

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA
DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

MORENO RUIZ, JOSEPH ANTONY

ASESOR:

Ing. QUIUN WONG, DANIEL ROBERTO

Lima, Marzo del 2019

RESUMEN

En la presente tesis se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas de siete pisos ubicado en el distrito de San Isidro. El suelo corresponde a una grava con capacidad portante de 4 kg/cm^2 .

El sistema de techos utilizado es de losas aligeradas convencionales y losas macizas. El sistema estructural predominante es de muros estructurales de concreto armado. Asimismo, existen pórticos de vigas y columnas de concreto armado.

Respecto al predimensionamiento, se buscó que las vigas presenten un buen comportamiento ante cargas de servicio haciendo énfasis en el control de deflexiones y fisuración. Se verificó a través del análisis sísmico que la densidad de muros de corte empleada cumplió con el requerimiento de rigidez de la norma E.030. Para las columnas, se realizó el análisis por carga axial resultando secciones generosas.

Se desarrolló un modelo tridimensional en el programa ETABS 2016 para realizar el análisis sísmico. Los resultados del análisis dinámico indicaron que las derivas fueron de 6.63‰ y 5.95‰ en la dirección X e Y respectivamente. Con ello se cumple con las exigencias de los desplazamientos laterales estipulados en nuestra norma sísmica.

Se verificó el diseño por capacidad en vigas siguiendo los criterios de la norma E.060 Concreto Armado. En el diseño por corte de los elementos verticales (columnas y placas) se emplearon cuantías mínimas.

Para el diseño de la cimentación se utilizó zapatas aisladas, combinadas, vigas de cimentación y cimientos corridos para los muros de cerco.

DEDICATORIA

A mis padres, por brindarme su confianza y apoyo incondicional en cada etapa de mi vida.



TEMA DE TESIS

PARA OPTAR	: Título profesional de Ingeniero Civil.
TEMA	: Diseño estructural de un edificio de vivienda de 7 pisos ubicado en San Isidro.
ÁREA	: Estructuras – Concreto Armado.
ASESOR	: Ing. Daniel Quiun Wong
ALUMNO(S)	: Joseph Antony Moreno Ruiz - 20120337
FECHA	: 22/01/2019
MÁXIMO	: 100 páginas

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

Descripción:

Se realizará proyecto estructural de un edificio de 7 pisos destinado a viviendas en el distrito de San Isidro. El primer piso cuenta con 8 estacionamientos y áreas comunes. Cada piso típico posee dos departamentos de aproximadamente 110 m². Existe límite de propiedad en los lados perpendiculares a la dirección de la fachada.

El análisis sísmico se realizará de acuerdo a lo estipulado en la norma E.030 Diseño Sismo resistente del 2018. En ambas direcciones de la edificación, se realizarán análisis de traslación pura y análisis estáticos y dinámicos considerando 3 grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis serán comparados en períodos, derivas, cortantes basales y fuerzas internas en algunos elementos.

El suelo de cimentación corresponde a una grava densa, cuyo esfuerzo admisible es $q_a = 4 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de 1.50 m bajo el nivel de piso terminado.

Objetivos:

Elaborar los planos de estructuras completos de un edificio de viviendas de 7 pisos ubicado en el distrito de San Isidro.

Presentar la memoria de cálculo de diseño de un tipo de elemento estructural considerado en el proyecto.

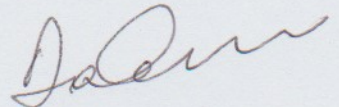


TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	- 1 -
1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA DEL PROYECTO	- 1 -
1.2 NORMATIVIDAD	- 2 -
1.3 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO (DISEÑO POR RESISTENCIA)	- 3 -
1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	- 4 -
1.5 CARGAS UTILIZADAS.....	- 4 -
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN	- 5 -
2.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	- 5 -
2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO.....	- 6 -
CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	- 8 -
3.1 GENERALIDADES.....	- 8 -
3.2 LOSAS ALIGERADAS	- 8 -
3.3 LOSAS MACIZAS.....	- 9 -
3.4 VIGAS	- 9 -
3.5 COLUMNAS	- 9 -
3.6 MUROS DE CORTE	- 10 -
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO.....	- 11 -
4.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS.....	- 11 -
4.2 PESO DE LA EDIFICACIÓN.....	- 12 -
4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO.....	- 12 -
4.4 ANÁLISIS DINÁMICO.....	- 13 -
4.4.1 MODELO ESTRUCTURAL	- 13 -
4.4.2 ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS	- 14 -
4.4.3 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.....	- 16 -
4.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO 3GDL.....	- 17 -
4.5.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES	- 17 -
4.5.2 VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES	- 18 -
4.5.3 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO.....	- 21 -
4.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO TRASLACIONAL.....	- 22 -

4.6.1 MODOS Y FRECUENCIAS.....	- 22 -
4.6.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES	- 23 -
4.6.3 FUERZAS CORTANTES	- 23 -
4.7 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS TRASLACIONAL Y CON 3GDL	- 24 -
4.7.1 RESULTADOS GLOBALES	- 24 -
4.7.2 FUERZAS INTERNAS EN ELEMENTOS	- 25 -
4.8 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA	- 26 -
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	- 27 -
5.1 GENERALIDADES.....	- 27 -
5.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	- 28 -
5.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	- 29 -
5.4 RECOMENDACIONES PARA EL ARMADO DE LOSAS ALIGERADAS.....	- 31 -
5.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA.....	- 31 -
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	- 33 -
6.1 GENERALIDADES.....	- 33 -
6.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	- 34 -
6.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	- 35 -
6.4 RECOMENDACIONES PARA EL ARMADO DE LOSAS MACIZAS	- 36 -
6.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA	- 36 -
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS	- 39 -
7.1 GENERALIDADES.....	- 39 -
7.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	- 39 -
7.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	- 41 -
7.4 RECOMENDACIONES PARA EL ARMADO DE VIGAS.....	- 43 -
7.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA DE GRAVEDAD	- 44 -
7.6 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA SÍSMICA.....	- 50 -
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS.....	- 53 -
8.1 GENERALIDADES.....	- 53 -
8.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	- 53 -
8.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	- 54 -
8.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA.....	- 56 -
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS	- 59 -

9.1 GENERALIDADES.....	- 59 -
9.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	- 59 -
9.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA	- 62 -
DISEÑO POR CORTANTE	- 64 -
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	- 66 -
10.1 GENERALIDADES.....	- 66 -
10.1.1 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES	- 66 -
10.1.2 USO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN.....	- 67 -
10.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	- 67 -
VERIFICACIÓN DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO	- 68 -
VERIFICACIÓN DEL CORTE POR FLEXIÓN	- 69 -
10.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA	- 70 -
PREDIMENSIONAMIENTO	- 70 -
VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO	- 71 -
VERIFICACIÓN POR CORTANTE.....	- 72 -
DISEÑO POR FLEXIÓN.....	- 72 -
10.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA EXCÉNTRICA	- 73 -
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.....	- 76 -
11.1 DISEÑO DE ESCALERAS	- 76 -
11.2 DISEÑO DE MURO DE CISTERNA	- 78 -
11.3 DISEÑO DE MURO DE CERCO	- 80 -
CAPÍTULO 12: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	- 83 -
CAPÍTULO 13: REFERENCIAS.....	- 85 -

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Planta típica del proyecto	- 1 -
Figura 1.2 Elevación frontal de la edificación.....	- 2 -
Figura 2.1 Estructuración de planta típica.....	- 7 -
Figura 4.1 Vista en planta (izquierda) y 3D (derecha) del modelo computacional del proyecto ..	- 14 -
Figura 4.2 Espectro de pseudo aceleraciones	- 16 -
Figura 4.3 Momento flector (izquierda) y fuerza cortante (derecha). Análisis 3GDL.....	- 25 -
Figura 4.4 Momento flector (izquierda) y fuerza cortante (derecha). Análisis traslacional	- 25 -
Figura 5.1 Sección típica de losa aligerada	- 27 -
Figura 5.2 Ubicación de vigueta a analizar	- 28 -
Figura 5.3 Asignación de carga muerta (superior) y carga viva (inferior) en ton/m y ton	- 29 -
Figura 5.4 Diagrama de fuerza cortante (superior) y momento flector (inferior) de diseño	- 31 -
Figura 5.5 Diseño final de tramo de aligerado.....	- 32 -
Figura 6.1 Sección típica de losa maciza.....	- 33 -
Figura 6.2 Ubicación de losa maciza a diseñar.....	- 34 -
Figura 6.3 Modelo estructural deformado de la losa maciza.....	- 35 -
Figura 6.4 Momentos flectores de diseño	- 37 -
Figura 6.5 Fuerzas cortantes de diseño.....	- 37 -
Figura 6.6 Distribución final del acero en la losa maciza.....	- 38 -
Figura 7.1 Ubicación de la viga VT-10	- 39 -
Figura 7.2 Asignación de carga muerta (superior) y sobrecarga (inferior) en la viga en ton/m ...	- 40 -
Figura 7.3 Diagrama de momento flector (arriba) y fuerza cortante (abajo) de diseño	- 44 -
Figura 7.4 Secciones de la viga VT-10 por diseñar	- 44 -
Figura 7.5 Sección central de la viga VT-10	- 48 -
Figura 7.6 Diseño final de la viga VT-10	- 49 -
Figura 7.7 Elevación de la viga VT-07	- 50 -
Figura 7.8 Secciones de la viga VT-07 por diseñar.....	- 50 -
Figura 7.9 Envolvente de diseño para la viga VT-07 en el cuarto nivel.....	- 51 -
Figura 7.10 Diseño final de la viga VT-07	- 52 -
Figura 8.1 Área tributaria de la columna C-02.....	- 53 -
Figura 8.2 Armado propuesto para la columna C-02.....	- 56 -
Figura 8.3 Diagrama de interacción de la columna C-02.....	- 57 -
Figura 8.4 Diseño final de la columna C-02	- 58 -
Figura 9.1 Elementos confinados de borde en muros de corte.....	- 60 -

Figura 9.2 Ubicación de la placa PL-03	- 62 -
Figura 9.3 Distribución de acero por verificar en la placa PL-03.....	- 63 -
Figura 9.4 Diagrama de interacción de la placa PL-03.....	- 63 -
Figura 9.5 Diseño final de la placa PL-03	- 65 -
Figura 10.1 Sección crítica para el punzonamiento.....	- 69 -
Figura 10.2 Sección crítica en la verificación del corte.....	- 70 -
Figura 10.3 Diseño final de la zapata aislada.....	- 73 -
Figura 11.1 Asignación de cargas últimas en el tramo de escalera en ton/m.....	- 77 -
Figura 11.2 Diagrama de fuerza cortante (izquierda) y momento flector (derecha).....	- 77 -
Figura 11.3 Cargas asignadas al muro de cisterna	- 78 -
Figura 11.4 Diagrama de fuerza cortante (izquierda) y diagrama de momento flector del muro (derecha)	- 78 -
Figura 11.5 Diseño final del muro de cisterna	- 79 -
Figura 11.6 Valores del coeficiente "m" de la norma E.070 Albañilería.....	- 81 -



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Factores de reducción de resistencia	- 3 -
Tabla 1.2 Combinaciones de carga para estados últimos	- 3 -
Tabla 1.3 Pesos unitarios de los materiales presentes en el proyecto.....	- 4 -
Tabla 1.4 Sobrecargas reglamentarias	- 4 -
Tabla 3.1 Espesores recomendados para losas aligeradas (Blanco).....	- 8 -
Tabla 3.2 Predimensionamiento de columnas por carga axial	- 10 -
Tabla 4.1 Periodos de vibración y masas participantes de la estructura.....	- 14 -
Tabla 4.2 Verificación de la masa participante en la dirección X	- 15 -
Tabla 4.3 Verificación de la masa participante en la dirección Y	- 15 -
Tabla 4.4 Verificación de la deriva en la dirección X	- 17 -
Tabla 4.5 Verificación de la deriva en la dirección Y	- 17 -
Tabla 4.6 Análisis de la rigidez de entrepiso en la dirección X	- 18 -
Tabla 4.7 Análisis de la rigidez de entrepiso en la dirección Y	- 18 -
Tabla 4.8 Análisis por torsión en X	- 20 -
Tabla 4.9 Análisis por torsión en Y	- 20 -
Tabla 4.10 Distribución de fuerza cortante.....	- 22 -
Tabla 4.11 Factor de escala	- 22 -
Tabla 4.12 Verificación de la masa participante en la dirección X (1GDL)	- 22 -
Tabla 4.13 Verificación de la masa participante en la dirección Y (1GDL)	- 22 -
Tabla 4.14 Verificación de derivas del análisis traslacional	- 23 -
Tabla 4.15 Fuerzas dinámicas del análisis traslacional	- 24 -
Tabla 4.16 Comparación de resultados globales del edificio en X-X.....	- 24 -
Tabla 4.17 Comparación de resultados globales del edificio en Y-Y.....	- 24 -
Tabla 7.1 Resumen del diseño por flexión para la viga VT-10.....	- 45 -
Tabla 7.2 Resumen del diseño por corte para la viga VT-10	- 45 -
Tabla 7.3 Diseño por flexión para la viga VT-07.....	- 51 -
Tabla 7.4 Diseño por cortante para la viga VT-07	- 51 -
Tabla 8.1 Metrado de cargas para la columna C-02	- 54 -
Tabla 8.2 Solicitaciones en la columna C-02	- 56 -
Tabla 8.3 Combinaciones de diseño para la columna C-02.....	- 56 -
Tabla 8.4 Cálculo de V_c en la columna C-02	- 57 -
Tabla 9.1 Cargas de diseño de la placa PL-03.....	- 62 -
Tabla 9.2 Combinaciones de diseño de la placa PL-03.....	- 62 -

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA DEL PROYECTO

El edificio de la presente tesis está destinado a viviendas y se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro. El proyecto cuenta con 7 pisos más azotea y se encuentra limitado por edificaciones vecinas en 2 frentes.

El primer piso posee 12 estacionamientos y áreas comunes distribuidas en aproximadamente 433 m². Además, en cada piso típico encontramos dos departamentos con un área aproximada que asciende a 285 m². Cada departamento cuenta con dos dormitorios, dos baños, sala-comedor, cocina, estudio y lavandería (Figura 1.1).

La circulación vertical a los niveles típicos del proyecto se da a través de escaleras y un ascensor que se encuentran ubicado en la zona central de la planta.

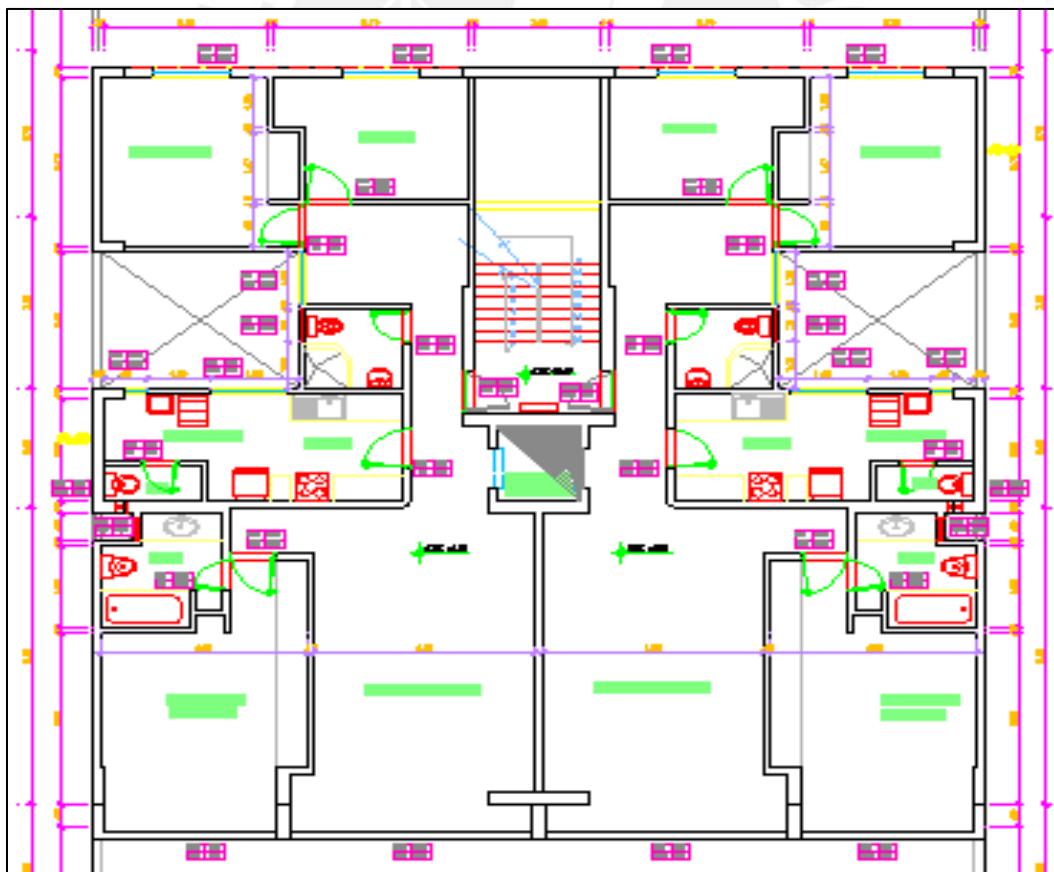


Figura 1.1 Planta típica del proyecto.

La figura 1.2 muestra la elevación frontal del presente proyecto.

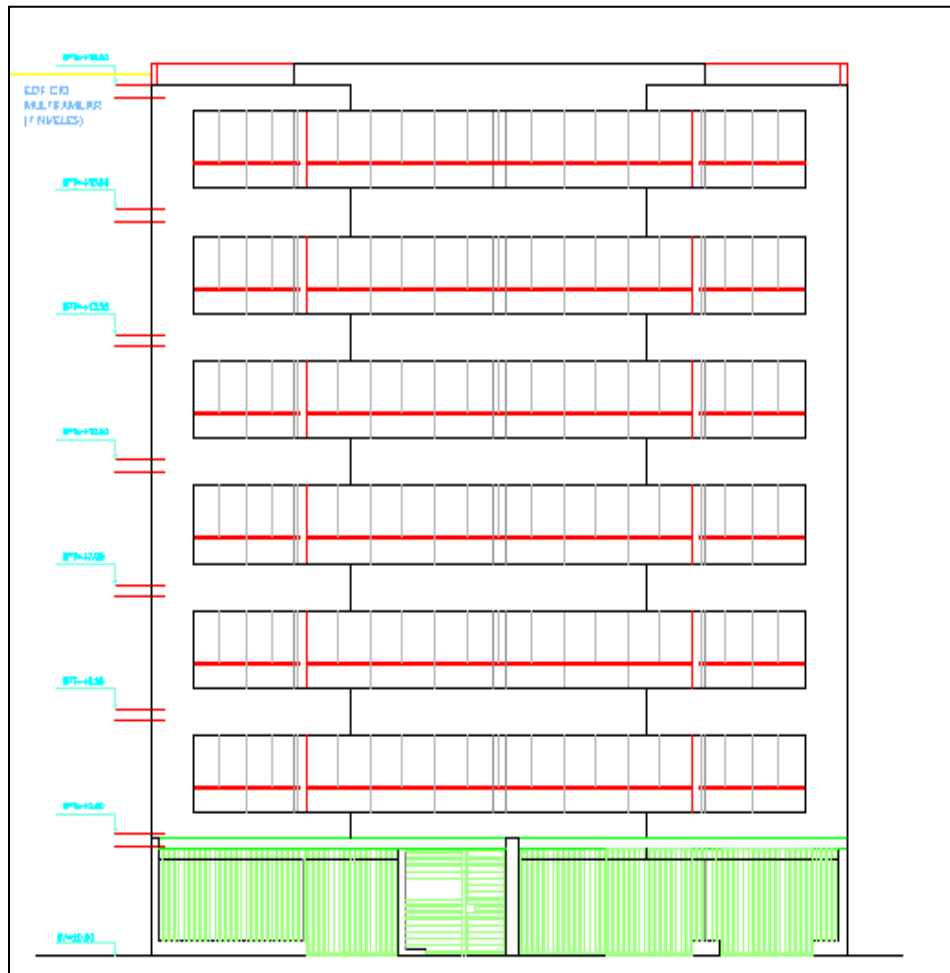


Figura 1.2 Elevación frontal de la edificación.

1.2 NORMATIVIDAD

Para el análisis y diseño del proyecto se utilizaron las siguientes normas pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E):

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

1.3 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DE CONCRETO ARMADO (DISEÑO POR RESISTENCIA)

El método utilizado para el diseño de elementos de concreto armado es el de rotura, también denominado Diseño por Resistencia. Este método consiste en reducir la resistencia nominal de cada sección (capacidad) y compararla con las cargas actuantes llevadas a condiciones últimas (demanda).

Resistencia de diseño (Rn): Resistencia nominal de la sección afectada por un factor de reducción de resistencia (Φ).

La tabla 5.1 presenta los factores de reducción de resistencia de la Norma E.060.

Tabla 1.1 Factores de reducción de resistencia

SOLICITACIÓN EN LA SECCIÓN	FACTOR DE REDUCCIÓN (Φ)
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexo compresión y compresión con estribos	0.7
Aplastamiento	0.7

Resistencia requerida (Ru): Se obtiene de amplificar las cargas en servicio a través de combinaciones de cargas indicadas en la Norma E.060.

Tabla 1.2 Combinaciones de carga para estados últimos

COMBINACIONES DE CARGA
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM+CV) \pm CS
0.9 CM \pm CS

Donde: CM = Carga muerta. CV = Carga viva. CS = Carga sísmica.

En resumen, en el diseño por resistencia se debe cumplir para cada sección de elemento estructural:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

CONCRETO:

- Resistencia a la compresión : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $Ec = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson : $\nu = 0.15$

ACERO:

- Esfuerzo de fluencia : $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $Es = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación de fluencia : $\epsilon_y = 0.0021$

La capacidad portante del suelo se consideró 4 kg/cm^2 a una profundidad de 1.50 m bajo el nivel de piso terminado.

1.5 CARGAS UTILIZADAS

Antes de proceder con el diseño de los elementos estructurales es necesario conocer las cargas actuantes que actúan sobre estos. La Norma E.020 Cargas nos permite conocer las cargas muertas (peso propio) y las cargas vivas (sobrecarga) que actúan en la edificación.

Tabla 1.3 Pesos unitarios de los materiales presentes en el proyecto

Material	Peso Unitario (kg/m³)
Albañilería de arcilla sólida	1800
Concreto Armado	2400
Agua	1000
Aligerado Convencional h = 17 cm	280
Aligerado Convencional h = 20 cm	300

Para los acabados existe 5 cm de piso terminado, lo que equivale a 100 kg/m^2 .

Tabla 1.4 Sobrecargas reglamentarias

Uso	S/C (kg/m²)
Corredores y escaleras en viviendas	200
Azotea	100

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Toda edificación durante su tiempo de vida útil se encontrará sometida ante cargas de gravedad. Asimismo, debido a que se encuentra ubicada en una zona donde se registra una intensa actividad sísmica, existe la posibilidad de que tenga que resistir fuerzas de sismo.

Una buena estructuración de la mano de un diseño eficiente y procedimientos constructivos de calidad permitirán que la edificación se comporte adecuadamente durante los terremotos. De esa manera, se busca evitar las pérdidas humanas y minimizar los daños materiales.

Para este proyecto se tomó en cuenta los criterios de estructuración y diseño que indica el ingeniero Antonio Blanco en su libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” (1997). Los criterios más importantes se describen a continuación:

SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

Las edificaciones con una configuración simple y en lo posible simétrica, poseerán una respuesta adecuada ante un evento sísmico. Asimismo, la simplicidad ayuda mucho en la idealización de los elementos estructurales y permite realizar un modelo computacional del edificio acorde con la realidad.

RIGIDEZ LATERAL

En todo proyecto es importante controlar los desplazamientos excesivos durante un sismo, ya que esto podría generar pánico en los habitantes, daño en elementos no estructurales y posibles fallas en la estructura en general.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

En el mejor de los casos se debe tener elementos verticales continuos en altura, así evitamos cambios bruscos en rigidez y posibles concentraciones de esfuerzos. Además, se asegura una correcta transmisión de las cargas hacia la cimentación.

RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

La estructura en ambas direcciones de la planta, debe ser capaz de resistir las cargas de gravedad, así como también cargas asociadas al sismo. Asimismo, es importante buscar que los elementos estructurales posean fallas dúctiles, es decir que se presente la fluencia del acero antes que la deformación máxima del concreto sea superada.

DIAFRAGMA RÍGIDO

Los sistemas de techo de toda edificación deben comportarse como una losa rígida en su plano. De esa manera, la deformación lateral de los elementos verticales se uniformiza y las fuerzas generadas por el sismo podrán ser distribuidas de acuerdo a la rigidez lateral que cada elemento posea.

2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

El planteamiento estructural del proyecto cuenta con las siguientes características:

Respecto a los sistemas de techado, se optó por usar losas aligeradas convencionales armadas en una dirección. Asimismo, en las zonas correspondientes a baños se decidió colocar losas macizas por el tema de instalaciones sanitarias. En caso de existir continuidad entre losas macizas y aligeradas, se optó por uniformizar sus peraltes para tener un solo fondo.

Se trató de evitar que las vigas peraltadas crucen ambientes importantes de la planta como dormitorios o sala, ya que podría generar incomodidad en los habitantes estéticamente hablando.

Respecto a los elementos verticales, se colocaron placas en ambas direcciones aprovechando el 100% de los “espacios” que brinda arquitectura, con ello logramos brindar rigidez a la estructura. En las placas orientadas en la dirección Y, se colocaron “mochetas” para dar continuidad a las vigas que llegan. Solamente se colocaron columnas en la dirección de la fachada.

En la figura 2.1 se muestra la estructuración de la planta típica del proyecto. Se puede observar la distribución de los elementos verticales como columnas y muros de corte. Respecto a los sistemas de techo, se puede apreciar las losas aligeradas armadas en una dirección. Asimismo, los paños achurados corresponden a losas macizas, que se usaron principalmente en las zonas de servicios higiénicos y balcones.

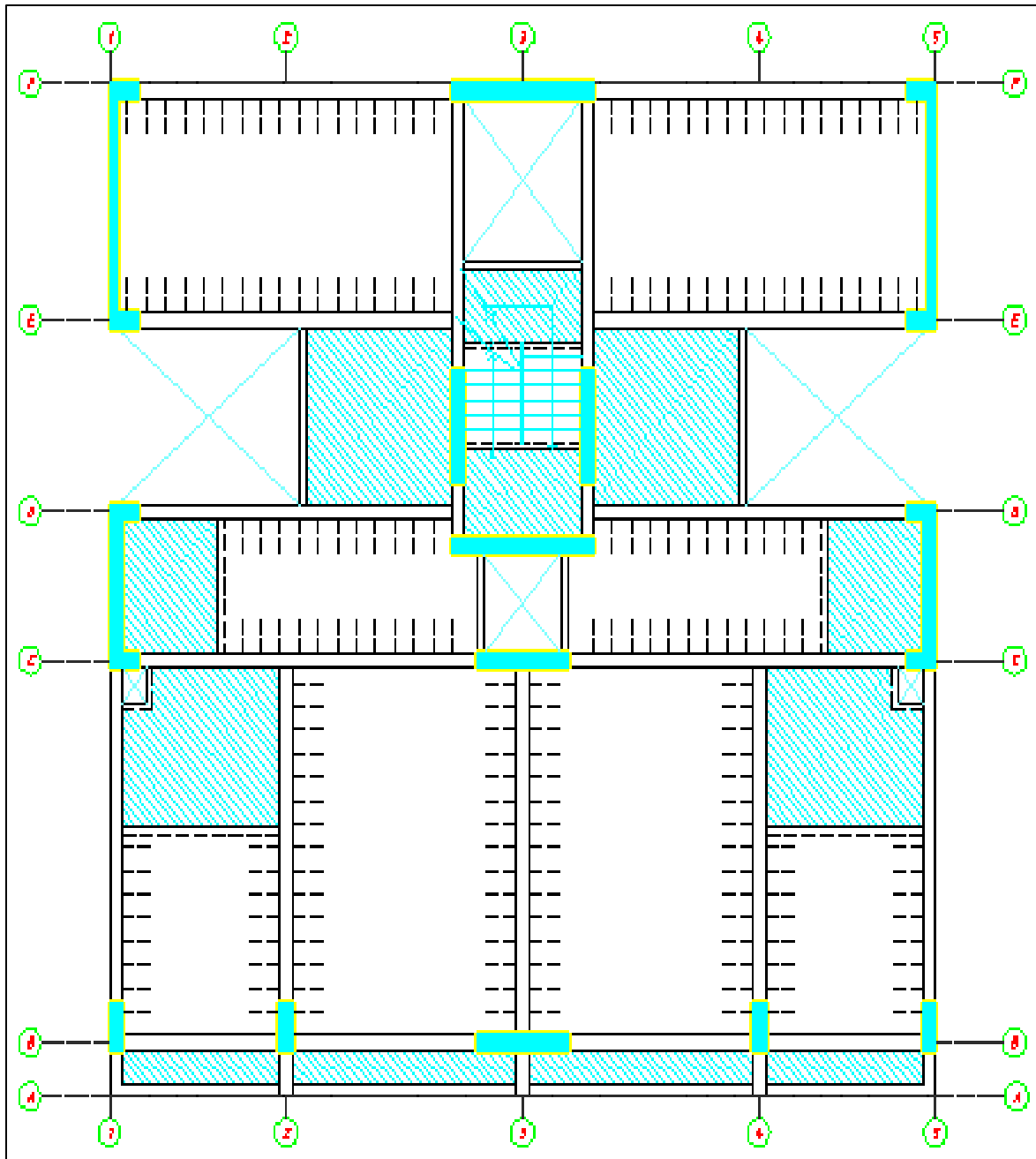


Figura 2.1 Estructuración de planta típica.

CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 GENERALIDADES

El predimensionamiento implica brindar dimensiones preliminares a los elementos estructurales de acuerdo a recomendaciones basadas en la experiencia, limitaciones en la arquitectura y lo que estipula la Norma E.060.

Estas dimensiones iniciales serán verificadas durante el proceso de diseño, existiendo la posibilidad de modificarlas en caso se requiera.

3.2 LOSAS ALIGERADAS

Para el predimensionamiento de losas aligeradas se usarán las recomendaciones indicadas por el Ing. Antonio Blanco. Se muestra la tabla 3.1 con espesores de losas aligeradas y luces máximas recomendadas.

Tabla 3.1 Espesores recomendados para losas aligeradas (Blanco).

h(m)	Peso Propio (kg/m²)	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$L_n < 4$
0.20	300	$4 < L_n < 5.5$
0.25	350	$5 < L_n < 6.5$
0.30	420	$6 < L_n < 7.5$

Estos espesores recomendados se cumplen para losas aligeradas armadas en una dirección, cuya sobrecarga no exceda los 300 kg/m² y la densidad de tabiques sea baja.

En este proyecto, al tratarse de una edificación multifamiliar (vivienda) le corresponde una sobrecarga de 200 kg/m² según la Norma E.020 Cargas.

La luz máxima presente en el proyecto es de 4.65m ubicada entre los ejes B-C y 2-3, lo que corresponde un peralte de losa aligerada de 20 cm de espesor. Entre los ejes E-F y 1-3 se tienen luces hasta 3.65m, por lo que se decidió usar peralte de losa de 17 cm para esos paños.

3.3 LOSAS MACIZAS

De acuerdo a lo indicado en la Norma E.060 Concreto Armado, en losas para no verificar deflexiones se tiene la siguiente recomendación:

$$- h \geq L_n/30$$

Donde L_n = Luz libre.

En este proyecto tenemos una luz de 3.30m correspondiente a zona de baños, la losa maciza tendría peralte de $h > 3.30/30 = 0.11$ m. Debido a que en esa zona se tiene paños de losa aligerada de 20 cm, optaremos por usar losa maciza de 20 cm con fin de uniformizar los peraltes.

3.4 VIGAS

En el caso de las vigas, seguiremos lo estipulado en la Norma E.060 Concreto Armado y las recomendaciones indicadas por el Ing. Antonio Blanco.

- El peralte debe ser del orden del 1/10 a 1/12 de la luz libre de la viga.
- El ancho de la viga puede variar entre el 30% al 50% del peralte de la viga.
- En caso de que la viga forme parte del sistema sismorresistente, este debe tener un ancho mínimo de 25 cm.

En este proyecto, la luz libre mayor es 6.58 m, entre los ejes X e Y, por lo que el peralte se encontrará entre 0.54 m y 0.66 m. Por lo tanto, se optó por un peralte de 60 cm para todas las vigas. Además, para las vigas que formen pórticos, su ancho deberá ser de por lo menos 25 cm.

3.5 COLUMNAS

Dado que existen muros de corte encargados de dotar rigidez en ambas direcciones de la edificación, las columnas se dimensionan de tal manera que el esfuerzo axial ante solicitaciones de servicio sea como máximo $0.45f'c$.

$$\text{Área requerida} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

Donde la carga en servicio puede aproximarse como: Área tributaria x # Pisos x Carga Unitaria. Asimismo, la carga unitaria = 1 ton/m²/piso. (Ver tabla 2.2).

Tabla 3.2 Predimensionamiento de columnas por carga axial.

Columna	Área Tributaria (m ²)	Carga (ton/m ²)	Pisos	Pservicio (ton)	Área requerida (cm ²)	Sección (cm ²)
C-01	8.5	1	7	60	635	25x80 = 2000
C-02	17.3	1	7	121	1280	30x80 = 2400

La tabla 2.2 presenta el predimensionamiento por carga axial de las columnas C-01 y C-02 ubicadas en la intersección del eje B con los ejes 1 y 2 respectivamente. Asimismo, se observa que ambas columnas permiten tener vigas de luz libre aceptable.

3.6 MUROS DE CORTE

Debido a su alta rigidez, las placas se encargarán de absorber la mayor cantidad de fuerza cortante sísmica. La norma E.060 indica que el espesor de un muro de corte no debe ser menor que el 1/25 de la altura de los elementos que la arriostran ni menor de 15 cm. Sin embargo, en caso de usar sistema de muros de ductilidad limitada, el espesor puede ser 10 cm.

Para edificaciones de pocos niveles se podría utilizar muros de 15 cm de espesor. Al incrementar el número de pisos, podríamos tener espesores de muros de 20 cm, 25 cm o incluso mayores.

En el presente proyecto se optó por colocar espesor de muros de 25 cm para las cajas de escaleras y ascensores. En la dirección Y se propuso colocar placas de 15 cm y 25 cm de espesor, de acuerdo a los ambientes dados en la arquitectura. Con el análisis sísmico se conocerá si la distribución de elementos propuesta es suficiente.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico se utiliza para verificar que la estructura cumpla con ciertos requisitos estipulados en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente versión 2018 como verificación de irregularidades, verificación de la deriva máxima. Asimismo, permite determinar las fuerzas de diseño para los elementos estructurales y la junta de separación entre edificios.

4.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

Estos parámetros son empleados para el cálculo de la fuerza cortante basal en el análisis estático. Asimismo, son necesarios para construcción del espectro de pseudo aceleraciones en el análisis dinámico.

ZONIFICACIÓN (Z)

El proyecto se ubica en Lima (Zona 4), por lo tanto, corresponde $Z = 0.45$.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S)

El estrato de apoyo de la edificación corresponde a una grava densa, por lo que se considera un tipo S1. Como consecuencia, corresponde $S = 1.0$, $T_p = 0.4$ seg, $T_I = 2.5$ seg.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración en el suelo, depende del periodo fundamental de la estructura. La expresión que la define es la siguiente:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), \text{ donde } T \text{ es el periodo.} \quad \text{Donde } C < 2.5$$

CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN (U)

La edificación está destinada a viviendas, por lo tanto, su categoría es tipo común. Corresponde $U = 1.0$.

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)

Se asume que el sistema estructural en ambas direcciones corresponde a muros estructurales de concreto armado ($R_o = 6$). Asimismo, se observa que presenta irregularidad de esquinas entrantes ($I_p = 0.90$). Por lo tanto, $R = R_o \times I_p \times I_a = 6 \times 0.90 \times 1 = 5.4$.

4.2 PESO DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo a la norma E.030, el peso de la edificación considerada para efectuar el análisis sísmico corresponde al 100% de la carga muerta más 25% de la carga viva para edificaciones comunes, en donde nuestra edificación se encuentra incluida. El peso total de la estructura asciende a 1811 ton.

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

En el análisis estático, las solicitaciones sísmicas son representadas mediante fuerzas que actúan en el centro de masa de cada entrepiso de la edificación. De este método se obtendrá la fuerza cortante basal en cada dirección del edificio para determinar el factor de escala de diseño. La fuerza cortante basal se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Para determinar el coeficiente C (Amplificación Estructural), es necesario conocer los periodos fundamentales de la edificación en ambas direcciones. Para ello, se realizó el análisis traslacional puro en cada dirección. Los periodos obtenidos son $T_x = 0.66$ seg. y $T_y = 0.54$ seg. Entonces, los valores de C se calculan de la siguiente manera:

$$C_x = \frac{2.5 \times 0.4}{0.60} = 1.67 \qquad C_y = \frac{2.5 \times 0.4}{0.52} = 1.92$$

Con todos los parámetros conocidos:

$$V_x = \frac{0.45 \times 1.0 \times 1.67 \times 1.0}{5.4} \times 1811 = \mathbf{252 \text{ ton}}$$

$$V_y = \frac{0.45 \times 1.0 \times 1.92 \times 1.0}{5.4} \times 1811 = \mathbf{289 \text{ ton}}$$

Estos valores obtenidos se usarán para encontrar el factor de escala sísmico.

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO

En el análisis dinámico, la fuerza sísmica puede ser representada por un espectro de respuesta o mediante una señal sísmica. En el proyecto se desarrollará en análisis espectral.

En primer lugar, se realizará el análisis de modos y frecuencias, donde se obtendrán los principales modos de vibración de la estructura con sus respectivas masas participantes. Además, se desarrollará un análisis espectral considerando 3 grados de libertad por nivel y un análisis traslacional puro, donde solo se tiene en cuenta un grado de libertad por piso. Los resultados serán comparados.

