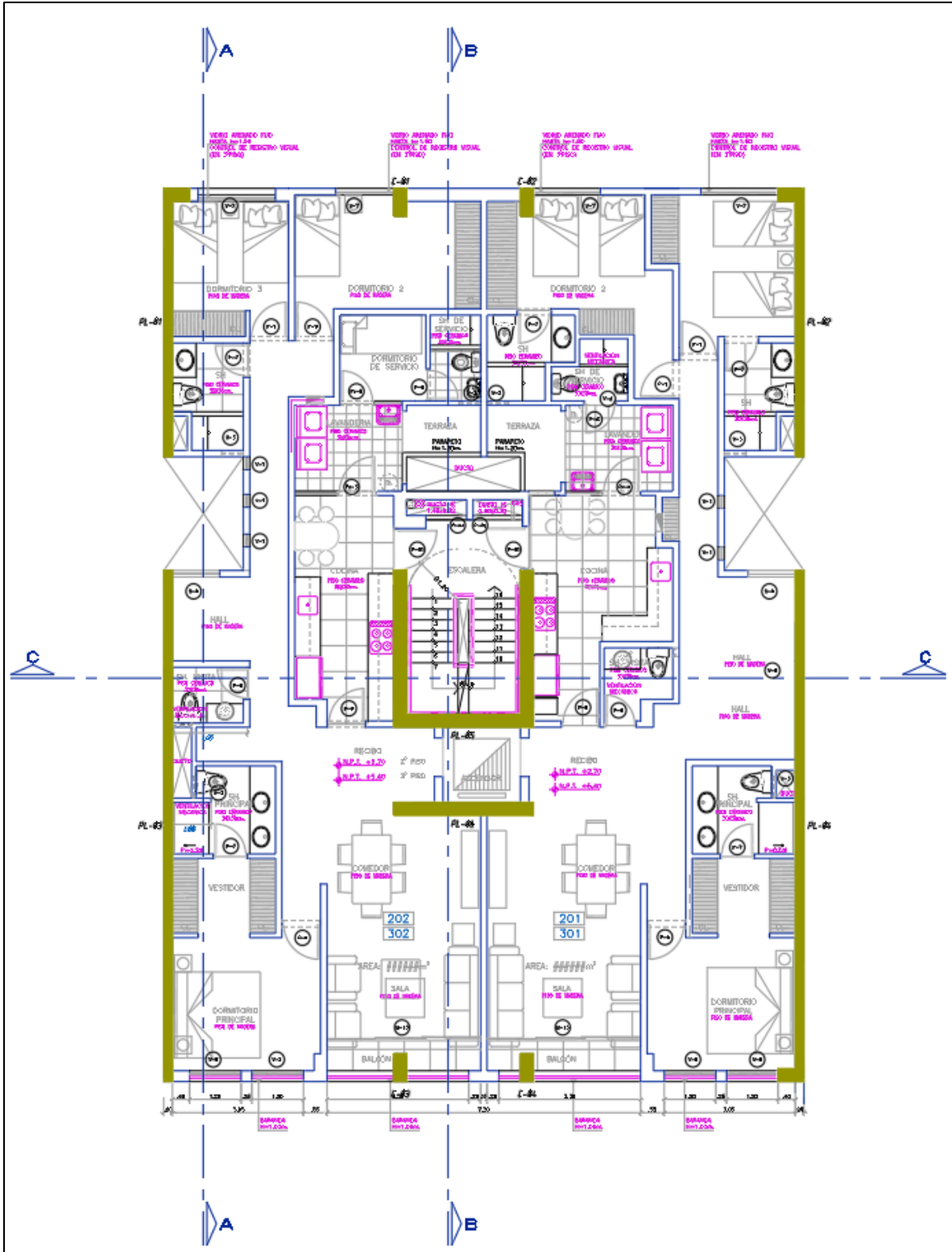


Figura 1.1. Planta de arquitectura del piso típico superior.

La Figura 1.2 muestra el corte longitudinal A-A de arquitectura. Se visualiza la rampa vehicular en los sótanos del proyecto.

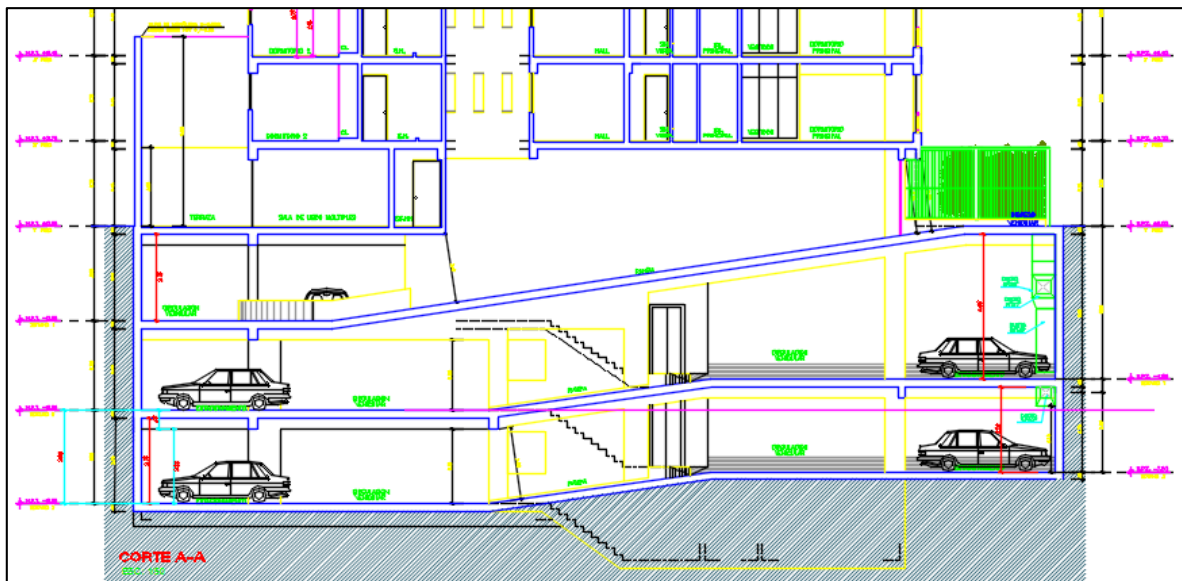


Figura 1.2. Corte longitudinal A-A de arquitectura.

1.2 Características estructurales

El material utilizado en el proyecto es concreto armado, cuyo concreto es de resistencia nominal $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las vigas, losas y verticales de niveles superiores, mientras que para los verticales de sótanos, muros de contención y cisterna es de resistencia nominal $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo es de grado 60 según ASTM 615, con un esfuerzo de fluencia f_y mínimo de 4200 kg/cm^2 .

El sistema estructural se compone de vigas y columnas que forman pórticos en combinación con muros de corte, también llamados placas. El proyecto cuenta con losas aligeradas y macizas convenientemente dispuestas que sirven de elementos de apoyo del contenido y funcionan como diafragmas rígidos para el sistema estructural.

En el perímetro de los sótanos se dispone de muros de contención de concreto armado para resistir los efectos del empuje de la tierra y las sobrecargas correspondientes.

1.3 Características del suelo de emplazamiento

El estudio de mecánica de suelos (E.M.S) indica que el suelo de apoyo es una grava mal gradada GP que califica como S1 según la norma E.030 Diseño sismorresistente y posee una capacidad portante $q_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$.

El E.M.S además señala los parámetros para el cálculo de empujes laterales:

Peso unitario seco promedio, $\gamma = 2.00 \text{ ton/m}^3$

Coefficiente de empuje activo, $K_a = 0.27$

Coefficiente de empuje activo, $K_p = 3.69$ (tomar 50% para diseño)

Coefficiente de empuje en reposo, $K_o = 0.42$

1.4 Normativa aplicada

El análisis y diseño del proyecto estructural se realizó en concordancia con el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente (Norma E.020 Cargas, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Norma E.050 Suelos y Cimentaciones y Norma E.060 Concreto Armado).

Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento

2.1 Criterios de estructuración

La estructuración es el proceso de seleccionar la cantidad, ubicación y orientación de los elementos que conforman la estructura de un proyecto. Cada proyecto es un problema particular que envuelve una determinada serie de variables importantes como el número de pisos, altura de entrepiso, uso de la edificación, características del suelo de apoyo, peligro del emplazamiento, etc.

De lo anterior se desprende que la estructuración de cada proyecto es única y atiende a las necesidades específicas de dicho proyecto; sin embargo, existen criterios generales que deben ser respetados para asegurar el buen comportamiento de una estructura durante su vida útil.

2.1.1 Estructuración por carga vertical

El objetivo de la estructuración por carga vertical es lograr la adecuada transferencia de las cargas gravitacionales actuantes desde su punto de aplicación hasta el suelo de apoyo de la estructura. El primer elemento estructural dentro del sistema de cargas gravitatorias es la losa, el tipo elegido debe ajustarse a cada necesidad específica del proyecto.

En el presente proyecto se utilizan losas aligeradas convencionales y losas macizas acorde a las condiciones de cada paño para hacer del sistema de techado el más eficiente posible.

Losas aligeradas convencionales

Es uno de los sistemas de losa más utilizado en nuestro medio, el cual se compone de viguetas unidireccionales de concreto armado como elementos resistentes y ladrillos huecos tubulares como elementos de aligerado.

Las viguetas de concreto armado presentan una sección estructural “T” y están espaciadas cada 0.40 m. entre ejes. El ala de vigueta es parte de una losita superior maciza de 0.05 m. que enlaza

todas viguetas y el alma de cada vigueta se forma por el encofrado lateral que proveen los ladrillos de techo. La Figura 2.1 muestra la configuración típica de una losa aligerada convencional.

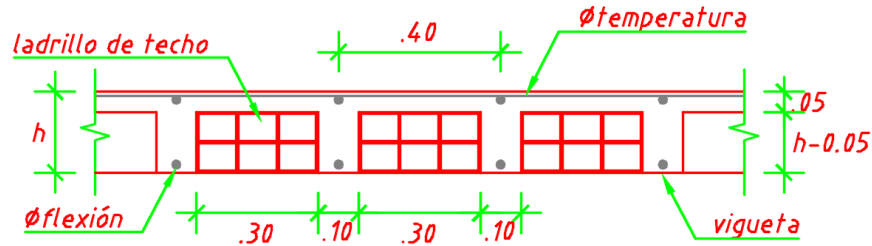


Figura 2.1. Sección transversal de una losa aligerada convencional.

El sentido resistente del aligerado se dispone en la menor dimensión del paño rectangular, pues el acero requerido por flexión es proporcional al cuadrado de la luz de la vigueta.

Losas macizas

Están compuestas íntegramente de concreto armado de determinado espesor, que puede estar armada por flexión en una o dos direcciones.

Las cargas actuantes sobre la losa se distribuyen hacia los elementos de apoyo (vigas y placas) aplicando la regla del sobre, la cual se basa en el patrón potencial de fisuras generado en la falla de la losa. En la dirección de menor luz la losa presenta mayor demanda (cortante y momento) por su mayor rigidez.

La sección estructural de la losa maciza es una sección rectangular de ancho unitario y peralte h .

La Figura 2.2 muestra la sección transversal típica de una losa maciza.

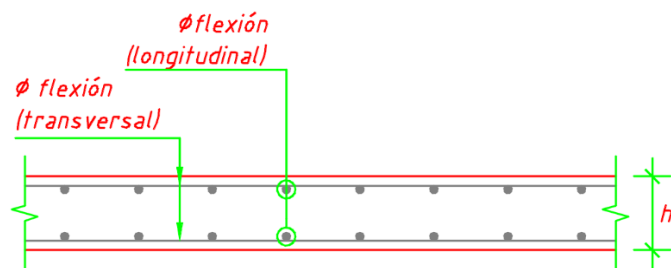


Figura 2.2. Sección transversal de una losa maciza.

El acero de refuerzo mostrado en la Figura 2.2 se coloca para cubrir el requerimiento por flexión en ambas direcciones (longitudinal y transversal según la figura). En caso la demanda de acero por flexión en una dirección sea despreciable se debe colocar como mínimo el acero por temperatura para evitar alta fisuración en la losa.

2.1.2 Estructuración por cargas sísmicas

El fenómeno sísmico es de carácter aleatorio en dirección, sentido, magnitud y duración, por lo que la certera predicción de la dinámica de una estructura ante un sismo es imposible de lograr incluso con las herramientas computacionales más sofisticadas disponibles.

A pesar de no poder predecir el comportamiento sísmico de las estructuras, se debe lograr que éstas respondan satisfactoriamente ante las diferentes demandas sísmicas a las que podrían estar sujetas durante su vida útil.

La Norma E.030 señala tres principios que establecen objetivos de desempeño que las estructuras deberían lograr:

- i. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- ii. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- iii. Para las edificaciones esenciales se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Llevar a la práctica los principios que aseguran el buen desempeño sísmico de las estructuras requiere de la aplicación de criterios en la concepción del proyecto estructural.

El Ingeniero Antonio Blanco Blasco (1994) planteó ocho criterios basados en su experiencia profesional y en la buena práctica de la ingeniería sísmica:

a. Simplicidad y simetría

Las estructuras simples y simétricas son aquellas que presentan buen comportamiento ante eventos sísmicos. Esto radica en dos principales razones: adecuado modelamiento y correcta predicción de la respuesta sísmica.

Las estructuras simétricas responden principalmente con movimientos de traslación y así como ésta, las demás respuestas (cortante basal, desplazamientos, fuerzas internas, reacciones, etc.) son medidas con un alto nivel de confiabilidad a partir de un modelo matemático y los diseños que resultan de su análisis son más seguros.

b. Resistencia y ductilidad

Por motivos técnicos y económicos, la resistencia lateral de una estructura convencional sólo puede ser un porcentaje de la máxima demanda sísmica.

Una estructura con resistencia lateral menor a las fuerzas sísmicas a las que está sujeta incursiona inevitablemente en el rango inelástico de comportamiento, lo cual está asociado con daño estructural. Sin embargo, este comportamiento no está prohibido en tanto el daño estructural sea controlado y la falta de resistencia lateral sea compensada por ductilidad.

La ductilidad de una estructura se define como la capacidad de ésta para deformarse más allá del rango elástico antes de llegar al colapso estructural. Para ello, la responsabilidad de incursionar al estado inelástico debe ser dado a aquellos elementos que no comprometan la estabilidad global de la estructura como las vigas.

c. Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad de una estructura expuesta a solicitaciones sísmicas es importante, pues cuanto mayor es el grado de hiperestaticidad menor es la probabilidad de ocurrencia de colapso por inestabilidad.

d. Uniformidad y continuidad de la estructura

Se debe garantizar la continuidad y uniformidad de los elementos estructurales tanto en planta como elevación para evitar cambios bruscos de resistencia y rigidez que puedan comprometer la estabilidad de la estructura por altas demandas sísmicas concentradas.

e. Rigidez lateral

La rigidez lateral de una estructura es la capacidad que tiene para resistir fuerzas laterales con un determinado grado de deformación lateral.

Los daños en los elementos estructurales y no estructurales, la sensación de pánico en los usuarios y otros efectos adversos están directamente asociados a grandes deformaciones laterales. Por ende, es importante que las estructuras expuestas a fuerzas sísmicas posean elementos que proporcionen gran rigidez lateral en las direcciones principales para controlar las deformaciones laterales.

f. Diafragma rígido

El diafragma rígido es un elemento que compatibiliza los desplazamientos laterales de los elementos sismorresistentes de un determinado nivel a la vez que distribuye las fuerzas horizontales del correspondiente entrepiso de acuerdo a la rigidez de cada elemento sismorresistente. El sistema de losas del proyecto puede ser considerado como diafragma rígido para cada nivel porque no presenta grandes aberturas ni reducción de dimensiones importantes que afecten su comportamiento de sólido rígido en planta.

g. Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales como los tabiques y parapetos tienen resistencia y rigidez lateral importante, por lo que su interacción con la estructura principal debe ser adecuadamente definida. En el edificio estudiado se definieron juntas entre los elementos no estructurales y el sistema principal para no considerar una interacción durante el evento sísmico y sólo contemplar el peso extra que agrega a la edificación.

2.2 Estructuración del proyecto

En la dirección X-X se consideraron cinco ejes sismorresistentes entre pórticos y placas. En la dirección Y-Y se concentra la mayor cantidad de placas y se cuenta también con dos pórticos enlazados con la placa de la caja del ascensor y de la escalera.

Por la existencia de sótanos en el proyecto, se hizo uso de muros de contención en los cuatro linderos. Estos muros se proyectaron como muros anclados (anclaje temporal) durante la etapa constructiva. La solución de muros anclados en el proyecto es posible gracias a las buenas propiedades mecánicas del suelo de Lima. Después de la construcción de las losas de sótanos (restricciones horizontales) los muros se destensan y se comportan simplemente apoyados en las losas y su cimentación.

Las losas del proyecto se estructuraron según los criterios antes descritos y se dispuso además de vigas chatas en las losas aligeradas para cargar aquellos tabiques orientados en su dirección resistente.

La Figura 2.3 presenta la planta típica del casco estructural.

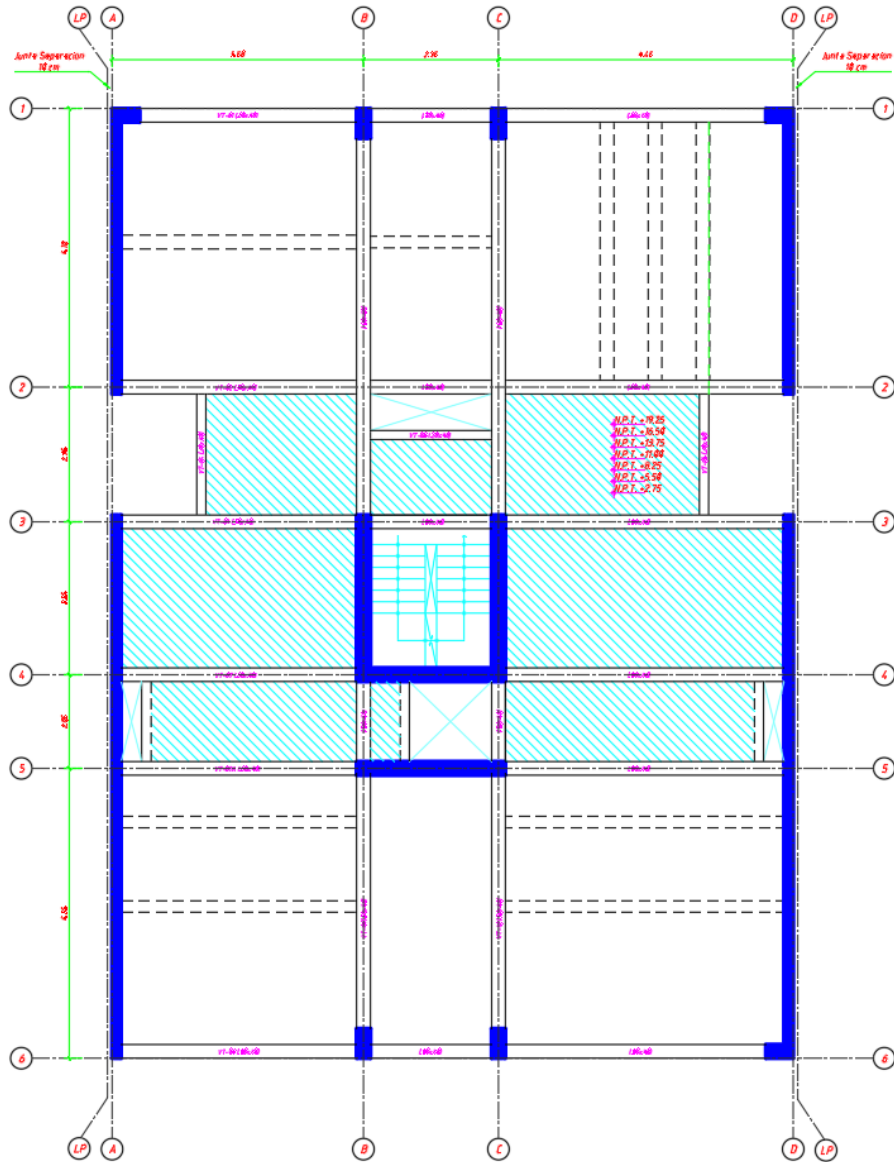


Figura 2.3. Planta típica del casco estructural.

2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

El predimensionamiento consiste en estimar las dimensiones iniciales de los elementos estructurales basados en las recomendaciones de la práctica de la ingeniería y en los criterios de la Norma E.060. El proceso de predimensionamiento de este proyecto está restringido también por la volumetría de la arquitectura planteada y de las demás especialidades.

Las dimensiones obtenidas del predimensionamiento se verifican posteriormente para asegurar que los elementos estructurales se comporten adecuadamente ante cargas gravitacionales y sísmicas.

a. Losas

Losas aligeradas convencionales

El peralte (h) de las losas aligeradas del proyecto se predimensiona según los criterios planteados por la Norma E.060 para evitar la verificación posterior de deflexiones:

- $h \geq ln/25$
- $ln \leq 7.5m$
- $S/C \leq 300 \text{ kg/m}^2$

Donde,

ln : Luz libre entre apoyos de losa

S/C : Sobrecarga de diseño

Las losas aligeradas del presente proyecto presentan luces libres máximas de 6.10 m. y la sobrecarga considerada según la Norma E.020 para edificios de vivienda es 200 kg/m^2 .

Al realizar la operación $ln/25$ se obtiene 0.244 m., por lo que se decidió utilizar un peralte de 0.25 m. para todas las losas aligeradas del proyecto para uniformizarlas.

Losas macizas

El predimensionamiento del peralte (h) de las losas macizas depende, además de sus dimensiones en planta, de sus condiciones de apoyo. Se diferencia aquellas losas macizas que se apoyan en tres lados de aquellas que se apoyan en cuatro lados.

Las expresiones prácticas utilizadas en el presente proyecto son las siguientes:

- Para losas apoyadas en 3 lados: $P/140$
- Para losas apoyadas en 4 lados: $P/180$

Donde,

P: Perímetro de la losa

Las anteriores expresiones son útiles solo para sobrecargas máximas de 300 kg/m^2 , por lo que son aplicables en la estructura analizada.

La losa maciza apoyada en cuatro lados más crítica del presente proyecto es de $8.6 \times 7.3 \text{ m}$., con lo que se obtiene un peralte de $\frac{(8.6+7.6)*2}{180} = 0.18 \text{ m}$. Finalmente, se seleccionó un peralte de 0.20 m . para todas las losas macizas.

b. Vigas

El predimensionamiento de las vigas se realiza según lo establecido por la Norma E.060, por la experiencia práctica y por las recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco (1994):

- El peralte de las vigas se calcula como $ln/10$ para la condición simplemente apoyada y como $ln/14$ para la condición biempotrada.
- El ancho mínimo de las vigas que forman pórticos resistentes es 0.25 m .
- El ancho de las vigas se dimensiona en un rango del 30% al 50% del peralte.

La luz del tramo de viga más largo de todo el proyecto es 8.25 m . y es biempotrada, por lo que su peralte se calcula como sigue:

$$\frac{ln}{14} = 0.59 \text{ m}.$$

Se seleccionó un peralte de 0.60 m . para esta y las demás vigas del proyecto con el objetivo de conseguir una estructura de buena rigidez lateral y de dimensiones uniformes.

Los anchos seleccionados son de 0.20 m . para las vigas de gravedad y de 0.30 m . para las vigas que forman parte del sistema sismorresistente.

c. Columnas

Las columnas del proyecto no absorben mucha carga sísmica y su predimensionamiento se realiza según la recomendación del Ingeniero Antonio Blanco Blasco (1994) para este tipo de edificios:

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

La carga axial en servicio, $P_{servicio}$, se estima mediante un metrado de cargas utilizando la siguiente expresión:

$$P_{servicio} = (\text{Área tributaria}) \left(\frac{\text{Carga en servicio}}{m^2} \right) (N^\circ \text{ de pisos})$$

Como ejemplo de predimensionamiento se toma a la columna C-01, se decidió proporcionar dimensiones de $0.30 \times 0.65 \text{ m}$. en los niveles superiores y $0.30 \times 0.95 \text{ m}$. en los sótanos. El resultado del predimensionamiento se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Predimensionamiento de la columna C-01.

Nivel	P servicio (tonf)	P última (tonf)	Área requerida (cm ²)	Área seleccionada (cm ²)
Azotea	14.46	20.57	153	1950
Nivel 7	36.80	52.66	389	1950
Nivel 6	59.12	84.73	626	1950
Nivel 5	81.11	116.33	858	1950
Nivel 4	102.99	147.81	1090	1950
Nivel 3	124.74	179.10	1320	1950
Nivel 2	146.57	210.53	1551	1950
Nivel 1	168.40	241.96	1782	1950
Sótano 1	186.87	268.96	1978	2850
Sótano 2	206.00	297.00	2180	2850
Sótano 3	226.14	326.67	2393	2850

Además del predimensionamiento del área se realiza la verificación de las columnas por pandeo. Esta verificación se realiza bajo la carga axial última según la siguiente ecuación derivada de la carga crítica de Euler y el comportamiento del concreto armado:

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{kh}\right)^2 \cdot EI_{efectivo}, \text{ con } k = 1$$

$$\phi P_{cr} \geq 1.6 P_u, \text{ con } \phi = 0.7$$

La Tabla 2.2 presenta el resumen de la verificación por pandeo de la columna C-01 en toda su altura.

Tabla 2.2. Verificación por pandeo de columna C-01.

Nivel	ΦP_{cr} (tonf)	P última (tonf)	Altura libre (m)	Base (m)	Peralte (m)	$\Phi P_{cr}/P_u$
Azotea	581	20.57	2.75	0.30	0.65	28.2
Nivel 7	581	52.66	2.75	0.30	0.65	11.0
Nivel 6	581	84.73	2.75	0.30	0.65	6.9
Nivel 5	581	116.33	2.75	0.30	0.65	5.0
Nivel 4	581	147.81	2.75	0.30	0.65	3.9
Nivel 3	581	179.10	2.75	0.30	0.65	3.2
Nivel 2	581	210.53	2.75	0.30	0.65	2.8
Nivel 1	581	241.96	2.75	0.30	0.65	2.4
Sótano 1	738	268.96	2.95	0.30	0.95	2.7
Sótano 2	790	297.00	2.85	0.30	0.95	2.7
Sótano 3	647	326.67	3.15	0.30	0.95	2.0

Se verifica que en ningún entrepiso del proyecto la columna C-01 presenta problemas de pandeo ante cargas últimas.

d. Placas

Las placas del proyecto son los elementos de mayor responsabilidad sísmica y permiten controlar que las deformaciones laterales del edificio no sean excesivas. Según la estructuración propuesta proporcionan también buena rigidez torsional por su disposición en los extremos de la planta.

Se seleccionó un espesor de 0.30 m. para la caja de escaleras para que pueda recibir adecuadamente el ancho de las vigas que concurren a ella.

Se seleccionó un espesor de 0.20 m. para las placas de los linderos longitudinales, las cuales se convierten en muros de contención de espesor 0.30 m. debajo del nivel +0.00.

e. Escaleras

Las dimensiones de los pasos y contrapasos están totalmente definidas en el proyecto de Arquitectura, por lo que la garganta (t) o espesor de la escalera es la que se predimensiona.

La escalera central del proyecto se compone de dos tramos y un descanso, cada uno de estos tramos trabaja como una losa en una dirección apoyada en sus extremos. La expresión práctica para el predimensionamiento de la garganta es la siguiente:

$$t = \frac{ln}{22}$$

Al aplicar la expresión anterior a cada tramo de la escalera central se obtiene

$t = \frac{3.05}{22} = 0.14 \text{ m.}$, por lo que se decidió adoptar la garganta de 0.20 m. propuesta por el proyecto de Arquitectura.

f. Muros de contención

El espesor seleccionado para los muros de contención laterales del proyecto es de 0.30 m., pues el empuje lateral de la tierra y las sobrecargas por las edificaciones vecinas de mediana altura es importante. Mientras que para los otros linderos se dimensionó muros de 0.25 m. de espesor por su baja magnitud de sobrecarga.

Tal como se describió anteriormente, las placas de los linderos laterales se convierten en muros de contención por debajo del nivel +0.00. La configuración del cambio de sección se muestra en el desarrollo del muro de contención en la Figura 10.6.

Capítulo 3: Análisis por cargas de gravedad

Se desarrollan las consideraciones tomadas para el análisis estructural del edificio por cargas de gravedad tales como los tipos y magnitudes de cargas de gravedad actuantes, idealización de los elementos estructurales y sus conexiones, transmisión de cargas, condiciones de apoyo, etc.

3.1 Generalidades

Las cargas de gravedad actuantes sobre el edificio se dividen en dos tipos según la Norma E.020 Cargas: Carga muerta y Carga viva.

Los pesos unitarios de los materiales utilizados en el edificio, así como las sobrecargas (cargas vivas) empleadas en el análisis se obtuvieron de la Norma E.020 y se resumen en la Tabla 3.1 y Tabla 3.2.

Tabla 3.1. Pesos unitarios de materiales y losas empleadas en el edificio.

Material	Peso unitario (kg/m ³)	Elemento	Peso unitario (kg/m ²)
Agua	1000	Losa aligerada espesor 0.25 m.	350
Albañilería de unidades de arcilla	1800	Losa maciza espesor 0.20 m.	480
Concreto armado	2400	Piso terminado espesor 0.05 m.	100

Tabla 3.2. Sobrecargas empleadas en el edificio.

Ocupación o uso	S/C (kg/m ²)
Azotea	100
Estacionamientos	250
Viviendas: corredores y escaleras	200

3.2 Análisis de los sistemas de losas

3.2.1 Análisis de losas aligeradas.

Las cargas uniformemente distribuidas sobre la losa se reparten a cada vigueta multiplicando el valor de la carga por el ancho tributario de cada vigueta, que en este sistema se toma igual que su espaciamiento de 0.40 m.

Las cargas provenientes de tabiques perpendiculares al sentido de las viguetas se reparten a cada vigueta multiplicando el ancho de tributario de cada vigueta por la altura del tabique, el ancho del tabique y el peso unitario del material del mismo.

Se realiza el metrado de cargas de las viguetas de las losas aligeradas utilizadas en el análisis estructural. La Tabla 3.3 muestra el correspondiente metrado de cargas.

Tabla 3.3. Metrado de cargas de vigueta típica.

Carga muerta distribuida	Cálculo	Resultado
Peso propio	$0.30 \text{ ton/m}^2 \cdot 0.40 \text{ m}$	0.12 ton/m
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \cdot 0.40 \text{ m}$	0.04 ton/m
Carga muerta puntual	Cálculo	Resultado
Tabique	$1.8 \text{ ton/m}^3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 2.50\text{m} \cdot 0.40\text{m}$	0.27 ton
Carga viva distribuida	Cálculo	Resultado
Sobrecarga	$0.20 \text{ ton/m}^2 \cdot 0.40 \text{ m}$	0.08 ton/m

El modelo estructural consiste en elementos *frame* de sección T con apoyos simples en las placas y vigas peraltadas. Las cargas asignadas al modelo son las mostradas en la Tabla 3.3.

La Figura 3.1 muestra una vigueta del piso típico de tres tramos, los elementos en los que se apoya y los tabiques (rectángulos naranjas) perpendiculares a ella.

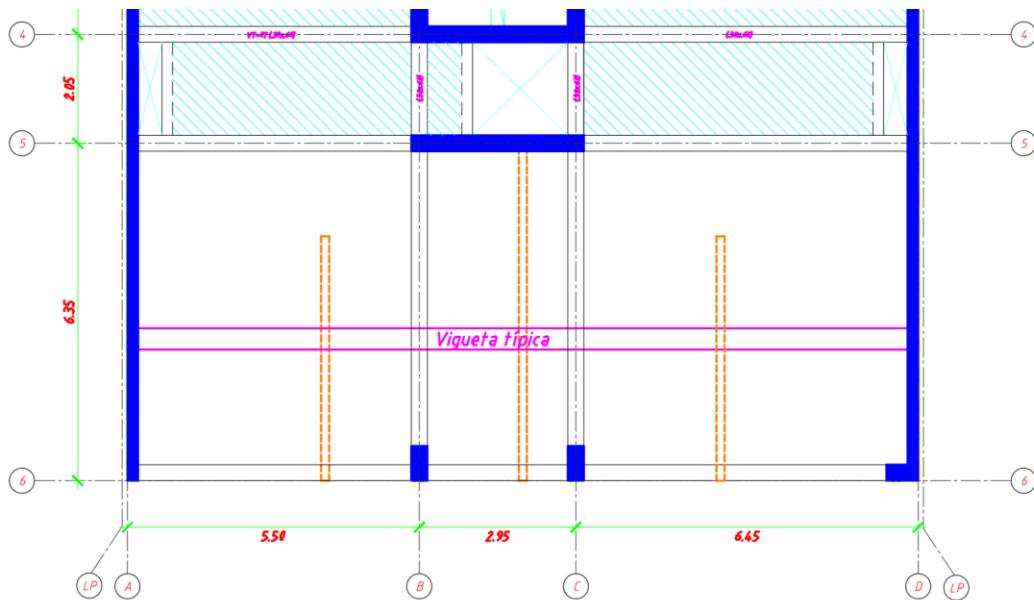


Figura 3.1. Vigueta del piso típico.

La Figura 3.2 muestra el modelo estructural de la vigueta en *SAP2000* bajo cargas muertas y vivas idealizadas según lo descrito en párrafos anteriores.

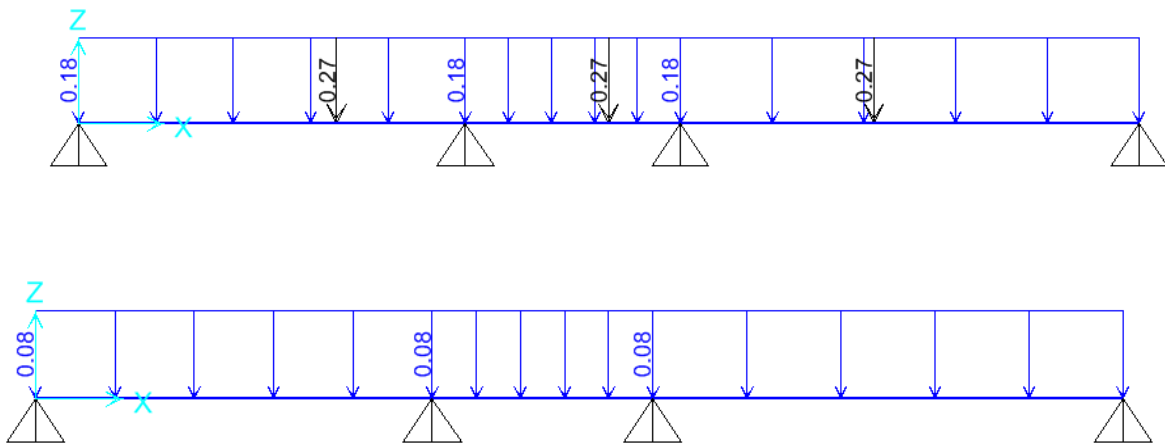


Figura 3.2. Modelo de la vigueta del piso típico en *SAP2000* bajo carga muerta distribuida (tonf/m) y puntual (tonf) y bajo carga viva distribuida (tonf/m).

Las cargas muertas y vivas actuantes sobre la losa aligerada son amplificadas según la combinación última señalada por la Norma E.060 para elementos sometidos únicamente a cargas gravitacionales.

$$U = 1.4CM + 1.7CV \dots (3.1)$$

Las fuerzas internas obtenidas del análisis estructural se presentan en el Diagrama de Fuerzas Cortantes (DFC) y el Diagrama de Momentos Flectores (DMF), los cuales se muestran en la Figura 3.3.

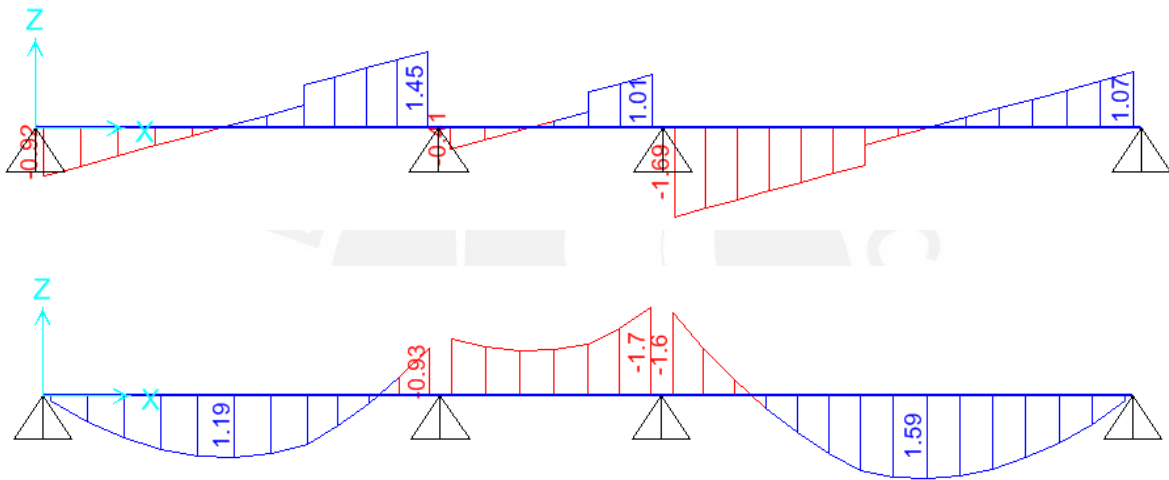


Figura 3.3. DFC (tonf) y DMF (tonf-m) de la viga del piso típico bajo cargas gravitacionales amplificadas.

3.2.2 Análisis de losas macizas

Para las losas macizas, un modelo basado en elementos finitos representa mejor su comportamiento en dos direcciones. Las condiciones de frontera de las losas macizas dependen de los elementos sobre los cuales está apoyada en cada uno de sus bordes.

En la presente tesis se resuelve modelar el apoyo que proporcionan las vigas peraltadas con elementos *frame* que representen su sección y sus respectivas condiciones de frontera. Por otro

lado, el apoyo que proporcionan las placas se representan por apoyos simples dada la gran rigidez axial que poseen dichos elementos.

Las cargas actuantes distribuidas como el peso propio, piso terminado y la sobrecarga se distribuyen directamente por metro cuadrado en cada elemento finito de la losa maciza.

Mientras que las cargas provenientes de los tabiques se calculan para cada paño y se distribuyen uniformemente por metro cuadrado para simplificar el análisis.

La Figura 3.4 muestra las losas macizas del piso típico, los elementos sobre los que se apoyan (vigas y placas) y los tabiques (rectángulos punteados) apoyados sobre ellas.

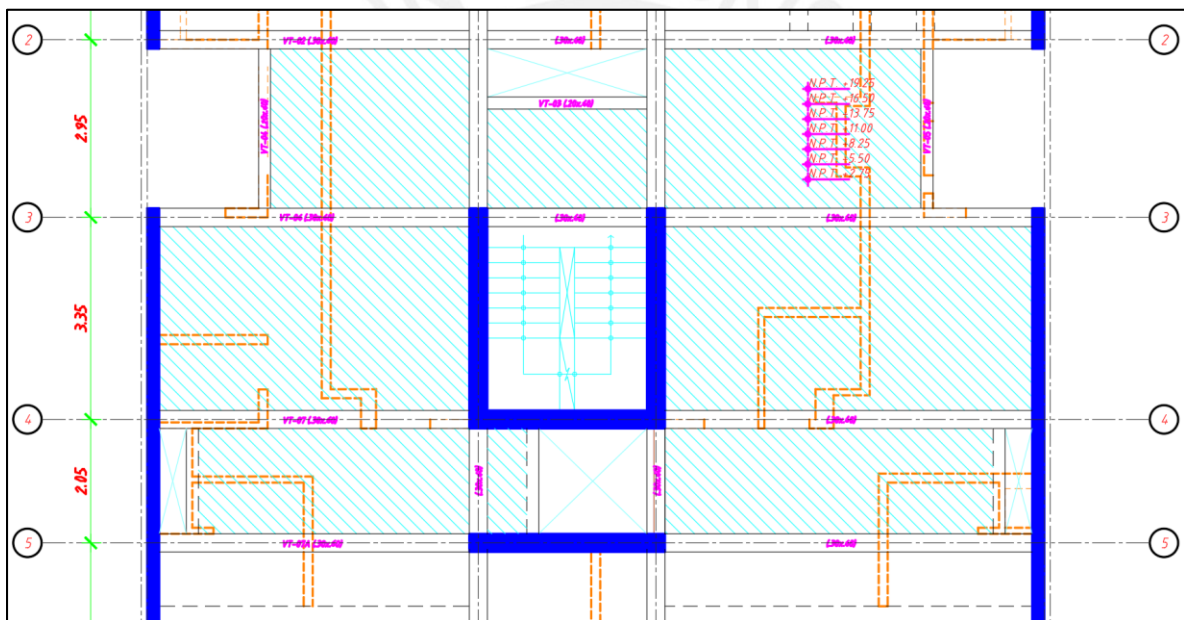


Figura 3.4. Losas macizas del piso típico.

Las fuerzas internas obtenidas del análisis estructural importantes para el diseño son los momentos flectores en las dos direcciones ortogonales principales (M_{11} y M_{22}).

La Figura 3.5 muestra los momentos flectores en la dirección X (M_{11}) de las losas macizas ante las cargas gravitacionales amplificadas según la ecuación 3.1.

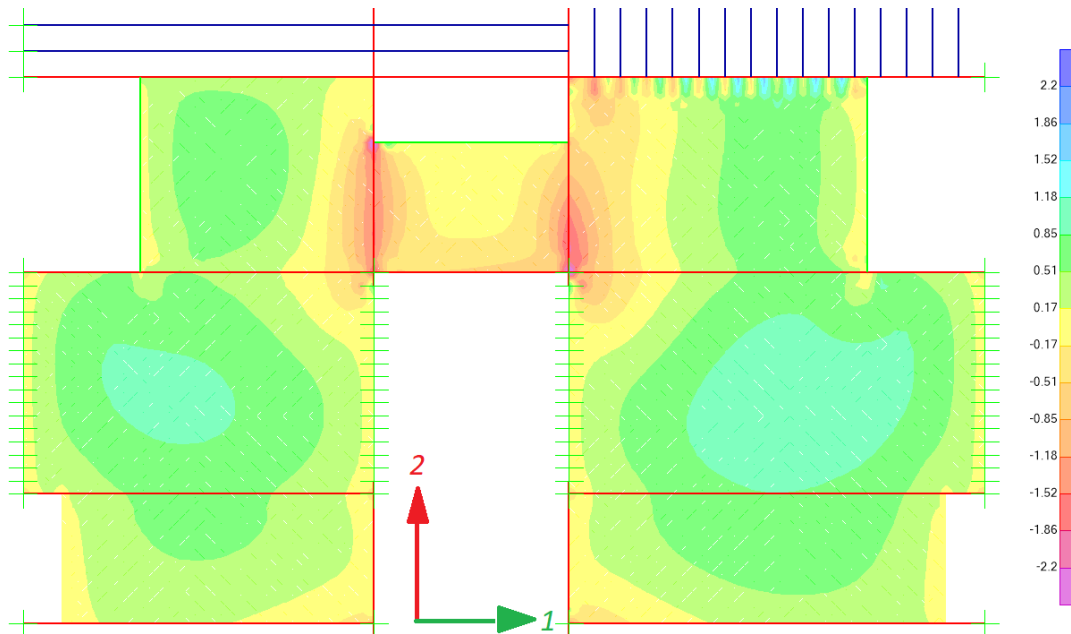


Figura 3.5. Momentos flectores M11 (tonf-m) de losas macizas del piso típico bajo cargas gravitacionales amplificadas.

Análogamente, la Figura 3.6 muestra los momentos flectores en la dirección Y (M22) de las losas macizas ante las cargas gravitacionales amplificadas según la ecuación 3.1.

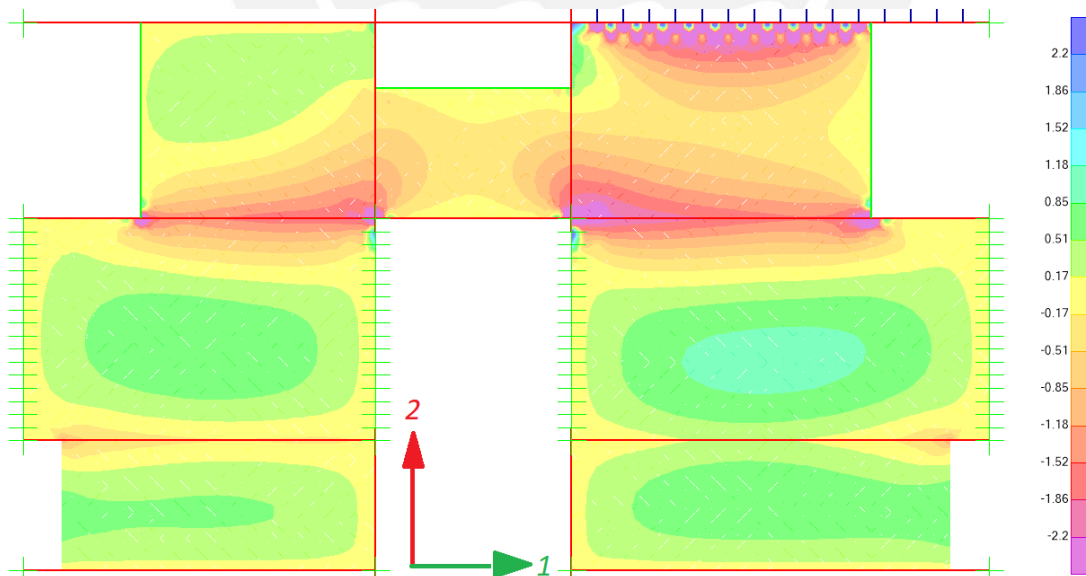


Figura 3.6. Momentos flectores M22 (tonf-m) de losas macizas del piso típico bajo cargas gravitacionales amplificadas.

3.3 Modelamiento del edificio

El modelamiento del edificio se realizó en el software *ETABS*, el cual permite representar la rigidez y masa de los diferentes elementos en el espacio tridimensional.

3.3.1 Materiales componentes

Los materiales que componen la estructura principal del edificio son el concreto y acero, estos se definieron en el software mediante las propiedades mecánicas mostradas en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Propiedades mecánicas de los materiales.

Concreto			
<i>Verticales sótano</i>	f_c	280	kg/cm ²
	E_c	2510000	tonf/m ²
<i>Resto</i>	f_c	210	kg/cm ²
	E_c	2170000	tonf/m ²
<i>Todos</i>	ε_{cu}	0.003	m/m
Acero de refuerzo			
<i>Todos</i>	f_y	4200	kg/cm ²
	E_s	20000000	tonf/m ²
	ε_y	0.0021	m/m

3.3.2 Elementos estructurales

La estructura del edificio se compone de elementos de diferentes características. Cada uno de ellos se modela utilizando elementos que representen adecuadamente sus propiedades y comportamiento estructural.

Las vigas y columnas poseen secciones transversales cuyas dimensiones son mucho menores que aquellas correspondientes a su eje longitudinal. Debido a la geometría de las vigas y columnas, éstas se modelaron utilizando elementos *frame*, los cuales concentran las propiedades geométricas del elemento en un solo eje.

Las placas o muros de corte poseen secciones transversales con una dimensión muy larga y comparable con aquella del eje longitudinal, por lo que su comportamiento bidimensional es

importante. Por ese motivo se decidió modelar a las placas con elementos *shell*, los cuales representan adecuadamente su comportamiento bidimensional.

Las losas de entrepiso poseen una rigidez determinada por su sistema estructural, pero ello no es relevante para el modelo del edificio. La única función asignada a las losas en este modelo fue la de transmitir cargas en una o dos direcciones según su comportamiento utilizando elementos *membrane*.

3.3.3 Conexiones entre elementos

La idealización de los extremos apoyados de las vigas sobre columnas o placas depende de la capacidad del acero longitudinal de las vigas de desarrollar su longitud de anclaje en dichos apoyos.

Se supuso que las vigas se armarían con barras de diámetro de 1", para lo cual la Norma E.060 señala una longitud de anclaje en gancho estándar (L_{dg}) de 0.56 m. para concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. A este valor se le debe sumar 4 cm. para considerar el recubrimiento del acero. La Figura 3.7 muestra el esquema de la longitud de anclaje en gancho estándar para vigas apoyadas en elementos verticales.

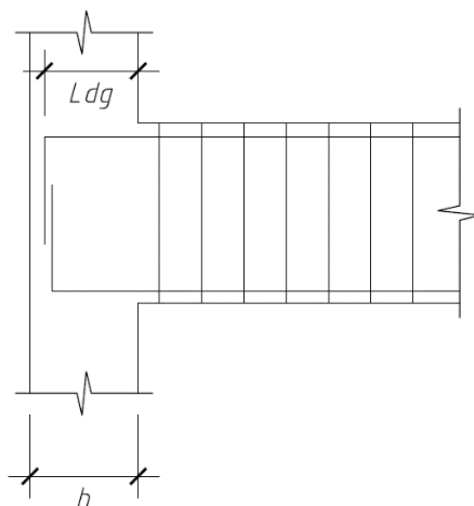


Figura 3.7. Longitud de anclaje en gancho estándar para vigas apoyadas en elementos verticales.

Se resolvió idealizar con rótulas mecánicas las conexiones vigas- elementos verticales en caso la dimensión h del elemento vertical fuera menor a 0.60 m . En caso contrario se idealizaron dichas conexiones como perfectamente rígidas.

La Figura 3.8 muestra la planta típica del edificio modelado en *ETABS* tomando en cuenta todas las consideraciones anteriores. Nótese que las rótulas físicas antes descritas se muestran como pequeñas circunferencias de color negro en los extremos de determinadas vigas.

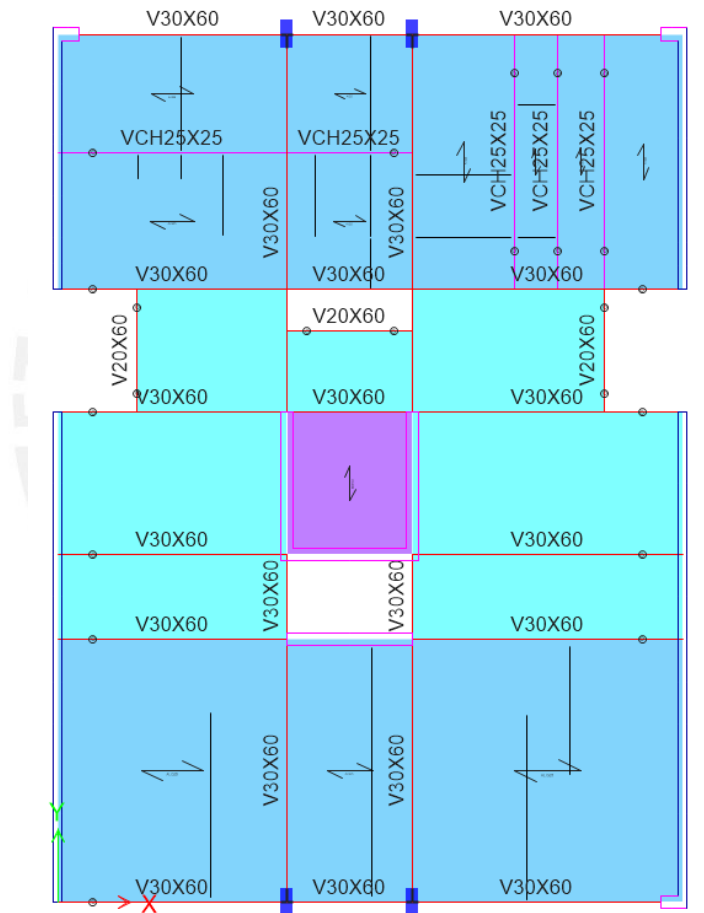


Figura 3.8. Planta típica del edificio modelado en *ETABS*.

3.3.4 Condición de apoyo en el terreno

La condición de apoyo de los elementos verticales sobre el terreno se modeló utilizando empotramientos perfectos, pues se asume que la rigidez del suelo de cimentación permite dicha simplificación.

3.3.5 Niveles de sótanos

El comportamiento de los niveles de sótano es muy diferente al de los superiores debido a la interacción lateral con el terreno aledaño. Esta condición se modeló restringiendo los muros de los sótanos ante desplazamientos laterales y rotaciones respecto al eje vertical (torsión). Para el análisis gravitacional del edificio no es de mucha relevancia esta interacción, la explicación de sus implicancias se desarrolla en el Capítulo 4.

3.3.6 Cargas sobre los elementos

Las principales cargas gravitacionales actuantes sobre la estructura son las ya mencionadas en el acápite 3.1.

Cargas muertas

- El modelamiento de los tabiques depende del tipo de losa sobre la cual se encuentra, en el caso de tabiques ubicados sobre losas aligeradas:
 - a. Para los tabiques dispuestos en paralelo a las viguetas de las losas se utilizaron vigas chatas con el peso muerto asignado uniformemente distribuido sobre ellas.
 - b. Para los tabiques dispuestos perpendicularmente a las viguetas de las losas se utilizaron elementos *frame* con rigidez despreciable con el peso muerto asignado uniformemente distribuido.

En el caso de tabiques ubicados sobre losas macizas, el peso de los tabiques se modeló repartiendo uniformemente su peso sobre el respectivo paño tal como se realizó en el acápite 3.2 en el modelamiento de losas macizas.

Además, la carga de los tabiques y parapetos ubicados directamente sobre vigas se modelaron como cargas uniformemente distribuidas sobre ellas.

- El peso proveniente del piso terminado de 0.05 m. se modeló como una carga uniformemente distribuida en área de 100 kg/m^2 sobre todos los paños

Cargas vivas

- Las sobrecargas se modelaron como cargas de tipo viva uniformemente distribuidas en área sobre cada paño con una magnitud según lo mostrado en la Tabla 3.2.

La Figura 3.9 muestra las cargas muertas en el piso típico del edificio proveniente de los tabiques ubicados sobre las vigas chatas y vigas peraltadas.

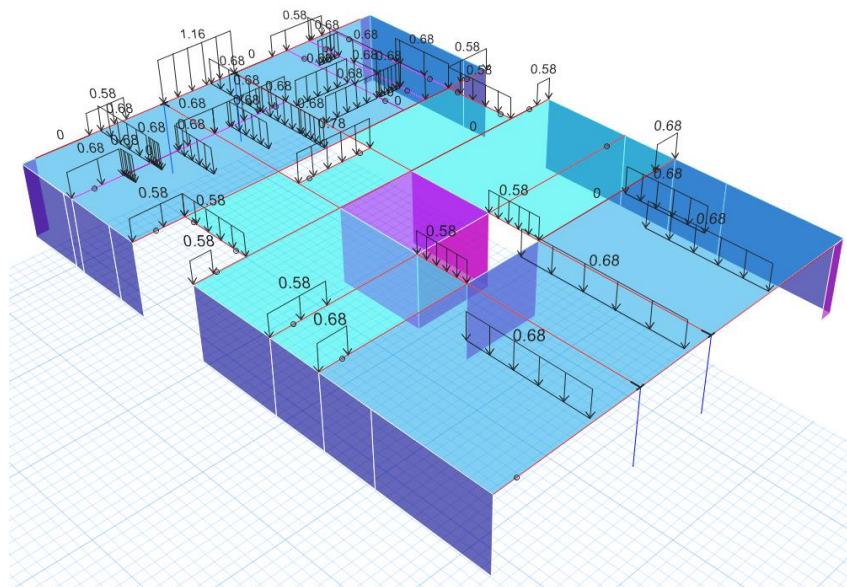


Figura 3.9. Cargas muertas (tonf/m) provenientes de los tabiques sobre vigas chatas y peraltadas.

La isometría del modelo del edificio se muestra en la Figura 3.10, nótese que los nudos de los muros en los sótanos poseen restricciones en los grados de libertad señalados en el acápite 3.3.5.

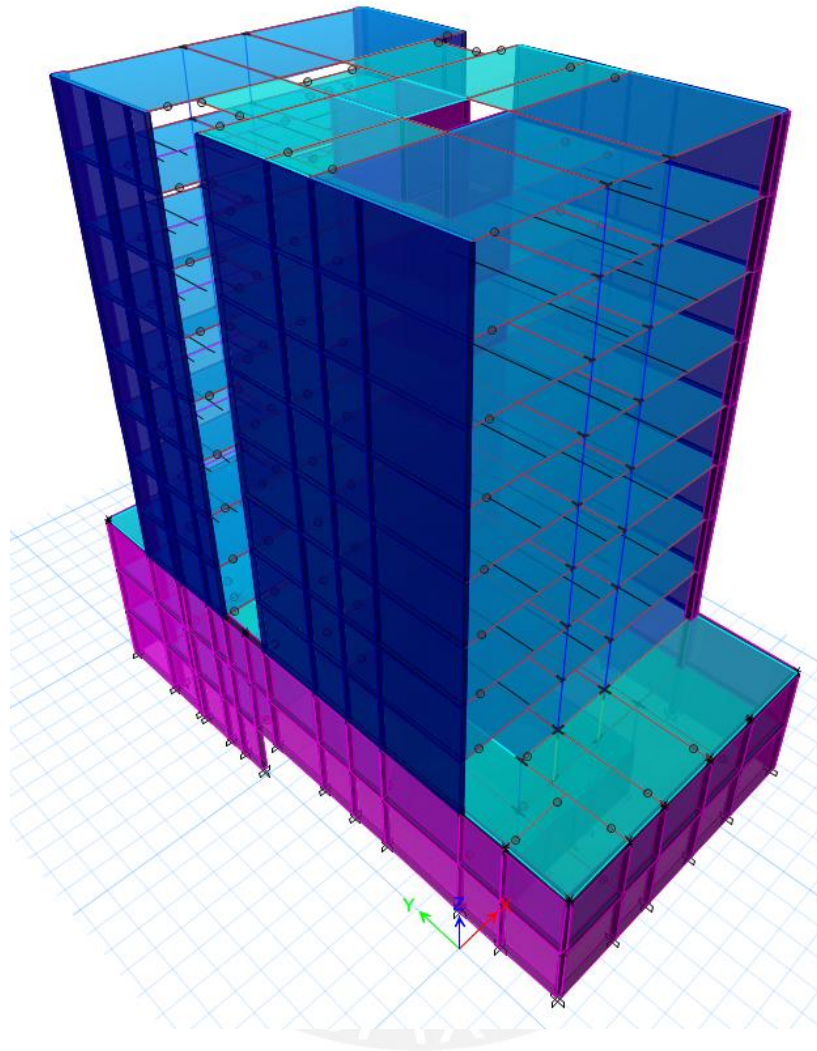


Figura 3.13. Isometría del edificio en *ETABS*.

Capítulo 4: Análisis sísmico

El análisis sísmico permite obtener la respuesta de una edificación ante un evento sísmico, la cual es importante para evaluar si la estructuración planteada satisface los requerimientos de un buen comportamiento sismorresistente y las fuerzas internas sísmicas de los diferentes elementos estructurales.

La Norma E.030 plantea realizar dos tipos de análisis sísmicos: estático y dinámico modal espectral. Ambos tipos de análisis son del tipo lineal elástico y se aplican en las direcciones principales del edificio (X e Y).

Asimismo, la Norma E.030 plantea realizar la verificación del cumplimiento de los requisitos de rigidez mediante el cálculo de las derivadas máximas inelásticas y su respectiva comparación con los límites que estipula.

En el presente capítulo se desarrolla la elaboración del modelo dinámico del edificio para el análisis dinámico modal espectral, los resultados del análisis dinámico, las verificaciones normativas y la obtención de las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

4.1 Modelo dinámico

Los edificios concentran una gran cantidad de masa en las losas de cada nivel, por lo que se utilizó para el análisis un modelo de masas concentradas con tres grados de libertad (*GDL*) por cada nivel: dos de traslación y uno de rotación.

El modelo tridimensional del edificio elaborado según lo descrito en el acápite 3.4 funciona como modelo dinámico al realizar la asignación de un diafragma rígido con tres *GDL* por cada nivel superior, el cual se encarga de concentrar las masas de cada nivel en su centro de masas (*CM*) y además se encarga de compatibilizar los desplazamientos laterales de los elementos sismorresistentes unidos a ella.

El modelo dinámico exige reconocer cuáles son las masas que intervienen en el problema sísmico y concentrarlas en los respectivos CM de cada nivel. En ese sentido, la Norma E.030 plantea que la masa sísmica de los edificios de uso de vivienda se debe tomar como el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Es importante señalar que las masas ubicadas en los sótanos no intervienen en el problema sísmico debido a que estos niveles se encuentran confinados por el terreno y los tres GDL de interés en el modelo dinámico están físicamente restringidos. Estas restricciones se asignaron según lo señalado en el acápite 3.3.5.

4.2 Análisis modal del edificio

Una estructura cuyo esquema dinámico se compone de diversas masas puntuales puede mantenerse en vibración libre adoptando muchas formas, a cada una de las cuales corresponde un periodo de vibración (T). Conjuntamente la forma y el periodo asociado constituyen un modo de vibración.

El edificio cuenta con ocho niveles superiores y cada uno de ellos posee tres GDL , por lo que el número total de modos es veinticuatro. Cada uno de estos modos interviene, con mayor o menor importancia, en la respuesta dinámica del edificio ante eventos sísmicos.

El porcentaje de masa participante es un buen indicador de la importancia de cada modo en la respuesta dinámica del edificio. Muchos autores indican que los modos más importantes son aquellos tal que la suma de sus masas participantes es como mínimo 90% en cada dirección de análisis.

La Tabla 4.1 resume los modos más importantes del edificio en la dirección de análisis X y la Tabla 4.2 los de la dirección de análisis Y.

Tabla 4.1. Modos importantes de vibración X.

Modos de vibración X		
Modo	T(seg.)	UX
1	0.916	0.73
4	0.204	0.17
5	0.091	0.05
Masa participante X		0.95

Tabla 4.2. Modos importantes de vibración Y.

Modos de vibración Y		
Modo	T(seg.)	UY
2	0.332	0.17
3	0.31	0.54
6	0.072	0.01
7	0.067	0.19
Masa participante Y		0.91

El modo fundamental de la estructura en la dirección X es el modo 1 y tiene un periodo asociado (T_{xx}) de 0.916 *seg.* con una masa participante de 73%, mientras que el modo fundamental de la estructura en la dirección Y (T_{yy}) es el modo 3 y tiene un periodo asociado de 0.310 *seg.* con una masa participante de 54%.

La mayoría de las placas de la estructura está orientada en la dirección Y, lo que causa que esta sea más rígida lateralmente en la dirección Y respecto a la dirección X. Los resultados del análisis modal son coherentes con la estructuración, pues $T_{yy} = 0.310$ *seg.* es mucho menor (a mayor rigidez, menor periodo de vibración libre) que $T_{xx} = 0.916$ *seg.*

4.3 Análisis por superposición espectral

Durante la excitación sísmica la respuesta máxima elástica del edificio se compone del aporte de la respuesta de cada modo de vibración posible. Para el análisis dinámico modal espectral la respuesta de cada modo se estimó utilizando un espectro de diseño definido por la Norma E.030. Todas las respuestas deben ser combinadas por algún método racional para estimar la respuesta total del edificio. En este análisis, se realizó la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo para estimar la respuesta máxima elástica según lo sugerido por la Norma E.030.

4.4 Espectro de diseño

El espectro de diseño utilizado en el análisis sísmico se elaboró según la ecuación proporcionada por la Norma E.030:

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

Los parámetros empleados en la ecuación anterior son:

- Factor de Zona: $Z = 0.45$ (Edificio ubicado en la ciudad de Lima corresponde a la zona sísmica 4)
- Factor de Uso: $U = 1$ (Edificio de uso vivienda corresponde a la categoría edificio común tipo C)
- Factor de Amplificación Sísmica: C (Depende del periodo fundamental de la estructura y del tipo de suelo subyacente). Las expresiones para su cálculo se muestran a continuación:

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

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

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

Donde,

T : Período fundamental del edificio

T_p : Período de fin de plataforma de aceleraciones constantes

T_L : Período de cambio de velocidades constantes a desplazamientos constantes

- Factor de Suelo: $S = 1$ (Suelo rígido S1 ubicado en la zona sísmica 4)
- Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas: $R_{xx} = 6$ y $R_{yy} = 6$ (Edificio con sistema estructural predominante de placas en ambas direcciones sin irregularidades)
- Aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

La Figura 4.1 muestra gráficamente el espectro de diseño utilizado para el análisis sísmico modal espectral del edificio.

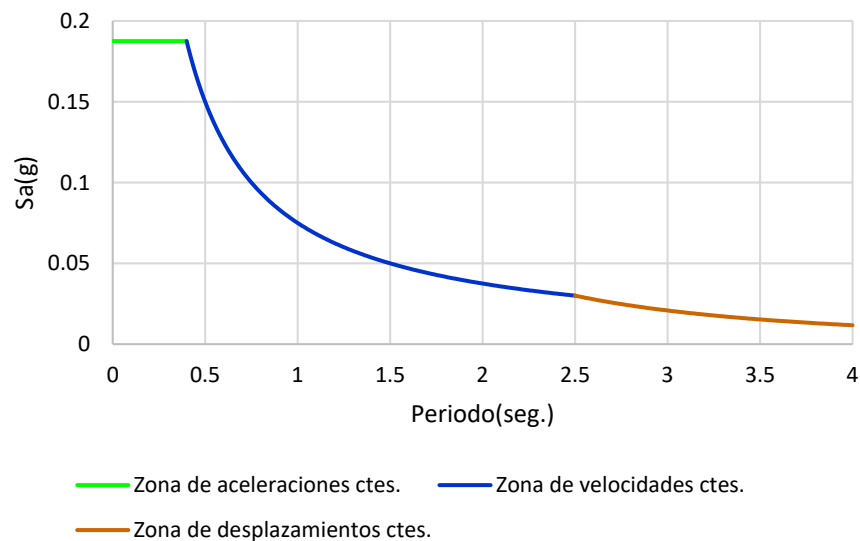


Figura 4.1. Espectro de diseño para el edificio.

4.5 Análisis de desplazamientos

El factor R de reducción de fuerzas sísmicas permite realizar el análisis dinámico dentro del comportamiento elástico del edificio. Así, las respuestas de desplazamientos laterales obtenidos de dicho análisis son elásticos y deben ser escalados para obtener los desplazamientos inelásticos (“verdaderos”) durante el evento sísmico severo.

Los desplazamientos inelásticos laterales se obtuvieron multiplicando los valores obtenidos del análisis dinámico (lineal elástico) por $0.75R$ según lo indicado por la Norma E.030 para estructuras regulares. La Tabla 4.3 muestra los desplazamientos laterales inelásticos y las derivas correspondientes estimadas para el edificio en las dos direcciones de análisis.

Tabla 4.3. Desplazamientos y derivas inelásticas en ambas direcciones de análisis.

Piso	Despla.X (m)	Deriva X	Despla.Y (m)	Deriva Y	Norma
Piso 8	0.112	0.57%	0.032	0.17%	0.007
Piso 7	0.098	0.60%	0.027	0.18%	0.007
Piso 6	0.082	0.62%	0.022	0.18%	0.007
Piso 5	0.066	0.62%	0.017	0.17%	0.007
Piso 4	0.050	0.60%	0.013	0.16%	0.007
Piso 3	0.035	0.55%	0.009	0.14%	0.007
Piso 2	0.020	0.47%	0.005	0.11%	0.007
Piso 1	0.008	0.30%	0.002	0.07%	0.007

El límite de derivas inelásticas para estructuras de concreto armado es 0.7% según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Para el edificio en estudio, las derivas máximas obtenidas son 0.62% y 0.18% en la dirección X e Y, respectivamente. Este resultado indica que el requisito normativo de rigidez lateral se cumple para las dos direcciones de análisis.

En la Figura 4.2 se muestran gráficamente los resultados de desplazamientos en ambas direcciones presentados en la anterior tabla.

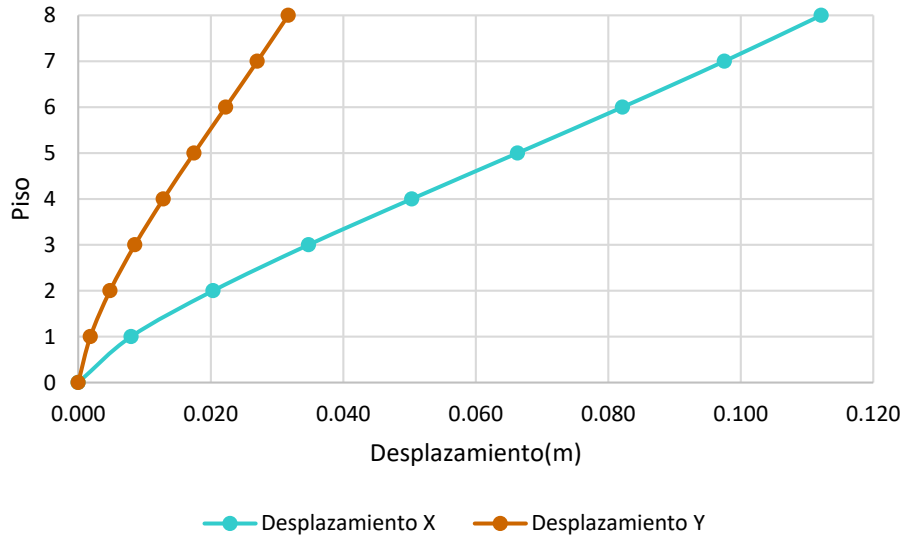


Figura 4.2. Desplazamientos inelásticos en dirección X e Y.

La Figura 4.3 muestra gráficamente los valores de las derivas inelásticas en ambas direcciones en comparación con el límite máximo normativo.

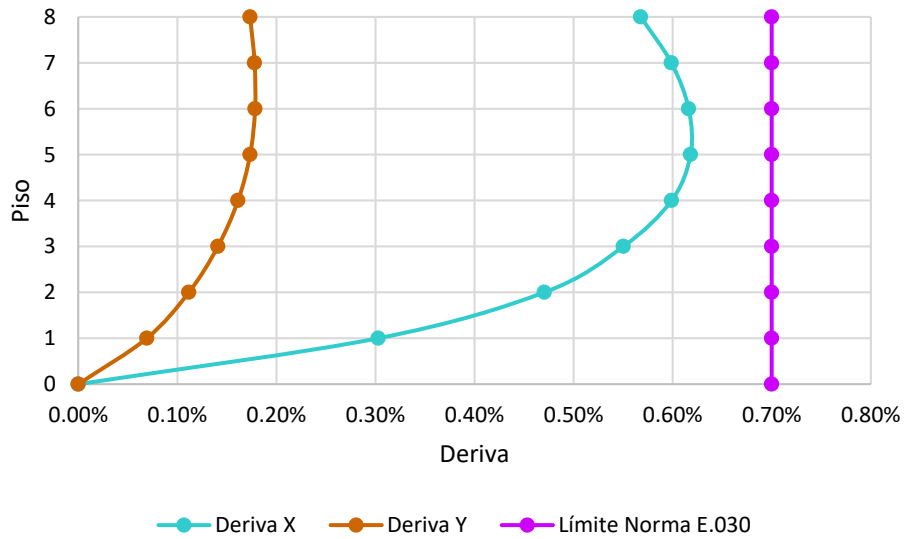


Figura 4.3. Derivas inelásticas en dirección X e Y.

4.6 Análisis de irregularidad torsional

Se calcularon los factores de torsión indicados por la Norma E.030 y se obtuvo que en ningún nivel el valor excede 1.3, el cuál es el límite para la irregularidad torsional. Los resultados se muestran en la Tabla 4.4 y Tabla 4.5, para el sismo en X e Y, respectivamente.

Tabla 4.4. Análisis de irregularidad torsional. Sismo en X.

Dirección X				
Piso	Deriva máxima	Deriva promedio	Dmáx/Dprom	Límite E.030
Piso 8	0.012937	0.012189	1.061	1.3
Piso 7	0.016466	0.015537	1.060	1.3
Piso 6	0.015131	0.014277	1.060	1.3
Piso 5	0.016996	0.016051	1.059	1.3
Piso 4	0.016942	0.016019	1.058	1.3
Piso 3	0.008327	0.007869	1.058	1.3
Piso 2	0.016463	0.015587	1.056	1.3
Piso 1	0.015611	0.014835	1.052	1.3

Tabla 4.5. Análisis de irregularidad torsional. Sismo en Y.

Dirección Y				
Piso	Deriva máxima	Deriva promedio	Dmáx/Dprom	Límite E.030
Piso 8	0.004767	0.004201	1.135	1.3
Piso 7	0.004893	0.00431	1.135	1.3
Piso 6	0.004907	0.004323	1.135	1.3
Piso 5	0.004768	0.004199	1.135	1.3
Piso 4	0.004434	0.003905	1.135	1.3
Piso 3	0.003875	0.003415	1.135	1.3
Piso 2	0.00307	0.002709	1.133	1.3
Piso 1	0.001903	0.001688	1.127	1.3

4.7 Cortante de diseño

La Norma E.030 señala que la fuerza cortante basal dinámica (V_{din}) debe ser escalada al 80% de la fuerza cortante basal calculada según el análisis estático (V_{est}) en estructuras regulares o al

90% en estructuras irregulares. Esto aplica en ambas direcciones de análisis asegurando que los factores de amplificación (F_{amp}) sean mayores a 1.

Para estructuras regulares:

$$F_{amp} = \frac{V_{est}}{V_{din}} \cdot 0.8 \quad F_{amp} \geq 1$$

Para estructuras irregulares:

$$F_{amp} = \frac{V_{est}}{V_{din}} \cdot 0.9 \quad F_{amp} \geq 1$$

La fuerza cortante basal estática se calcula según la expresión de la Norma E.030:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Los valores de Z , U , S y R son los mismos que los presentados en el acápite 4.4. El valor de C es diferente para cada dirección de análisis, pues depende del periodo fundamental del edificio según las ecuaciones del acápite 4.4.

El análisis estático y sus correspondientes ecuaciones se basan en que la respuesta dinámica del edificio sea únicamente traslación. En ese sentido, se realizó el análisis dinámico restringiendo el GDL de desplazamiento lateral en la dirección X para el análisis modal en Y así como el GDL de giro respecto a Z y viceversa.

Los valores de T'_{xx} y T'_{yy} son los periodos fundamentales de vibración utilizando las nuevas restricciones para la dirección X e Y , respectivamente. Estos toman los valores de $T'_{xx} = 0.886 \text{ seg.}$ y $T'_{yy} = 0.305 \text{ seg.}$

Es importante notar que T'_{xx} y T'_{yy} son ligeramente menores a los valores de $T_{xx} = 0.916 \text{ seg.}$ y $T_{yy} = 0.310 \text{ seg.}$ presentados en el acápite 4.2. Este decrecimiento en el valor del periodo fundamental es coherente con el aumento de rigidez “artificial” al restringir ciertos GDL del modelo tridimensional.

Los valores de C_{xx} y C_{yy} utilizados en el cálculo de V_{est} son 1.13 y 2.5, respectivamente, y corresponden a los periodos fundamentales T'_{xx} y T'_{yy} . La Tabla 4.6 muestra el resumen del cálculo anterior.

Tabla 4.6. Cálculo de factores C_{xx} y C_{yy} .

Dirección X		Dirección Y	
T'xx (seg.)	Cxx	T'yy (seg.)	Cyy
0.886	1.13	0.305	2.5

El valor de P en la ecuación de la V_{est} es el peso sísmico de la edificación. El presente edificio cuenta con un peso sísmico de 2792 tonf, la distribución de peso por nivel se muestra en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Peso sísmico de la estructura analizada.

Piso	Área (m ²)	Peso (tonf)	Peso/Área (tonf/m ²)
Piso 8	300.0	253.23	0.84
Piso 7	300.0	362.69	1.21
Piso 6	300.0	362.69	1.21
Piso 5	300.0	362.69	1.21
Piso 4	300.0	362.69	1.21
Piso 3	300.0	362.69	1.21
Piso 2	300.0	362.69	1.21
Piso 1	300.0	362.69	1.21
Peso sísmico		2792.04	

Los valores de $Peso/Área$ obtenidos del modelo son coherentes con los valores prácticos para edificaciones multifamiliares en Perú que oscilan entre 1 y 1.3 tonf/m², lo cual valida la estimación del peso sísmico.

El valor de R en la ecuación de V_{est} depende del sistema estructural como se mencionó en el acápite 4.4. Los valores de R supuestos anteriormente se verifican calculando el porcentaje de

cortante basal que absorben las columnas y las placas. La Tabla 4.8 presenta el resumen de la verificación.

Tabla 4.8. Verificación de sistema estructural.

Dirección X			Dirección Y		
V Placas	183	95%	V Placas	372	99%
V Columnas	10	5%	V Columnas	4	1%
Vdinámico	193	100%	Vdinámico	376	100%
Muros estructurales R=6			Muros estructurales R=6		

Las placas absorben más del 80% del cortante basal en ambas direcciones, lo que confirma que el sistema estructural predominante (Muros estructurales) era el supuesto. Los valores previamente asumidos de $R_{xx} = 6$ y $R_{yy} = 6$ son válidos por estos resultados y por la regularidad de la estructura : $I_a = 1$ e $I_p = 1$.

Con los parámetros de la ecuación ya definidos, se calcula V_{est} para cada dirección de análisis. La Tabla 4.9 muestra el resumen del cálculo.

Tabla 4.9. Cálculo de la fuerza cortante basal.

Dirección X		Dirección Y	
Z	0.45	Z	0.45
U	1	U	1
Cxx	1.13	Cyy	2.5
S	1	S	1
P	2792	P	2792
Rxx	6	Ryy	6
Vest xx	237	Vest yy	524
Vestxx/Peso	8.5%	Vesty/Peso	18.8%

En el presente trabajo se realizó el análisis de las fuerzas sísmicas utilizando cuatro masas diferentes, cada una de ellas con excentricidad accidental en una dirección de análisis de $\pm 5\%$. Esta consideración se realiza para cumplir lo estipulado por la Norma E.030 respecto a la

excentricidad accidental y diseñar los elementos estructurales con una envolvente que considere las fuerzas sísmicas más críticas para cada uno de ellos. La Figura 4.4 muestra un esquema de la consideración anterior.

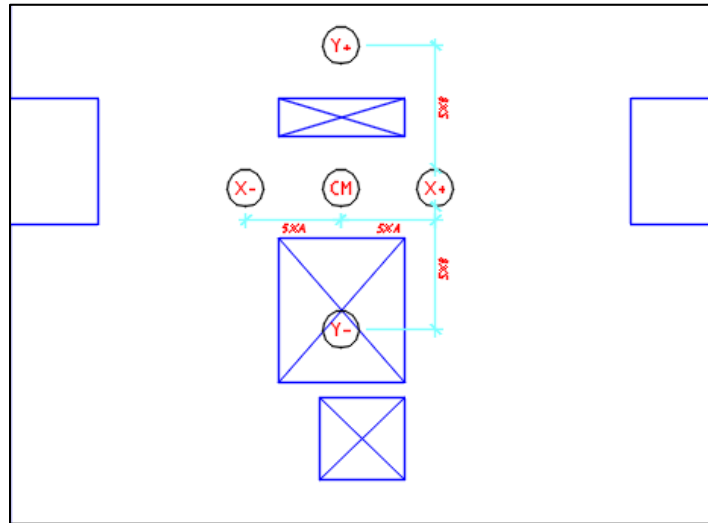


Figura 4.4. Definición de las 4 masas sísmicas.

Al definir cuatro masas sísmicas se desprende la existencia de cuatro fuerzas cortantes de diseño en total (dos por cada dirección). Así, los factores de amplificación se calcularon para los cuatro casos utilizando las ecuaciones mostradas al inicio del presente acápite. La Tabla 4.10 presenta los factores de amplificación para los cuatro casos:

Tabla 4.10. Factores de amplificación para cortantes de diseño.

Análisis en la Dirección X				
Caso	Vdin (tonf)	Vest (tonf)	0.8Vest/Vdin	Fa
SISXX+	193	237	0.98	1
SISXX-	194	237	0.98	1
Análisis en la Dirección Y				
Caso	Vdin (tonf)	Vest (tonf)	0.8Vest/Vdin	Fa
SISYY+	377	524	1.11	1.11
SISYY-	316	524	1.33	1.33

4.8 Juntas de separación sísmica

La Norma E.030 señala que debe existir una distancia mínima "s" entre estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas durante un evento sísmico. La Tabla 4.11 muestra el resumen del cálculo de "s" según los criterios de la norma.

Tabla 4.11. Cálculo de "s" en las 2 direcciones.

	Dirección X			Dirección Y		
Altura edificio	h	2200	cm	h	2200	cm
Desplazamiento	$\Delta 1 = \Delta 2$	5	cm	$\Delta 1 = \Delta 2$	1.3	cm
Criterio 1	0.006h	13.2	cm	0.006h	13.2	cm
Criterio 2	$(2/3) \cdot (\Delta 1 + \Delta 2)$	6.67	cm	$(2/3) \cdot (\Delta 1 + \Delta 2)$	1.73	cm
Criterio 3	3 cm	3	cm	3 cm	3	cm
	S cálculo	13.2	cm	S cálculo	13.2	cm
	S/2	6.6	cm	S/2	6.6	cm

El edificio debe retirarse de los límites de propiedad una distancia no menor que 2/3 del desplazamiento máximo en el último techo ni menor que s/2.

El desplazamiento máximo en el octavo piso es de 11.2 cm. en la dirección X y 3.2 cm. en la dirección Y. Por lo que se decidió colocar una junta de 10 cm. en la dirección X, mientras que en la otra dirección no es necesario porque en los linderos norte y sur el edificio limita con avenidas.

Capítulo 5: Diseño en concreto armado

5.1 Criterios de diseño E.060

5.1.1 Diseño por resistencia

La Norma E.060 señala que los elementos de concreto armado deben diseñarse según el Diseño por Resistencia, el cual consiste en que la resistencia de diseño (ΦRn) sea mayor a la resistencia requerida (Ru).

$$\Phi Rn \geq Ru$$

La resistencia de diseño es la resistencia teórica de las secciones (Rn), obtenidas por modelos mecánicos, castigadas por un factor de reducción (Φ) que depende del tipo de sollicitación en la sección.

La Tabla 5.1 presenta los factores de reducción exigidos por la Norma E.060 para las diferentes sollicitaciones:

Tabla 5.1. Factores de reducción de resistencias nominales.

Sollicitación	Factor de reducción (Φ)
Flexión	0.9
Cortante	0.7
Flexocompresión y compresión con estribos	0.7
Aplastamiento	0.7

La resistencia requerida de las secciones (Ru) es la obtenida al amplificar las cargas actuantes sobre la estructura y combinarlas de manera que resulten casos críticos. Los factores de amplificación son diferentes para cada caso de carga y las combinaciones llevan a los elementos a estados de carga poco probables durante la vida útil de la estructura.

Estos estados de carga deben mantenerse con baja probabilidad de ocurrencia porque puede conducir a la pérdida de vidas humanas, económicas y el colapso parcial o total de la estructura.

Los tipos de carga de interés en la presente tesis son la carga muerta(CM), carga viva(CV), carga de sismo(CS) y carga de empuje lateral(CE).

La Norma E.060 contempla las siguientes combinaciones de carga para el diseño de los elementos de concreto armado:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CE$$

El factor de amplificación para el caso de carga de sismo es 1 en todos los casos porque las fuerzas obtenidas del análisis sísmico (ver Capítulo 4) ya son de diseño y no requieren ser amplificadas.

Se puede simplificar el diseño por resistencia para las principales fuerzas de sección en elementos de concreto armado mediante las siguientes expresiones:

$$\phi Mn \geq Mu \text{ (Flexión)}$$

$$\phi Vn \geq Vu \text{ (Cortante)}$$

$$\phi Pn \geq Pu \text{ (Axial)}$$

5.1.2 Requisitos de servicio

Los estados límites de servicio no involucran posible colapso parcial o total de la estructura, pero podrían causar un inadecuado funcionamiento de la estructura durante su vida útil. Los principales estados límite de servicio para elementos de concreto armado son cuatro:

- Deflexiones excesivas
- Fisuración excesiva

- Vibraciones indeseables
- Corrosión de las armaduras

La Norma E.060 señala límites permisibles en las deflexiones para evitar malfuncionamiento de equipos, daños en elementos no estructurales (tabiques) y sensación de inseguridad en las personas. Asimismo, señala límites en la fisuración para evitar la aceleración de la corrosión del acero de refuerzo y el deterioro progresivo del concreto. Este estado es crítico en elementos en contacto con líquidos como los muros de las cisternas.

5.1.3 Diseño por capacidad

Existen diferentes modos de falla para los elementos de concreto armado sometidos a cargas últimas, las cuales pueden ser de naturaleza dúctil o frágil. En zonas sísmicas se prefiere inducir las fallas dúctiles por su gran capacidad de disipar la energía sísmica a través de la formación de rótulas plásticas.

El diseño por capacidad tiene por objetivo asegurar la falla por flexión (dúctil) antes que la falla por cortante (frágil) de las vigas, columnas y placas. La Norma E.060 señala en su Capítulo 21 las fuerzas de cortante por capacidad para vigas y columnas según el sistema estructural predominante (Pórticos, Dual tipo I, Dual tipo II o Muros) y también para las placas.

5.2 Diseño por flexión

5.2.1 Hipótesis de diseño

El cálculo de la resistencia nominal a flexión de las secciones de concreto armado se realiza en base a las siguientes hipótesis:

- a. Las secciones planas permanecen planas después de la aplicación de esfuerzos de flexión (Hipótesis de Navier) excepto para vigas de gran peralte (relación luz/peralte menor a 4).

- b. Adherencia perfecta entre el concreto y el acero circundante: no existe deslizamiento relativo.
- c. Los esfuerzos en el concreto y en el acero pueden calcularse a partir de las deformaciones utilizando sus relaciones constitutivas.
- d. La resistencia a tracción del concreto es despreciable.
- e. El concreto falla cuando se agota su capacidad de deformación al alcanzar una deformación unitaria en compresión (ϵ_{cu}) de 0.003.

Se conoce que la relación “real” esfuerzo-deformación unitaria ($\sigma - \epsilon$) es compleja y en el rango inelástico toma una forma parabólica. Sin embargo, la Norma E.060 permite reemplazar la relación “real” por el modelo del bloque equivalente de compresiones denominado rectángulo de Whitney. La Figura 5.1 muestra la equivalencia de modelos para una sección de concreto armado sometida a flexión.

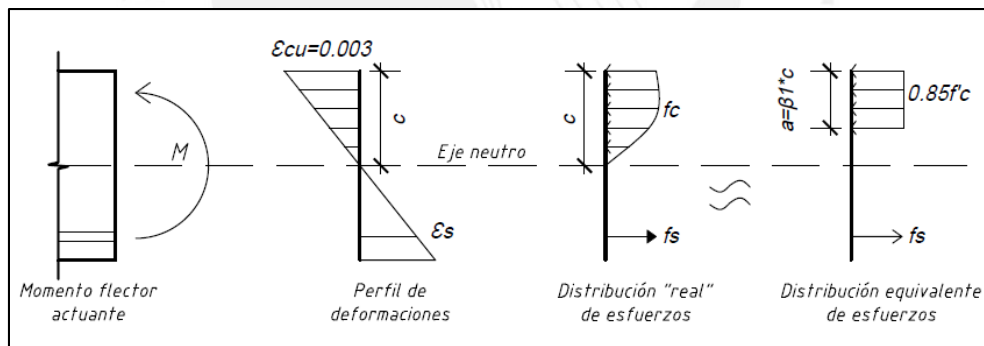


Figura 5.1. Bloque equivalente de compresiones por flexión según la Norma E.060.

El modelo equivalente consiste en una distribución uniforme de esfuerzos de compresión de magnitud $0.85f'c$ aplicado en una distancia " a " medida desde la fibra de concreto más comprimida.

El valor de $a = \beta_1 \cdot c$, donde " c " es la distancia desde la fibra de concreto más comprimida hasta el eje neutro y β_1 es un parámetro que depende de la calidad del concreto ($f'c$).

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - 0.714 \cdot \frac{f'c}{1000} \text{ para } 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.65 \text{ para } f'c \geq 560 \text{ kg/cm}^2$$

En la presente tesis las calidades del concreto utilizadas son de $f'c = 210$ y 280 kg/cm^2 , por lo que el único valor de β_1 adoptado en los cálculos de resistencia es 0.85.

- f. El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se puede simplificar como elastoplástico perfecto.

La resistencia nominal a flexión de secciones rectangulares se calcula según las siguientes expresiones:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

As: Área de acero

fy: Esfuerzo de fluencia del acero

b: ancho de la sección

d: peralte efectivo de la sección

5.2.2 Límites de diseño

La Norma E.060 limita la cantidad de acero mínima y máxima a colocar en elementos estructurales sometidos a flexión.

Acero mínimo

El objetivo de colocar área de acero mínimo es evitar la falla frágil al ser el momento de agrietamiento (M_{cr}) mayor al momento nominal resistente de una sección de concreto armado.

Para tal efecto, la Norma E.060 exige que se cumpla la siguiente relación:

$$\phi M_n \geq 1.2 \cdot M_{cr}$$

Para secciones rectangulares y en “T”, la Norma E.060 presenta una simplificación que cumple la relación anterior:

$$A_s \min = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Acero máximo

En concreto armado existen tres tipos de falla posibles por flexión:

- a. Falla subreforzada: falla el concreto por deformación última mucho después de sobrepasar la fluencia del acero.
- b. Falla balanceada: falla el concreto por deformación última al mismo tiempo que el acero alcanza la fluencia.
- c. Falla sobrerreforzada: falla el concreto por deformación última sin que el acero haya alcanzado la fluencia.

El modo de falla preferible es la falla subreforzada porque la fluencia del acero proporciona ductilidad al elemento estructural y esa característica es fundamental en estructuras sismorresistentes.

El límite de acero máximo busca evitar el modo de falla sobrerreforzada al limitar la cantidad de acero colocado. Para ese efecto la Norma E.060 propone que el acero máximo sea igual al 75% del acero que causa la falla balanceada:

Esto equivale también a limitar una deformación mínima en el acero de tracción cuando la sección alcanza su resistencia nominal. Para acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ equivale a una deformación unitaria mínima de $\epsilon_s \approx 2\epsilon_y = 0.004$.

Las disposiciones especiales y adicionales por flexión para cada elemento estructural se desarrollan en el correspondiente acápite de la presente tesis.

5.3 Diseño por cortante

5.3.1 Generalidades

La resistencia nominal a cortante de las secciones de concreto armado es la suma del aporte del concreto (V_c) y del acero de refuerzo transversal (V_s). La siguiente expresión presenta la ecuación básica de la resistencia nominal a cortante:

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto se divide a su vez por tres componentes principales: la fuerza cortante que toma el concreto comprimido (V_{cz}), la fuerza cortante que toma el acero longitudinal por efecto dowell (V_d) y la fuerza cortante que toma la trabazón entre los agregados (V_a) a lo largo de la grieta inclinada ocasionada por la fuerza cortante externa.

La siguiente expresión resume todos los componentes de resistencia nominal a fuerza cortante del concreto:

$$V_c = V_{cz} + V_d + V_a$$

Establecer el valor del aporte de cada componente presentado es complicado, por lo que es usual que los códigos reúnan el aporte total del concreto en el valor de V_c . La Norma E.060 presenta expresiones de resistencia a cortante por aporte de concreto (V_c) para elementos a flexión simple, compresión y tracción axial:

En flexión: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$

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

En tracción axial: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right) bw \cdot d$

La resistencia nominal a fuerza cortante del acero transversal (estribos) se puede calcular mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

A_v: Área de las ramas de estribo que pasan por la fisura diagonal

s: Espaciamiento entre estribos

Como se mencionó en el acápite 5.1.1, la ecuación básica de diseño por resistencia a fuerza cortante exige que la resistencia de diseño sea mayor que la resistencia requerida.

$$\phi V_n \geq V_u$$

V_u debe ser medida a una distancia “d” (peralte efectivo) desde la cara de apoyo del elemento a excepción de casos particulares como vigas invertidas o elementos con cargas aplicadas cercanas (menor a “d”) a los apoyos.

5.3.2 Límites de diseño

Así como en el acero colocado por flexión, la Norma E.060 señala límites mínimos y máximos para el acero de refuerzo por cortante en los elementos de concreto armado.

Estribos mínimos

En las zonas de los elementos donde se cumpla la siguiente condición,

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

Se debe colocar estribos mínimos tal que satisfagan las siguientes relaciones:

$$A_v \min = \frac{3.5 \cdot b_w \cdot s}{f_y} \quad s \max = \frac{d}{2} \text{ ó } 60 \text{ cm}$$

Estribos máximos

La resistencia de ninguna sección debe exceder la siguiente expresión:

$$\phi V_n \max = \phi 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Las disposiciones especiales y adicionales por cortante para cada elemento estructural se desarrollan en el correspondiente acápite de la presente tesis.

5.4 Diseño por flexocompresión

La flexocompresión es la sollicitación simultánea de flexión y compresión en una sección de concreto armado. La interacción de ambas sollicitaciones causa que la resistencia de la sección por carga axial y por momento flector sean variables y dependan una de la otra.

Para visualizar de manera gráfica las distintas resistencias que puede tener una sección sometida a flexocompresión se utiliza el Diagrama de Interacción. Este diagrama constituye la envolvente de falla encontrada tras evaluar las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección de concreto armado dada su geometría, calidad de materiales y distribución de acero longitudinal.

La construcción del Diagrama de Interacción se realiza sobre un plano cartesiano donde el eje de las abscisas representa los posibles valores de M y el de las ordenadas los posibles valores de P .

Además de considerar las resistencias nominales, para efectos de diseño se deben tener en cuenta los factores de reducción correspondientes a la flexocompresión ($\phi = 0.7$), flexión ($\phi = 0.9$) y a la transición entre ambos comportamientos ($\phi = [0.7 - 0.9]$).

Se considera también un factor adicional ($\phi = 0.8$ estribos/0.85 espirales) para la resistencia a compresión pura, pues se reconoce que siempre existirá excentricidad por efectos constructivos o de geometría estructural.

De manera gráfica, el diseño por flexocompresión se cumple cuando todos los pares (Mu, Pu) provenientes de las combinaciones de carga últimas se ubican dentro del diagrama de interacción de diseño. Un escenario distinto implica la necesidad de aumentar las dimensiones del elemento o el acero de refuerzo.

La Figura 5.2 muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño de una sección de columna rectangular así como la representación de una sollicitación de diseño (M_u, P_u).

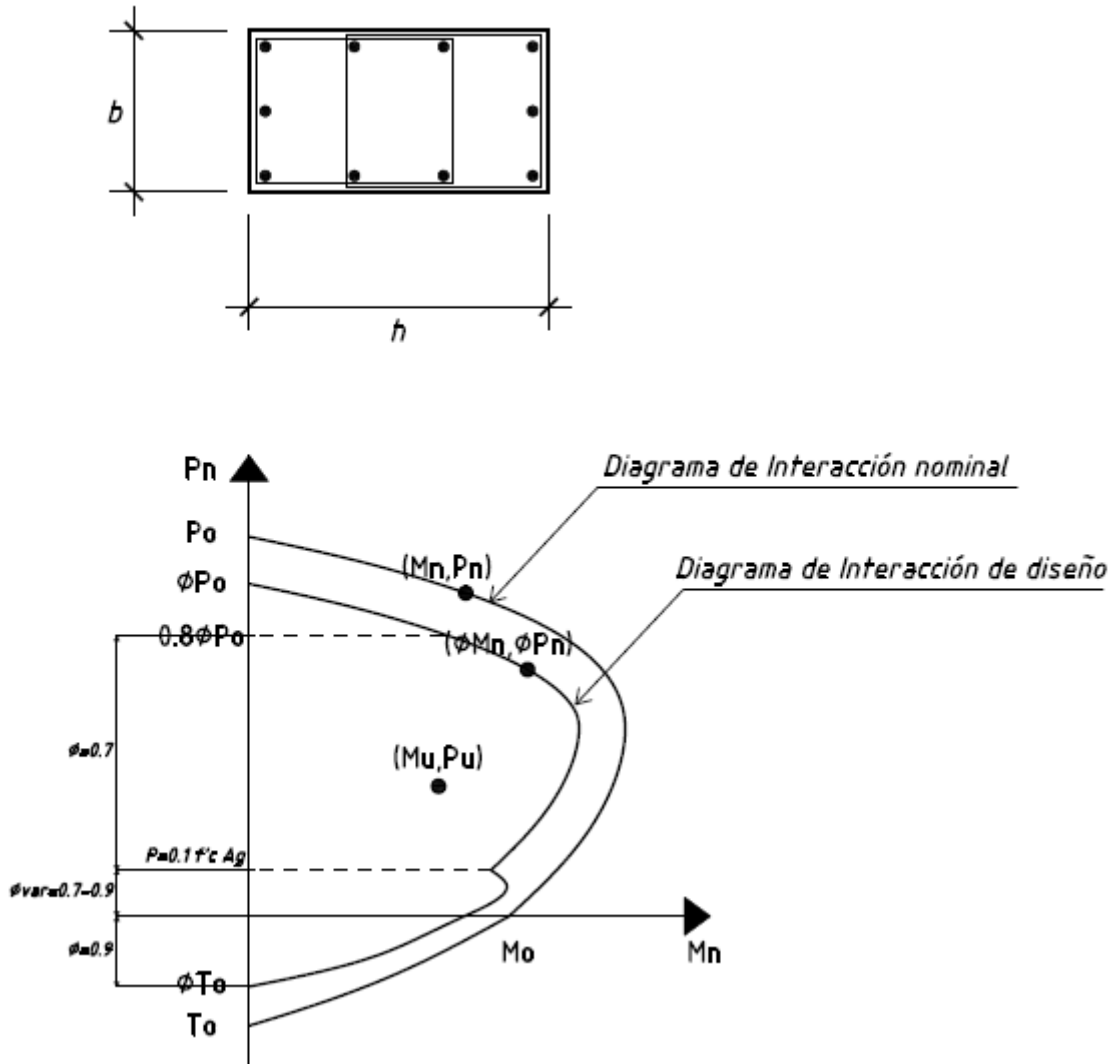


Figura 5.2. Diagrama de interacción de una columna rectangular con estribos.

Las disposiciones especiales y límites de armado por flexocompresión para columnas se desarrollan en el correspondiente acápite de la presente tesis.

Capítulo 6: Diseño de losas

6.1 Diseño de losas aligeradas

Las fuerzas internas de interés en el diseño de losas aligeradas son la fuerza cortante y el momento flector. El diseño se realiza para cada vigueta según el análisis descrito en el acápite 3.2.1.

Además de las disposiciones generales presentadas en el Capítulo 5, existen consideraciones especiales en el diseño de losas aligeradas:

- Colocar una cuantía mínima de acero en losas macizas de 0.0018 para controlar el efecto de retracción por temperatura según la Norma E.060. En este caso para la losita de 0.05 m.
- La Norma E.060 permite que la capacidad resistente al corte de las viguetas presente un ligero aumento del 10%: $\phi Vc = \phi \cdot 1.1 \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$.
- En casos donde $Vu > \phi Vc$, se permite el uso de ensanches alternados o corridos, lo cual consiste en remover alternada o completamente los ladrillos de una o más hileras. La Figura 6.1 muestra la solución de ensanches en planta:

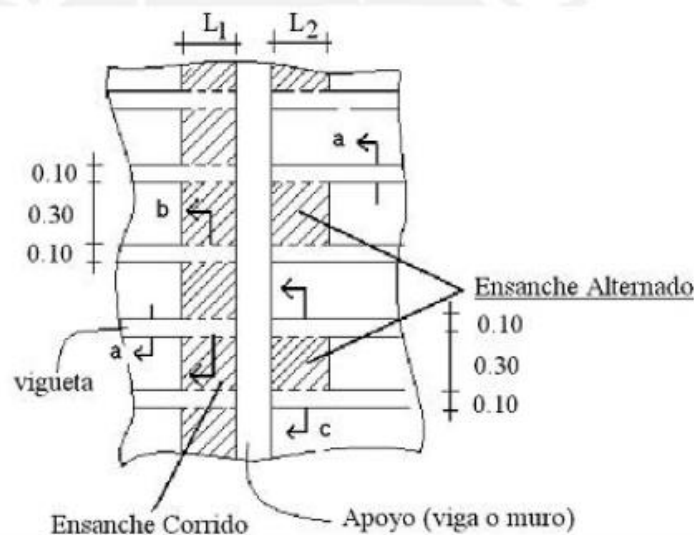


Figura 6.1. Vista en planta de los ensanches alternados y corridos.

Tomada de "Apuntes del curso Concreto Armado I", por Ottazzi, 2016.

El uso de ensanches permite tener secciones de concreto de más área que las “T”, lo cual aumenta considerablemente la resistencia a cortante (2.5 veces con ensanche alternado y 3.5 veces con ensanche corrido aproximadamente).

A continuación, se presenta el desarrollo de diseño de la losa aligerada analizada en el acápite 3.2.1.

6.1.1 Diseño por flexión

Se presenta el diagrama de momentos flectores de la vigueta de 0.25 m. en la Figura 6.2.

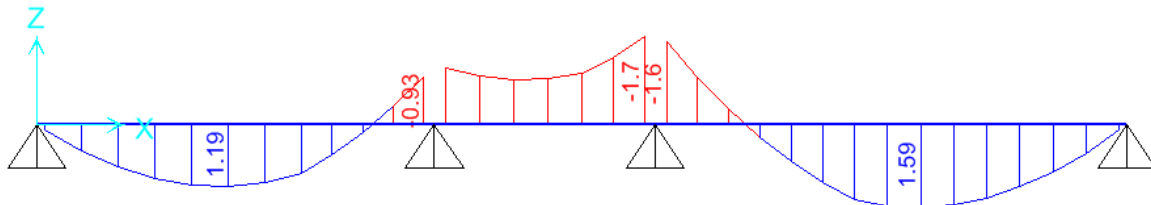


Figura 6.2. DMF (tonf-m) de diseño de la vigueta.

En la Tabla 6.1 se presenta el resumen del acero requerido y colocado por flexión en base a los resultados del análisis estructural de la vigueta:

Tabla 6.1. Diseño por flexión de los tres tramos de vigueta (tramo 1 a 3 de izquierda a derecha).

Momento(tonf-m)		Acero requerido (cm ²)		Acero colocado (cm ²)		Barras colocadas	
Tramo 1				Tramo 1			
Mu+	Mu-	As requerido		As colocado		Φ colocado	
1.19	-0.93	1.46	1.19	2	2.58	Φ1/2"+Φ3/8"	Φ1/2"+Φ1/2"
Tramo 2				Tramo 2			
Mu-	Mu-	As requerido		As colocado		Φ colocado	
-1	-1.7	1.29	2.34	2.58	2.58	Φ1/2"+Φ1/2"	Φ1/2"+Φ1/2"
Tramo 3				Tramo 3			
Mu-	Mu+	As requerido		As colocado		Φ colocado	
-1.6	1.59	2.18	1.98	2.58	2	Φ1/2"+Φ1/2"	Φ1/2"+Φ3/8"

6.1.2 Verificación por cortante

El diagrama de fuerzas cortantes se presenta en la Figura 6.3. Es claro que los valores más altos de fuerza cortante están en los extremos de los tramos.

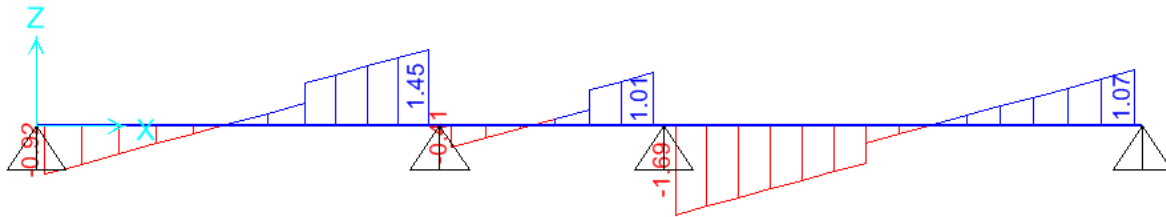


Figura 6.3. DFC (tonf) de diseño de la viga.

La Tabla 6.2 presenta el resumen de la verificación por fuerza cortante de la viga analizada:

Tabla 6.2. Verificación por cortante de los tres tramos de viga.

Fuerza cortante(tonf)		Resistencia a cortante(tonf)		
Tramo 1		Tramo 1		
Vu-	Vu+	ΦV_c	¿Necesita Ensanche?	Longitud de ensanche(m)
-0.92	1.45	1.5	No	---
Tramo 2		Tramo 2		
Vu-	Vu+	ΦV_c	¿Necesita Ensanche?	Longitud de ensanche(m)
-0.41	1.01	1.5	No	---
Tramo 3		Tramo 3		
Vu-	Vu+	ΦV_c	¿Necesita Ensanche?	Longitud de ensanche(m)
-1.69	1.07	1.5	Sí, alternado	0.85

Los resultados muestran que la zona izquierda del tramo 3 requiere de un ensanche alternado de longitud 0.85 m para cumplir el diseño por cortante. Para efectos prácticos, se decidió proveer una longitud de 0.90 m, que implica el retiro alternado de tres unidades de ladrillos de techo por hilera.

La Figura 6.4 presenta el plano de encofrados correspondiente a la losa aligerada diseñada. Como particularidad se tiene que el tramo 2 posee refuerzo negativo corrido, el cual se colocó porque en dicho tramo solo se presenten momentos negativos.

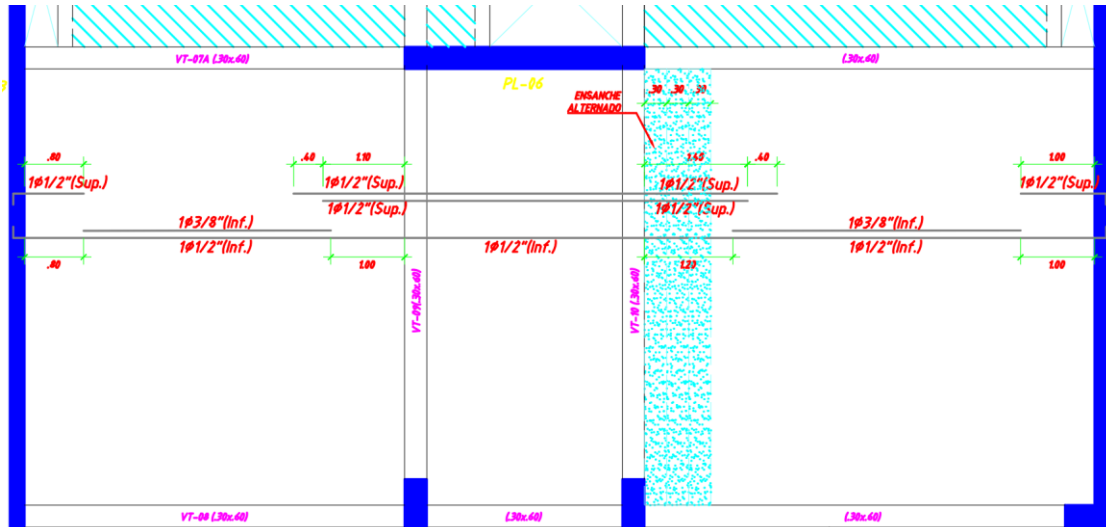


Figura 6.4. Diseño de losa aligerada en plano de encofrados.

6.2 Diseño de losas macizas

Las losas macizas del proyecto son de 0.20 m. de peralte, tanto en los pisos superiores como en los sótanos.

Además de las disposiciones generales presentadas en el Capítulo 5, existen consideraciones especiales en el diseño de macizas:

- Colocar una cuantía mínima de acero en losas macizas de 0.0018 para controlar el efecto de retracción por temperatura según la Norma E.060.
- El acero por cuantía mínima se puede distribuir en 0.0012 en la cara inferior y 0.0006 en la cara superior de la losa.
- El diseño por flexión y cortante se realiza tomando en cuenta en elemento de ancho unitario y de peralte correspondiente.

Para las losas macizas se dispuso una malla inferior de $\varnothing 3/8''@.20$ y una malla superior de $\varnothing 3/8''@.40$, con lo que se cumple la disposición de acero mínimo.

A continuación, se presenta el desarrollo de diseño de determinados paños de las losas macizas analizadas en el acápite 3.2.2.

6.2.1 Diseño por flexión

La distribución de momentos flectores de diseño M11 y M22 se muestran la Figura 6.5 y Figura 6.6 respectivamente.

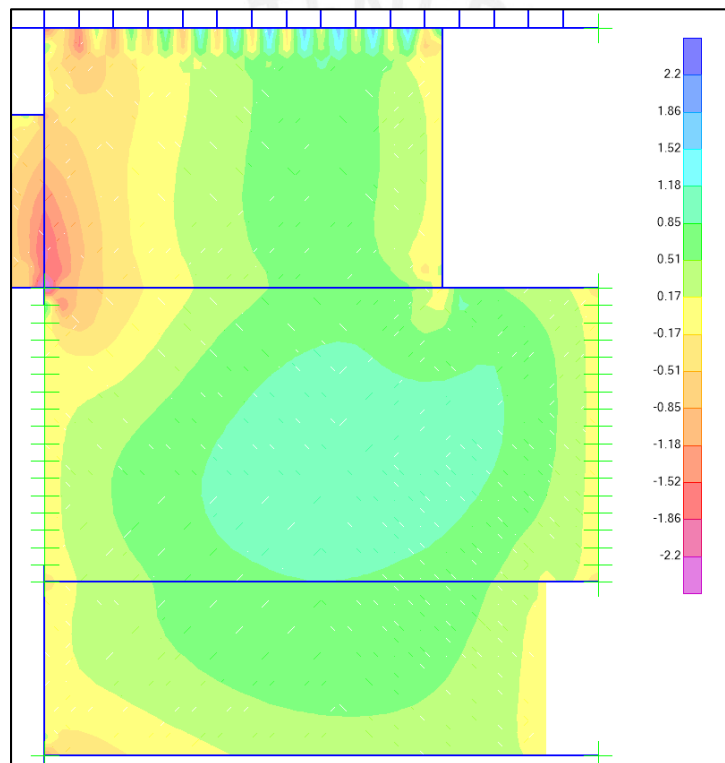


Figura 6.5. Momentos M11(tonf-m) de diseño de la losa maciza.

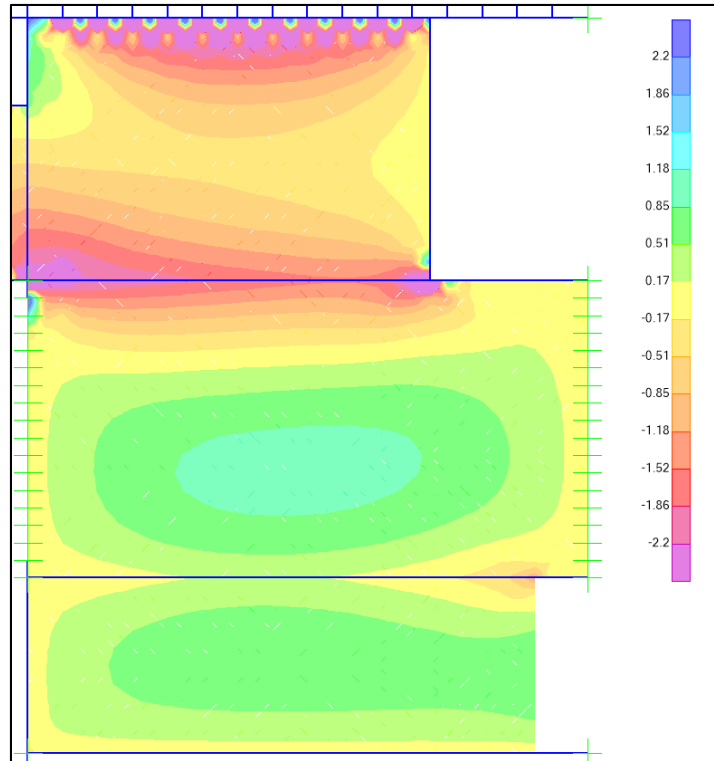


Figura 6.6. Momentos M22 (tonf-m) de diseño de la losa maciza.

Los máximos momentos positivos ($Mu_{1-1}^+ \text{ máx} = 1.1 \text{ tonf} - m$) y ($Mu_{2-2}^+ \text{ máx} = 0.6 \text{ tonf} - m$) no exceden la resistencia mínima provista por la malla inferior ($\emptyset Mn = 2.2 \text{ tonf} - m$). Por ese motivo, no se requiere colocar bastones adicionales a la malla inferior de $\emptyset 3/8" @ .20$.

Por otro lado, los momentos negativos en ambas direcciones de análisis exceden lo provisto por la malla superior ($\emptyset Mn = -1.1 \text{ tonf} - m$):

- En la dirección 1-1, $Mu_{1-1}^- \text{ máx} = -1.6 \text{ tonf} - m$. El área de acero requerida para la sollicitación es: $As_{req} = 2.55 \text{ cm}^2$. Adicionalmente a la malla se colocó un bastón de $\emptyset 3/8" @ .40$, que constituye un área de acero colocado de $As_{col} = 3.55 \text{ cm}^2$.

- En la dirección 2-2, $Mu_{2-2}^- \text{ máx} = -1.8 \text{ tonf} - m$. El área de acero requerido para la sollicitación es: $As \text{ req} = 2.90 \text{ cm}^2$. Adicionalmente a la malla se colocó un bastón de $\phi 3/8" @ .40$, que constituye un área de acero colocado de $As \text{ col} = 3.55 \text{ cm}^2$.

6.2.2 Verificación por cortante

La fuerza cortante en losas macizas no es una sollicitación que usualmente gobierne el diseño, pero se debe verificar que las fuerzas últimas no excedan la capacidad resistente.

Al igual que en los aligerados, en estas losas no se provee estribos para mejorar la resistencia a cortante, por lo que la verificación permite confirmar que el espesor preseleccionado sea el adecuado.

Para las losas de 0.20 m. de espesor, la capacidad resistente a cortante $\phi Vn = 11 \text{ tonf}/m$. La máxima fuerza cortante en ambas direcciones resulta $Vu = 8.5 \text{ tonf}/m$, por lo que el espesor de 0.20 m. es adecuado por corte.

La Figura 6.7 presenta el plano de encofrados correspondiente a la losa maciza diseñada:

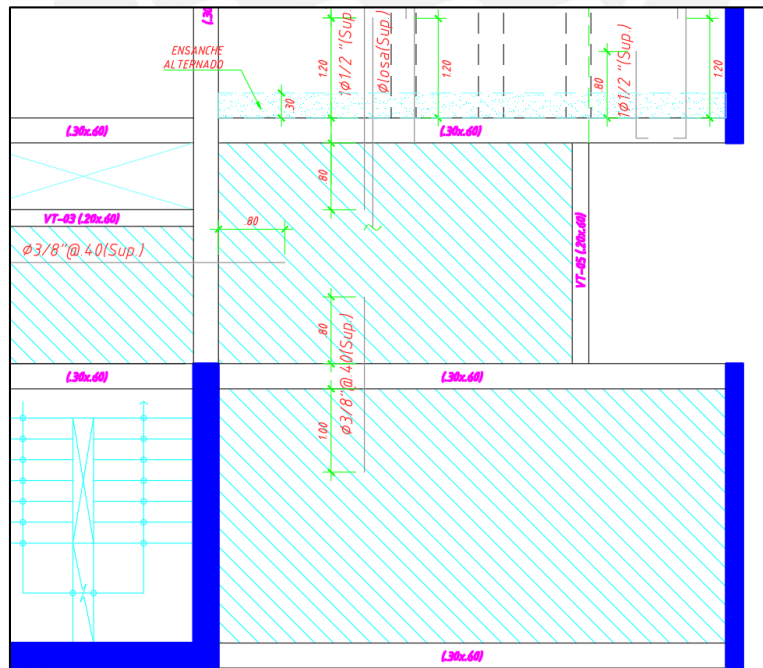


Figura 6.7. Diseño de losa maciza en plano de encofrados.

Capítulo 7: Diseño de vigas

Además de las disposiciones generales presentadas en el Capítulo 5, existen consideraciones especiales en el diseño y detallado de vigas de concreto armado:

- La resistencia $f'c$ no debe ser menor que 210 kg/cm^2 .
- La resistencia $f'c$ no debe ser mayor que 550 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo no debe tener un esfuerzo en la fluencia, f_y , superior a 4200 kg/cm^2 .
- La relación base a peralte no debe ser menor que 0.3.
- El ancho de las vigas no debe ser menor que 0.25 m .
- Se debe proveer como refuerzo corrido en toda la viga al menos dos barras superiores y dos barras inferiores.
- Los estribos a colocar deben ser cerrados con un gancho de doblez de 135° y no deben ser de diámetro menor que $\emptyset 3/8"$.

Para las vigas sísmicas, el Capítulo 21 de la Norma E.060 establece disposiciones adicionales. El edificio analizado tiene un sistema estructural de Muros, por lo que las siguientes disposiciones adicionales corresponden a dicho sistema estructural:

- La resistencia a momento positivo, $\emptyset Mn^+$, en la cara del nudo debe ser mayor que el tercio de la resistencia a momento negativo, $\emptyset Mn^-$, provista en dicha sección.
- La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección de la viga deben ser mayores que un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- El diseño por capacidad es obligatorio para evitar el tipo de falla frágil, cuyo procedimiento consiste en hallar la fuerza cortante por capacidad, V_{cap} , como la suma de la fuerza cortante isostática más la fuerza cortante asociada al desarrollo de los momentos

nominales M_n de la viga restringida a la luz libre. En la Figura 7.1 se presenta el procedimiento de manera gráfica.

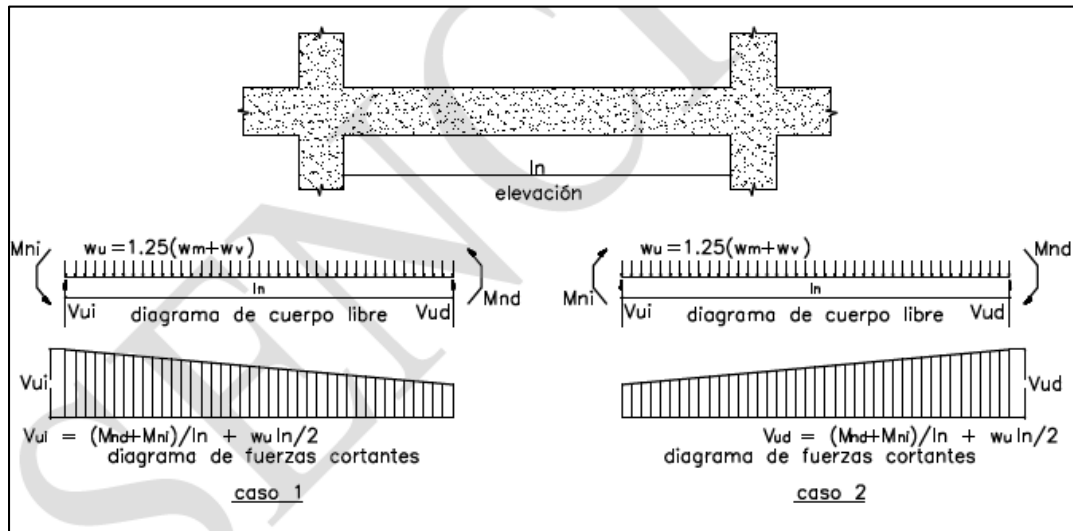


Figura 7.1. Fuerza cortante por capacidad en vigas. Sistema Muros o Dual tipo I.

Tomada de "Norma E.060 Concreto Armado", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016.

Se reconocen dos zonas a lo largo del eje de las vigas sísmicas: zona de confinamiento y zona central. La zona de confinamiento tiene una longitud de $2h$ medida desde el nudo en cada extremo y la zona central es la restante. Para cada zona existe una distribución mínima de estribos:

Zona de confinamiento

Los estribos deben ser cerrados y como mínimo de $\emptyset 3/8"$. El primer estribo debe estar ubicado a $0.05 m.$ de la cara del apoyo. El espaciamiento de los demás estribos no debe ser mayor que el mínimo de los siguientes valores: a) Cuarta parte del peralte efectivo, b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal, c) veinticuatro veces el diámetro de la barra del estribo o d) $0.30 m.$

Zona central

El espaciamiento de los estribos en esta zona no debe excede de la mitad del peralte efectivo.

A continuación, se presenta el desarrollo de diseño de dos vigas del edificio, una sometida a solicitaciones principales de gravedad y otra sometida a solicitaciones principales de sismo.

7.1 Diseño de viga de gravedad (VT-07)

Se desarrolla el análisis y diseño de la viga VT-07(.30x.60) del piso típico ubicada en el eje 3 entre los ejes A y D. Para fines prácticos se presenta el primer tramo de la viga, la cual tiene una luz libre de 5.15m.

7.1.1 Diseño por flexión

La viga VT-07(.30x.60) requiere como mínimo un área de acero mínimo de 3.90 cm^2 , por lo que se colocaron dos bastones inferiores y superiores de $\varnothing 3/4"$ ($As \text{ corrido} = 5.68 \text{ cm}^2$). Este armado mínimo proporciona una resistencia ϕMn igual a $10.86 \text{ tonf} - \text{m}$.