4.4.1 MODELO ESTRUCTURAL

Para desarrollar el análisis sísmico se utilizó programa ETABS 2016. Las principales características del modelo computacional son:

- Las vigas y columnas fueron idealizadas como elementos tipo frame (unidireccional). Además, se anuló la rigidez torsional en las vigas.
- Los muros de corte fueron idealizados como elementos tipo Shell (bidireccionales).
- Los sistemas de techo se modelaron como elementos tipo Membrana, las cuáles se encargan de transmitir las cargas hacia los elementos de apoyo como vigas y placas.
- Se consideró un diafragma rígido para cada piso de la edificación. Cada diafragma cuenta con tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación.
- Las propiedades inerciales de la estructura fueron definidas a través del peso propio de los elementos estructurales y las cargas aplicadas en el modelo computacional.
- La masa a considerar para el análisis corresponde al 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, de acuerdo a la E.030.

Se presentan las imágenes del modelo computación elaborada en el programa ETABS 2016.

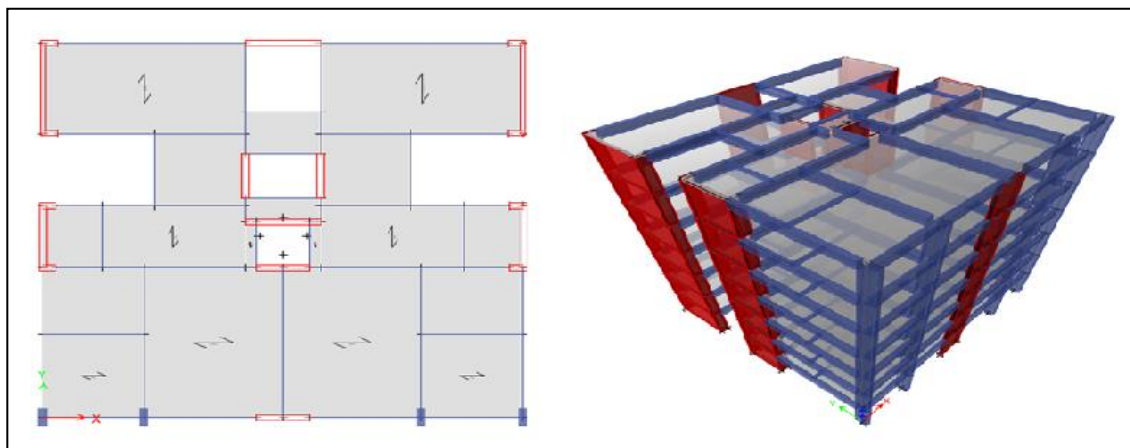


Figura 4.1 Vista en planta (izquierda) y 3D (derecha) del modelo computacional del proyecto.

4.4.2 ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS

El programa ETABS nos brinda los modos y frecuencias naturales de vibración de la estructura. Se presenta la tabla 4.1 donde se muestra los periodos y masa participante de cada modo.

Tabla 4.1 Periodos de vibración y masas participantes de la estructura.

Modo	Periodo (s)	Masa Participante X (%)	Masa Participante Y (%)
1	0.66	72.3	0.0
2	0.54	0.0	68.1
3	0.39	0.0	0.0
4	0.16	15.0	0.0
5	0.11	0.0	20.3
6	0.09	0.0	0.0
7	0.07	6.2	0.0
8	0.05	0.0	6.6
9	0.04	3.1	0.0
10	0.04	0.2	0.0
11	0.03	0.0	2.9
12	0.03	1.8	0.0
13	0.02	0.0	0.0
14	0.02	0.0	1.4
15	0.02	1.0	0.0

16	0.02	0.0	0.0
17	0.02	0.0	0.6
18	0.02	0.4	0.0
19	0.01	0.0	0.2
20	0.01	0.0	0.0
21	0.01	0.0	0.0

Se debe tomar en cuenta los modos que alcancen por lo menos el 90% de masa participante y que sean por lo menos 3 modos.

A modo de verificación del porcentaje de masa participante, se construyeron las tablas 4.2 y 4.3 para ambas direcciones de la estructura.

DIRECCIÓN X

Tabla 4.2 Verificación de la masa participante en la dirección X.

Modo	Periodo (s)	Masa Participante X (%)
1	0.66	72.3
4	0.16	15.0
7	0.07	6.2

Se verifica que la sumatoria de las masas participantes en X es de 93.5%.

DIRECCIÓN Y

Tabla 4.3 Verificación de la masa participante en la dirección Y.

Modo	Periodo (s)	Masa Participante Y (%)
2	0.54	68.1
5	0.11	20.3
8	0.05	6.6

Se verifica que la sumatoria de las masas participantes en Y es de 95%.

4.4.3 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

Para obtener la respuesta se aplicó el criterio de combinación cuadrática para cada modo. El espectro de diseño se define mediante la siguiente expresión:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g$$

Con los parámetros sísmicos definidos anteriormente se construyó el espectro de la figura 4.2.

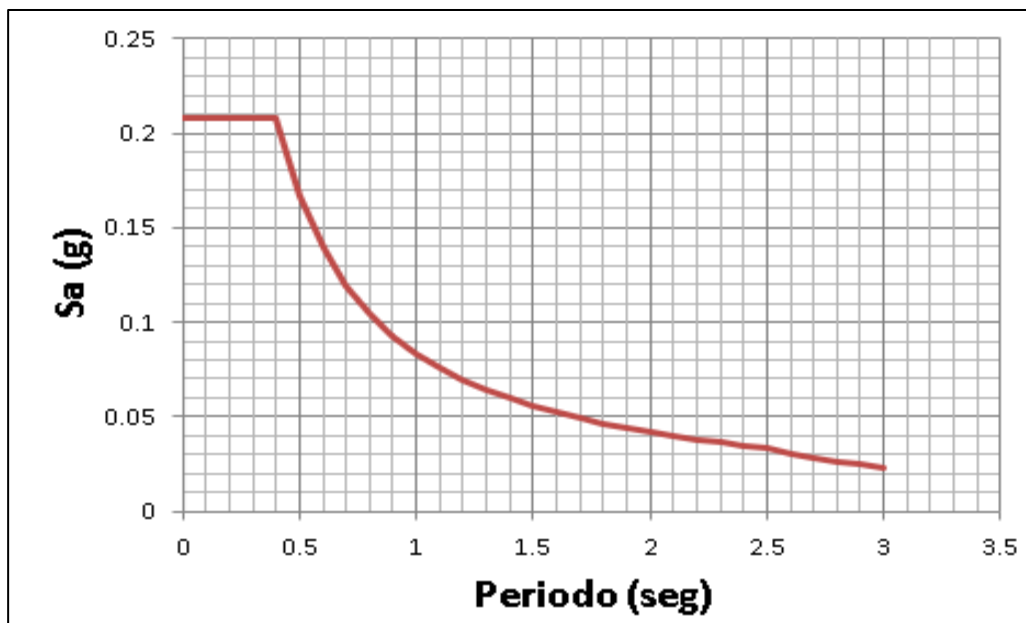


Figura 4.2 Espectro de pseudo aceleraciones.

4.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO 3GDL

4.5.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos obtenidos del análisis elástico lineal con las sollicitaciones sísmicas reducidas por el factor R se multiplicarán por 0.85R para considerar la incursión de la estructura al rango inelástico.

Se presentan las tablas 4.4 y 4.5 correspondientes al control de desplazamiento lateral en ambas direcciones de la edificación. La deriva se obtiene restando los desplazamientos inelásticos máximos de pisos consecutivos y dividiendo entre la altura (2.70 m)

Tabla 4.4 Verificación de deriva en la dirección X.

Piso	Desplazamiento Elástico X-X (cm)	Desplazamiento Inelástico X-X (cm)	DERIVA (‰)
T7	2.19	10.05	5.10
T6	1.89	8.68	5.61
T5	1.56	7.16	6.46
T4	1.18	5.42	6.63
T3	0.79	3.63	6.29
T2	0.42	1.93	4.93
T1	0.13	0.60	2.21

Tabla 4.5 Verificación de deriva en la dirección Y.

Piso	Desplazamiento Elástico Y-Y (cm)	Desplazamiento Inelástico Y-Y (cm)	DERIVA (‰)
T7	1.88	8.63	5.61
T6	1.55	7.11	5.95
T5	1.2	5.51	5.78
T4	0.86	3.95	5.27
T3	0.55	2.52	4.59
T2	0.28	1.29	3.40
T1	0.08	0.37	1.36

El límite de la Norma E.030 para la deriva en concreto armado es de 7‰. En nuestro proyecto, la dirección X-X posee una deriva máxima de 6.63‰ en el piso 4. Asimismo, la

máxima deriva en la dirección Y-Y es de 5.95‰ en el piso 6. Con eso se puede concluir que la edificación cumple con la exigencia de los desplazamientos permisibles que indica la norma E.030.

4.5.2 VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

IRREGULARIDADES EN ALTURA

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

En la tabla 4.6 y 4.7 se presentan los análisis de rigideces laterales de entrepiso, las cuáles fueron calculadas dividiendo la fuerza cortante de entrepiso entre el desplazamiento relativo del centro de masas de cada piso.

Tabla 4.6 Análisis rigidez de entrepiso en X.

PISO	DIRECCIÓN X-X		
	Rigidez lateral (ton/m)	$K_{lat} (i) / K_{lat} (i+1)$	$K_{lat} (i) / K_{lat\ prom}(i+3)$
7	15539	-	-
6	27143	1.75	-
5	33323	1.23	-
4	38579	1.16	1.52
3	46606	1.21	1.41
2	64465	1.38	1.63
1	155654	2.41	3.12

Tabla 4.7 Análisis rigidez de entrepiso en Y.

PISO	DIRECCIÓN X-X		
	Rigidez lateral (ton/m)	$K_{lat} (i) / K_{lat} (i+1)$	$K_{lat} (i) / K_{lat\ prom}(i+3)$
7	15800	-	-
6	32067	2.03	-
5	44931	1.40	-
4	55893	1.24	1.81
3	77217	1.38	1.74
2	113588	1.47	1.91
1	286857	2.53	3.49

La norma E.030 indica que existe irregularidad de rigidez o piso blando cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% del entrepiso superior o menor al 80% del

promedio de las rigideces laterales de los 3 entrepisos inmediatos superiores. Se observa que en ambas direcciones la edificación no presenta esta irregularidad.

Irregularidad de Extrema Rigidez

La norma E.030 establece que existe irregularidad de extrema rigidez cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor al 60% de la rigidez lateral del piso inmediato superior o es menor que el 70% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores adyacentes. Como se verificó en la irregularidad anterior, el edificio en estudio no posee irregularidad de extrema rigidez.

Irregularidad de Masa o Peso

La norma E.030 indica que existe irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos. Puesto que en este proyecto los entrepisos son típicos, no existe irregularidad de masa o peso.

Irregularidad Geométrica Vertical

De acuerdo a la norma E.030, esta irregularidad se presenta cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no aplica en azotea ni en sótanos. En el edificio en estudio no se aplica esta irregularidad debido a que las dimensiones de los elementos sismorresistentes mantienen sus dimensiones iniciales en todos los pisos.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Este criterio aplica a las estructuras que en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento. Este proyecto no posee irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes ya que todos son continuos en altura.

IRREGULARIDADES EN PLANTA

Irregularidad Torsional

La norma E.030 exige que la relación entre los desplazamientos relativos máximos y promedio de cada nivel sea menor de 1.30 para no tener irregularidades por torsión. Las siguientes tablas muestran el análisis por torsión en ambas direcciones.

Tabla 4.8 Análisis por torsión en X.

PISO	DIRECCIÓN X-X		
	Δ Máx. (mm)	Δ Prom. (mm)	Δ Máx/ Δ Prom
7	21.9	20.7	1.056
6	18.9	17.9	1.055
5	15.6	14.8	1.054
4	11.8	11.2	1.055
3	7.9	7.5	1.056
2	4.2	4	1.058
1	1.3	1.2	1.065

Tabla 4.9 Análisis por torsión en Y.

PISO	DIRECCIÓN Y-Y		
	Δ Máx. (mm)	Δ Prom. (mm)	Δ Máx/ Δ Prom
7	18.8	17.7	1.063
6	15.5	14.6	1.064
5	12	11.3	1.064
4	8.7	8.1	1.065
3	5.5	5.1	1.067
2	2.8	2.6	1.068
1	0.8	0.8	1.07

Se observa en las tablas 4.8 y 4.9 que en ambas direcciones la relación Δ Máx./ Δ Prom. no excede el límite de la norma. Por lo tanto, la edificación no presenta irregularidad por torsión.

Irregularidad Torsional Extrema

La norma E.030 indica que una estructura posee irregularidad torsional extrema cuando la relación de desplazamientos relativos máximos y promedio es mayor a 1.5. El edificio en estudio no presente irregularidad torsional extrema.

Esquinas Entrantes

La norma E.030 indica que una estructura posee esta irregularidad cuando las dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la dimensión total en planta. En la planta del presente proyecto.

Discontinuidad de Diafragma

La norma E.030 establece que una estructura presenta discontinuidad de diafragma cuando las aberturas en planta superan el 50% de área bruta del diafragma. Además, aplica en estructuras cuando una sección transversal es menor al 25% del área total en la dirección de análisis. En la planta del edificio en estudio, se observa que las aberturas son menores al 50% del área total.

Sistemas no paralelos

Esta irregularidad se presenta cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos sismorresistentes no son paralelos. No se presenta sistemas no paralelos en el presente edificio.

4.5.3 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

La fuerza cortante obtenida en el análisis dinámico deberá ser mayor que el 80% de la cortante estática para estructuras regulares. En caso de tener una estructura irregular, la fuerza cortante dinámica deberá ser por lo menos el 90% de la cortante estática.

Si la fuerza cortante dinámica no cumple con las condiciones indicada en el párrafo anterior, será necesaria incrementar este valor mediante un factor de escala.

Además, es necesario verificar que el coeficiente de reducción sísmico sea el que asumió para calcular los desplazamientos inelásticos de la estructura. Para ello, debemos determinar el sistema estructural de la edificación en base al porcentaje de fuerza cortante que se llevan los elementos sismorresistentes.

Se presenta la tabla 4.10, donde se aprecia la distribución de fuerza cortante en los muros.

Tabla 4.10 Distribución de fuerza cortante.

	V	V Total (ton)	% Tomado	Sistema Estructural
SISMO X	165	177	93	Muros estructurales
SISMO Y	201	201	100	Muros estructurales

El porcentaje de fuerza cortante que se llevan las placas en ambas direcciones supera el 80% de la cortante basal, de acuerdo a la Norma E.030 el sistema estructural corresponde a muros estructurales con $R_o = 6$. Asimismo, la tabla 4.11 presenta los factores de escala.

Tabla 4.11 Factor de escala.

	V Estático (ton)	V Dinámico (ton)	90% V Estático	Factor Escala
SISMO XX	229	177	216	1.16
SISMO YY	280	201	266	1.25

4.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO TRASLACIONAL

Se realizó el análisis traslacional en cada dirección del edificio, el cual consiste en restringir los grados de libertad de la dirección perpendicular en análisis. De esa manera, la estructura se vuelve más rígida, ya que no cuenta con el aporte de los elementos sismorresistentes en la otra dirección. Los resultados del análisis traslacional se muestran a continuación:

4.6.1 MODOS Y FRECUENCIAS

DIRECCIÓN X

Tabla 4.12 Verificación de la masa participante en la dirección X (1GDL).

Modo	Periodo (s)	Masa Participante X (%)
1	0.60	72.3
2	0.16	15.0
3	0.07	5.9

La sumatoria de las masas participantes en X es de 93.2%.

DIRECCIÓN Y

Tabla 4.13 Verificación de la masa participante en la dirección Y (1GDL)

Modo	Periodo (s)	Masa Participante Y (%)
1	0.52	68.3

2	0.11	19.9
3	0.05	6.6

La sumatoria de las masas participantes en X es de 94.8%.

4.6.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se presenta la tabla 4.14 correspondiente al control de desplazamiento lateral para el análisis traslacional.

Tabla 4.14 Verificación de derivas del análisis traslacional.

Piso	DERIVA (‰) X-X	DERIVA (‰) Y-Y
T7	4.05	4.91
T6	4.66	5.03
T5	5.18	4.97
T4	5.43	4.65
T3	5.16	3.97
T2	4.13	2.88
T1	1.82	1.24

Se concluye que las derivas obtenidas del análisis traslacional son menores que las resultantes del análisis dinámico con 3GDL.

4.6.3 FUERZAS CORTANTES

FUERZAS CORTANTES ESTÁTICAS

El periodo de vibración predominante en la dirección X es 0.60 seg. Asimismo, en la dirección Y es 0.52 seg. Por lo tanto, los valores del factor de amplificación C son:

$$C_x = \frac{2.5 \times 0.4}{0.60} = 1.67 \qquad C_y = \frac{2.5 \times 0.4}{0.52} = 1.92$$

Con todos los parámetros conocidos, las fuerzas cortantes V son:

$$V_x = \frac{0.45 \times 1.0 \times 1.67 \times 1.0}{5.4} \times 1811 = \mathbf{251 \text{ ton}}$$

$$V_y = \frac{0.45 \times 1.0 \times 1.92 \times 1.0}{5.4} \times 1811 = \mathbf{290 \text{ ton}}$$

FUERZAS CORTANTES DINÁMICAS

Las fuerzas cortantes dinámicas para el análisis traslacional en ambas direcciones son:

Tabla 4.15 Fuerzas dinámicas del análisis traslacional

	V Dinámico (ton)
SISMO X TRASL.	195
SISMO Y TRASL.	214

4.7 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS TRASLACIONAL Y CON 3GDL

4.7.1 RESULTADOS GLOBALES

DIRECCIÓN X

Tabla 4.16 Comparación de resultados globales del edificio en X-X.

	V Estático (ton)	V Dinámico (ton)	Periodos (seg.)	Deriva (‰)
3GDL	229	177	0.66	6.63
Traslacional	251	195	0.60	5.43

DIRECCIÓN Y

Tabla 4.17 Comparación de resultados globales del edificio en Y-Y.

	V Estático (ton)	V Dinámico (ton)	Periodos (seg.)	Deriva (‰)
3GDL	280	201	0.54	6.63
Traslacional	290	214	0.52	5.03

Se observa que las fuerzas cortantes en el análisis traslacional son ligeramente mayores que en el análisis empleando 3GDL por nivel. La estructura se tiende a ser más rígida ya que no existe aporte de los muros y otros pórticos en la dirección perpendicular del análisis. Respecto al tema de las masas participantes, estos valores se mantuvieron prácticamente iguales. Esto se debe a que el efecto de la torsión es bajo.

4.7.2 FUERZAS INTERNAS EN ELEMENTOS

Como ejemplo, se muestra las fuerzas internas en la placa PL3 orientada en la dirección X. La primera imagen corresponde al análisis dinámico con 3GDL por nivel y la segunda al análisis dinámico traslacional (1GDL por piso):

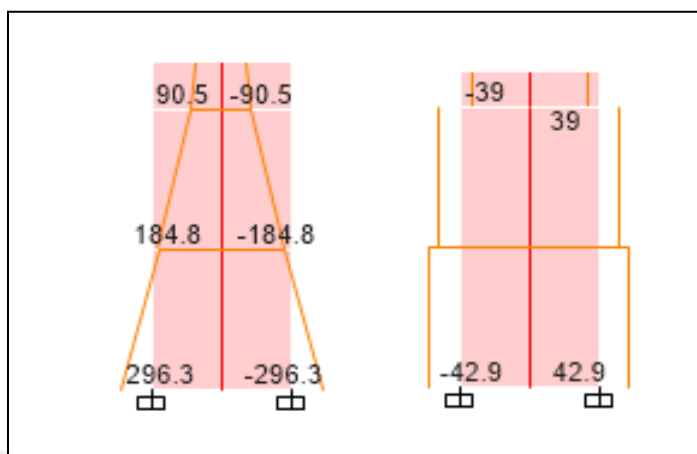


Figura 4.3 Momento flector (izquierda) y fuerza cortante (derecha). Análisis 3GDL.

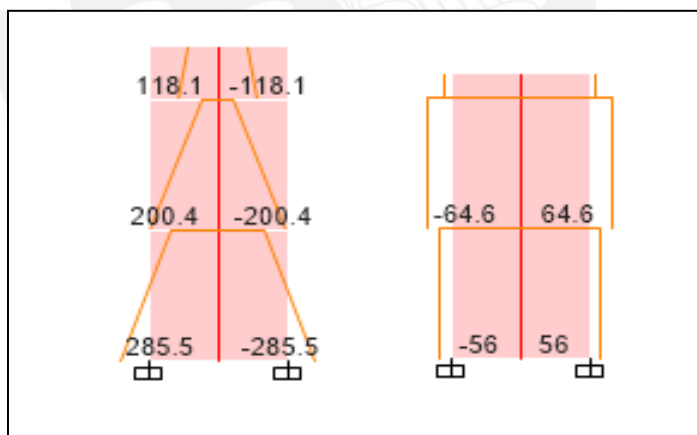


Figura 4.4 Momento flector (izquierda) y fuerza cortante (derecha). Análisis traslacional.

4.8 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La Norma E.030 establece que toda estructura debe estar separada una distancia mínima “s” de las estructuras vecinas, de esa manera evitando el contacto entre ellas durante un sismo. Se deberá tener en cuenta los desplazamientos inelásticos del análisis dinámico con 3GDL por piso. Con lo anterior se tiene:

- $s > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de las estructuras vecinas.

- $s > 3$ cm

- $s = 0.006h$, h en cm

Además, la estructura se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado ni menores que $s/2$.

La altura total del edificio es de 18.9 m, por lo que tenemos:

- $s = 0.006(1890) = 11.34$ cm, $s/2 = 5.67$ cm (XX, YY).

El desplazamiento máximo en la dirección XX es de 10.05 cm, con lo que se obtiene:

- $s = (2/3) (10.05) = 6.70$ cm.

El desplazamiento máximo en la dirección YY es de 8.63 cm, con lo que se obtiene:

- $s = (2/3) (8.45) = 5.63$ cm.

Con los resultados obtenidos podemos concluir que se deberá colocar una junta sísmica de 7 cm en la dirección X-X y de 6 cm en la dirección Y-Y.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

5.1 GENERALIDADES

Las losas nervadas son un sistema de techado compuesto en su parte superior por una losa maciza que une viguetas o nervios espaciados cierta distancia.

Uno de los tipos de losas nervadas más difundido en nuestro medio son las **losas aligeradas**, cuya característica principal es que en el espacio libre entre viguetas se coloca un ladrillo. Con ello se logra una reducción en el volumen de concreto empleado y así un ahorro significativo en el proyecto.

En nuestro medio, la separación entre las caras de las viguetas corresponde a 30 cm, el cual coincide con ancho de los ladrillos que se produce en el Perú. Además, el ancho de las viguetas es de 10 cm. En la figura 5.1 se muestra una sección típica de aligerado convencional.

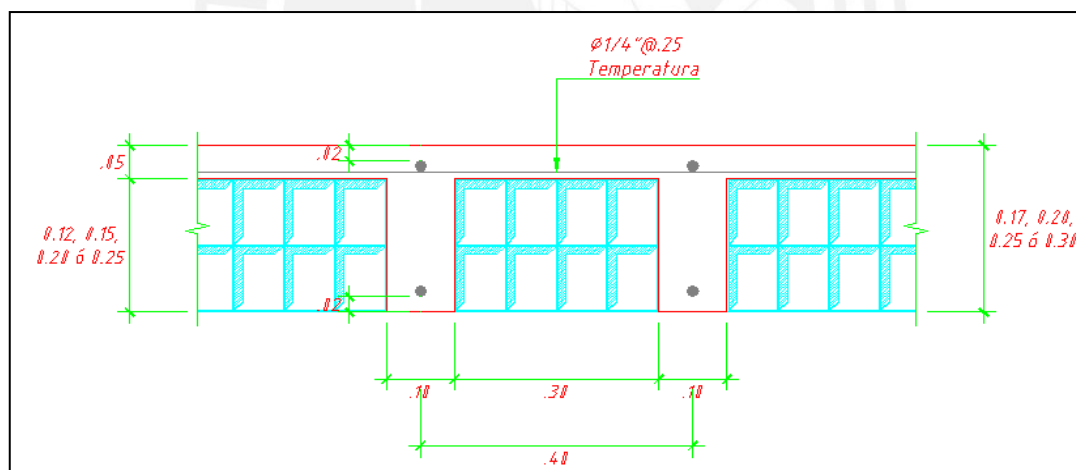


Figura 5.1 Sección típica de losa aligerada.

5.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el metrado de cargas en una losa aligerada, se debe considerar un ancho tributario equivalente a la separación de las viguetas (40cm). Las cargas serán distribuidas por metro lineal en cada vigueta. En caso de tener tabiques transversales a las viguetas, estos deberán ser incluidos en el modelo como cargas puntuales.

Se realizará el metrado de cargas para la vigueta ubicada entre los ejes B-C y 1-5.

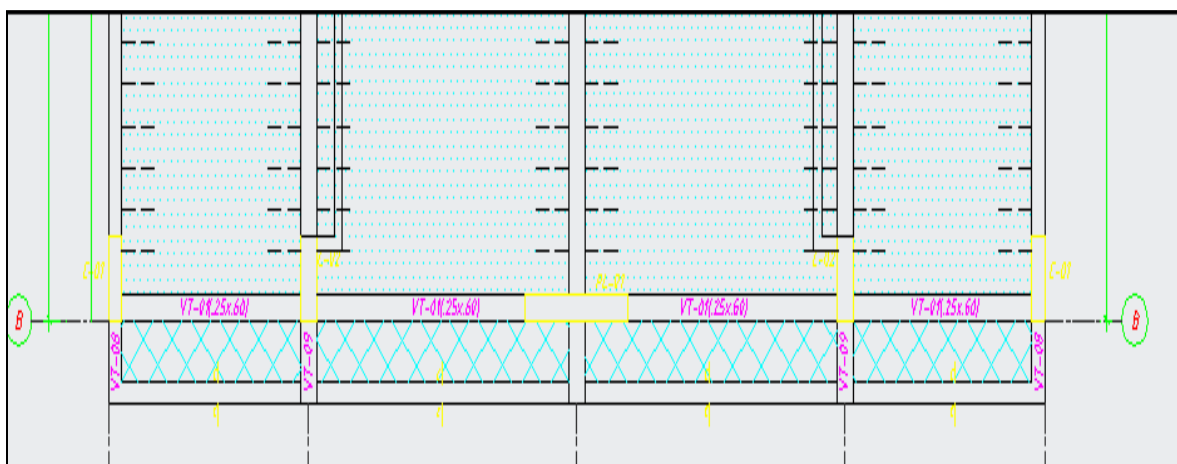


Figura 5.2 Ubicación de la vigueta a analizar.

METRADO DE CARGAS PARA LOSA ALIGERADA

Se tiene lo siguiente:

- Peso unitario del aligerado (h=20cm) : 300 kg/m²
- Peso unitario del aligerado (h=17cm) : 280 kg/m²
- Peso del piso terminado : 100 kg/m²
- Carga viva unitaria : 200 kg/m²
- Separación entre viguetas : 40 cm
- Tabique perpendicular a la vigueta : Espesor = 15 cm, Altura = 2.40m

Las cargas repartidas que actúan en las viguetas por metro lineal son las siguientes:

- Para h = 20 cm:

$$\text{CM: } 0.40 \times (300 + 100) = 160 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV: } 0.40 \times 200 = 80 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga puntual del tabique: } 1800 \times 0.15 \times 2.4 \times 0.40 = 260 \text{ kg}$$

- Para $h = 17 \text{ cm}$:

$$\text{CM: } 0.40 \times (280 + 100) = 152 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV: } 0.40 \times 200 = 80 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga puntual del tabique: } 1800 \times 0.15 \times 2.4 \times 0.40 = 260 \text{ kg}$$

Una vez realizado el metrado de cargas, se procede a modelar las viguetas como elementos unidireccionales tipo frame con ayuda del software computacional SAP 2000. La figura 5.3 muestra la asignación de cargas muertas y vivas en la vigueta entre ejes B-C y 1-5.

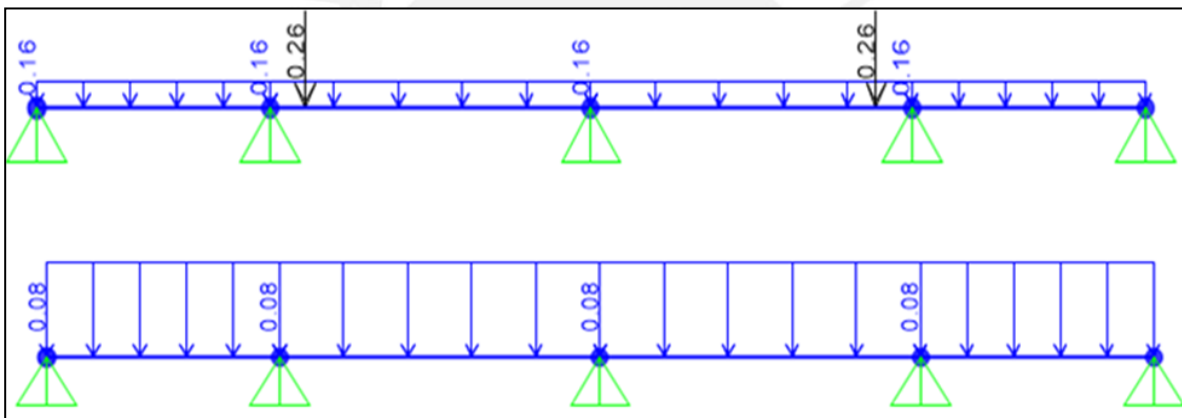


Figura 5.3 Asignación de carga muerta (superior) y carga viva (inferior) en ton/m y ton.

5.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las losas aligeradas trabajan básicamente a flexión simple (flexión y corte).

DISEÑO POR FLEXIÓN

Debido a que la losa superior y las viguetas son vaciados monólicamente, éstas trabajarán en conjunto formando así una sección T.

Para flexión positiva, la vigueta trabaja como sección rectangular con ancho $b = 40 \text{ cm}$. Esto ocurre siempre y cuando el eje neutro se encuentre dentro del ala ($c < 5 \text{ cm}$).

Para flexión negativa, la vigueta trabaja también como sección rectangular, pero esta vez el ancho a usar será $b=10$ cm. Esto es debido a que las compresiones se encuentran en el alma de la sección.

Respecto a las cuantías mínimas y máximas, la norma E.060 indica que el acero mínimo a colocar debe resistir por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección. Asimismo, se exige que la cuantía máxima a usar sea el 75% de la cuantía balanceada, evitando así la posibilidad de que se produzca una falla frágil en el elemento.

En caso de no poder cumplir con las cuantías mínimas, bastará con colocar un 30% más de acero que el requerido.

Una vez conocidos las cuantías mínimas y máximas, se deberá calcular el acero necesario (A_s) para cubrir con la demanda (M_u) mediante las expresiones:

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

Dónde:

- b : Ancho comprimido (Para M_u+ : $b=40$ cm; Para M_u- : $b= 10$ cm).
- d : Peralte efectivo.
- a : Profundidad del bloque de compresiones.

DISEÑO POR CORTANTE

Del análisis estructural se obtiene la fuerza cortante de diseño (V_u) que se encuentra ubicada a una distancia " d " (peralte efectivo) de la cara del elemento de apoyo.

La fuerza cortante de diseño debe ser resistido únicamente por el concreto del alma (ϕV_c), ya que no se colocan estribos en las viguetas. Además, la norma E.060 permite incrementar un 10% la resistencia al corte de la sección debido al monolitismo existente. Por lo tanto, la resistencia al corte de una losa aligerada se expresa mediante:

$$\phi V_c = 1.1 \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Se deberá verificar que $\Phi V_c > V_u$. Caso contrario, se deberá hacer uso de ensanches, que en la mayoría de los casos son los denominados alternados. Al usar este tipo de ensanche, los ladrillos son reemplazados por concreto de forma alternada de tal manera que el ancho nuevo de la sección “b” será 25 cm.

5.4 RECOMENDACIONES PARA EL ARMADO DE LOSAS ALIGERADAS

- Se debe colocar acero por temperatura y retracción en la losa superior, que es perpendicular a la dirección principal de armado.
- Las losas aligeradas no llevan refuerzo corrido superior, a no ser que exista inversión de momentos.
- Se recomienda armar las losas con varillas de $\Phi 8\text{mm}$, $\Phi 3/8"$, $\Phi 1/2"$. No es buena práctica usar más de 2 diámetros de barra diferentes en el diseño.
- El refuerzo para momento positivo debe consistir en una barra corrida y un bastón adicional como máximo. No es posible colocar más de 2 varillas en un ancho de 10 cm.

5.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Se diseñará la viga ubicada entre los ejes B-C y 1-5. Se realizó el metrado de cargas y el modelo estructural en el inciso anterior. Las fuerzas internas obtenidas para cargas últimas se muestran en la figura 5.4.

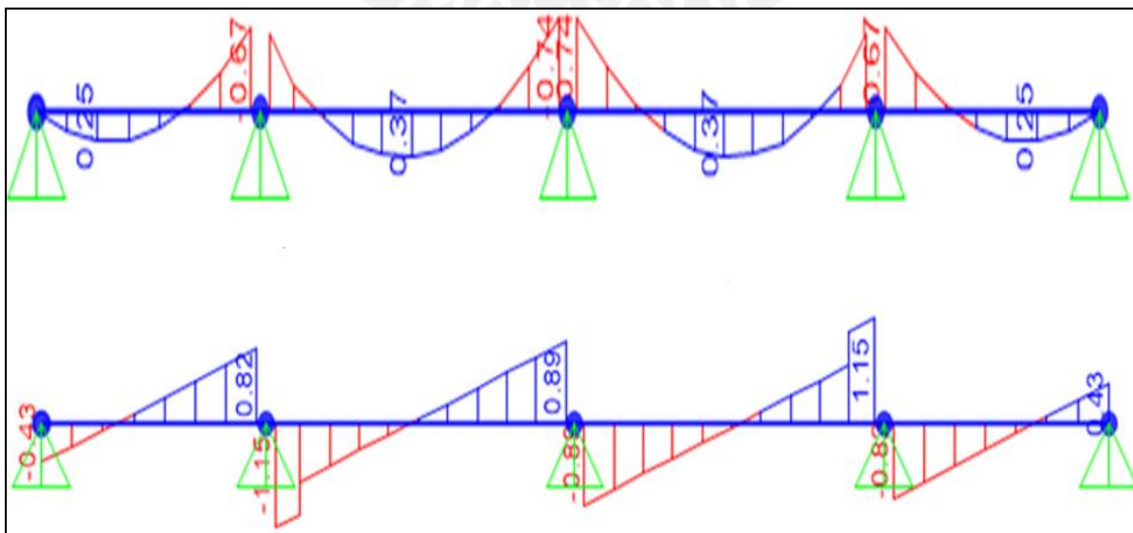


Figura 5.4 Diagrama de fuerza cortante (superior) y momento flector (inferior) de diseño.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para $M_u^- = 0.67 \text{ ton.m}$, es necesario: $A_s = 1.1 \text{ cm}^2$ Se coloca $1\Phi 3/8'' + 1\Phi 8\text{mm}$

Para $M_u^- = 0.74 \text{ ton.m}$, es necesario: $A_s = 1.2 \text{ cm}^2$ Se coloca $1\Phi 3/8'' + 1\Phi 8\text{mm}$

Para $M_u^+ = 0.25 \text{ ton.m}$, es necesario: $A_s = 0.4 \text{ cm}^2$ Se coloca $1\Phi 3/8''$

Para $M_u^+ = 0.37 \text{ ton.m}$, es necesario: $A_s = 0.6 \text{ cm}^2$ Se coloca $1\Phi 3/8''$

DISEÑO POR CORTANTE

De acuerdo a la norma E.060, es posible incrementar la resistencia a corte del concreto en un 10% cuando se trate de un vaciado monolítico. Por lo tanto, se tiene:

$$\phi V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 17.5 = \mathbf{1.26 \text{ ton}}$$

Como los valores de cortante última (V_u) a una distancia "d" de la cara son menores a la resistencia del concreto (ϕV_c), no es necesario colocar ensanches.

Se muestra el diseño final del aligerado en la figura 5.5

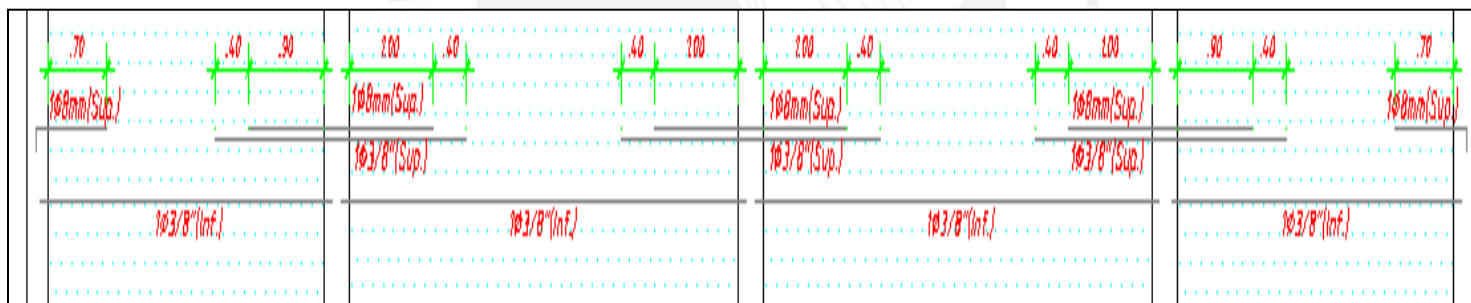


Figura 5.5 Diseño final del tramo de aligerado.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

6.1 GENERALIDADES

Las losas macizas son un sistema de techado que, a diferencia de las losas aligeradas, trabajan en 2 direcciones. Lo más usual es que estas se apoyen por lo menos en 3 lados.

En nuestro medio se emplea losas macizas ante la presencia de paños más o menos cuadrados. Debido a su mayor rigidez que una losa aligerada, pueden ser usadas para fondos de piscinas o jardineras donde las cargas de gravedad actuantes son altas. En los caso anteriores es importante impermeabilizar las superficies por temas de durabilidad y protección del refuerzo.

Asimismo, su aplicación es muy frecuente en baños ya que su geometría ayuda mucho al paso de tuberías en las instalaciones sanitarias de los proyecto.

La figura 6.1 muestra una sección típica de losa maciza.