La Figura 7.2 muestra los diagramas de momentos flectores obtenidos de cada combinación de diseño, las cuales conforman la envolvente de diseño de la viga:

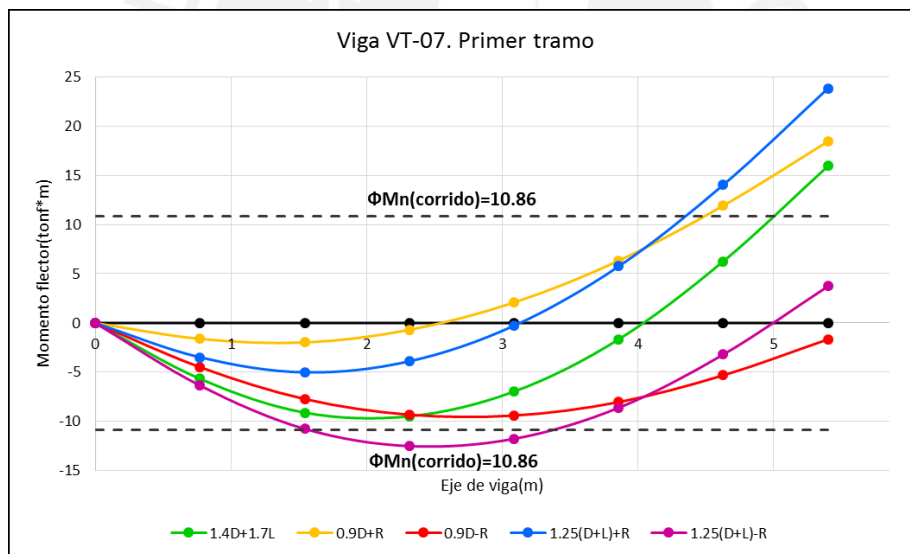
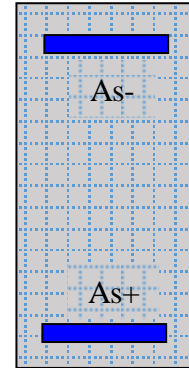


Figura 7.2. Envolvente de diseño por flexión de Viga VT-07. Primer tramo.

Para efectos prácticos, se denomina sección 1 a la sección izquierda de la viga, sección 2 a la sección central y sección 3 a la sección derecha de la viga. La Tabla 7.1 muestra el resumen de diseño por flexión de la Viga VT-07.

Tabla 7.1. Diseño por flexión Viga VT-07.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu- (tonf-m)	0	0	23.5
Mu+ (tonf-m)	0	12.5	1.65
As- req.(cm ²)	0	0	12.9
As+ req.(cm ²)	0	6.65	0.85
Φ -col.	2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	5 Φ 3/4"
As- col.(cm ²)	5.68	5.68	14.2
As+ col.(cm ²)	5.68	8.52	5.68
Φ +col.	2 Φ 3/4"	3 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"



7.1.2 Diseño por cortante

La máxima fuerza cortante obtenida por análisis, V_u , es 13 tonf. La Figura 7.3 muestra la envolvente de cortantes obtenida del modelo:

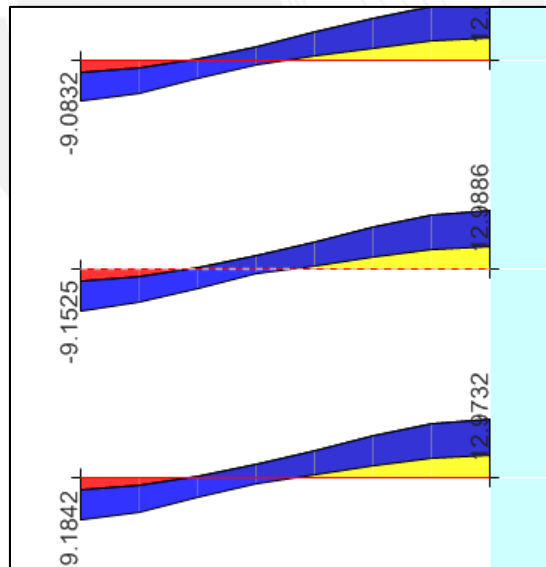


Figura 7.3. Envolvente de diseño por cortante de Viga VT-07. Primer tramo.

Al considerar estribos de $\emptyset 3/8"$, se obtiene un espaciamiento requerido de 0.69 m. Por lo que el estribaje de confinamiento exigido por la Norma es suficiente:

1 □ Ø3/8": 1@0.05; 10@.125; Rto. @.25 m.c/ext.

En la Figura 7.4. se muestra la elevación de la viga diseñada:

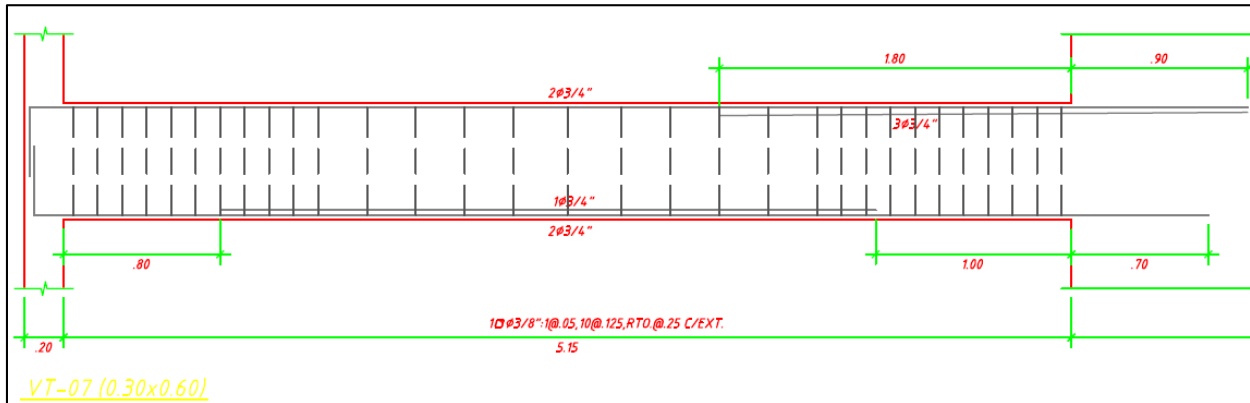


Figura 7.4. Elevación de viga VT-07. Primer tramo.

7.2 Diseño de viga sísmica (VT-01)

Se desarrolla el análisis y diseño de la viga VT-01 (.30x.60) del piso típico ubicada en el eje 1 entre los ejes A y D. Para fines prácticos se presenta el tramo central de la viga, cuya luz libre es de 2.65 m.

7.2.1 Diseño por flexión

La viga VT-01 (.30x.60) requiere como mínimo un área de acero mínimo de 3.90 cm^2 , por lo que se colocaron dos bastones inferiores y superiores de Ø3/4" ($As \text{ corrido} = 5.68 \text{ cm}^2$). Este armado mínimo proporciona una resistencia ϕMn igual a $10.86 \text{ tonf} - m$.

La Figura 7.5 muestra los diagramas de momentos flectores obtenidos de cada combinación de diseño, las cuales conforman la envolvente de diseño por flexión de la viga:

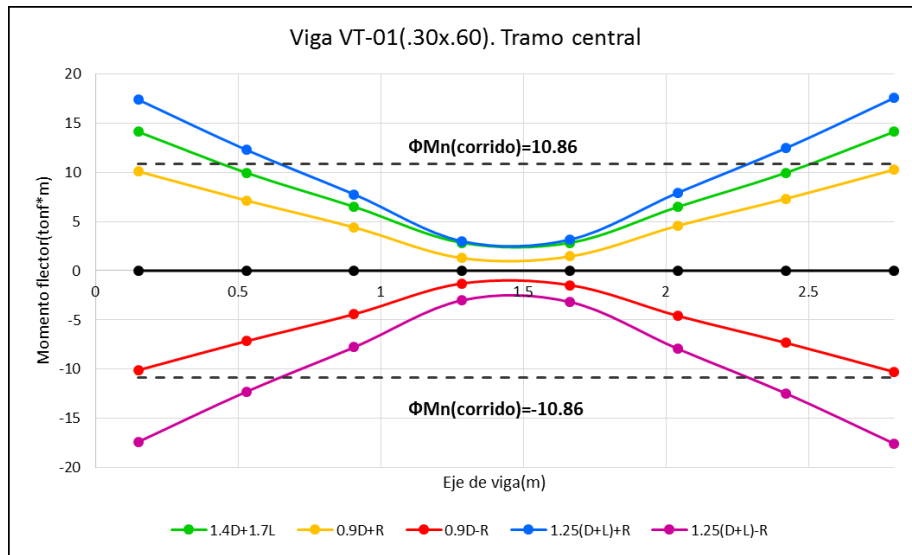
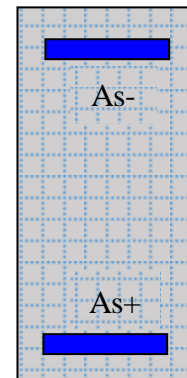


Figura 7.5. Envolvente de diseño por flexión de Viga VT-01. Tramo central.

Para efectos prácticos, se denomina sección 1 a la sección izquierda de la viga, sección 2 a la sección central y sección 3 a la sección derecha de la viga. La Tabla 7.2 muestra el resumen de diseño por flexión de la Viga VT-01.

Tabla 7.2. Diseño por flexión Viga VT-01.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu- (tonf-m)	17.5	3	17.5
Mu+ (tonf-m)	17.5	3	17.5
As- req.(cm²)	9.4	1.54	9.4
As+ req.(cm²)	9.4	1.54	9.4
Φ-col.	4Φ3/4"	2Φ3/4"	4Φ3/4"
As- col.(cm²)	11.36	5.68	11.36
As+ col.(cm²)	11.36	5.68	11.36
Φ+col.	4Φ3/4"	2Φ3/4"	4Φ3/4"



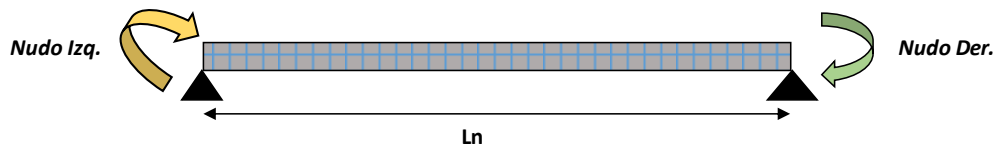
7.2.2 Diseño por cortante

La máxima fuerza cortante obtenida por análisis, V_u , es 15.3 tonf. Esta fuerza cortante puede ser resistida ampliamente por el armado de estribos mínimo de vigas sísmicas.

Se verifica ahora el diseño por capacidad de la viga sísmica mediante el método descrito al inicio del presente capítulo. En la Tabla 7.3 se presenta el resumen del cálculo:

Tabla 7.3. Diseño por fuerza cortante Viga VT-07.

	Cortante Sísmica				Cortante gravedad			Cortante capacidad
	As col.(cm ²)	Mn (tonf-m)	Ln (m)	Vsis (tonf)	Vcm (tonf)	Vcv (tonf)	1.25(Vcm+Vcv) (tonf)	V cap (tonf)
Nudo Izq.	11.36	22.7	2.65	22.7	0.6	0	0.75	23.45
Nudo Der.	11.36	22.7						



V_{cap} es 23.45 tonf en las secciones más críticas y al considerar estribos de $\emptyset 3/8"$, se obtiene un espaciamiento requerido de 19 cm. Por lo que el estribaje de confinamiento exigido por la Norma es suficiente:

$$1 \square \emptyset 3/8": 1@0.05; Rto. @. 125 m. c/ext.$$

En la Figura 7.6. se muestra la elevación de la viga diseñada:

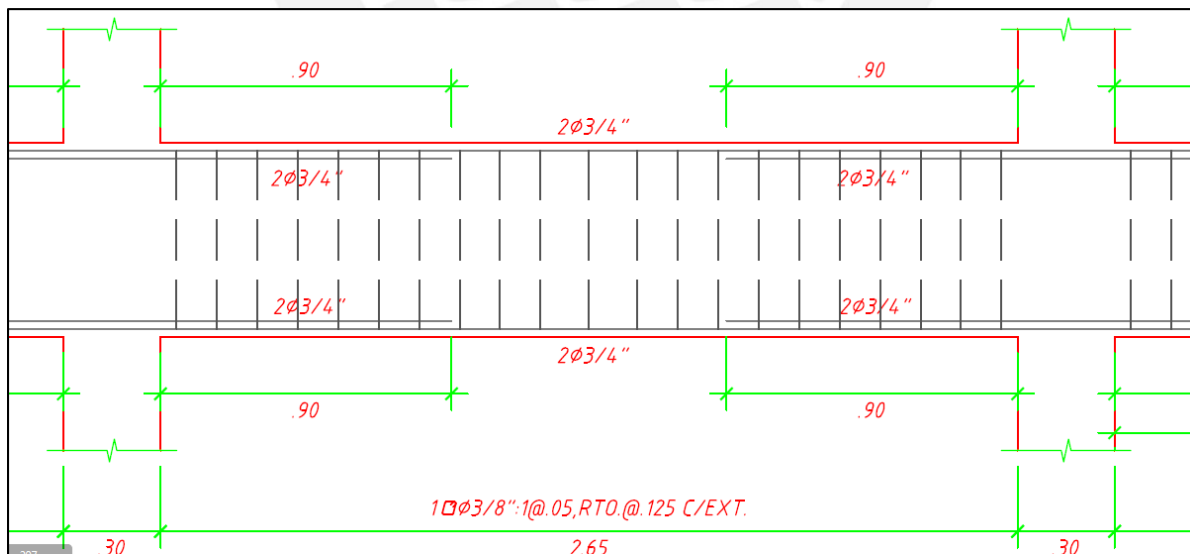


Figura 7.6. Elevación de viga VT-01. Tramo central.

Capítulo 8: Diseño de columnas y placas

Diseño de Columnas

Además de las disposiciones generales presentadas en el Capítulo 5, existen consideraciones especiales en el diseño y detallado de columnas de concreto armado:

- La resistencia $f'c$ no debe ser menor que 210 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo no debe tener un esfuerzo en la fluencia, f_y , superior a 4200 kg/cm^2 .
- El ancho de las columnas no debe ser menor que $0.25m$.
- La relación entre la dimensión menor y mayor de la columna no debe ser menor que 0.40 .
- La cuantía de la sección, entendida como la relación entre el área de acero entre el área de la sección bruta de concreto, debe ser como mínimo 1% y como máximo 6% . En caso la cuantía exceda el 4% , la norma exige realizar un detallado especial de la conexión columna – viga.

Para las columnas de una estructura cuyo sistema principal es de Muros, el Capítulo 21 de la Norma E.060 establece disposiciones adicionales:

- Se debe realizar el diseño por capacidad utilizando la misma metodología que en el caso de vigas sísmicas. Esta fuerza cortante, V_{cap} , obtenida al rotularse las secciones extremas de la columna se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{cap} = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

La Figura 8.1 muestra el procedimiento gráfico del diseño por capacidad.

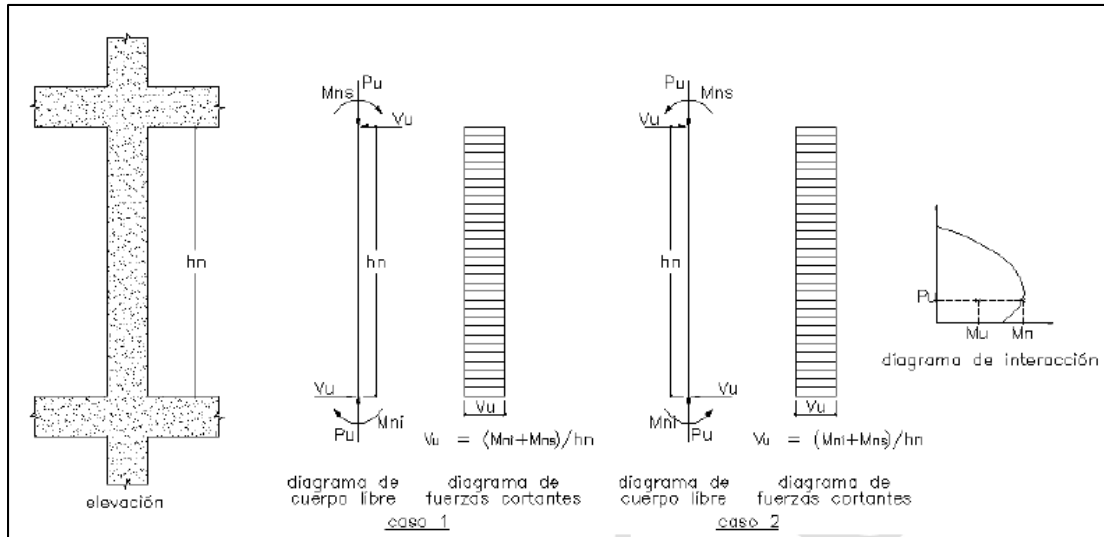


Figura 8.1. Fuerza cortante por capacidad en columnas. Sistema Muros o Dual tipo I.

Tomada de "Norma E.060 Concreto Armado", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016.

Al igual que en vigas sísmicas, en las columnas también existe una zona de confinamiento con requerimientos especiales mínimos de estribaje. Dicha zona se define por una longitud L_o medida desde la cara del nudo de cada extremo.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:

- La sexta parte de la longitud libre de la columna.
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 0.50 m.

Los estribos colocados en esta zona deben ser cerrados y como mínimo de $\varnothing 3/8"$. Además, el primer estribo se debe colocar a 0.05 m. de la cara del nudo y el espaciamiento del resto de estribos de confinamiento no debe ser mayor que el menor de:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 0.10 m.

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no debe ser mayor que el menor de:

- Dieciséis veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 0.30 m.

8.1 Diseño de columna C-01

Como ejemplo de diseño, se desarrolla la columna C-01(0.30x0.65) a nivel del primer piso del proyecto. La Figura 8.2 muestra la columna en el plano de encofrado.

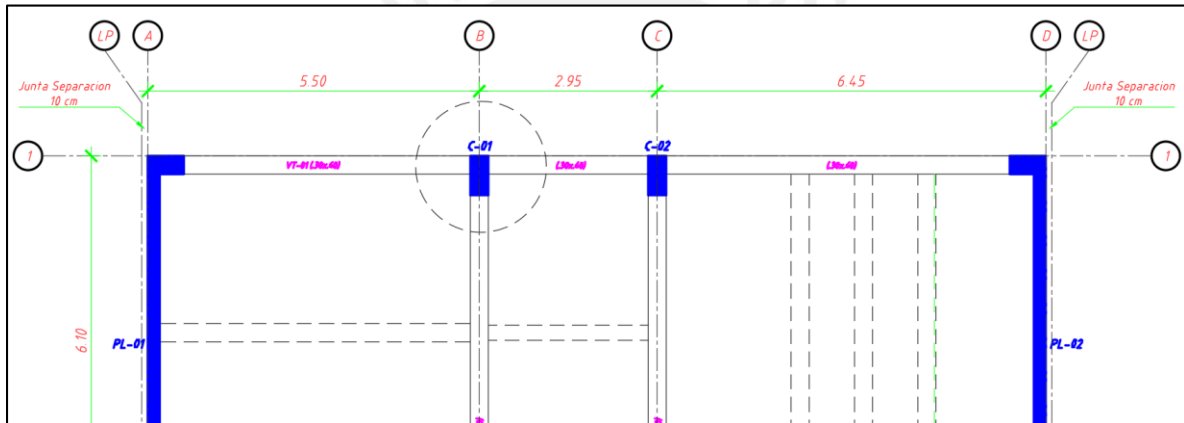


Figura 8.2. Columna C-01(0.30x0.65) en el plano de encofrado. Primer piso.

La Tabla 8.1 presenta las fuerzas de sección de la columna C-01 obtenidas del análisis estructural para cada caso de carga. Asimismo, la Tabla 8.2 muestra los resultados de las combinaciones de cargas.

Tabla 8.1. Fuerzas de sección de columna C-01. Primer piso.

Nivel	Caso de Carga	P(tonf)	V2(tonf)	V3(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
1	DEAD	141.25	1.13	6.68	6.24	1.18
1	LIVE	20.64	0.15	1.09	0.94	0.12
1	SX	6.14	2.94	0.06	0.16	4.07
1	SY	10.47	0.86	0.88	1.99	1.18

Tabla 8.2. Combinaciones de cargas de columna C-01. Primer piso.

Combinación		P(tonf)	V2(tonf)	V3(tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Gravedad	1.4CM+.7CV	232.84	1.84	11.20	10.34	1.86
Sismo X	0.9CM+SX	133.26	3.96	6.07	5.77	-5.13
	0.9CM-SX	120.99	1.92	5.95	5.46	3.01
	1.25(CM+CV)+SX	208.50	4.54	9.77	9.13	-5.70
	1.25(CM+CV)-SX	196.23	1.34	9.65	8.82	2.45
Sismo Y	0.9CM+SY	137.59	1.88	6.89	7.61	2.24
	0.9CM-SY	116.66	0.16	5.13	3.62	-0.12
	1.25(CM+CV)+SY	212.83	2.46	10.59	10.97	2.80
	1.25(CM+CV)-SY	191.90	0.74	8.83	6.99	-0.45

8.1.1 Diseño por Flexocompresión

Los resultados de las combinaciones muestran que las fuerzas que gobiernan el diseño en la columna son las de compresión axial y no los momentos flectores. Este resultado es razonable dado que en la estructura las placas son los elementos de mayor responsabilidad sísmica.

En la Figura 8.3 se muestra el refuerzo longitudinal propuesto para la columna C-01 en el primer piso. Se colocaron diez barras longitudinales de $\emptyset 1"$ adecuadamente dispuestas en toda la sección transversal.

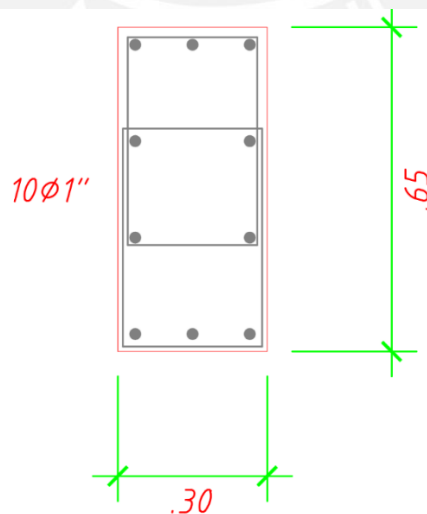


Figura 8.3. Refuerzo longitudinal propuesto en la columna C-01. Primer piso.

La Figura 8.4 muestra el diagrama de interacción de la columna en la dirección transversal y las sollicitaciones últimas según las combinaciones de carga correspondientes.

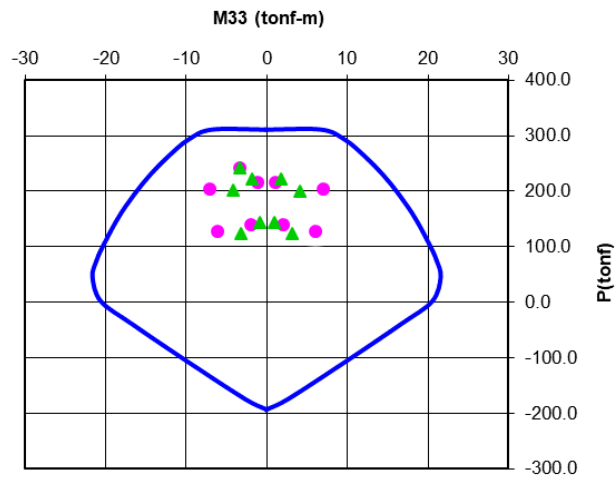


Figura 8.4. Diagrama de interacción de columna C-01. Dirección transversal. Combinaciones de sismo XX (rosado) y combinaciones de sismo YY (verde)

Análogamente, la Figura 8.5 muestra el diagrama de interacción de la columna en la dirección longitudinal.

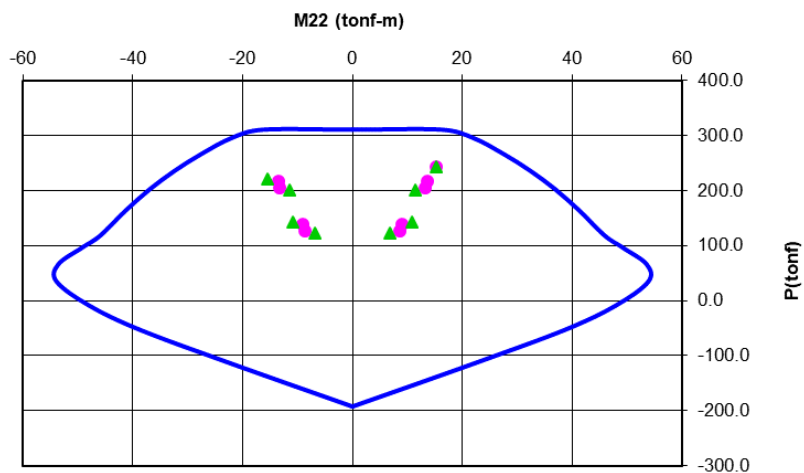


Figura 8.5. Diagrama de interacción de columna C-01. Dirección longitudinal. Combinaciones de sismo XX (rosado) y combinaciones de sismo YY (verde)

Se confirma, mediante los diagramas de interacción, que las solicitaciones que gobiernan el diseño por flexocompresión son las de compresión axial. Al estar todos los puntos de solicitación última dentro de los diagramas de interacción se acepta como válido el refuerzo longitudinal propuesto.

8.1.2 Diseño por Cortante

Según la Tabla 8.2 se tiene que la mayor fuerza cortante última sobre la columna C-01 en el primer piso es $V_u = 11.20 \text{ tonf}$. El aporte del concreto a la resistencia a cortante se calcula:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 60 = 11.75 \text{ tonf}$$

Por ende, se coloca el estribaje mínimo para columnas sísmicas exigido por la Norma E.060:

$$2 \square \phi 3/8": 1@.05; 7@.10; Rto. @.20 \text{ m. c/ext.}$$

El diseño por capacidad no aplica en las columnas del proyecto porque las placas absorben casi todo el cortante sísmico y la rotulación plástica de las columnas es muy improbable durante el evento sísmico.

Diseño de Placas

Además de las disposiciones generales presentadas en el Capítulo 5, existen consideraciones especiales en el diseño y detallado de placas de concreto armado:

- La resistencia $f'c$ no debe ser menor que 210 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo no debe tener un esfuerzo en la fluencia, f_y , superior a 4200 kg/cm^2 .
- El espesor mínimo de las placas debe ser 0.15 m . para poder confinar adecuadamente los núcleos extremos con estribos.
- La cuantía mínima horizontal, ρ_h , y vertical, ρ_v , depende de la magnitud de la fuerza cortante última sobre el elemento:

- a. Si $V_u > 0.5 \cdot \phi V_c$, entonces ρ_h y ρ_v deben ser como mínimo 0.0025 .

- b. Si $Vu \leq 0.5 \cdot \phi Vc$, entonces ρ_h y ρ_v deben ser como mínimo 0.002 y 0.0015, respectivamente.
- En el diseño por cortante, se debe tener en cuenta las siguientes expresiones:

$$\phi Vc = \phi \cdot Acw \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{f'c}$$

El coeficiente α_c depende de la relación de aspecto de la placa:

$$[h_m/l_m] \leq 1.5, \alpha_c = 0.80$$

$$[h_m/l_m] \geq 2, \alpha_c = 0.53$$

$$1.5 \leq [h_m/l_m] \leq 2, \alpha_c \text{ varía linealmente entre } 0.80 \text{ y } 0.53$$

Donde,

Acw : Área de concreto efectiva

h_m : Altura total de la placa

l_m : Longitud total de la placa

- El diseño por capacidad en placas se realiza mediante la amplificación de la fuerza cortante última de análisis utilizando la siguiente expresión:

$$V_{cap} = Vu_{análisis} \cdot \left(\frac{Mn}{Mu_{análisis}} \right)$$

No es necesario que la expresión entre paréntesis exceda el valor de R . Además, el diseño por capacidad se puede limitar a una altura equivalente del muro, medida desde la base, no menor al mayor valor de:

- l_m
- $Mu/4Vu$
- Dos primeros pisos

8.2 Diseño de placa PL-01

Como ejemplo de diseño, se desarrolla la placa PL-01 a nivel del primer piso del proyecto. La Figura 8.6 muestra la placa en el plano de encofrado.

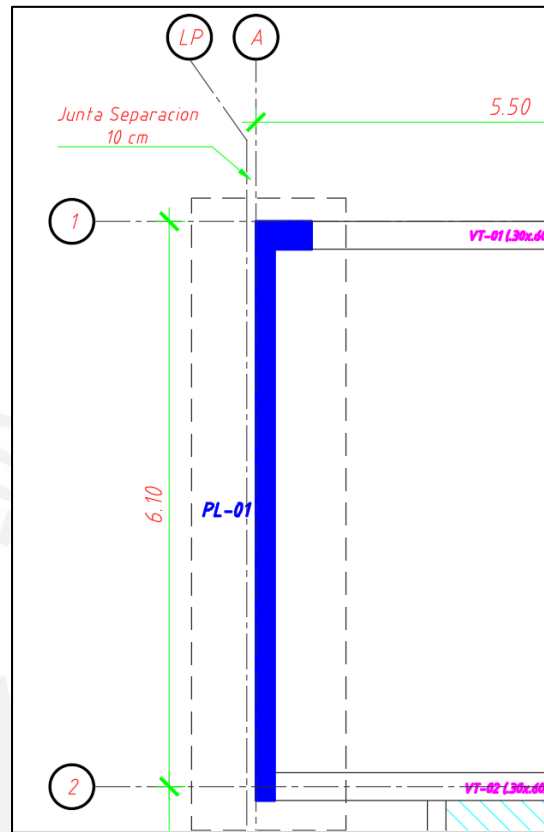


Figura 8.6. Placa PL-01 en el plano de encofrado. Primer piso.

La Tabla 8.3 presenta las fuerzas de sección de la placa PL-01 obtenidas del análisis estructural para cada caso de carga. Asimismo, la Tabla 8.4 muestra los resultados de las combinaciones de cargas.

Tabla 8.3. Fuerzas de sección de placa PL-01. Primer piso.

Nivel	Caso de Carga	P(tonf)	V2(tonf)	V3(tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
1	DEAD	229.89	13.99	4.19	0.00	0.00
1	LIVE	32.06	0.75	1.16	0.00	0.00
1	SX	37.95	14.67	12.15	26.52	110.77
1	SY	11.44	74.17	2.48	15.01	710.59

Tabla 8.4. Combinaciones de cargas de placa PL-01. Primer piso.

Combinación		P(tonf)	V2(tonf)	V3(tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
Gravedad	1.4CM+.7CV	376.35	20.86	7.84	0.00	0.00
Sismo X	0.9CM+SX	244.86	27.26	15.92	26.52	110.77
	0.9CM-SX	168.95	-2.09	-8.38	-26.52	-110.77
	1.25(CM+CV)+SX	365.39	33.09	18.84	26.52	110.77
	1.25(CM+CV)-SX	289.48	3.75	-5.46	-26.52	-110.77
Sismo Y	0.9CM+SY	218.34	86.75	6.25	15.01	710.59
	0.9CM-SY	195.46	-61.58	1.30	-15.01	-710.59
	1.25(CM+CV)+SY	338.88	92.59	9.17	15.01	710.59
	1.25(CM+CV)-SY	316.00	-55.75	4.22	-15.01	-710.59

8.2.1 Diseño por Flexocompresión

Por el marcado comportamiento sísmico de la placa, se tiene que las solicitaciones más críticas son las de alto momento flector con baja carga axial.

El acero longitudinal concentrado en los bordes del elemento se dispuso en una distancia de $10\% l_m$ y el acero longitudinal distribuido se dispuso según la cuantía mínima de $\rho_v = 0.0025$ ($2 \text{ } \emptyset 3/8" @ .25$).

La Figura 8.7 muestra el diagrama de interacción de la placa en la transversal y las solicitaciones últimas según las combinaciones de carga correspondientes.

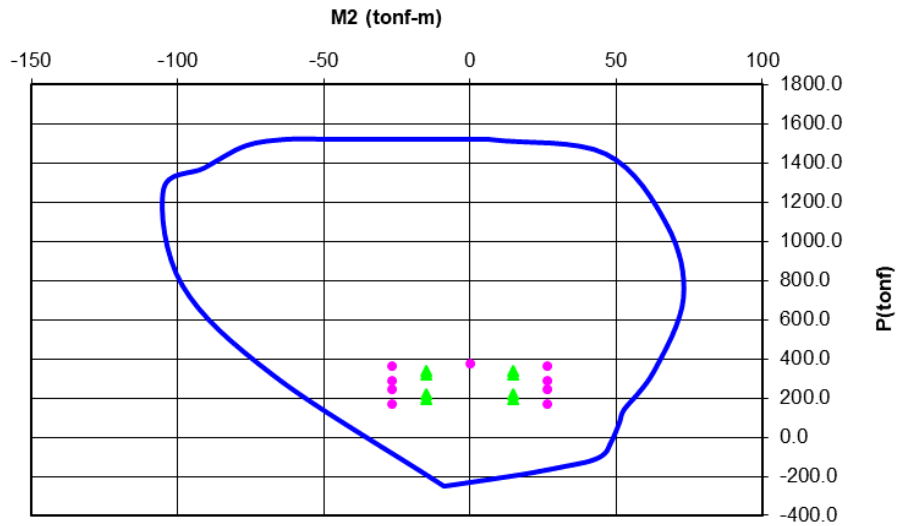


Figura 8.7. Diagrama de interacción de placa PL-01. Dirección transversal. Combinaciones de sismo XX (rosado) y combinaciones de sismo YY (verde)

Análogamente, la Figura 8.8 muestra el diagrama de interacción de la columna en la dirección longitudinal.

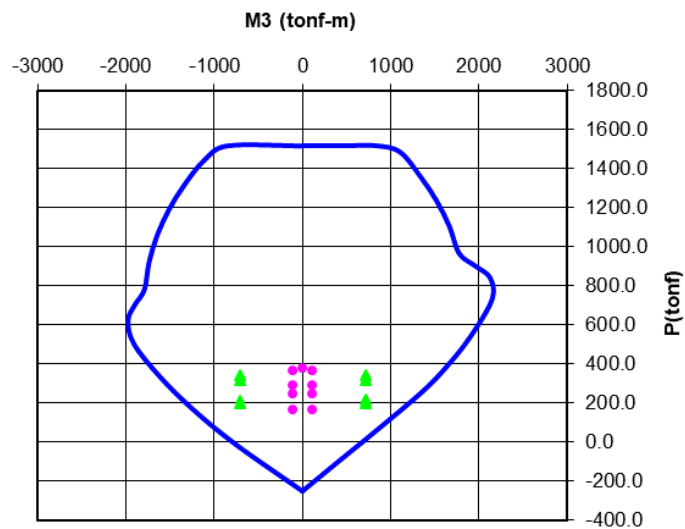


Figura 8.8. Diagrama de interacción de placa PL-01. Dirección longitudinal. Combinaciones de sismo XX (rosado) y combinaciones de sismo YY (verde)

Todos los puntos de solicitación última se ubican dentro de los diagramas de interacción, por lo que se acepta como válido el refuerzo longitudinal propuesto.

8.2.2 Diseño por Capacidad

Las fuerzas cortantes de análisis son de gran importancia debido a que esta y las demás placas absorben gran parte del cortante sísmico total. Dado el resultado del diseño por flexocompresión se aprecia que las cortantes amplificadas por capacidad son mucho mayores que las de análisis

$$\left(\frac{Mn}{Mu_{análisis}} > 1\right).$$

Las fuerzas cortantes de interés son las V_2 , de dirección paralela a la longitudinal de la placa. Estas fuerzas cortantes están asociadas a los momentos M_3 , por lo que el diagrama de interacción a analizar por capacidad es el de la Figura 8.8.

Se muestra el cálculo de las demandas de diseño por capacidad:

$$Vu_{análisis} = 74 \text{ tonf}$$

$$\left(\frac{Mn}{Mu_{análisis}}\right) = \frac{1644}{711} = 2.3$$

$$\text{Por lo que se tiene que } V_{cap} = 74 \cdot 2.3 = 170.2 \text{ tonf}$$

Se desarrolla el cálculo de la resistencia a cortante por el concreto y la requerida por el acero de refuerzo horizontal:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 0.8 \cdot 6.25 = 65.28 \text{ tonf}$$

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 0.8 \cdot 625}{\frac{170000}{0.85} - 76800} = 0.24 \text{ m}$$

El anterior cálculo considera dos capas de acero horizontal, el acero horizontal seleccionado dada la demanda es $2\phi 3/8'' @ .225m$. El acero colocado equivale a una cuantía $\rho_h = 0.0032$ mayor a la mínima exigida.

8.2.3 Verificación de confinamiento de bordes

Los elementos de borde (extremos de la placa) deben ser confinados obligatoriamente en caso se cumpla la siguiente inecuación:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_m} \right)}, \text{ con } \left(\frac{\delta_u}{h_m} \right)_{\min} = 0.005$$

Donde,

c : Profundidad del eje neutro para la carga axial amplificada y resistencia nominal.

δ_u : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto de la placa.

Con $\delta_u = 0.032 \text{ m.}$ y $h_m = 22 \text{ m.}$ se tiene que $\frac{\delta_u}{h_m} = 0.0015$, por lo que se utiliza el valor mínimo 0.005. Al aplicar la ecuación anterior se tiene que para $c \geq 2.08 \text{ m.}$ es necesario confinar los bordes según las disposiciones de la norma E.060.

El cálculo de la profundidad del eje neutro se realiza mediante un análisis de esfuerzo-deformación de la sección de la placa ante la carga axial $P_u = 380 \text{ tonf.}$ El perfil de deformaciones se obtiene de un modelo realizado en *SAP2000* y se muestra en la Figura 8.9.

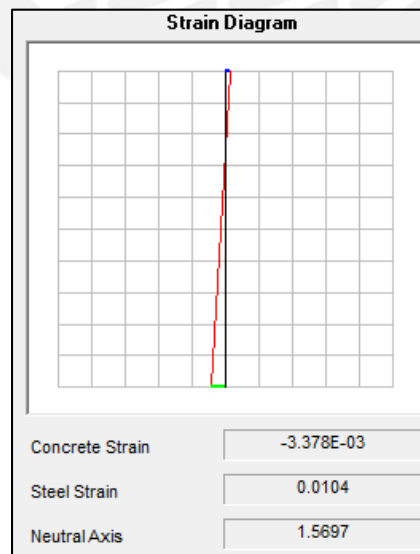


Figura 8.9. Perfil de deformaciones placa PL-01. Primer piso.

El valor de $c = 1.39 \text{ m.}$, el cual es menor que el límite normativo. Por lo que no es obligatorio confinar los bordes según las disposiciones especiales de la Norma E.060. Además, las longitudes iniciales de los bordes de confinamiento se aceptan como válidas.

El diseño final de la placa PL-01 se muestra en la Figura 8.10:

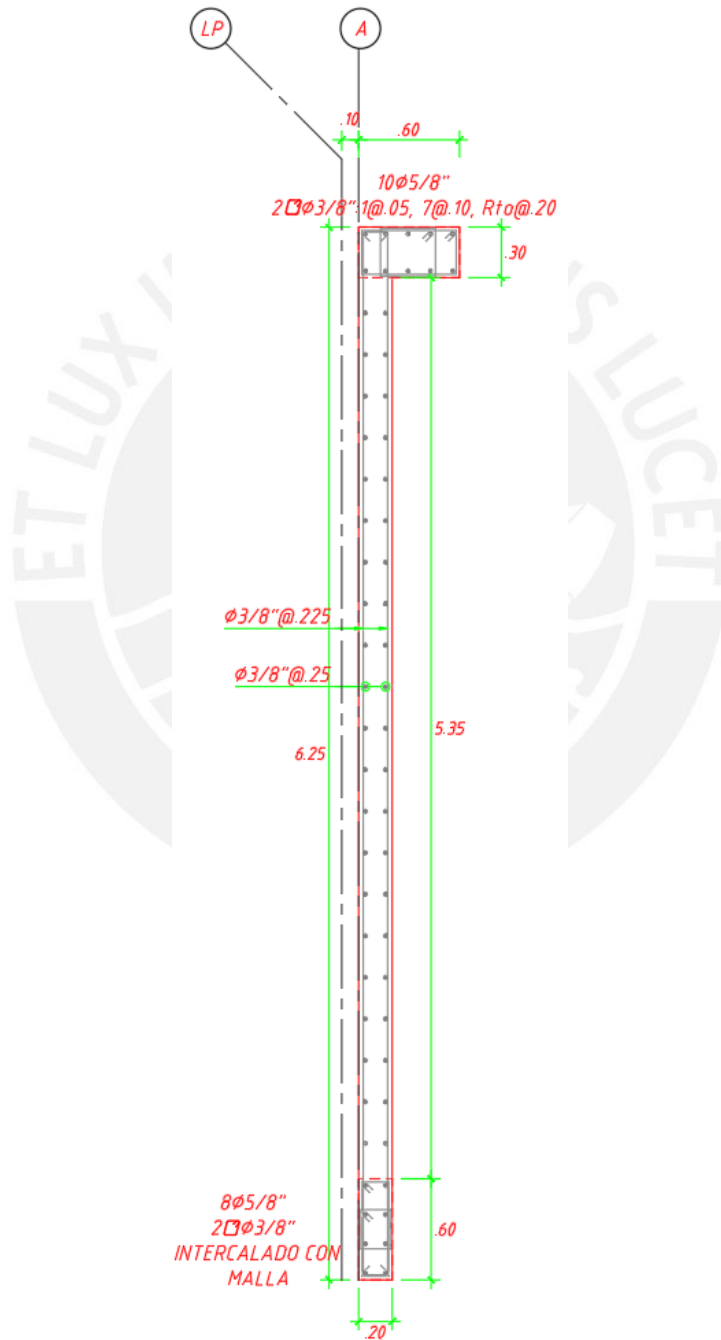


Figura 8.10. Diseño de placa PL-01. Primer piso.

Capítulo 9: Diseño de Cimentación

El proyecto se ubica en el distrito de Surco y el suelo de apoyo es el conglomerado típico de Lima. Acorde con el E.M.S, la capacidad portante del suelo es 4 kg/cm^2 y la profundidad de cimentación recomendada es 1.50 m para zapatas superficiales.

Dadas las buenas características mecánicas del estrato de apoyo, se decide proyectar una cimentación superficial compuesta de cimientos corridos, zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas.

9.1 Dimensionamiento de zapatas

El dimensionamiento de las zapatas debe lograr que los esfuerzos generados en el suelo no excedan la capacidad portante del mismo. El análisis de esfuerzos se realiza bajo cargas de servicio.

El análisis de esfuerzos sobre el suelo depende de la rigidez de la zapata considerada. De manera práctica, una zapata se considera rígida cuando la relación entre su volado y peralte no es mayor a dos y se considera flexible en caso contrario. El presente proyecto contempla únicamente zapatas rígidas.

Los esfuerzos bajo zapatas rígidas se calculan bajo la hipótesis de comportamiento lineal elástico del suelo hasta alcanzar la capacidad portante. En ese sentido, el cálculo de esfuerzos depende de la geometría de la zapata, así como de las cargas axiales y momentos flectores que actúan sobre ella.

9.2 Verificaciones y diseño de concreto armado

Una vez definidas las dimensiones en planta de las zapatas, se procede con las verificaciones del concreto armado por esfuerzos últimos según las combinaciones de carga señaladas en el capítulo 5.

9.2.1 Verificación por punzonamiento

La falla por punzonamiento ocurre a una distancia de “d/2” de las caras del elemento vertical ante las cargas de servicio amplificadas y convertidas en últimas. En la presente tesis se amplifica por 1.6 al ser las solicitaciones de gravedad las más críticas ($\sigma_u = 1.6 \sigma_{serv.}$).

En la Figura 9.1 se muestra el análisis de falla por punzonamiento de una zapata aislada y las dimensiones de interés.

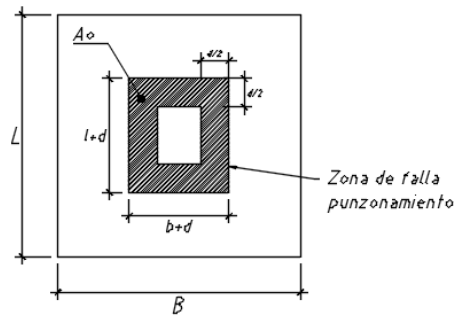


Figura 9.1. Verificación por punzonamiento de una zapata aislada.

La fuerza cortante última que propicia la falla por punzonamiento se estima mediante la siguiente ecuación:

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_o)$$

La resistencia al punzonamiento del concreto es la mínima de las tres expresiones presentadas por la Norma E.060:

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

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

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

El análisis por punzonamiento empieza por asumir un peralte de zapata (mínimo de 0.60 m en la presente tesis) y luego se debe verificar que se cumpla $\phi V_c \geq V_u$. En caso no se cumpla, se debe aumentar el peralte hasta cumplir la inecuación.

9.2.2 Verificación por cortante y Diseño por flexión

El análisis por fuerza cortante y flexión se realiza tomando una franja de ancho unitario aislada. El comportamiento asumido es el de una viga en voladizo empotrada en el elemento vertical y la fuerza cortante se lee a “d” de la cara del apoyo.

La Figura 9.2 muestra la simplificación tomada para el análisis de cortante y flexión en una zapata aislada.

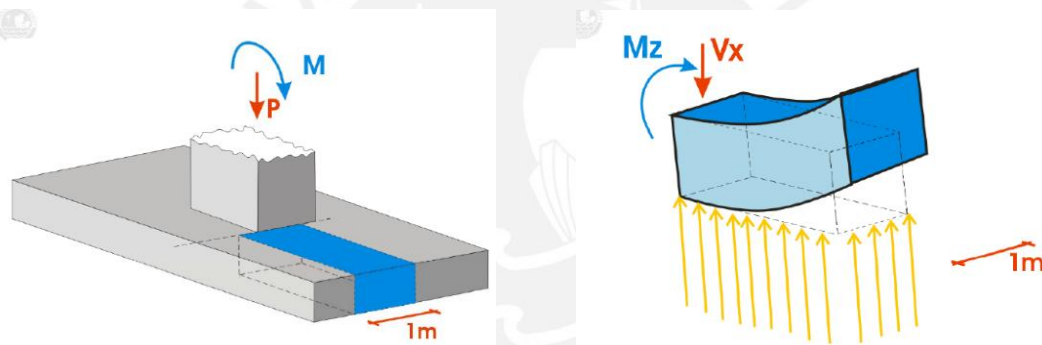


Figura 9.2. Esquema de análisis por cortante y flexión de una zapata aislada.

Tomada de “Apuntes de Análisis Estructural 2”, por Muñoz, 2011.

9.3 Diseño de zapata aislada

Como ejemplo de diseño, se desarrolla la zapata de la columna C-04 ubicada entre los ejes C y 6.

Las cargas de interés para el diseño se muestran en la Tabla 9.1.

Tabla 9.1. Cargas de diseño. Zapata columna C-04.

Nivel	Caso de Carga	P(tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
S3	DEAD	125.00	0.00	0.00
S3	LIVE	28.00	0.00	0.00
S3	SX	1.00	0.00	0.00
S3	SY	10.00	0.00	0.00

De la Tabla 9.1 se evidencia que los momentos por gravedad son despreciables y que las cargas sísmicas que recibe la columna no son importantes. Las cargas necesarias para el predimensionamiento de la zapata son la carga axial muerta y viva.

De manera simplificada, se toma la siguiente ecuación para evaluar el predimensionamiento del área de la zapata aislada:

$$A_{zapata} = \frac{1.05 \cdot P_{serv.}}{0.9 q_{adm.}} = \frac{1.05 \cdot (125 + 28)}{0.9 (40)} = 4.5 m^2$$

El factor 1.05 permite estimar el peso propio de la zapata y del suelo de relleno ubicado por encima de la misma. Por otro lado, el factor 0.9 afecta a la capacidad portante porque en la ecuación no se evalúan los efectos sísmicos y permite tener un margen de diseño.

Para alcanzar dicha área calculada tomando en cuenta volados iguales en ambas direcciones se toma las dimensiones $B = 2.15 m$ y $L = 2.20 m$ ($A = 4.73 m^2$).

Se calcula ahora el esfuerzo actuante (en servicio) real dadas las dimensiones de la zapata:

$$P_{serv.} = P_{CM} + P_{CV} + P_{propio} + P_{suelo} = 125 + 28 + 6.8 + 7.95 = 167.8 tonf$$

$$\sigma_{serv.} = \frac{167.8}{2.15 \cdot 2.20} = 35.5 \frac{tonf}{m^2} = 3.55 \frac{kg}{cm^2} < 4.00 kg/cm^2$$

Debido a que no existe excentricidad geométrica ni por momentos elevados, entonces el anterior esfuerzo calculado es uniformemente distribuido en toda el área de la zapata.

Una vez determinadas las secciones, se procede a amplificar el esfuerzo en servicio para calcular los esfuerzos de diseño de los elementos de concreto armado:

$$\sigma_u = 1.6 \cdot 35.5 = 56.8 \frac{ton}{m^2}$$

9.3.1 Verificación por punzonamiento

Se asume inicialmente un peralte $h = 0.60 \text{ m.}$, con lo que el cálculo de la sollicitación máxima se realiza según la ecuación presentada en el acápite 9.2.1:

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_o) = 56.8 \cdot (2.15 \cdot 2.20 - (0.65 + 0.50) \cdot (0.70 + 0.50)) = 190.3 \text{ tonf}$$

La resistencia al punzonamiento viene dada por la ecuación más crítica de las presentadas en el acápite 9.2.1:

$$\emptyset Vc = \emptyset \cdot 1.06 \cdot b_o \cdot d \cdot \sqrt{f'c} = 0.85 \cdot 1.06 \cdot 4.70 \cdot 0.50 \cdot \sqrt{210} = 307 \text{ tonf} > \mathbf{190.3 \text{ tonf}}$$

Se verifica que $\emptyset Vc > Vu$, por lo que se acepta como válido el peralte $h = 0.60 \text{ m.}$ por punzonamiento.

9.3.2 Verificación por cortante

Se realiza el cálculo de la sollicitación máxima tomando las consideraciones del acápite 9.2.2:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (Volado - d) = 56.8 \cdot 2.15 \cdot (0.75 - 0.50) = 30.5 \text{ tonf}$$

La resistencia a cortante se calcula según la ecuación presentada para vigas a flexión:

$$\emptyset Vc = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.15 \cdot 0.50 = 70.2 \text{ tonf} > \mathbf{30.5 \text{ tonf}}$$

Se verifica que $\emptyset Vc > Vu$, por lo que se acepta como válido el peralte $h = 0.60 \text{ m.}$ por cortante.

9.3.3 Diseño por flexión

Se realiza el cálculo de la sollicitación máxima tomando las consideraciones del acápite 9.2.3 y la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot Volado^2}{2} = \frac{56.8 \cdot 0.75^2}{2} = 15.98 \text{ tonf} - m/1m \text{ ancho}$$

Para dicha sollicitación se requiere un área de acero $As_{req} = 8.65 \text{ cm}^2$. por 1m de ancho. Se coloca $\emptyset 5/8" @ .20$ en la cara inferior y en ambas direcciones por tener volados iguales, lo que supone un $As_{col} = 10 \text{ cm}^2$.

El diseño final de la zapata aislada C-04 se muestra en la Figura 9.3:

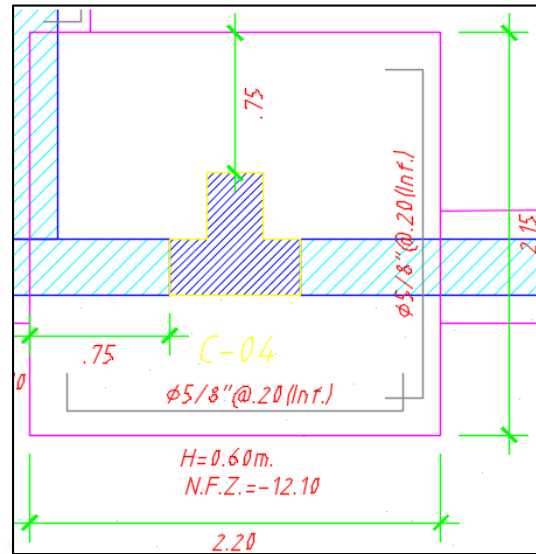


Figura 9.10. Diseño de Zapata columna C-04.

9.4 Diseño de zapata combinada

Como ejemplo de diseño, se desarrolla la zapata de las columnas C-01 y C-02 ubicadas en el eje 1 entre los ejes B y C. Las cargas de interés para el diseño se muestran en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2. Cargas de diseño. Zapata columnas C-01 y C-02.

	Nivel	Caso de Carga	P(tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
C-01	S3	DEAD	186.00	0.40	0.85
	S3	LIVE	35.00	0.10	0.40
	S3	SX	5.00	0.00	0.30
	S3	SY	7.90	0.10	0.00
C-02	S3	DEAD	213.00	0.10	1.40
	S3	LIVE	40.00	0.05	0.50
	S3	SX	2.50	0.00	0.40
	S3	SY	7.80	0.10	0.00

De la Tabla 9.2 se evidencia que los momentos por gravedad y sismo son que reciben las columnas en su base son despreciables. Las cargas necesarias para el predimensionamiento de la zapata son la carga axial muerta y viva.

Para el predimensionamiento de la zapata combinada se toma la misma ecuación que para la zapata aislada:

$$A_{zapata} = \frac{1.05 \cdot P_{serv.}}{0.9 q_{adm.}} = \frac{1.05 \cdot ((186 + 35) + (213 + 40))}{0.9(40)} = 13.83 \text{ m}^2$$

La determinación de las dimensiones de la zapata depende del cálculo del centro de cargas de gravedad estático, $X_{c.g.}$, el cual permite dimensionar una zapata sin excentricidad en la dirección longitudinal ante cargas de gravedad. La Figura 9.4 muestra un esquema explicativo.

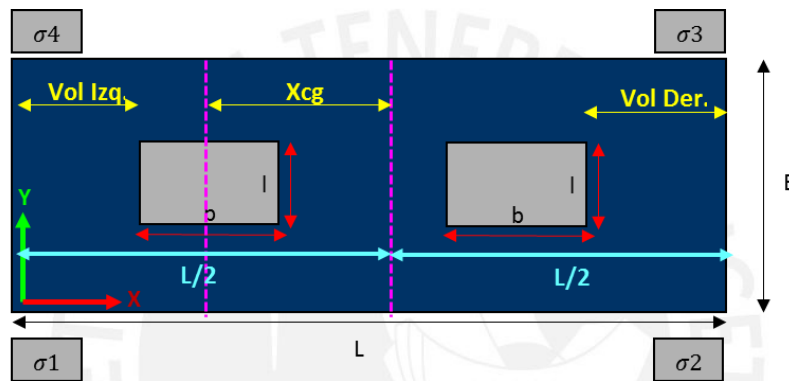


Figura 9.4. Centro de gravedad estático $X_{c.g.}$.

El cálculo de $X_{c.g.}$ se realizó tomando momentos respecto al eje de la columna C-01:

$$X_{c.g.} = \frac{((0.85 + 0.40) + (1.40 + 0.50 + (213 \cdot 2.95) + (40 \cdot 2.95)))}{(186 + 35) + (213 + 40)} = 1.58 \text{ m.}$$

Este valor se redondea a $X_{c.g.} = 1.60 \text{ m.}$ por fines prácticos. El valor de L se estima como 5 m. , por lo que B toma el valor de 2.80 m. para obtener un área $A = 14 \text{ m}^2$.

Los volados obtenidos con el dimensionamiento propuesto son $Vol. izquierda = 0.75 \text{ m.}$,

$Vol. derecha = 1.00 \text{ m.}$ y $Vol. transversal = 0.93 \text{ m.}$ Los tres volados son similares y constituyen un dimensionamiento racional.

Sobre la zapata combinada se pueden presentar 5 casos de carga en servicio, con y sin sismo:

Caso 1: 100 % Cargas de gravedad - sin sismo

Caso 2: 50 % Carga viva de Columna C-01 - sin sismo

Caso 3: 50 % Carga viva de Columna C-02 - sin sismo

Caso 4.1: 100 % Cargas de gravedad – Sismo en servicio XX+

Caso 4.2: 100 % Cargas de gravedad – Sismo en servicio XX-

Caso 5.1: 100 % Cargas de gravedad – Sismo en servicio YY+

Caso 5.2: 100 % Cargas de gravedad – Sismo en servicio YY-

En cada uno de los casos $X_{c,g}$ toma una posición distinta, por lo que la zapata deja de estar centrada en el sentido longitudinal y se deben evaluar los esfuerzos con la excentricidad correspondiente.

La Tabla 9.3 muestra el resumen de los esfuerzos sobre el terreno para los 5 casos de carga.

Tabla 9.3. Resumen de esfuerzos sobre el terreno. Zapata combinada C-01 – C-02

Esfuerzo (kg/cm ²)	Casos de carga en servicio						
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4.1	Caso 4.2	Caso 5.1	Caso 5.2
σ_1	3.56	3.27	3.72	3.51	3.62	3.45	3.68
σ_2	3.56	3.59	3.1	3.51	3.62	3.45	3.68
σ_3	3.55	3.58	3.09	3.49	3.6	3.43	3.66
σ_4	3.55	3.25	3.71	3.49	3.6	3.43	3.66

Se comprueba que los esfuerzos obtenidos de las cinco verificaciones son menores a la capacidad portante del suelo, por lo que se da como válido el dimensionamiento de la zapata y se procede con el diseño último en concreto armado.

Se amplificaron los esfuerzos en servicio encontrados para hallar el esfuerzo más crítico para el diseño último:

$$\sigma_u = 1.6 \cdot 37.2 = 59.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

9.4.1 Verificación por cortante

La verificación por cortante comprende dos partes, la primera analiza las cortantes del voladizo más largo y la segunda analiza las cortantes transversales al eje longitudinal. Se inicia el proceso asumiendo un peralte de 0.80 m .

Análisis de voladizo crítico:

Se realiza el cálculo de la sollicitación máxima según la siguiente ecuación:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (\text{Volado} - d) = 59.59 \cdot 2.80 \cdot (1 - 0.70) = 50\text{ tonf}$$

Se calcula la resistencia a cortante para un ancho $B = 2.80\text{ m}$:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.80 \cdot 0.70 = 127.96\text{ tonf} > 50\text{ tonf}$$

Análisis de cortantes transversales al eje longitudinal

La Figura 9.5 muestra el modelo de ancho unitario considerado para el análisis y las fuerzas cortantes tomadas a "d" de las respectivas caras.

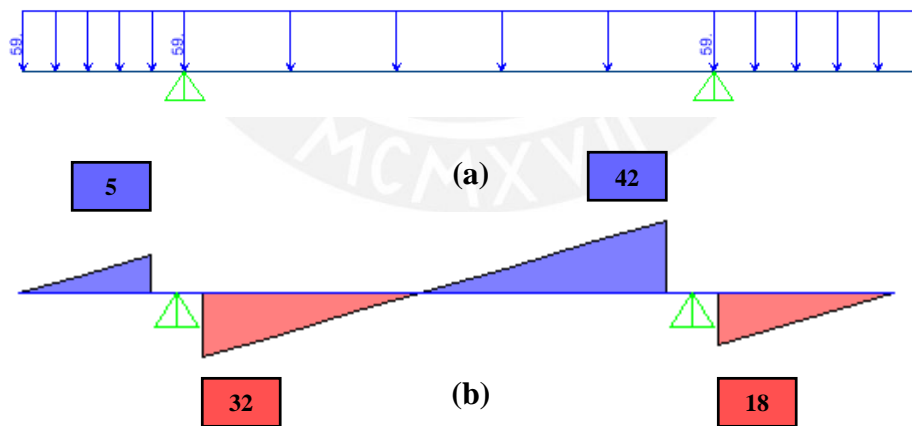


Figura 9.5. (a) Modelo de zapata combinada.(b) DFC(tonf)

Se calcula la resistencia a cortante para un ancho $B = 1.00\text{ m}$:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 1.00 \cdot 0.70 = 45.7\text{ tonf} > 42\text{ tonf}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$ para los dos análisis, por lo que se acepta como válido el peralte $h = 0.80 \text{ m}$. por cortante.

9.4.2 Verificación por punzonamiento

El punzonamiento se verifica para las zonas ubicadas bajo cada columna. La ecuación de la sollicitación máxima por punzonamiento para zapatas combinadas se muestra a continuación:

$$V_u = P_u - \sigma_u \cdot A_o$$

Donde P_u es la carga axial última para la columna en consideración. La resistencia por punzonamiento se calcula igual que para las zapatas aisladas.

La Tabla 9.4 muestra el resumen de la verificación por punzonamiento tomando en cuenta un peralte de 0.80 m .

Tabla 9.4. Verificación por punzonamiento. Zapata combinada C-01 – C-02.

	C-01	C-02
bo (m)	4.9	4.9
Ao (m ²)	1.4	1.4
ϕV_c (tonf)	383.9	383.9
Pu (tonf)	353.6	404.8
Vu (tonf)	270.47	321.7

Se verifica que $\phi V_c > V_u$ bajo cada columna, por lo que se acepta como válido el peralte $h = 0.80 \text{ m}$. por punzonamiento. Se nota que la verificación por cortante gobierna el diseño por corte y no el punzonamiento en esta zapata.

9.4.3 Diseño por flexión

La zapata tiene volados diferentes tanto en el sentido longitudinal como en el transversal, por lo que se debe calcular la flexión por cada voladizo y además se debe calcular la flexión inversa a la mitad del elemento. El volado transversal se calcula con un modelo en voladizo simple mientras

que para los volados longitudinales y la zona en la mitad del elemento se emplea el modelo de la Figura 9.5.

Análisis de voladizo transversal:

Se realiza el cálculo de la sollicitación máxima según la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot Volado^2}{2} = \frac{59.9 \cdot 0.93^2}{2} = 25.49 \text{ tonf} - m/1m \text{ ancho}$$

Para dicha sollicitación se requiere un área de acero $As_{req} = 9.8 \text{ cm}^2$. por 1m de ancho. Se coloca $\varnothing 5/8" @. 20$ en la cara inferior y superior, lo que supone un $As_{col} = 10 \text{ cm}^2$.

Análisis de flexión en modelo longitudinal

La Figura 9.6 muestra el diagrama de momentos flectores obtenido del modelo considerado para el análisis en la dirección longitudinal:

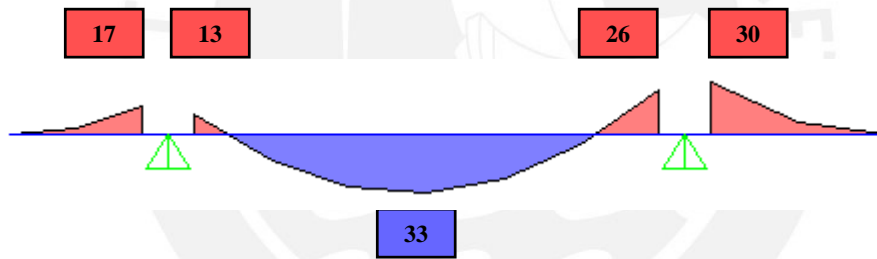


Figura 9.6. DMF de la zapata combinada (tonf-m).

Se obtiene que los momentos se invierten a la mitad del elemento, por lo que se requiere acero de refuerzo superior en el sentido longitudinal de la zapata.

Para el volado derecho (más crítico) se requiere un área de acero $As_{req} = 11.56 \text{ cm}^2$. para 1m de ancho. Mientras que para la zona media se requiere un área de acero $As_{req} = 12.74 \text{ cm}^2$. Se coloca $\varnothing 3/4" @. 20$ en la cara inferior y superior, lo que supone un $As_{col} = 14.2 \text{ cm}^2$.

El diseño final de la zapata combinada C-01 y C-02 se muestra en la Figura 9.7:

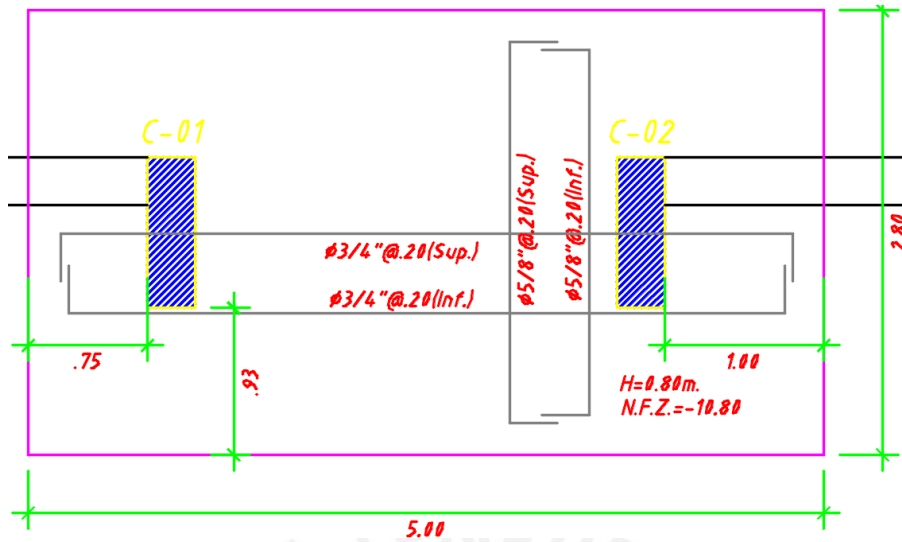


Figura 9.7. Diseño de Zapata combinada C-01 y C-02.

9.5 Diseño de zapata conectada

9.5.1. Dimensionamiento de zapata excéntrica

Como ejemplo de diseño, se desarrolla la zapata de la placa PL-01 ubicada en el eje A entre los ejes 1 y 2. Las cargas de interés para el diseño se muestran en la Tabla 9.5.

Tabla 9.5. Cargas de diseño. Zapata placa PL-01.

Nivel	Caso de Carga	P(tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
S3	DEAD	250.00	7.50	0.00
S3	LIVE	32.00	2.15	1.70
S3	SX	7.00	3.00	0.00
S3	SY	4.00	0.00	3.70

Los momentos por excentricidad geométrica son tomados por una viga de cimentación que conecta la zapata excéntrica con una zapata centrada.

El dimensionamiento de la zapata excéntrica se realiza bajo los axiales de gravedad y los correspondientes momentos actuantes de análisis y por efecto de la excentricidad. La Figura 9.8 muestra un esquema referencial del sistema de la zapata conectada.

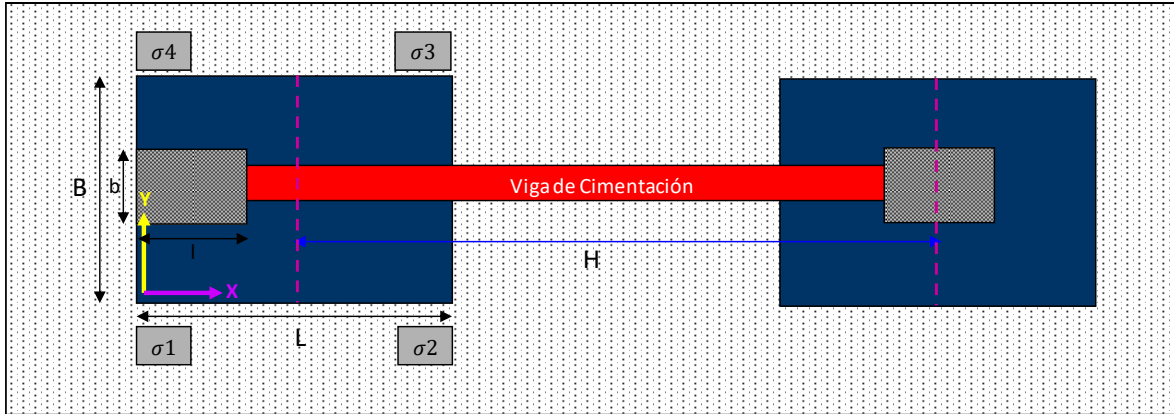


Figura 9.8. Esquema referencial de la zapata conectada.

Se asume un lado $L = 1.20 \text{ m}$. (volado de 0.90 m .) y la dimensión " l " de la placa es 0.30 m . , por lo que la excentricidad geométrica es $e = 0.45 \text{ m}$.

Así, se tiene que las cargas actuantes sobre la zapata excéntrica son las siguientes:

$$P = P_{DEAD} + P_{LIVE} = 250 + 32 = 282 \text{ tonf}$$

$$M = M_{DEAD} + M_{LIVE} = 7.50 + 2.15 = 28.89 \text{ tonf} - \text{m}$$

Las dimensiones de la zapata considerando un volado constante de 0.90 m . son $B = 7.65 \text{ m}$. y $L = 1.20 \text{ m}$. Con las cargas anteriores y las dimensiones dadas se obtienen los esfuerzos actuantes bajo la zapata, los resultados se muestran a continuación:

$$\sigma_1 = 3.06 \text{ kg/cm}^2 < 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3.25 \text{ kg/cm}^2 < 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 3.08 \text{ kg/cm}^2 < 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 2.90 \text{ kg/cm}^2 < 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que los esfuerzos obtenidos son menores a la capacidad portante del suelo, por lo que se da como válido el dimensionamiento de la zapata. Se amplifican los esfuerzos en servicio encontrados para hallar el esfuerzo más crítico para el diseño último:

$$\sigma_u = 1.6 \cdot 32.47 = 51.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

9.5.2 Verificación por cortante

Se asume inicialmente un peralte $h = 0.60 \text{ m}$. y se realiza el cálculo de la sollicitación máxima para un ancho unitario de la zapata:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (\text{Volado} - d) = 51.95 \cdot 1.00 \cdot (0.90 - 0.50) = 20.78 \text{ tonf}$$

Se calcula la resistencia a cortante para el ancho unitario de zapata:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 1 \cdot 0.50 = 32.64 \text{ tonf} > \mathbf{20.78 \text{ tonf}}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$, por lo que se acepta como válido el peralte $h = 0.60 \text{ m}$. por cortante.

9.5.3 Diseño por flexión

Se realiza el cálculo de la sollicitación máxima para el volado constante:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot \text{Volado}^2}{2} = \frac{51.95 \cdot 0.90^2}{2} = 21.04 \text{ tonf} - \text{m}/1\text{m ancho}$$

Para dicha sollicitación se requiere un área de acero $A_{s_{req}} = 10.50 \text{ cm}^2$. por 1m de ancho. Se coloca $\phi 5/8" @ .20$ en la cara inferior y superior en la dirección X (análisis), lo que supone un $A_{s_{col}} = 10 \text{ cm}^2$. Asimismo, se coloca $\phi 5/8" @ .40$ en la cara inferior y $\phi 5/8" @ .40$ en la cara superior en la dirección longitudinal ($A_{s_{col}} = 10 \text{ cm}^2$) para cumplir con el acero mínimo por temperatura $A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 10.8 \text{ cm}^2$.

El diseño final de la zapata conectada PL-01 se muestra en la Figura 9.9:

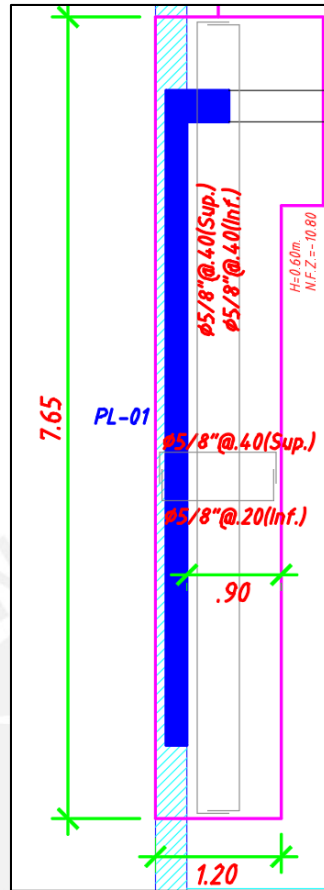


Figura 9.9. Diseño de Zapata conectada placa PL-01.

9.5.2 Diseño de la viga de cimentación VC-01

El peralte obtenido del predimensionamiento es $h = \frac{4.75}{7} = 0.68 \text{ m.}$, pero se asigna un peralte de 1.00 m. para proveer de buena rigidez a flexión a la viga y que tenga mayor peralte que las zapatas conectadas.

El modelo considerado para la viga de cimentación y el diagrama de momento flectores se muestra en la Figura 9.10.

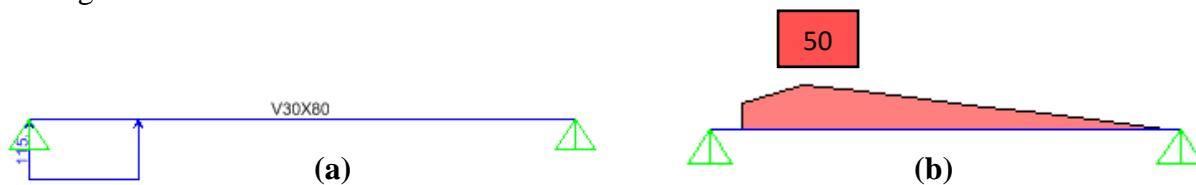


Figura 9.10. (a) Modelo de viga de cimentación (b) DMF (tonf-m).

Para dicha sollicitación se requiere un área de acero $A_{s_{req}} = 18.15 \text{ cm}^2$. Se coloca $2\phi 1"$ como acero corrido, lo que supone $A_{s_{corr.}} = 10.2 \text{ cm}^2$ y se coloca un bastón de $2\phi 1"$ en la zona de máxima sollicitación, lo que supone $A_s = 20.4 \text{ cm}^2$.

Según el artículo 9.9.6 de la Norma E.060 si el peralte de una viga excede de 0.90 m. , se debe colocar armadura longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma.

Sin embargo, no se especifica una cuantía a colocar, para la presente tesis se adopta una cuantía de 0.002 , la cual corresponde a la cuantía horizontal mínima de muros.

Así, para el presente ejemplo se tiene: $A_{s \text{ distribuido}} = 0.002 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$. Por lo que se colocan 4 filas de $2 \phi 3/8"$ uniformemente distribuidas en el alma de la viga, lo que resulta en un área de 5.68 cm^2 .

El diseño final de la viga de cimentación VC-01 se muestra en la Figura 9.11:

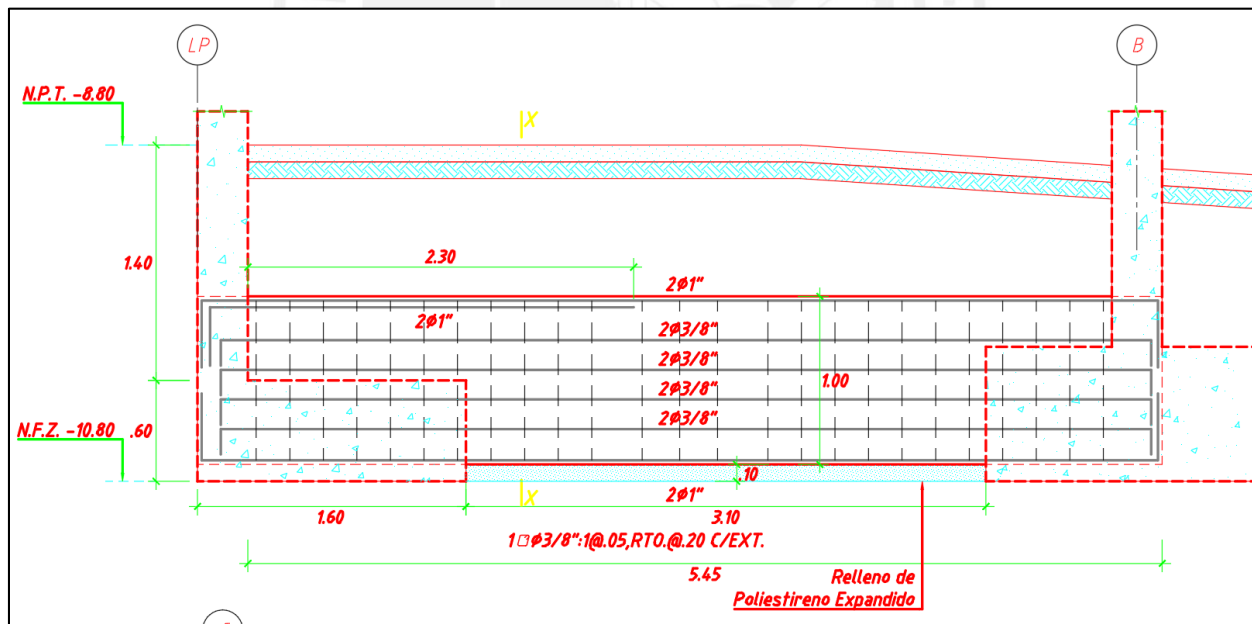


Figura 9.11. Diseño de Viga de cimentación VC-01.

Capítulo 10: Diseño de otros elementos estructurales

Se desarrolla el diseño de los muros de contención en la fase de excavación (muros anclados) y en la fase de servicio posterior a la construcción total del sótano (muros de sótano). Además, se desarrolla el análisis y diseño de las escaleras del proyecto.

10.1 Diseño de muros anclados

10.1.1 Generalidades

El sistema de contención de tierra utilizado durante la excavación de los sótanos es el de muros anclados. Este sistema se basa en la construcción de paños de concreto armado dispuestos en el perímetro del proyecto. Los paños se construyen alternadamente a lo largo de un nivel y se tensan, sólo cuando todos los paños de un nivel están tensados se procede a continuar con la excavación del nivel inmediato inferior.

La Figura 10.1 muestra las diferentes etapas de la ejecución típica de los muros anclados.

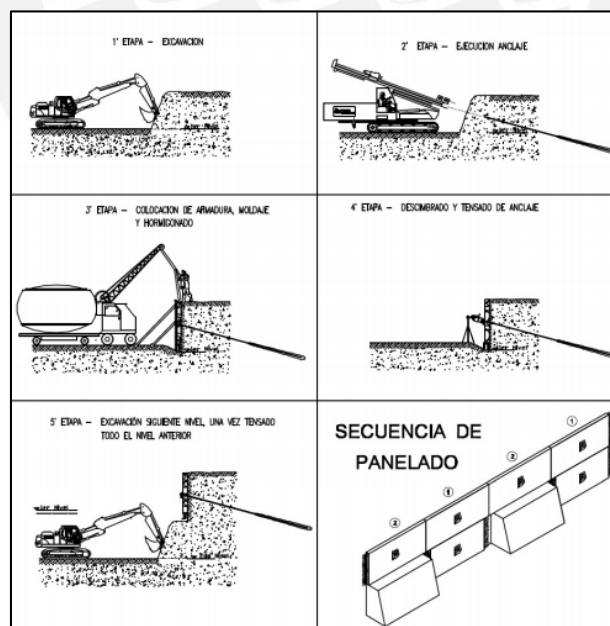


Figura 10.1. Proceso constructivo de muros anclados.

Tomada de "Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones", por Cabellos, 2012.

Es importante señalar que la solución de muros anclados es aplicable en el suelo típico de Lima gracias a su cohesión y demás propiedades mecánicas.

10.1.2 Diseño de paño típico

Las principales solicitaciones de un paño de muro anclado son el punzonamiento y la flexión, estos son causados por la acción del tensado del muro contra el terreno.

La carga de tensado viene dada por el especialista de geotecnia y depende de la cota de tensado, sobrecarga, empuje lateral, etc. En el presente ejemplo se toma un paño correspondiente al sótano 2 del lindero oeste bajo una carga de tensado de 60 tonf., la cual se aplica sobre una platina cuadrada de 0.40 m. de lado. La Figura 10.2 presenta el esquema del paño típico.

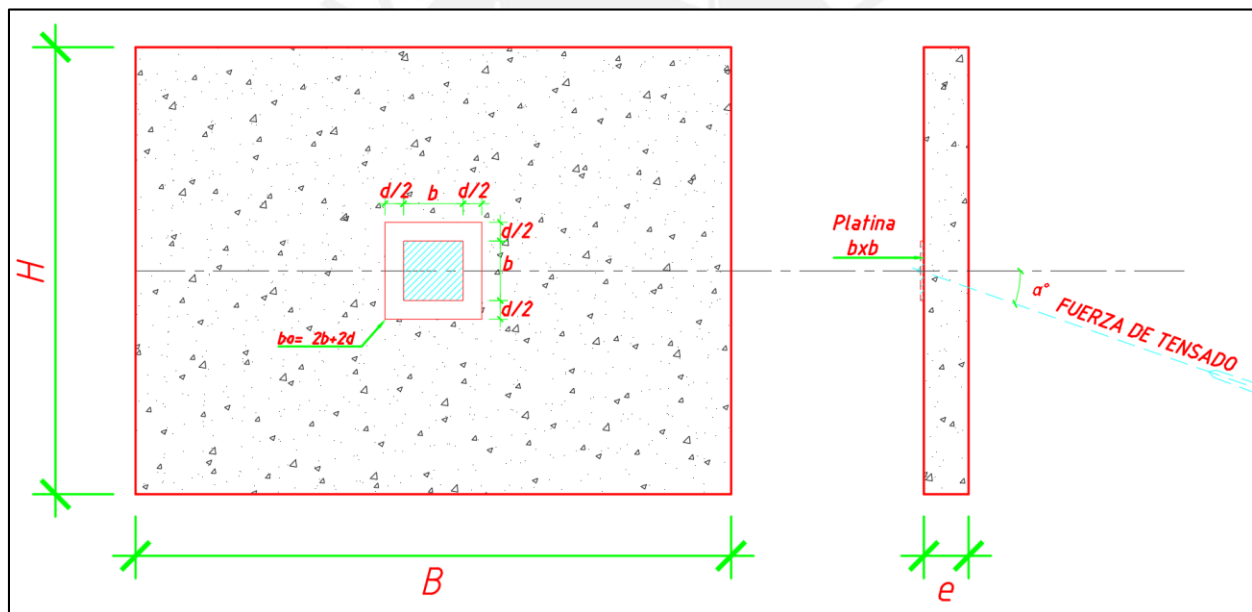


Figura 10.2. Esquema del paño típico de muro anclado.

Los datos del muro anclado se resumen en la Tabla 10.1:

Tabla 10.1. Datos del muro anclado. Sótano 2 lindero oeste.

B(m)	H(m)	e(m)	d(m)	b(m)	bo punz.(m)
4	3	0.3	0.25	0.4	2.6
F tensado(tonf)	α°	F.S.1	F.S.2	Vu(tonf)	$\Phi Vc(tonf)$
60	15	1.2	1.2	83.46	98

Verificación por punzonamiento

El valor de la carga última de punzonamiento se calcula según ecuación

$Vu = F_{tensado} \cdot \text{Cos}\alpha^\circ \cdot FS1 \cdot FS2$. El primer factor de seguridad obedece al posible exceso de aplicación de carga de tensado mientras que el segundo obedece a lo recomendado por los especialistas en geotecnia para anclajes temporales.

El valor de ΦVc se calcula a $d/2$ de las caras de las platinas como es usual en la verificación por punzonamiento. Se verifica que $\Phi Vc > Vu$, por lo que se acepta como válido el espesor $e = 0.30 \text{ m}$. por punzonamiento.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se considera que el comportamiento del muro es flexible debido a que su espesor es mucho menor a sus otras dos dimensiones. Esto implica que los esfuerzos no se distribuyan uniformemente en todo el muro, sino que se concentre en la vecindad de la aplicación de la carga. La Figura 10.3 presenta los momentos flectores en la dirección horizontal y vertical del paño de muro anclado.

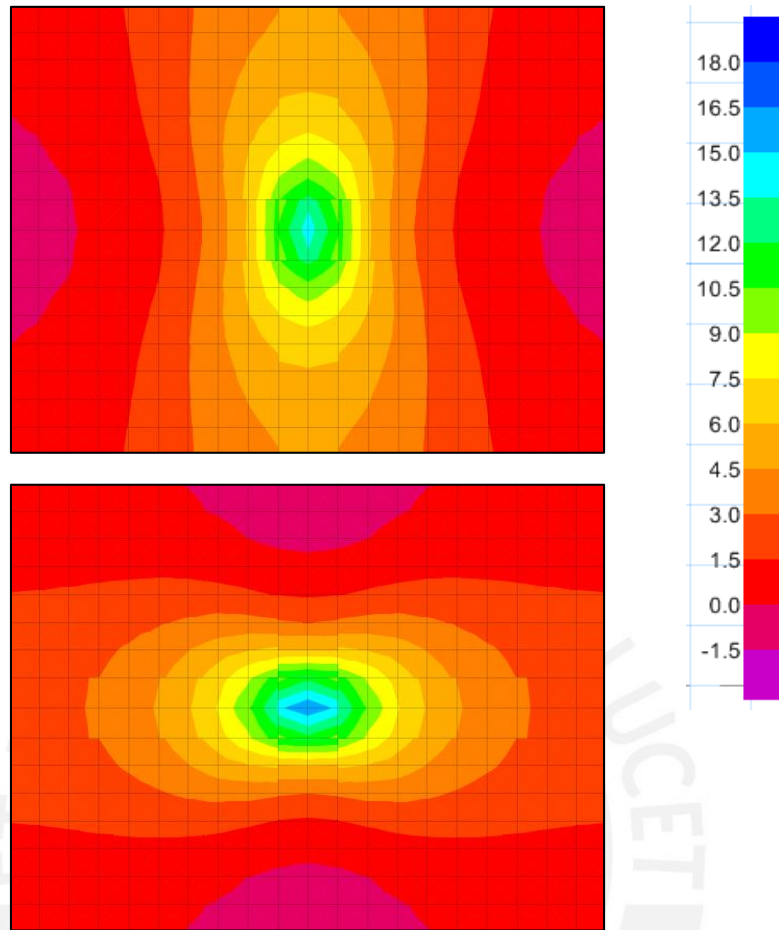


Figura 10.3. Momentos flectores(tonf-m) en la dirección horizontal y vertical del muro anclado. El refuerzo de flexión colocado por la carga de tensado es adicional a la malla que posee el muro por su comportamiento como muro de sótano, cuyo desarrollo se presenta en el acápite 10.2. Así, el resumen por del diseño por flexión se presenta en la Tabla 10.2:

Tabla 10.2. Resumen del diseño por flexión por tensado del muro.

Horizontal			Vertical		
Mu(tonf-m)	As req.(cm ²)	As col.(cm ²)	Mu(tonf-m)	As req.(cm ²)	As col.(cm ²)
12	12.25	13.16	10.5	10.66	13.16
Φ colocado			Φ colocado		
Φ3/8"@.25+Φ1/2@.125			Φ3/8"@.25+Φ1/2@.125		

El acero $\emptyset 3/8'' @ .25$ conforma la malla del muro, mientras que el acero $\emptyset 1/2'' @ .125$ conforma el adicional necesario para cubrir la demanda por flexión. Este acero se coloca en la cara que está en contacto con la tierra según los detalles indicados en el plano como muestra la Figura 10.4.

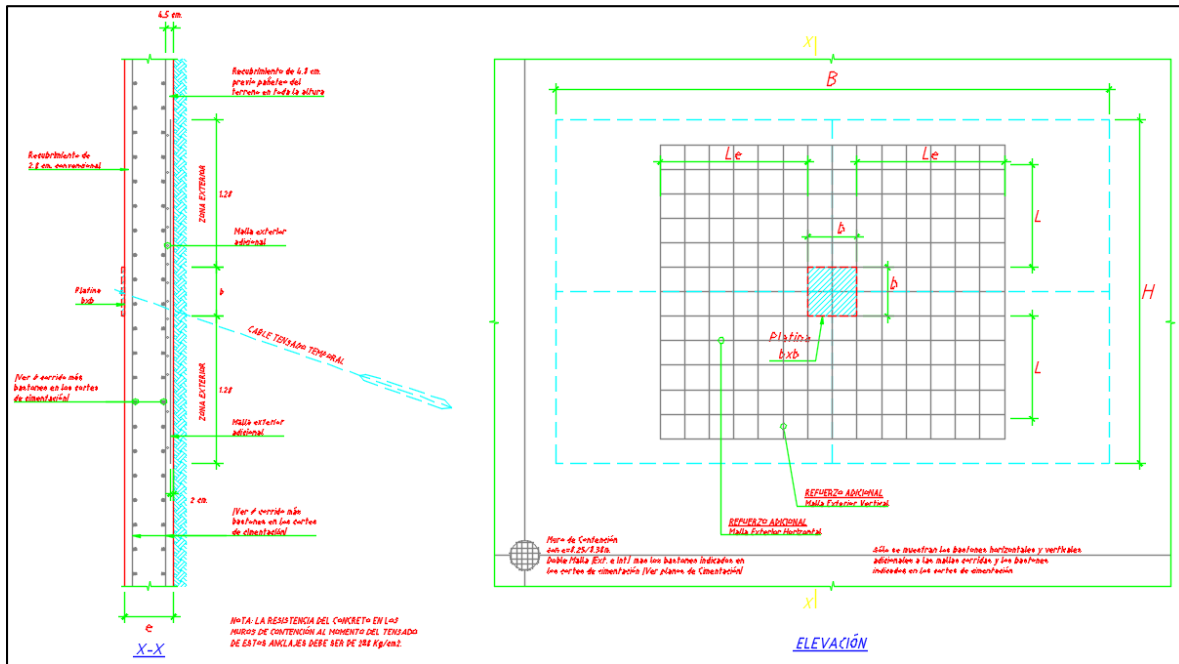


Figura 10.4. Detalle de refuerzo de flexión por acción de tendado.

Una vez que las losas del sótano y los cimientos corridos son construidas, éstos actúan como apoyos horizontales para los muros perimetrales y se procede a destensar los cables. A partir de ese momento el comportamiento de los muros cambia y por ende sus esfuerzos internos.

10.2 Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano de los linderos este y oeste soportan el empuje lateral de la tierra y la sobrecarga de las edificaciones vecinas de 2 niveles sin sótano. La sobrecarga considerada es de $1 \text{ ton}/\text{m}^2$ por cada nivel de edificio vecino.

La cuantía mínima considerada para el muro en contacto con la tierra ($e = 0.30 \text{ m.}$) es 0.002, por lo que se coloca una malla de $\emptyset 3/8'' @ .25$ en los dos primeros sótanos y una malla conformada

por $\emptyset 3/8"@.25$ horizontal y $\emptyset 3/8"@.175$ vertical en el tercer sótano por requerimiento de cálculo.

Se desarrolla el ejemplo de diseño del muro que pasa por el corte de cimentación 1-1 que corresponde al lindero oeste del proyecto. La Tabla 10.3 resume las cargas laterales por empuje activo y sobrecarga del muro considerado:

Tabla 10.3. Cargas laterales por empuje y sobrecarga sobre muro del lindero oeste.

Profundidad	Empuje lateral	Sobrecarga	Empuje S/C
Z (m)	$\gamma \cdot K_a \cdot H$ (tonf/m)	S/C (tonf/m ²)	$K_a \cdot S/C$ (tonf/m)
0	0.00	2.00	0.54
2.7	1.46	2.00	0.54
5.9	3.19	2.00	0.54
10.1	5.45	2.00	0.54

El muro solo posee apoyos horizontales y la dimensión en planta es muy larga en comparación a su altura, por lo que su comportamiento a flexión es principalmente vertical. Se construye un modelo con elementos *frame* apoyados en el cimiento corrido y las losas de sótano, la Figura 10.5 muestra el modelo elaborado en *SAP2000*.

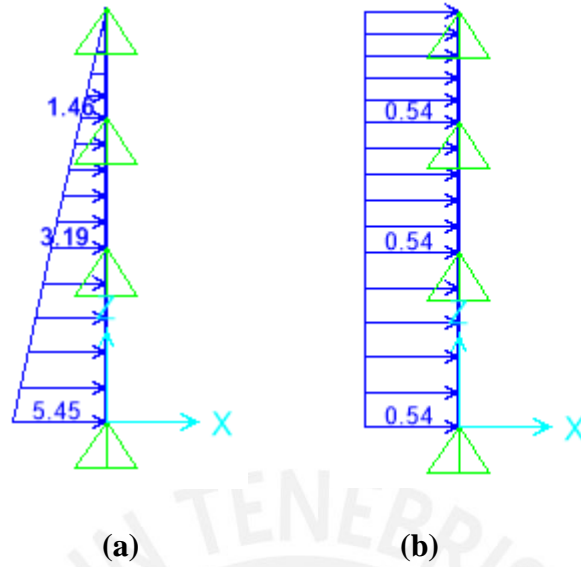


Figura 10.5. (a)Empuje de tierra($tonf/m$) (b) Sobrecarga por edificación vecina($tonf/m$).

Las cargas anteriores se amplifican por 1.7 para el diseño de concreto armado, los diagramas de fuerza cortante y momento flector se muestran en la Figura 10.6:

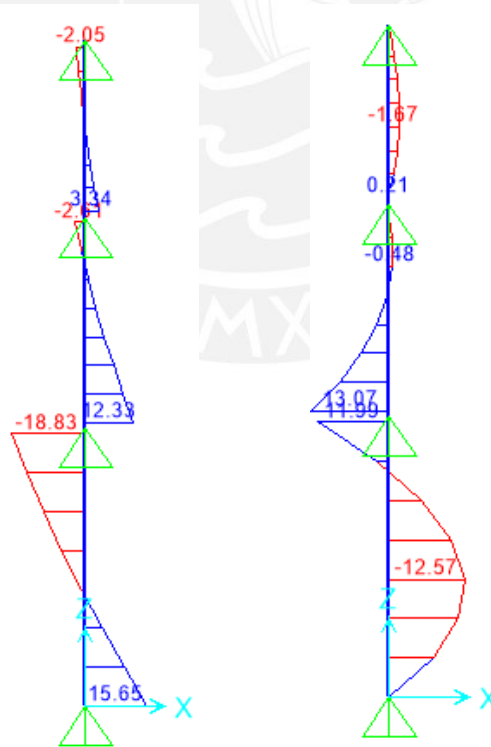


Figura 10.6. (a) DFC($tonf$) y (b) DMF($tonf\cdot m$) del muro de contención.

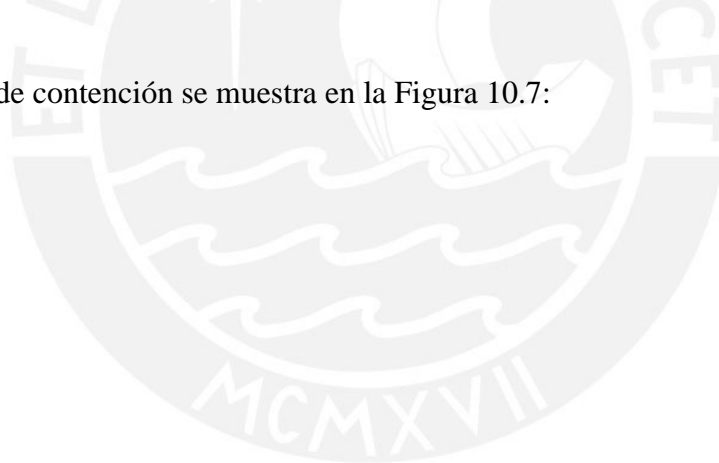
La fuerza cortante más crítica se ubica cerca al apoyo superior del sótano 3 y es menor a la resistencia de la sección $\phi V_c = 20.4 \text{ tonf}$, por lo que cumple el diseño por corte.

El resumen del diseño por flexión se muestra en la Tabla 10.4:

Tabla 10.4. Diseño por flexión del muro de contención

Mu+S3 (tonf-m)	Mu-S3 (tonf-m)	Mu+S2 (tonf-m)	Mu-S2 (tonf-m)
12.57	13.07	1.70	2.70
As req.(cm ²)	As req.(cm ²)	As req.(cm ²)	As req.(cm ²)
13.69	14.27	1.77	2.83
Φ colocado	Φ colocado	Φ colocado	Φ colocado
$\Phi 3/8"@.175+$ $\Phi 5/8"@.175$	$\Phi 3/8"@.175+$ $\Phi 5/8"@.175$	$\Phi 3/8"@.25+$ $\Phi 3/8"@.25$	$\Phi 3/8"@.25+$ $\Phi 3/8"@.25$
As col.(cm ²)	As col.(cm ²)	As col.(cm ²)	As col.(cm ²)
15.5	15.50	5.68	5.68

El diseño del muro de contención se muestra en la Figura 10.7:



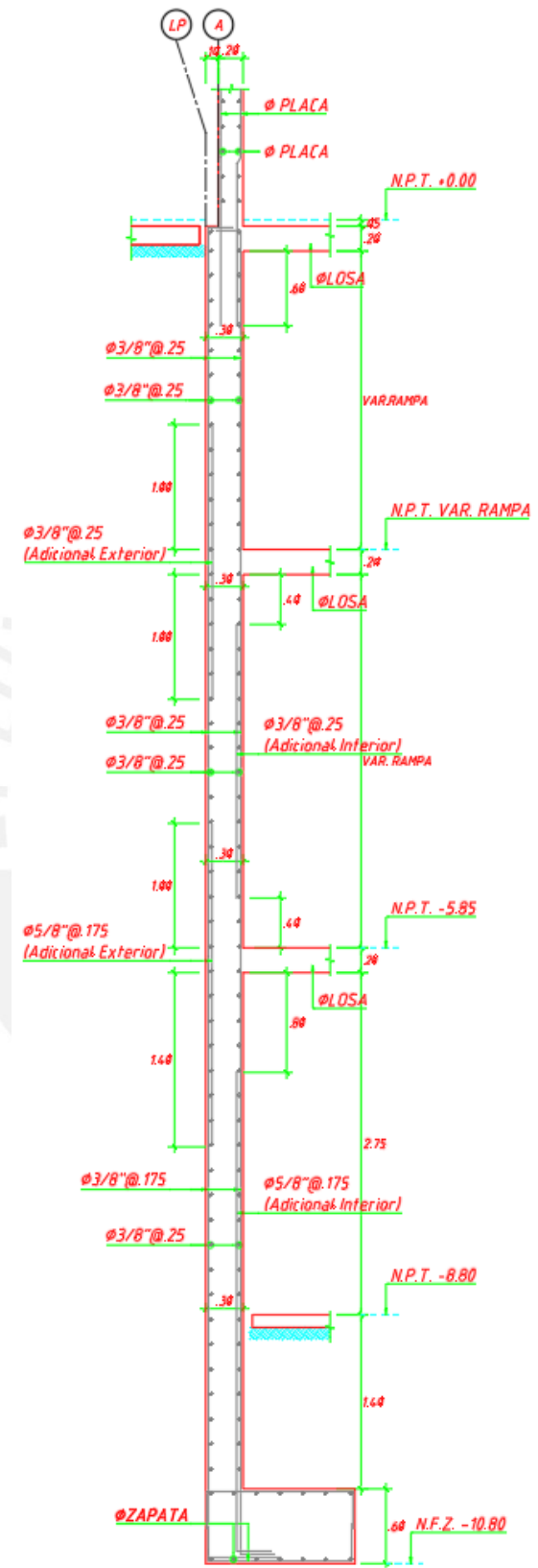


Figura 10.7. Diseño del muro de contención.

10.3 Diseño de escaleras

Se desarrolla el diseño del primer tramo de la escalera en el piso típico a manera de ejemplo. Cada tramo de la escalera se considera como simplemente apoyado en sus extremos y se elabora un modelo *frame* para su análisis estructural.

Los datos geométricos de la escalera se presentan en la Tabla 10.5:

Tabla 10.5. Datos geométricos de la escalera.

Altura entrepiso(m)	Paso (m)	Contrapaso (m)	Nº de contrapisos
2.75	0.250	0.172	16

La carga muerta considerada se obtiene de un análisis geométrico simple que consiste en medir el espesor de la losa desde el centro del paso como muestra la Figura 10.8.

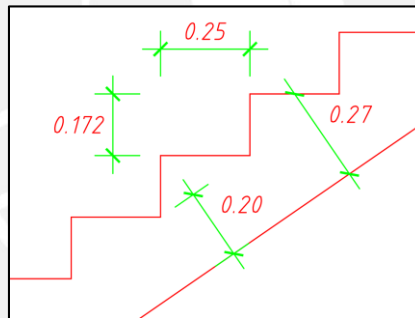


Figura 10.8. Espesor equivalente considerado para carga muerta.

Así, se realiza el metrado por carga muerta por ancho unitario según las siguientes ecuaciones:

$$W_{p.p} = 2.4 \cdot 0.27 \cdot 1 = 0.65 \text{ ton/m}$$

$$W_{p.term} = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$W_{muerta} = 0.65 + 0.1 \approx 0.80 \text{ ton/m}$$

Mientras que para la carga viva se considera una sobrecarga de 0.40 ton/m . Así, ambos tipos de carga se distribuyen uniformemente sobre el tramo y se proyectan en el sentido de la gravedad.

El diagrama de momentos flectores del tramo analizado bajo cargas últimas se muestra en la Figura 10.9.

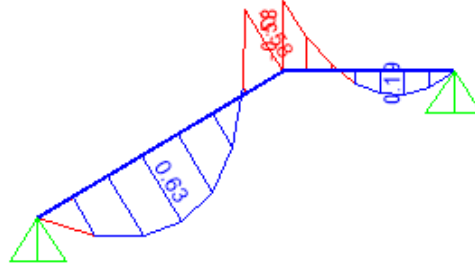


Figura 10.9. DMF (tonf-m) del primer tramo de la escalera.

El resumen del diseño por flexión se presenta en la Tabla 10.6.

Tabla 10.6. Diseño por flexión del primer tramo de la escalera.

Mu+ (tonf-m)	As req. (cm ²)	As col. (cm ²)	Φ colocado
0.65	1.02	2.84	Φ3/8"@.25
Mu- (tonf-m)	As req. (cm ²)	As col. (cm ²)	Φ colocado
0.58	0.91	2.84	Φ3/8"@.25

El diseño del primer tramo de la escalera se presenta en la Figura 10.10.

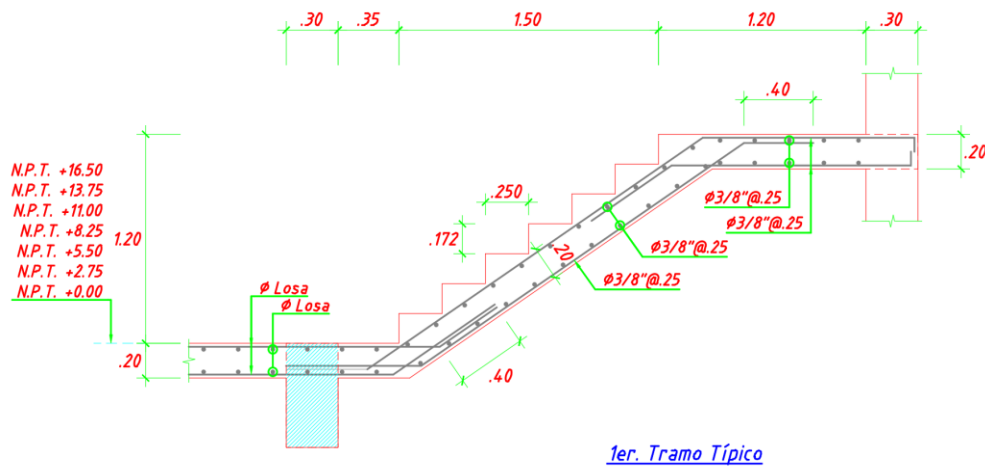


Figura 10.10. Diseño del primer tramo de la escalera.

Capítulo 11: Conclusiones

11.1 De la estructuración

El edificio estudiado representa adecuadamente la tipología de las viviendas multifamiliares con sótanos en el departamento de Lima. La arquitectura original fue modificada para establecer ejes sismorresistentes continuos en ambas direcciones. Asimismo, se colocaron placas en ambas direcciones para controlar los desplazamientos laterales.

La necesidad de estacionamientos en sótanos dificultó la distribución de elementos verticales porque se debía garantizar la libre circulación de los vehículos a través de los sótanos y su ingreso a los espacios de estacionamientos.

Fue necesario incrementar las dimensiones de las columnas en los niveles inferiores para cumplir con la resistencia máxima a carga de compresión y con la estabilidad lateral (pandeo).

11.2 Del análisis estructural

El análisis sísmico del edificio se desarrolló mediante un modelo de masas concentradas en el programa *ETABS*. La estructura del edificio se pudo representar de manera sencilla en el modelo y se obtuvo resultados razonables según el comportamiento esperado.

Mediante los resultados de derivas obtenidos del modelo se pudo comprobar que la estructuración propuesta cumple con el límite de rigidez lateral de la Norma E.030. Se obtuvo para la dirección X-X una deriva de 0.62% y para la dirección Y-Y una deriva de 0.18%.

La estructuración simétrica permitió tener un comportamiento fundamental de traslación en ambas direcciones, pues se comprobó que la estructura no presenta irregularidad torsional según la Norma E.030.

El análisis de los elementos sujetos solo a carga de gravedad y/o empuje se realizó mediante modelos en los programas *SAP2000* y *SAFE*. Los resultados de fuerzas internas representaron

adecuadamente el comportamiento esperado de las losas, escaleras, muros de contención, muros de cisterna, muros anclados y elementos de la cimentación.

11.3 Del diseño estructural

El predimensionamiento de las vigas permitió que el acero de refuerzo colocado no excediera en ningún caso la cuantía máxima, lo que garantiza el comportamiento dúctil de la estructura.

Los estribos exigidos por confinamiento en las vigas proporcionaron una resistencia a cortante superior a la requerida por análisis, por cuanto su detallado asegura un buen desempeño sísmico.

El comportamiento de las columnas es principalmente a gravedad por la existencia de las placas en el proyecto. La cuantía de acero en ninguna columna excedió el 4% recomendable, la cuantía máxima colocada fue de 2.6% para las columnas del primer piso.

En las placas se colocó importante acero por cortante (horizontal) en los primeros niveles por requerimiento de capacidad. Esta disposición es congruente con la gran responsabilidad sísmica que tienen las placas del proyecto.

Únicamente la placa PL-05 requirió el borde de confinamiento como obligatorio según la Norma E.060. Este resultado se explica en la gran área tributaria que posee, lo cual aumentó la profundidad del eje neutro más allá del límite para no usar borde de confinamiento.

En el diseño de la cimentación se utilizaron varios niveles de fondo por la presencia de rampas y cisterna interior. Para evitar la influencia de las zapatas superiores sobre las inferiores se proyectaron falsas zapatas bajo las zapatas superiores.

Para absorber los momentos por excentricidad geométrica en las zapatas de placas perimetrales se proyectaron vigas de cimentación y muros rígidos. La capacidad portante del terreno permitió proyectar zapatas de dimensiones razonables. Así, ninguna zapata excedió los esfuerzos admisibles del terreno bajo combinación de gravedad y sismo en servicio.

Referencias

Blanco Blasco, Antonio (1994) *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (2da Ed.). Lima, Perú: Colección del Ingeniero Civil, Libro 2.

Cabellos Gavidia, Gustavo Adolfo (2012) *Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones*. Lima, Perú: PUCP, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009) *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Muñoz Pelaez, Juan Alejandro (2011) *Análisis Estructural 2*. Lima, Perú: PUCP, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Ottazzi Pasino, Gianfranco (2016) *Apuntes del curso Concreto Armado I* (15ta. Ed.). Lima, Perú: PUCP, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Anexos

En la presente sección se adjuntan los planos estructurales desarrollados.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR

RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-00	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-01	DETALLES TÍPICOS
E-02	CIMENTACIÓN Y DETALLES
E-03	CORTES DE CIMENTACIÓN (a)
E-04	CORTES DE CIMENTACIÓN (b)
E-05	DETALLE DE MURO ANCLADO
E-06	CORTE DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-07	COLUMNAS
E-08	PLACAS (a)
E-09	PLACAS (b)
E-10	PLACAS (c)
E-11	ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANOS 3 Y 2
E-12	ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO 1 Y PISO TÍPICO
E-13	ENCOFRADO DE TECHO DE 7mo. PISO Y AZOTEA
E-14	VIGAS DE SÓTANO 3
E-15	VIGAS DE SÓTANO 2 (a)
E-16	VIGAS DE SÓTANO 2 (b)
E-17	VIGAS DE SÓTANO 2 (c) y VIGAS DE SÓTANO 1 (a)
E-18	VIGAS DE SÓTANO 1 (b)
E-19	VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO (a)
E-20	VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO (b)
E-21	VIGAS DE TECHO DE 7mo. PISO (a)
E-22	VIGAS DE TECHO DE 7mo. PISO (b)
E-23	ESCALERAS

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N.	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L.	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.J.T.	NIVEL DE JARDÍN TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.C.	NIVEL DE FONDO DE CEMENTO CORRIDO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
∅	DIÁMETRO
RTO	RESTO
EXTR.	EXTREMO

CARGAS

CARGAS VIVAS-

REGLAMENTO:	E-0.20
VIVIENDAS	200 kg/m ²
OFICINAS	250 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m ²
CUARTOS DE MÁQUINAS	1000 kg/m ²

PARÁMETROS SÍSMICOS

REGLAMENTO:	E-0.30-2018
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
TP (S1)	0.4 seg
TL(S1)	2.5 seg
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R _v =6 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R _y =6 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-X:	-T _{xx} = 0.916 seg
	-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 11.20 cm
	-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0062 hei
DIRECCIÓN Y-Y:	-T _{yy} = 0.310 seg
	-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 3.20 cm
	-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0018 hei

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADÉMÁS DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DESCRITAS EN EL INFORME DE LA PRESENTE TESIS.

CIMENTACIONES

1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN	-ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE CONCRETO ARMADO
ESTRATO DE APOYO	-GRAVA ARENOSA (GP)
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN	-150m (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO QUE TIENE EL TERCER SÓTANO)
PRESIÓN ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	-2.50cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	-NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACIÓN CONSIDERABLE DE SULFATOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN Y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON SUELO. EMPLEAR ALGÚN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ACABADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON AGUA.

- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UNALENTE BOLÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m. Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLÓPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PÉRDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACIÓN YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARLE ESTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MAS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

RECUBRIMIENTOS

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO) HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES. SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN PLANOS DE DETALLES Y NOTAS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
COLUMNAS EN LAS CISTERNAS	5.0cm
VIGAS	4.0cm
COLUMNETAS EN TABIQUERÍA	2.0cm

CONCRETO

1 COLOCACION-

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O TRANSPORTE.
- LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZO.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDA, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

2 CURADO-

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS DESPUES DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEN CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
- EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DIAS, DESPUES DEL VACIADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-02.

3 ENCOFRADO-

- LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.

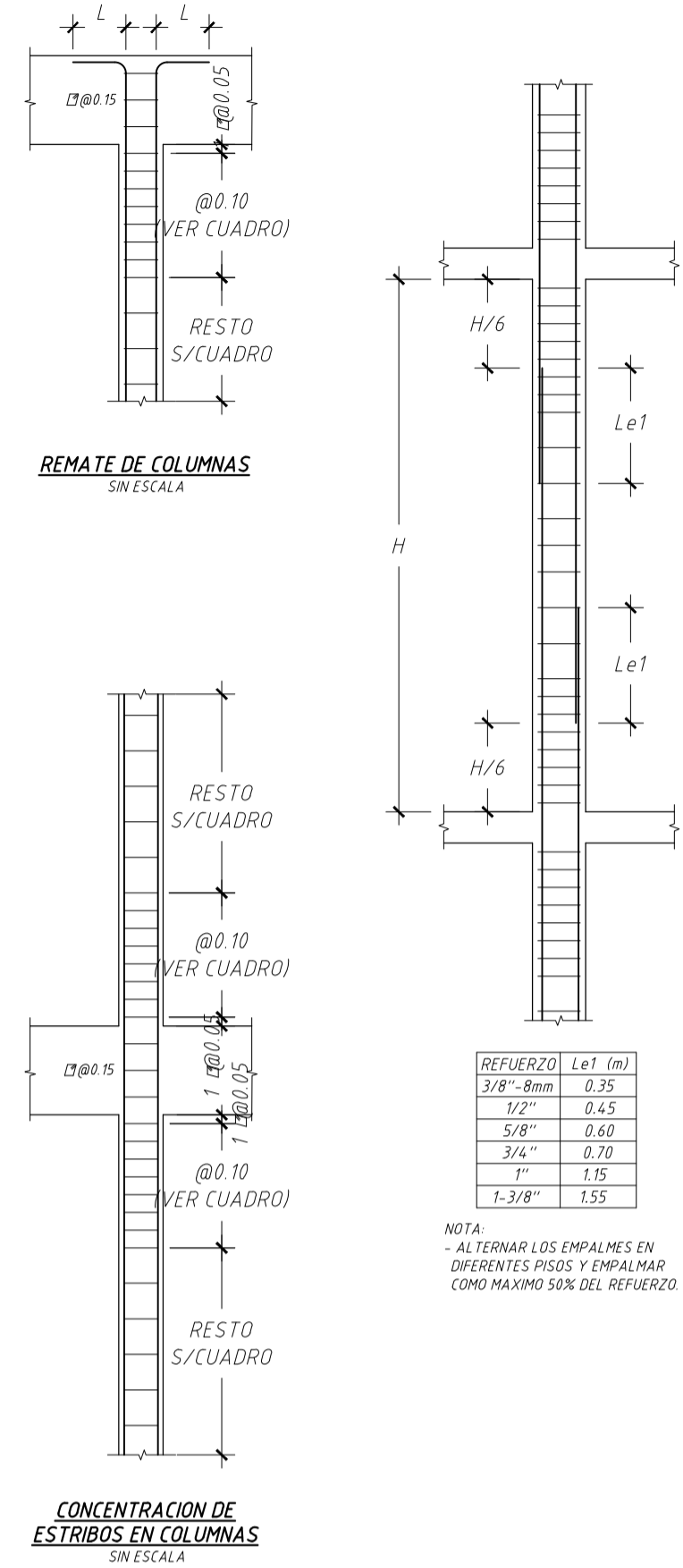
4 CALIDAD DEL CONCRETO-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS, (f'c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLÓPEO +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm ²	6"	4"
CIMENTOS CORRIDOS DE CONCRETO SIMPLE (CONCRETO CICLÓPEO) +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm ²	4"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS.	210 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE LAS PLACAS.	210 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS CORRIDAS DE LOS MUROS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	2"	4"
MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm ²	1"	4"
MUROS DE CONTENCIÓN EN LA CISTERNA (EXCEPTO CUANDO ALGUNA COLUMNA ES PARTE DEL MURO. EN ESTE CASO CONSIDERAR EN EL MURO LO ESPECIFICADO PARA LA COLUMNA	280 kg/cm ²	1"	4"
COLUMNAS Y PLACAS DE C"4"	210 kg/cm ²	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	—	—
ESCALERAS, VIGAS Y LOSAS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm ²	—	—
COLUMNAS DE ARRIOSTRE EN LA TABIQUERÍA	210 kg/cm ²	3/4"	4"

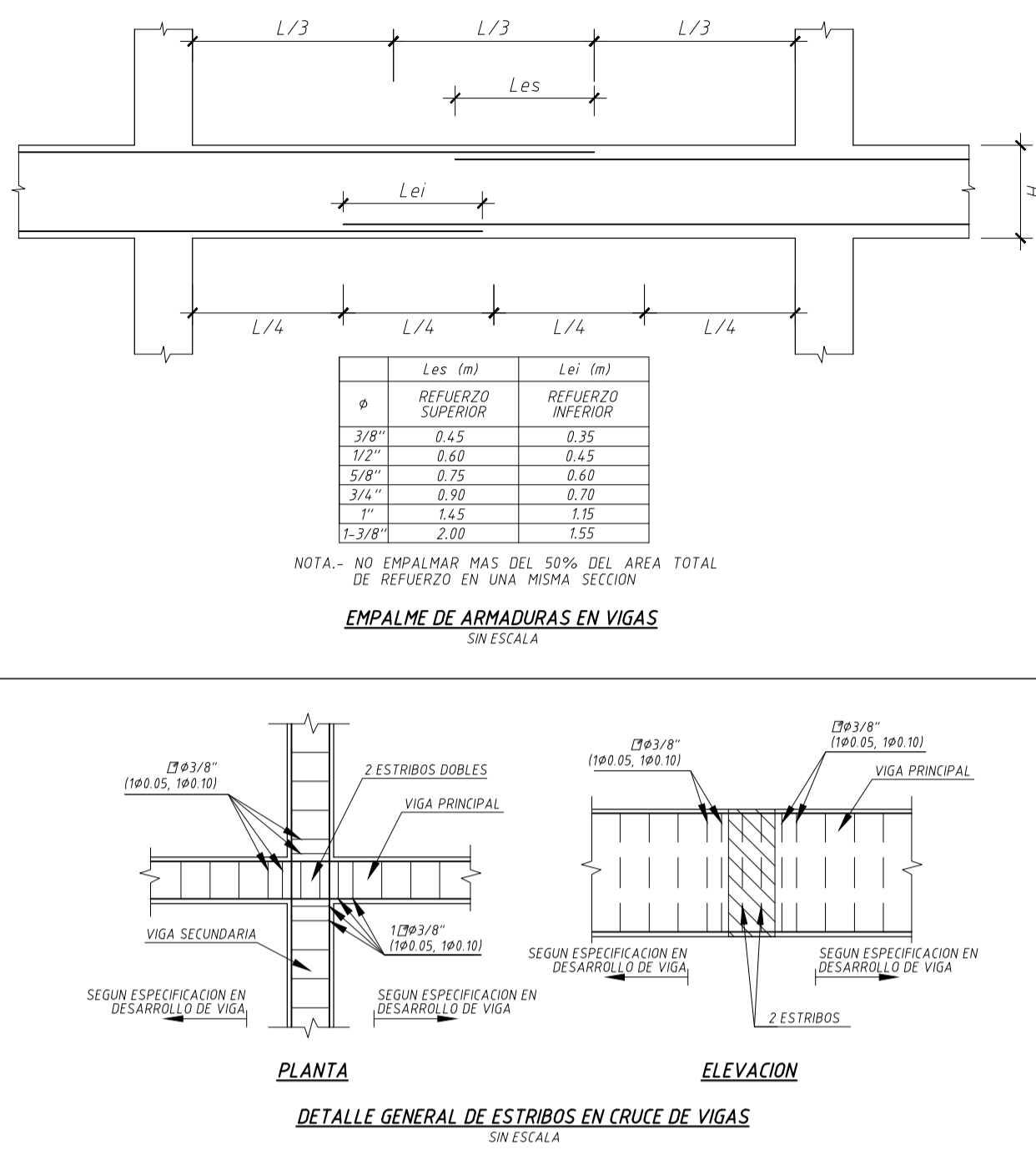
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE MUESTRAN NO INCLUYEN ACABADOS SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O ABERTURAS ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE. ASÍ, NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS.
- LOS REFUERZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN.