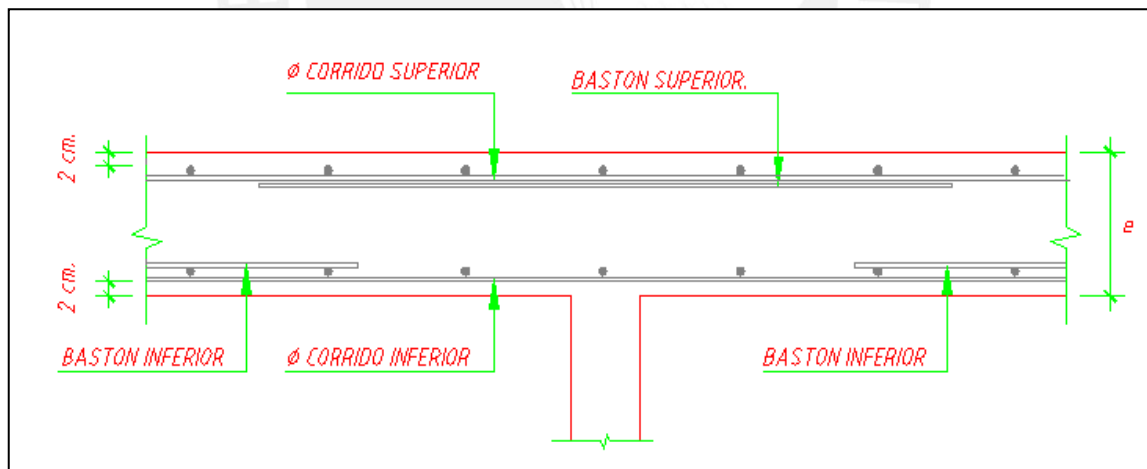


Figura 6.1 Sección típica de losa maciza.

6.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el metrado de cargas en una losa maciza, se debe considerar el espesor de la losa maciza para la determinación de pesos propio y además la tabiquería que será cargado por esta. Las cargas serán distribuidas por metro cuadrado.

Se realizará el metrado de cargas para la losa maciza ubicada entre los ejes C-D y 2-3.

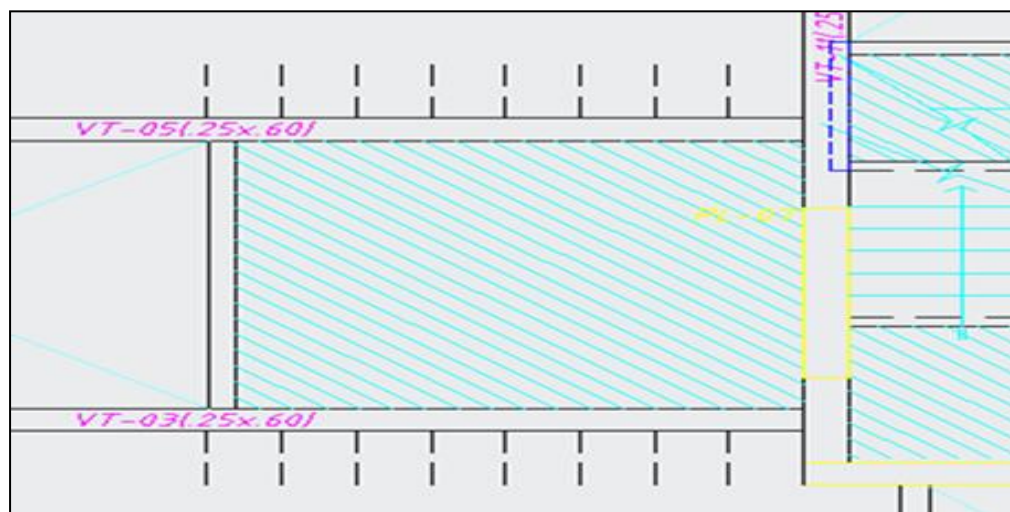


Figura 6.2 Ubicación de la losa maciza a diseñar.

METRADO DE CARGAS PARA LOSA MACIZA

Se tiene lo siguiente:

- Peso de losa maciza (h=20cm) : 2400 kg/m³
- Peso del piso terminado : 100 kg/m²
- Carga viva unitaria : 200 kg/m²
- Peso de la tabiquería : 1800 kg/m³

Las cargas repartidas que actúan en la losa maciza por metro cuadrado son:

$$CM: 0.20 \times 2400 + 100 = \mathbf{580 \text{ kg/m}^2}$$

$$CV: 200 = \mathbf{200 \text{ kg/m}^2}$$

Carga de tabiquería = **250 kg/m²**

Una vez realizado el metrado de cargas, se procede a modelar mediante elemento finitos el paño de losa maciza en el programa SAP 2000. En la figura 6.3 se muestra el modelo deformado de la losa maciza.

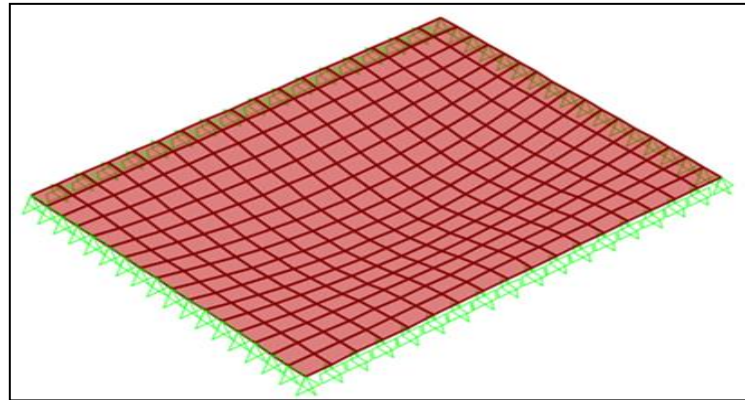


Figura 6.3 Modelo estructural deformado de la losa maciza.

6.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las losas macizas trabajan a flexión simple (flexión y corte).

DISEÑO POR FLEXIÓN:

En losas macizas, se realiza el diseño a flexión considerando una sección rectangular de ancho unitario y peralte correspondiente.

Respecto a la cantidad mínima de refuerzo, la norma E.060 indica que se debe colocar por lo menos la cuantía correspondiente a la retracción y temperatura que es $0.0018bh$. Es posible distribuir esa cantidad de acero solamente en la capa inferior. Sin embargo, si se decide colocar doble malla, por lo menos las $2/3$ partes ($0.0012bh$) debe ser inferior.

Asimismo, se exige que la cuantía máxima a usar sea el 75% de la cuantía balanceada, límite que rara vez controla el diseño. En caso de no poder cumplir con las cuantías mínimas, bastará con colocar un 30% más de acero que el requerido.

Conocida la distribución de armaduras mínimas, se deberá calcular el acero necesario (A_s) para cubrir con la demanda (M_u) mediante las mismas expresiones que en losas aligeradas.

DISEÑO POR CORTANTE:

Para el diseño por corte, se debe verificar para 1m de ancho solamente la contribución del concreto. La resistencia a fuerza cortante es la siguiente:

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

Se deberá verificar que $\phi V_c > V_u$. En losas macizas usualmente no se presenta problemas por corte debido a las dimensiones de la sección analizada.

6.4 RECOMENDACIONES PARA EL ARMADO DE LOSAS MACIZAS

- El espaciamiento de la malla mínima no debe ser mayor a 40 cm ni tres veces el espesor de la losa (3h).
- El espesor de la losa se encargará de absorber las fuerzas cortantes, por lo tanto, es importante realizar un óptimo predimensionamiento.
- Al igual que en losas aligeradas se recomienda armar las losas macizas con varillas de $\Phi 8\text{mm}$, $\Phi 3/8"$, $\Phi 1/2"$.
- No es buena práctica usar separación de barras con decimales. Por ejemplo, en lugar de usar $\Phi 8\text{mm}@23.5$ es preferible utilizar $\Phi 8\text{mm}@20$.

6.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

Se presenta el diseño de la losa ubicada entre los ejes C-D y 2-3. Se realizó el metrado de cargas y el modelo estructural en el capítulo 5.2. Las fuerzas internas obtenidas para cargas últimas se muestran en la figura 6.4 y 6.5.

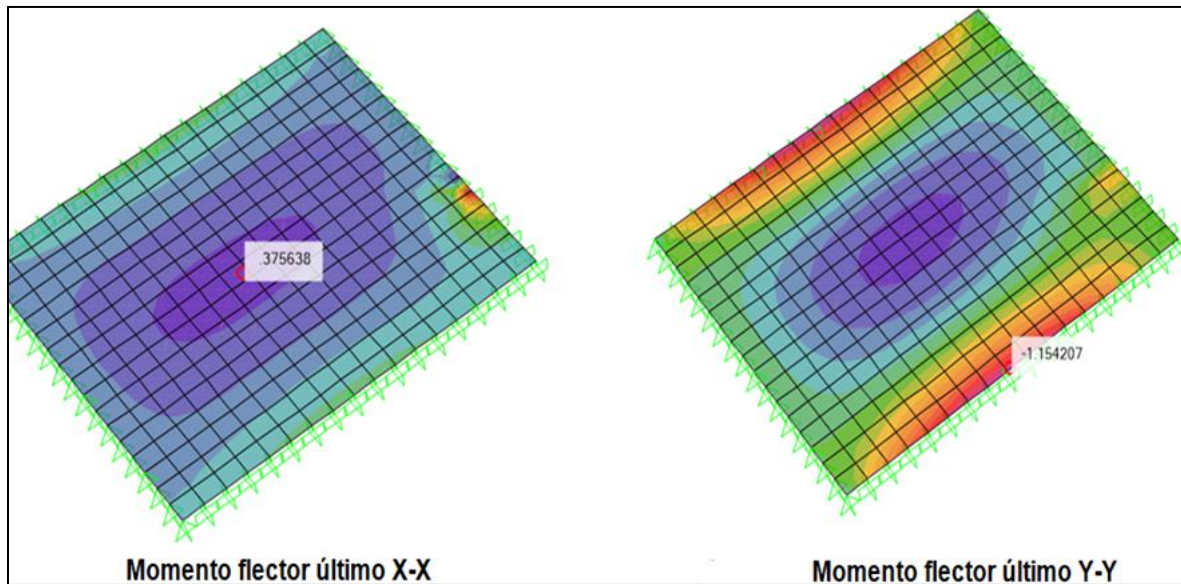


Figura 6.4 Momentos flectores de diseño.

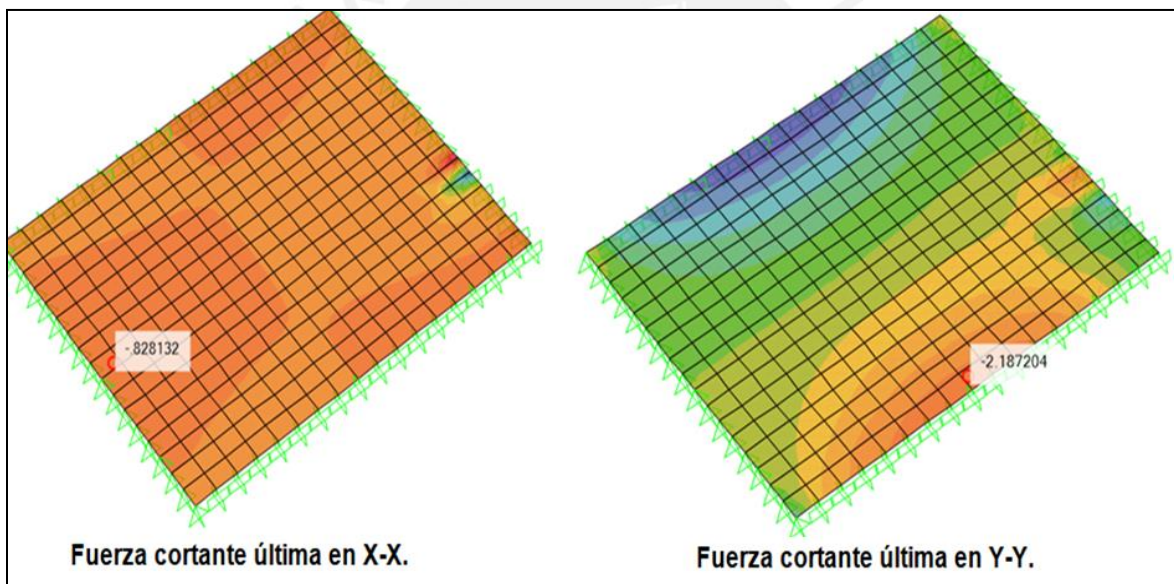


Figura 6.5 Fuerzas cortantes de diseño.

DISEÑO POR FLEXIÓN

La distribución de acero corrido en la losa de 17cm de espesor es la siguiente:

Malla inferior: $\Phi 8\text{mm} @ .25$ $\Phi M_n = 1.08 \text{ ton.m}$

Malla superior: $\Phi 8\text{mm} @ .25$ $\Phi M_n = 1.08 \text{ ton.m}$

Dirección X:

Mu⁺ = 0.38 ton.m/m, es necesario: As = 0.7 cm²/m

Solo malla

Mu⁻ = 0.81 ton.m/m, es necesario: As = 1.5 cm²/m

Se coloca malla + Φ8mm@.50

Dirección Y:

Mu⁻ = 1.15 ton.m/m, es necesario: As = 2.1 cm²/m

Se coloca malla + Φ8mm@.40

Mu⁺ = 0.53 ton.m/m, es necesario: As = 1.0 cm²/m

Solo malla

DISEÑO POR CORTE

Se verifica para 1m de ancho solamente la contribución del concreto. La resistencia a fuerza cortante es la siguiente:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f' c} b d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 14.5 = \mathbf{9.47 \text{ ton}}$$

Se verifica que la capacidad de corte ϕV_c supera ampliamente la demanda.

En la figura 6.6 se muestra el diseño final de la losa maciza.

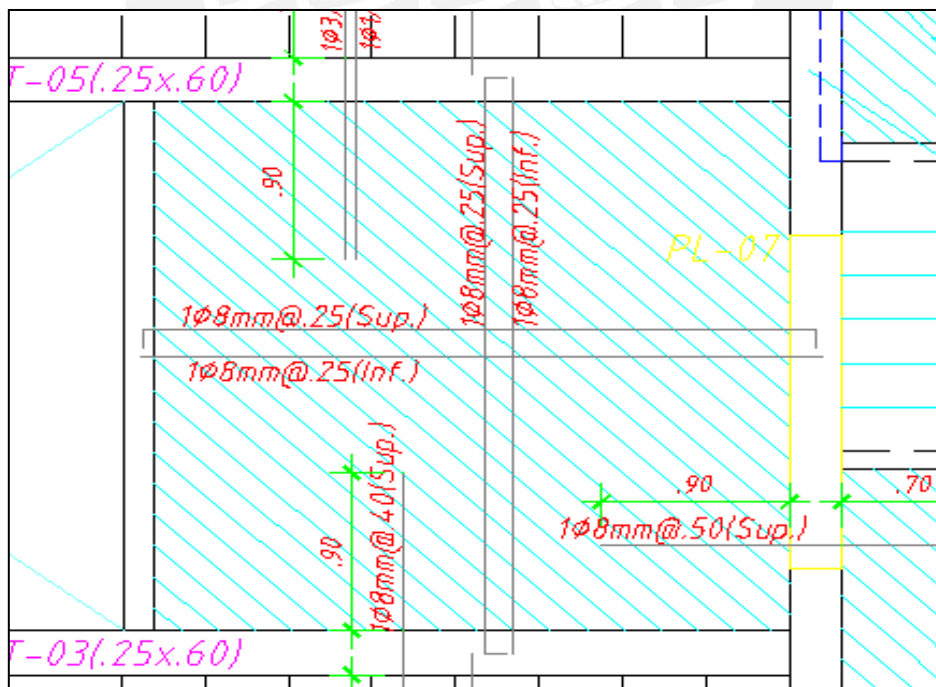


Figura 6.6 Distribución final de acero en la losa maciza.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS

7.1 GENERALIDADES

Las vigas son elementos estructurales que encargan de transmitir las cargas provenientes de las losas hacia otras vigas o en forma directa a los elementos verticales, estas son denominadas **vigas de gravedad**. Estas usualmente se encuentran apoyadas en otras vigas o en elementos verticales cuyo ancho no exceda los 35 cm.

Adicionalmente, existen vigas que cumplen la función de resistir cargas laterales denominadas **vigas sísmicas**, que se encuentran entre los lados largos de placas o forman pórticos junto a las columnas.

7.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el metrado de cargas para una viga de gravedad es necesario conocer su área de influencia (ancho tributario) para obtener las cargas por metro lineal.

Se realizará el metrado de cargas para la VT-10 (.30x.60) ubicada en el eje 3. Esta viga cubre una luz libre de 6.25 m

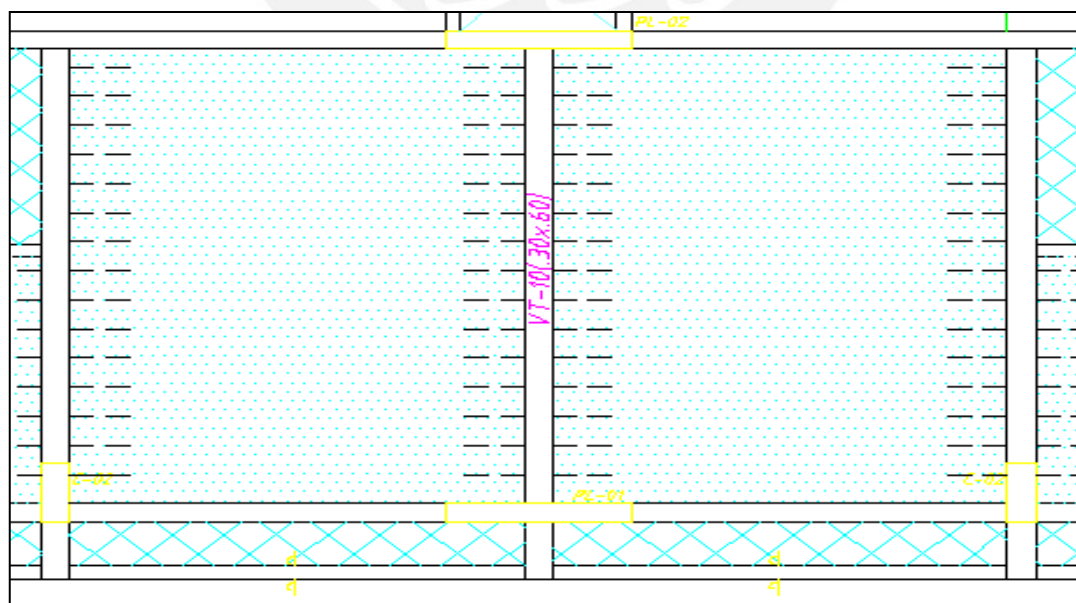


Figura 7.1 Ubicación de la viga VT-10.

METRADO DE CARGAS PARA VIGA DE GRAVEDAD

- Peso propio de la viga : $2.4 \times 0.3 \times 0.6 = 432 \text{ kg/m}$
- Peso unitario del aligerado (h=20cm) : 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado : 100 kg/m^2
- Carga viva unitaria : 200 kg/m^2
- Peso del tabique : $1.8 \times 0.15 \times 2 = 540 \text{ kg/m}$
- Ancho tributario : 4.95 m

Las cargas repartidas que actúan en la viga por metro lineal son las siguientes:

CM: $432 + 540 + 4.95 \times (300 + 100) = 2952 \text{ kg/m}$

CV: $4.95 \times 200 = 990 \text{ kg/m}$

Una vez realizado el metrado de cargas, se procede a modelar la viga como un elemento unidireccional tipo frame con ayuda del software computacional SAP 2000. Esta viga se encuentra simplemente apoyada perpendicularmente a dos placas de espesor 25 cm.

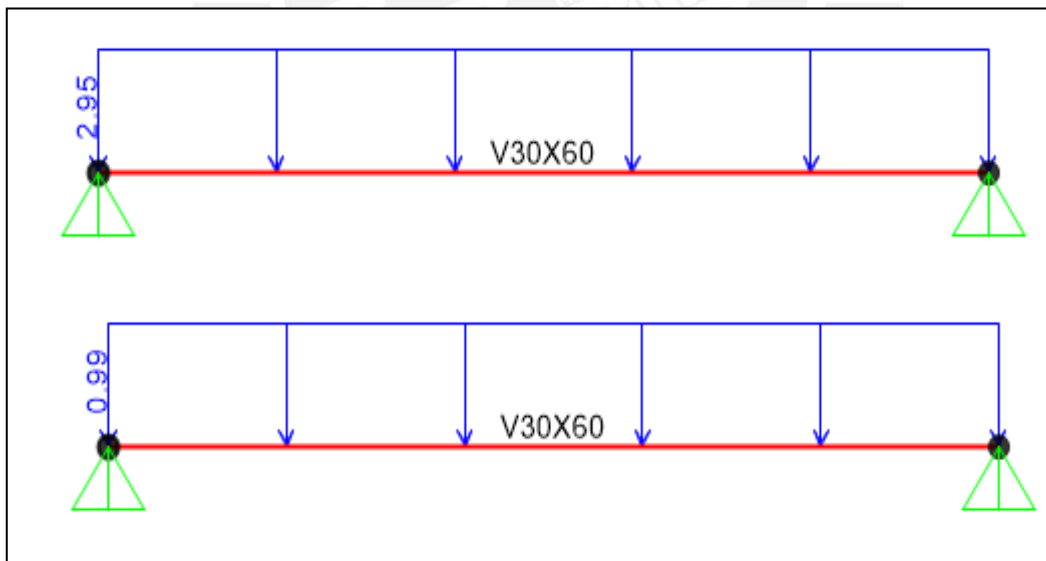


Figura 7.2 Asignación de carga muerta (superior) y sobrecarga (inferior) en la viga en ton/m.

7.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las vigas al igual que los sistemas de techo trabajan a flexión simple (flexión y corte).

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Es necesario cumplir con las exigencias de acero máximo y mínimo que indica la Norma E.060. Respecto al acero mínimo se debe cumplir la siguiente relación:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'}c bd}{f_y}$$

Con referencia al acero máximo, del mismo modo que en losas, no se debe colocar más acero que el 75% de la cuantía balanceada. Finalmente se debe buscar una combinación adecuada de barras (ΦM_n) que cumplan con la demanda (M_u).

DISEÑO POR CORTE:

Se debe hallar la fuerza cortante V_u a una distancia "d" de la cara de apoyo. En caso que la fuerza de diseño supere la resistencia a corte concreto (ΦV_c), será necesario colocar estribos (ΦV_s). La resistencia al corte que aportan los estribos se calcula mediante la siguiente expresión:

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

La Norma E.060 limita el aporte de la resistencia a corte del acero a:

$$V_s \text{ máx} \leq 2.1x \sqrt{f'c} bxd$$

Por lo tanto, el V_u máx. que podría resistir la sección de concreto armado será:

$$V_u \text{ máx} = \phi x 2.6x \sqrt{f'c} bxd$$

Una vez verificado que el V_u no exceda el límite permitido por la norma, se calculará la separación de estribos "s":

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

Además, esta separación "s" calculada presenta limitaciones para los siguientes casos:

- Si $V_u \geq \phi V_c$, entonces la separación "s" es:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bx d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{cm}$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1\sqrt{f'c}bx d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{4} \text{ ó } 30\text{cm}$$

Si $\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c/2$, entonces la separación "s" no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{Avfy}{0.2\sqrt{f'c}bw} \qquad S_{m\acute{a}x} = \frac{Avfy}{3.5bw}$$

Si $V_u \leq \phi V_c/2$, solamente será necesario colocar estribos de montaje.

Los lineamientos anteriores corresponden a las vigas de gravedad. Para el caso de vigas con responsabilidad sísmica, es necesario calcular la fuerza cortante máxima asociada al mecanismo de falla por flexión (falla dúctil). Con ello, se asegura que primero falle la viga por flexión antes de producirse la falla por corte. Lo anterior se expresa mediante:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + V_u \text{ (isostático)}$$

- Donde:
- V_{ui} : Cortante de diseño.
 - M_{ni}, M_{nd} : Momentos nominales en los extremos de la viga
 - L_n : Luz libre de la viga

La Norma E.060 en su capítulo 21 indica lo siguiente, respecto a la separación de estribos:

Dentro de la zona de confinamiento, ubicada una distancia de dos veces el peralte de la viga, el espaciamiento S_o no debe exceder de:

- $d/4$, pero no es necesario tener un espaciamiento menor a 15cm.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro del estribo.
- 30 cm.

Fuera de la zona de confinamiento, también denominado zona de pandeo, el espaciamiento entre estribos no debe exceder de la mitad del peralte efectivo de la viga.

VERIFICACIÓN A NIVEL DE SERVICIO

Si bien es cierto que los estados límites de servicio no involucran colapso parcial o total de la estructura, es importante analizarlos con detenimiento ya que un elemento se encontrará sometido a cargas de servicio la mayor parte su tiempo de vida útil. Los estados límites de servicio de mayor interés son las deflexiones y la fisuración.

En caso de las **deflexiones**, es importante no excederse de los valores indicados en la norma por los siguientes motivos:

- Estética. Deflexiones mayores a $L_n/250$ son visibles y pueden generar preocupación en los usuarios.
- Elementos no estructurales. Deflexiones excesivas traen como consecuencia daños en elementos no estructurales como tabiquería, mamparas, mal funcionamiento de puertas.
- Mal funcionamiento de la estructura. Deflexiones excesivas pueden interrumpir el funcionamiento de la estructura. En caso de techos con poca inclinación, el agua proveniente de las lluvias puede acumularse.

Respecto al tema de la **fisuración**, el no controlar el ancho de grietas puede conducir a:

- Problemas con la durabilidad de la estructura.
- Mal comportamiento de estructuras. Por ejemplo, daño en acabados, filtraciones en reservorios, etc.

7.4 RECOMENDACIONES PARA EL ARMADO DE VIGAS

- Se deben colocar por lo menos dos varillas corridas tanto en la parte superior como en la parte inferior de la viga para poder estribar.
- Al tener altas demandas de acero, de preferencia se deberá buscar una combinación de barras de tal manera que se puedan colocar en dos capas. Con eso evitamos congestión en la sección.

- Se recomienda armar las vigas con varillas de $\Phi 5/8$, $\Phi 3/4$, $\Phi 1$ ". En caso de tener vigas con ancho de 15cm, se podrá emplear barras de $\Phi 1/2$ ".
- De preferencia, la longitud de los bastones deben ser múltiplos de 10cm para facilitar los trabajos en obra.

7.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA DE GRAVEDAD

Se diseñará la viga VT-10 ubicada en el eje 3. Se realizó el metrado de cargas y el modelo estructural en el capítulo 6.2. Las fuerzas internas obtenidas para cargas últimas se muestran en la figura 7.3

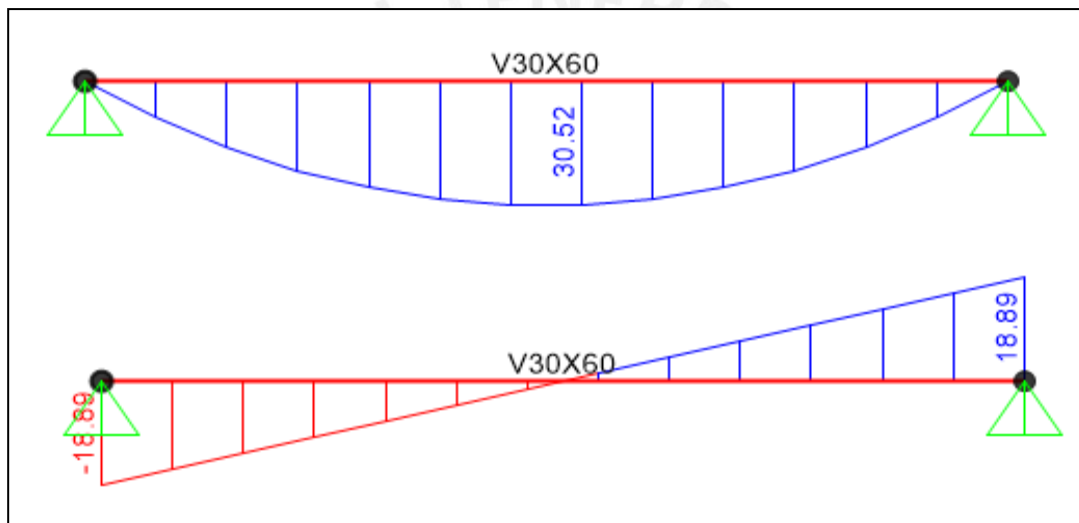


Figura 7.3 Diagrama de momento flector (arriba) y fuerza cortante (abajo) de diseño.

Las secciones de la viga a diseñar son las siguientes:

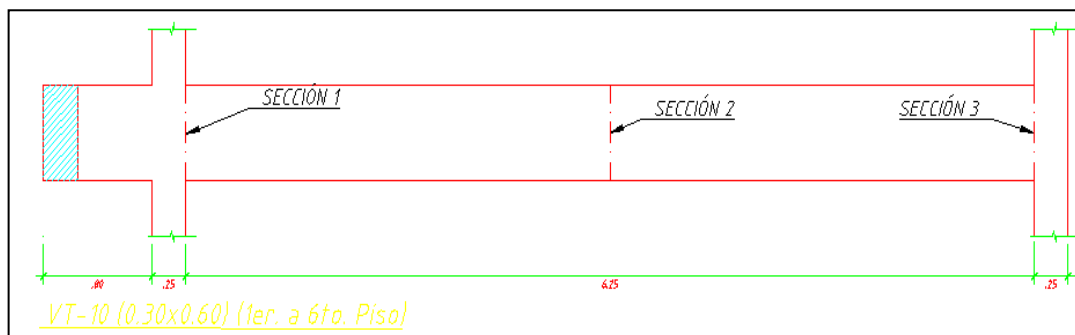


Figura 7.4 Secciones de la viga VT-10 por diseñar.

DISEÑO POR FLEXIÓN:

El diseño por flexión se resume en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 Resumen del diseño por flexión para la viga VT-10.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu (ton.m)	0	30.5	0
As (cm ²)	0	17.9	0
As Sup. colocado (cm ²)	3Φ3/4"	3Φ 3/4"	3Φ3/4"
As Inf. colocado (cm ²)	3Φ3/4"	3Φ 3/4" + 2Φ1"	3Φ3/4"
As máx (cm ²)	24.9	24.9	24.9
As mín. (cm ²)	3.8	3.8	3.8

DISEÑO POR CORTE:

El Vu a "d" de la cara es 15.9 ton. La tabla 7.2 presenta el diseño por corte en la VT-10.

Tabla 7.2 Resumen del diseño por corte para la viga VT-10.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Vu (ton)	15.9	0	15.9
Vc (ton)	11.9	11.9	11.9
Vs (ton)	6.8	0	6.8
s (cm)	46	0	46
d/2 , d/4 (cm)	26 , 13	26 , 13	26 , 13
Distribución	1@5, 5@12.5, rto@25 c/ext.		

VERIFICACIÓN A NIVEL DE SERVICIO

CONTROL DE DEFLEXIONES

La viga VT-10 no solamente carga techo, sino que además tiene un tabique encima que podría dañarse en caso de presentar deflexiones excesivas.

La norma E.060 establece límites permisibles para deflexiones. En este caso, al tratarse de un techo que está ligado un elemento no estructural susceptible a sufrir daño por deflexiones excesivas, la tolerancia es **L/480**, donde L es la luz libre de la viga.

$$\Delta \text{lím.} = L/480 = 625/480 = 1.30 \text{ cm}$$

En general, para el cálculo de la deflexión total estarán involucradas las deflexiones inmediatas (Δi) y las deflexiones diferidas (Δd) debidos a la carga muerta y la carga viva. Con ello se tiene lo siguiente:

$$\Delta_{total} = \Delta i (cm) + \Delta i (30\%cv) + \Delta d (cm) + \Delta d (30\%cv)$$

CÁLCULO DE DEFLEXIONES INMEDIATAS (Δi)

Para calcular la deflexión inmediata, será necesario calcular la deflexión elástica teniendo en cuenta las cargas actuantes (w), la calidad del concreto (E_c) y la inercia efectiva de la viga (I_{ef}).

La norma E.060, de manera conservadora, indica que si en alguna sección del elemento, el momento de servicio (M_s) es mayor que el momento de agrietamiento (M_{cr}), el valor de la inercia efectiva a considerar será el de la inercia totalmente fisurada (I_{cr}). Por lo tanto, para la viga VT-10 (.30x.60) se tiene:

$$\Delta i_{cm} = \frac{5W_{cm}L^4}{384E_cI_{ef}}$$

- Donde:
- W_{cm} : Carga muerta en la viga = 2.41 t/m
 - L : Luz libre de la viga = 6.25 m
 - E_c : Módulo de elasticidad del concreto = 2173707 ton/m²
 - I_{ef} : Inercia efectiva de la viga = 0.49 I_g

$$M_{cr} = 5.2 \text{ ton.m} \quad M_{ser} = 20.7 \text{ ton.m} \quad M_{ser} > M_{cr}$$

Lo anterior indica que ante cargas de servicio la sección se fisura. Por lo tanto, $I_{ef} = I_{cr} = 0.49 I_g$. Con todos los valores conocidos, será posible calcular las deflexiones inmediatas.

$$\Delta i(cm) = 0.83 \text{ cm}$$

$$\Delta i(tab) = \Delta i(cm) \times \frac{W_{tab}}{W_{cm}} = 0.83 \times \frac{0.54}{2.41} = 0.19 \text{ cm}$$

$$\Delta i(100\%cv) = \Delta i(cm) \times \frac{W_{cv}}{W_{cm}} = 0.83 \times \frac{0.99}{2.41} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\Delta i(30\%cv) = \Delta i(cv) \times 0.30 = 0.34 \times 0.30 = 0.10 \text{ cm}$$

CALCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS (Δd)

En el cálculo de las deflexiones diferidas se debe tomar en cuenta las cargas que actuarán de manera permanente en el elemento analizado. Las deflexiones diferidas se pueden aproximar como múltiplo (λ) de las deflexiones inmediatas. Por lo tanto:

$$\text{Deflexiones diferidas} = \lambda \text{ Deflexiones inmediatas}$$

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

Donde : ζ : Parámetro que depende de la duración de la carga.

ρ' : Cuantía del acero en compresión. $\rho' = A_s'/bd$

La cuantía en compresión (ρ') = $8.52/(30 \times 52) = 0.55\%$ $\zeta = 2.0$ (5 años o más)

Por lo tanto, el factor $\lambda = 1.57$. Entonces:

$$\Delta d(cm) = \lambda \Delta i(cm) = 1.57 \times 0.87 = 1.37 \text{ cm}$$

$$\Delta d(tab) = \lambda \Delta i(tab) = 1.57 \times 0.19 = 0.29 \text{ cm}$$

$$\Delta d(100\% cv) = \lambda \Delta i(100\%cv) = 1.57 \times 0.34 = 0.53 \text{ cm}$$

$$\Delta d(30\% cv) = 0.30 \times 0.53 = 0.16 \text{ cm}$$

Finalmente, las deflexiones que podrían afectar el tabique son:

$$\Delta total = \Delta i (tab) + \Delta i (100\%cv) + \Delta d (cm) + \Delta d (tab) + \Delta d (30\%cv)$$

$$\Delta total = 0.19 + 0.34 + 1.37 + 0.29 + 0.16 = 2.35 \text{ cm} > 1.30 \text{ cm (límite de la norma)}.$$

Podemos verificar que las deflexiones diferidas debido a la carga muerta y tabique representan el 70% de la deflexión total de la viga. Con el fin de controlar aquellas deflexiones, se decide colocar una contraflecha de 2 cm en el centro de la viga.

CONTROL DE FISURACIÓN

Los elementos de concreto armado sometidos a flexión presentan pequeñas grietas en sus zonas traccionadas, las cuales deben ser controladas con una distribución adecuada de las barras de acero a colocar.

Debido a ello, la Norma E.060 introduce un parámetro **Z**, el cual mide indirectamente el ancho de las grietas. En condiciones normales de exposición, el valor del parámetro Z no debe exceder los 26000 kg/cm. Este factor se determina de la siguiente manera:

$$Z = fs^3 \sqrt{d_c A_{ct}} \quad fs = \frac{M_s}{0.9dA_s} \quad Act = \frac{2y_s b}{\#barras}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo del refuerzo en tracción bajo cargas de servicio.

d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra en tracción .

A_{ct} = Área efectiva del concreto que rodea al refuerzo en tracción.

M_s =Momento flector en servicio.

d = Peralte efectivo de la sección.

A_s = Acero en tracción de la sección.

y_s = Centroide del refuerzo en tracción.

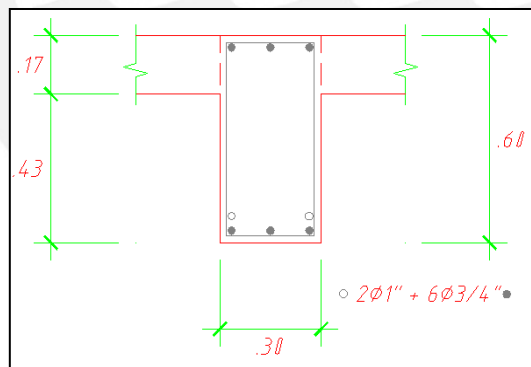


Figura 7.5 Sección central de la viga VT-10.

Una vez conocido todos los parámetros involucrados en el control de fisuración, se procederá con la verificación del tramo central de la viga, cuya sección se muestra en la figura 7.6

La armadura colocada $A_s = 2\Phi 1" + 3\Phi 3/4" = 18.72 \text{ cm}^2$

$y_s = (8.52 \times 5.91 + 10.2 \times 10.63) / 18.72 = 8.5 \text{ cm}$

$$d = 52 \text{ cm} \quad \#barras = 18.72 / 2.84 = 6.6 \text{ barras} \quad Act = 2 \times 30 \times 8.5 / 6.6 = 77 \text{ cm}^2$$

$$fs = 20.7 \times 10^5 / (0.9 \times 52 \times 18.72) = 2363 \text{ kg/cm}^2 = 0.56 fy$$

Por lo tanto:

$$Z = 2363^3 \sqrt{5.9 \times 77} = 18187 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} < 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Se puede verificar que se cumple con lo estipulado en la E.060 respecto a la fisuración.

La figura 6.6 presenta el diseño final de la viga VT-10.

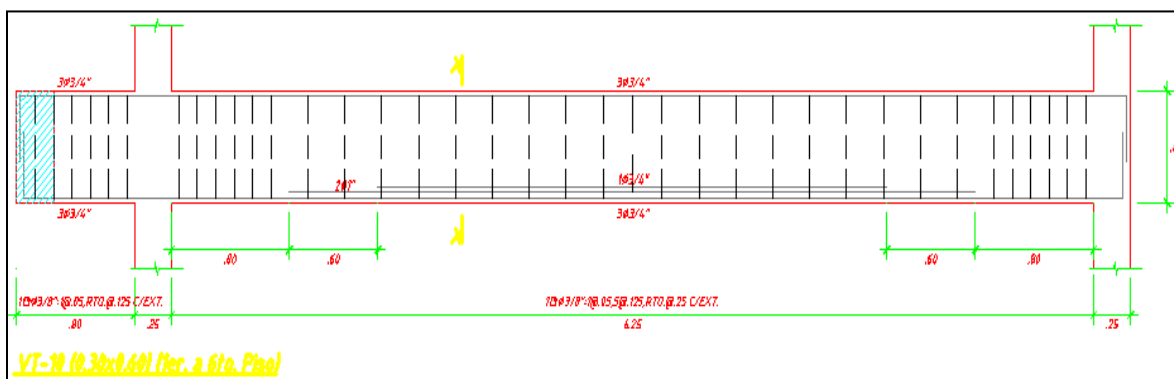


Figura 7.6 Diseño final de la viga VT-10.

7.6 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA SÍSMICA

Se relatará el diseño de la viga VT-07 (.25x.60) ubicada sobre el eje F (figura 7.7). En esta viga las solicitaciones principales son producto del sismo en la dirección X.

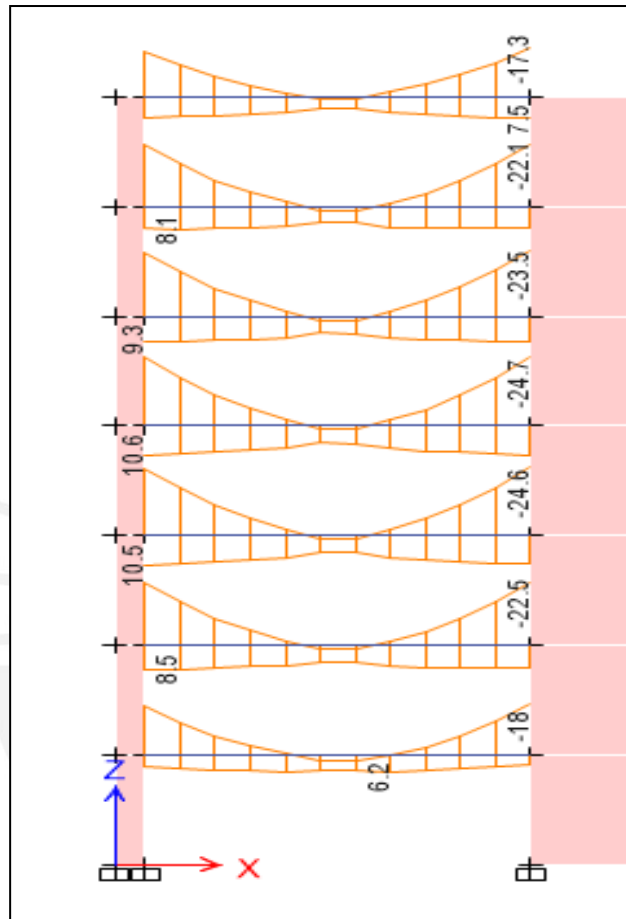


Figura 7.7 Elevación de la viga VT-07.

Las secciones de la viga a diseñar son las siguientes:

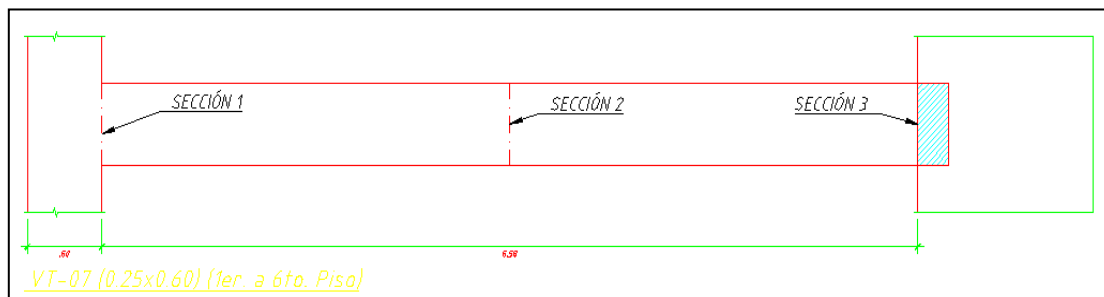


Figura 7.8 Secciones de la viga VT-07 por diseñar.

Además, se verifica que las mayores solicitaciones sísmicas se encuentran en el cuarto piso, cuya envolvente se presenta a continuación:

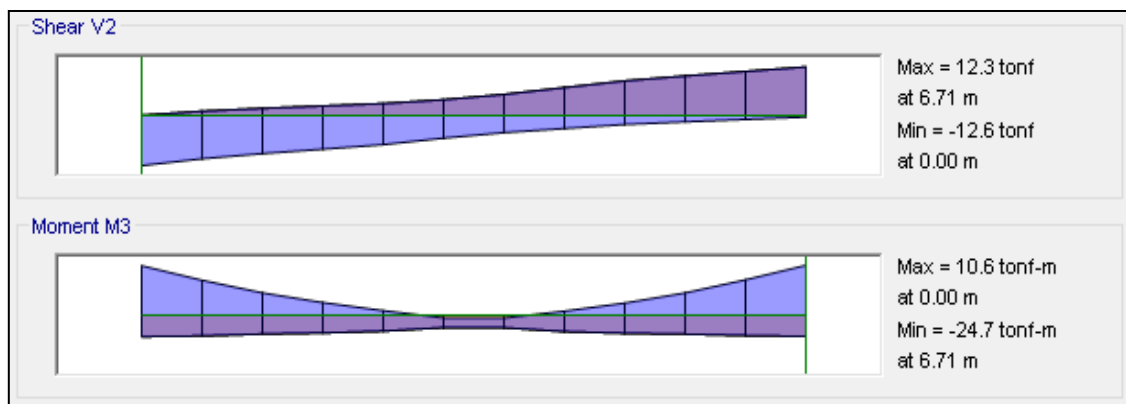


Figura 7.9 Envolvente de diseño para la viga VT-07 en el cuarto nivel.

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión se resume en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3 Diseño por flexión para la viga VT-07.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu (ton.m)	21.2	6.2	24.7
As (cm ²)	14.1	3.2	14.1
As Sup. colocado (cm ²)	5Φ3/4"	2Φ 3/4"	5Φ3/4"
As Inf. colocado (cm ²)	3Φ3/4"	2Φ 3/4"	3Φ3/4"
As máx (cm ²)	20.7	20.7	20.7
As mín (cm ²)	3.1	3.1	3.1

DISEÑO POR CORTANTE:

La zona confinada corresponde a 2h (120 cm). Además, el Vu por capacidad fue obtenido de las combinaciones de diseño con factor de amplificación por sismo de 2.5.

Tabla 7.4 Diseño por cortante para la viga VT-07.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Vu cap. (ton)	19.6	8.3	19.6
Vc (ton)	9.9	9.9	9.9
Vs (ton)	13.2	0	13.2
s (cm)	23.5	0	23.5
d/2 , d/4 (cm)	26 , 13	26 , 13	26 , 13
Distribución	1 @5, 10@12.5, rto@25 c/ext.		

Finalmente, la figura 7.10 no muestra el diseño final de la VT-07.

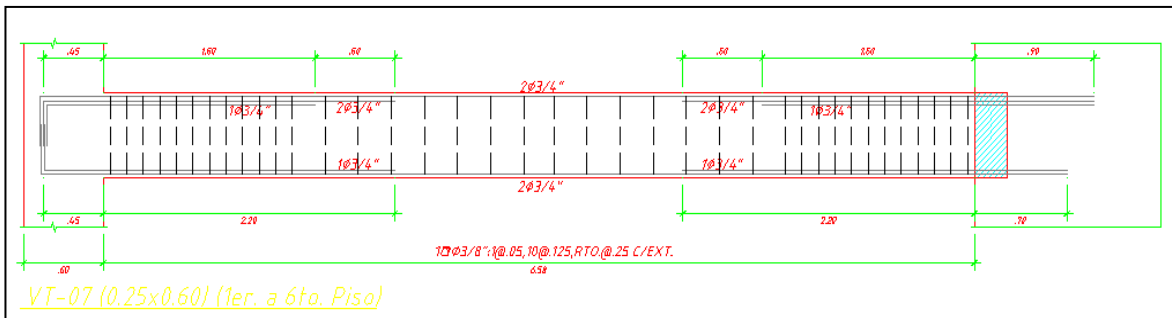


Figura 7.10 Diseño final de la viga VT-07.



CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

8.1 GENERALIDADES

Las columnas son elementos estructurales encargados de transmitir toda la carga que reciben de las vigas y losas hacia la cimentación. Estos elementos además de trabajar por cargas de gravedad, pueden ser parte del sistema sismorresistente de una edificación al formar pórticos junto a vigas peraltadas en caso de que la presencia de muros de corte sea escasa.

8.2 METRADO DE CARGAS Y MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el metrado de cargas de una columna es necesario considerar su peso propio, el peso de los techos, tabiquería, vigas que se apoyan y sobrecarga. Además, se deberá determinar su área tributaria, ya que el producto de este último y toda la carga distribuida por m^2 nos dará el valor de la carga axial que baja a través de la columna.

De manera conservadora, se puede estimar que el peso por metro cuadrado es 1 ton. Es posible realizar lo anterior ya que el edificio en estudio no cuenta con gran densidad de tabiques y la sobrecarga no es alta. Se realizará el metrado de cargas para la columna C-02 (0.30x0.80) ubicada en entre los ejes A y 2 (Figura 8.2). El área tributaria es $17.3 m^2$.

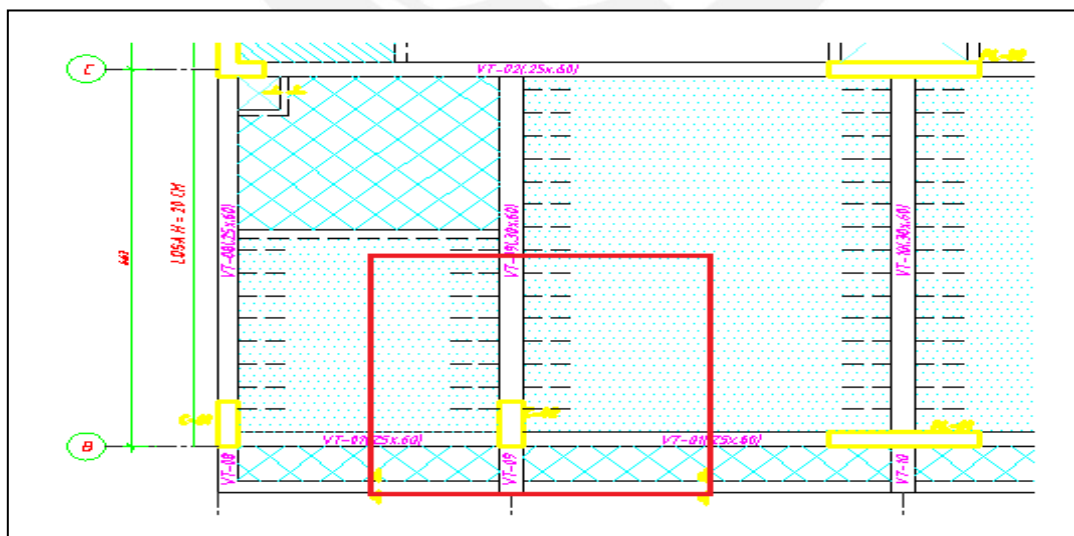


Figura 8.1 Área tributaria de la columna C-02.

El metrado de cargas para la columna C-02 se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 8.1 Metrado de cargas para la columna C-02.

Piso	Área tributaria (m ²)	CV/piso (ton)	CV Acum. (ton)	CM/piso (ton)	CM Acum. (ton)
Piso 7	17.3	1.73	1.73	15.57	15.57
Piso 6	17.3	3.46	5.19	13.84	29.41
Piso 5	17.3	3.46	8.65	13.84	43.25
Piso 4	17.3	3.46	12.11	13.84	57.09
Piso 3	17.3	3.46	15.57	13.84	70.93
Piso 2	17.3	3.46	19.03	13.84	84.77
Piso 1	17.3	3.46	22.49	13.84	98.61

Del metrado de cargas se obtuvo la carga muerta y viva actuante en el primer piso. Estos valores serán empleados para combinarlas con las cargas sísmicas y realizar el diseño por flexo compresión y corte.

Es importante indicar que en el edificio en estudio las columnas trabajarán exclusivamente ante fuerzas de gravedad, ya que los muros estructurales serán los encargados de tomar prácticamente toda la carga lateral sísmica.

8.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las columnas trabajan a flexo compresión y corte.

DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

En primer lugar, es necesario que la cuantía de acero por colocar se encuentre entre 1% y 4% a manera de recomendación. La cuantía mínima obedece al control del flujo plástico debido a las cargas sostenidas, mientras que secciones con una cuantía mayor a 4% podrían tener problemas en los nudos y empalmes debido a la alta congestión de las barras. Una vez definida la distribución de acero en la sección, se debe generar el diagrama de interacción.

Con el diagrama de interacción de la sección y los pares (M_u , P_u) obtenidos de las combinaciones carga indicada en la norma, se debe verificar aquellos puntos se encuentren dentro del diagrama de interacción. Con ello se verifica que la sección es apta para resistir las solicitaciones actuantes.

DISEÑO POR CORTE

El procedimiento para el diseño por corte en columnas es de forma similar que el correspondiente a vigas. Es decir, en caso que la fuerza cortante última supere la resistencia a corte del concreto, será necesario colocar estribos.

El aporte del concreto en la resistencia al corte en columnas viene dado por:

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

Donde: A_g = Área bruta de la sección.

N_u = Carga axial última.

Al supera la resistencia del concreto, será necesario calcular el aporte de los estribos y su espaciamiento "s" requerido mediante las ecuaciones ya conocidas.

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

Para columnas que resistan cargas de sismo, por ejemplo, si perteneces a un pórtico importante, será necesario realizar el diseño por capacidad con el fin de prevenir fallas súbitas. De acuerdo a lo anterior, el V_u de diseño será el máximo valor de:

- La fuerza cortante obtenida mediante los momentos nominales.
- La fuerza cortante obtenida al amplificar las cargas sísmicas por 2.5

Asimismo, respecto al estribaje, la norma en el artículo 21.4.5 indica lo siguiente:

- La longitud de confinamiento **L_o** debe ser el mayor de:
 - $L_n/6$.
 - Mayor dimensión de la sección.
 - 500 mm.
- La separación de estribos **S_o** en la zona de confinamiento debe ser el menor de:
 - 8 db.
 - Mitad de la menor dimensión de la sección.
 - 100 mm.
- Fuera de la zona de confinamiento, la separación de estribos será el menor de:
 - 16 db.
 - Menor dimensión de la sección.
 - 300 mm.

8.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA

Se realizará el diseño de la columna C-02 (0.30x0.80).

DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN

Se presenta las tablas 8.2 y 8.3 con las cargas actuantes y las combinaciones de carga indicadas por la Norma E.060 respectivamente.

Tabla 8.2 Solicitaciones en la columna C-02.

Carga	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)
DEAD	-98.6	-3.8	0.0
LIVE	-22.5	-1.0	0.0
RISIXX	41.0	0.4	3.8

Tabla 8.3 Combinaciones de diseño para la columna C-02.

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)
1.4 D + 1.7 L	222.8	0.0	0.0
1.25(D+L) +S	151.5	7.6	3.9
1.25(D+L) -S	233.5	7.6	3.8
0.9 D + S	107.3	7.6	3.9
0.9 D - S	126.8	7.6	3.8

Se iniciará con un armado de $12\Phi 5/8"$, lo que responde a una cuantía de $\rho = 1\%$ (cuantía mínima). Esta distribución de acero será verificada mediante el diagrama de interacción.

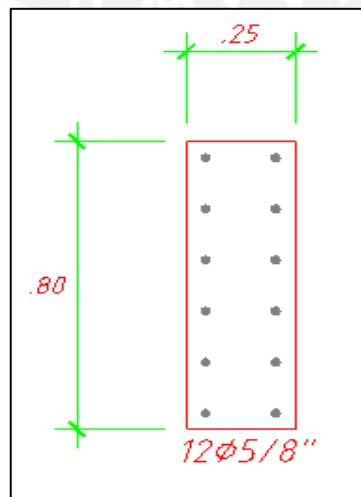


Figura 8.2 Armado propuesto para la columna C-02.

Con el armado propuesto en la figura 8.2, se construye el diagrama de interacción de la columna.

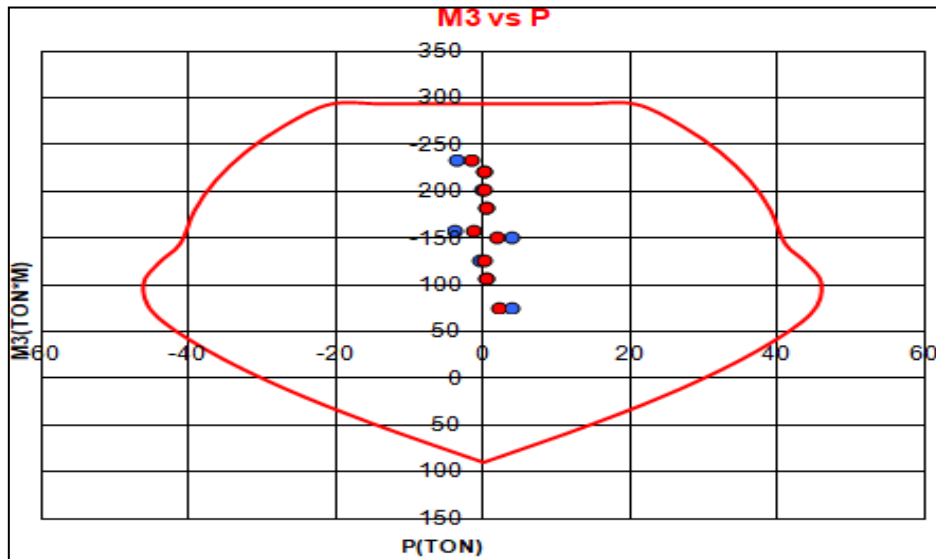


Figura 8.3 Diagrama de interacción de la columna C-02.

Se corrobora que los puntos correspondientes a las combinaciones de cargas últimas caen dentro del diagrama de interacción (Figura 8.3). Por lo tanto, el armado propuesto satisface la demanda.

DISEÑO POR CORTE

El aporte del concreto para elementos con carga axial es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140A_g} \right) bd$$

Para este caso se tiene:

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = 74 \text{ cm} \quad A_g = 30 \times 80 = 2400 \text{ cm}^2$$

Tabla 8.4 Cálculo de Vc en la columna C-02.

Combinación	Vu (ton)	Vc (ton)	ϕV_c (ton)
1.4 D + 1.7 L	0	25.5	21.7
1.25(D+L) +S	7.6	21.9	18.6
1.25(D+L) -S	7.6	26.1	22.2
0.9 D + S	7.6	19.7	16.7
0.9 D - S	7.6	20.6	17.5

Se puede verificar de en la tabla 8.4 que la resistencia al corte del concreto supera las fuerzas cortantes últimas, por lo tanto, la distribución de estribos a usar será la correspondiente a las consideraciones mínimas.

Además, no será necesario realizar el diseño por capacidad en la columna debido a que las mayores solicitaciones por corte son absorbidas por los muros estructurales.

De acuerdo a las indicaciones de la norma, la distribución de estribos escogida para la columna C-02 será de 3 estribos de $\Phi 3/8$ " : 1@.05, 8@.10, rto @.25. De esa manera, el diseño final de la columna se muestra en la figura 8.4.

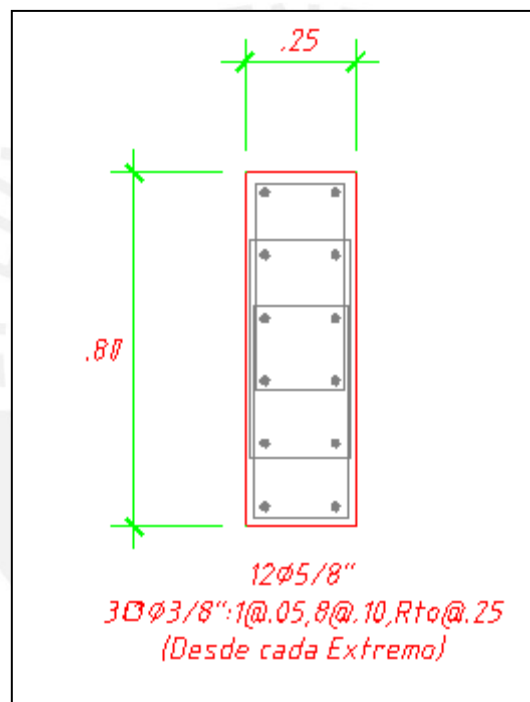


Figura 8.4 Diseño final de la columna C-02.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS

9.1 GENERALIDADES

La importancia de contar con estos elementos en una estructura es que proporcionan rigidez y resistencia ante acciones sísmicas debido a sus importantes dimensiones que suelen presentar. Asimismo, la ubicación en planta de estos elementos es fundamental, ya que, si no es posible colocar placas de forma simétrica en ambas direcciones, podrían aparecer problemas de torsión.

9.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las placas al igual que las columnas, trabajan a flexo compresión y fuerza cortante.

DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN

Las placas absorben las mayores sollicitaciones sísmicas debido a la importante rigidez coplanar que poseen. Para contrarrestar los grandes momentos flectores será necesario concentrar una cuantía importante de refuerzo en los extremos del elemento y malla distribuida a lo largo del muro.

Con el área de acero a colocar, de manera similar que en las columnas, se deberá generar el diagrama de interacción y verificar que los puntos (P_u , M_u) se ubiquen dentro del mismo. De manera conservadora podemos generar el diagrama de interacción solo con el acero en los extremos, es decir, el aporte a flexión de la malla distribuida se desprecia.

Para una primera estimación del área de acero a colocar en los extremos, se puede usar la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.9L}$$

Donde: M_u : Momento flector último.

L : Longitud de la placa.

Además, la norma E.060 indica que los elementos de borde en la zona de compresión deben ser confinados si la profundidad del eje neutro “c” excede de:

$$c \geq \frac{l_m}{600\left(\frac{\delta u}{h_m}\right)}$$

Donde:

c: Profundidad del eje neutro.

L_m: Longitud de muro.

h_m: Altura total del muro.

δ_u: Desplazamiento de diseño. $\delta u/h_m \geq 0.005$

Para calcular la profundidad del eje neutro “c” se deberá tener en cuenta la carga axial última y su respectivo momento flector último, ambos se obtienen de las combinaciones de carga. Donde sea necesario confinar elementos de borde, el refuerzo debe extenderse verticalmente una distancia no menos a L_m ni 0.25M_u/V_u desde la sección crítica tal como se muestra en la figura 9.1.

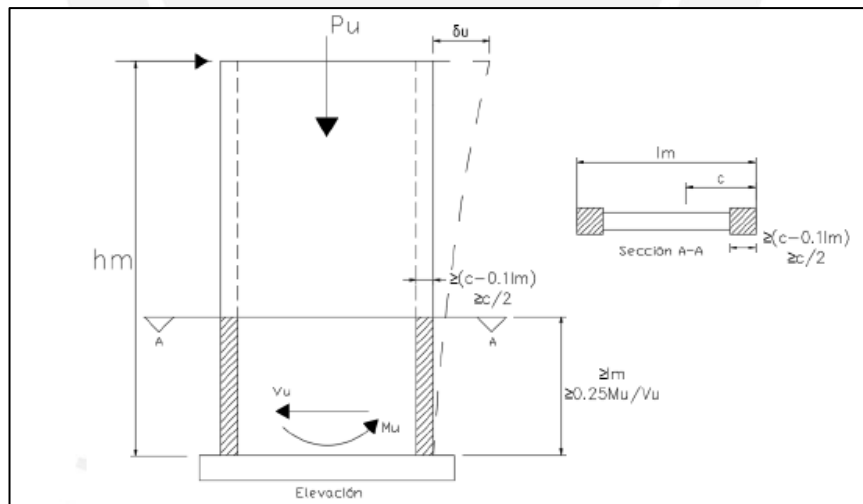


Figura 9.1 Elementos confinados de borde en muros de corte.

Asimismo, será necesario cumplir las siguientes condiciones:

- La longitud horizontal del elemento de borde se deberá extender una distancia no menor que el mayor valor de $(c - 0.1L_m)$ y $c/2$ desde la fibra extrema en compresión.

- En las secciones con alas, los elementos de borde deberán incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extenderlos por lo menos 30 cm en el alma.
- La separación de estribos no debe ser mayor a: Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde o 25 cm.

DISEÑO POR CORTE

La resistencia al corte del concreto en placas se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi A_c \alpha_c \sqrt{f'c}$$

Dónde:

A_c = Área de concreto efectiva.

$\alpha_c = 0.80$ para $h_m/l_m \leq 1.5$, 0.53 para $h_m/l_m \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para valores de h_m/l_m entre 1.50 y 2.0 .

Además, la norma indica cuantías mínimas para la malla distribuida:

Si $V_u \leq \phi V_c/2$

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Si $V_u \geq \phi V_c/2$

$$\rho_h \geq 0.0020$$

$$\rho_v \geq \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0015$$

Donde: h_m = Altura del muro

l_m = Longitud del muro

Adicionalmente, es necesario garantizar que el elemento falle por flexión (dúctil) y no por corte (frágil). Para ello se necesita que:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde V_u y M_u corresponden a las fuerzas del análisis estructural y M_n es el momento nominal. Asimismo, el cociente M_n/M_u no debe ser mayor que el factor de reducción sísmica R .

9.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA

A manera de ejemplo, se procede a diseñar la placa PL-03 (0.25 x 2.95).

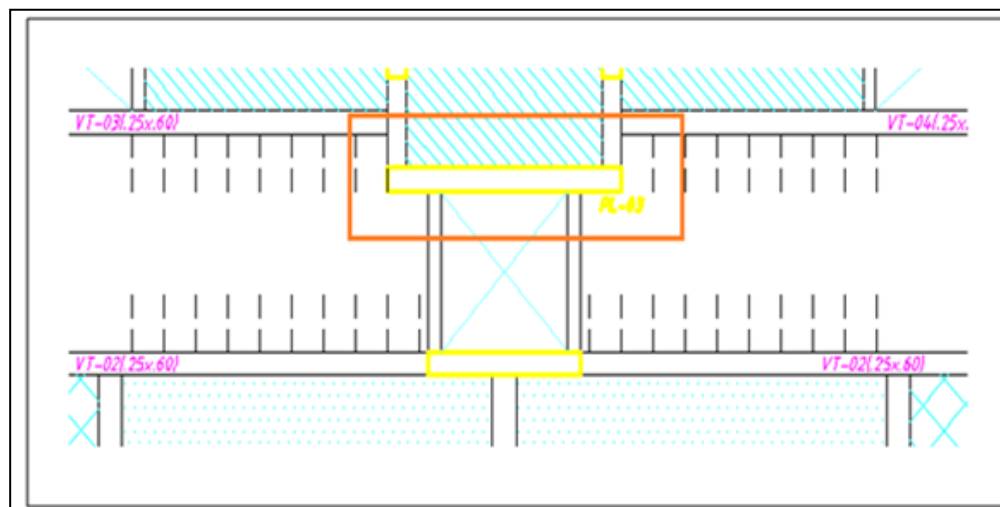


Figura 9.2 Ubicación de la placa PL-03.

DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN

En las tablas 9.1 y 9.2 se aprecian las cargas y combinaciones de diseño respectivamente.

Tabla 9.1 Cargas de diseño de la placa PL-03.

Carga	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)
DEAD	63.8	0.0	0.1
LIVE	7.9	0.0	0.1
RISIXX	0.0	5.12	350.5

Tabla 9.2 Combinaciones de diseño de la placa PL-03

Combinación	P_u (ton)	V_u (ton)	M_u (ton.m)
1.4 D + 1.7 L	103.2	0.03	0.2
1.25(D+L) +S	90	51.2	350.6
1.25(D+L) -S	90	51.2	350.6
0.9 D + S	57.6	51.2	350.6
0.9 D - S	57.6	51.2	350.6

Se realizará el análisis por flexo compresión para un armado de $10\Phi 3/4"$ (Figura 9.3) en los extremos de la placa. Esta distribución de acero será verificada mediante el diagrama de interacción.

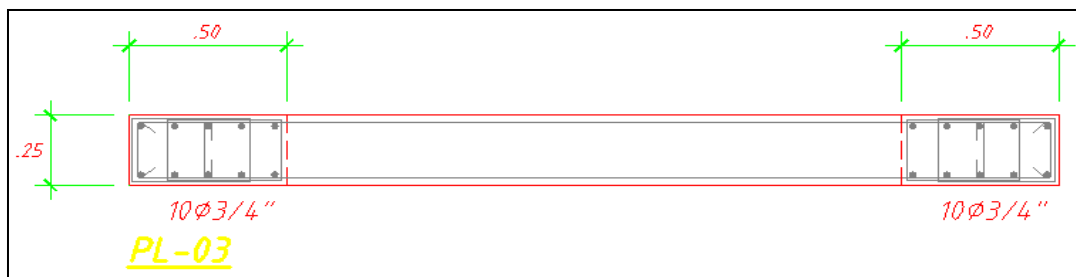


Figura 9.3 Distribución de acero por verificar en la placa PL-03.

Mediante el diagrama de interacción se verifica que la distribución de acero propuesta para la placa satisface la demanda (Figura 9.4).

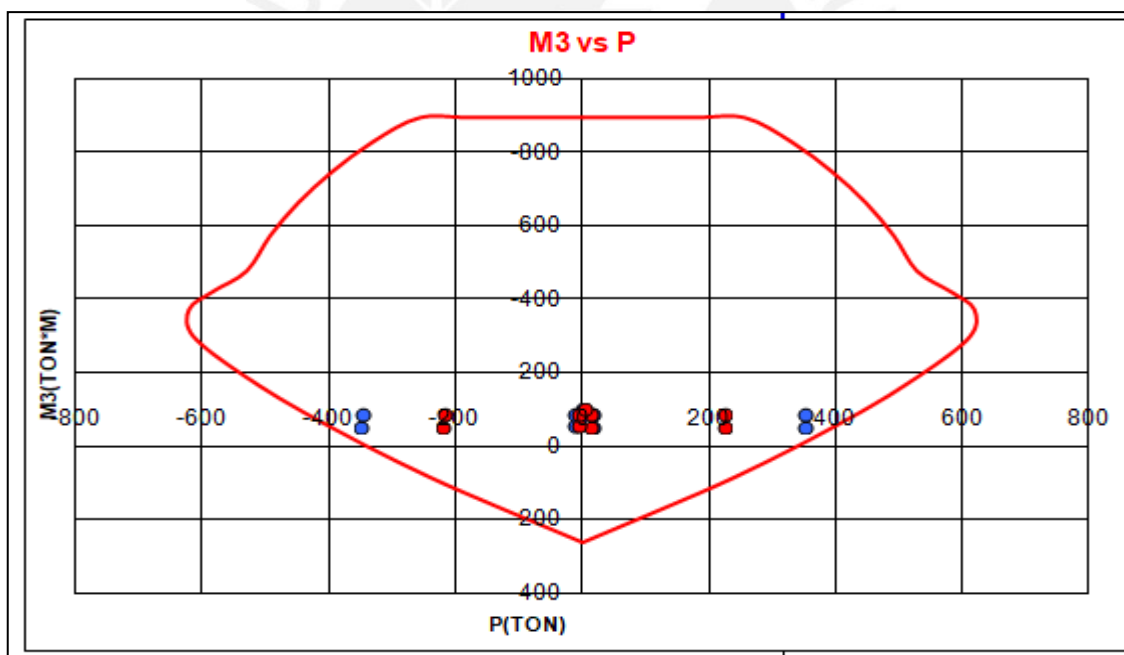


Figura 9.4 Diagrama de interacción de la placa PL-03.

Se procederá con la verificación de confinar los elementos de borde. Se tiene lo siguiente:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} = \frac{295}{600(0.005)} = 98.3 \text{ cm}$$

Con $P_u = 90 \text{ ton.}$ y $M_u = 350.6 \text{ ton.m}$ se calculó el eje neutro, resultando $c = 83.6 \text{ cm.}$ Con ello se verifica que no es necesario confinar los elementos de borde.

DISEÑO POR CORTANTE

De acuerdo a las dimensiones de la placa se tiene:

$$t = 25 \text{ cm} \quad L = 295 \text{ cm} \quad d = 0.9L = 266 \text{ cm}$$

$$V_u = 56.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f' c} b d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 25 \times 266 = 43.4 \text{ ton} \quad \frac{\phi V_c}{2} = 21.7 \text{ ton}$$

$$\text{Se tiene que } V_u \geq \phi V_c / 2 \quad V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_s = 13 \text{ ton}$$

$$13 = \phi \rho_h f_y A_c, \text{ despejando, } \rho_h = 0.00049$$

Las cuantías mínimas son las siguientes:

$$\rho_h = 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rho_v = 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La distribución de acero a usar será: $\Phi 3/8" @ .225 \text{ c/cara.}$

Se necesita verificar el cortante por capacidad, en esta placa se observa que $M_u \approx \phi M_n$, por lo tanto:

$$V_u = V_{ua} \times M_n / M_{ua}$$

$$V_u = 56.4 \times M_n / \phi M_n \quad V_u = 56.4 \times 1.43 = 80.65 \text{ ton} \quad \phi V_s = 50 \text{ ton.}$$

$$\rho_h = 0.00049 < 0.0025$$

La distribución de acero a usar será: $\Phi 3/8'' @ .225$ c/cara.

El diseño final de la placa se muestra en la figura 9.5.

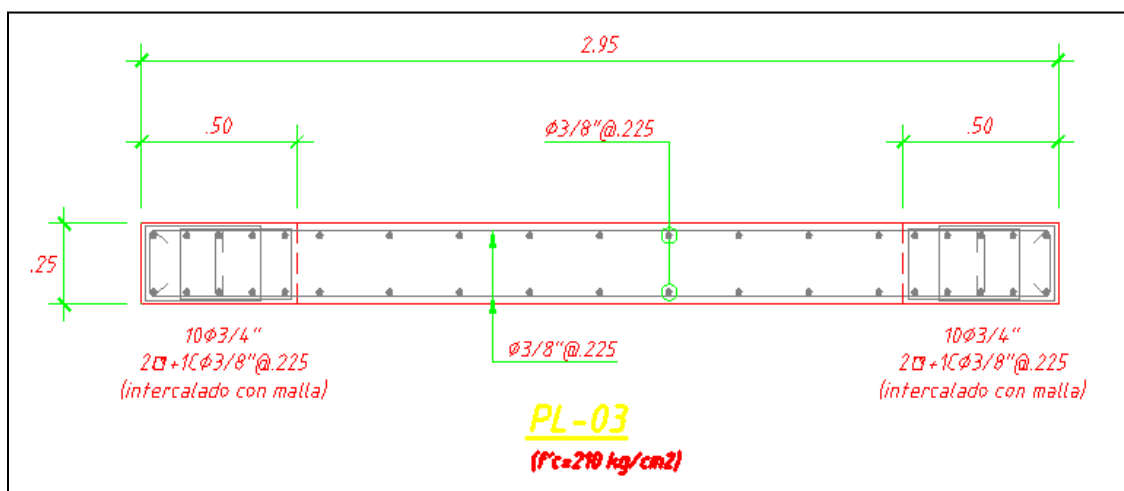
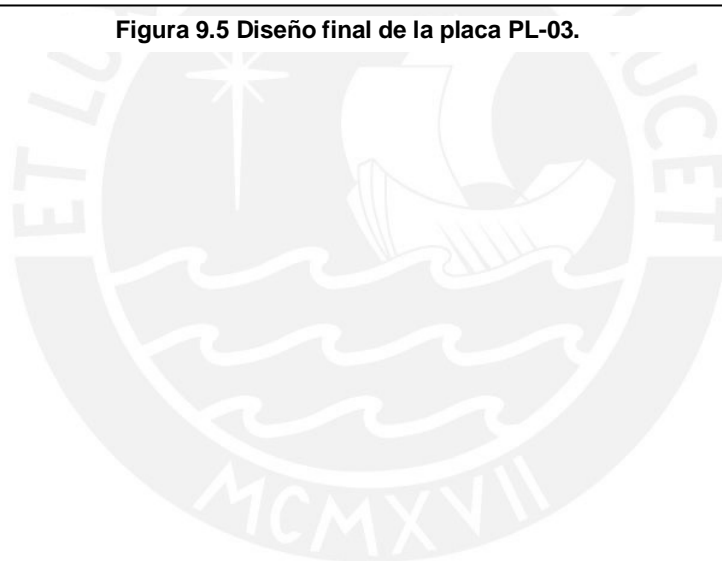


Figura 9.5 Diseño final de la placa PL-03.



CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

10.1 GENERALIDADES

Las cimentaciones son elementos estructurales cuya función consiste en transmitir hacia el suelo todas las cargas provenientes de los elementos verticales. Existen diferentes tipos de cimentaciones, cuya elección dependerá de factores como: la resistencia del terreno o la magnitud de cargas actuantes. Entre los tipos de cimentación más usados en las edificaciones tenemos: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, platea de cimentación, cimientos corridos, etc.

En el diseño de cimentaciones es fundamental que el esfuerzo trabajo del terreno no excedan su capacidad admisible. Asimismo, es necesario controlar los asentamientos en el terreno, esto es debido a que podría ocurrir daño en elementos no estructurales, sobre todo en cimientos que se encuentran adyacentes entre sí.

En el presente proyecto, la capacidad admisible del terreno es de 4 kg/cm² y la profundidad mínima de cimentación es 1.50 m.

10.1.1 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

Ante acciones sísmicas, para el cálculo de presiones en el terreno se podrá usar la siguiente relación conocida de mecánica de materiales:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

También se podrá hacer uso de la ecuación de Meyerhoff:

$$\sigma = \frac{P}{2(B)\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

Al incluir cargas sísmicas, la norma E.060 permite reducir al 80% las acciones provenientes del análisis estructural. Asimismo, el esfuerzo admisible del terreno podrá incrementarse en un 30%.

10.1.2 USO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN

En aquellas cimentaciones ubicadas sobre los linderos del proyecto, se genera una excentricidad (**e**) entre el eje principal del elemento vertical y el centro de gravedad de su cimiento, generándose así un momento de volteo que en la mayoría de los casos produce la falla de la cimentación ya que los esfuerzos actuantes superan la capacidad del terreno.

Para solucionar el problema de volteo ya expuesto, es necesario colocar vigas de cimentación que sean capaces de absorber el 100% de los momentos flectores debido a cargas de gravedad. Estas vigas conectan la cimentación excéntrica con la zapata centrada de una placa o columna.