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: <h2 style="text-align: center;">EDIFICIO MULTIFAMILIAR</h2>	
UBICACION : REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: <h2 style="text-align: center;">ESTRUCTURAS</h2>	
PLANO: <h3 style="text-align: center;">ESPECIFICACIONES GENERALES</h3>	
DISEÑO: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA : <h2 style="text-align: center;">E-00</h2>	
FECHA : OCTUBRE 2019	ESCALA : S/E

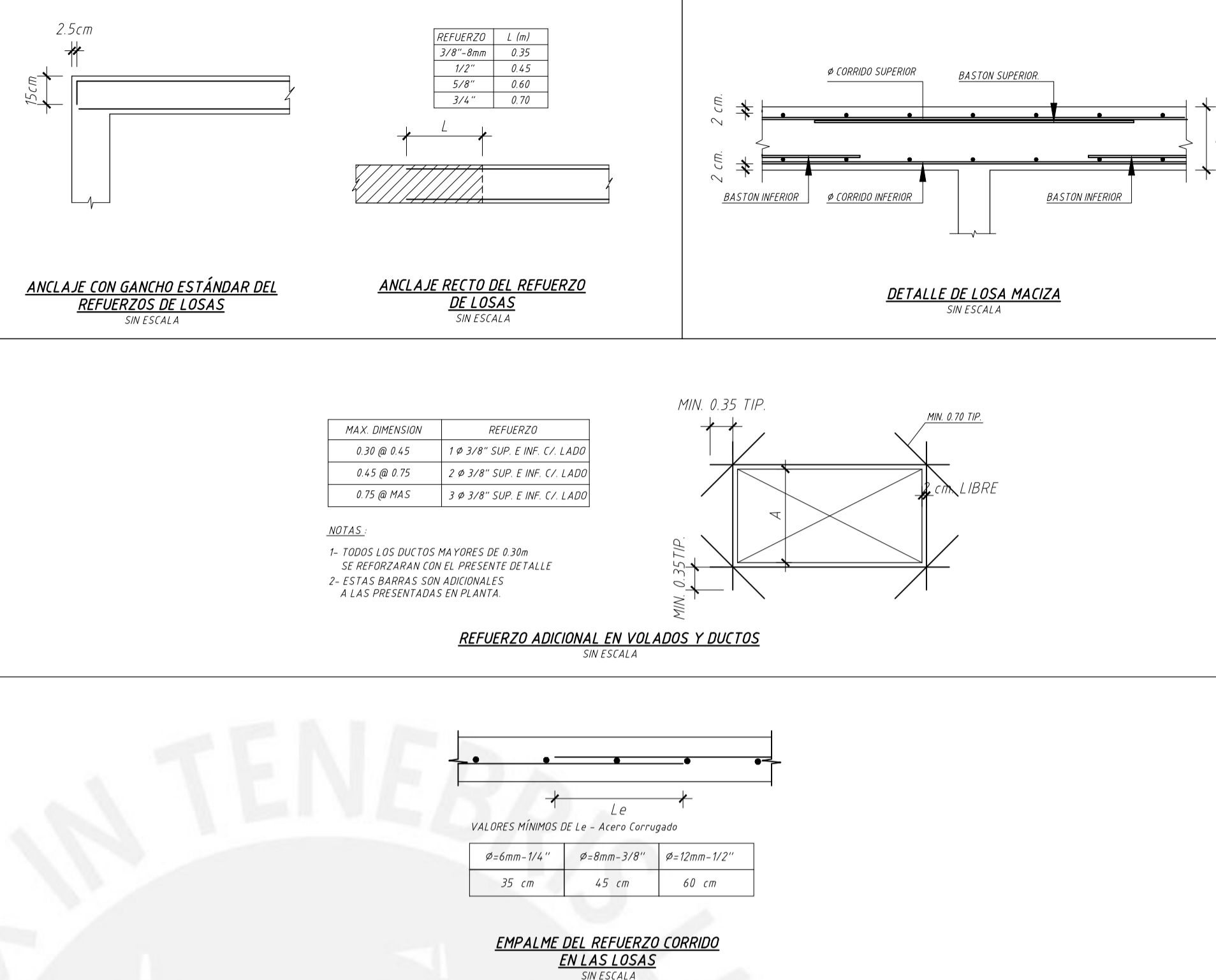
DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS Y PLACAS



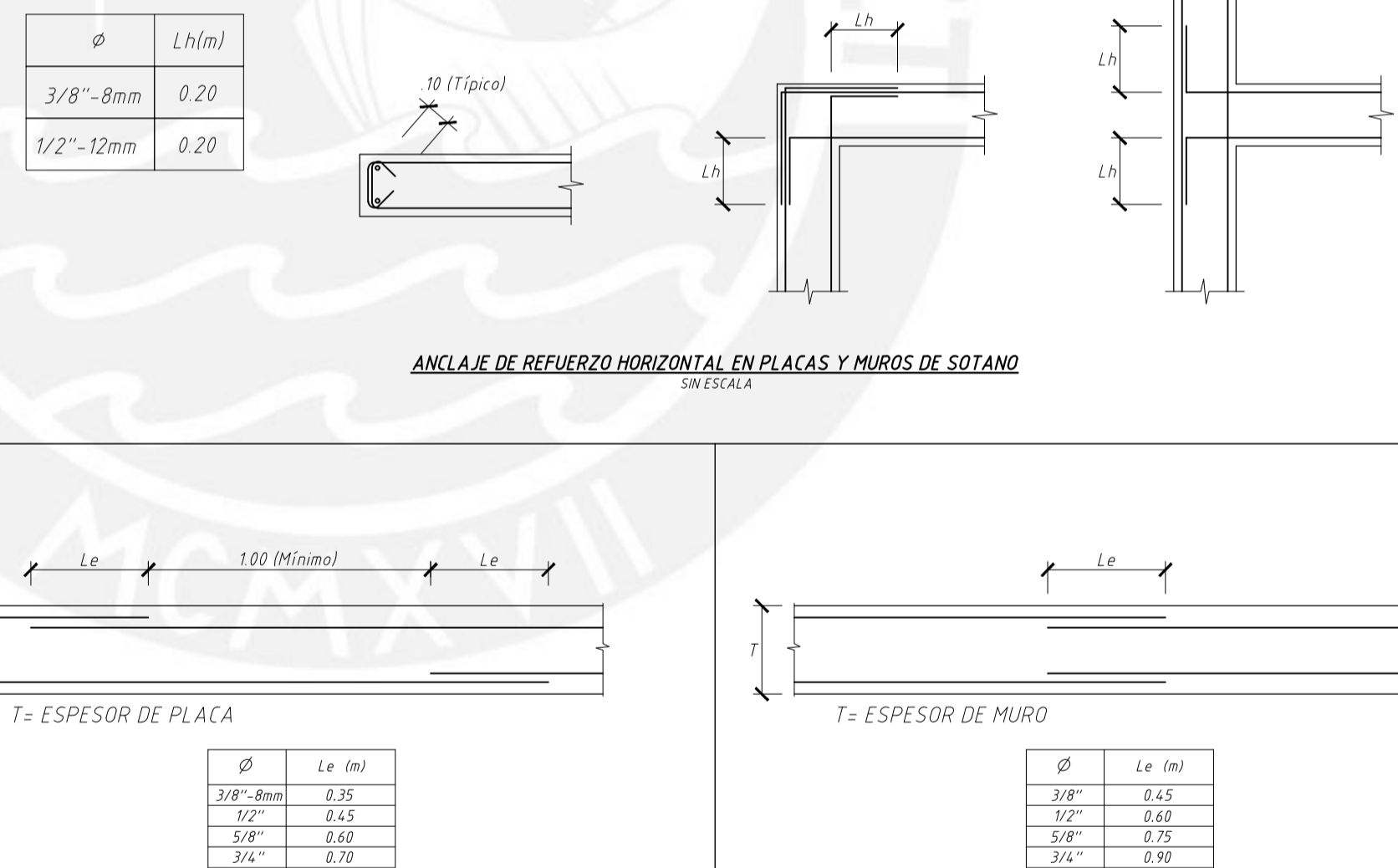
DETALLES TÍPICOS DE VIGAS



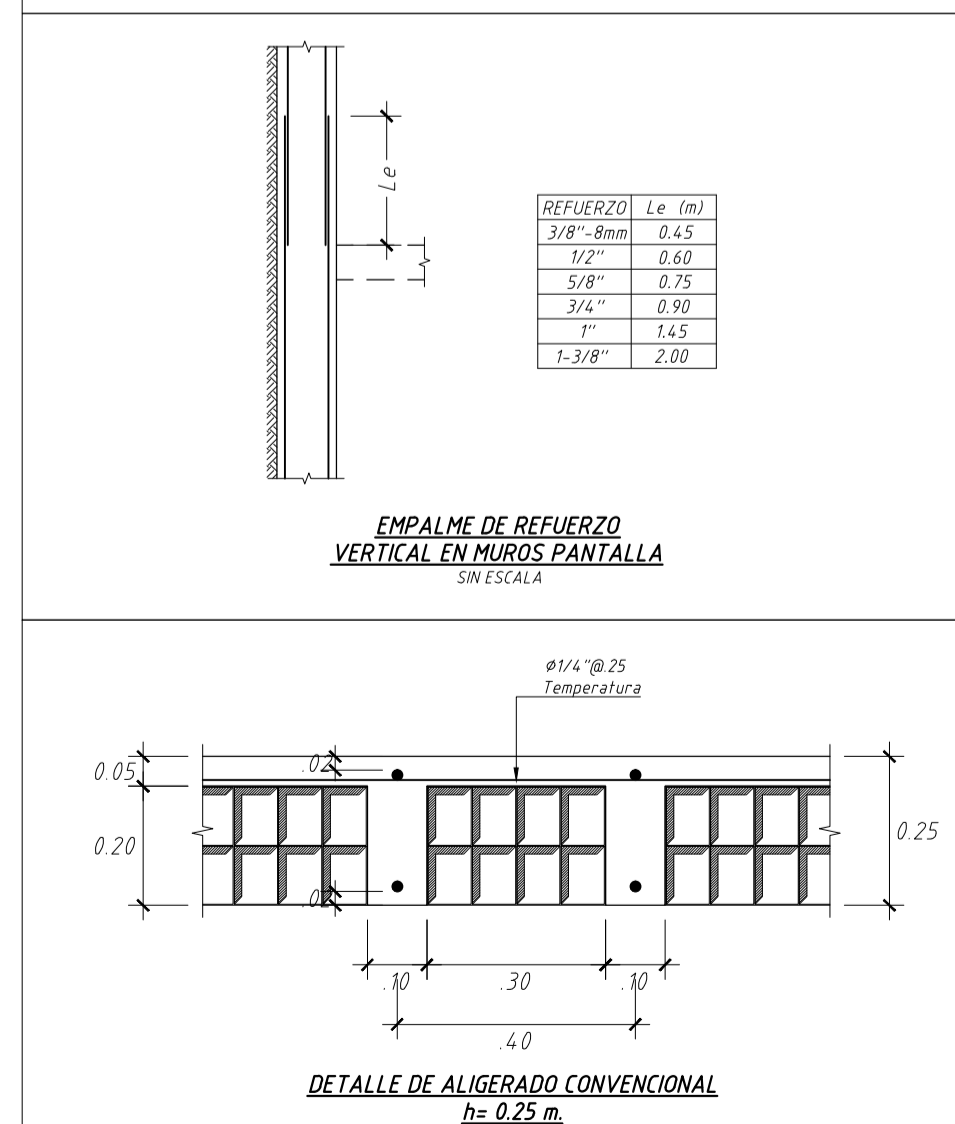
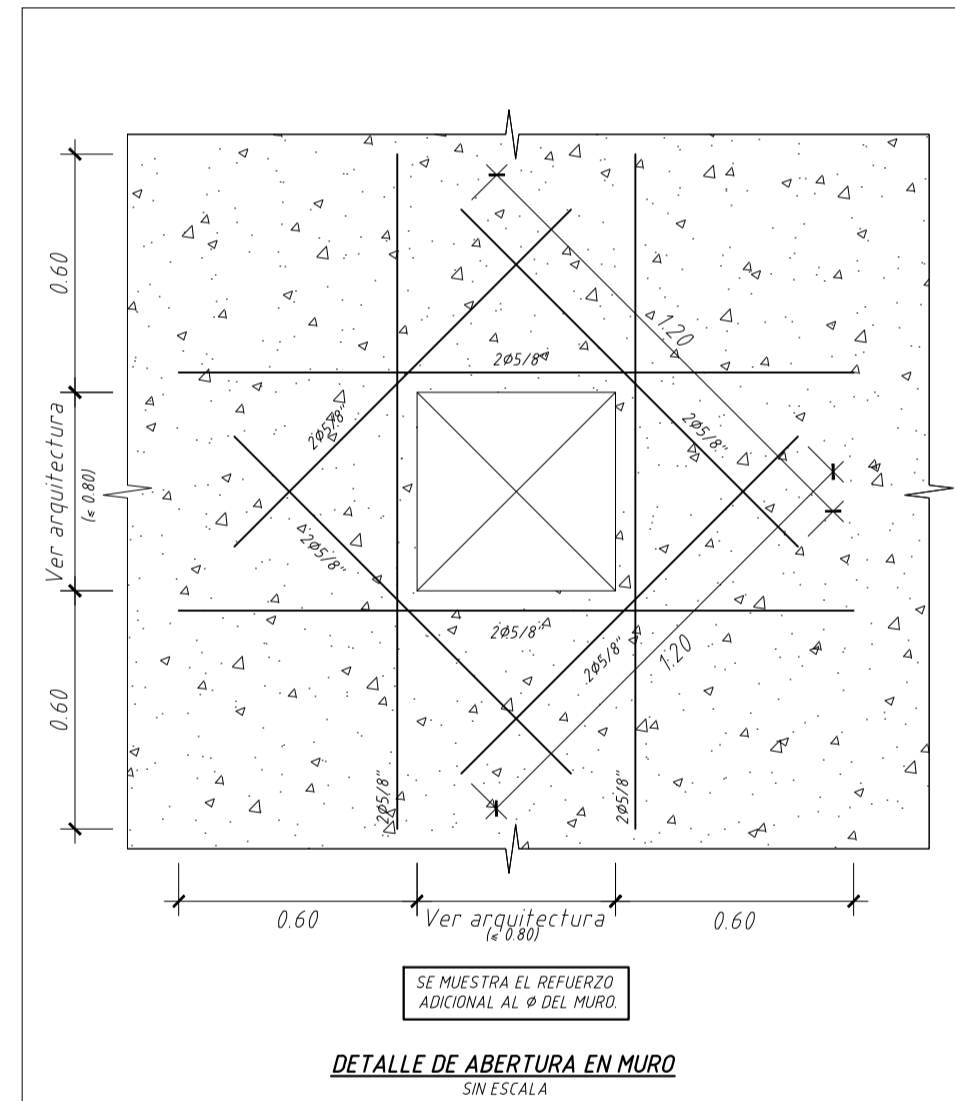
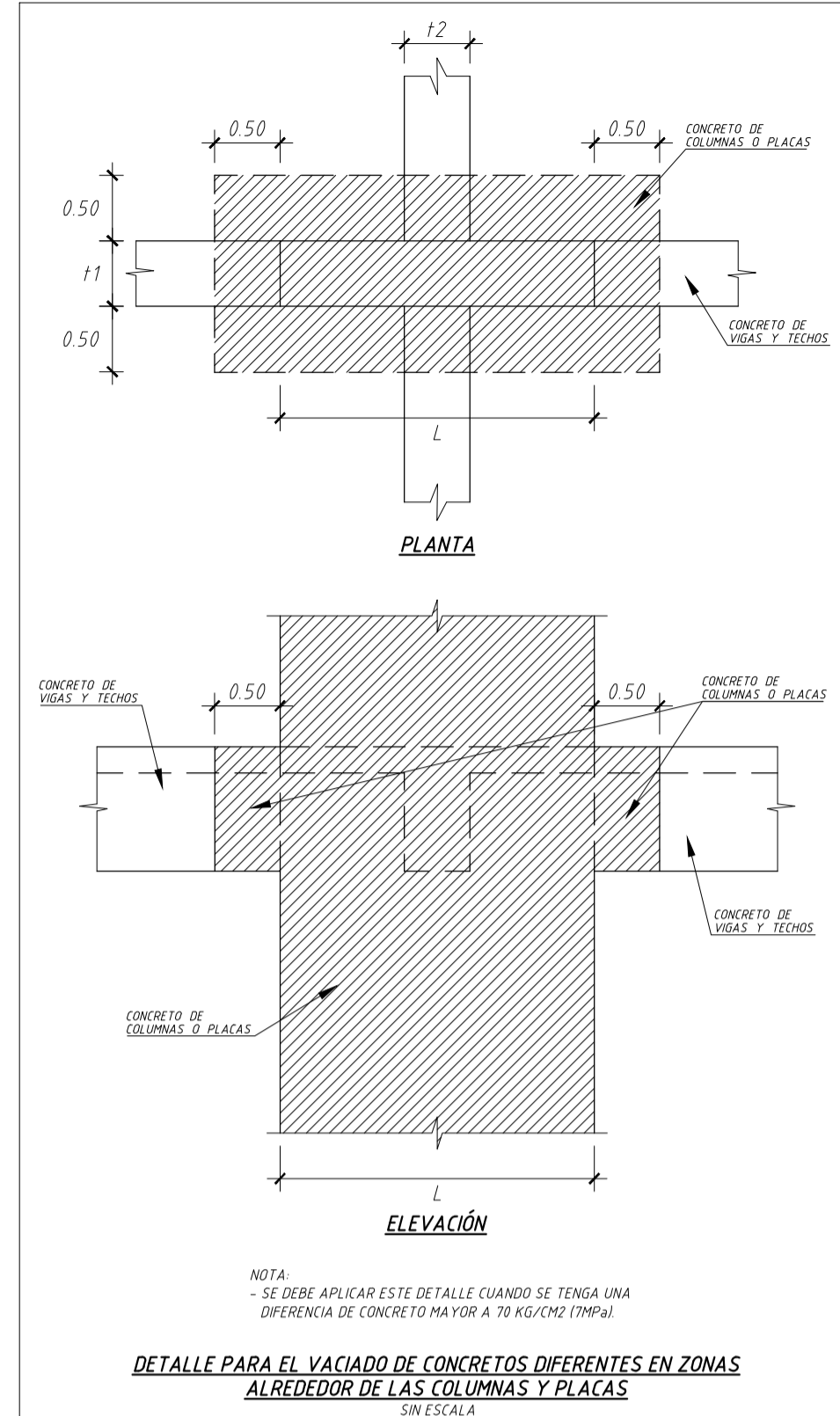
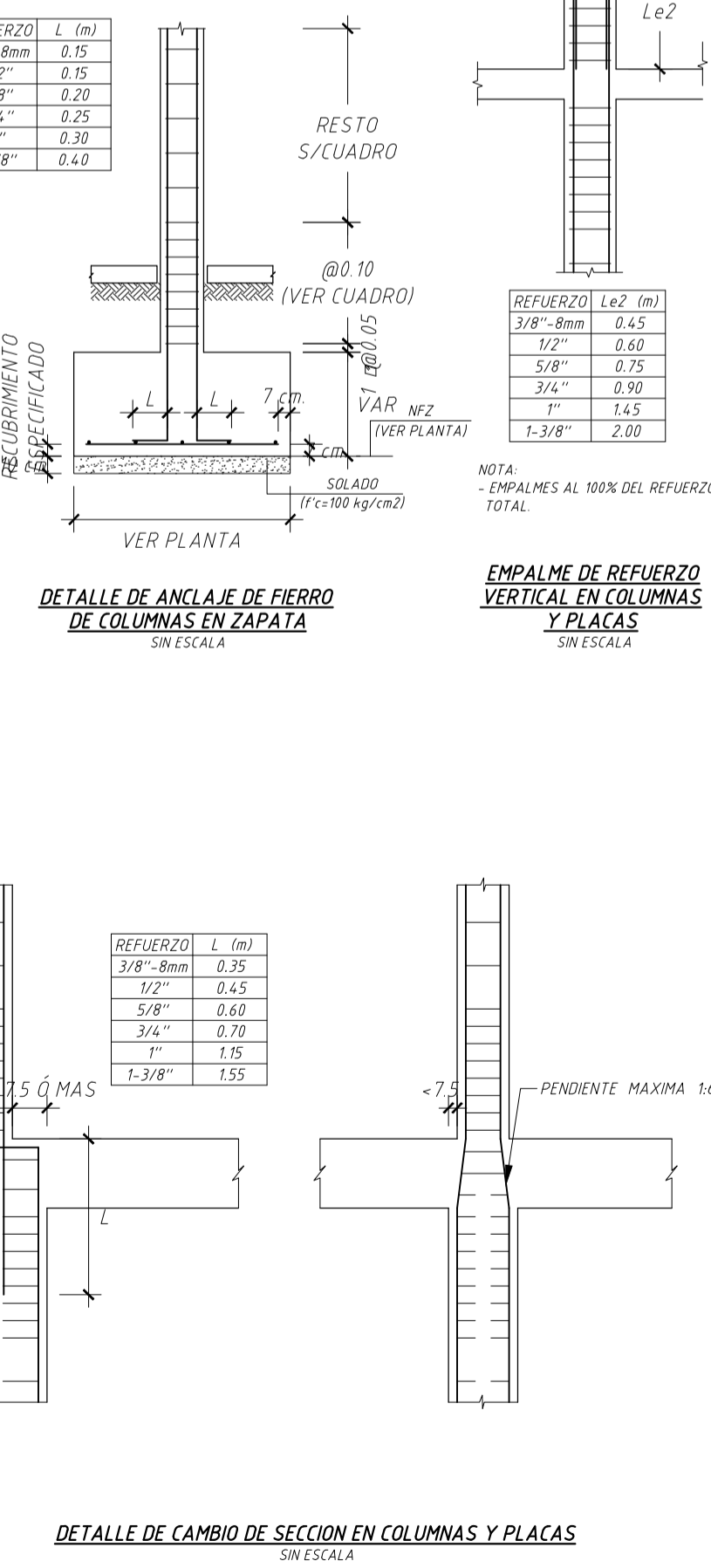
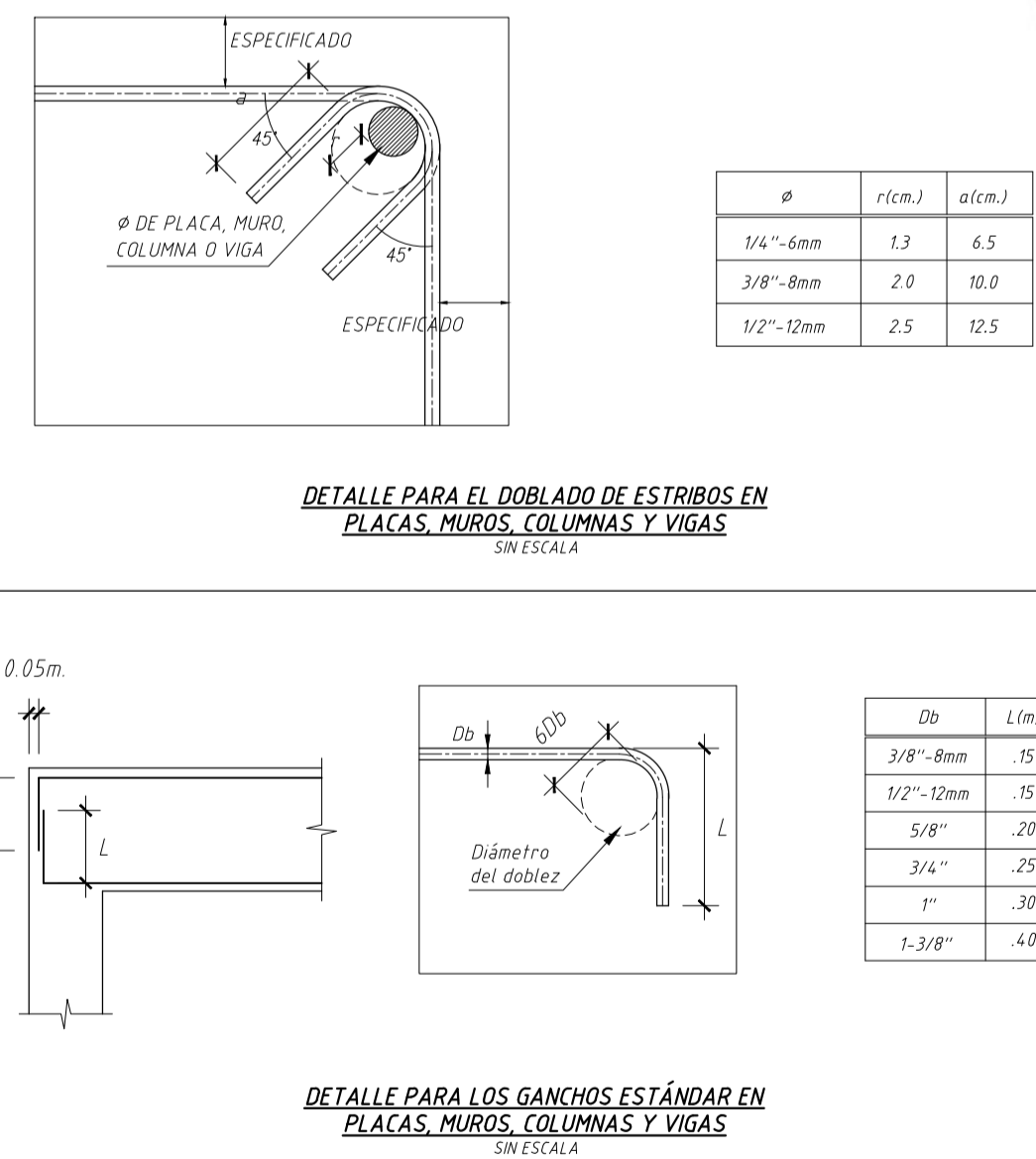
DETALLES DE LOSAS



DETALLES DE PLACAS Y MUROS DE SÓTANO



DETALLES VARIOS



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
DETALLES TÍPICOS

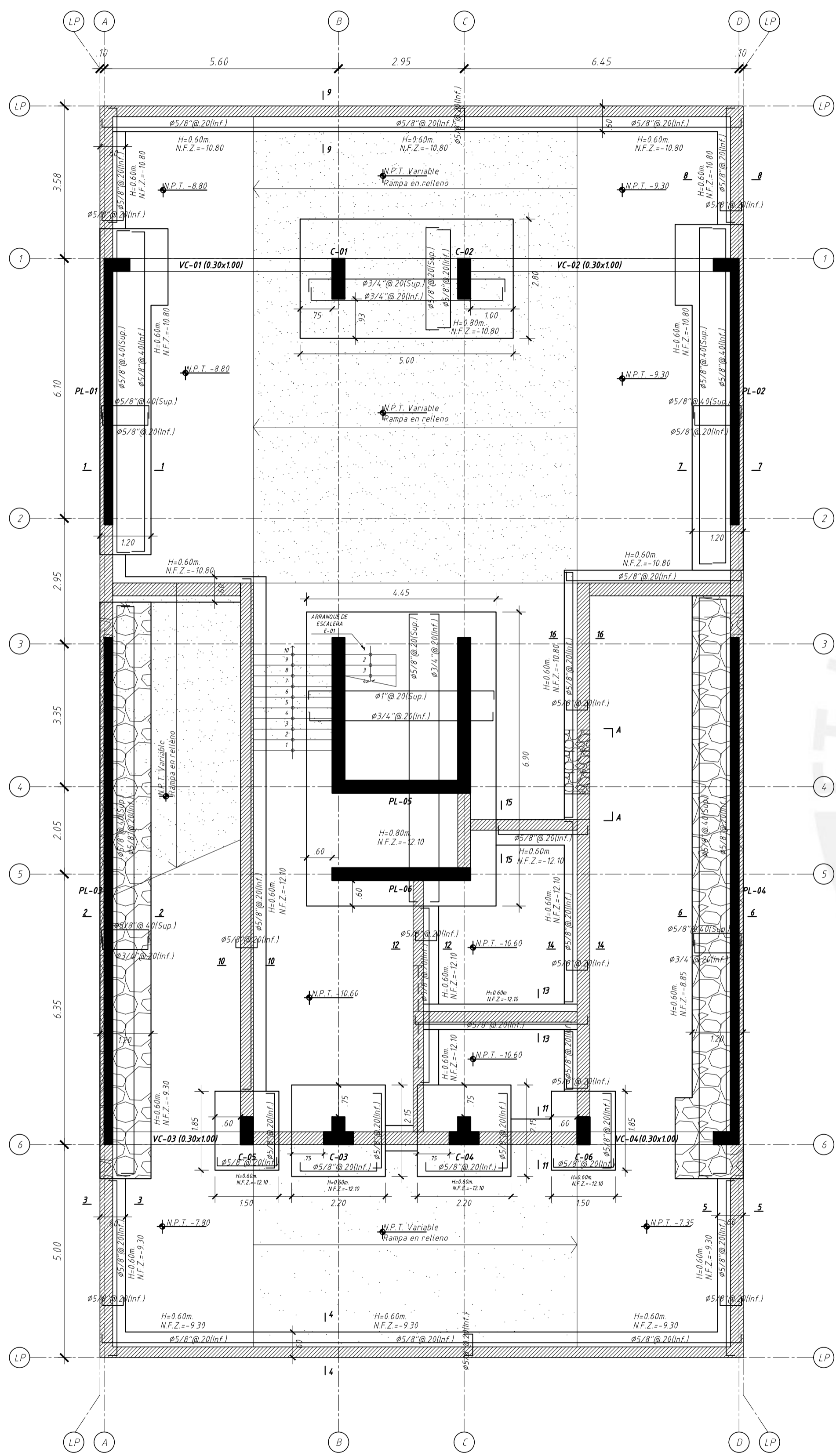
DISENO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-01

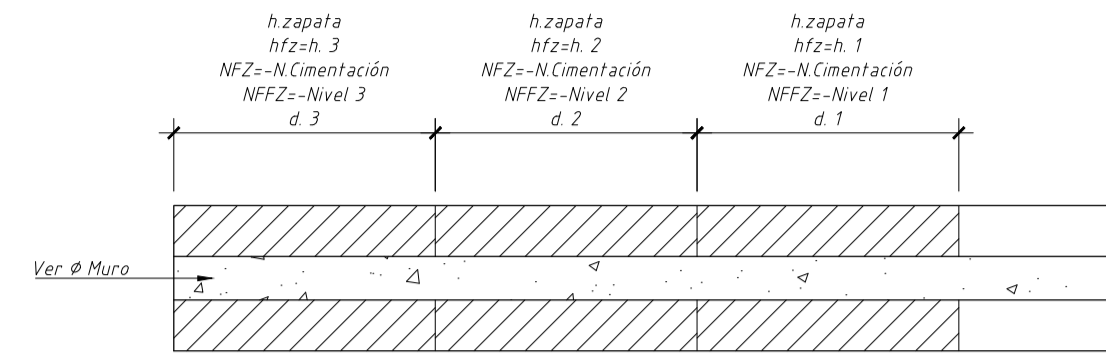
FECHA:
OCTUBRE 2019

ESCALA:
S/E

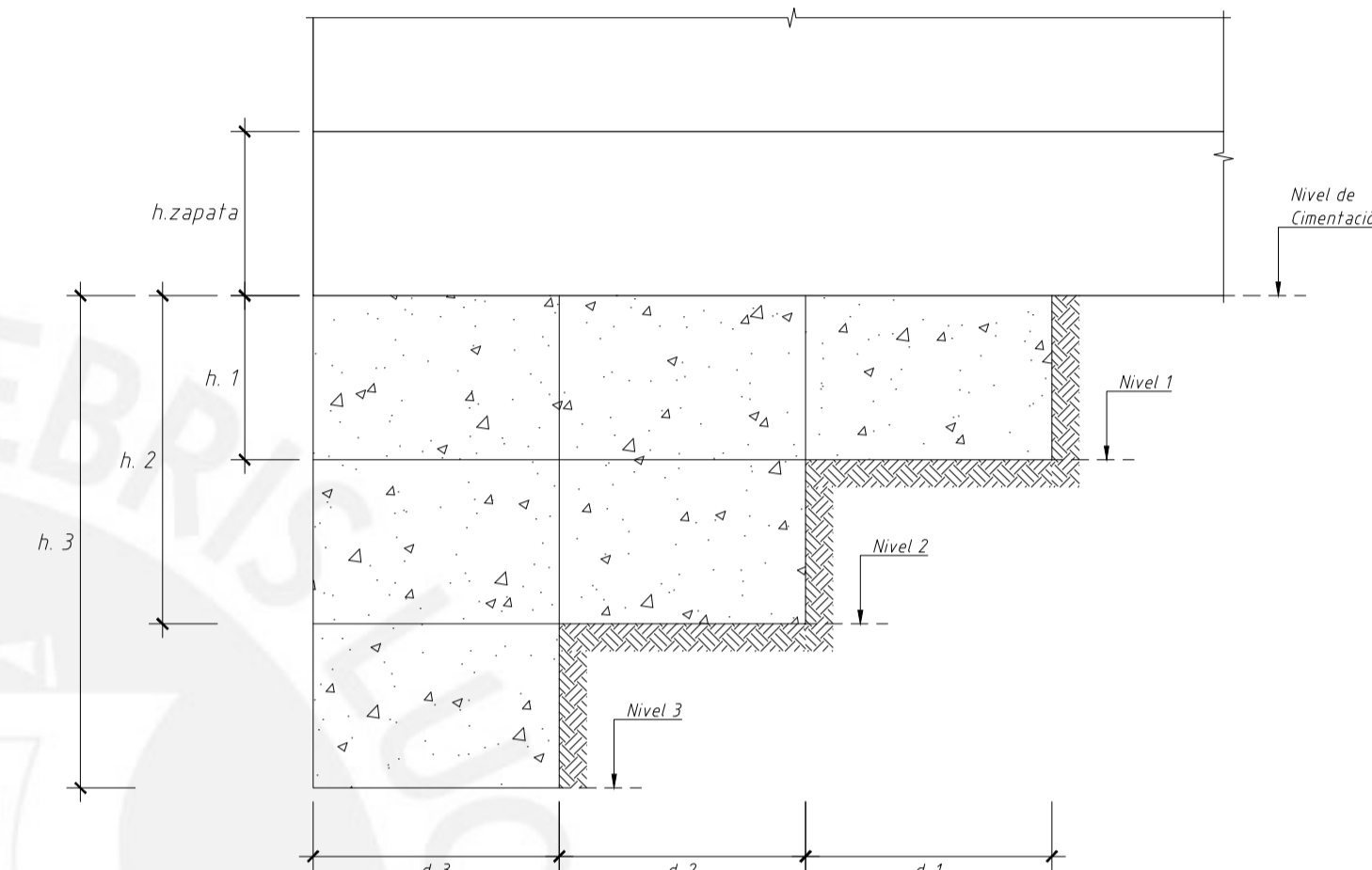


CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/75

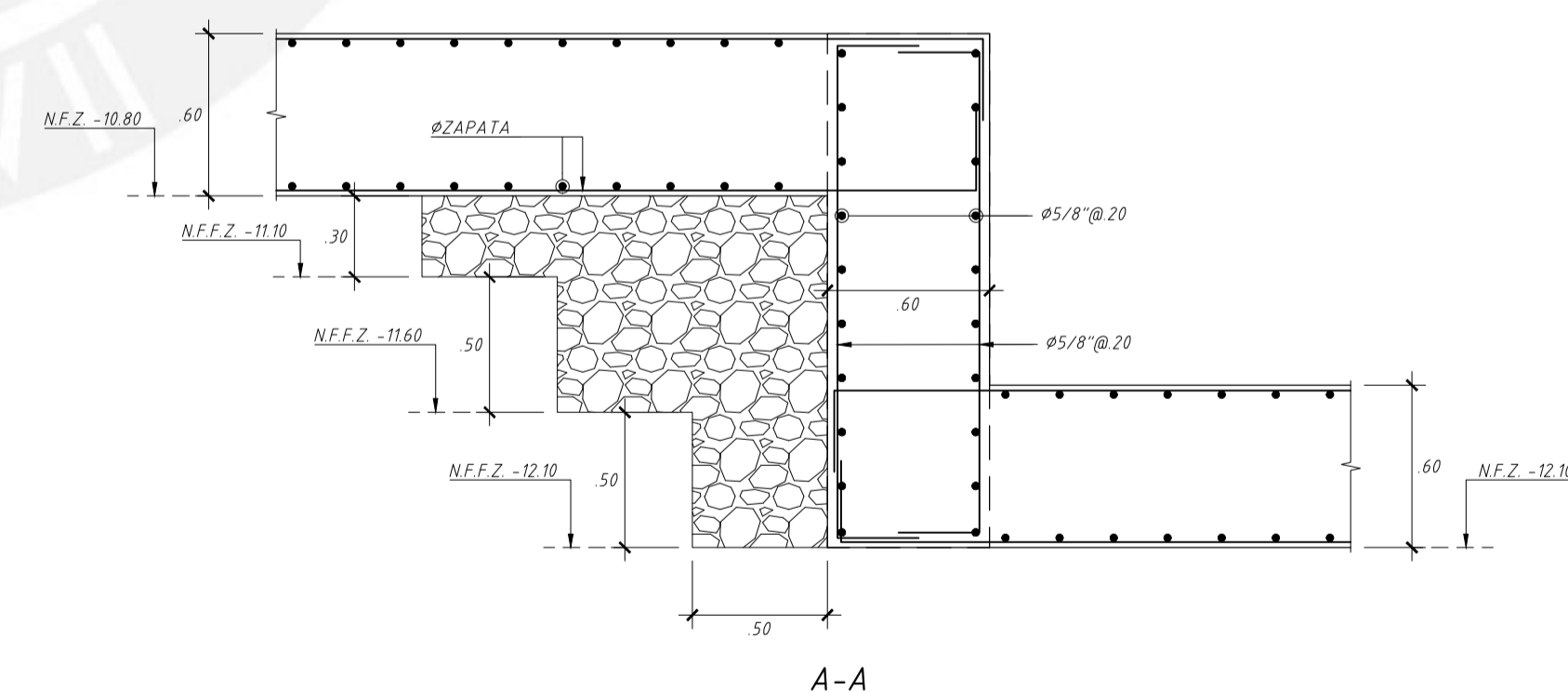
DETALLE TÍPICO DE FALSA ZAPATA
ESCALA: 1/25



PLANTA



DETALLE DE ZAPATA CORRIDA A DESNIVEL
ESCALA: 1/25



A-A

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

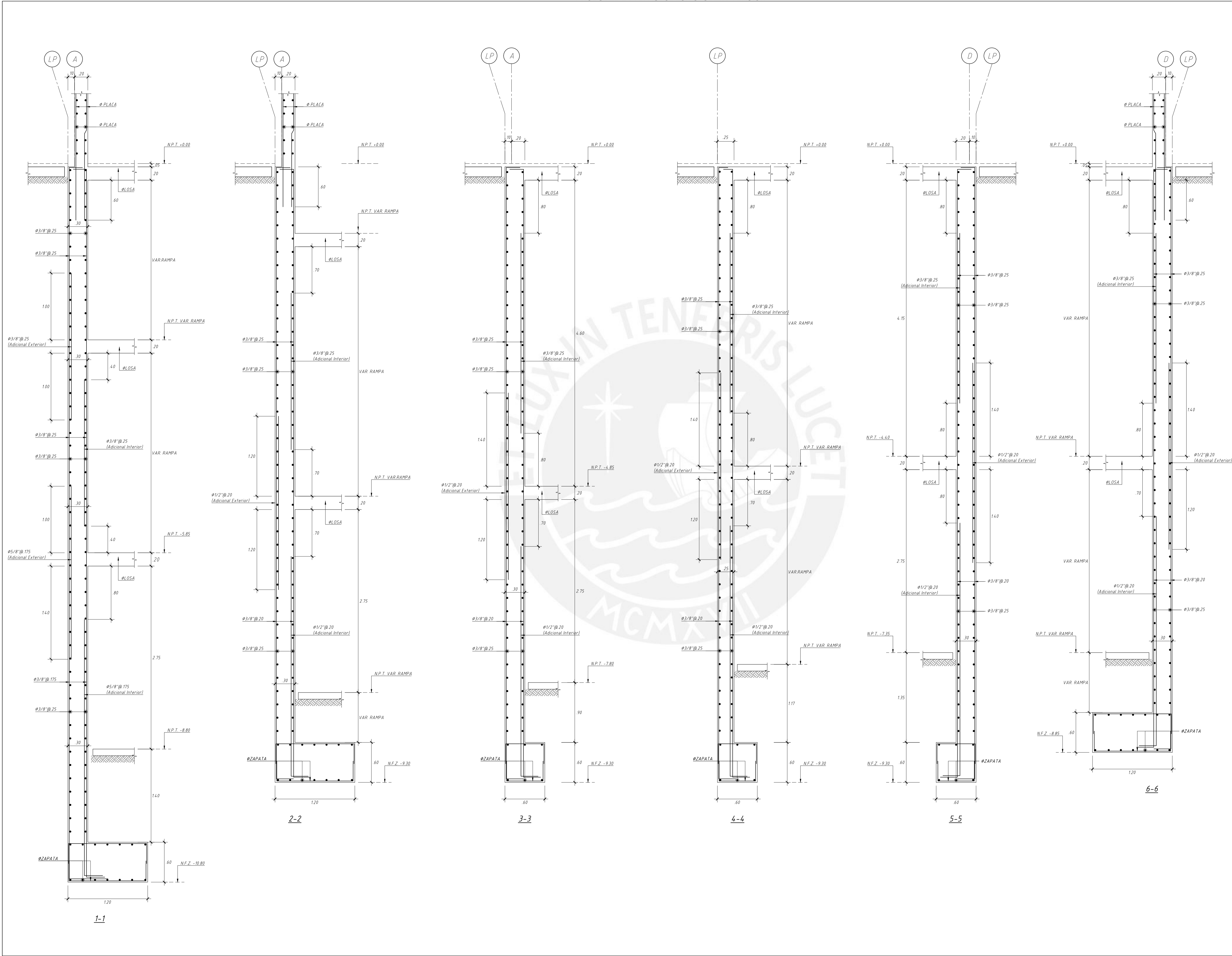
PLANO:
CIMENTACIÓN Y DETALLES

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-02

FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1/75-1/25



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
CORTES DE CIMENTACIÓN (a)

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

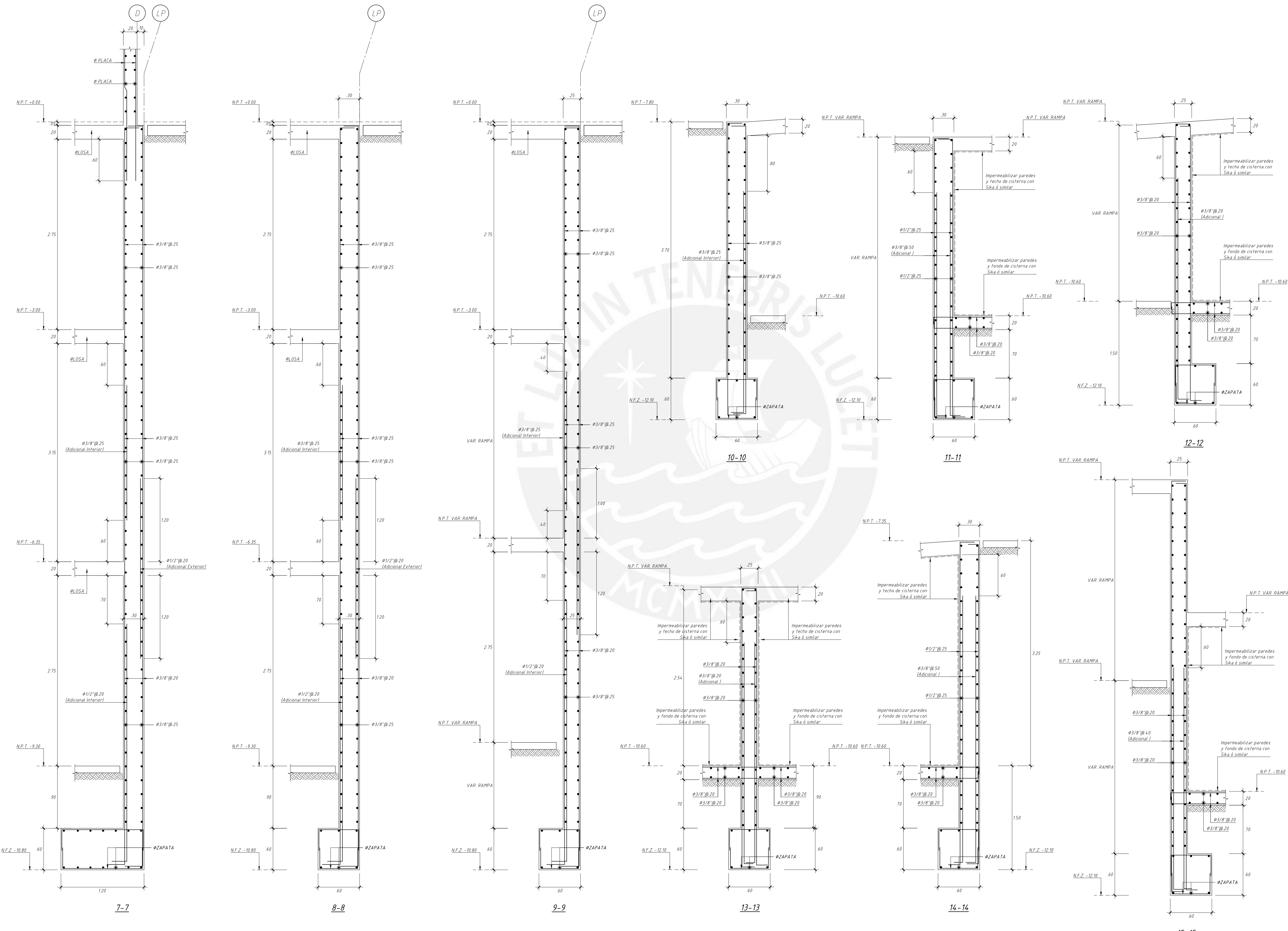
ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-03

FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
CORTES DE CIMENTACIÓN (b)

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-04

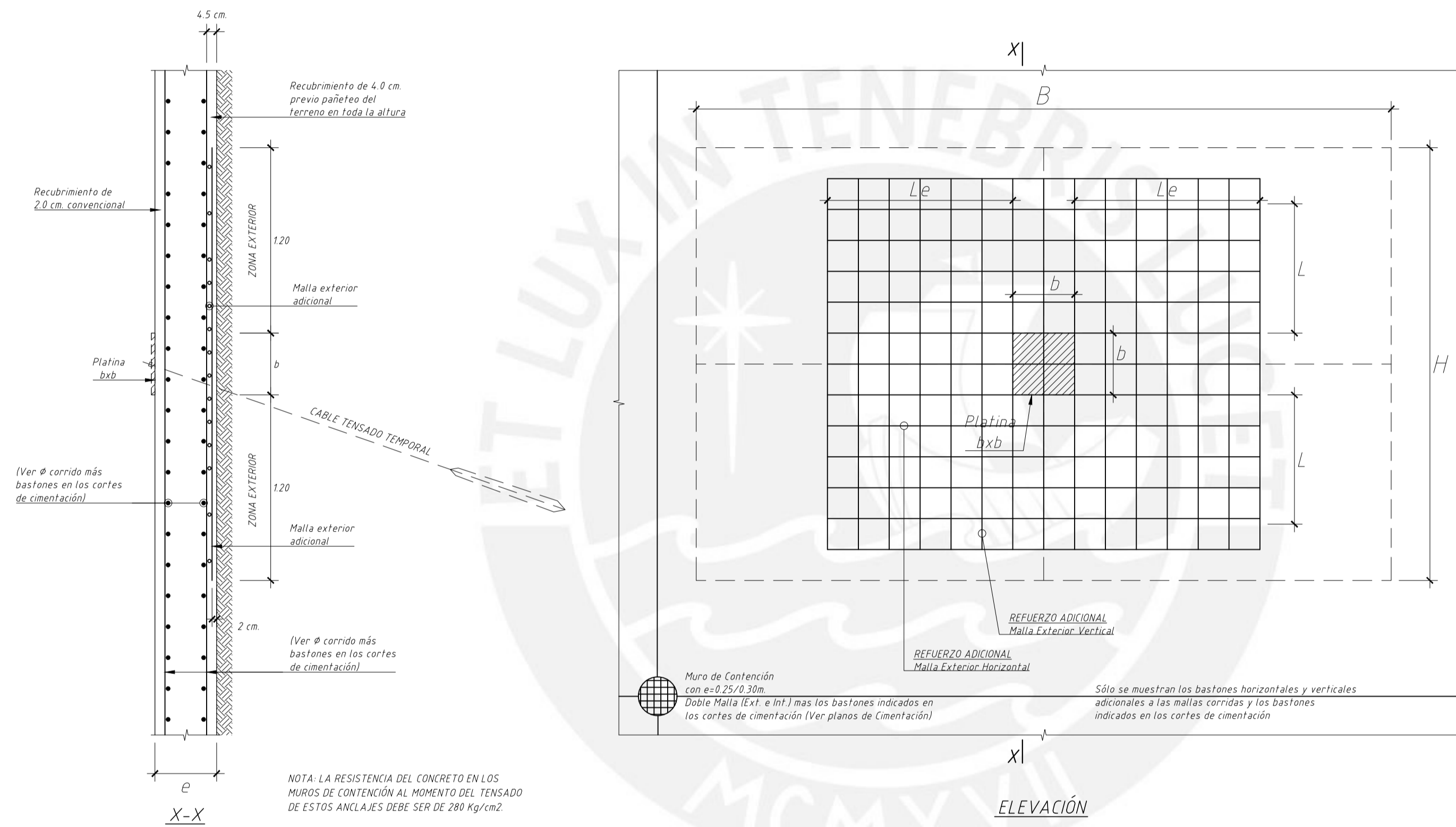
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

DETALLE DEL REFUERZO ADICIONAL PARA LOS MUROS DE CONTENCIÓN EN LAS ZONAS ALREDEDOR DE LOS ANCLAJES DE LOS MUROS PANTALLA

ESCALA: 1:25



NOTA: LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN AL MOMENTO DEL TENSADO DE ESTOS ANCLAJES DEBE SER DE 280 Kg/cm²

DIMENSIONES DEL PAÑO (BXH)	CARGA DE ANCLAJE(SERVICIO)	ESPESOR DE MURO (t)	f'c (Kg/cm ²)	MALLA DE MURO DE CONTENCIÓN	Le	L	REFUERZO ADICIONAL (por muro pantalla) (Malla Exterior - Horizontal y Vertical)	DIMENSIÓN DE PLATINA (bxb)
4.00 X 3.00 m.	P= 4.0 tn	25/30	280	H: $\phi 3/8 @ 0.25$ V: $\phi 3/8 @ 0.25$	1.00 m.	1.00 m.	H: $\phi 1/2 @ 0.20$ V: $\phi 1/2 @ 0.20$	(0.30 x 0.30)
4.00 X 3.00 m.	P= 6.0 tn	25/30	280	H: $\phi 3/8 @ 0.25$ V: $\phi 3/8 @ 0.25$	1.20 m.	1.20 m.	H: $\phi 1/2 @ 0.125$ V: $\phi 1/2 @ 0.125$	(0.40 x 0.40)
4.00 X 3.00 m.	P= 7.0 tn	25/30	280	H: $\phi 3/8 @ 0.25$ V: $\phi 3/8 @ 0.20$	1.20 m.	1.20 m.	H: $\phi 5/8 @ 0.15$ V: $\phi 5/8 @ 0.15$	(0.40 x 0.40)



PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

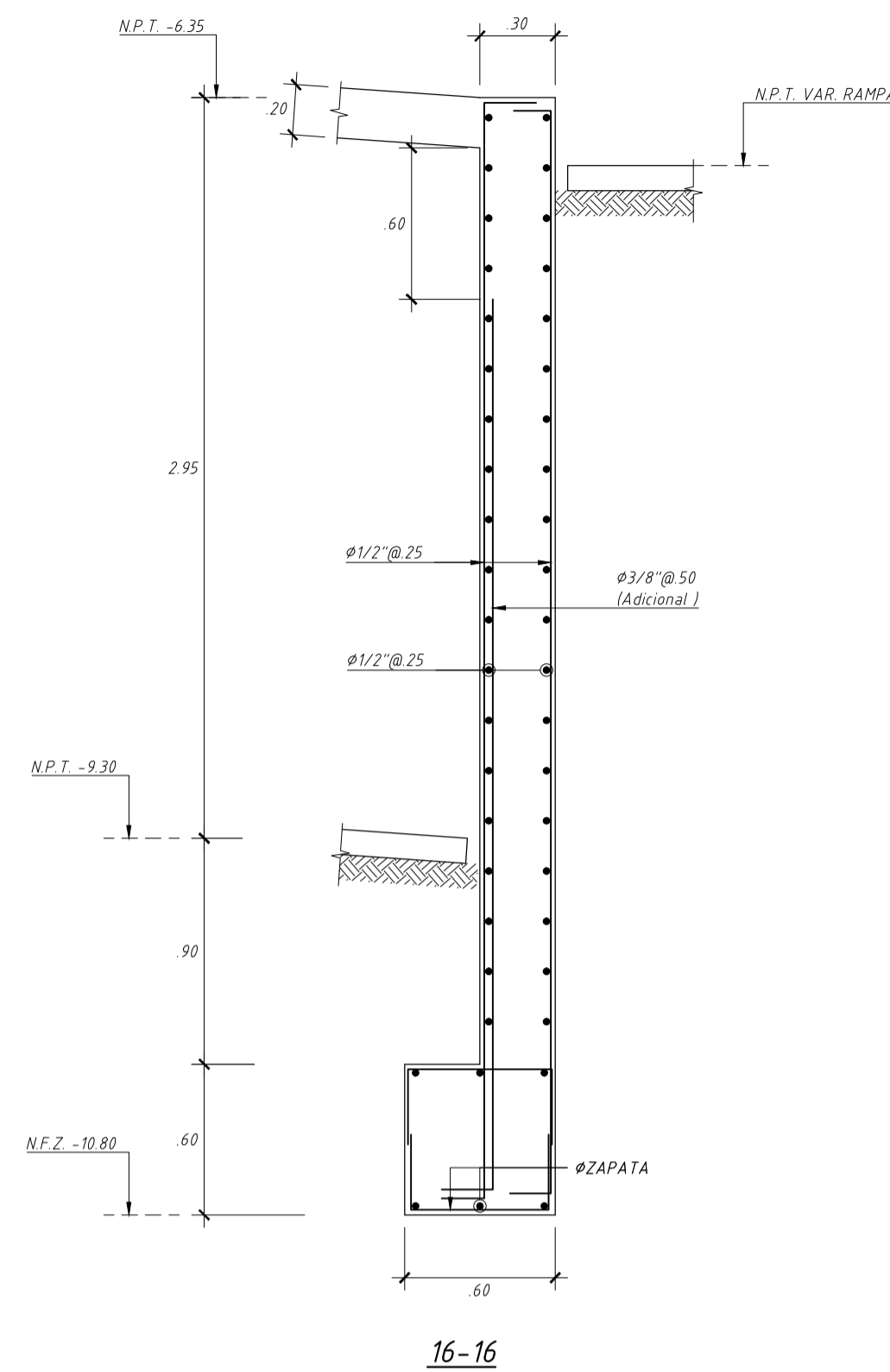
PLANO:
DETALLE DE MURO ANCLADO

DISENÓ:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

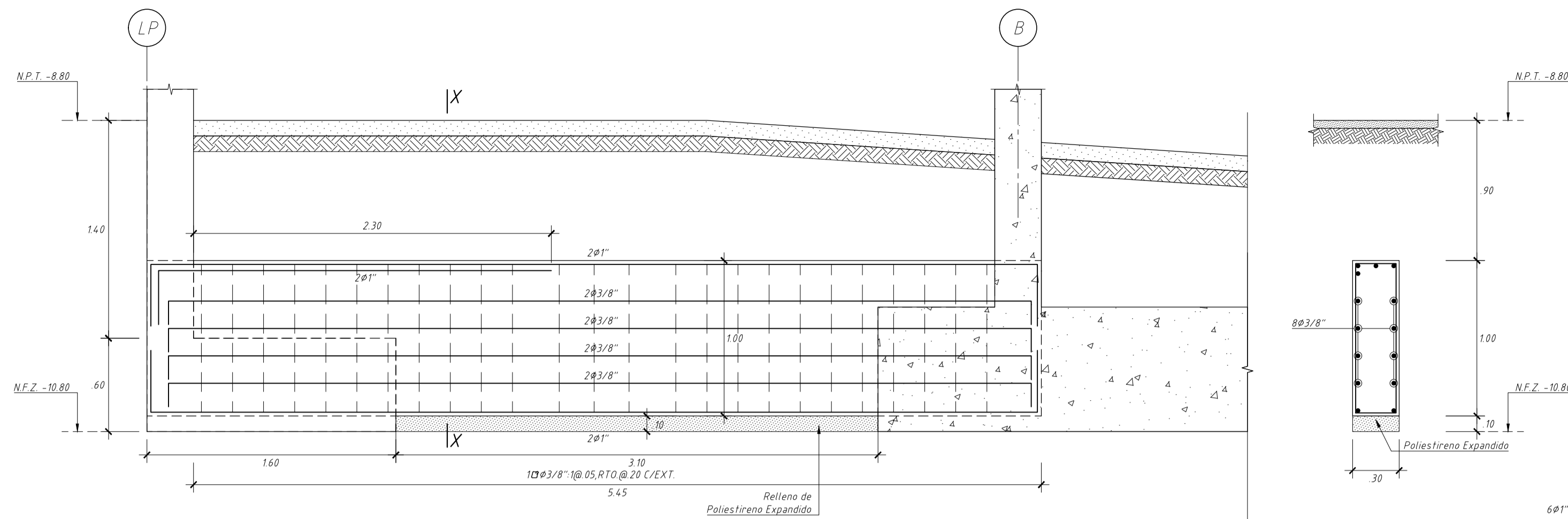
ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-05

FECHA: OCTUBRE 2019
ESCALA: 1:25

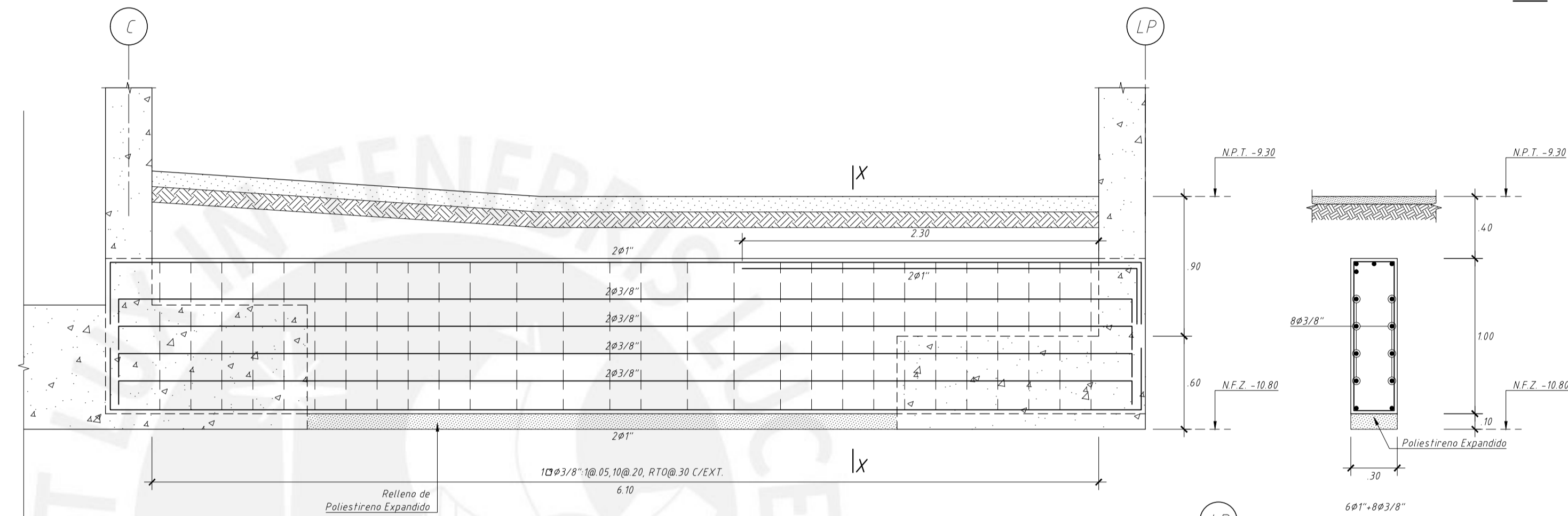


16-16



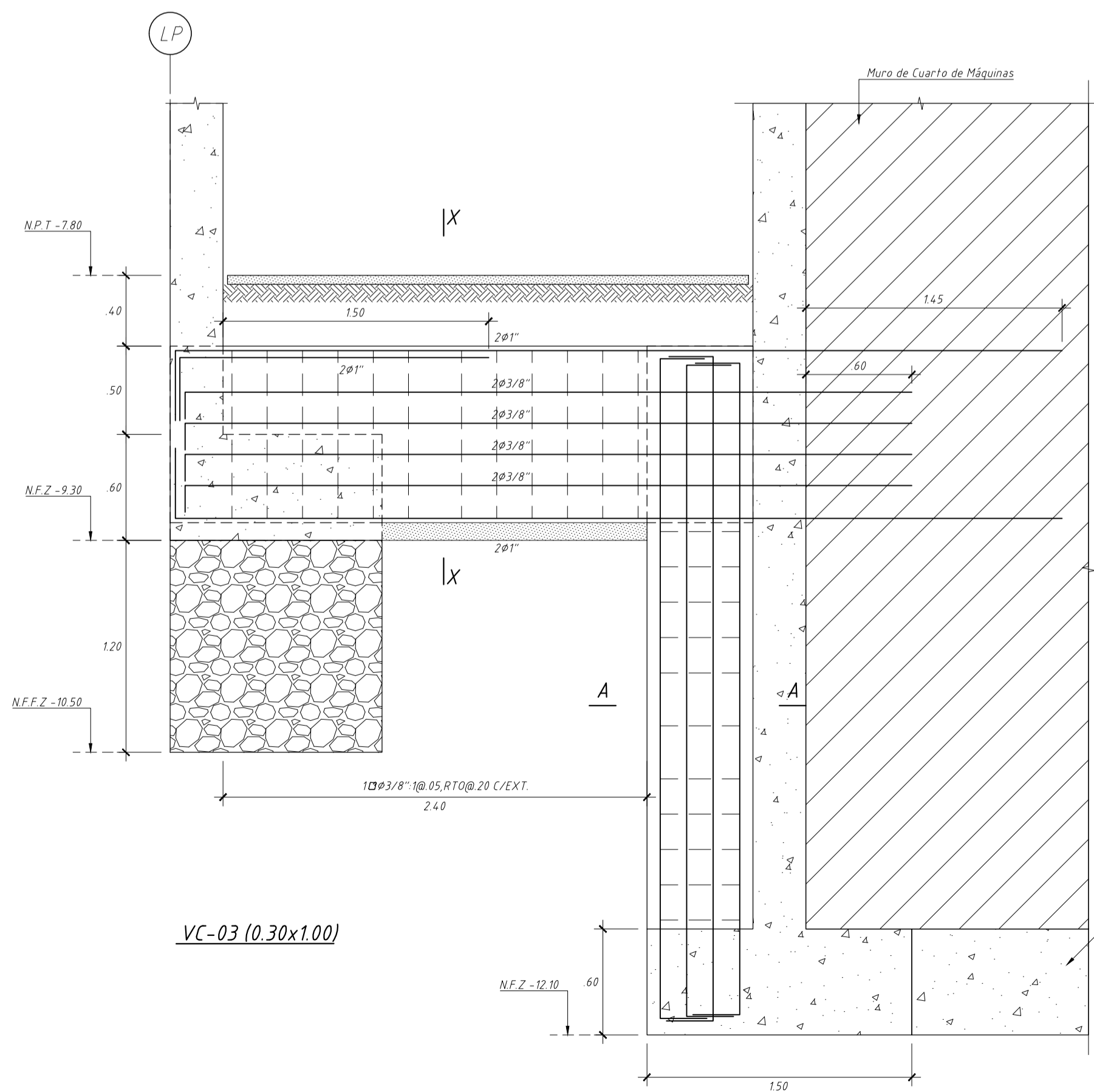
VC-01 (0.30x1.00)

X-X

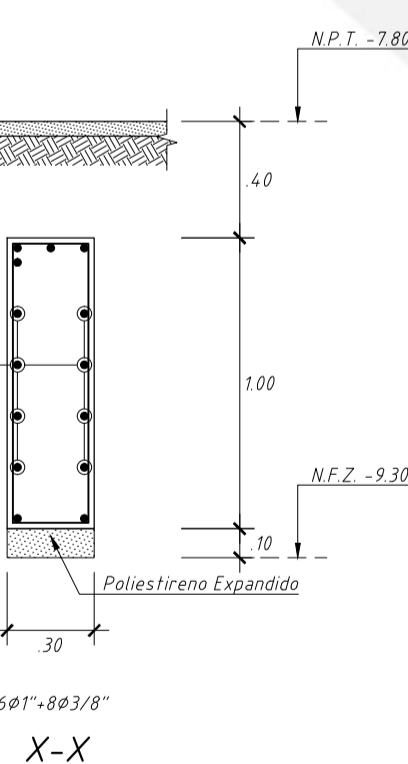


VC-02 (0.30x1.00)

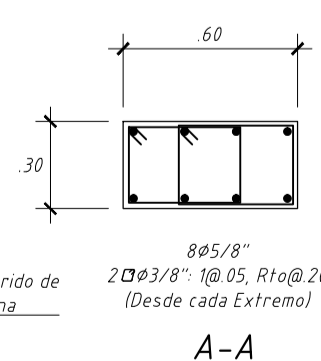
X-X



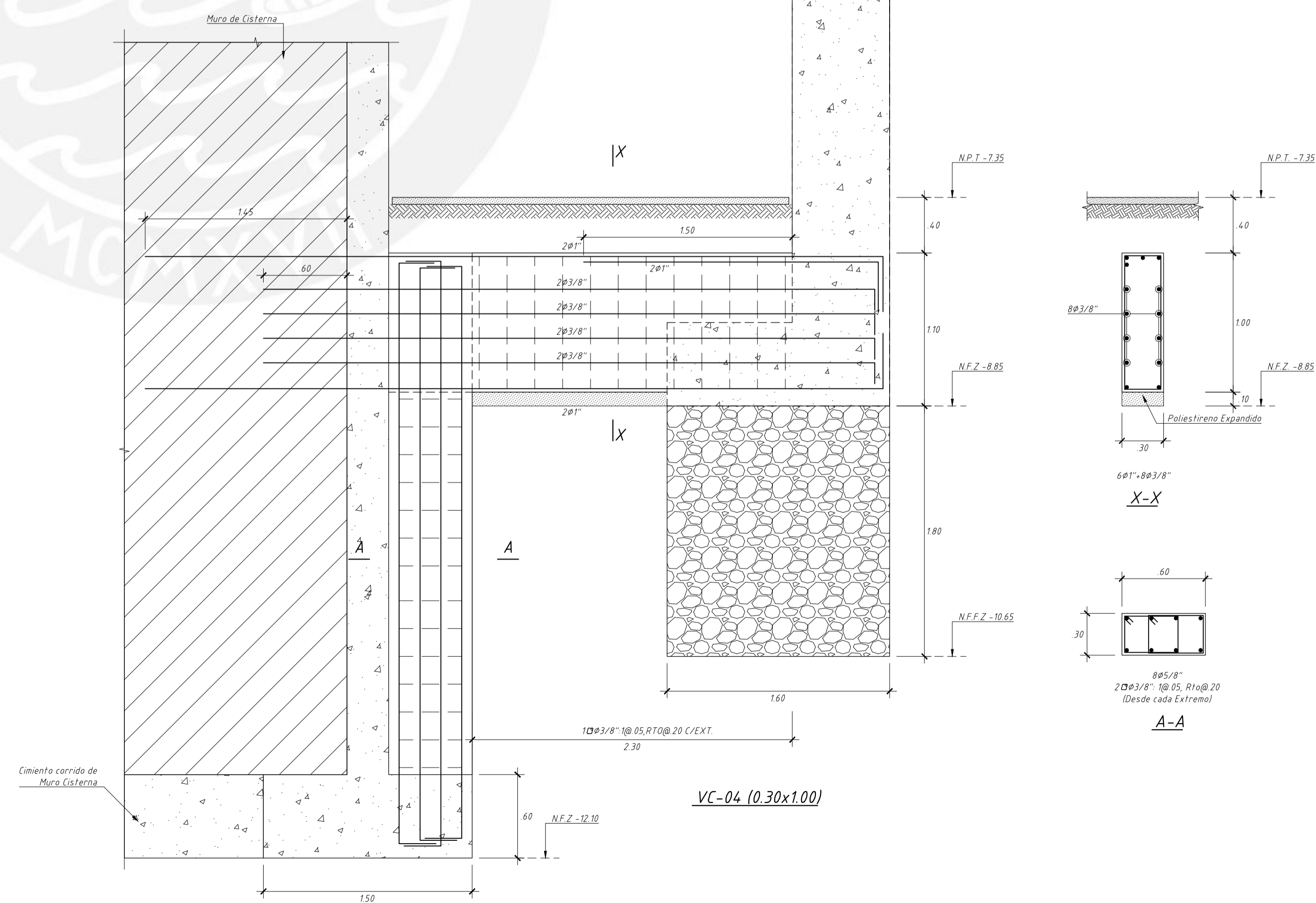
VC-03 (0.30x1.00)



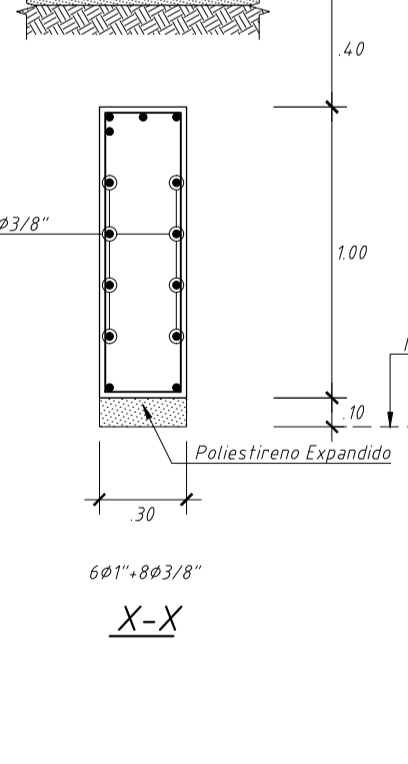
X-X



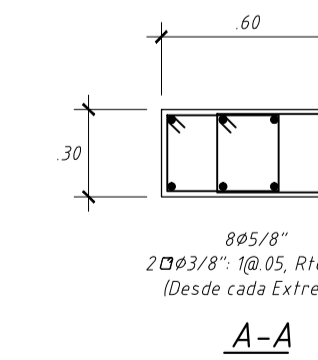
A-A



VC-04 (0.30x1.00)



X-X



A-A

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
CORTES DE CIMENTACIÓN (c)
VIGAS DE CIMENTACIÓN

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI


ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

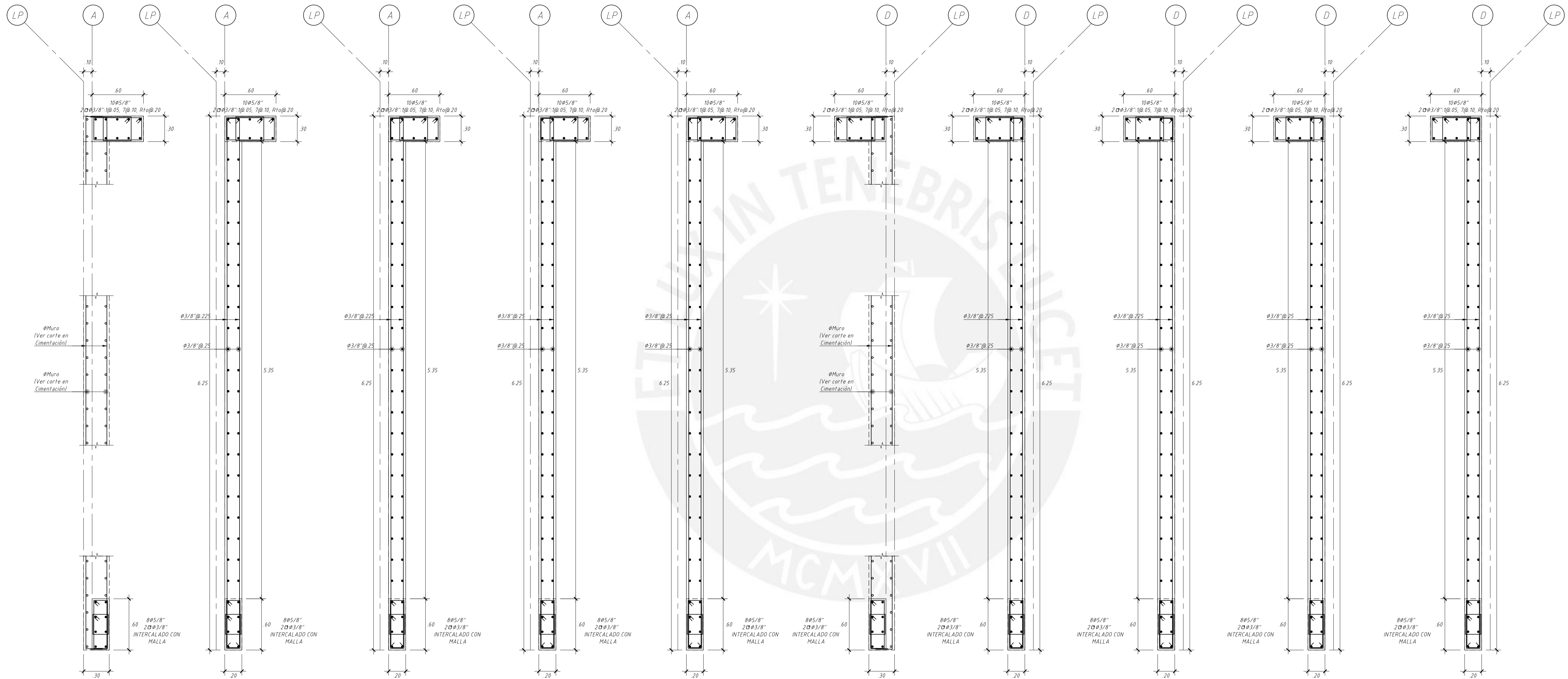
LAMINA:
E-06

FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNA	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06
De Cimentación a 1er. Sótano	<p>13ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 10@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>13ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 10@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>13ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>13ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>
De 1er. piso a 2do. piso	<p>10ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø1" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>		
De 3er. piso a 4to. piso	<p>6ø1"-4ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>6ø1"-4ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>6ø1"-4ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>6ø1"-4ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>		
De 5to. piso a 6to. piso	<p>4ø1"-6ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>4ø1"-6ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>4ø1"-6ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>4ø1"-6ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>		
7mo. piso a Azotea	<p>10ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>	<p>10ø3/4" 2Ø#3/8" 10@.05, 7@.10, R10@.20 (Desde cada Extremo)</p>		


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ
 PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 UBICACION:
 REGION: LIMA
 PROVINCIA: LIMA
 DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO
 ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS
 PLANO:
 COLUMNAS
 DISEÑO:
 BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI
 ASESOR RESPONSABLE:
 ING. WILSON SILVA BERRÍOS
 LAMINA:
E-07
 FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25



PL-01 (De Cím. a 1er.Sótano) (f'c=280 kg/cm²)
PL-01 (De 1er.Piso a 2do.Piso) (f'c=210 kg/cm²)
PL-01 (De 3er.Piso a 4to.Piso) (f'c=210 kg/cm²)
PL-01 (De 5to.Piso a 6to.Piso) (f'c=210 kg/cm²)
PL-01 (De 7mo.Piso a Azotea) (f'c=210 kg/cm²)
PL-02 (De Cím. a 1er.Sótano) (f'c=280 kg/cm²)
PL-02 (De 1er.Piso a 2do.Piso) (f'c=210 kg/cm²)
PL-02 (De 3er.Piso a 4to.Piso) (f'c=210 kg/cm²)
PL-02 (De 5to.Piso a 6to.Piso) (f'c=210 kg/cm²)
PL-02 (De 7mo.Piso a Azotea) (f'c=210 kg/cm²)


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
 REGION: LIMA
 PROVINCIA: LIMA
 DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
 PLACAS (a)

DISÑO:
 BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

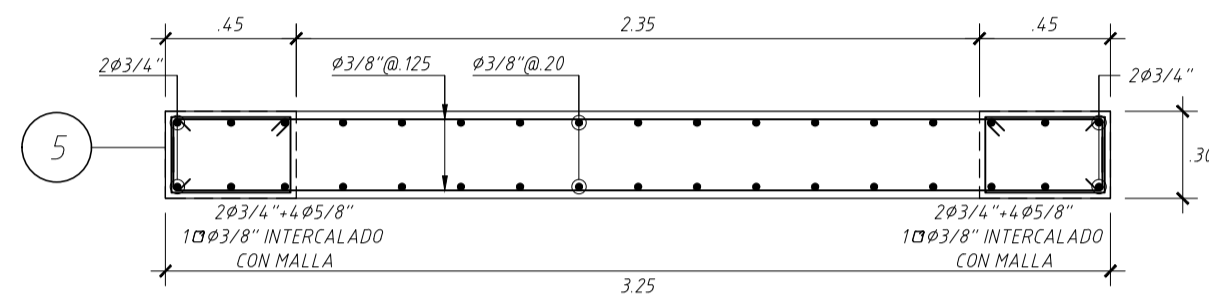
ASESOR RESPONSABLE:
 ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-08

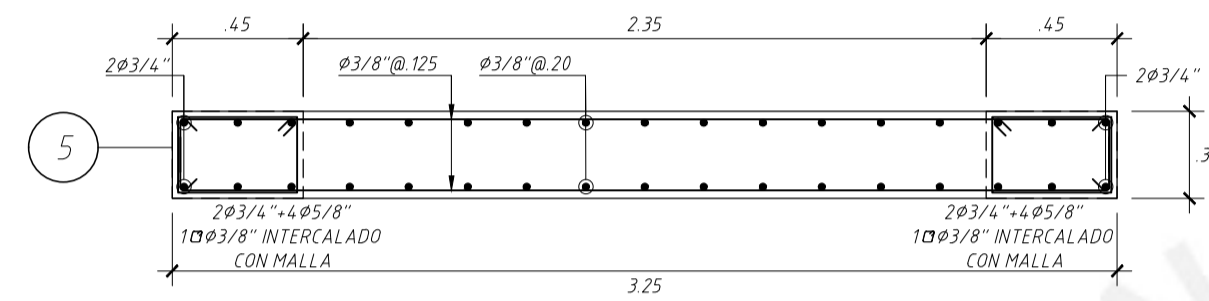
FECHA: OCTUBRE 2019 **ESCALA:** 1:25

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

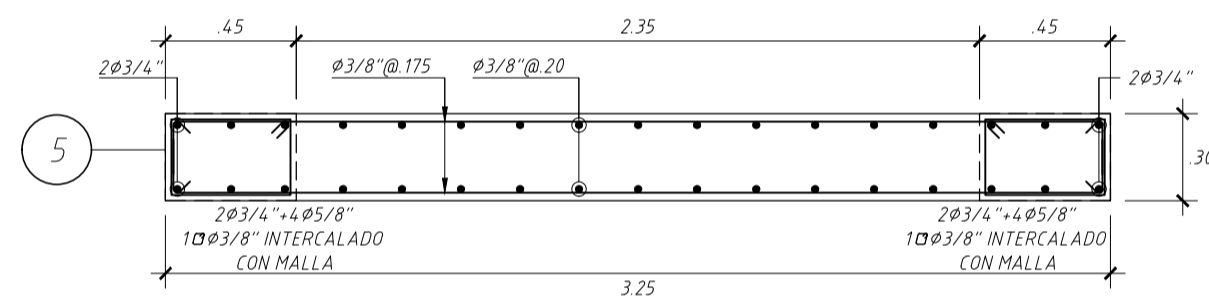
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



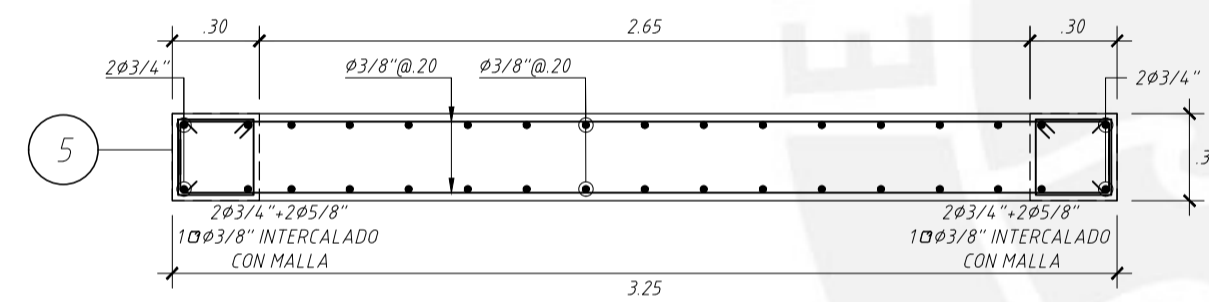
PL-06 (De Cimentación a 1er.Sótano)
(f'c=280 kg/cm²)



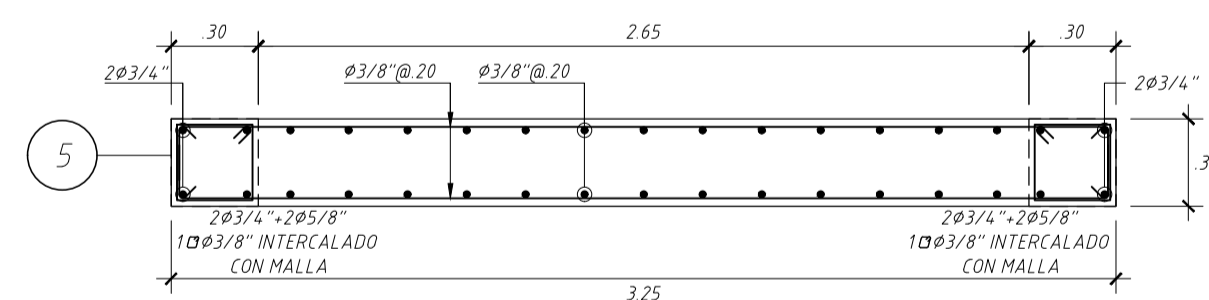
PL-06 (De 1er.Piso a 2do.Piso)
(f'c=210 kg/cm²)



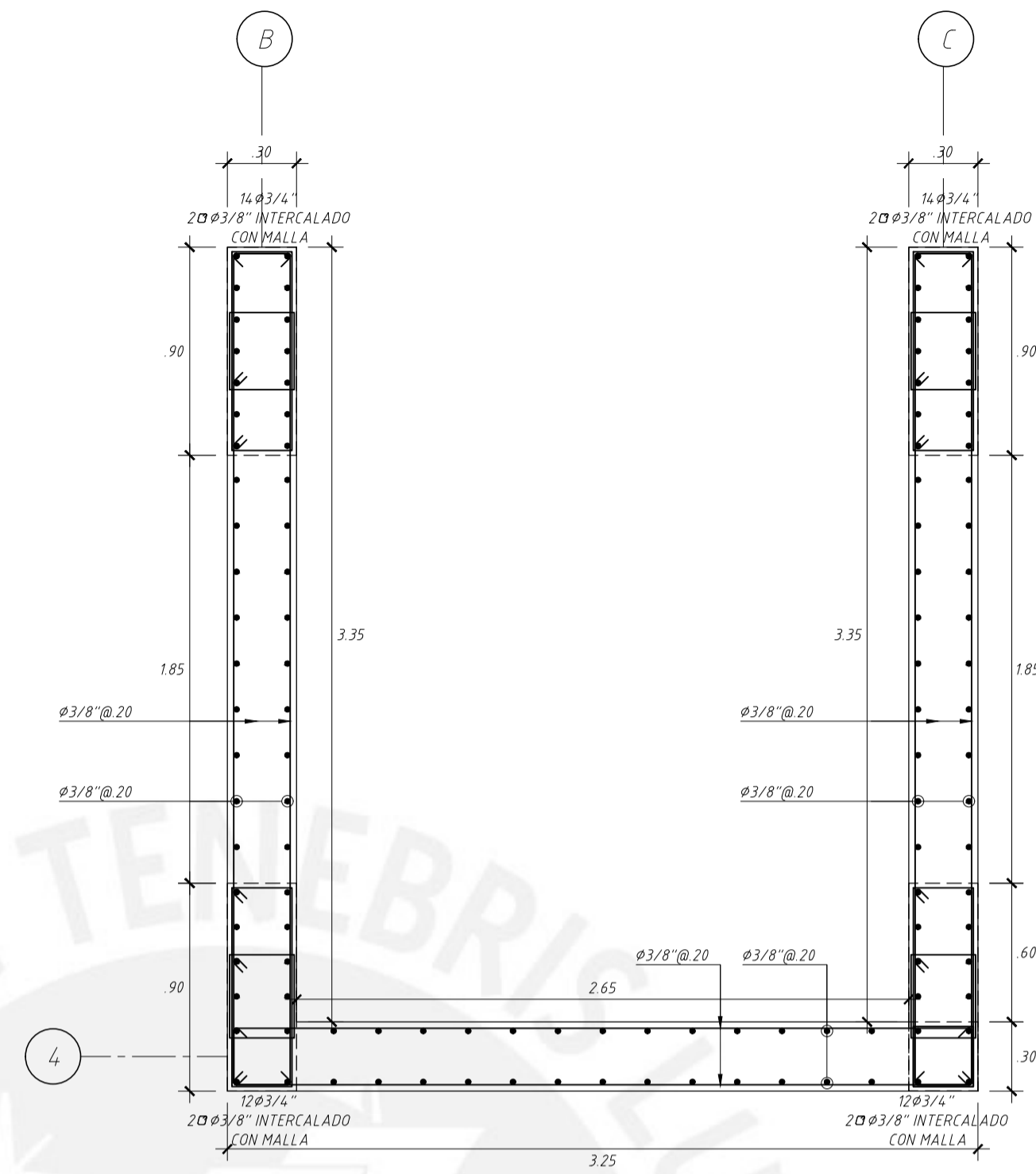
PL-06 (De 3er.Piso a 4to.Piso)
(f'c=210 kg/cm²)



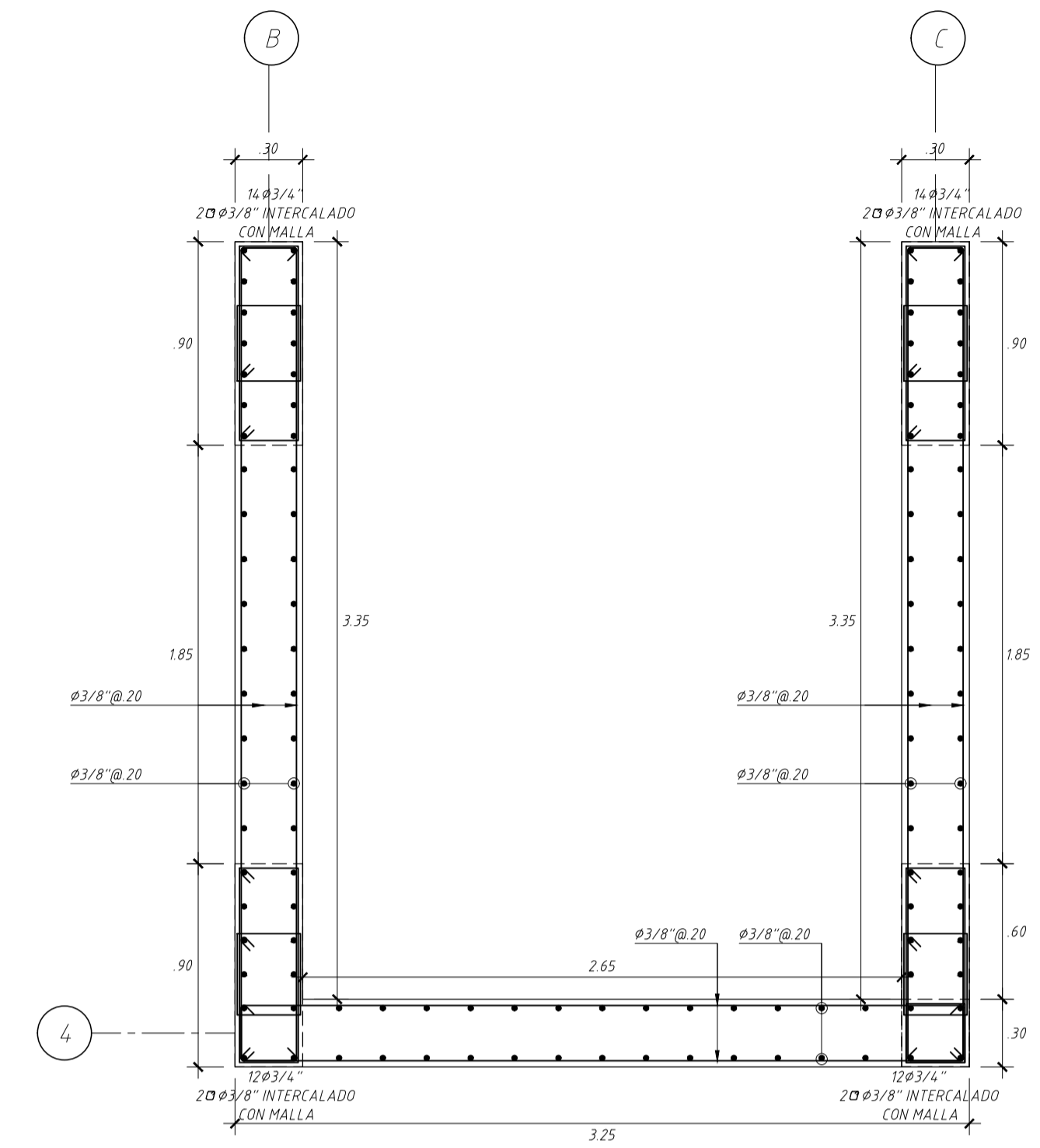
PL-06 (De 5to.Piso a 6to.Piso)
(f'c=210 kg/cm²)



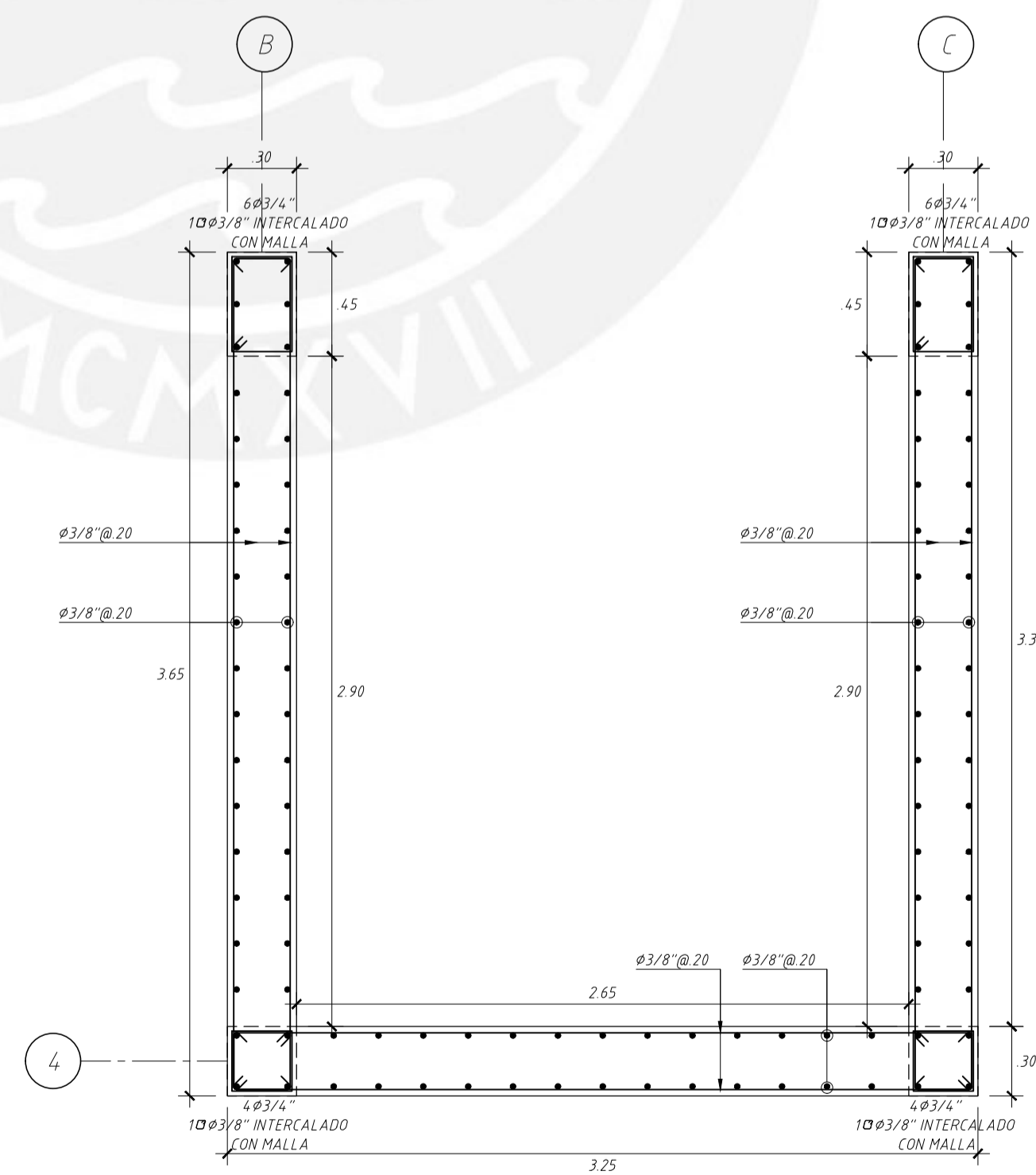
PL-06 (De 7mo.Piso a Azotea)
(f'c=210 kg/cm²)



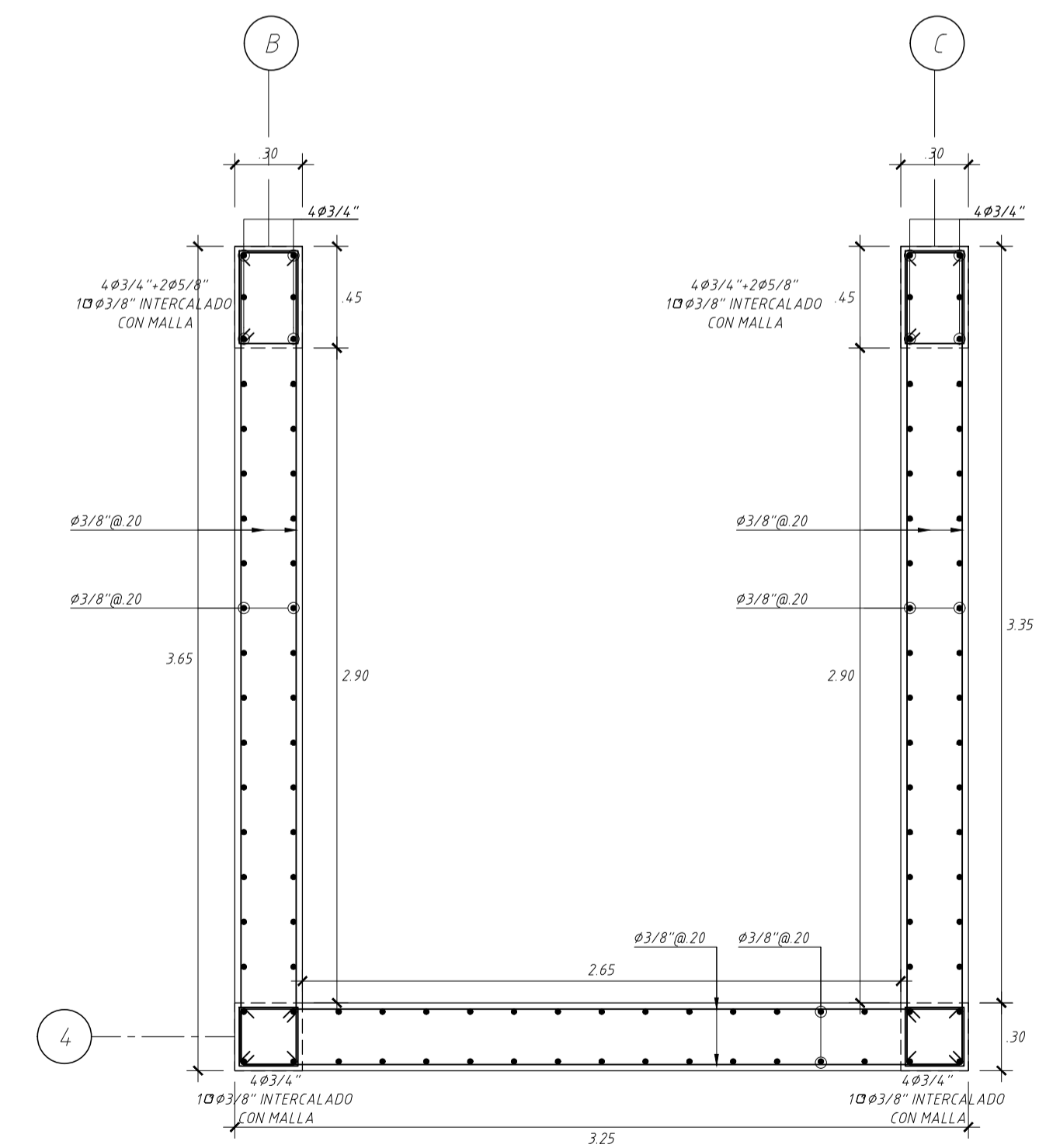
PL-05 (De Cimentación a 1er. Sótano)
(f'c=280 kg/cm²)



PL-05 (De 1er. Piso a 4to. Piso)
(f'c=210 kg/cm²)



PL-05 (5to. Piso a 6to. Piso)
(f'c=210 kg/cm²)



PL-05 (7mo.Piso a Azotea)
(f'c=210 kg/cm²)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

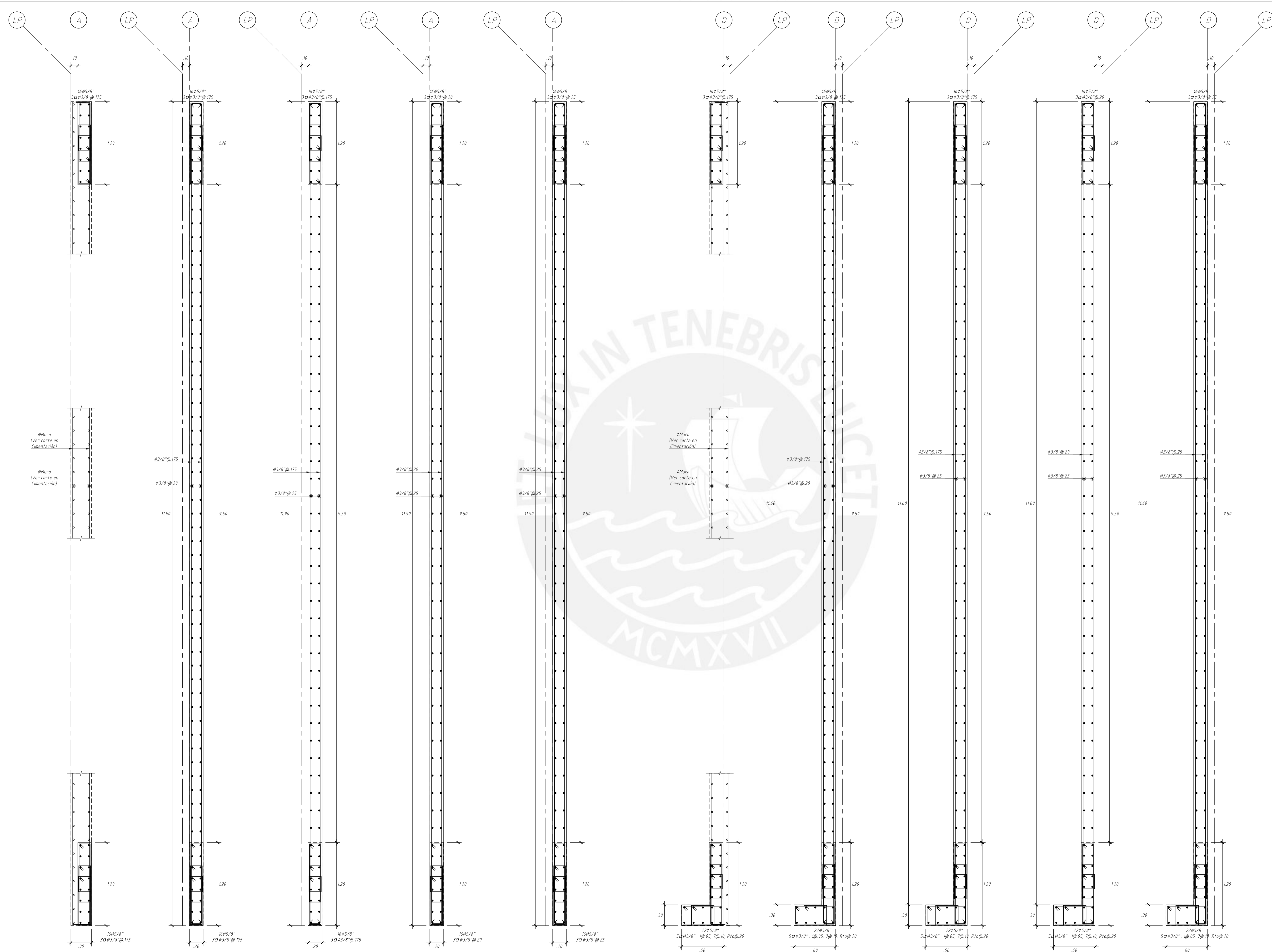
PLANO:
PLACAS (b)

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRIÓS

LAMINA:
E-09

FECHA: OCTUBRE 2019 | ESCALA: 1:25



PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
PLACAS (c)

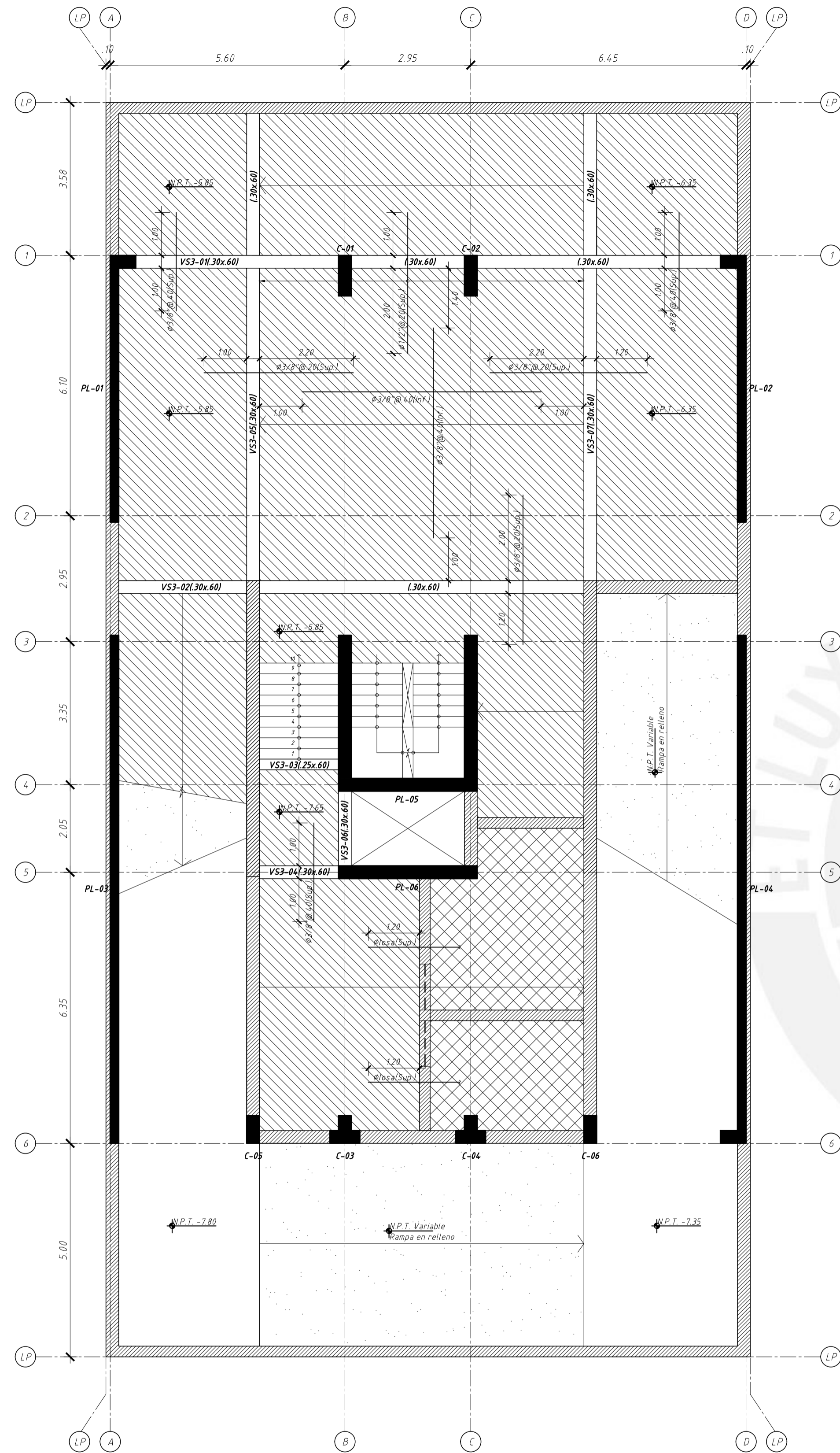
DISENO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRIOS

LAMINA:
E-10

FECHA: OCTUBRE 2019
ESCALA: 1:25

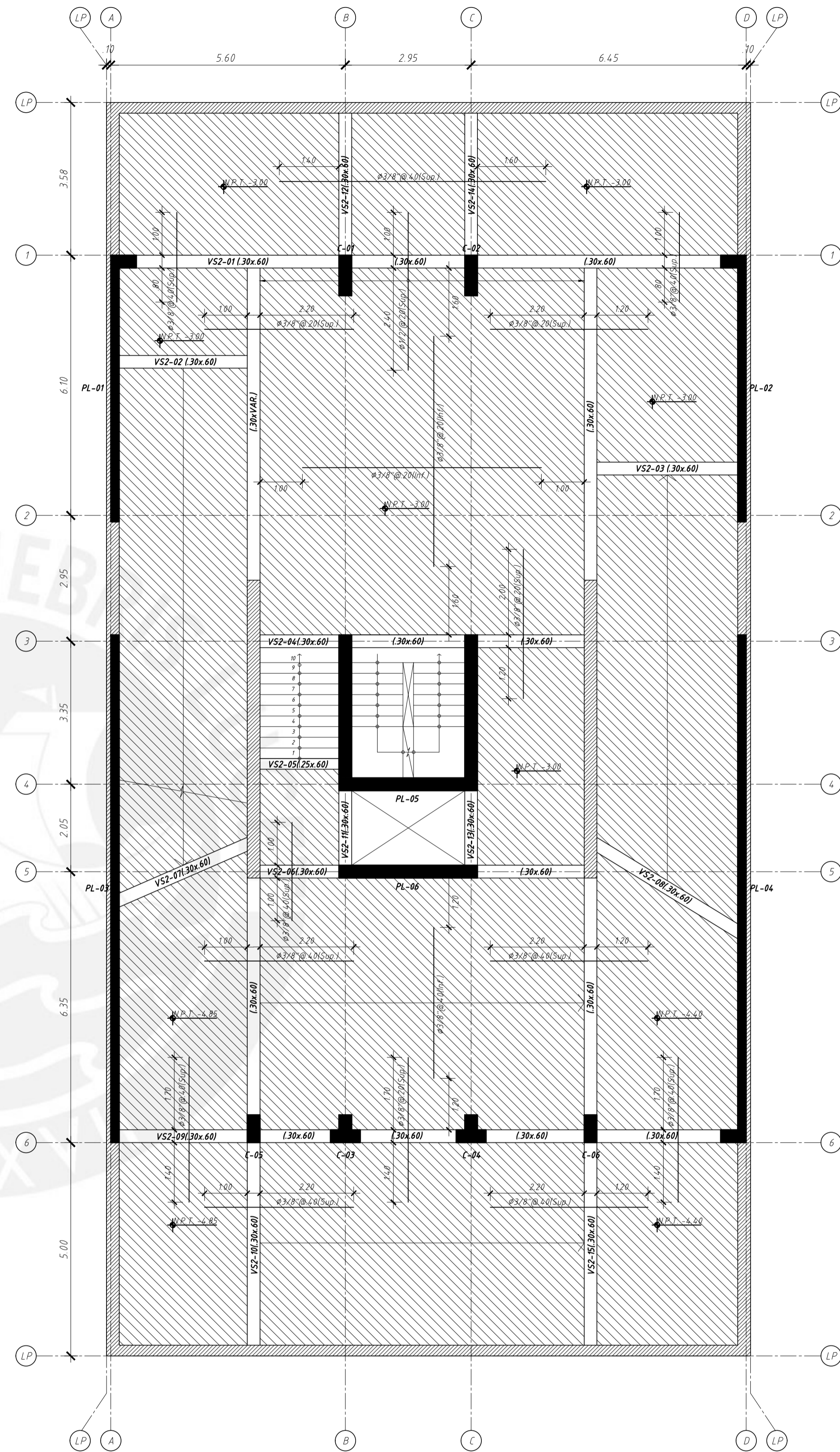
PL-03 (De Cim. a 1er. Sótano) (f'c=280 kg/cm2)
PL-03 (De 1er.Piso a 2do.Piso) (f'c=210 kg/cm2)
PL-03 (De 3er.Piso a 4to.Piso) (f'c=210 kg/cm2)
PL-03 (De 5to.Piso a 6to.Piso) (f'c=210 kg/cm2)
PL-03 (De 7mo.Piso a Azotea) (f'c=210 kg/cm2)
PL-04 (De Cim. a 1er.Sótano) (f'c=280 kg/cm2)
PL-04 (De 1er.Piso a 2do.Piso) (f'c=210 kg/cm2)
PL-04 (De 3er.Piso a 4to.Piso) (f'c=210 kg/cm2)
PL-04 (De 5to.Piso a 6to.Piso) (f'c=210 kg/cm2)
PL-04 (De 7mo.Piso a Azotea) (f'c=210 kg/cm2)



ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO 3

ESCALA: 1/75
(S/C=250 kg/m²)

- LOSA DE H=0.20m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8 @ 40
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8 @ 20
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- LOSA DE H=0.20m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8 @ 20
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8 @ 20
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO 2

ESCALA: 1/75
(S/C=250 kg/m²)

- LOSA DE H=0.20m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8 @ 40
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8 @ 20
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

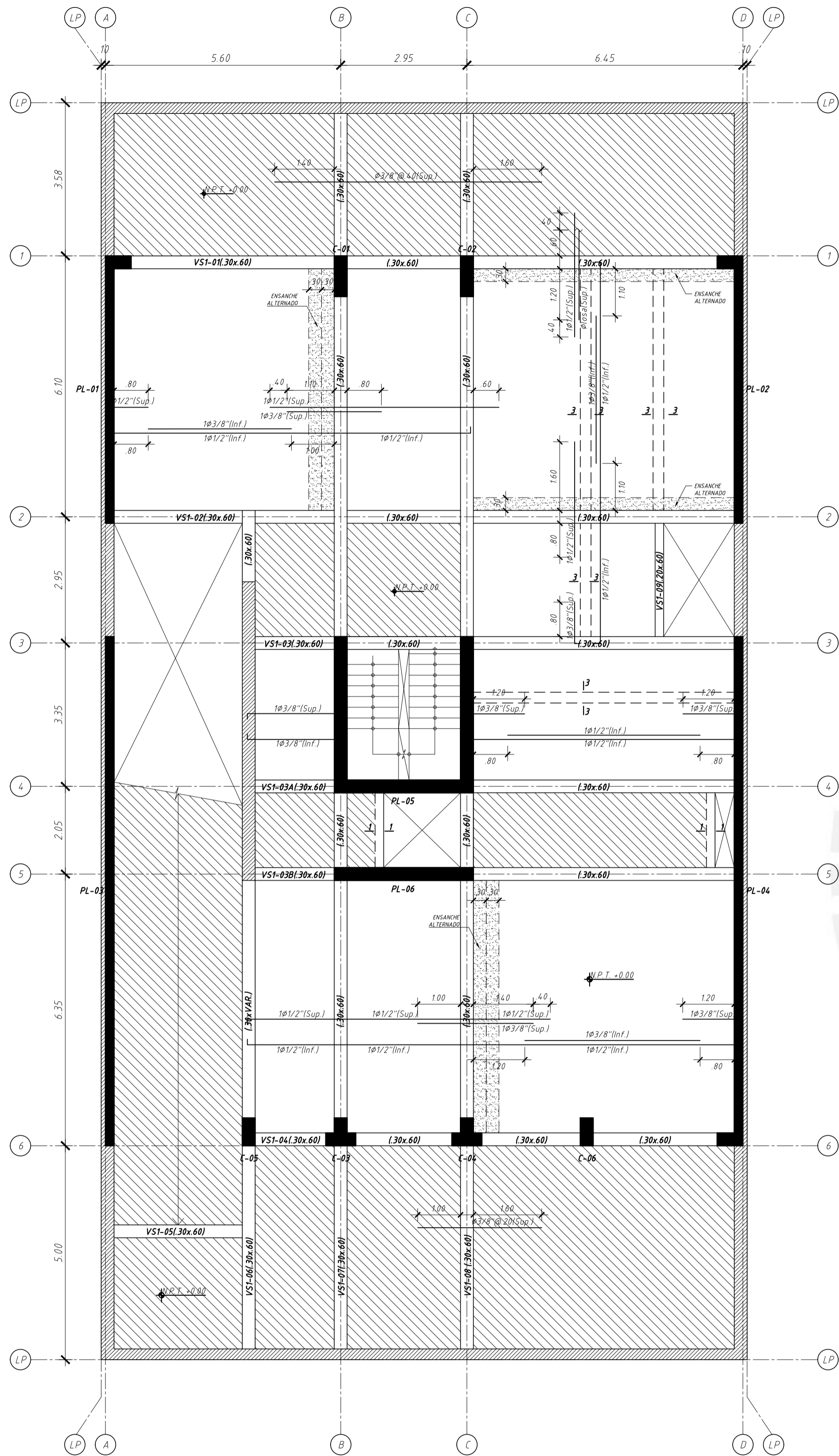
PLANO:
ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANOS 3 Y 2

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS


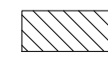
LAMINA:
E-11

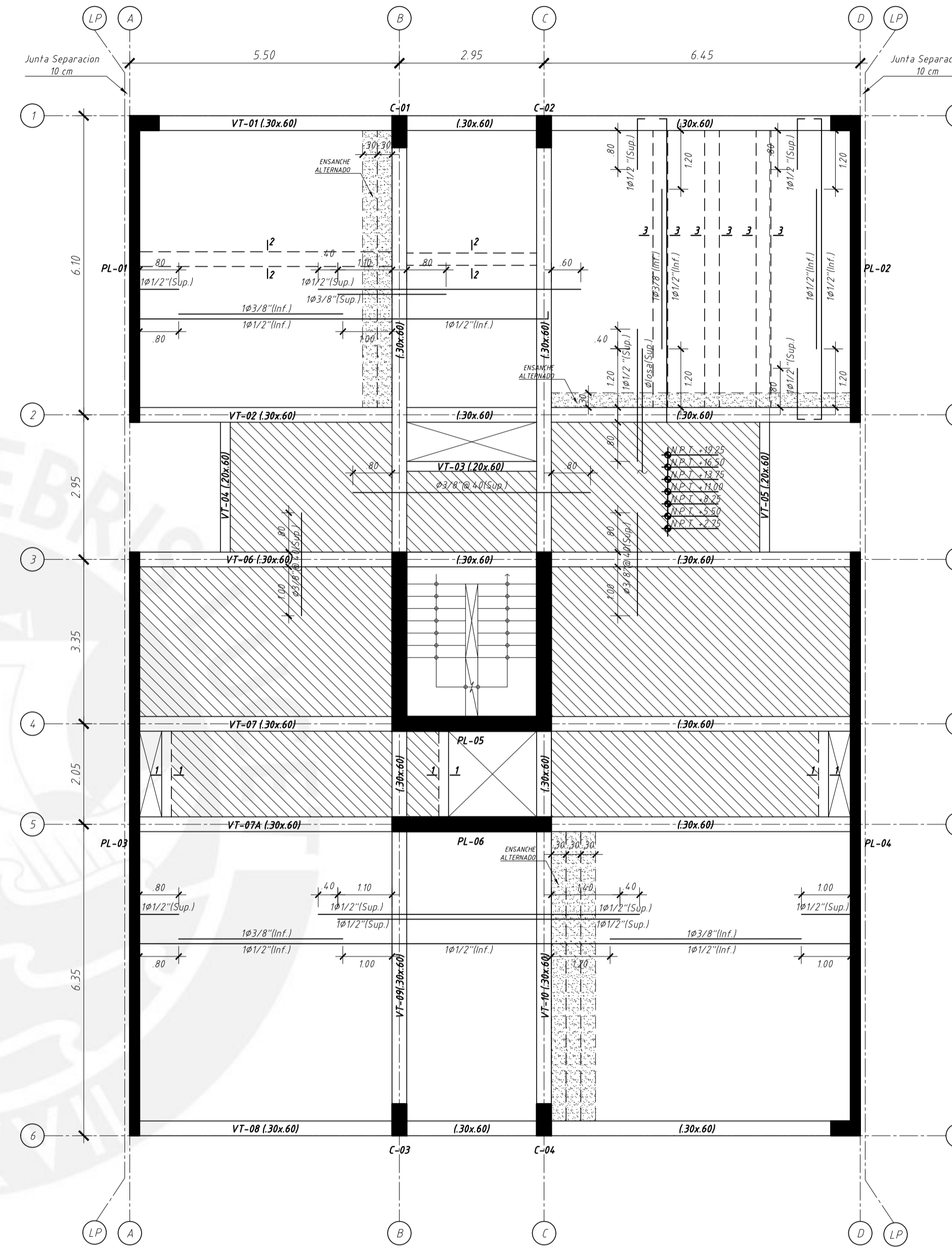
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1/75



ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO 1



ESCALA: 1/75
(S/C=250 kg/m²)

- 
LOSA DE H=0.25m
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE ϕ 1/4" @ 25m
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 
LOSA DE H=0.20m
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ϕ 3/8" @ 40
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ϕ 3/8" @ 20
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



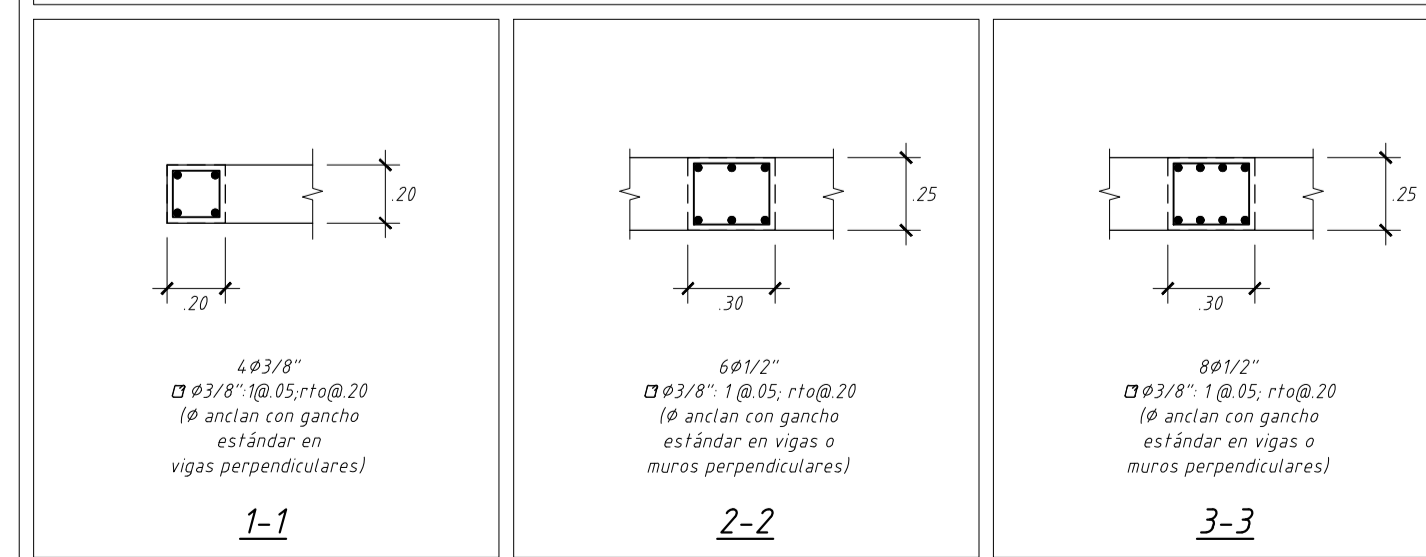
ENCOFRADO DE TECHO DE PISO TÍPICO

ESCALA: 1/75
(S/C=200 kg/m²)

- 
LOSA DE H=0.25m
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE ϕ 1/4" @ 25m
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 
LOSA DE H=0.20m
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ϕ 3/8" @ 40
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ϕ 3/8" @ 20
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

CORTES DE TECHO PARA PISO TÍPICO Y SÓTANO 1

ESCALA: 1/25



PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

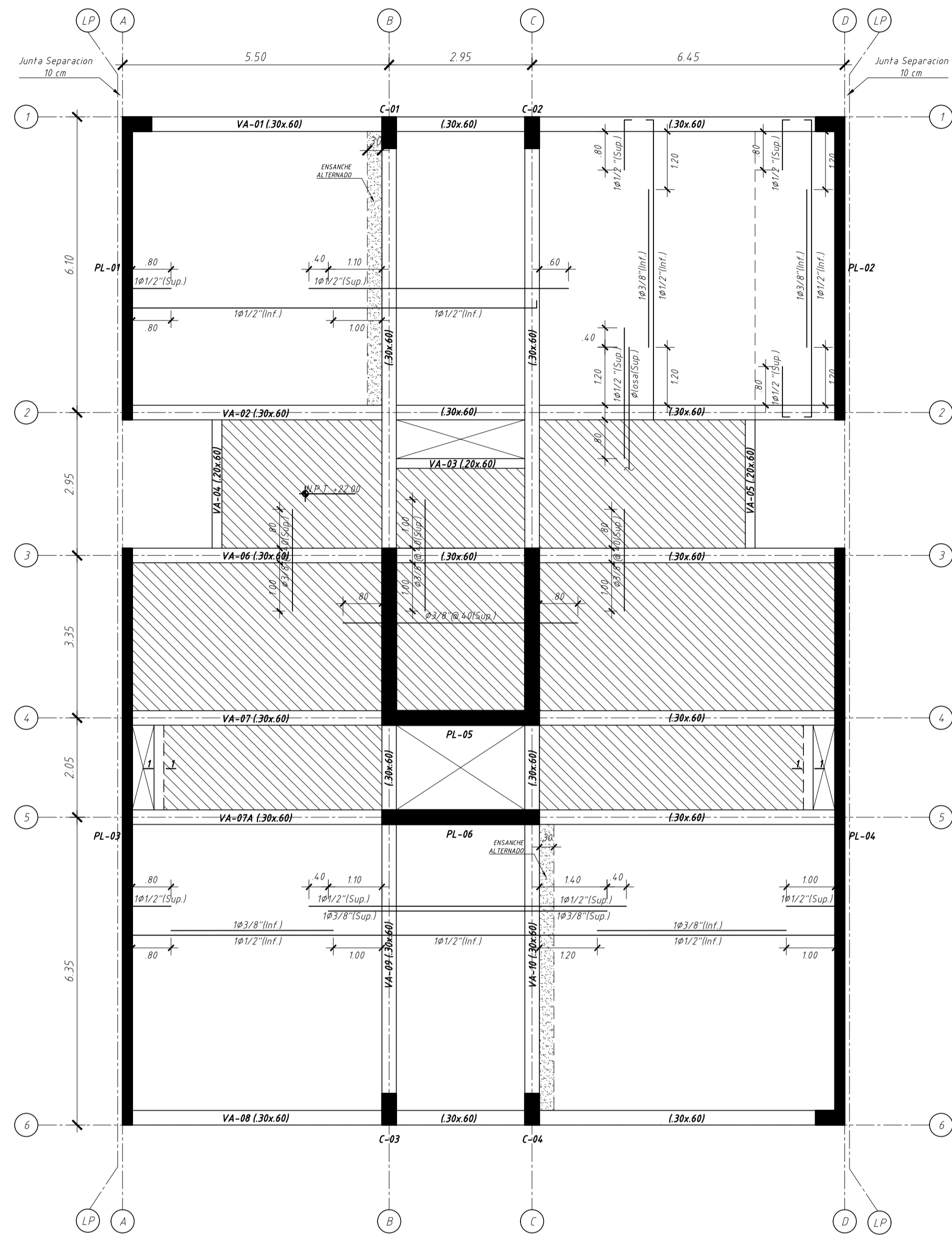
PLANO:
ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO 1 Y PISO TÍPICO