Otro uso importante de las vigas de cimentación es que ayudan a tomar parte de las solicitaciones sísmicas (momentos flectores) que absorben los muros de corte, aliviando así los esfuerzos en el terreno y teniendo como resultado cimientos aislados con menores dimensiones. Este tipo de sistema donde existe una viga de cimentación entre dos zapatas, se denomina cimentación mediante zapatas conectadas.

En caso de que las solicitaciones sísmicas sean muy grandes o que, al intentar dimensionar los cimientos de placas, estas se crucen, se tendrá que recurrir como última opción usar zapatas combinadas.

10.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el diseño de una zapata, sea aislada o conectada, de antemano se debe realizar un predimensionamiento ante cargas de servicio y verificar que los esfuerzos no excedan la capacidad admisible del terreno. Acto seguido, se debe verificar el punzonamiento, con ello se define el peralte de la zapata. Finalmente, se analiza la zapata por corte y flexión.

PREDIMENSIONAMIENTO

En la etapa de predimensionamiento, las cargas de gravedad y sísmicas deben ser llevar a estados de servicio. Con la información anterior y conocida la capacidad admisible del terreno, podemos estimar un área requerida de la siguiente manera:

$$A_{req} = \frac{1.05 x (P_{cm} + P_{cv}) + 0.80 x P_{cs}}{\sigma}$$

El peso propio de la zapata se estima como un 5% de la carga de gravedad en servicio.

ESFUERZO ÚLTIMO (σ_u)

Una vez aplicado la relación de Meyerhoff para el cálculo de presiones y verificar que no se exceda la capacidad del terreno, el esfuerzo de diseño (σ_u) será:

Para elementos con carga de gravedad:

$$\sigma_u = \frac{1.4P_{cm} + 1.7P_{cv}}{\sigma_{act}}$$

Para elementos con predominio de cargas sísmicas:

$$\sigma_{ult} = 1.25\sigma_{act}$$

VERIFICACIÓN DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO

La fuerza de corte por punzonamiento V_u se debe analizar a una distancia “d/2” de la cara de la zapata. El V_u de diseño se calcula mediante la siguiente relación:

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

Donde : A = Área de la zapata

A_o = Área de la sección crítica a d/2.

Asimismo, la resistencia al punzonamiento de la zapata (ϕV_c) es el menor valor de:

$$\phi V_{c1} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_o d$$

$$\phi V_{c2} = \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha s d}{b_o} \right) \sqrt{f'c} b_o d$$

$$\phi V_{c3} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica.

d = Peralte efectivo de la zapata. Se considera un recubrimiento de 10 cm.

α_s = Factor que relaciona la resistencia de acuerdo a número de lados resistentes. El factor toma como valor de 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquineras.

β = Factor que relaciona la dimensión mayor de la sección entre la dimensión menor.

El diseño finaliza cuando seleccionamos un valor de “d” que nos brinde un $\phi V_c \geq V_u$.

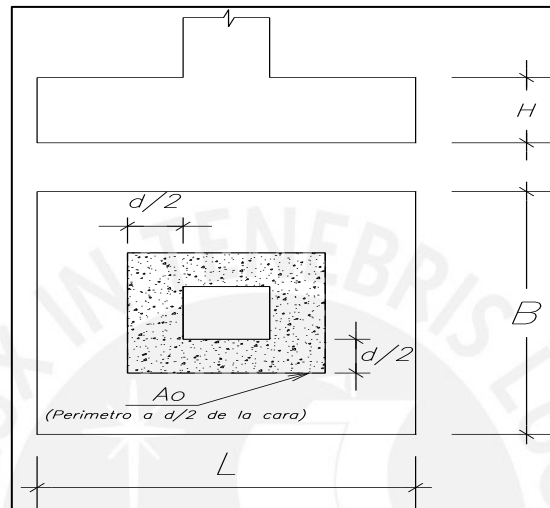


Figura 10.1 Sección crítica para el punzonamiento.

VERIFICACIÓN DEL CORTE POR FLEXIÓN

El V_u por corte debe ser analizado a una distancia “d” de la cara de la zapata. El V_u de diseño se calcula a través de:

$$V_u = \sigma_{ult}(S - d)$$

Donde: S: Longitud del volado.

Además, la resistencia al corte de la zapata es:

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

La verificación del corte por flexión finaliza cuando en ambas direcciones se cumple que $\phi V_c \geq V_u$.

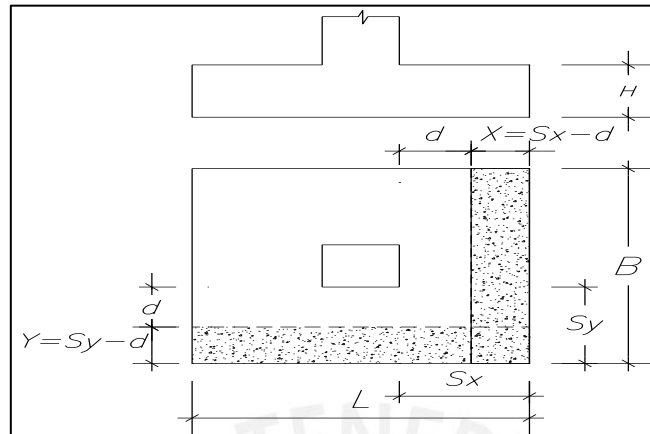


Figura 10.2 Sección crítica en la verificación del corte.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Los extremos de las zapatas se comportan como vigas en volado, por lo tanto, aparecerán momentos flectores asociados a la reacción del suelo. Es por ello que se debe reforzar la zona inferior de las zapatas en ambas direcciones. El momento último se calcula como:

$$M_u = \sigma_{ult} \cdot \frac{S^2}{2}$$

10.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

A modo de ejemplo, se desarrollará el diseño de la zapata de la placa PL-04 (0.25 x 2.95). Las solicitaciones actuantes son las siguientes:

$$P_{CM} = 134 \text{ ton} \quad P_{CV} = 20 \text{ ton} \quad M_{sismoX} = 298 \text{ ton.m}$$

PREDIMENSIONAMIENTO

El área requerida de la zapata se obtiene se obtiene dividiendo la carga en servicio entre la capacidad portante del terreno. La capacidad portante del terreno es $\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$. Por lo tanto se tiene:

$$A_{req} = \frac{1.05 \times (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma} = \frac{1.05 \times (134 + 20)}{40} = 4.24 \text{ m}^2$$

En un principio podemos usar volados de 60 cm, por lo que las dimensiones preliminares de la zapata serían 1.45 x 4.15 m, lo que genera un área de 6.0 m².

$$\sigma_{act} = \frac{P_{ser}}{A_{zap}} = \frac{174}{6} = 29 \frac{ton}{m^2} < 40 \frac{ton}{m^2}$$

Ahora se realiza el análisis incluyendo la carga sísmica mediante la relación de Meyerhoff. Al trabajar con cargas sísmicas, la norma E.060 permite incrementar un 30% la capacidad portante del terreno. Por lo tanto, $\sigma_{adm} = 40 \times 1.30 = 52 \text{ ton/m}^2$. Si la presión actuante supera la admisible, se deberá incrementar las dimensiones de la zapata variando los volados.

$$M_{tot} = 298 / 1.25 = 239 \text{ ton.m}$$

$$P_{tot} = 170 \text{ ton.}$$

$$e = M_{tot} / P_{tot} = 239 / 162 = 1.35 \text{ m.}$$

$$\sigma = \frac{P}{2(B)(\frac{L}{2} - e)} = \frac{170}{2 \times 1.45 \times (\frac{4.15}{2} - 1.35)} = 81.2 \frac{ton}{m^2} > 52 \frac{ton}{m^2}$$

Es necesario incrementar las dimensiones de la zapata. Realizaremos nuevamente el análisis, pero esta vez considerando volados de 0.90 m.

Las nuevas dimensiones de la zapata sería 2.05 x 4.75 m, con un área de 9.7 m².

$$\sigma = \frac{P}{2(B)(\frac{L}{2} - e)} = \frac{170}{2 \times 2.05 \times (\frac{4.75}{2} - 1.35)} = 40.5 \frac{ton}{m^2} < 52 \frac{ton}{m^2}$$

Por lo tanto, se usará una zapata de 2.05 x 4.75 m. Para calcular el esfuerzo último de diseño, será necesario amplificar el esfuerzo actuante $\sigma = 40.5 \text{ ton/m}^2$ por un factor de 1.25 por considerar carga sísmica.

$$\text{Por consiguiente, se tiene } : \sigma_{\text{últ.}} = 40.5 \times 1.25 = 50.6 \text{ ton/m}^2$$

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

Asumimos un peralte de 0.70 m. El peralte efectivo será $d = 0.60 \text{ m}$.

$$V_u = \sigma_{ult}(A - A_o) = 50.6 (9.74 - 3.02) = \mathbf{340 \text{ ton.}}$$

$$A = \text{Área de la zapata} = 9.74 \text{ m}^2$$

$$A_o = (2.95 + 0.6) (0.25 + 0.6) = 3.02 \text{ m}^2.$$

$$b_o = 2(2.95 + 0.25 + 2 \times 0.60) = 8.8 \text{ m}.$$

$$\phi V_{c1} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{295/25} \right) \sqrt{210} \times 880 \times 60 = \mathbf{403.1 \text{ ton}}$$

$$\phi V_{c2} = \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha s d}{b_o} \right) \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 0.27 \left(2 + \frac{40 \times 0.60}{8.8} \right) \sqrt{210} \times 880 \times 60 = 830.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 880 \times 60 = 689.4 \text{ ton}$$

Como $\phi V_{c1} > V_u$, el peralte de la zapata será 70 cm.

VERIFICACIÓN POR CORTANTE

Se trabajará con el peralte de 70 cm.

$V_u = \sigma_{ult}(S - d)$, donde S = Longitud del volado.

Dirección X:

$$V_{ux} = \sigma_{ult}.L_y(S_x - d) = 50.6 \times 2.05(0.90 - 0.60) = 31.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cx} = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_y d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 205 \times 60 = \mathbf{80.3 \text{ ton}}$$

Dirección Y:

$$V_{uy} = \sigma_{ult}.L_x(S_y - d) = 50.6 \times 4.75(0.90 - 0.60) = 72.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cy} = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_x d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 475 \times 60 = \mathbf{186.1 \text{ ton}}$$

Se cumple en ambas direcciones que: $\phi V_c > V_u$.

DISEÑO POR FLEXIÓN

La demanda por flexión en la zapata es:

$$M_u = \sigma_{ult} \cdot \frac{S^2}{2} = \frac{50.6 \times 0.9^2}{2} = 20.5 \text{ ton.m/m}$$

$$A_s = 9.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo es: $0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Por lo tanto, se usará armadura de $\Phi 3/4" @ .225$ inferior para cada dirección

El diseño final la zapata de la placa PL-04 será:

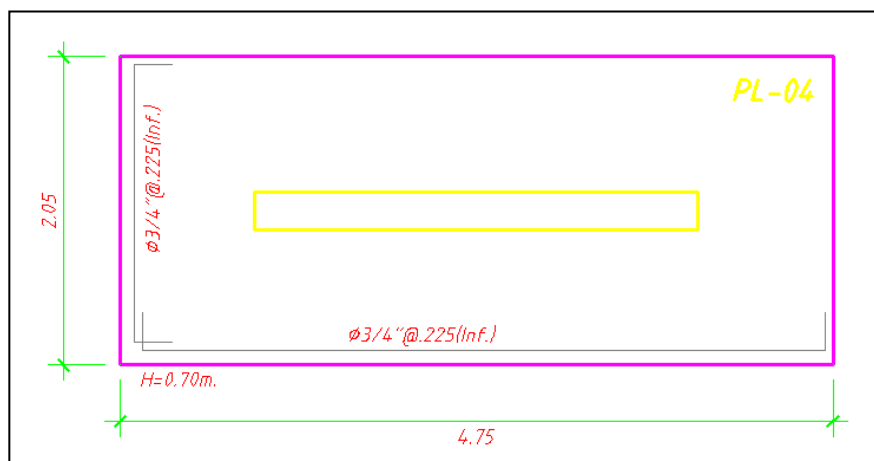


Figura 10.3 Diseño final de la zapata aislada.

10.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA EXCÉNTRICA

Se procederá con el diseño de la zapata de la placa PL-06 (0.15 x 4.15) que se encuentra ubicada sobre uno de los límites de propiedad del proyecto.

Se puede observar que las solicitaciones sísmicas actuantes son elevadas, ya que es la placa más importante en la dirección Y. En primer lugar, debemos analizar qué ocurre con los esfuerzos en el terreno sin el apoyo de viga de cimentación.

En caso de obtener esfuerzos muy altos o requerir dimensiones de cimiento muy grandes, se realizará nuevamente el análisis, pero esta vez con la presencia de una viga de cimentación que conecte las zapatas de la placa PL-06 y PL-05 y así aliviar las presiones en el terreno. Las cargas actuantes en la placa PL-06 son las siguientes:

$$P_{cm} = 139 \text{ ton} \quad P_{cv} = 24 \text{ ton} \quad M_{sismoY} = 717 \text{ ton.m}$$

Procedemos con el predimensionamiento de la zapata para ante cargas de gravedad.

$$A_{zap} = \frac{1.05 \times (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma} = \frac{1.05 \times (139 + 24)}{40} = 4.28 \text{ m}^2$$

En un principio podemos usar volados de 1.40 m en los extremos y 1.25m laterales, por lo que las dimensiones preliminares de la zapata serían 6.95 x 1.40 m, lo que genera un área de 9.73 m² Estas dimensiones preliminares responden al hecho de que, para este caso, los esfuerzos por sismo serán más importantes que los de gravedad.

$$\sigma_{act} = \frac{P_{ser}}{A_{zap}} = \frac{171}{9.73} = 17.6 \frac{ton}{m^2} < 40 \frac{ton}{m^2}$$

Ahora debemos verificar qué sucede al incluir la carga de sismo mediante la relación de Meyerhoff. El esfuerzo admisible será $\sigma_{adm} = 40 \times 1.30 = 52 \text{ ton/m}^2$.

$$M_{tot} = 717 / 1.25 = 574 \text{ ton.m}$$

$$P_{tot} = 171 \text{ ton.}$$

$$e = M_{tot} / P_{tot} = 5.74 / 171 = 3.34 \text{ m.} \quad B = 1.40\text{m} \quad L = 6.95\text{m}$$

$$\sigma = \frac{P}{2(B)(\frac{L}{2} - e)} = \frac{171}{2 \times 1.40 \times (\frac{6.95}{2} - 3.34)} = 452 \frac{ton}{m^2} \gg 52 \frac{ton}{m^2}$$

Se observa que el esfuerzo actuante supera ampliamente el esfuerzo admisible del terreno. Por lo tanto, emplearemos una viga de cimentación para esta se lleve un porcentaje del momento originado por el sismo y así reducir los esfuerzos en el terreno.

La viga de cimentación a emplear será de 0.40 x 1.30 m. Su acero máximo es 76.5 cm². Se decide colocar 70 cm², lo que resulta un momento $\Phi M_n = 260 \text{ ton.m}$, el momento que absorbe la viga representa el 45% de la carga sísmica total.

Se vuelve a realizar el análisis, pero esta vez considerando volados de 1.20m en los extremos y 1.05m para el lado lateral. Las dimensiones de la zapata serían 6.55 x 1.20m.

$$M_{tot.} = 574 \text{ ton.m} - 260 \text{ ton.m} = 314 \text{ ton.m}$$

$$P_{tot.} = 171 \text{ ton.}$$

$$e = M_{tot} / P_{tot} = 314 / 171 = 1.84 \text{ m.} \quad B = 1.20\text{m} \quad L = 6.55\text{m}$$

$$\sigma = \frac{P}{2(B)(\frac{L}{2} - e)} = \frac{171}{2 \times 1.20 \times (\frac{6.55}{2} - 1.84)} = 49.7 \frac{ton}{m^2} < 52 \frac{ton}{m^2}$$

Por lo tanto, se usará una zapata de 1.20 x 6.55 m. Para calcular el esfuerzo último de diseño, será necesario amplificar el esfuerzo actuante $\sigma = 40.5 \text{ ton/m}^2$ por un factor de 1.25 por considerar carga sísmica.

Finalmente, se tiene : $\sigma_{\text{últ.}} = 49.7 \times 1.25 = 62 \text{ ton/m}^2$



CAPÍTULO 11: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

11.1 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales cuyo diseño se realiza considerando cargas gravitatorias. Las escaleras pertenecientes al proyecto cuentan varios tramos que se apoyan sobre losas o vigas. Para el análisis estructural de escaleras, se deben modelar como losas macizas armadas en una dirección. Como ejemplo, se diseñará el primer tramo de la escalera típica.

La escalera típica cuenta con las siguientes características:

- Paso (p) = 25 cm
- Contrapaso (cp) = 17 cm
- Garganta (t) = 15 cm

METRADO DE CARGAS:

Se calcula el peso propio del tramo inclinado mediante la siguiente expresión:

$$\omega_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 2400 \left[\frac{0.17}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.25}\right)^2} \right] = 639 \text{ kg/m}^2$$

Se adicionará 100 kg/m² para el piso terminado. La sobrecarga será de 200 kg/m². Se considerará 1m de ancho tributario.

En el tramo inclinado:

$$\text{CM: } 1.0 \times (639 + 100) = 739 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV: } 1.0 \times 200 = 200 \text{ kg/m}$$

$$\omega_u: 1.4 \times 739 + 1.7 \times 200 = 1375 \text{ kg/m}$$

En el descanso:

$$\text{CM: } 1.0 \times (2.4 \times 0.20 + 100) = 580 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV: } 1.0 \times 200 = 200 \text{ kg/m}$$

$$\omega_u: 1.4 \times 580 + 1.7 \times 200 = 1150 \text{ kg/m}$$

Se muestra el modelo estructural del tramo de escalera con la asignación de cargas de diseño.

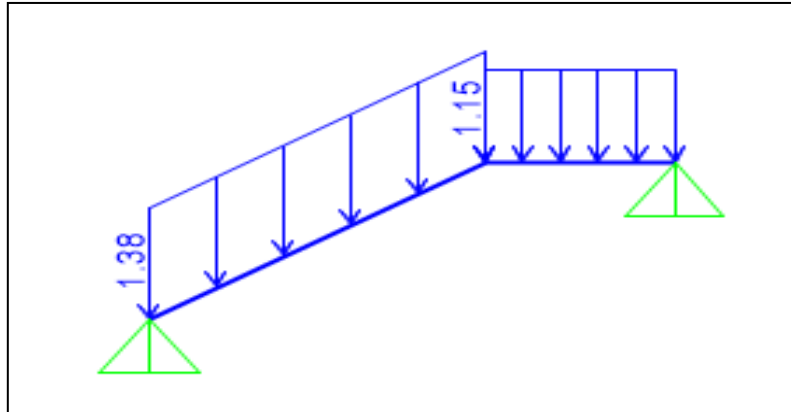


Figura 11.1 Asignación de cargas últimas en el tramo de escalera en ton/m.

Asimismo, se muestran los diagramas de fuerzas internas últimas.

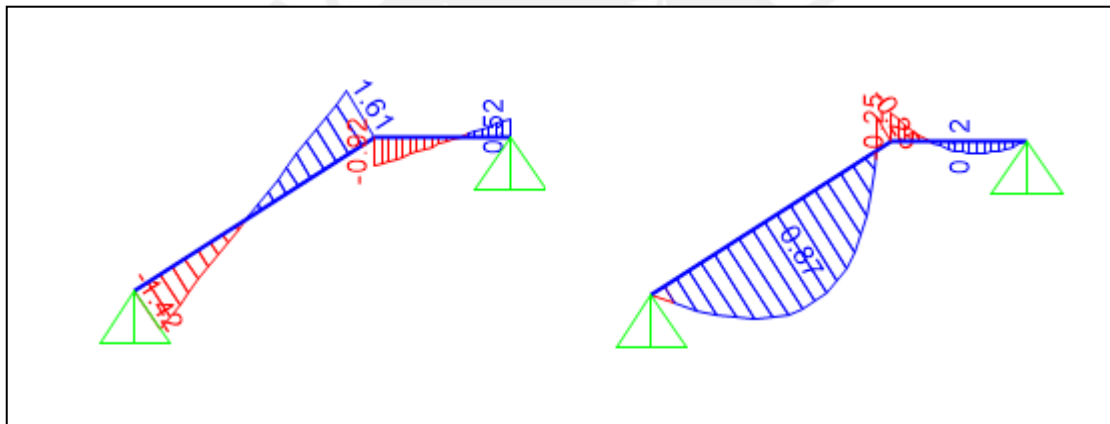


Figura 11.2 Diagrama de fuerza cortante (izquierda) y momento flector (derecha) para la escalera.

VERIFICACIÓN POR CORTANTE:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f' c} b x d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7834 \text{ kg} . \text{ Se verifica que } \Phi V_c > V_u .$$

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Del diagrama de momentos se obtiene $M_u = 0.87 \text{ ton.m/m}$ $A_s = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$

La malla mínima es $0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$. Por lo tanto, se colocará $\Phi 3/8" @ .25$ ($2.84 \text{ cm}^2/\text{m}$) tanto en la dirección longitudinal como en la transversal.

11.2 DISEÑO DE MURO DE CISTERNA

Los muros de cisterna son elementos estructurales que reciben cargas perpendiculares a su plano. Estas cargas son principalmente el empuje del agua y del suelo. Para realizar el modelo estructural, se considera un metro de ancho tributario.

El caso más crítico para el análisis ocurre cuando la cisterna se encuentra vacía. Por lo tanto, se analizarán solamente las acciones del empuje del suelo sobre el muro.

La información necesaria es la siguiente:

$$K_a = 0.30 \qquad \gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3 \qquad H \text{ muro} = 2.50 \text{ m}$$

$$S/C = 0.25 \text{ ton/m}^2 \qquad t \text{ muro} = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, las cargas últimas serán:

$$E_a = F.A.K_a.\gamma.H = 1.7 \times 0.3 \times 2 \times 2.50 \times 1 = 2.55 \text{ ton/m}$$

$$E_{s/c} = F.A.K_a.s/c = 1.7 \times 0.3 \times 0.25 \times 1 = 0.13 \text{ ton/m}$$

Las cargas asignadas y los diagramas por cargas últimas se muestran en las figuras 3.13 y 3.14 respectivamente.

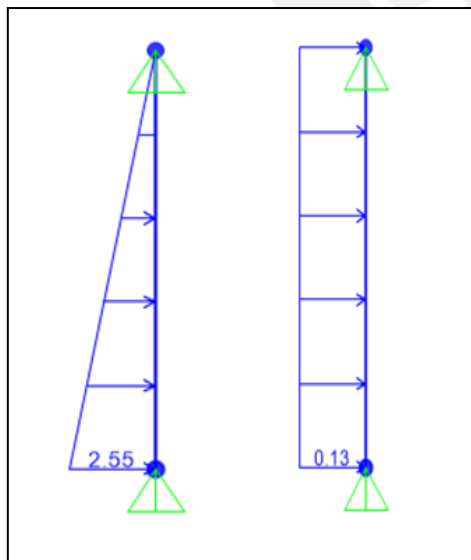


Figura 11.3 Cargas asignadas al muro de cisterna.

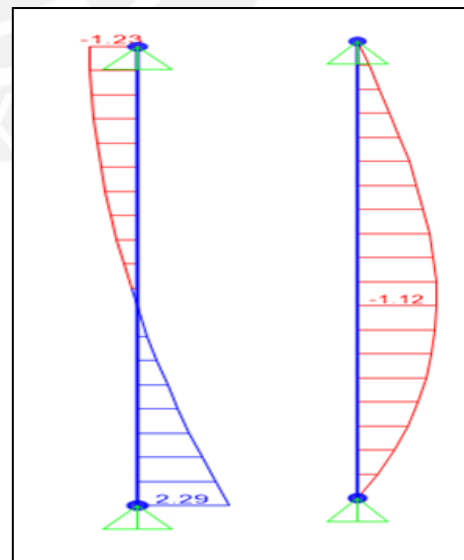


Figura 11.4 Diagrama de fuerza cortante (izquierda) y diagrama de momento flector del muro (derecha).

Para ese proyecto, los muros de cisterna tienen 25cm de espesor. Las cargas de diseño fueron calculadas en el capítulo 3 considerando solo el empuje de tierra y la sobrecarga ya que el caso más crítico se da cuando la cisterna no contiene agua.

Se presenta el diseño una sección típica del muro de cisterna.

Debido a que el muro estará en contacto con el agua, la norma ACI 350 indica que la cuantía mínima a usar es 0.0030bh. Por lo tanto, la distribución de acero a colocar será:

Doble malla $\Phi 3/8" @ .175m$, lo que nos brinda un $\Phi M_n = 3.38 \text{ ton.m}$

Además, la capacidad a corte es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b x d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 22.5 = 14.7 \text{ ton}$$

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados:

$$V_u = 2.29 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.12 \text{ ton.m}$$

Se verifica que los valores de V_u y M_u son superados ampliamente por las capacidades ΦV_c y ΦM_n respectivamente. La figura 11.5 muestra el diseño final de muro de cisterna.

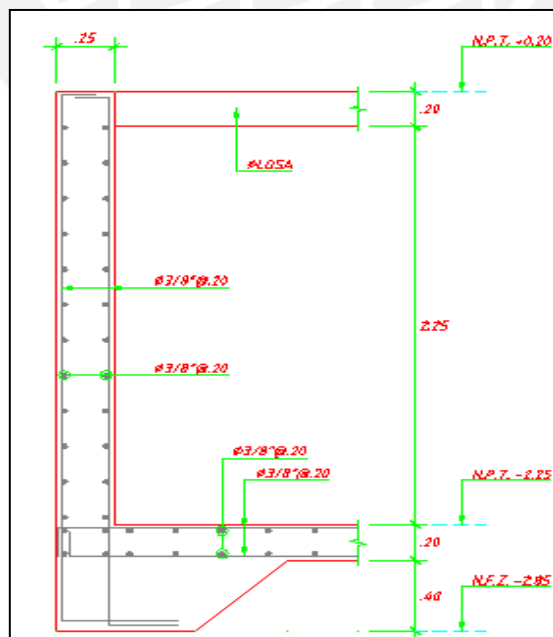


Figura 11.5 Diseño final del muro de cisterna.

11.3 DISEÑO DE MURO DE CERCO

Las fuerzas sísmicas coplanares en los muros de cerco son tan pequeñas que podrían despreciarse si lo comparamos su resistencia al corte, debido a su poca masa. Es por ello, que el diseño sísmico de estos se realiza ante acciones perpendiculares a su plano.

MÉTODO DE DISEÑO

Se empleará el método elástico de diseño para la albañilería, donde se debe verificar que los esfuerzos actuantes no superen los admisibles. El momento flector asociado a la carga sísmica generará esfuerzos internos en la sección del muro, siendo el esfuerzo por tracción aquel que gobierna el diseño. El esfuerzo admisible de tracción por flexión (**f_t máx**) de la albañilería simple es 1.5 kg/cm^2 .

Se procederá con el diseño del muro de cerco del proyecto.

La fuerza horizontal mínima (**F_s**) para elementos no estructurales, de acuerdo a la Norma E.030 es:

$$F_s = 0.5ZUSPe$$

Donde:

Z = Factor de zona. $Z = 0.45$

U = Uso de la edificación. $U = 1.0$

S = Factor de suelo. $S = 1.0$

Pe = Peso del muro de cerco. $Pe = 1800 \times 0.15 = 270 \text{ kg/m}^2$

Por lo tanto: $F_s = 0.5 \times 0.45 \times 1.0 \times 1.0 \times 270 = 60.8 \text{ kg/m}^2$

Ahora, la carga perpendicular al plano del muro (**w**) se obtiene pasando a estado de servicio la carga sísmica de diseño.

$$w = 0.80F_s = 0.80 \times 60.8 = 48.6 \text{ kg/m}^2$$

Esta carga perpendicular al plano genera un momento flector sísmico (**M_s**) que es máximo en el centro del muro, cuyo valor es $M_s = ma^2w$, donde:

m = Coeficiente de momentos indicado en la tabla 12 de la norma E.070.

a = Menor dimensión del paño.

w = Carga sísmica en servicio.

En el presente proyecto, el muro de cerco debe cubrir una altura de 2.60m. El sobrecimiento a considerar será de 20cm, por lo que la altura de la albañilería para el diseño ante acciones sísmicas perpendiculares será de 2.40m. La separación máxima entre elementos de confinamiento del muro es 3.95m.

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"							
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Menor dimensión							
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125

Figura 11.6 Valores del coeficiente "m" de la norma E.070 Albañilería.

Como nuestro muro de cerco está arriostrado por elementos de concreto armado en sus 4 bordes, para el cálculo del factor "m" usaremos los valores del CASO 1.

Se tiene $b/a = 3.95/2.40 \approx 1.65$ Entonces: $m = 0.0884$

Con todos lo anterior conocido se puede calcular Ms y considerando 1 m de ancho:

$$M_s = 0.0884 \times 2.4^2 \times 48.6 = 24.7 \text{ kg.m/m}$$

Una vez conocido el momento flector en el centro, podemos calcular los esfuerzos de tracción en las fibras más alejadas de la sección aplicando la fórmula de flexión de resistencia de materiales.

$$f't = \frac{My}{I} = \frac{6M}{t^2}$$

Para nuestro caso:

f't = Esfuerzo en tracción de la albañilería.

M= Momento flector actuante.

t = Espesor efectivo del muro.

Por lo tanto:

$$f't = \frac{6M}{t^2} = \frac{6 \times 24.7}{13^2} = 0.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, los esfuerzos actuantes en el muro no portante se encuentran dentro del límite permitido de la norma.



CAPÍTULO 12: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

-En la concepción de todo proyecto, es importante establecer una buena estructuración que vaya de la mano con los fines arquitectónicos. Se recomienda que, durante la ejecución de un proyecto, las especialidades de arquitectura y estructuras mantengan comunicación constante para evitar problemas de compatibilización que se traducen en cambios o modificaciones de los planos, los cuales suelen generar retrasos y sobrecostos en el proyecto.

- Cumplir con los criterios y recomendaciones al momento de predimensionar los elementos permite tener secciones que sean capaces de soportar cargas gravitatorias en condiciones de servicio y resistir las acciones sísmicas en su estado de rotura.

- Al momento de dimensionar muros de corte, debemos asegurarnos que estos sean capaces de controlar los desplazamientos laterales en ambas direcciones. Esta verificación se hace posible al momento de realizar el análisis sísmico.

- El proyectista de estructuras debe ser capaz de interpretar los resultados obtenidos con ayuda de software. No basta con extraer la información de la computadora y empezar a diseñar, es necesario analizar con detenimiento cada detalle y tomar la mejor decisión de acuerdo a su experiencia y al sentido común.

- El sistema estructural del edificio en estudio es de muros estructurales. Además, resultó ser irregular debido a las esquinas entrantes, por lo que el factor de reducción empleado fue $R= 5.4$.

- Fue posible satisfacer los requerimientos de rigidez establecidos por la norma E.030. Las derivas obtenidas fueron de 6.63‰ y 5.95‰ en la dirección X e Y respectivamente.

- Es importante verificar estados de servicio en los elementos. Por ejemplo, en las vigas simplemente apoyadas que cargan tabique, se debe analizar deflexiones y asegurarnos que no se generen daños en el elemento no estructural. Asimismo, debemos garantizar la durabilidad de los elementos mediante el control de fisuración.

- El diseño por capacidad permite prevenir las fallas indeseables en los elementos. Este método se emplea comúnmente en vigas sísmicas, placas y nudos, donde se busca que prevalezca la fluencia del acero sobre el aplastamiento del concreto.

- La capacidad portante y las condiciones del terreno nos brindan información crucial para decidir qué sistema estructural se empleará en la cimentación. Esta puede ser zapatas aisladas, plateas de cimentación, pilotes, etc.
- En necesario colocar vigas de cimentación que absorban los momentos adicionales generados por la excentricidad los cimientos ubicados en los linderos del terreno.
- No es recomendable tener secciones muy congestionadas de acero, esto es perjudicial al momento de vaciar el concreto, ya que se pueden generar cangrejas que se traducen en pérdida de resistencia del elemento.



CAPÍTULO 13: REFERENCIAS

-BLANCO BLASCO, ANTONIO (1997). Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado. Segunda. Edición. Colección del Ingeniero Civil, Libro 2.

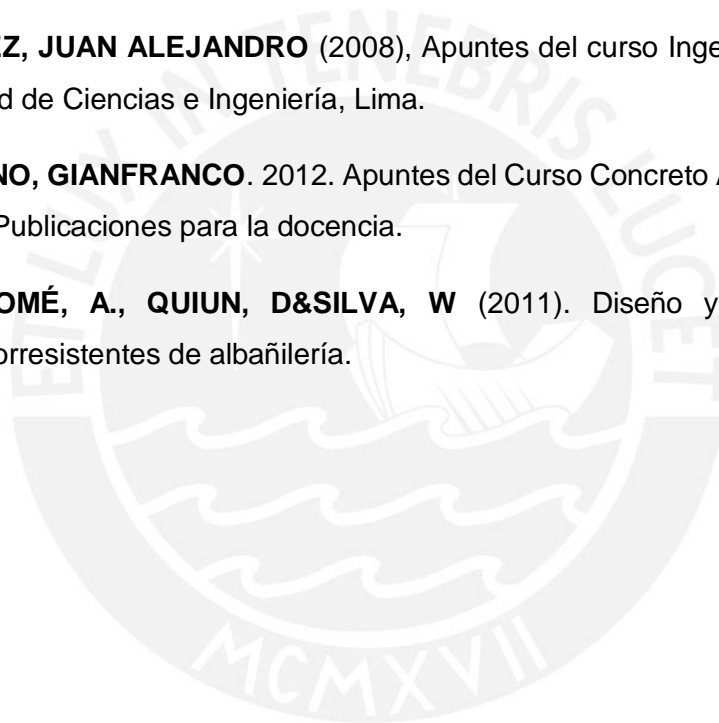
-HARMSSEN GÓMEZ DE LA TORRE, TEODORO. Diseño de estructuras de concreto armado, Lima 2005, 4ta Edición.

-MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima 2006.

-MUÑOZ PELAEZ, JUAN ALEJANDRO (2008), Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.

-OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO. 2012. Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Décimo tercera Edición. Publicaciones para la docencia.

-SAN BARTOLOMÉ, A., QUIJUN, D&SILVA, W (2011). Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

RELACION DE PLANOS

PLANO No.	TITULO
E-0	ESPECIFICACIONES TECNICAS
E-1	PLANTA DE CIMENTACION - TECHO DE CISTERNA
E-2	VIGAS DE CIMENTACION
E-3	VIGAS DE CIMENTACION
E-4	CORTES DE CIMENTACION
E-5	CUADRO DE PLACAS - CUADRO DE COLUMNAS
E-6	ESCALERAS
E-7	ENCOFRADO DE TECHO PARA 1ER. AL 6TO. PISO
E-8	ENCOFRADO DE TECHO PARA AZOTEA
E-9	VIGAS (I)
E-10	VIGAS (II)
E-11	VIGAS (III)
E-12	VIGAS (IV)
E-13	VIGAS (V)
E-14	VIGAS (VI)
E-15	DETALLES GENERALES

ESPECIFICACIONES GENERALES

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

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:-	E.020
VIVIENDA	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²

CARGAS SISMICAS:-

REGLAMENTO:-	E.030
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SISMICAS, R	R _w =5.4 (Muros Estructurales, Irregular) R _y =5.4 (Muros Estructurales, Irregular)

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO

DIRECCION X-X:
-Tax = 0.66 99g
-Vax = 1777cm (ANALISIS DINAMICO)
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 2.19 cm.
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 6.63 %

DIRECCION Y-Y:
-Tyy = 0.54 99g
-Vyy = 201 Ton (ANALISIS DINAMICO)
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 1.80 cm.
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 5.95 %

CIMENTACIONES

- REFERIRSE A LA INFORMACION PROPORCIONADA POR EL INGENIERO PEDRO GALLO
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION:-

TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS
ESTRATO DE APOYO	GRAVA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	-150m
PRESION ADMISIBLE	4.0 kg/cm ²
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	20 mm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	-NO SE ENCONTRÓ PRESENCIA DE SULFATOS NI SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO V

- LAS EXCAVACIONES DEBERAN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE EL VACIADO DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN EL CASO EN QUE AL NIVEL DE CIMENTACION SE ENCUENTRE UN LENTE DE BOLSÓN DE LIMO, DEBERA PROFUNDEARSE LA EXCAVACION HASTA SOBREPASARLO EN POR LO MENOS 0.20m Y VACIAR EN LA ALTURA DE SOBRE EXCAVACION EFECTUADA UN FALSO CEMENTO DE CONCRETO CLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERAN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERAN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION QUE PUEDAN DISMINUIR SU CAPACIDAD PORTANTE.
- EN LAS AREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERA RETIRARSE LA CAPA SUPERIOR DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR DE 0.20m Y REEMPLAZARSE POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO, COLOCADO EN CAPAS DE NO MAS DE 0.20m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MAYOR DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO, DE ESTA MANERA SE LOGRARA UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARA LA FORMACION DE RAJASURAS.

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 EL REFUERZO.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

2. CURADO:-

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCION 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 DE LA COLOCACION EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL.
- EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DIAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-02.

3. ENCOFRADO:-

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

4. CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f _c	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
FALZAS ZAPATAS (CONCRETO CLOPEO 1:10 +30% DE PIEDRA GRANDE)	100 kg/cm ²	6"	4"
SOBRECIMENTOS	200 kg/cm ²	1"	4"
MUROS DE CISTERNA	200 kg/cm ²	1"	4"
COLUMNAS	210kg/cm ²	1"	4"
LOSAS Y VIGAS	210 kg/cm ²	1"	4"

5. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f _y
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

6. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO NO INCLUYEN LOS ESPESORES DE LOS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION O DE VACIADO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN PLANTAS O DETALLES EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, DEBERAN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE EFECTUARAN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LOS MOSTRADOS EN LOS PLANOS, EN ELEMENTOS DE CONCRETO SIN LA APROBACION PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- EL REFUERZO EN ESTOS PLANOS ESTA REPRESENTADO DIAGRAMATICAMENTE. NO ESTA NECESARIAMENTE MOSTRADO EN SU PROYECCION REAL.
- NOTIFICAR AL SUPERVISOR CON 24 HORAS DE ANTICIPACION AL VACIADO. EL CONCRETO NO DEBERA SER VACIADO SIN LA APROBACION DEL SUPERVISOR.
- LOS EMPALMES DEL REFUERZO DEBERAN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMES NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, ESTOS DEBERAN SER EFECTUADOS PARA DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO.
- PODRA SOLDARSE EL REFUERZO SOLO CON LA PREVIA AUTORIZACION DEL INGENIERO CALCULISTA.
- EL REFUERZO NO SERA CONTINUO EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION.