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-12

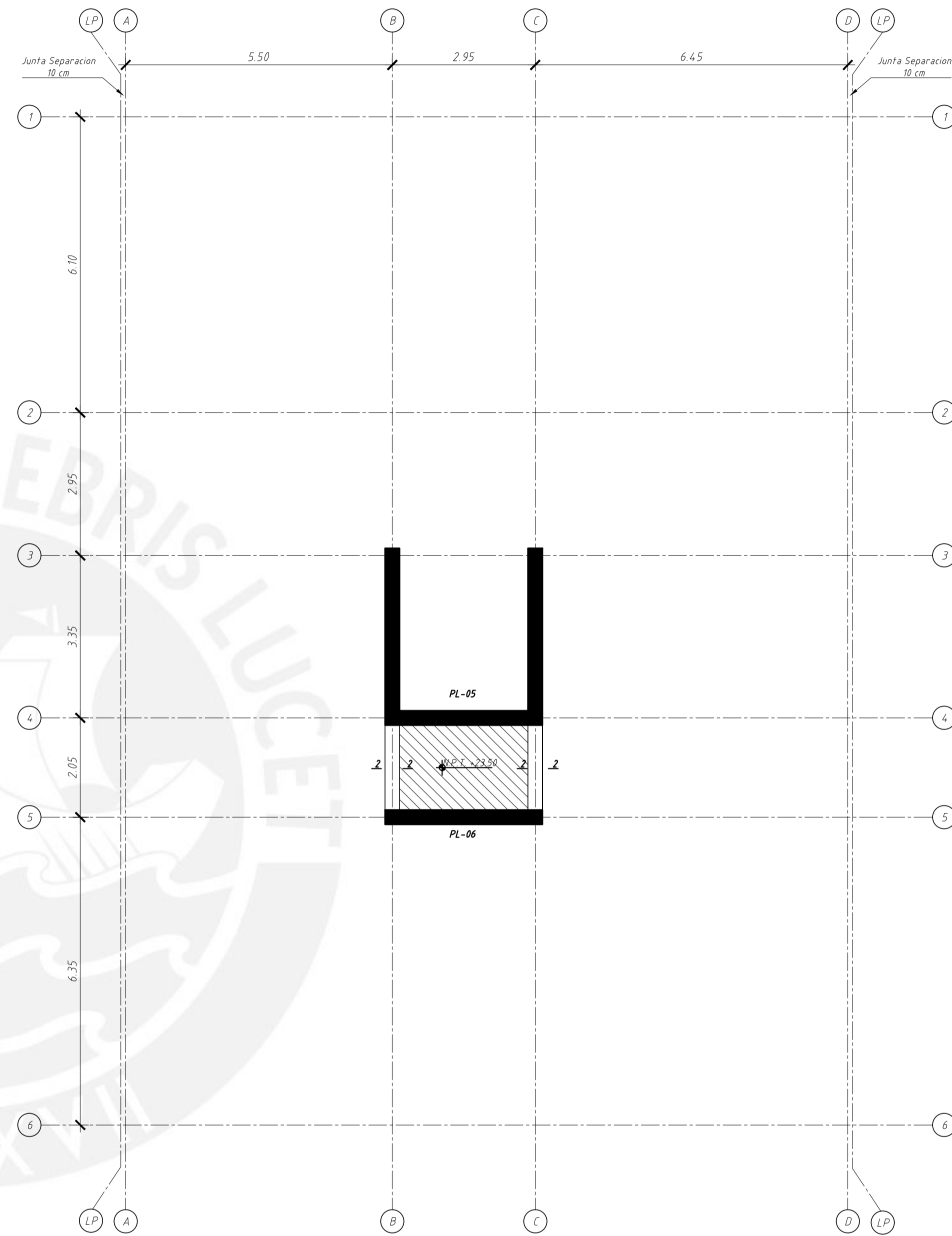
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1/75 - 1/25



ENCOFRADO DE TECHO DE 7mo. PISO

ESCALA: 1/75
(S/C=100 kg/m²)

- LOSA DE H=0.25m
LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40
MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø 1/4" @ 25m
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 3/8" @ 40
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 20
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



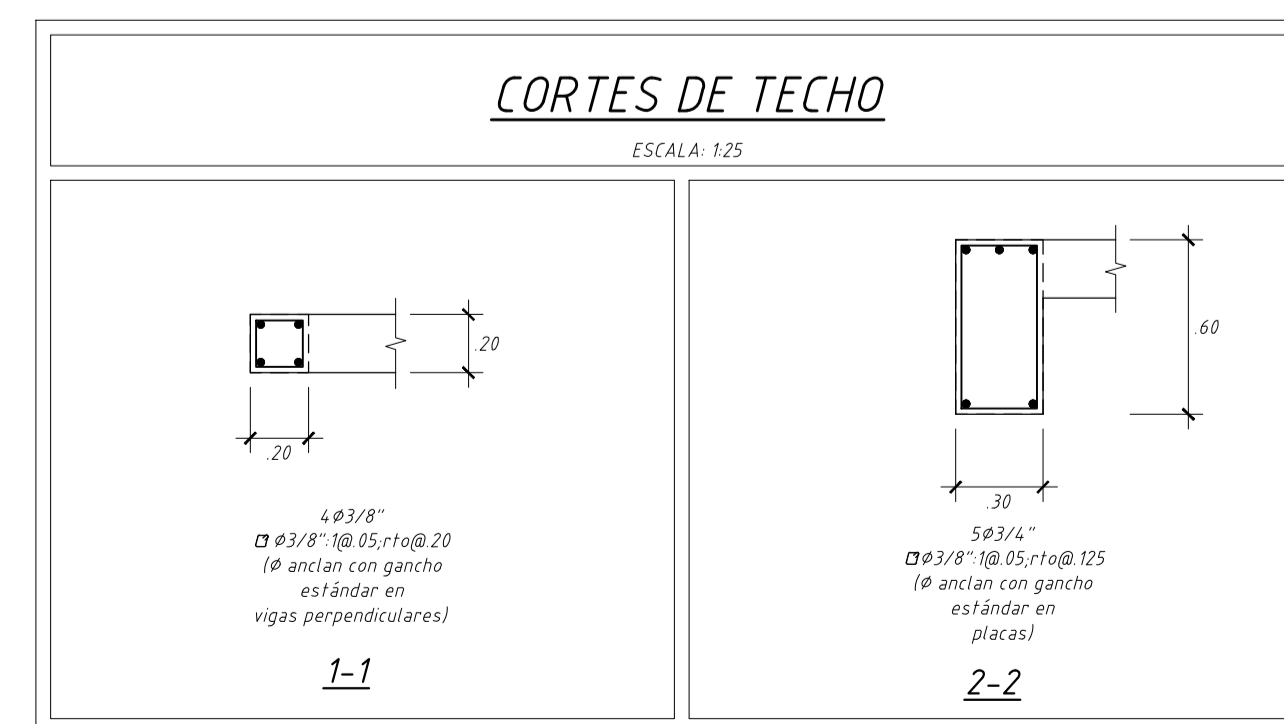
ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA

ESCALA: 1/75
(S/C=1000 kg/m²)

- LOSA DE H=0.20m
- LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 3/8" @ 40
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 20
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

CORTES DE TECHO

ESCALA: 1/25



PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

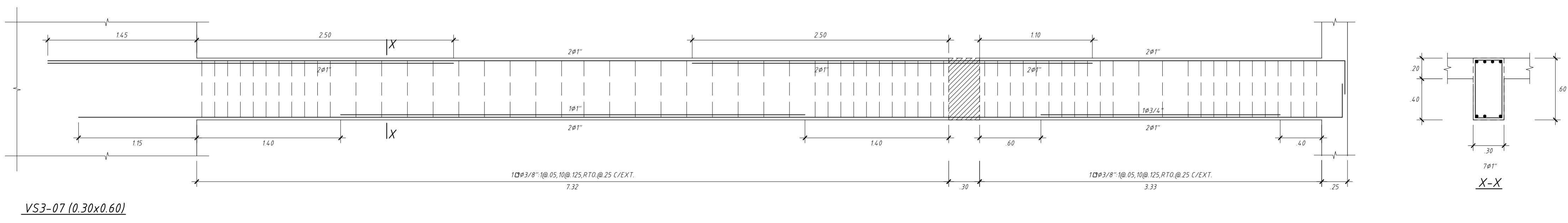
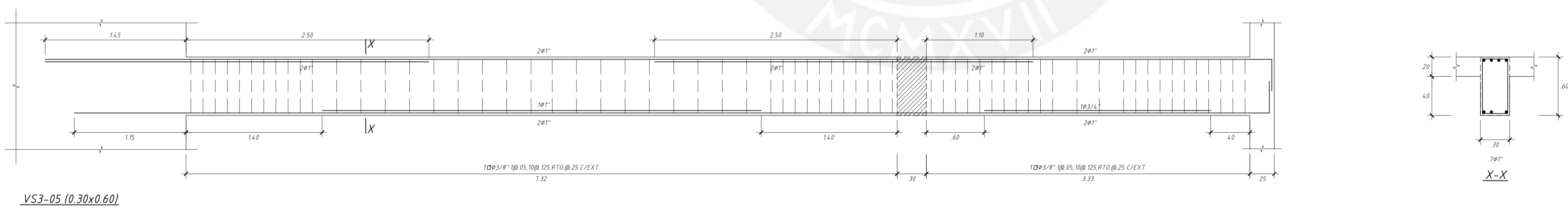
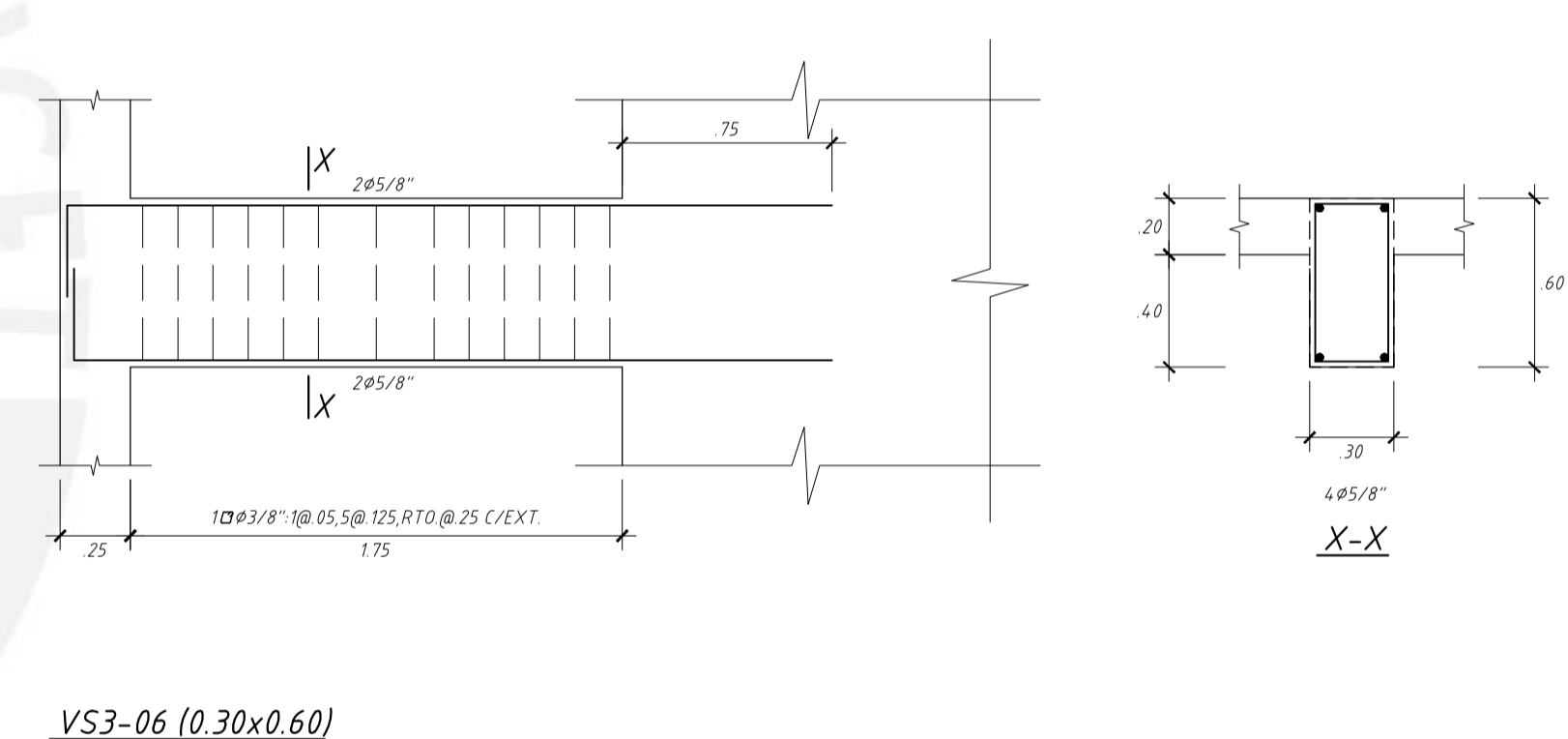
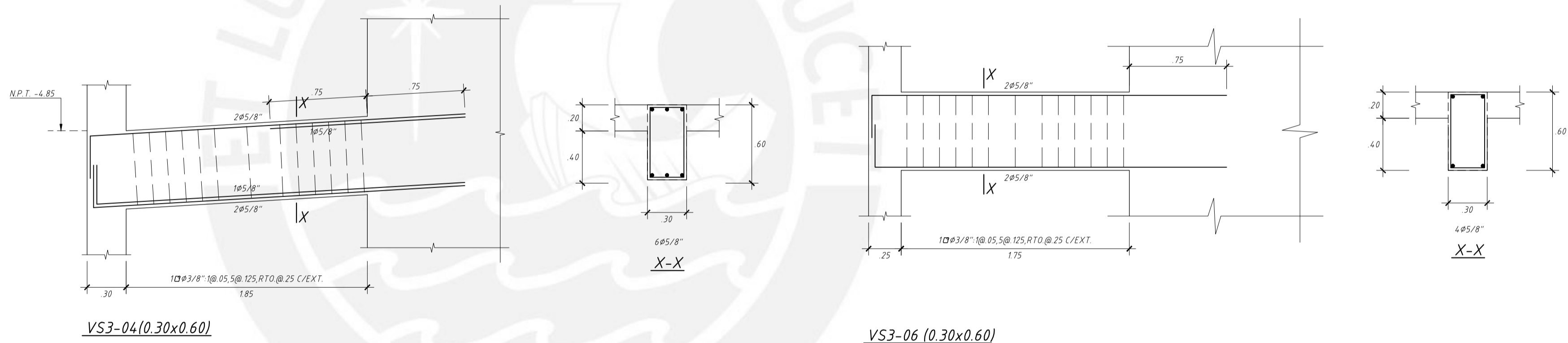
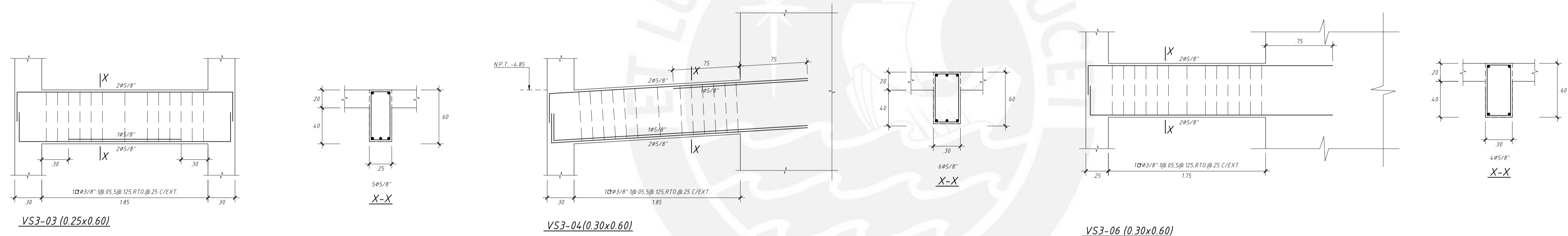
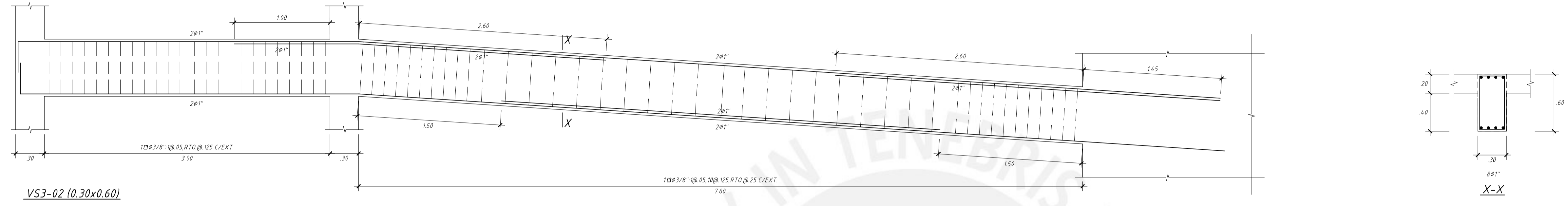
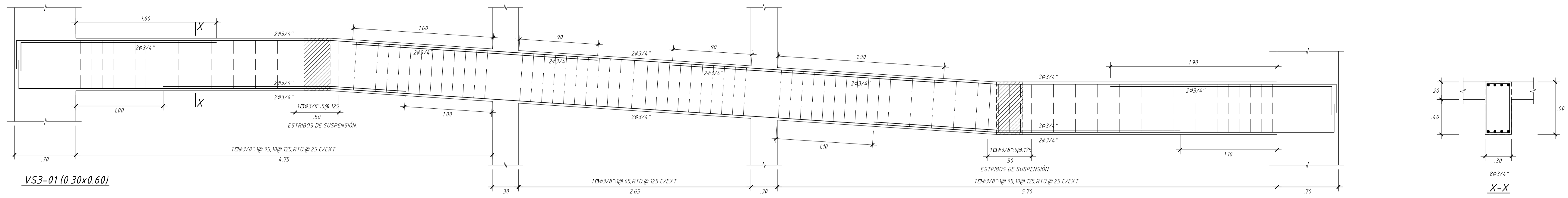
PLANO:
ENCOFRADO DE TECHO DE 7mo. PISO Y AZOTEA


DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

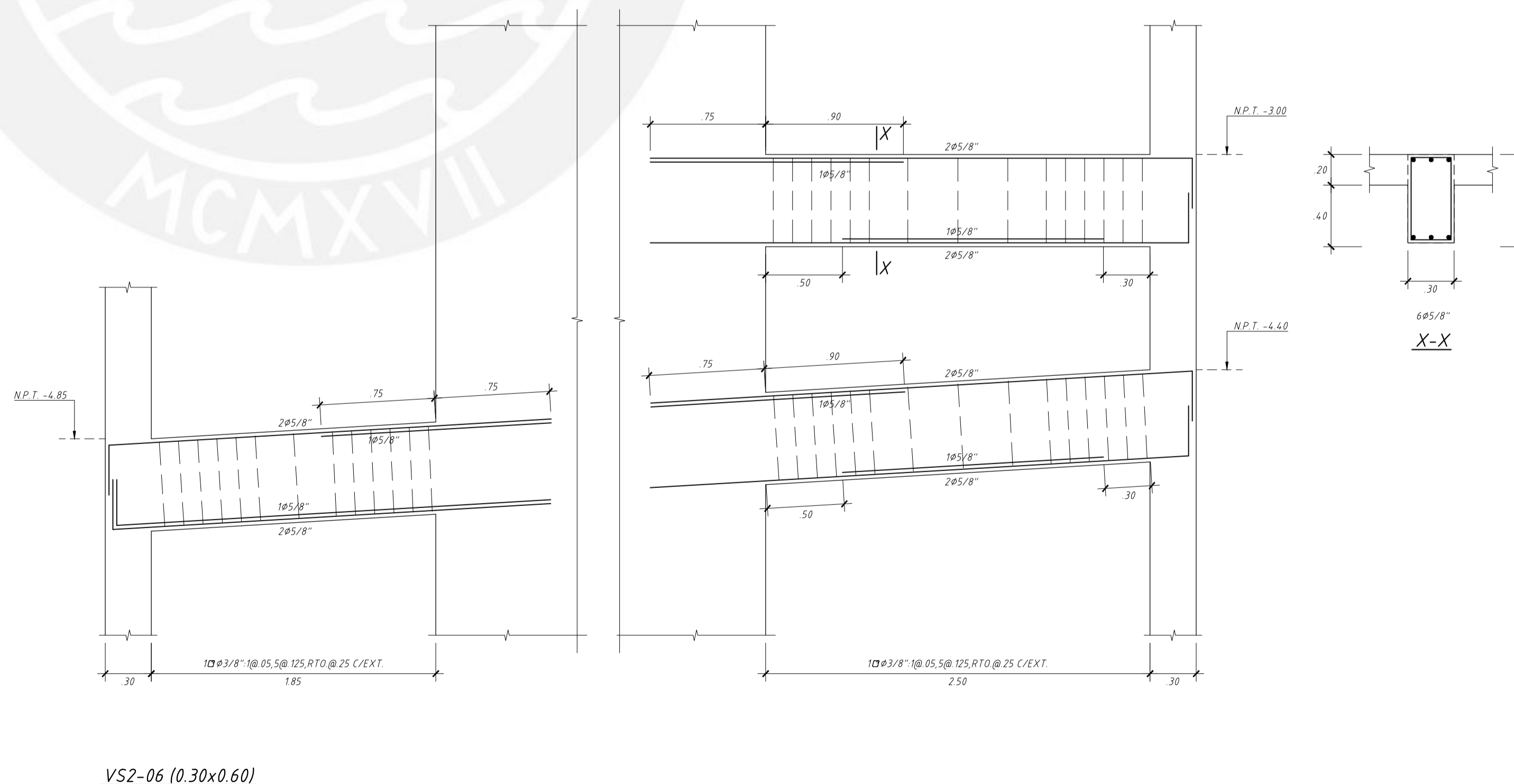
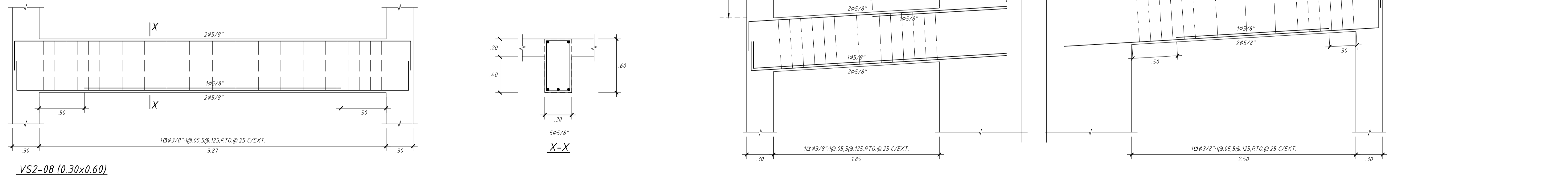
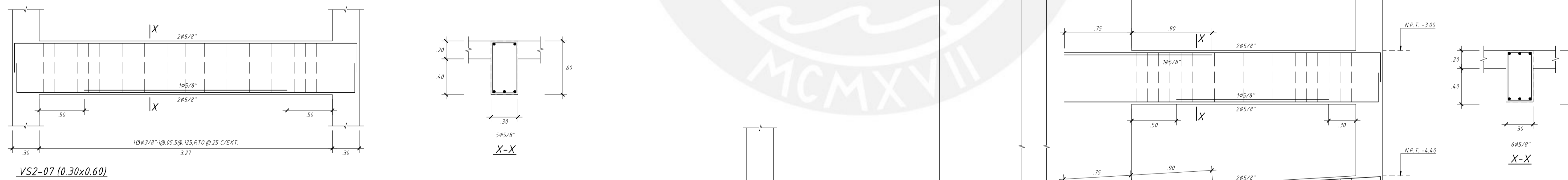
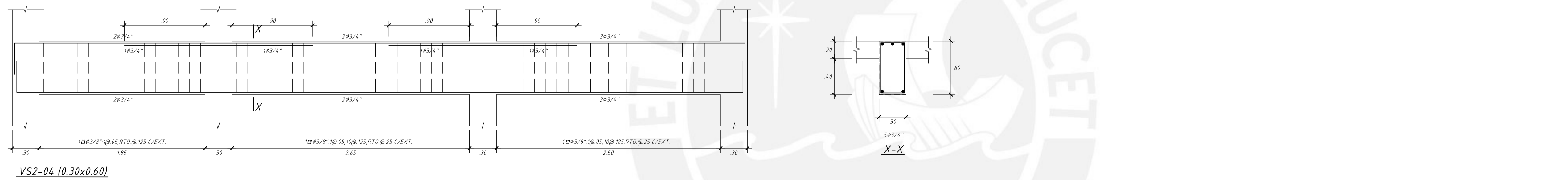
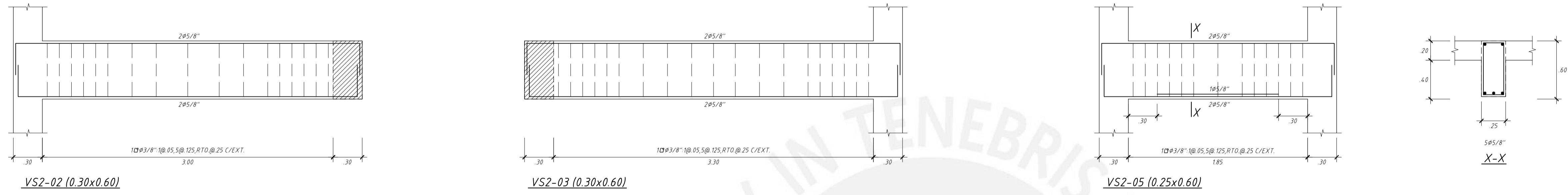
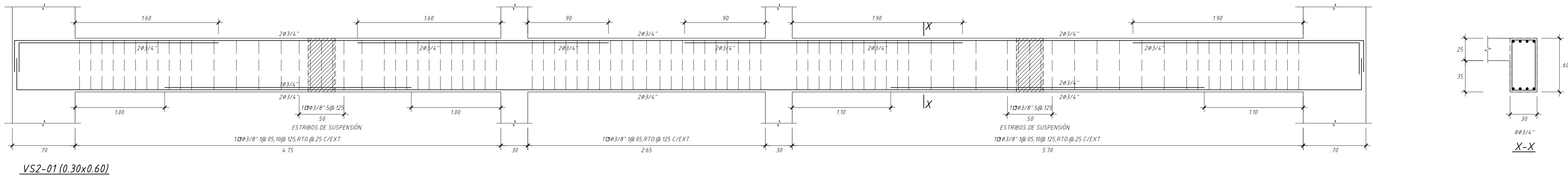
ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-13

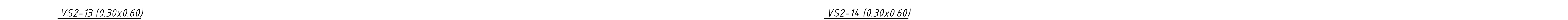
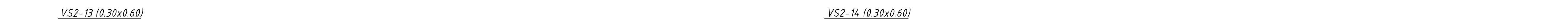
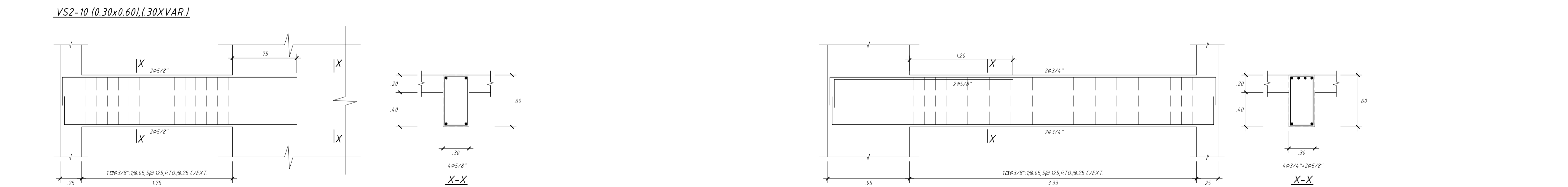
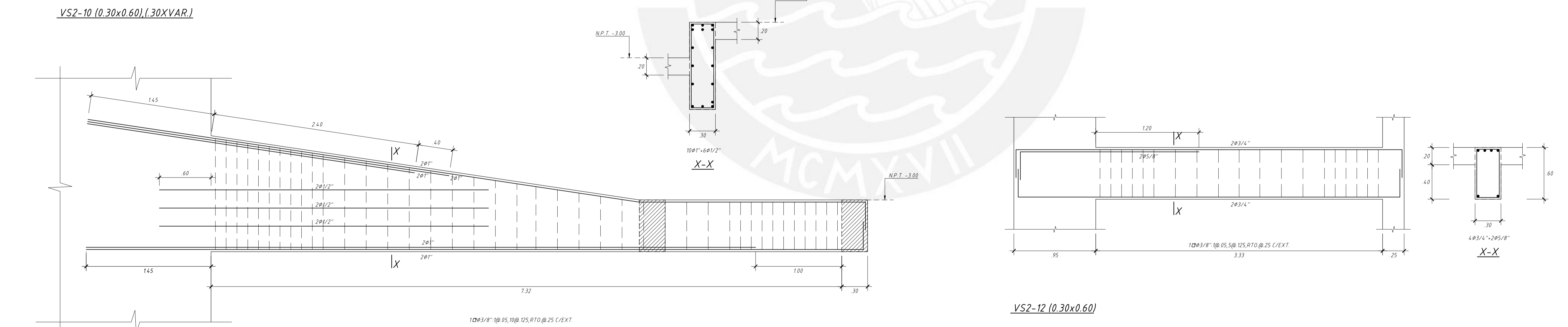
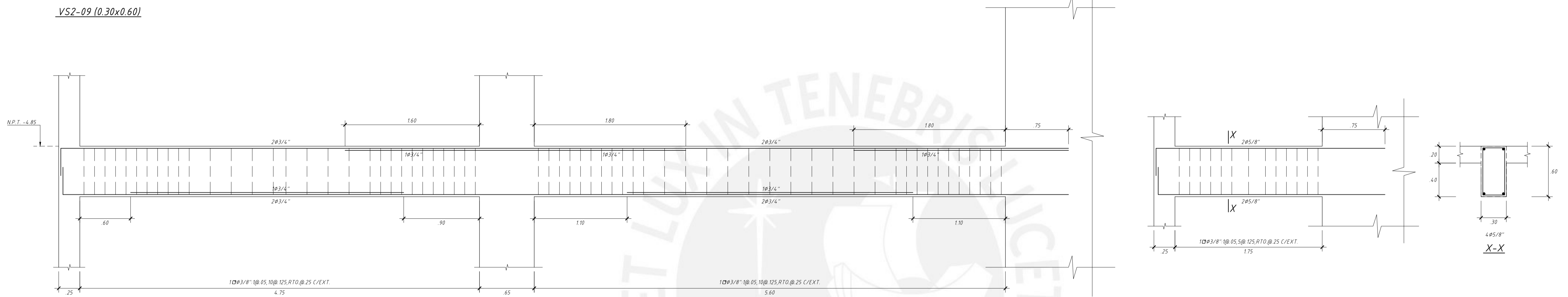
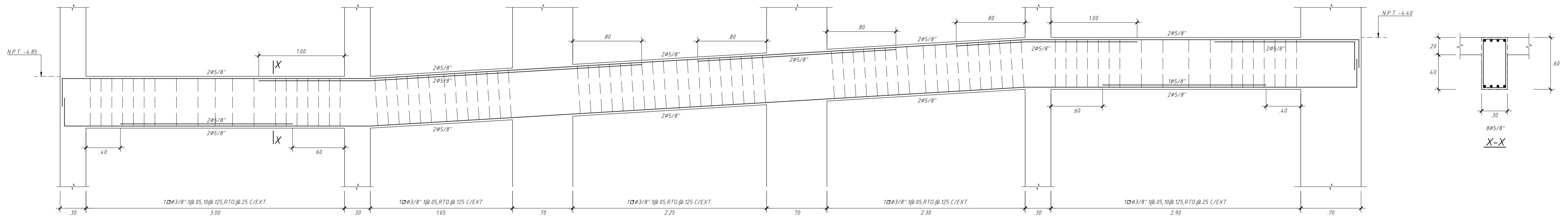
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1/75 - 1/25



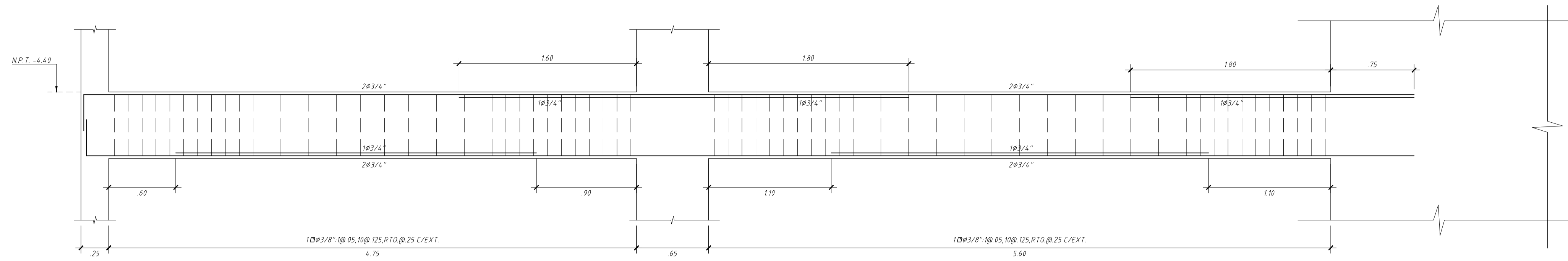
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
UBICACIÓN: REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS DE SÓTANO 3	
DISÑO: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA: E-14	
FECHA: OCTUBRE 2019	ESCALA: 1:25



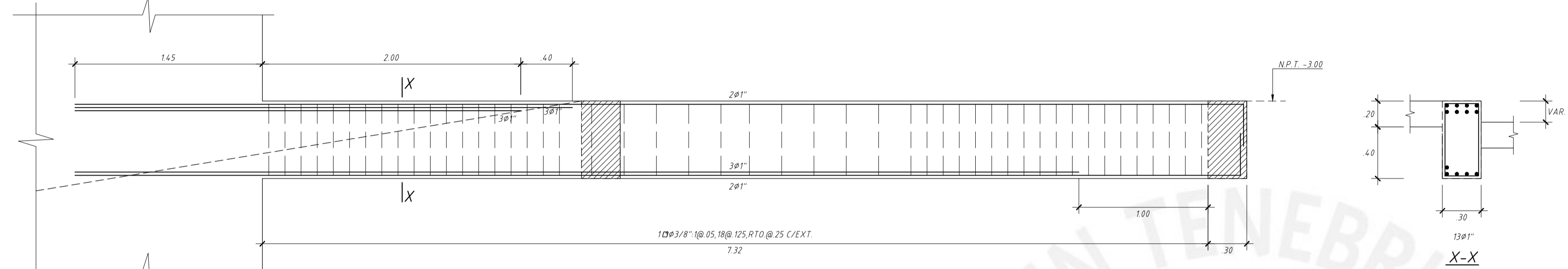
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
UBICACION: REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS DE SÓTANO 2 (a)	
DISÑO: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA: E-15	
FECHA: OCTUBRE 2019	ESCALA: 1:25



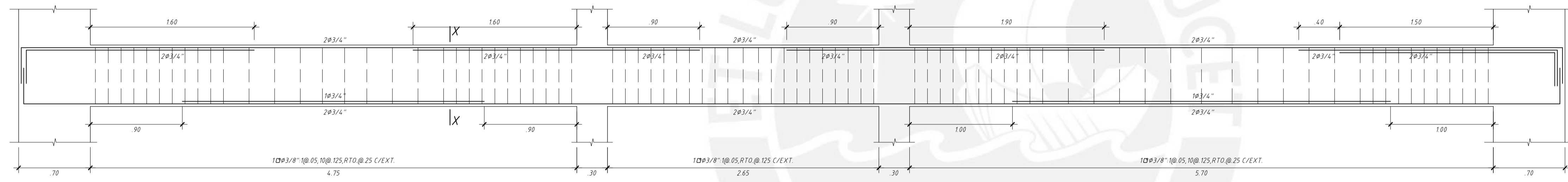

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
UBICACION:
 REGION: LIMA
 PROVINCIA: LIMA
 DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS
PLANO:
 VIGAS DE SÓTANO 2 (b)
DISEÑO:
 BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI
ASESOR RESPONSABLE:
 ING. WILSON SILVA BERRÍOS
LAMINA:
E-16
FECHA: OCTUBRE 2019 **ESCALA:** 1:25



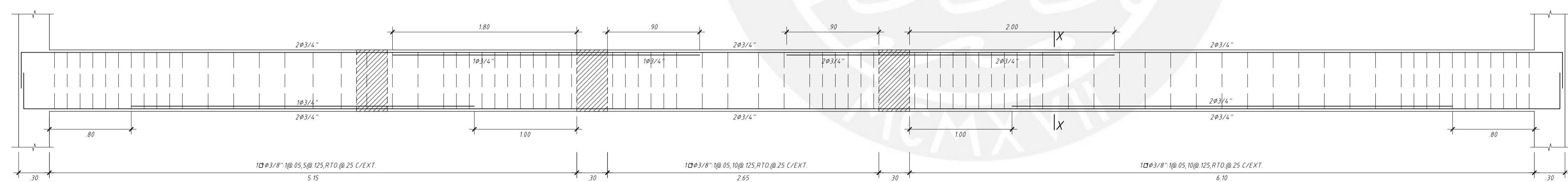
VS2-15 (0.30x0.60)



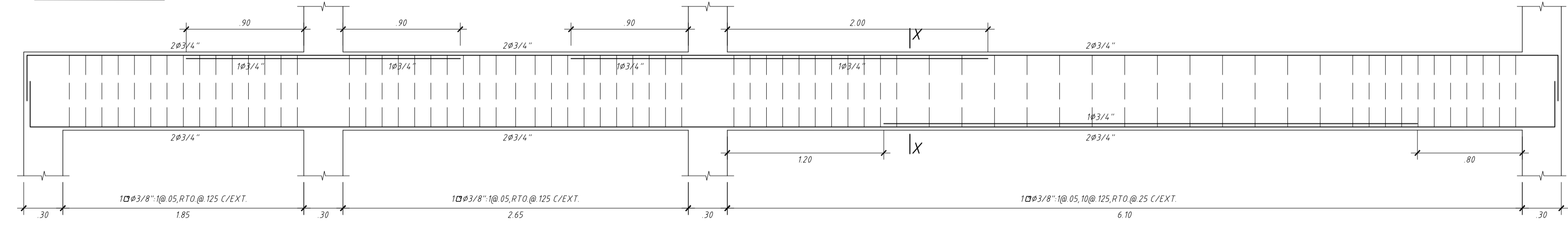
VS2-15 (0.30x0.60)



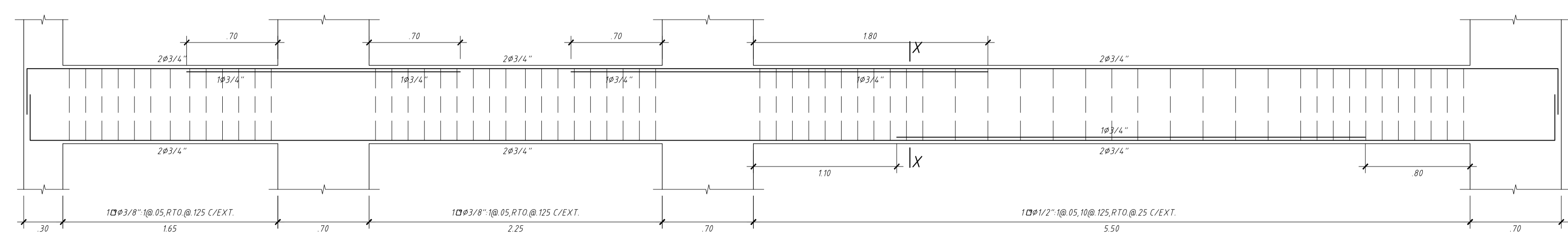
VS1-01 (0.30x0.60)



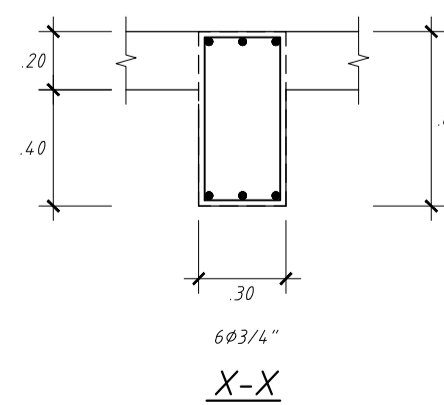
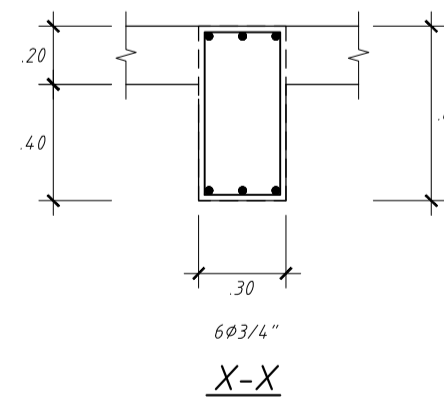
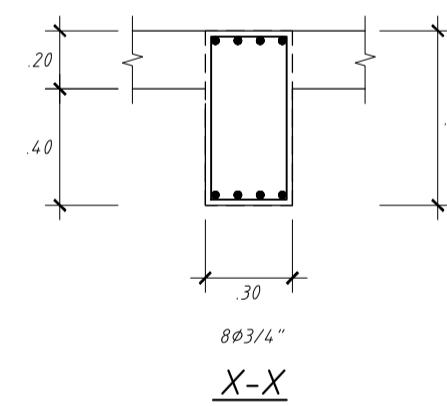
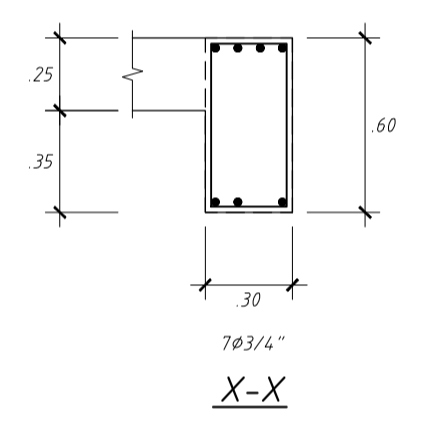
VS1-02 (0.30x0.60)



VS1-03 (0.30x0.60)



VS1-04 (0.30x0.60)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

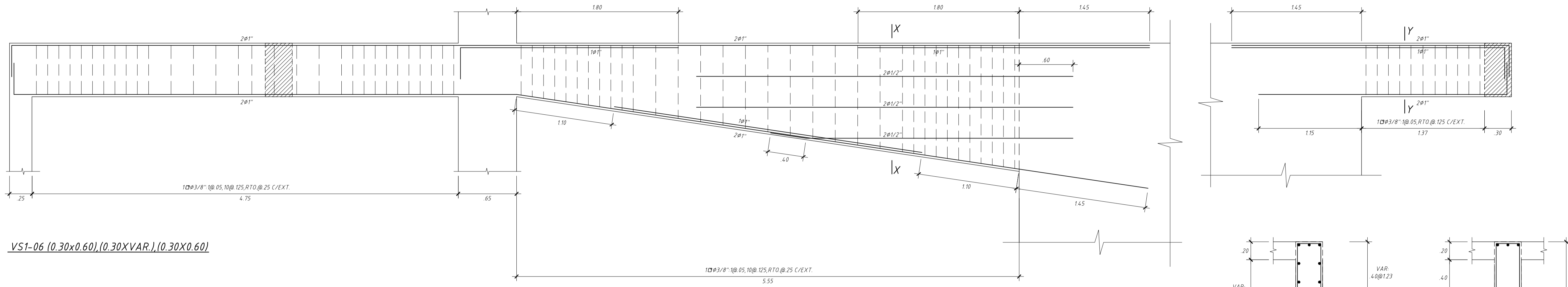
PLANO:
VIGAS DE SÓTANO 2 (c)
Y VIGAS DE SÓTANO 1 (a)

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

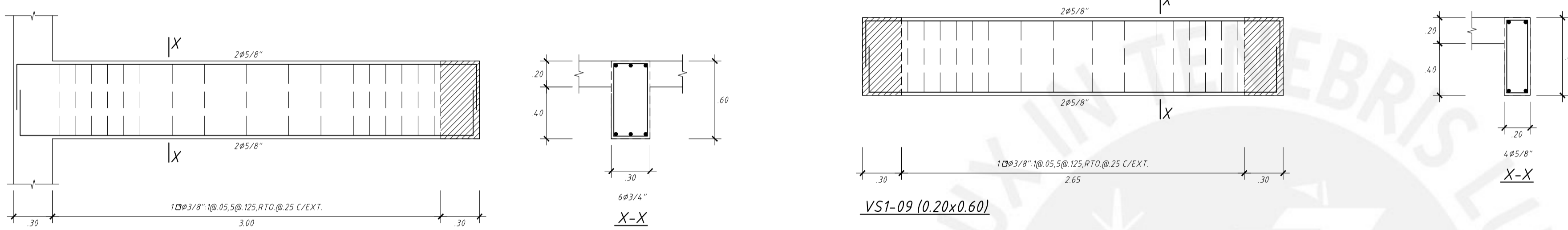
ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-17

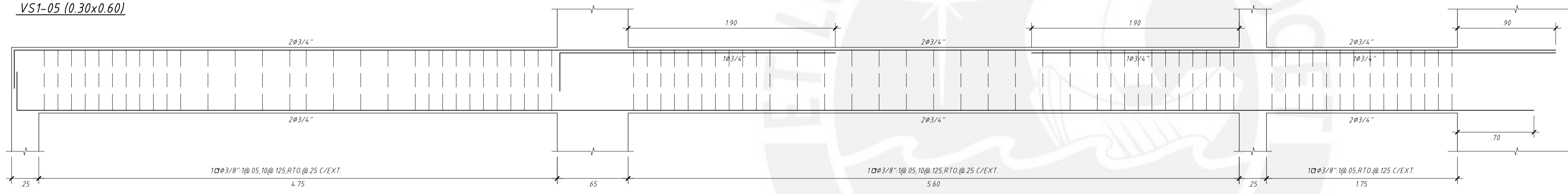
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25



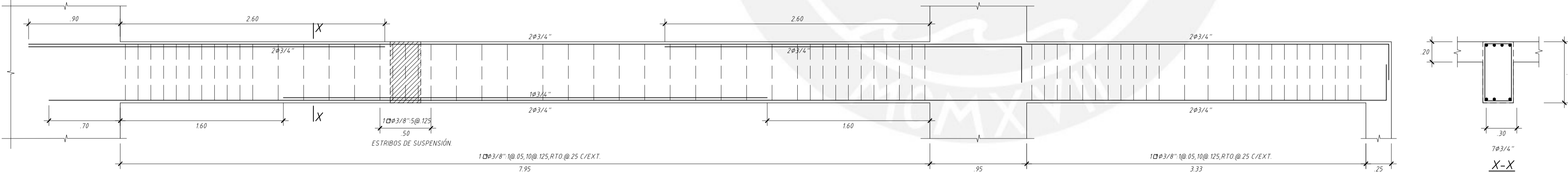
VSI-06 (0.30x0.60), (0.30XVAR.), (0.30X0.60)



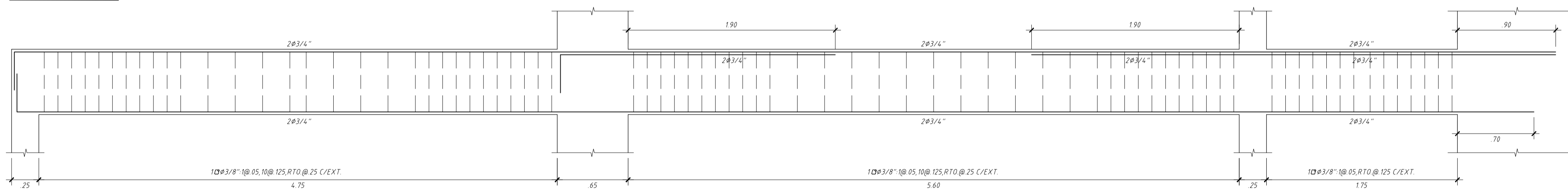
VSI-05 (0.30x0.60)



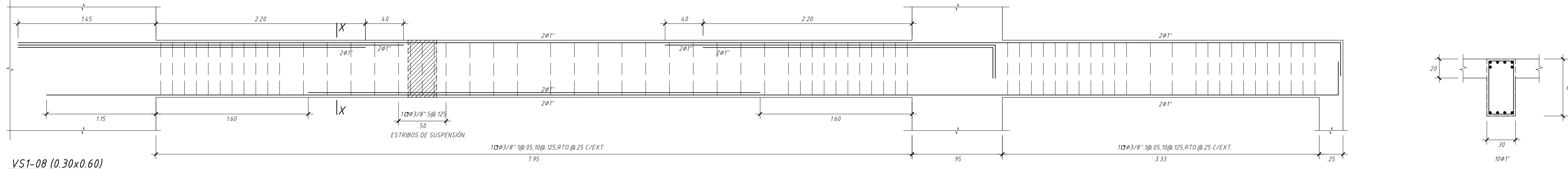
VSI-07 (0.30x0.60)



VSI-07 (0.30x0.60)



VSI-08 (0.30x0.60)



VSI-08 (0.30x0.60)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

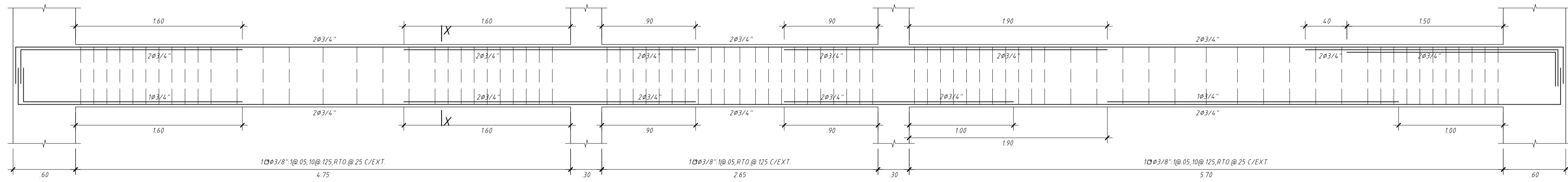
PLANO:
VIGAS DE SÓTANO 1 (b)

DISENÓ:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

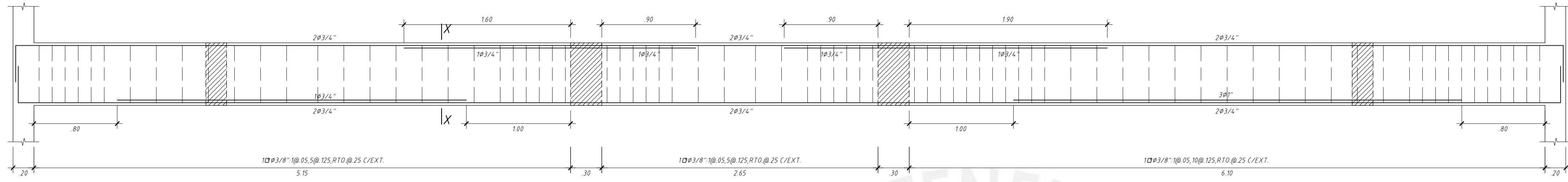
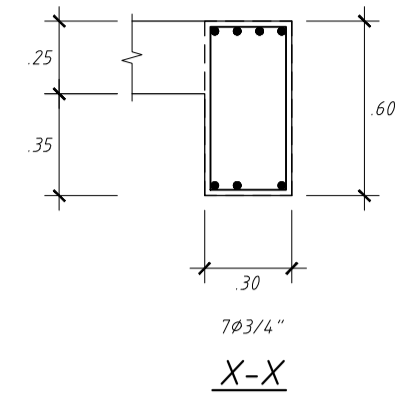
ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-18

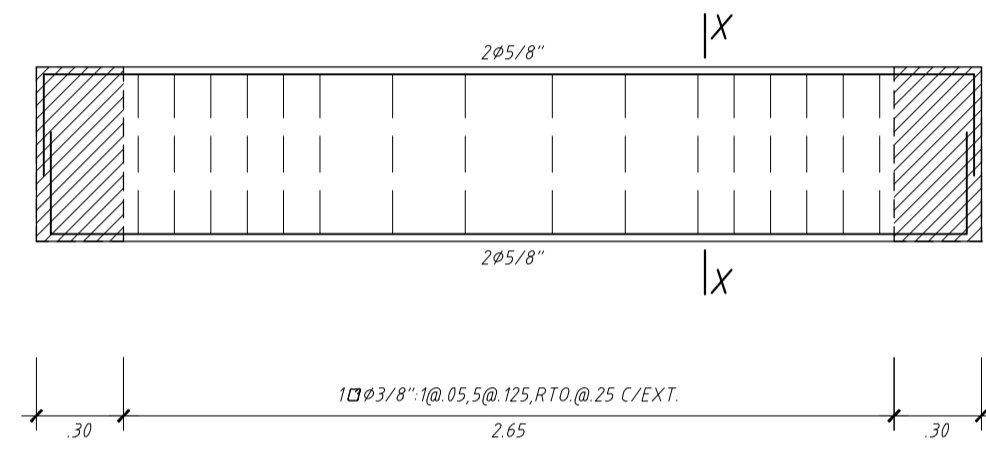
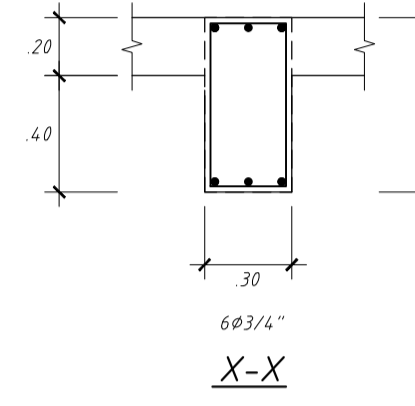
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25



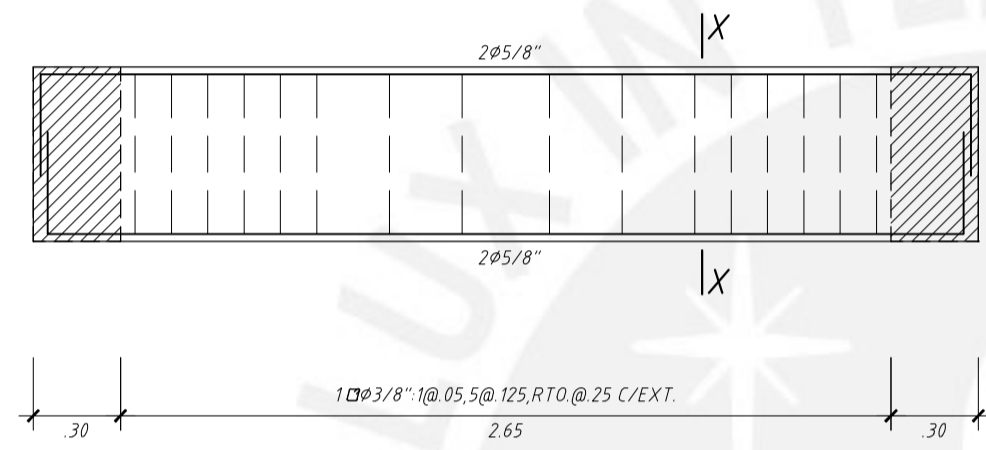
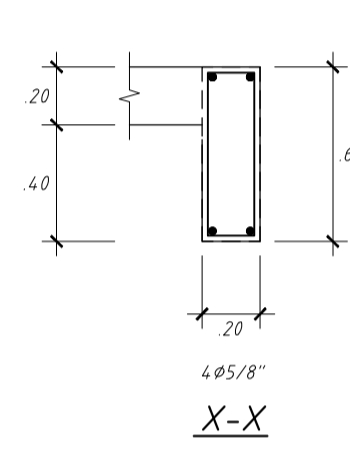
VT-01 (0.30x0.60)



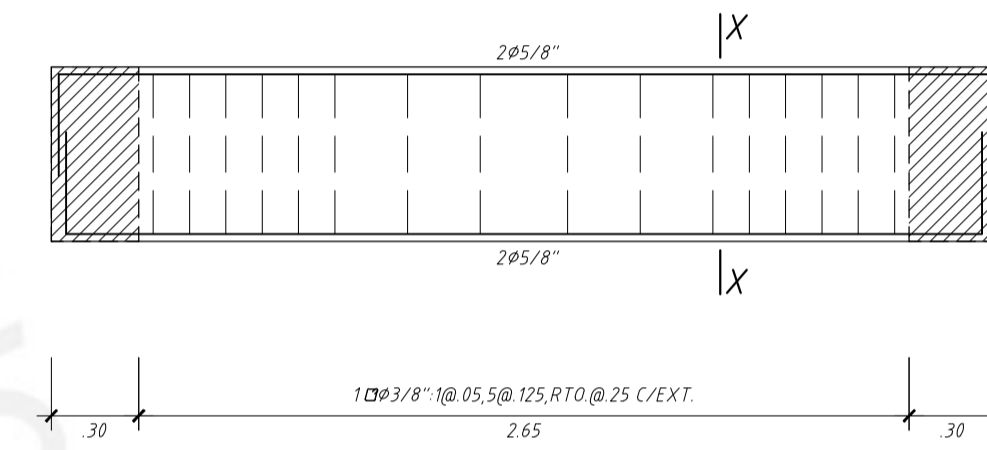
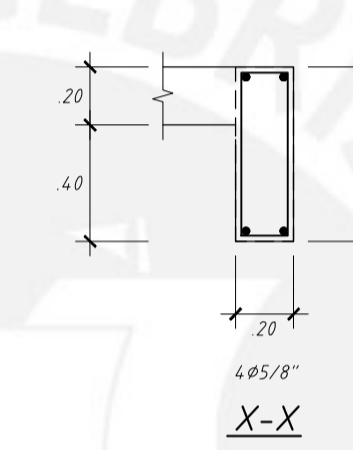
VT-02 (0.30x0.60)



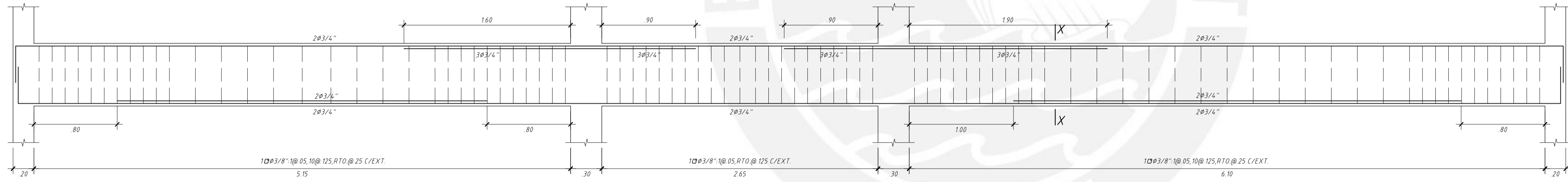
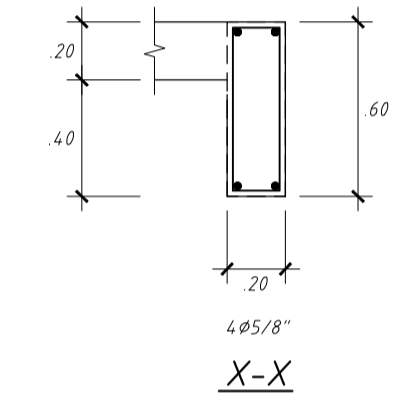
VT-03 (0.20x0.60)



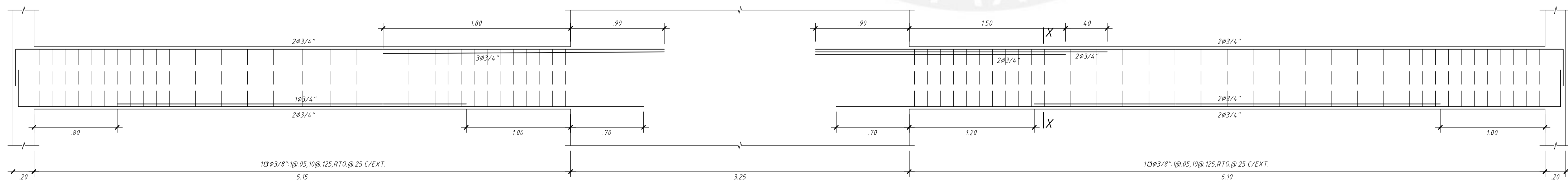
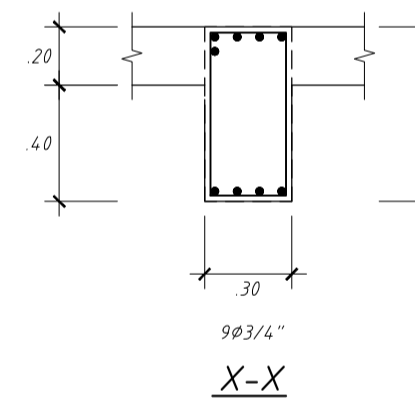
VT-04 (0.20x0.60)



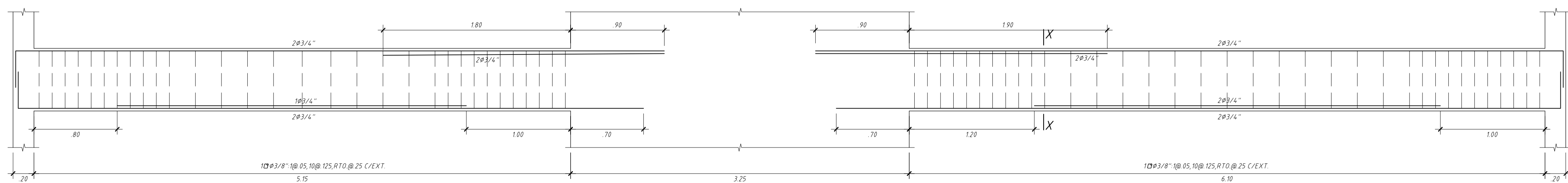
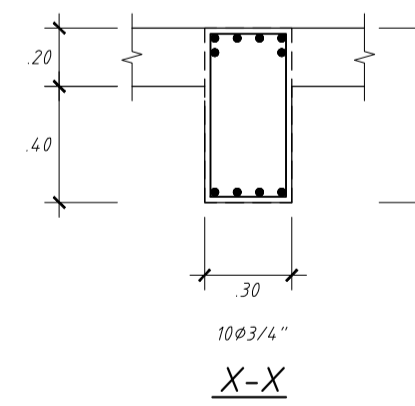
VT-05 (0.20x0.60)



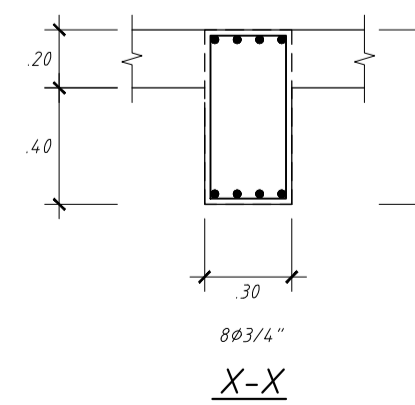
VT-06 (0.30x0.60)



VT-07 (0.30x0.60)



VT-07A (0.30x0.60)



PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACION:
REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

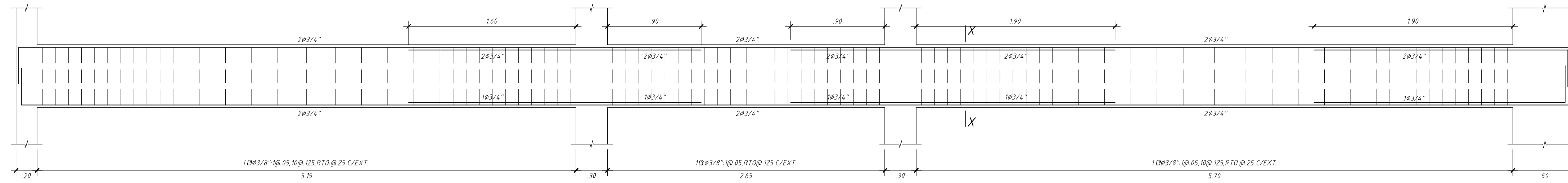
PLANO:
VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO (a)

DISÑO:
BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI

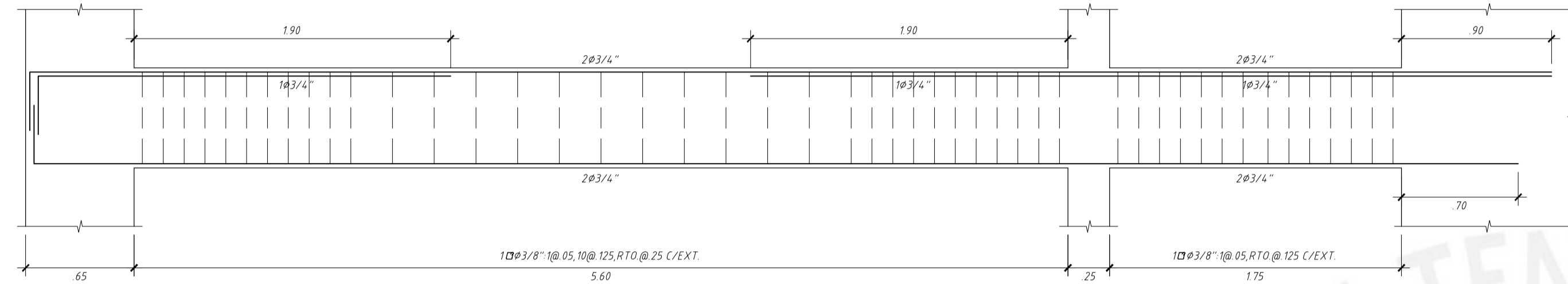
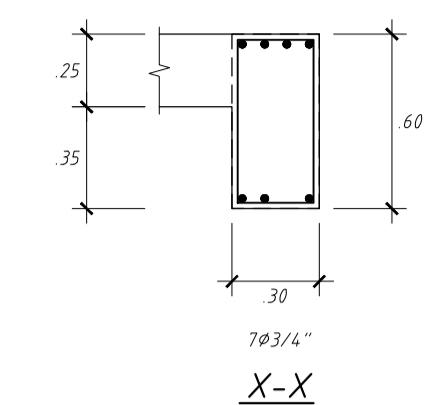
ASESOR RESPONSABLE:
ING. WILSON SILVA BERRÍOS

LAMINA:
E-19

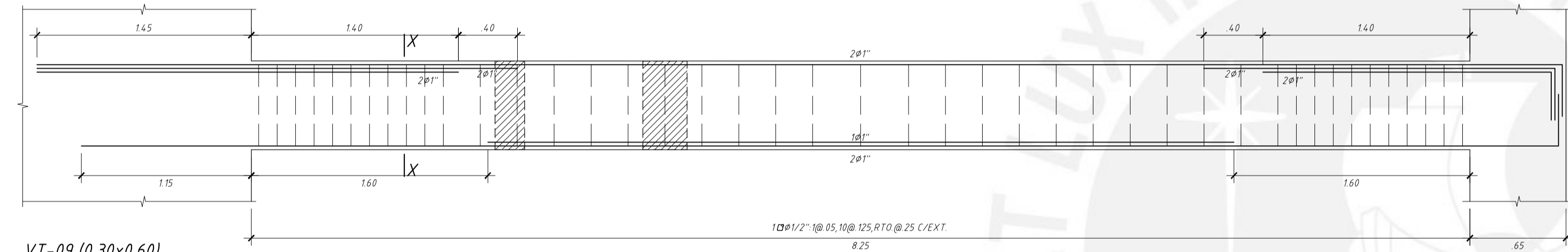
FECHA: OCTUBRE 2019 ESCALA: 1:25



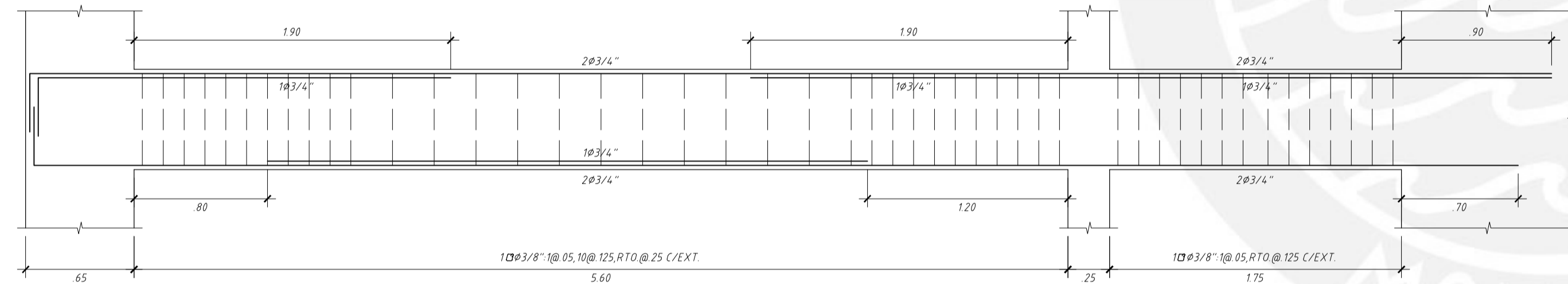
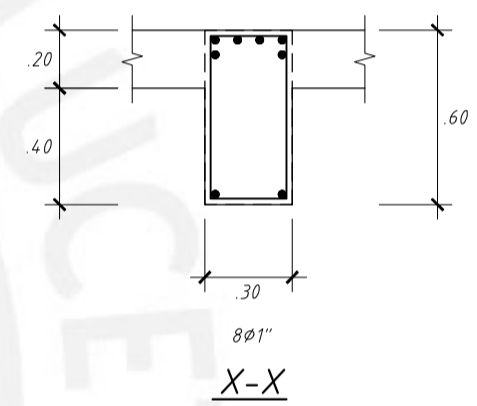
VT-08 (0.30x0.60)



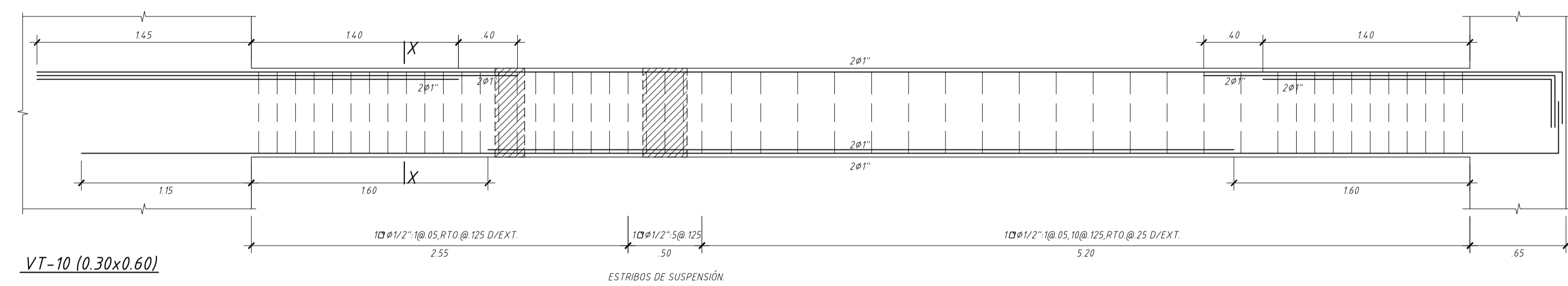
VT-09 (0.30x0.60)



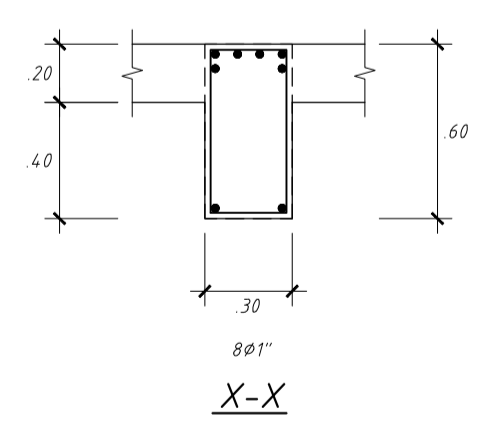
VT-09 (0.30x0.60)



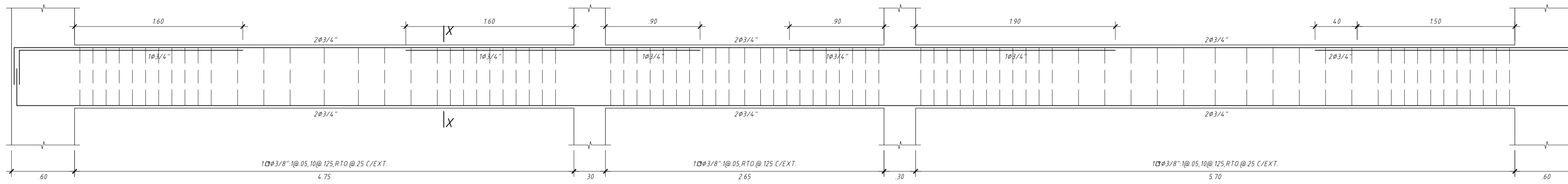
VT-10 (0.30x0.60)



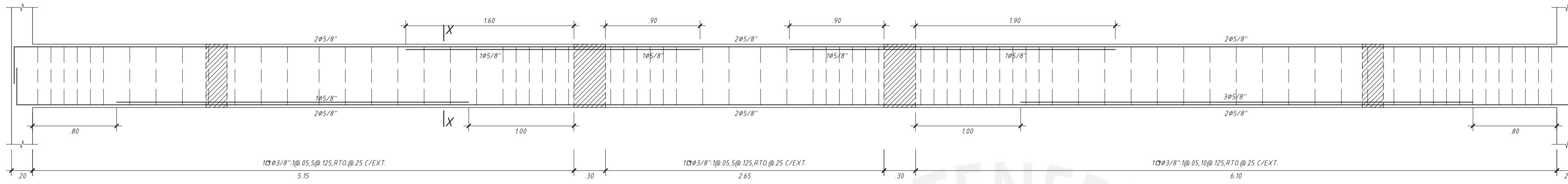
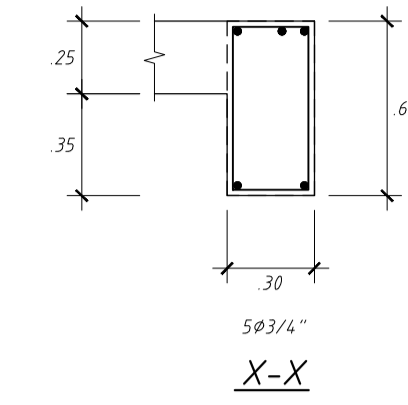
VT-10 (0.30x0.60)



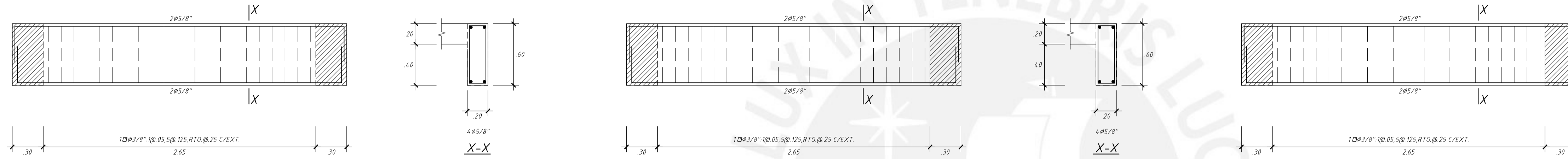
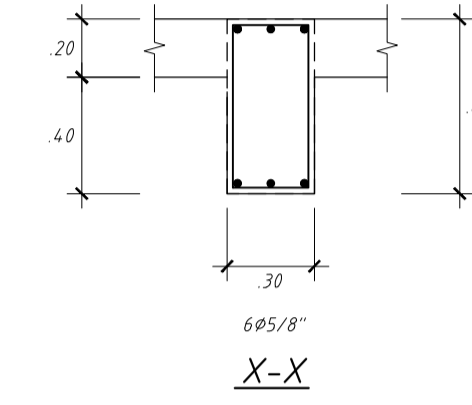
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
UBICACION: REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO (b)	
DISÑO: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA: E-20	
FECHA: OCTUBRE 2019	ESCALA: 1:25



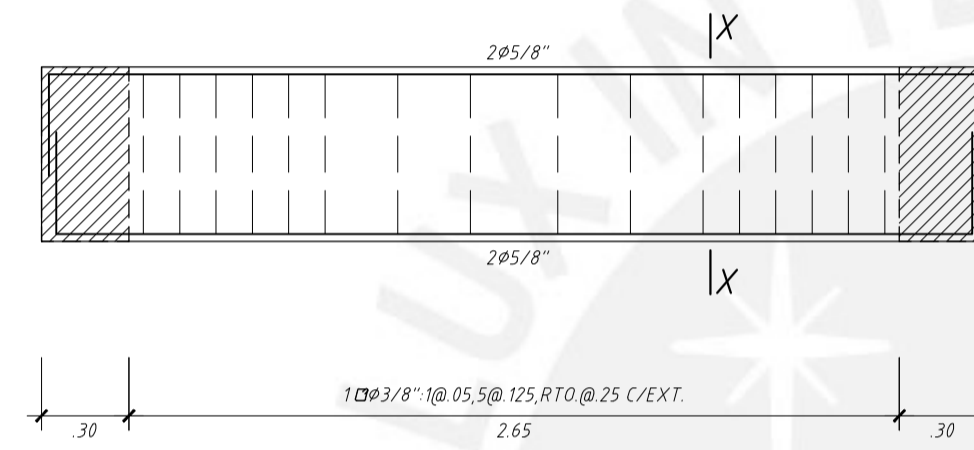
VA-01 (0.30x0.60)



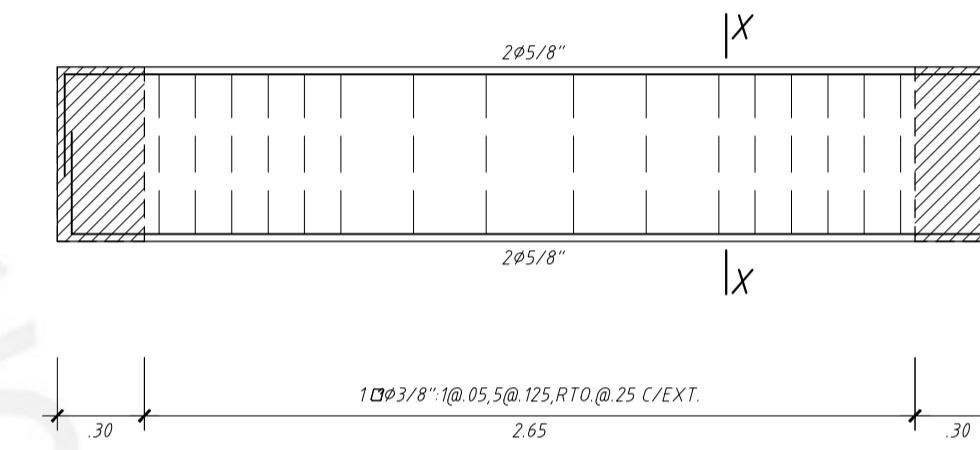
VA-02 (0.30x0.60)



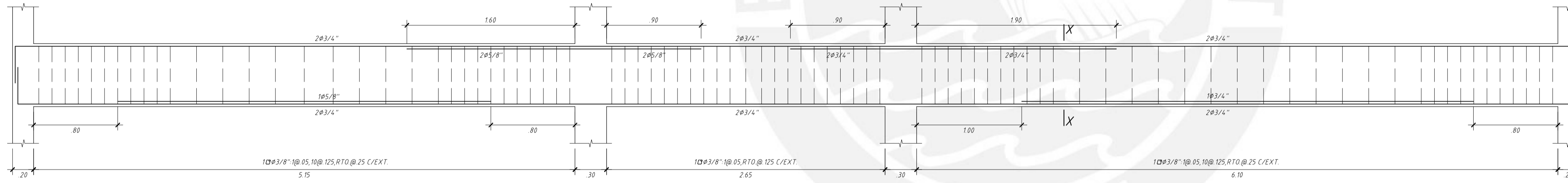
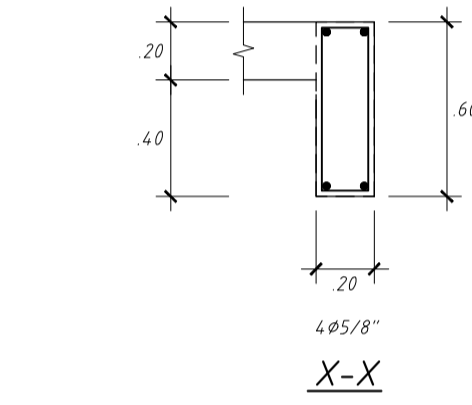
VA-03 (0.20x0.60)



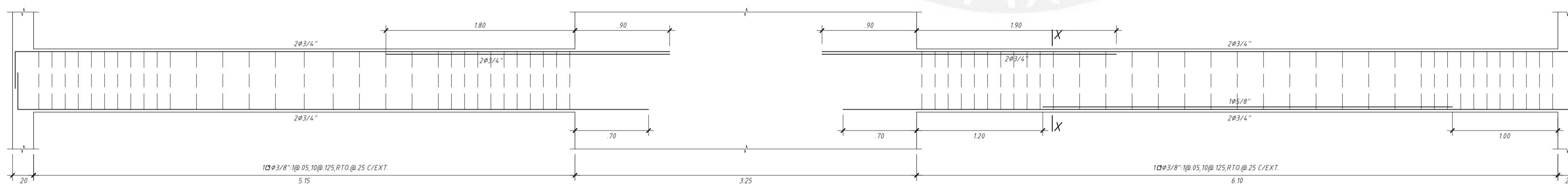
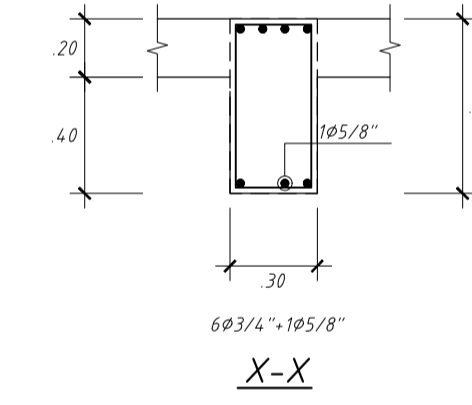
VA-04 (0.20x0.60)



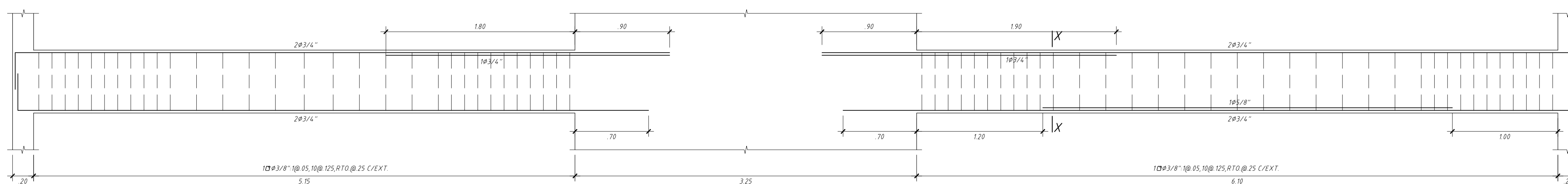
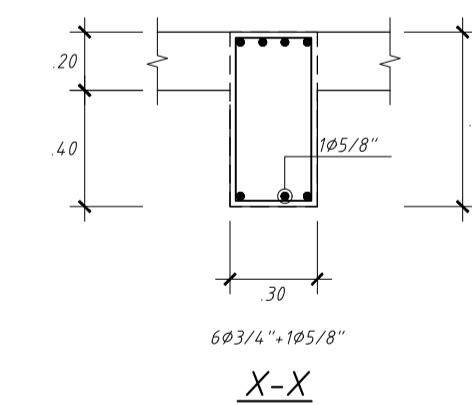
VA-05 (0.20x0.60)



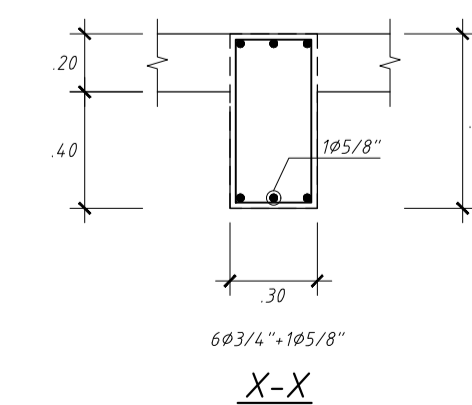
VA-06 (0.30x0.60)



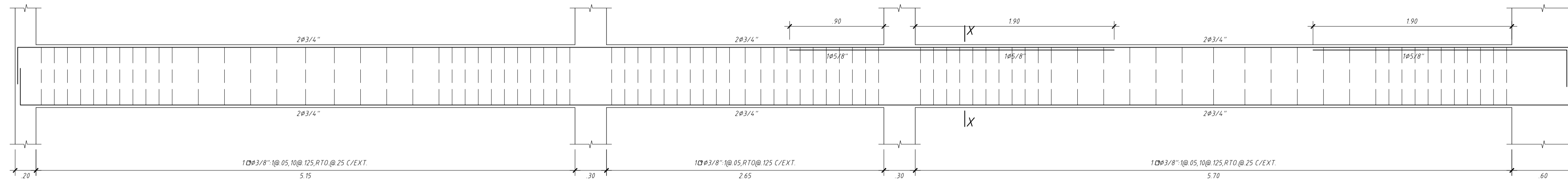
VA-07 (0.30x0.60)



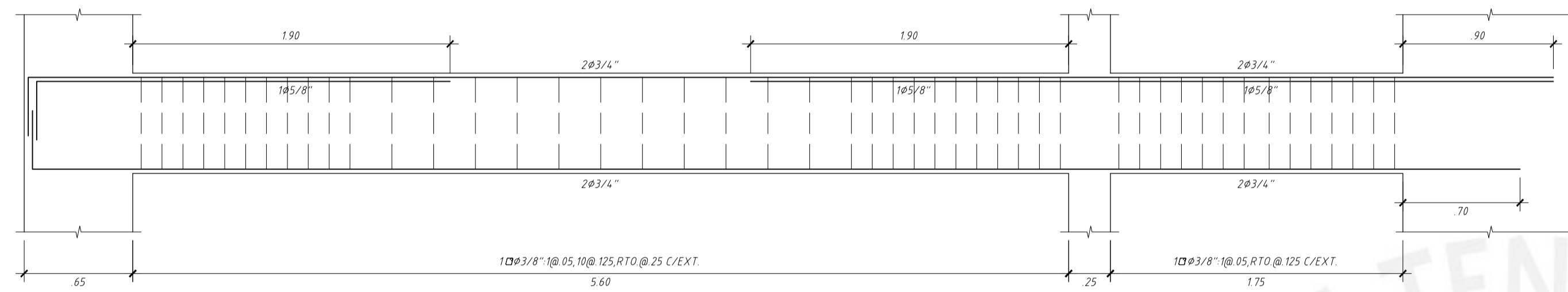
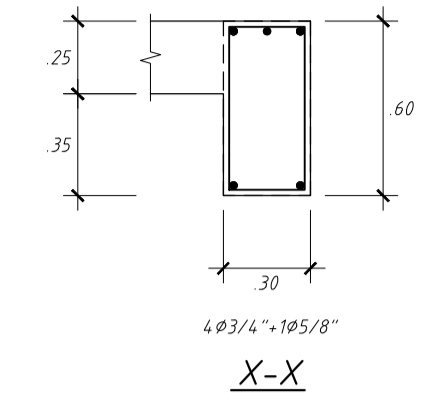
VA-07A (0.30x0.60)



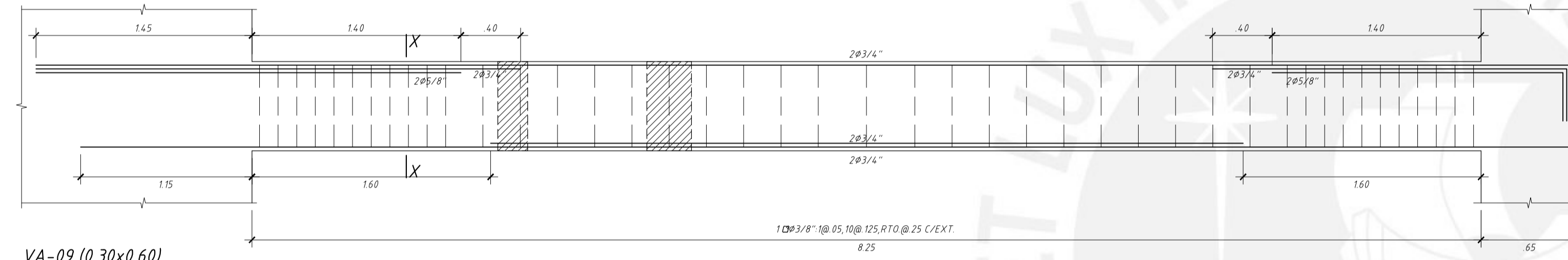
	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
UBICACION: REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS DE TECHO DE 7mo. PISO (a)	
DISÑO: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA: E-21	
FECHA: OCTUBRE 2019	ESCALA: 1:25



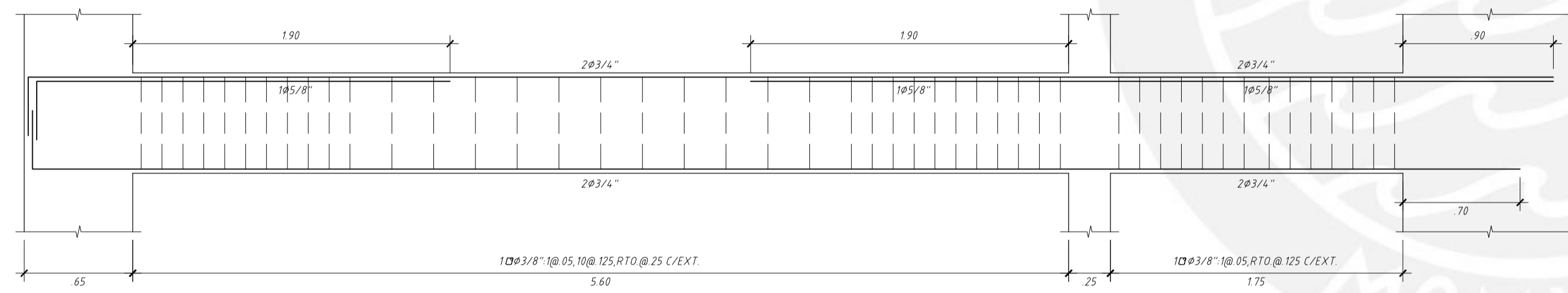
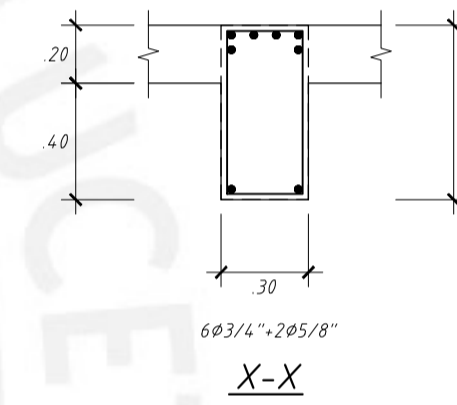
VA-08 (0.30x0.60)



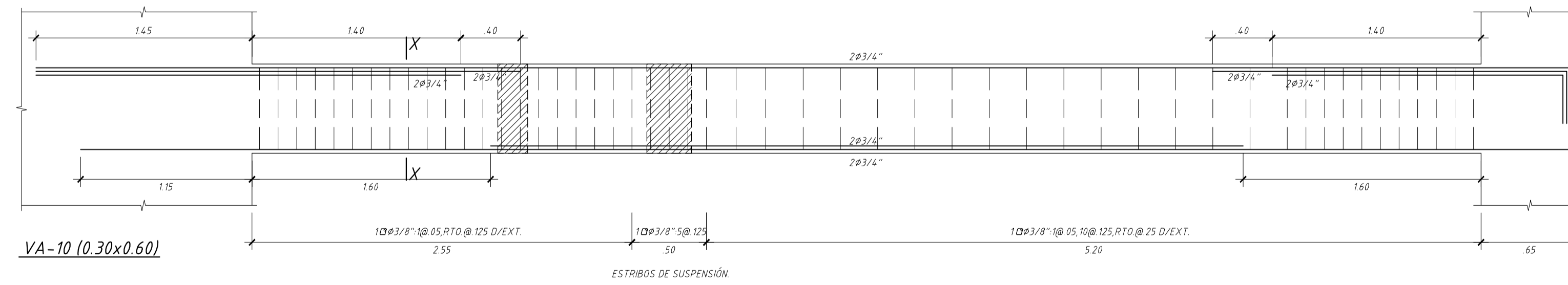
VA-09 (0.30x0.60)



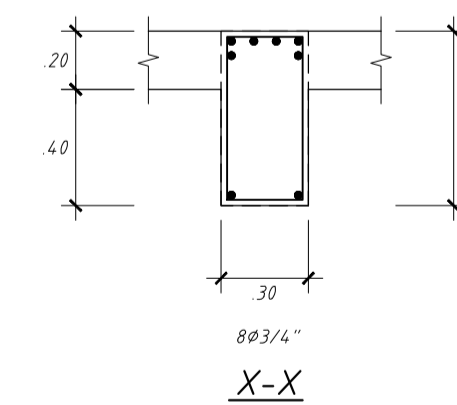
VA-09 (0.30x0.60)




VA-10 (0.30x0.60)



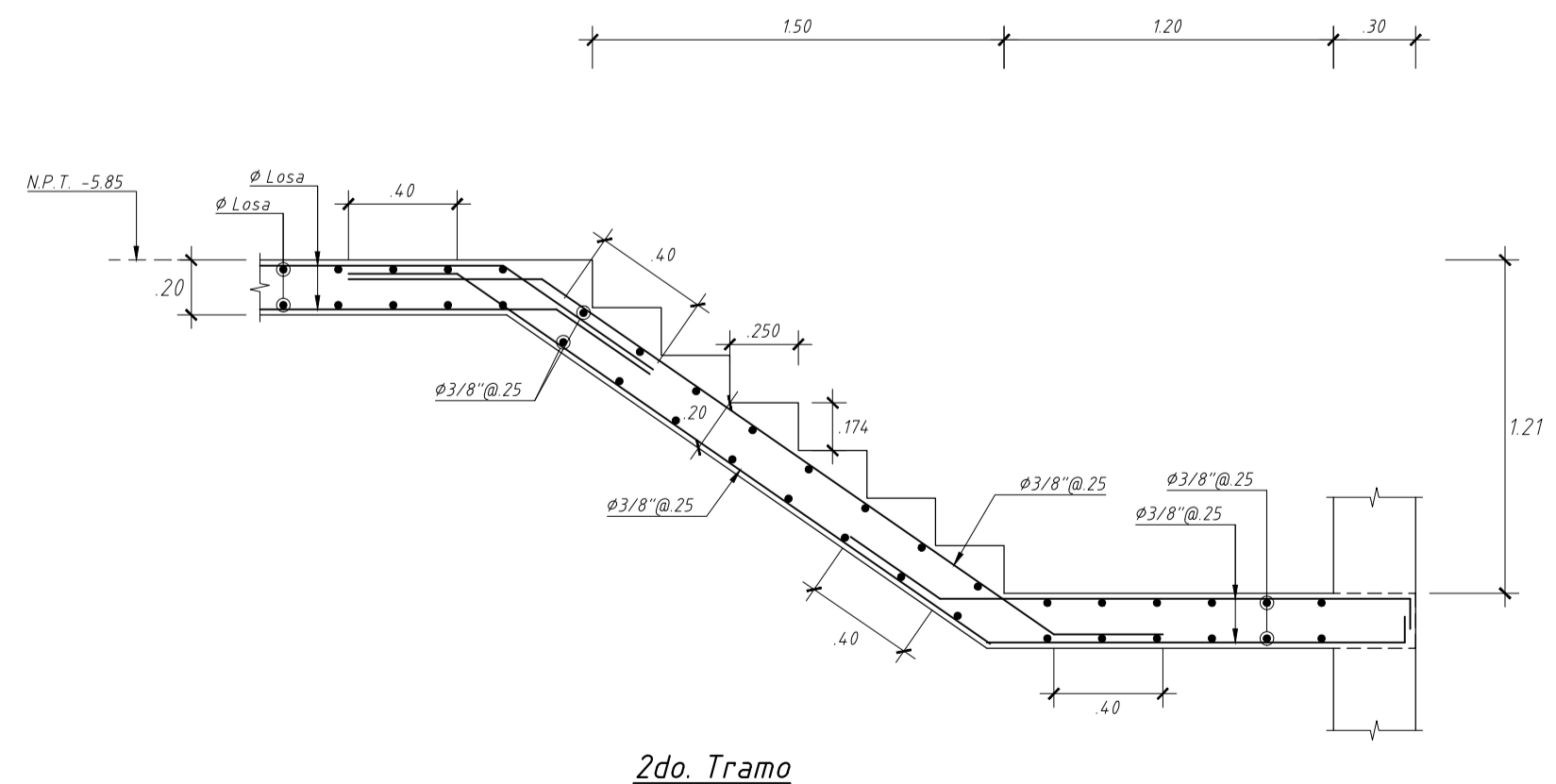
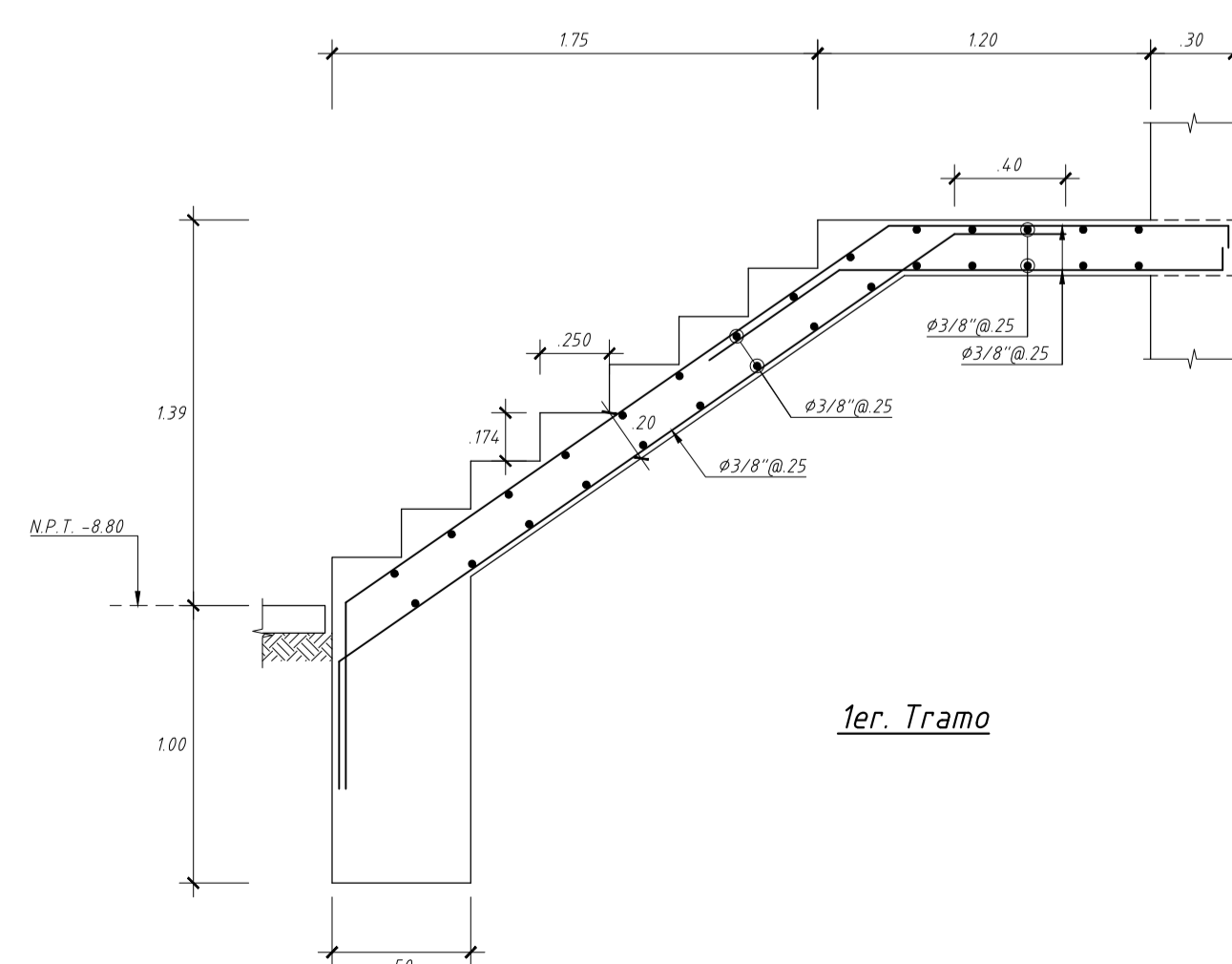
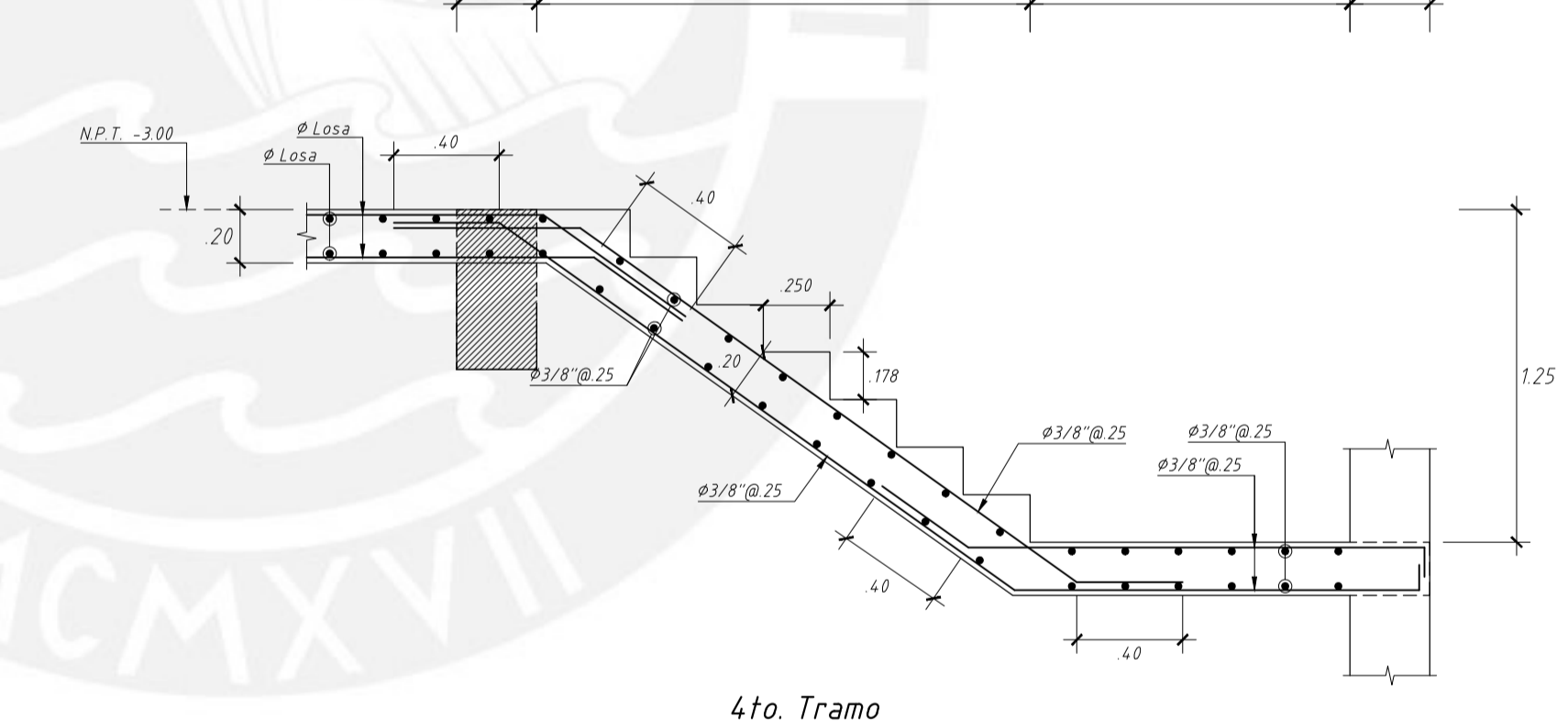
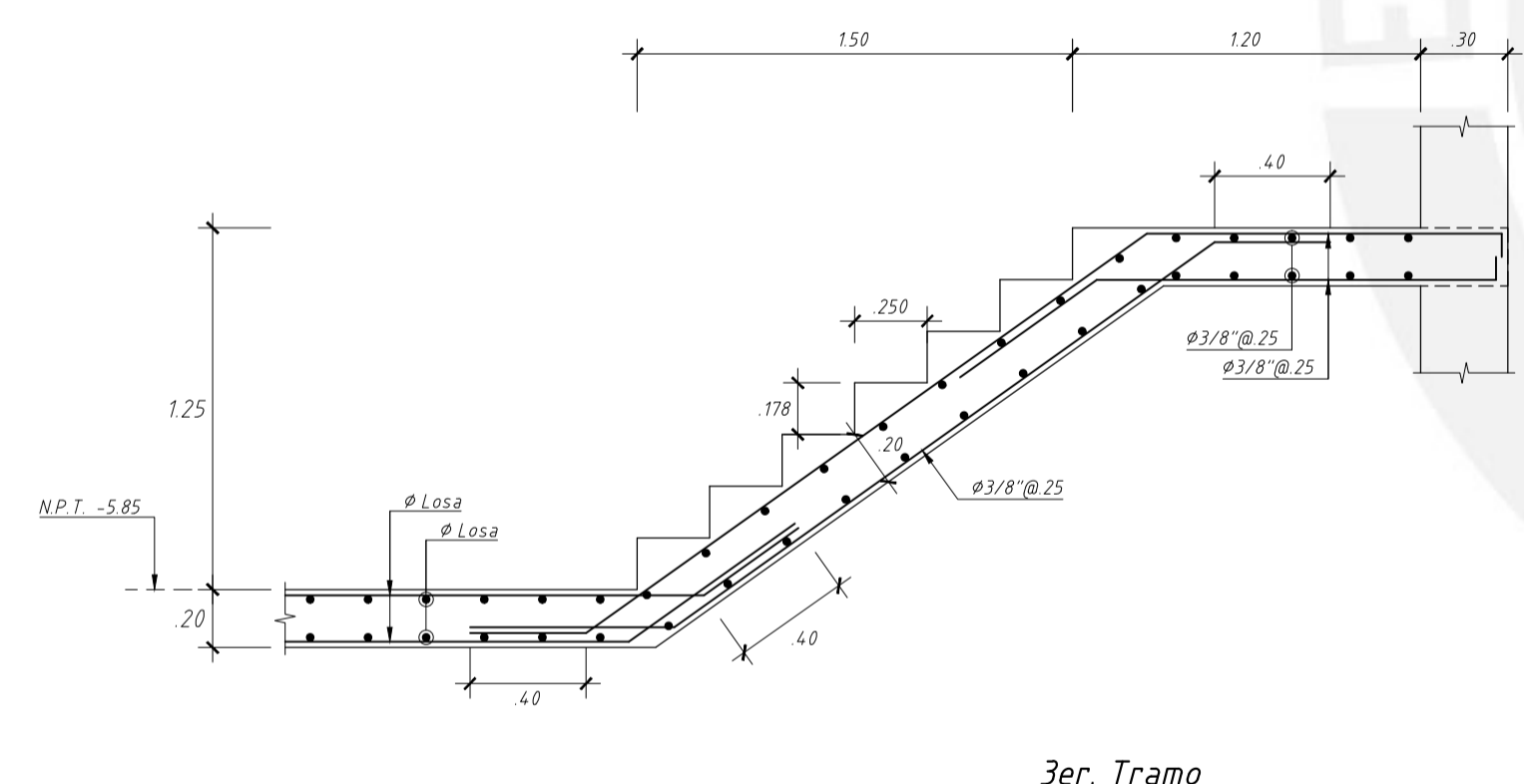
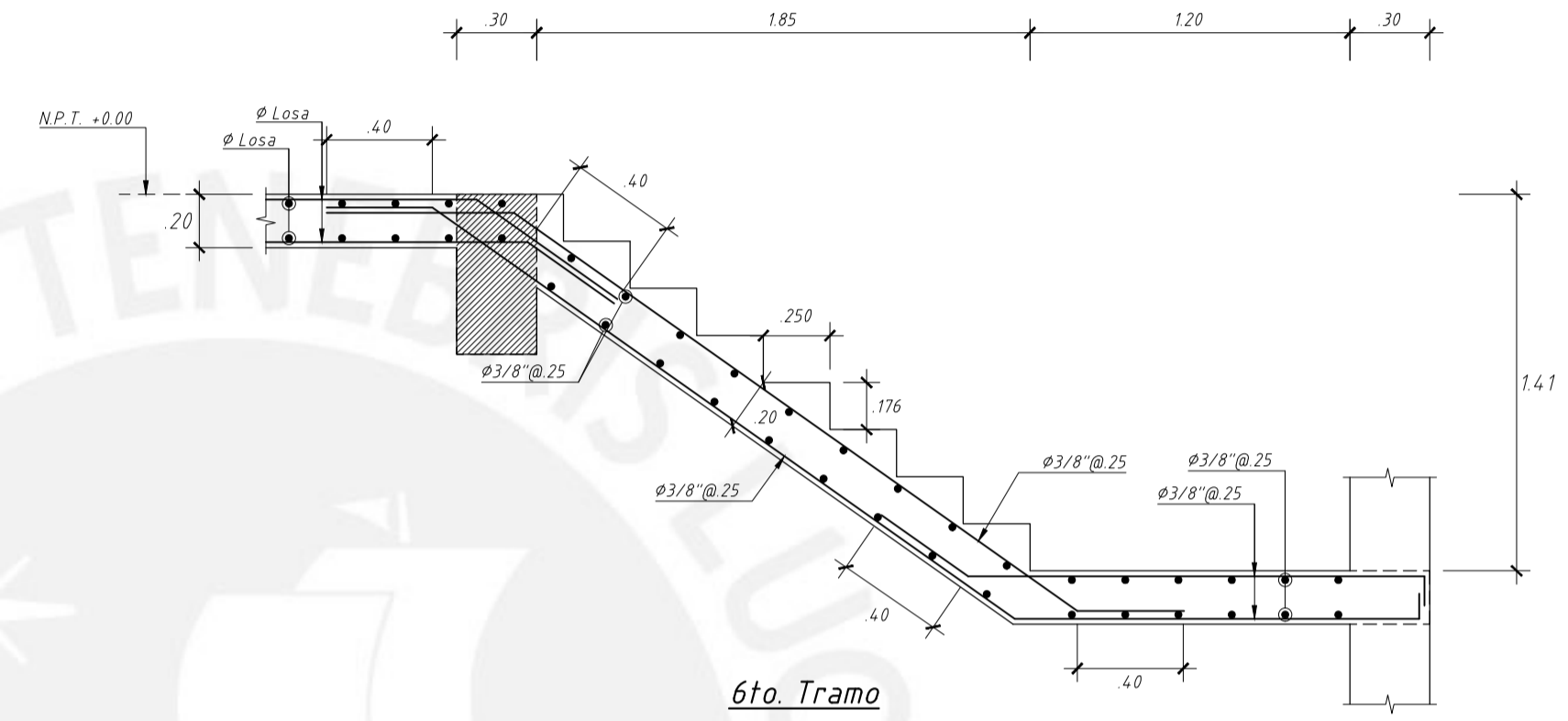
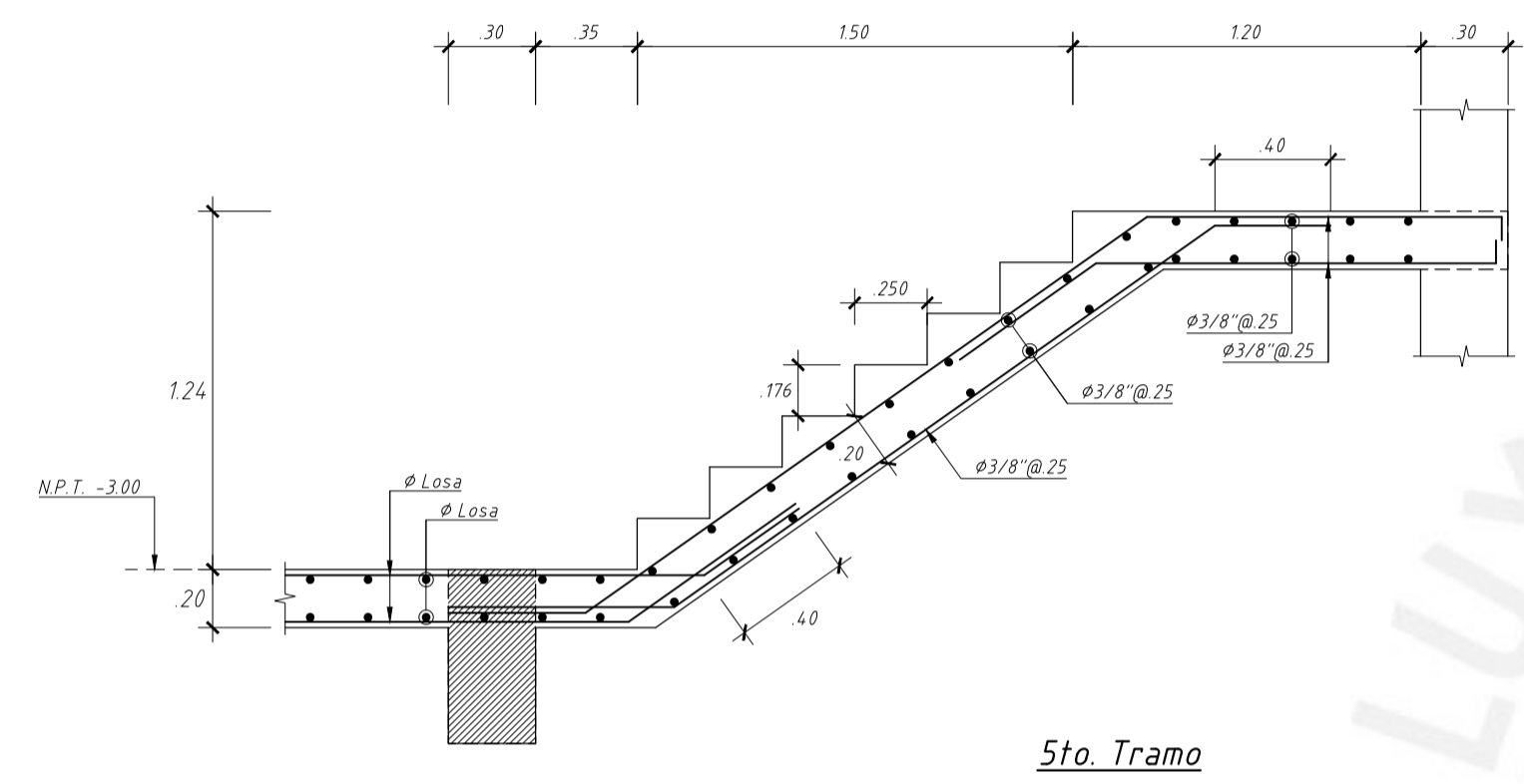
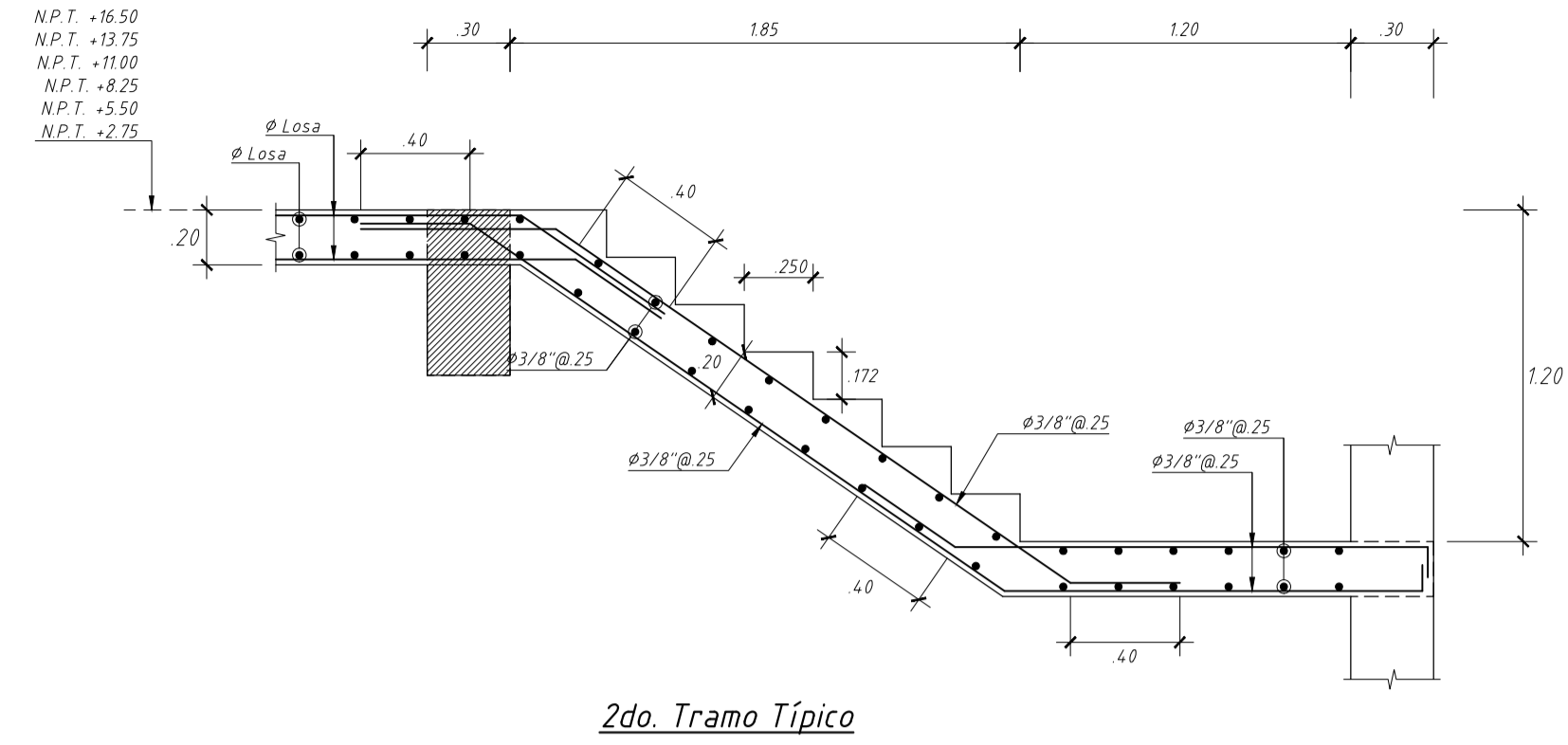
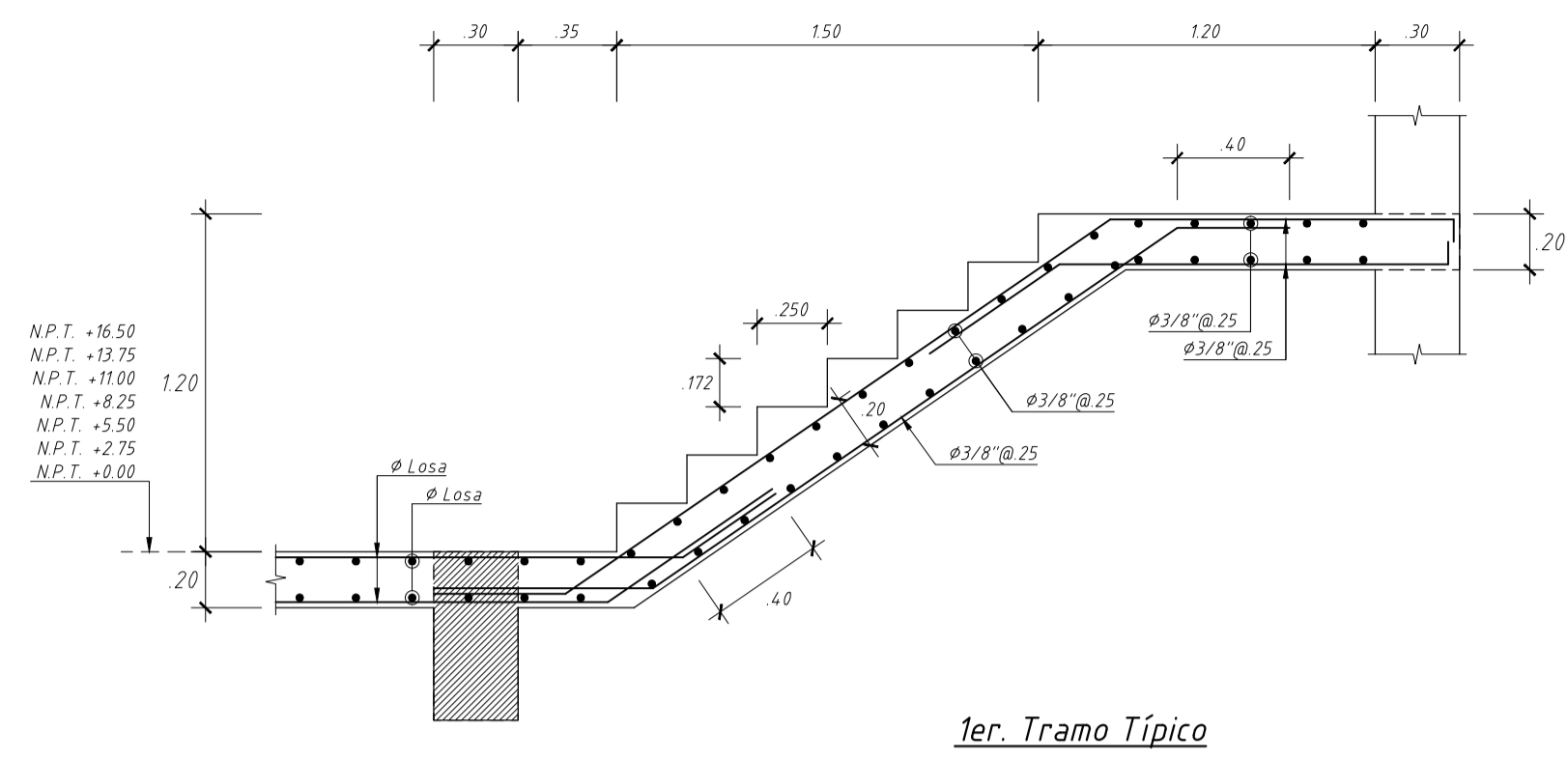
VA-10 (0.30x0.60)




 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
UBICACION: REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS DE TECHO DE 7mo. PISO (b)	
DISEÑO: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA: E-22	
FECHA: OCTUBRE 2019	ESCALA: 1:25

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



ESCALERA 01
ESCALA: 1:25

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ	
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	
UBICACION: REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SANTIAGO DE SURCO	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: ESCALERAS	
DISENÓ: BACH. VICTOR PORTILLA YUPANQUI	
ASESOR RESPONSABLE: ING. WILSON SILVA BERRÍOS	
LAMINA: E-23	
FECHA: OCTUBRE 2019	ESCALA: 1:25