ALBAÑILERIA

- ALBAÑILERIA CONFIRADA:
 - f_m=65kg/cm²
 - USAR LADRILLOS MACIZOS TIPO IV
 - MORTERO TIPO P1 CEMENTO:ARENA::1:4
 - ESPESOR DE JUNTAS: 1.0 cm (MINIMO) 1.5 cm (MAXIMO)
- TABICUERIA: Ladrillo Pandorera (No se muestra tabiqueria en planos de encofrados de techo)

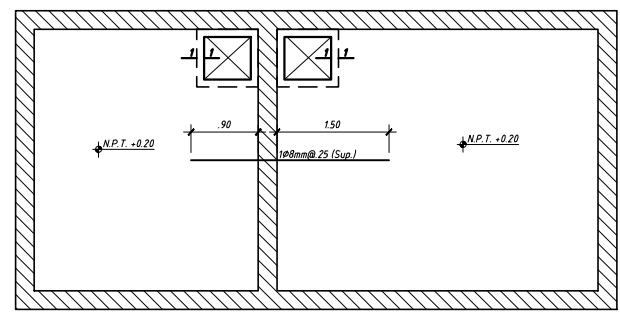
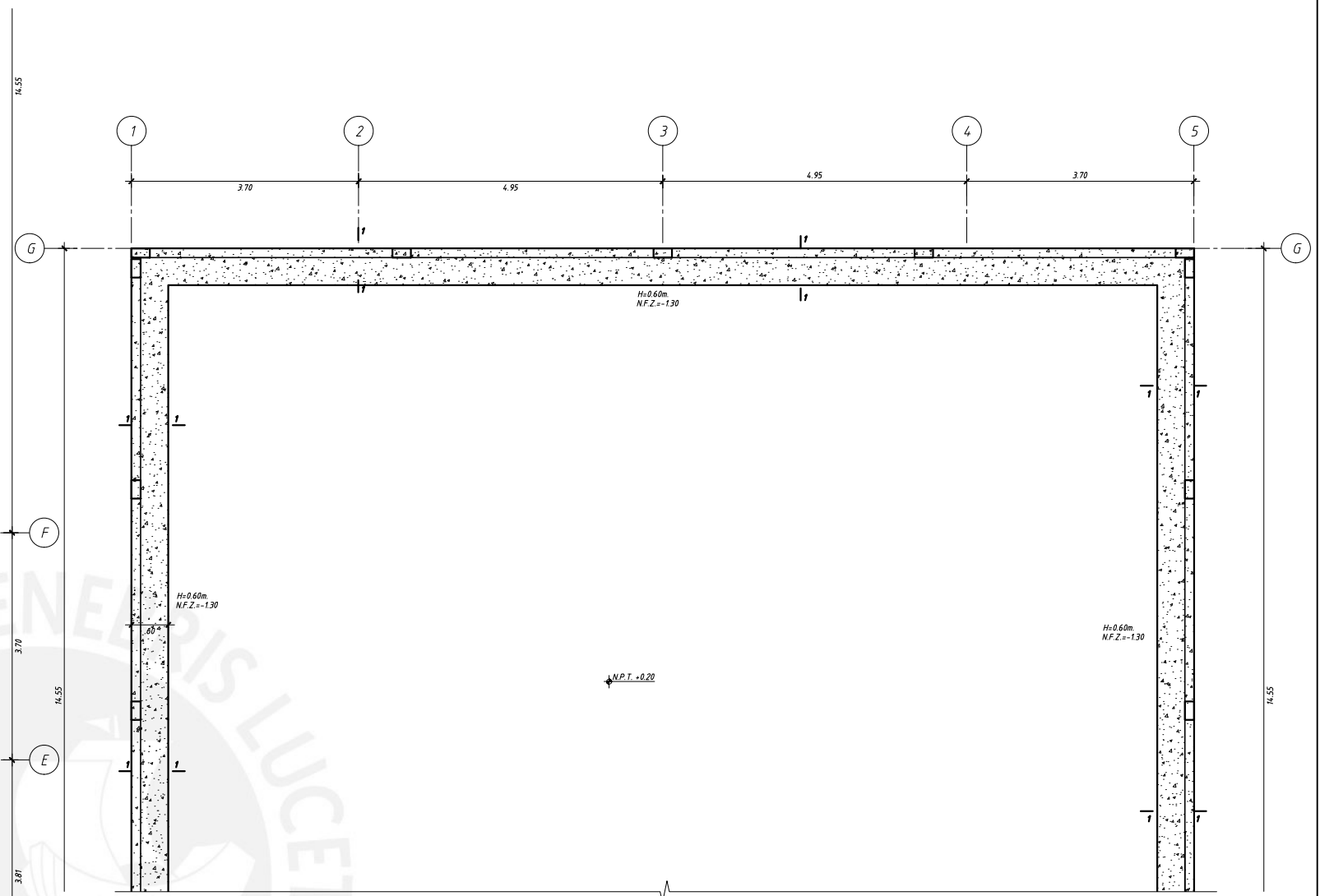
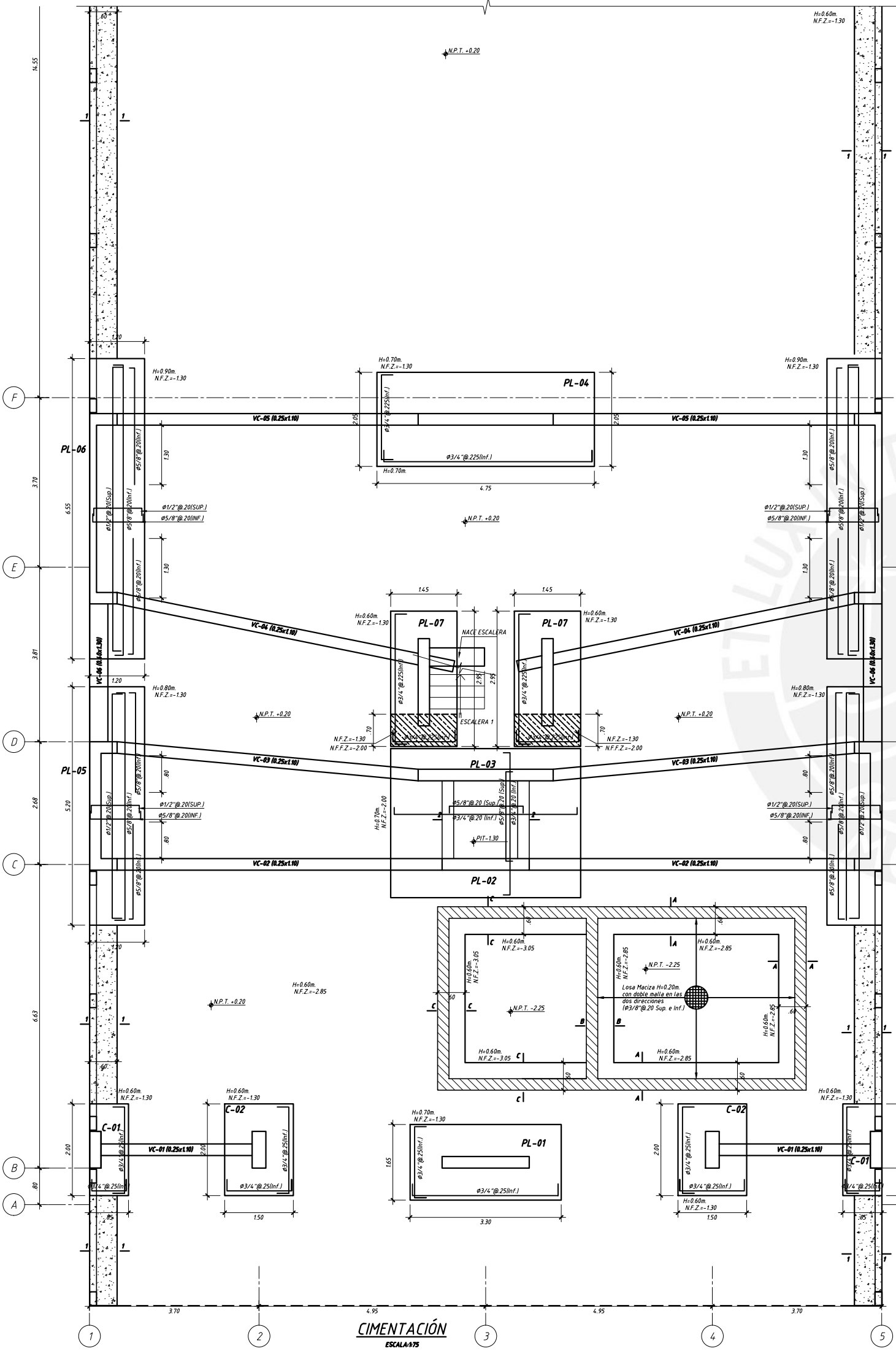
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ

PLANO: ESPECIFICACIONES
DISTRITO: SAN ISIDRO
PROVINCIA: LIMA
DPTO: LIMA
LAMINA: E-0

ESCALA: S/E

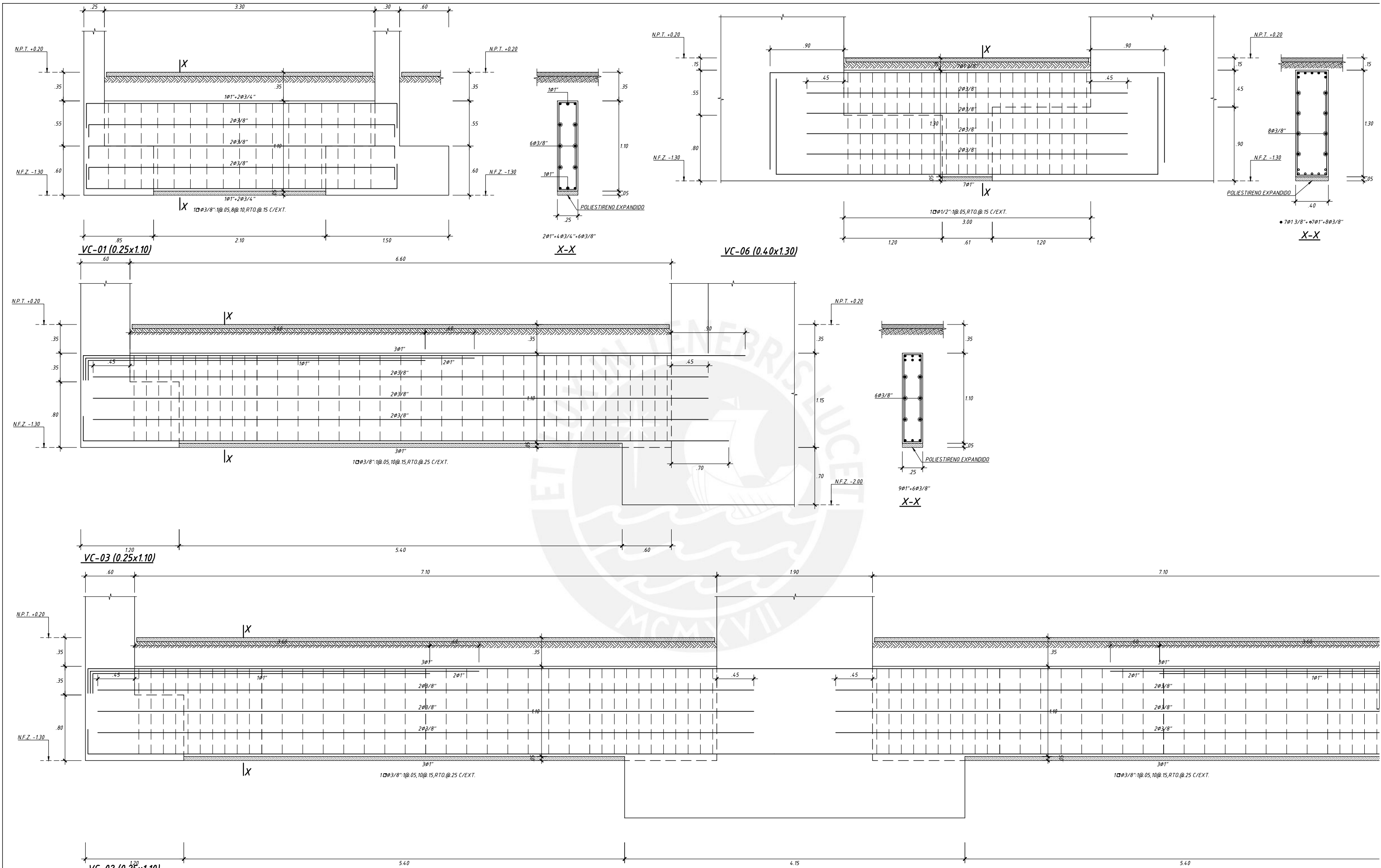
FECHA: MARZO - 2019



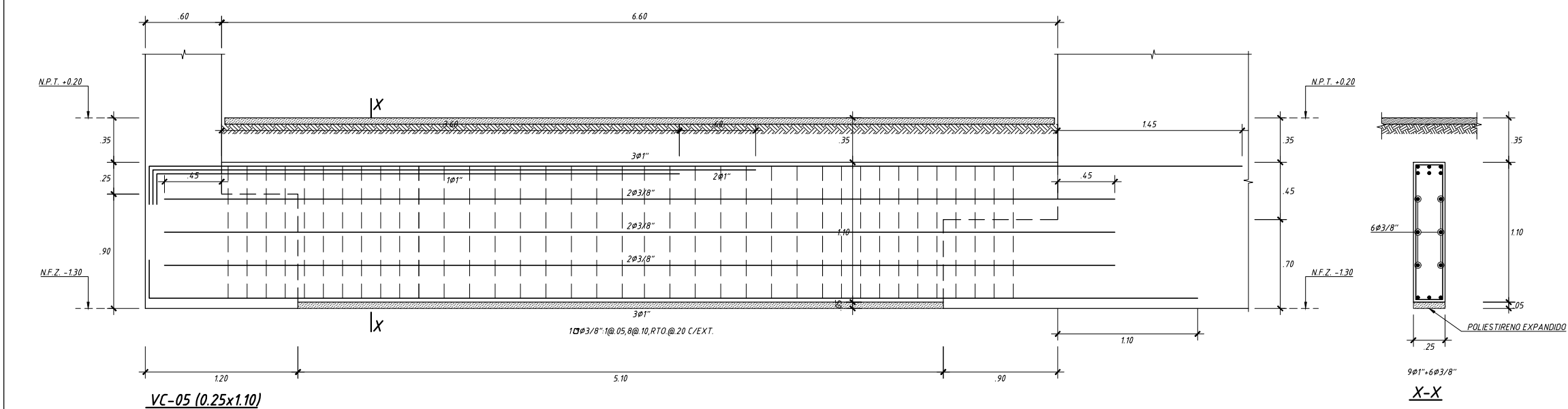
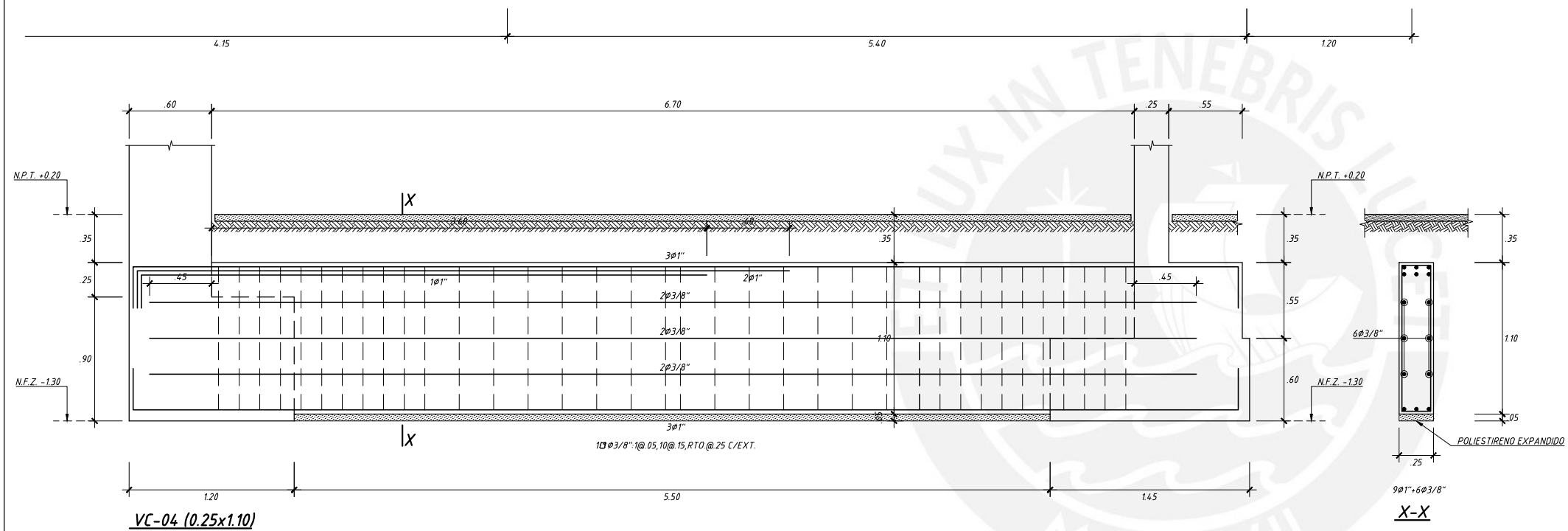
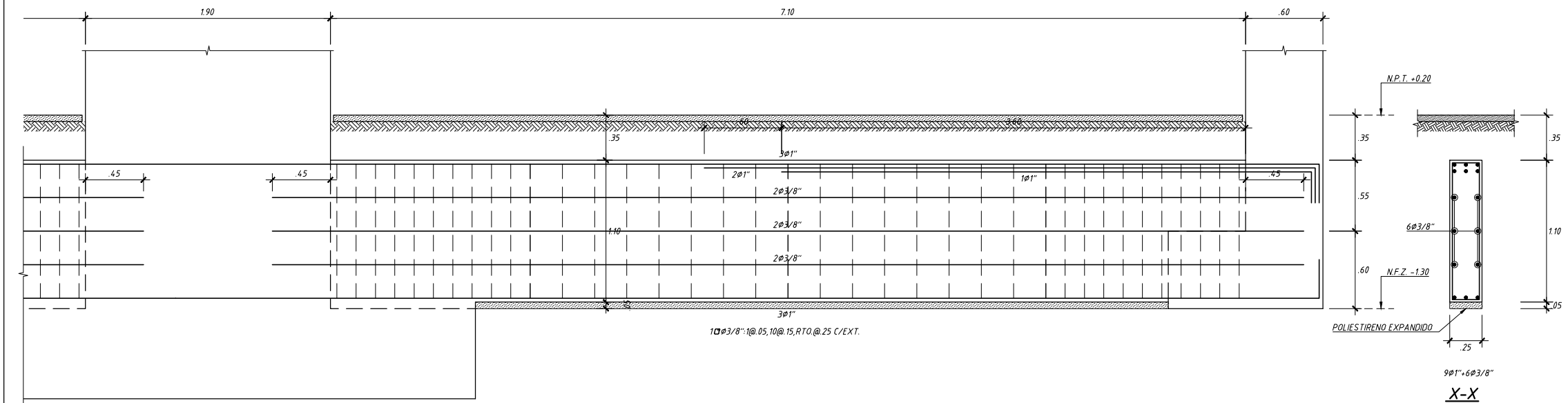
ENCOFRADO DE TECHO PARA CISTERNA
ESCALA: 1/75
(S/C=250 kg/m²)

LOSA DE H=0.20m
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm @ 25
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

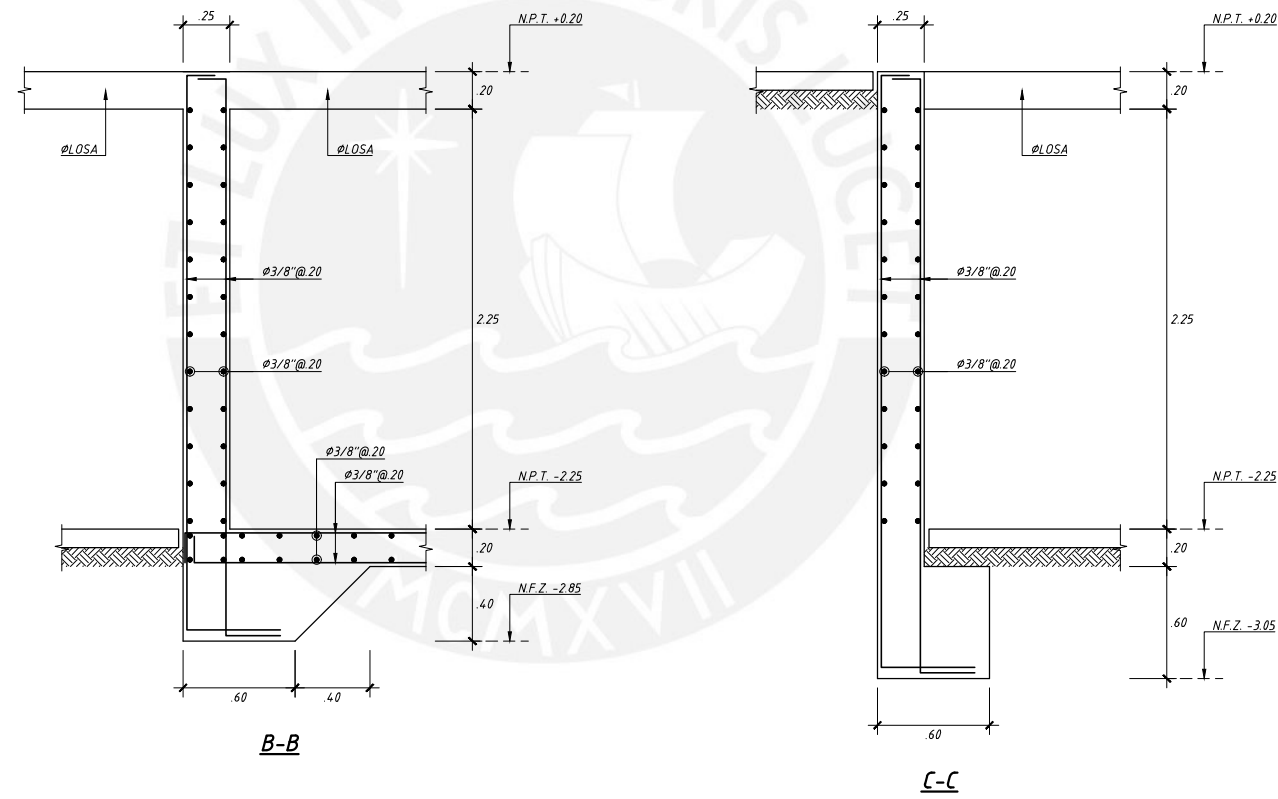
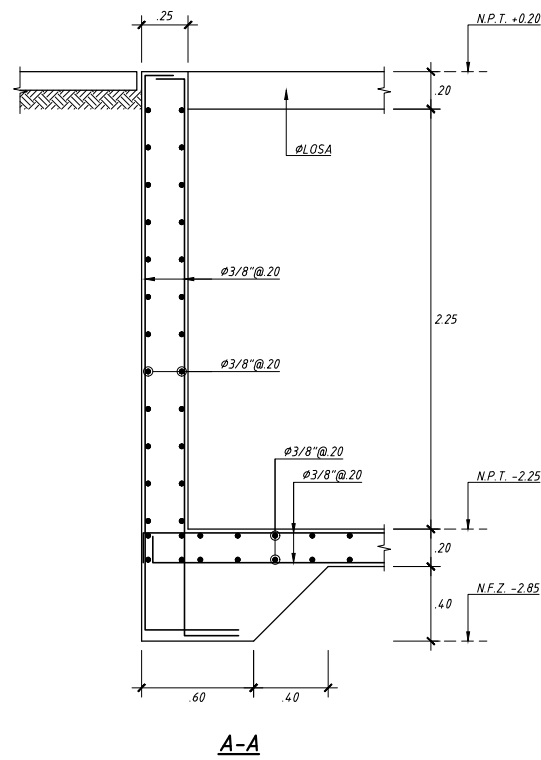
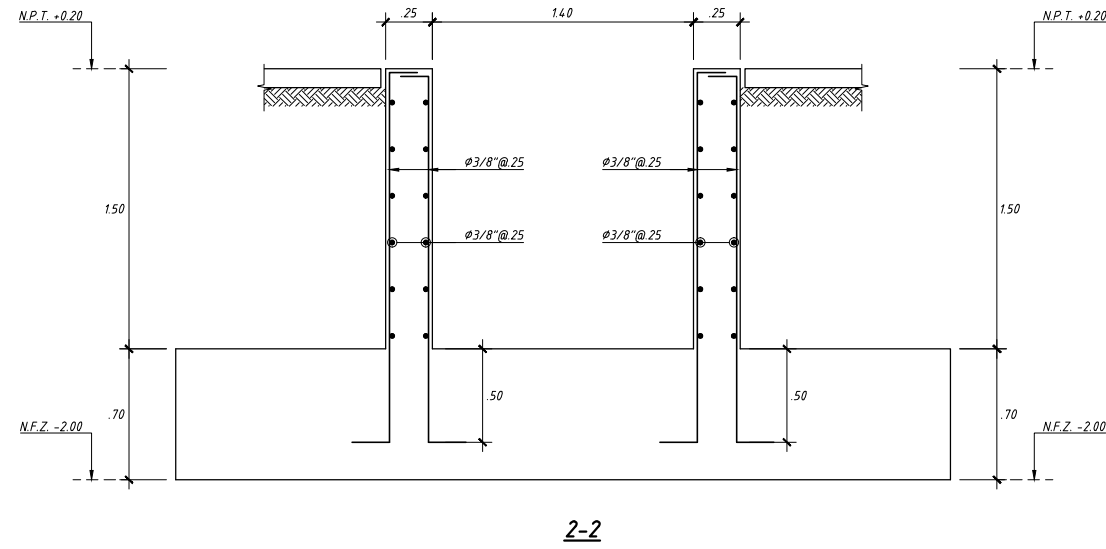
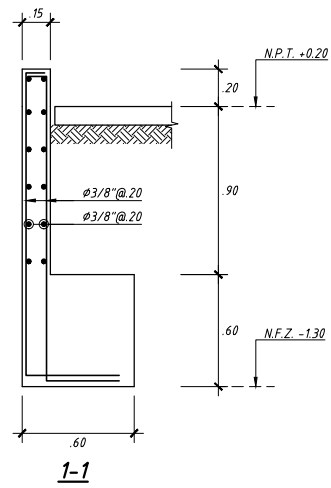
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: CIMENTACIÓN	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-1
ESCALA: 1/75, 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



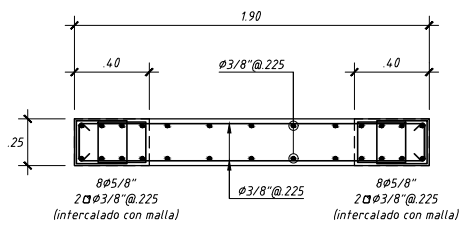
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-2
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



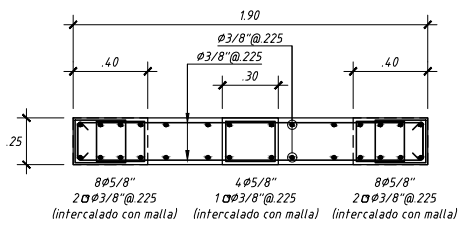
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-3
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



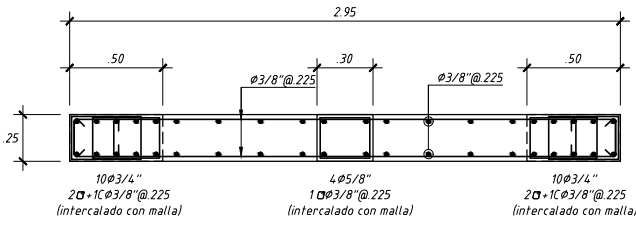
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: CORTES DE CIMENTACIÓN	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-4
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



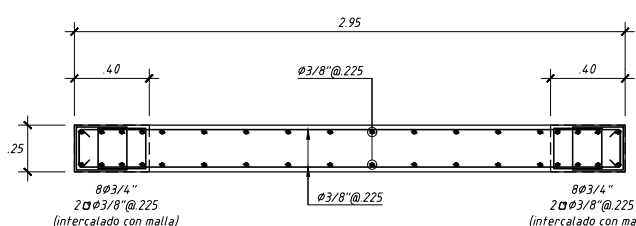
PL-01 (1er. al 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



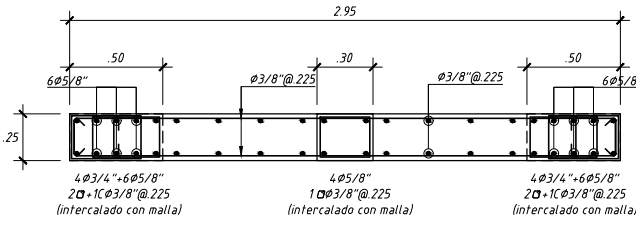
PL-02 (1er. al 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



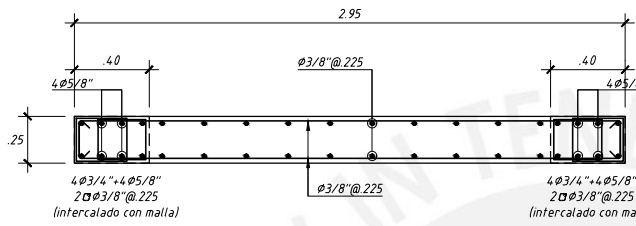
PL-03 (1er. y 2do. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



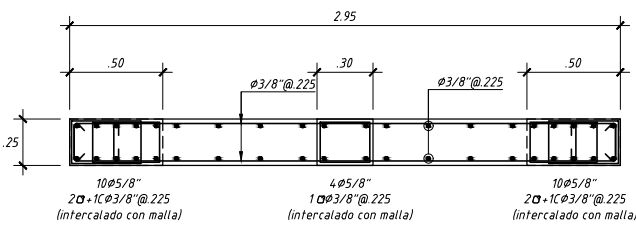
PL-04 (1er. y 2do. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



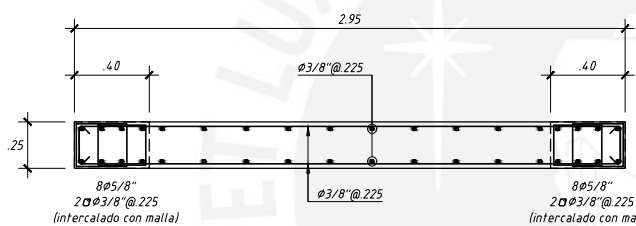
PL-03 (3er. al 5to. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



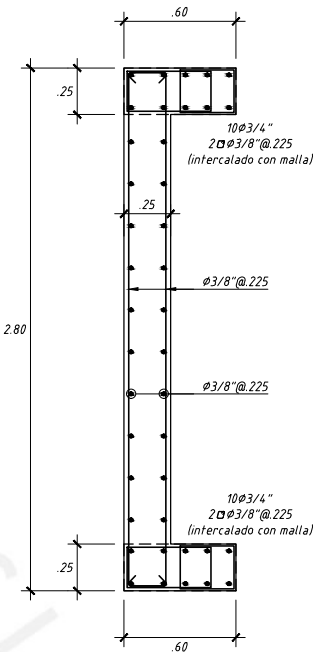
PL-04 (3er. al 5to. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



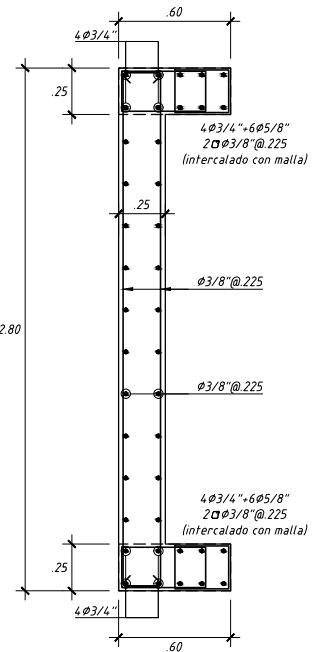
PL-03 (6to. y 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



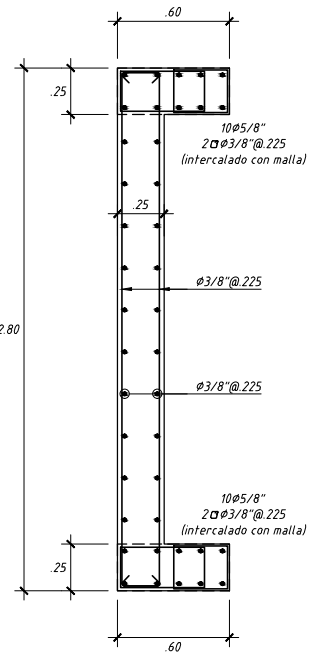
PL-04 (6to. y 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



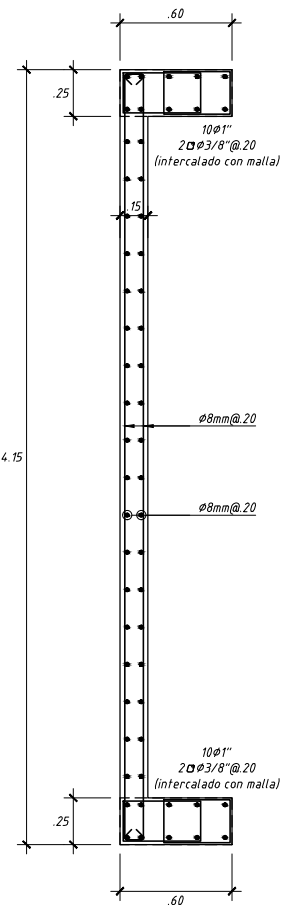
PL-05 (1er. y 2do. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



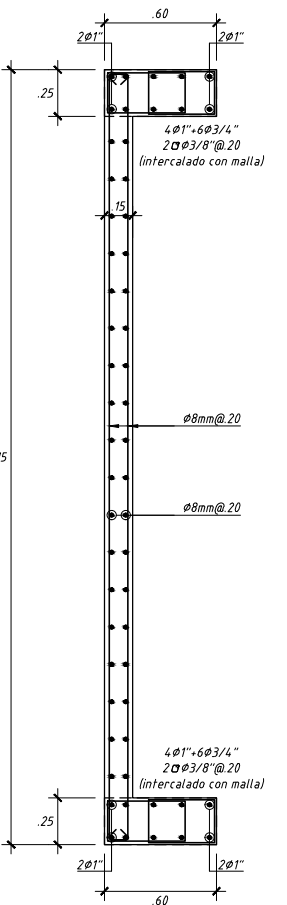
PL-05 (3er. al 5to. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



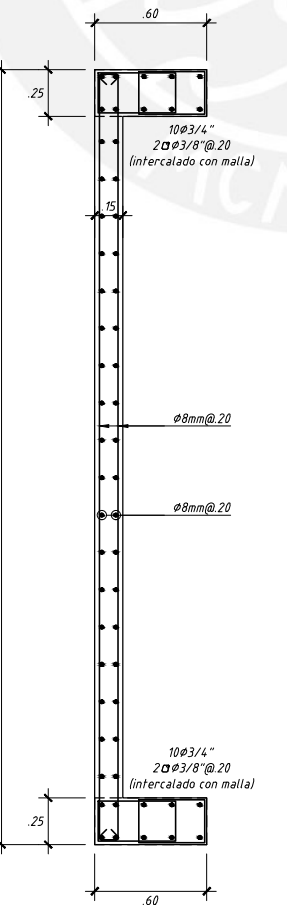
PL-05 (6to. y 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



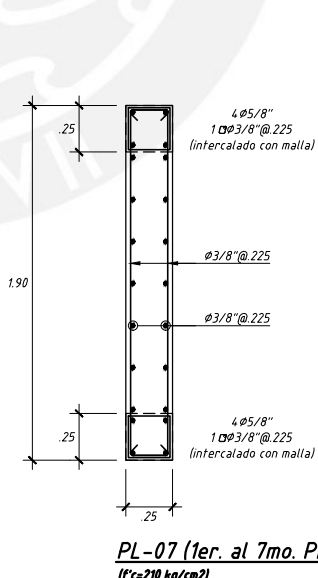
PL-06 (1er. y 2do. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



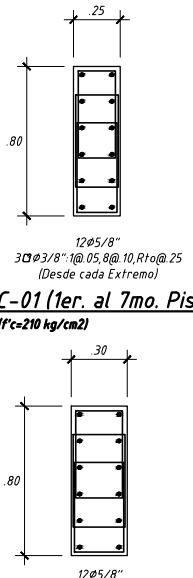
PL-06 (3er. al 5to. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



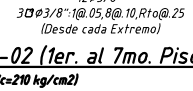
PL-06 (6to. y 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



PL-07 (1er. al 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



C-01 (1er. al 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)



C-02 (1er. al 7mo. Piso)
(f'c=210 kg/cm2)

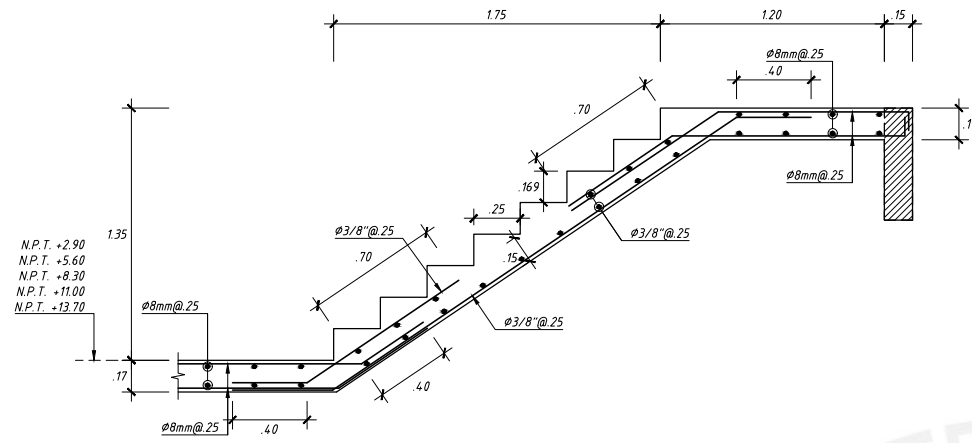
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ

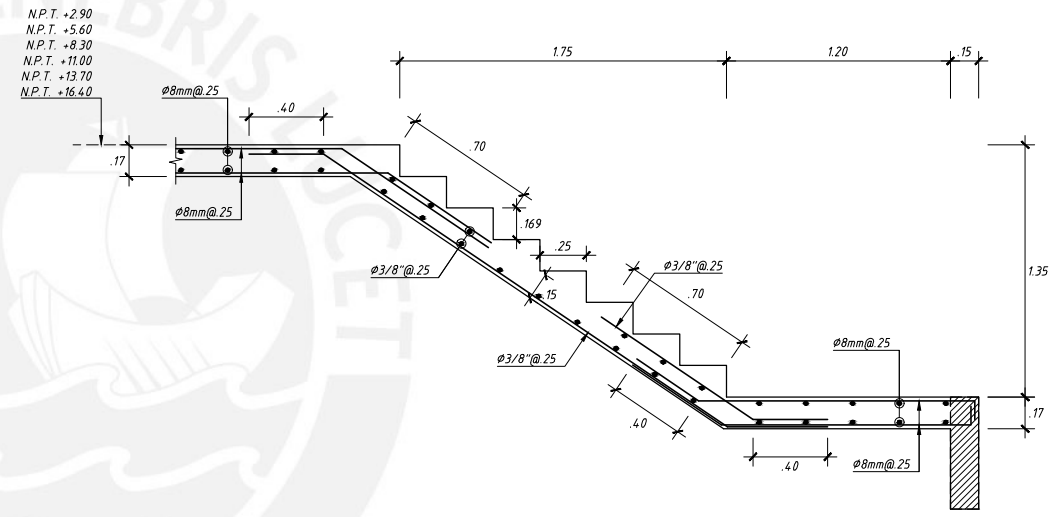
PLANO: PLACAS Y COLUMNAS
 DISTRICTO: SAN ISIDRO
 PROVINCIA: LIMA
 DPTO: LIMA
 LAMINA: E-5

ESCALA: 1/30

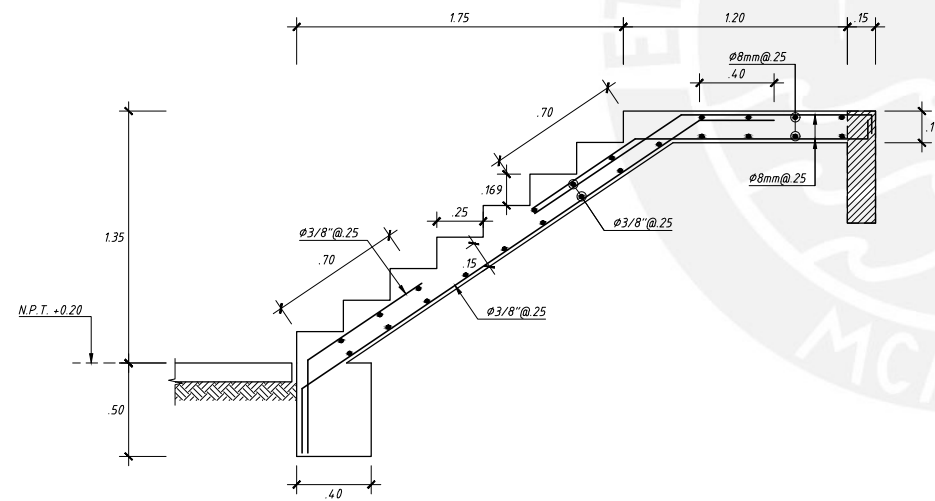
FECHA: MARZO - 2019



3er. Tramo (Típico)



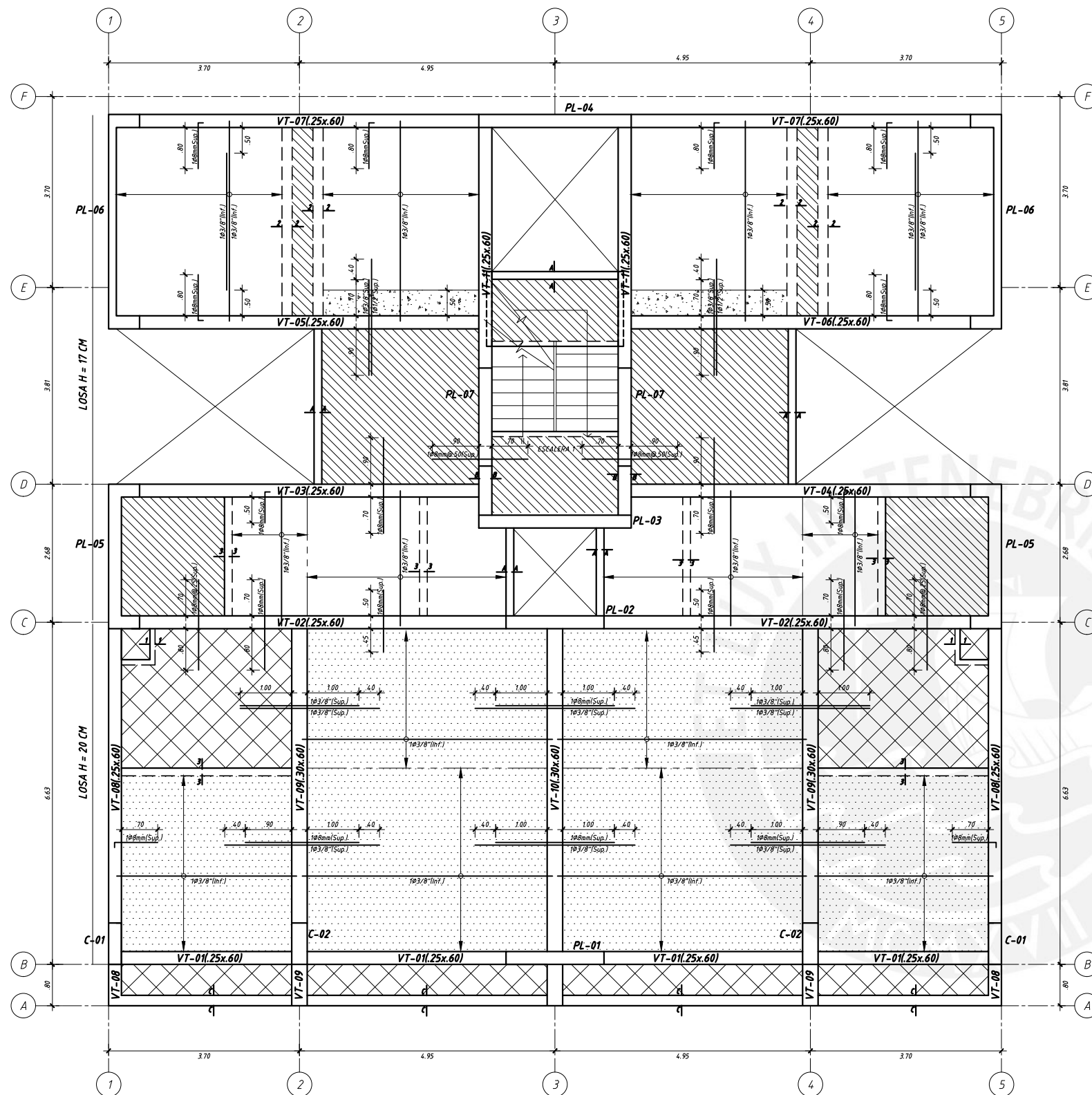
2do. Tramo (Típico)



1er. Tramo

ESCALERA 01
ESCALA: 1:25

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: ESCALERAS	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-6
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	

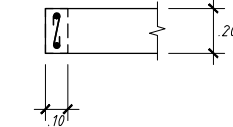


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER AL 6TO PISO

ESCALA: 1/50
(S/C=200 kg/m²)

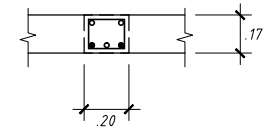
	<p>LOSA DE H=0.20m: LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 4.0m MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25m (En las planchas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</p>
	<p>LOSA DE H=0.17m: LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 4.0m MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25m (En las planchas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</p>
	<p>LOSA DE H=0.20m: LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm @ 25 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25 (En las planchas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)</p>
	<p>LOSA DE H=0.17m: LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm @ 25 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #8mm @ 25 (En las planchas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)</p>
	<p>ENSANCHE CORRIDO O ALTERNADO INDICADO EN PLANTA</p>

CORTES DE TECHO



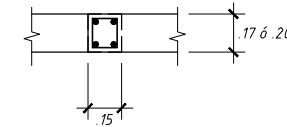
2#3/8"
1# #1/4" @ 25
(Ø horizontal anclan con gancho estándar en placas y vigas perpendiculares)

1-1



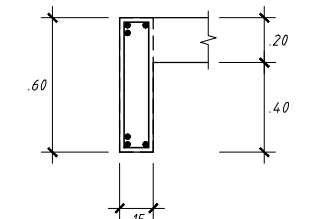
2#1/2" + 3#3/8" Ø
1# #1/4" @ 25
(Ø horizontal anclan con gancho estándar en placas y vigas perpendiculares)

2-2



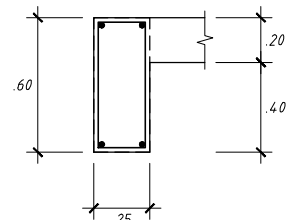
4#8mm
1# #1/4" @ 25
(Ø horizontal anclan con gancho estándar en placas y vigas perpendiculares)

3-3



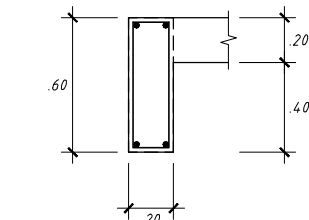
6#1/2"
1# #8mm @ 25
(Ø horizontal anclan con gancho estándar en muros perpendiculares)

A-A



4#5/8"
1# #3/8" @ 10
(Ø horizontal anclan con gancho estándar en muros perpendiculares)

B-B



4#5/8"
1# #3/8" @ 25
(Ø horizontal anclan con gancho estándar en muros perpendiculares)

C-C

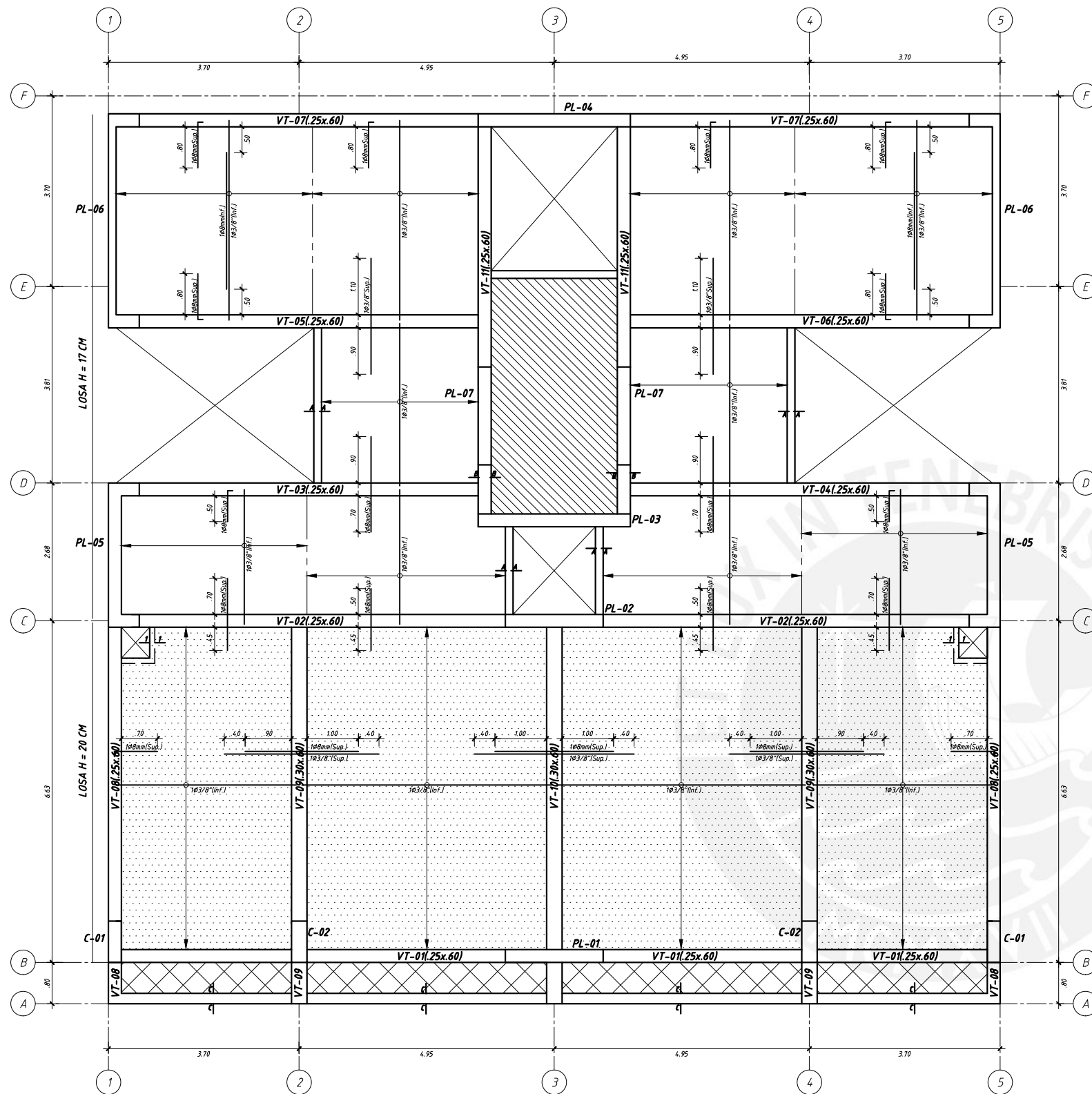
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ

PLANO: ENCOFRADO DE TECHO PARA 1ER. AL 6TO. PISO
DISTRITO: SAN ISIDRO
PROVINCIA: LIMA
DPTO: LIMA
LAMINA: E-7





ESCALA: 1/75, 1/30

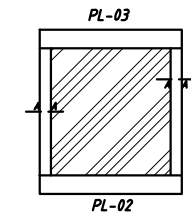
FECHA: MARZO - 2019



ENCOFRADO DE AZOTEA


ESCALA: 1/50
(S/C=100 kg/m²)

- 
 LOSA DE H=0.20m
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40m
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4" @ 25m
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- 
 LOSA DE H=0.17m
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40m
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4" @ 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 Ø8mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- 
 LOSA DE H=0.17m
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø8mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø8mm @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

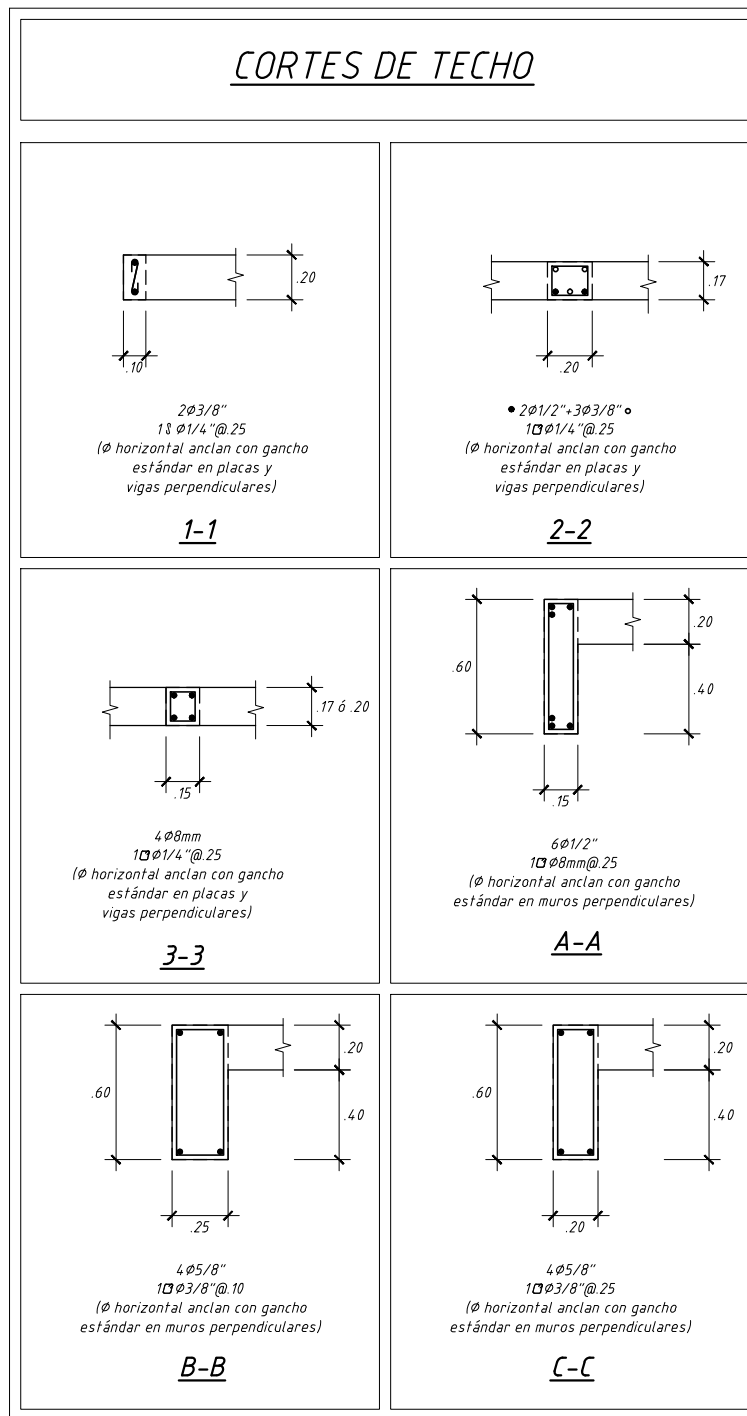


ENCOFRADO DE TECHO PARA ASCENSOR

ESCALA: 1/50
(S/C=100 kg/m²)

- 
 LOSA DE H=0.20m
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø1/2" @ 15
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø1/2" @ 15
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

CORTES DE TECHO



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ

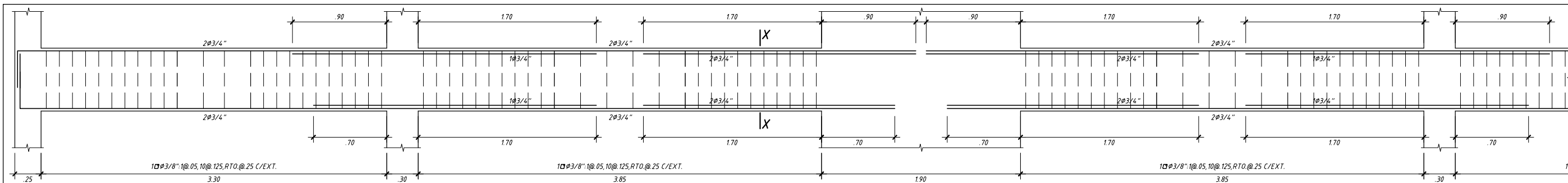
PLANO: ENCOFRADO DE AZOTEA

DISTRITO: SAN ISIDRO
PROVINCIA: LIMA
DPTO: LIMA

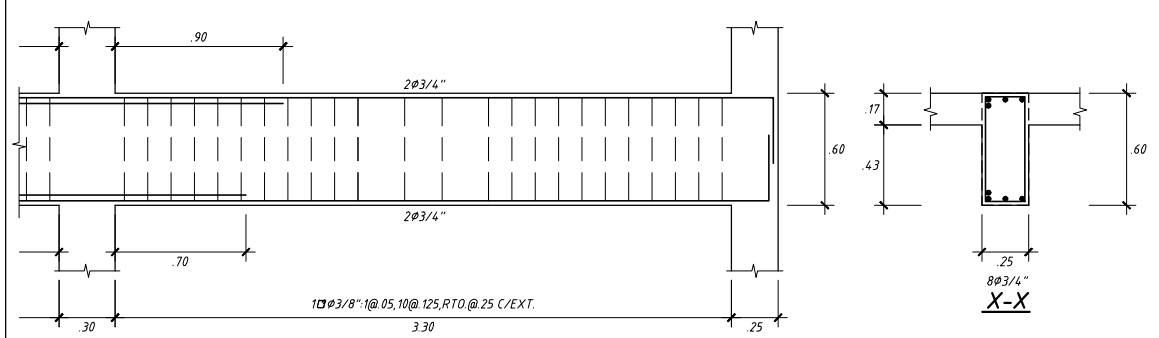
LAMINA: E-8

ESCALA: 1/75, 1/30

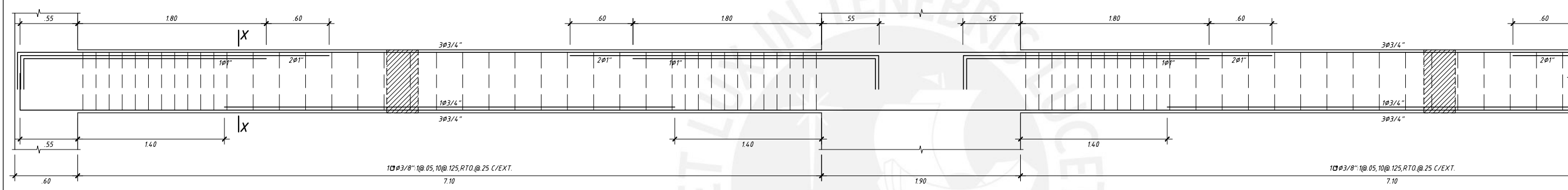
FECHA: MARZO - 2019



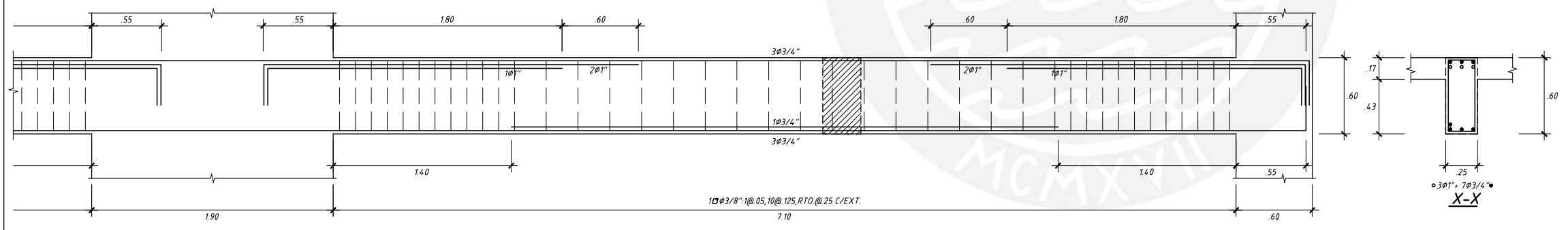
VT-01 (0.25x0.60) (1er. al 6to. Piso)



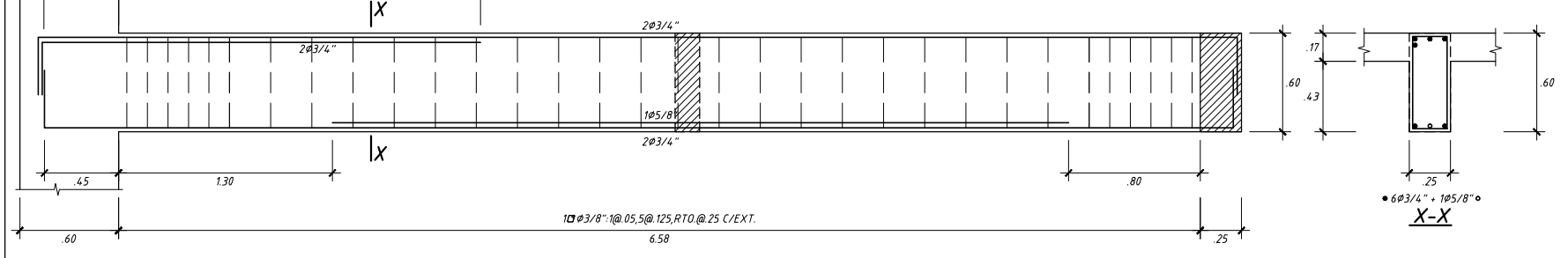
VT-02 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



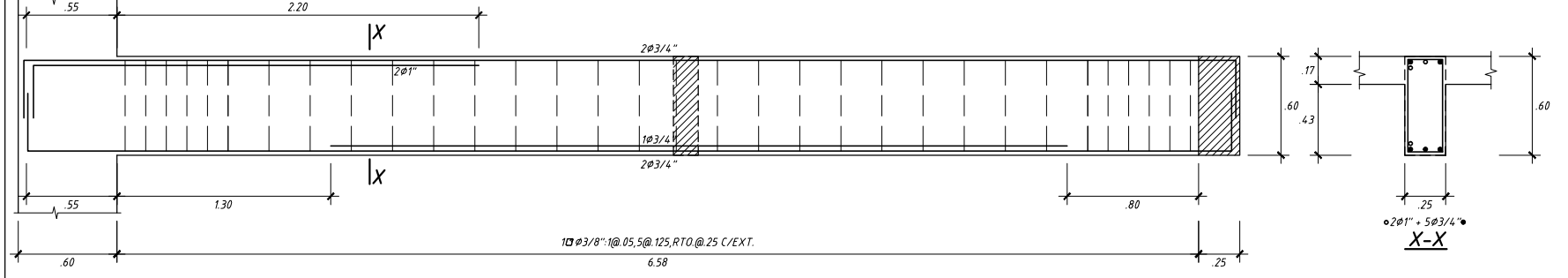
VT-03 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



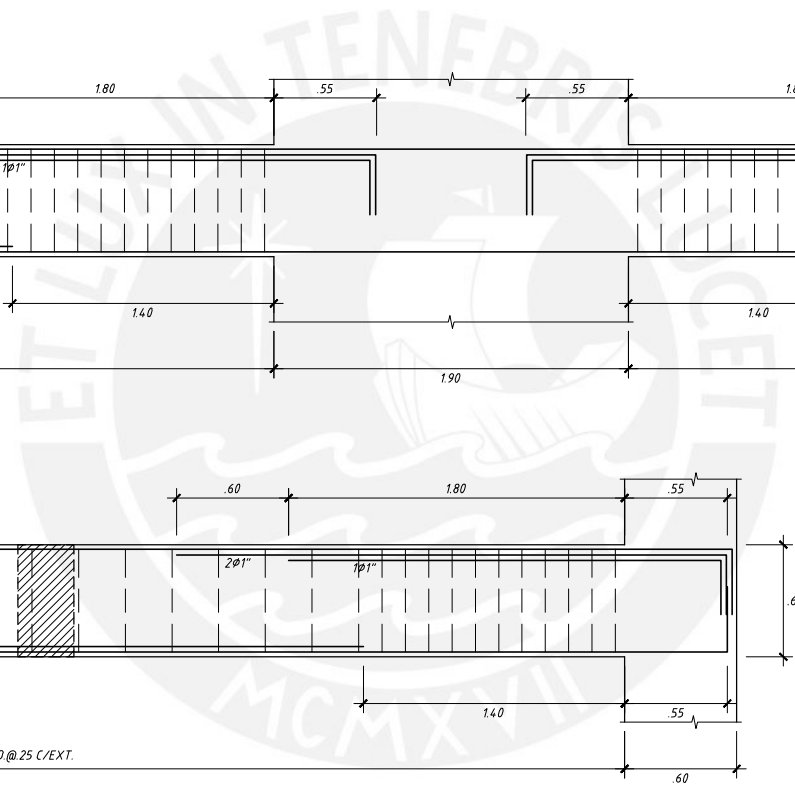
VT-04 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



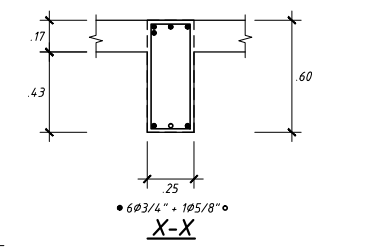
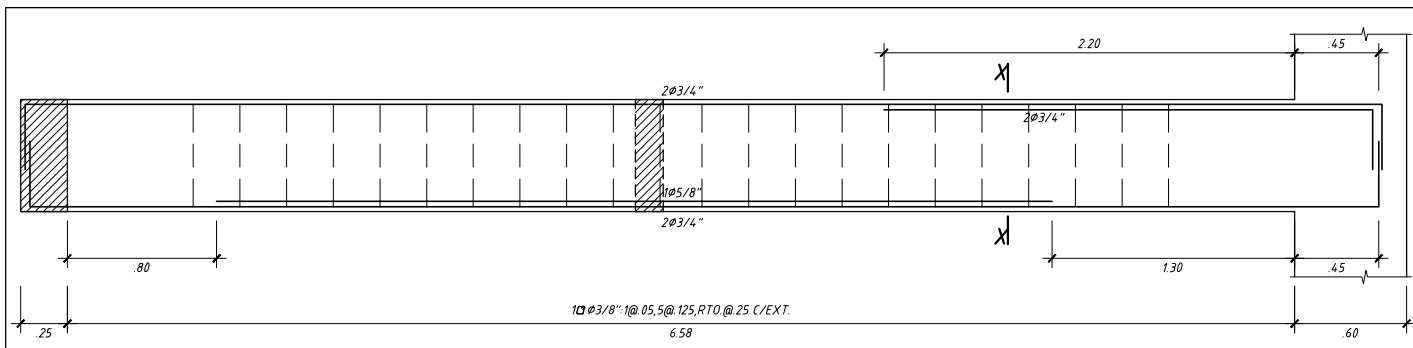
VT-05 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



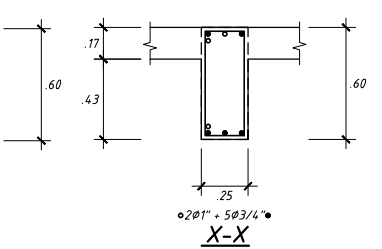
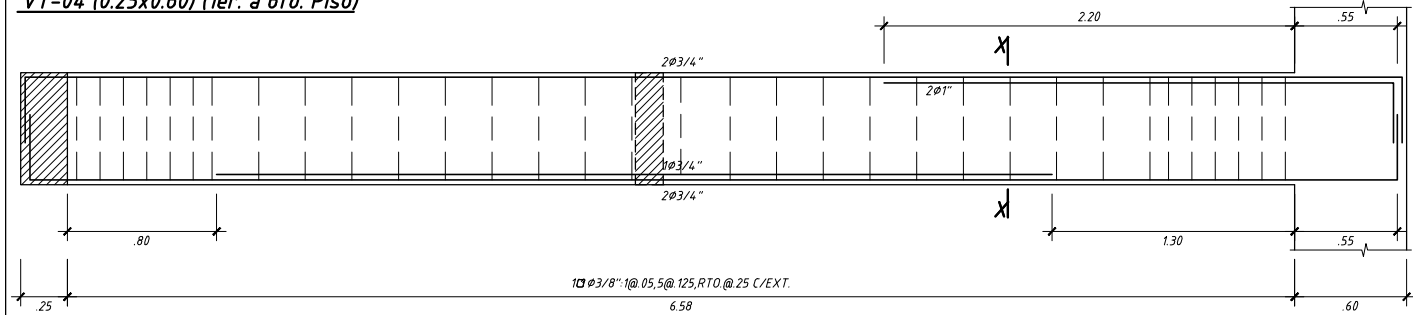
VT-06 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



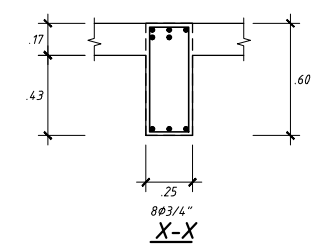
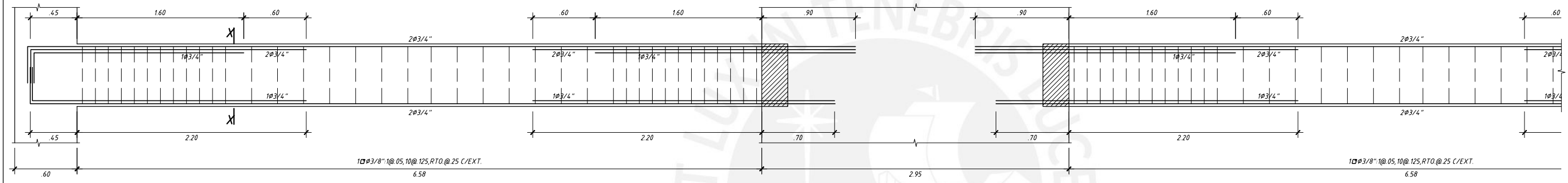
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS (I)	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-9
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



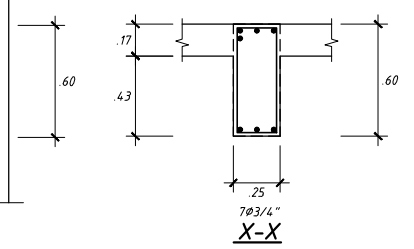
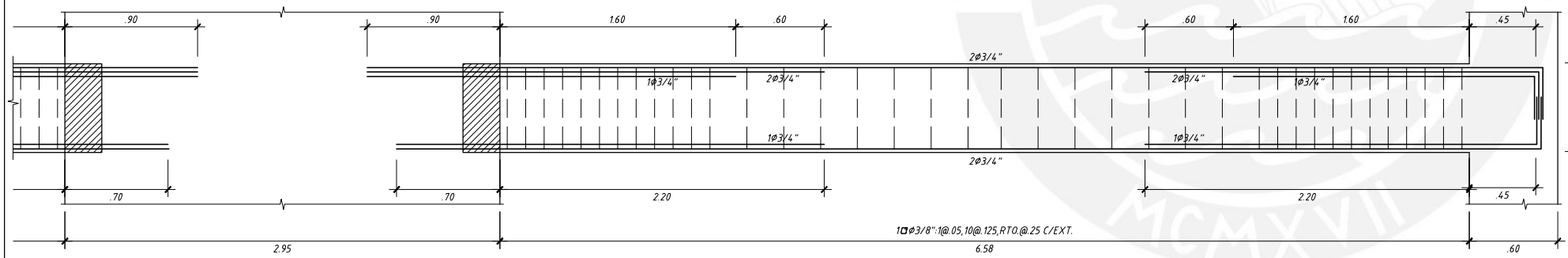
VT-04 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



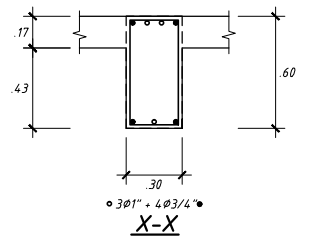
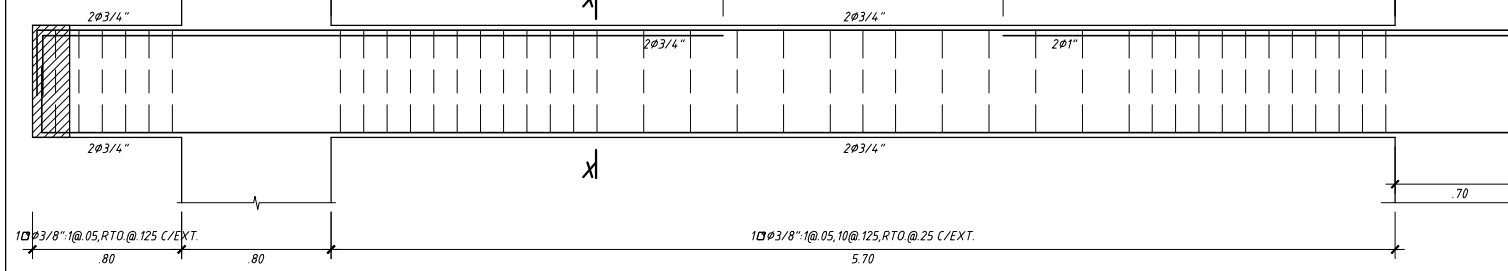
VT-06 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



VT-07 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)

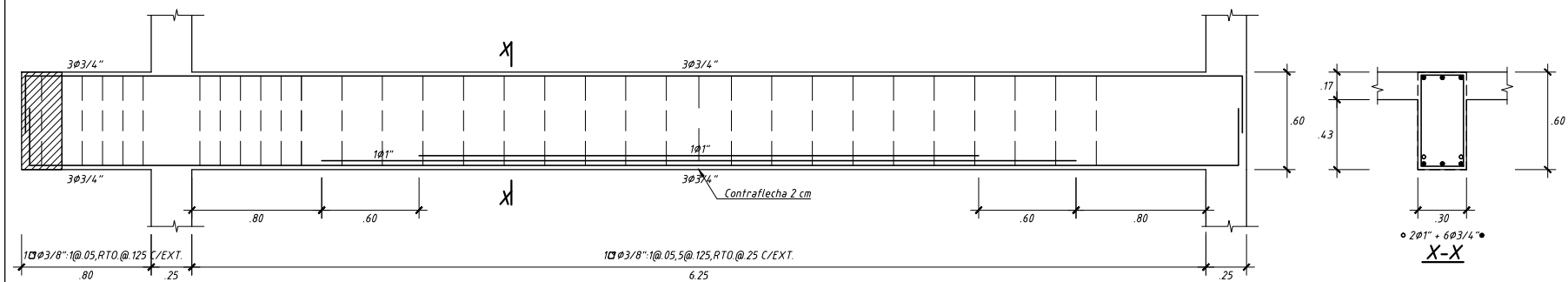


VT-08 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)

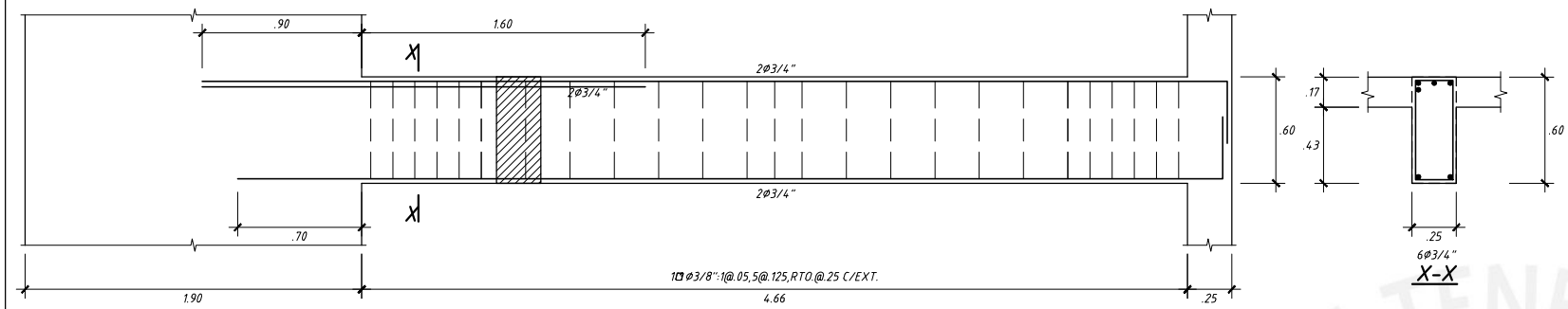


VT-09 (0.30x0.60) (1er. a 6to. Piso)

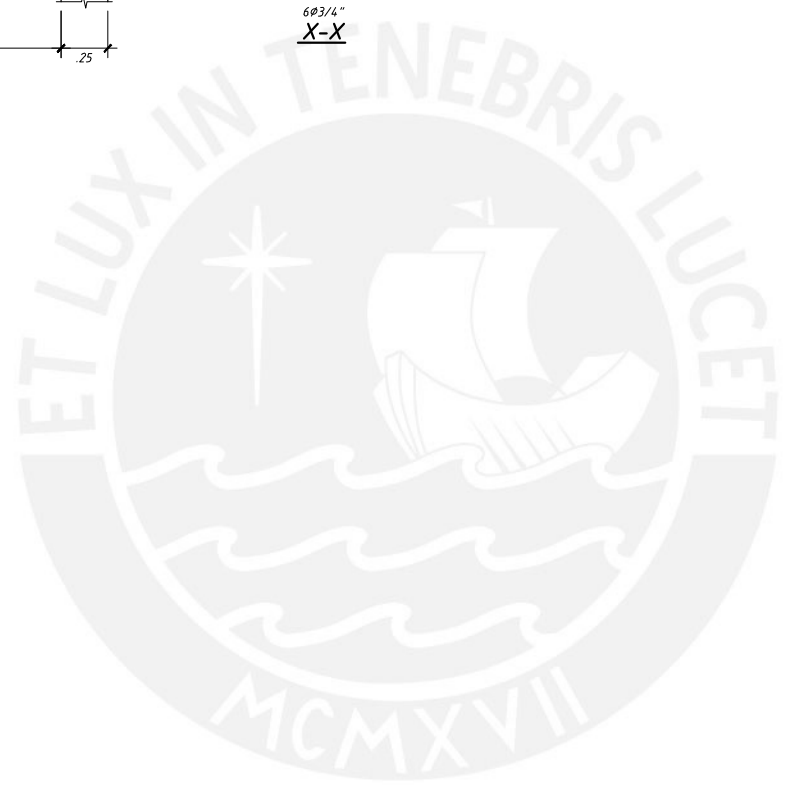
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS (III)	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-10
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



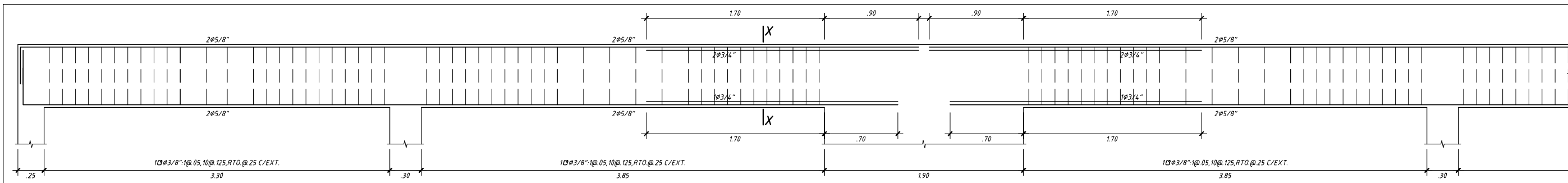
VT-10 (0.30x0.60) (1er. a 6to. Piso)



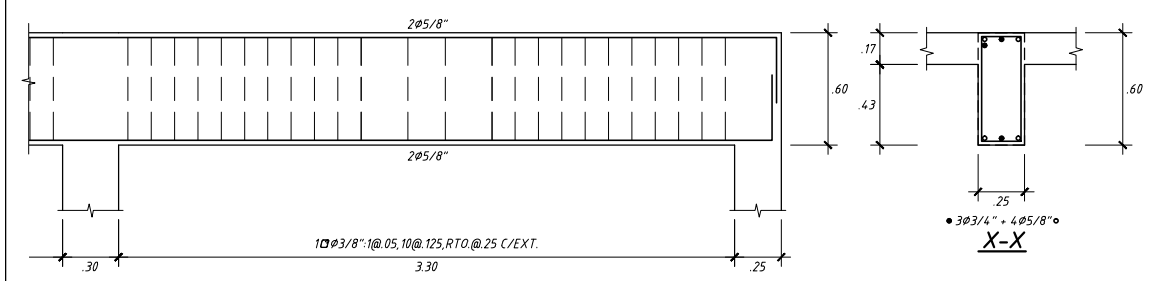
VT-11 (0.25x0.60) (1er. a 6to. Piso)



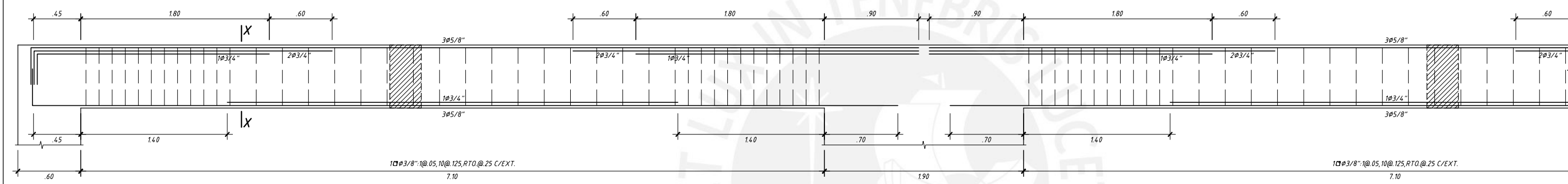
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS (III)	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-11
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



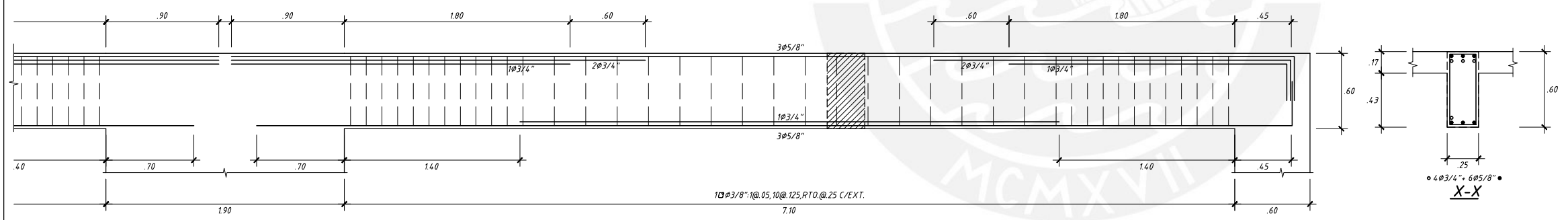
VT-01 (0.25x0.60) (Azotea)



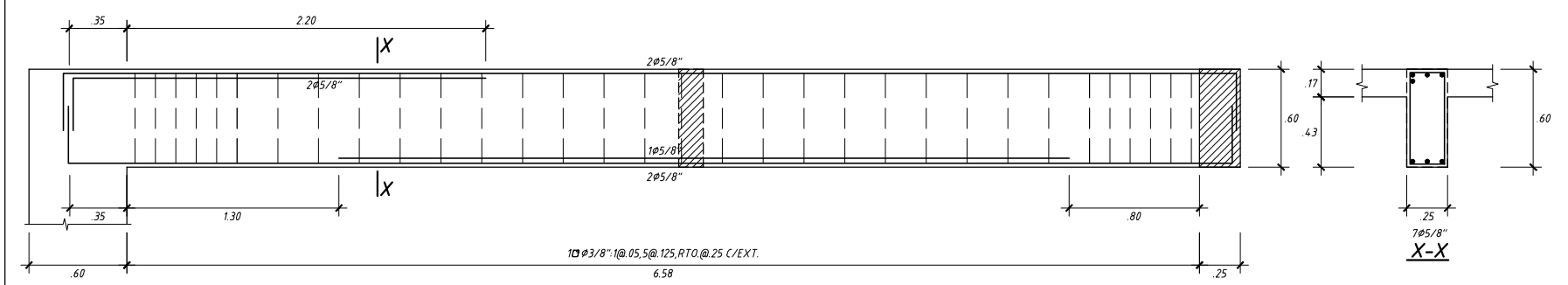
VT-02 (0.25x0.60) (Azotea)



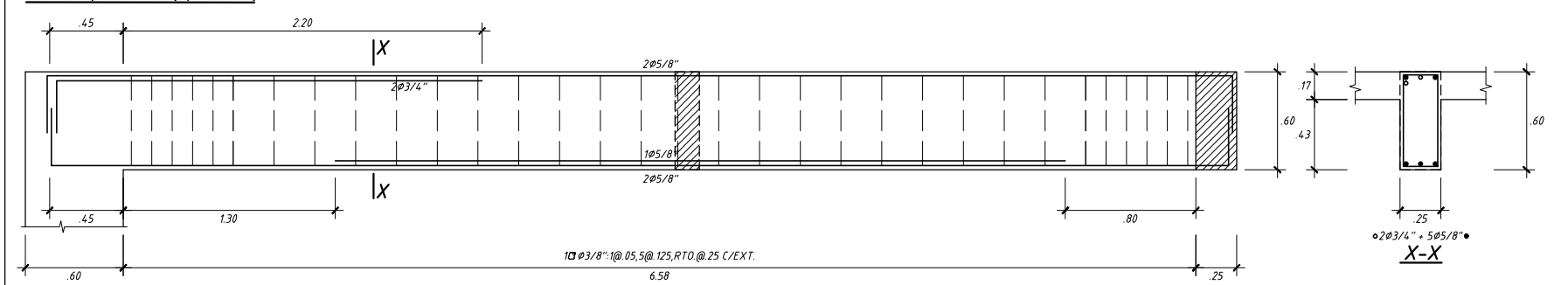
VT-03 (0.25x0.60) (Azotea)



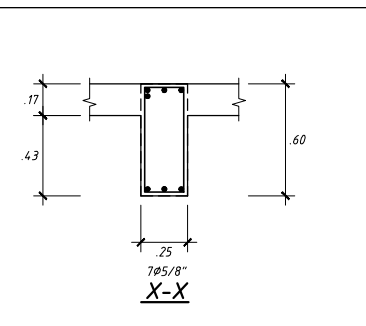
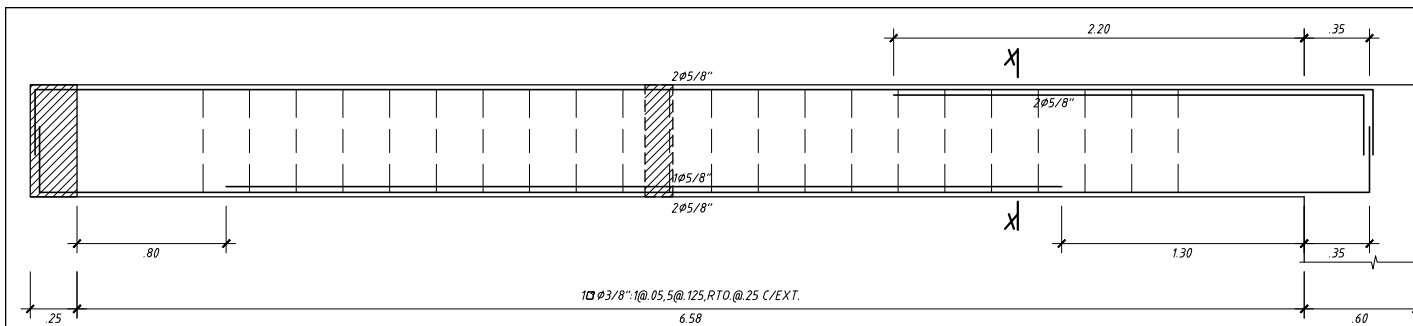
VT-04 (0.25x0.60) (Azotea)



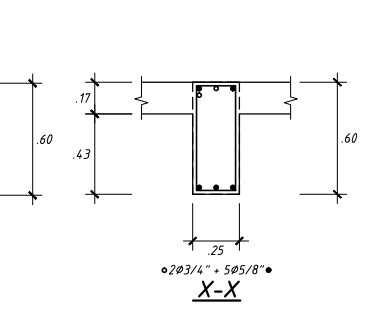
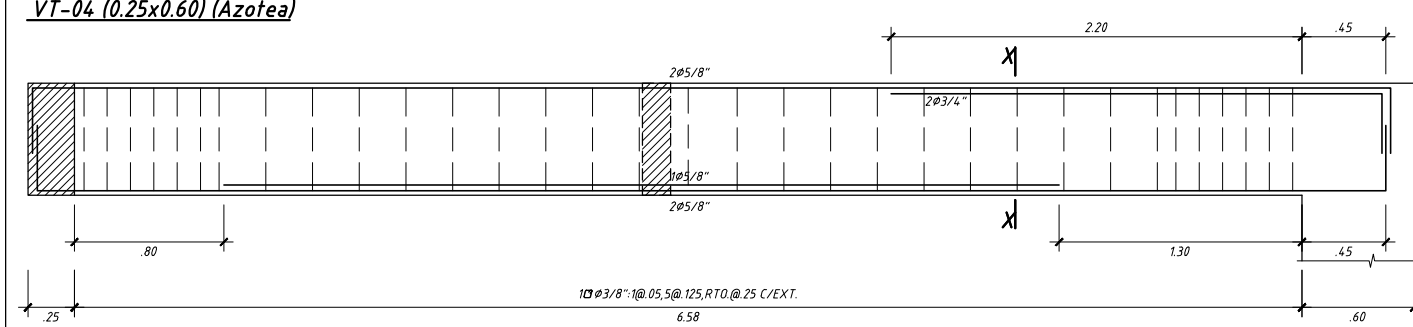
VT-05 (0.25x0.60) (Azotea)



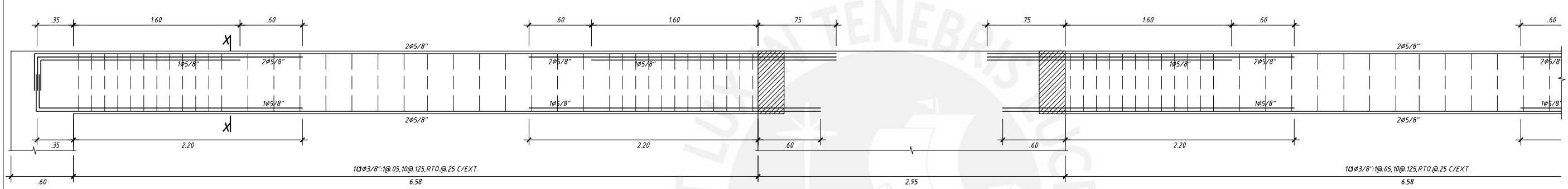
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS (IV)	DISTRITO: SAN ISIDRO	LAMINA: E-12
	PROVINCIA: LIMA	
	DPTO: LIMA	
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



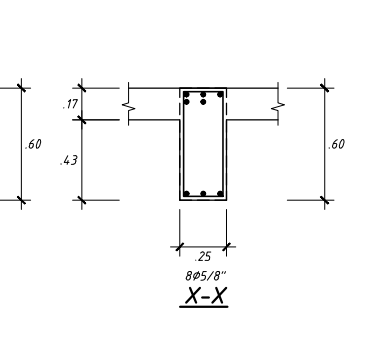
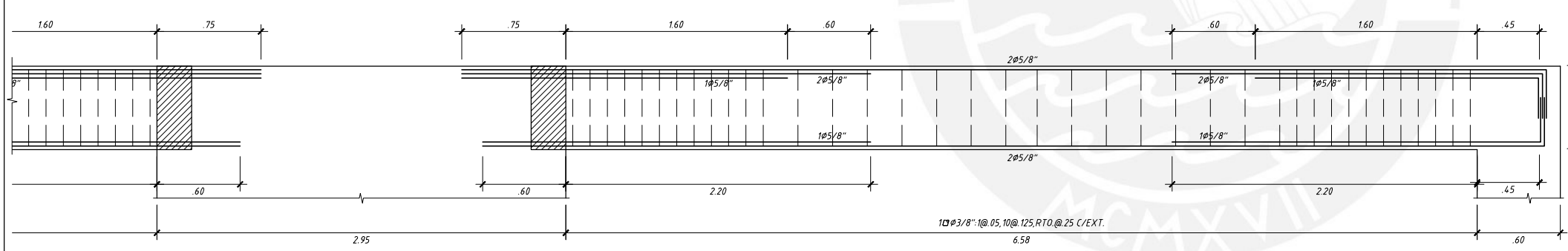
VT-04 (0.25x0.60) (Azotea)



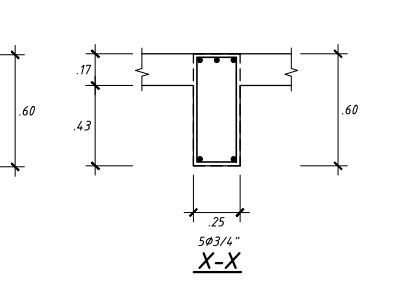
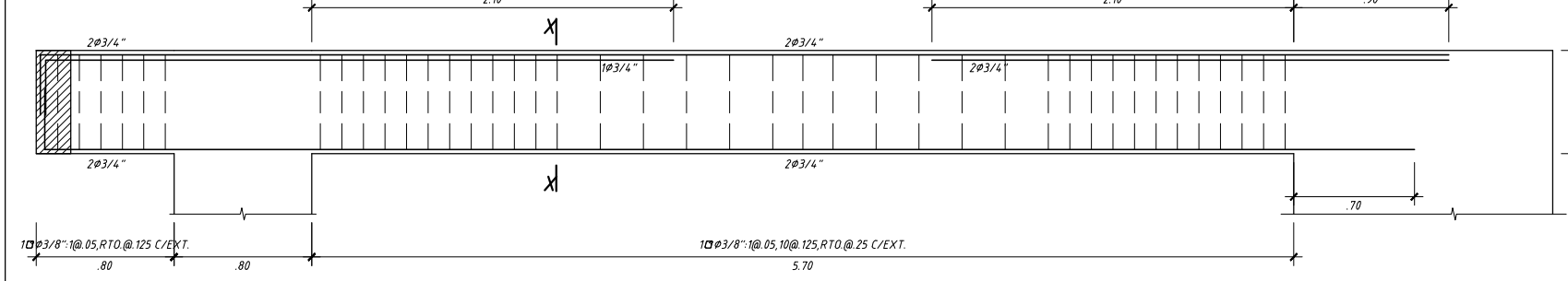
VT-06 (0.25x0.60) (Azotea)



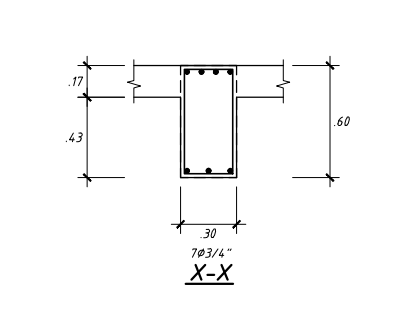
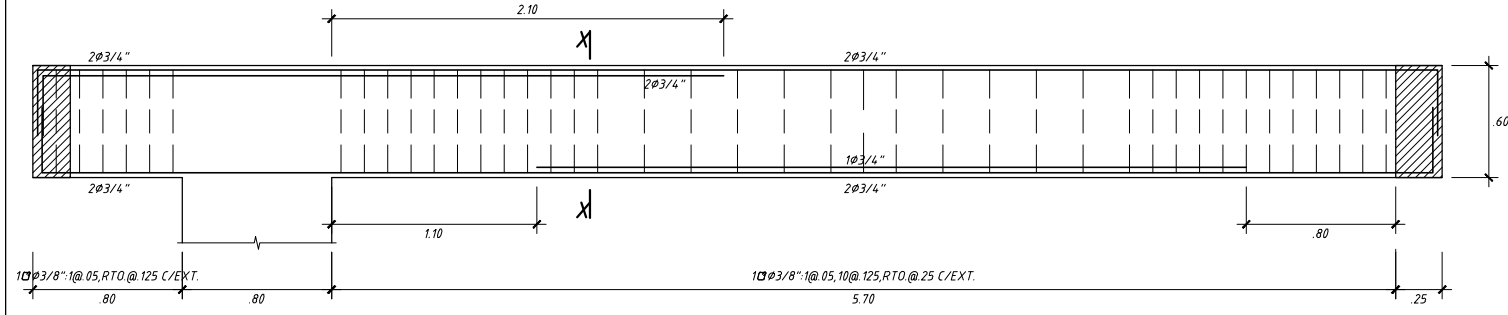
VT-07 (0.25x0.60) (Azotea)



VT-08 (0.25x0.60) (Azotea)

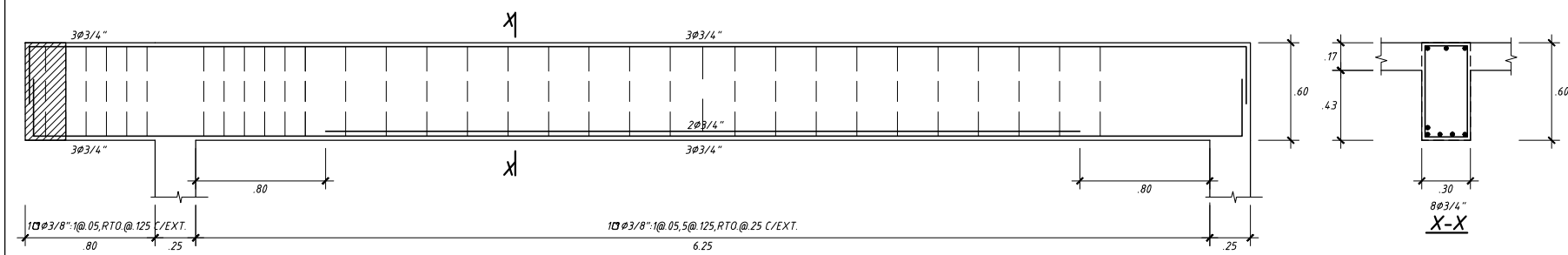


VT-09 (0.30x0.60) (Azotea)

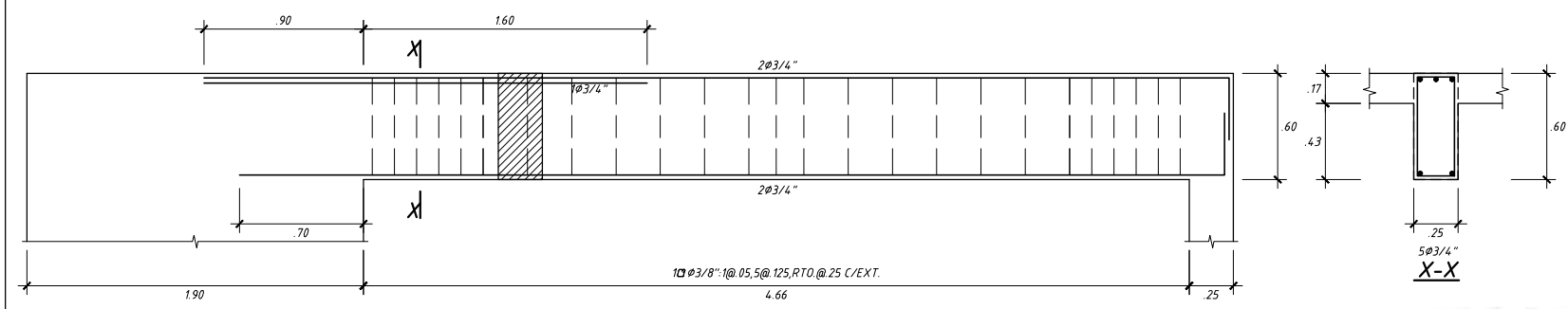


VT-09 (0.30x0.60) (Azotea)

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS (V)	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-13
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



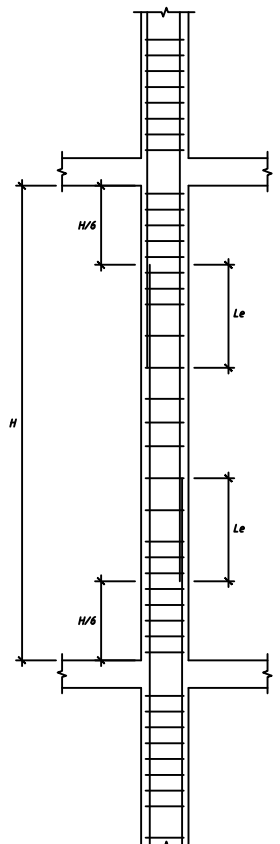
VT-10 (0.30x0.60) (Azotea)



VT-11 (0.25x0.60) (Azotea)



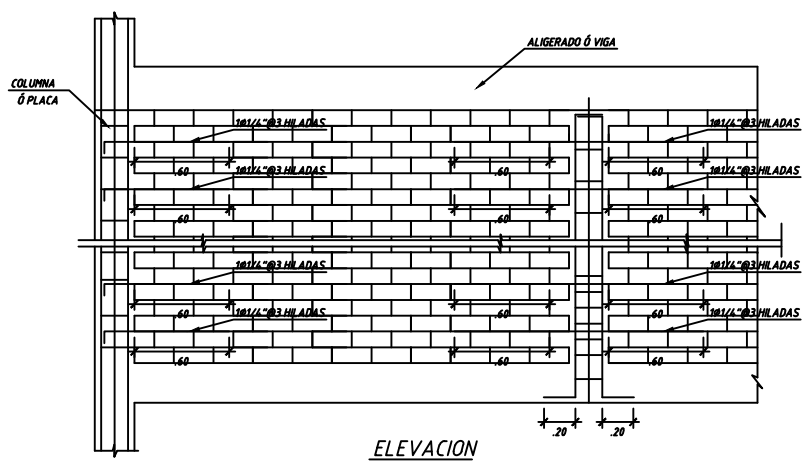
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: VIGAS (VI)	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: E-14
ESCALA: 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



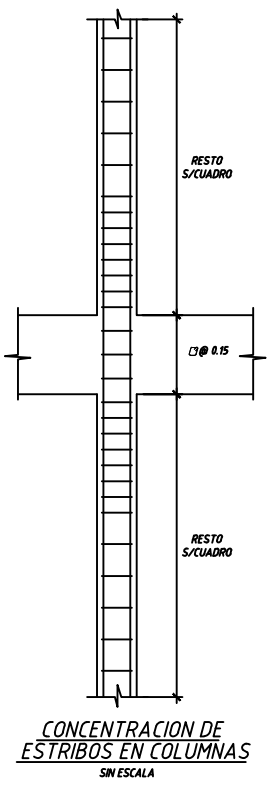
REFUERZO	Le (m)
3/8"	0.60
1/2"	0.80
5/8"	0.95
3/4"	1.15
1"	1.90
1-3/8"	2.60

NOTA:
ALTERNAR LOS EMPALMES EN DIFERENTES PISOS Y EMPALMAR COMO MAXIMO 50% DEL REFUERZO.

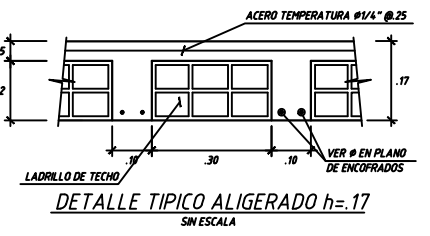
EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS
SIN ESCALA



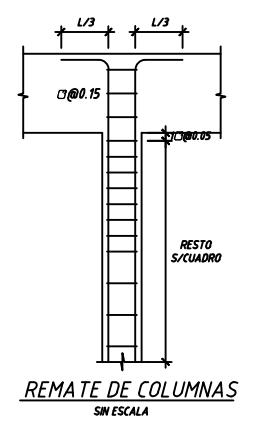
DETALLE TIPICO DE REFUERZO EN MURO PORTANTE
SIN ESCALA



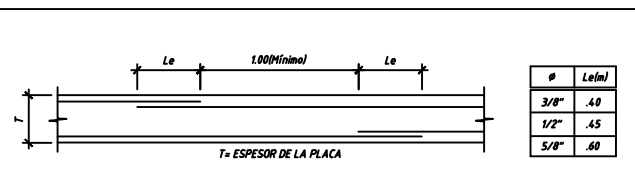
CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
SIN ESCALA



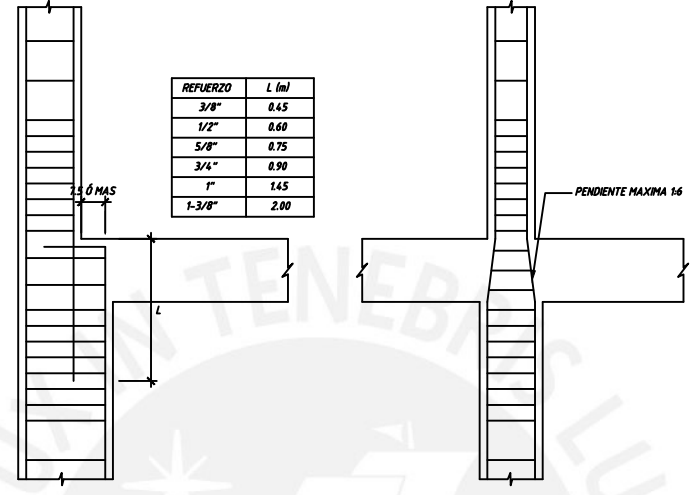
DETALLE TIPICO ALIGERADO h=.17
SIN ESCALA



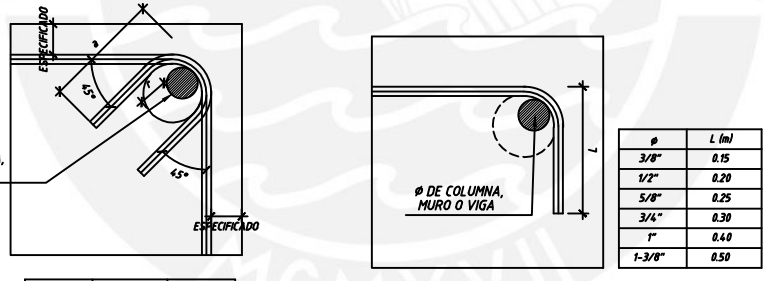
REMATE DE COLUMNAS
SIN ESCALA



EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS



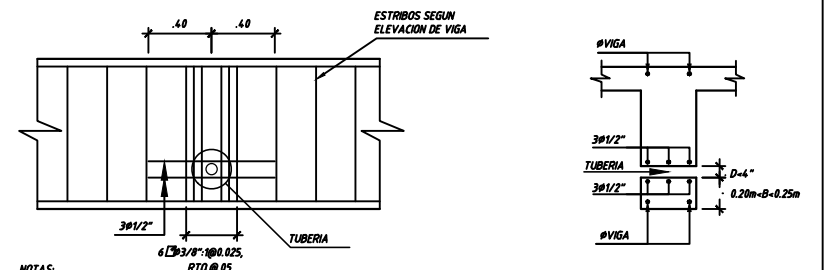
DETALLE DE CAMBIO DE SECCION EN COLUMNAS Y COLOCACION DE FIERRO SUPERIOR ADICIONAL
SIN ESCALA



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR
SIN ESCALA

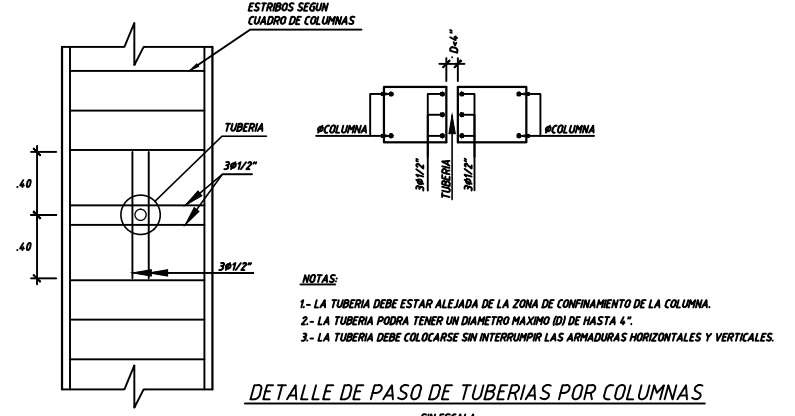
φ	r (cm)	a (cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5
5/8"	3.2	12.5
3/4"	5.7	12.5

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS
SIN ESCALA



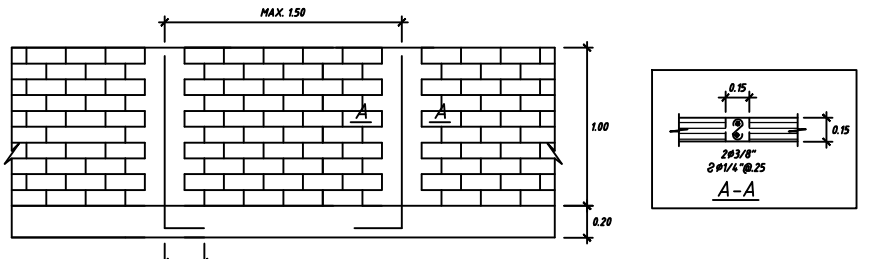
- NOTAS:
- LA TUBERIA DEBE ESTAR ALEJADA UNA DISTANCIA (B) 20cm DE LOS EXTREMOS INFERIOR Y SUPERIOR DE LA VIGA.
 - LA TUBERIA PODRA TENER UN DIAMETRO MAXIMO (DI) DE HASTA 4".
 - SE DEBE DEJAR ESTE PASE A LOS CUARTOS DE LA LUZ DE LA VIGA.
 - SI ES NECESARIO, REPLANTEAR RECORRIDO DE TUBERIAS A FIN RESPETAR INDICACION DE NOTA (B).

DETALLE DE PASO DE TUBERIAS POR VIGAS
SIN ESCALA

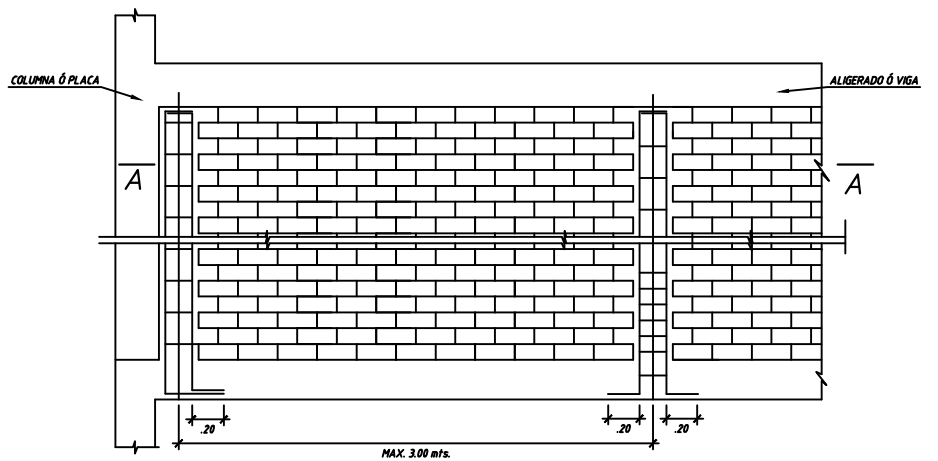


- NOTAS:
- LA TUBERIA DEBE ESTAR ALEJADA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO DE LA COLUMNA.
 - LA TUBERIA PODRA TENER UN DIAMETRO MAXIMO (DI) DE HASTA 4".
 - LA TUBERIA DEBE COLOCARSE SIN INTERRUMPIR LAS ARMADURAS HORIZONTALES Y VERTICALES.

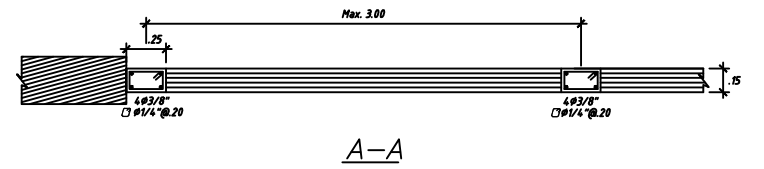
DETALLE DE PASO DE TUBERIAS POR COLUMNAS
SIN ESCALA



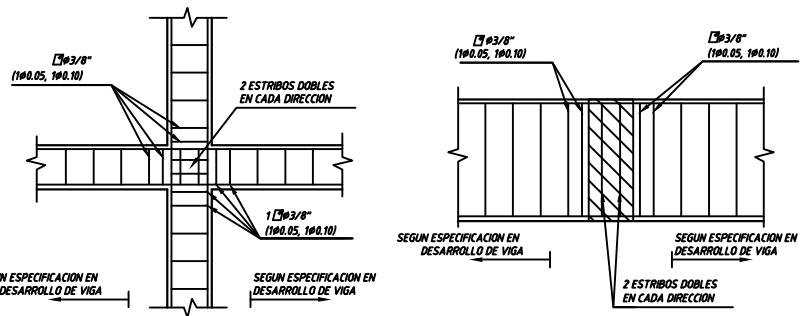
DETALLE DE PARAPETOS



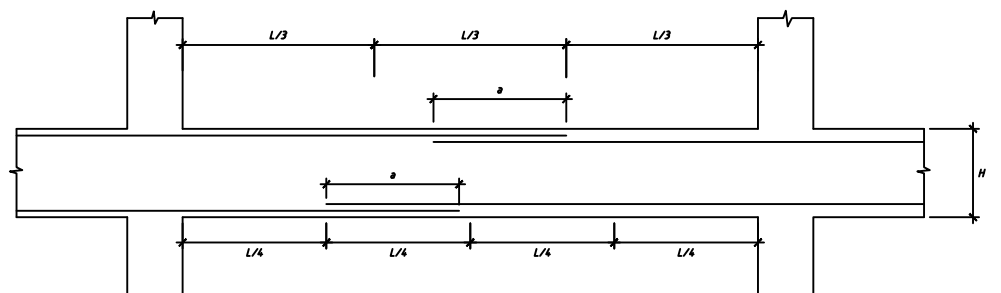
ELEVACION



A-A



DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS
SIN ESCALA



φ	VALORES DE "a" (m)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.45	0.60
1/2"	0.60	0.80
5/8"	0.75	0.95
3/4"	0.90	1.15
1"	1.45	1.90

NOTA - NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

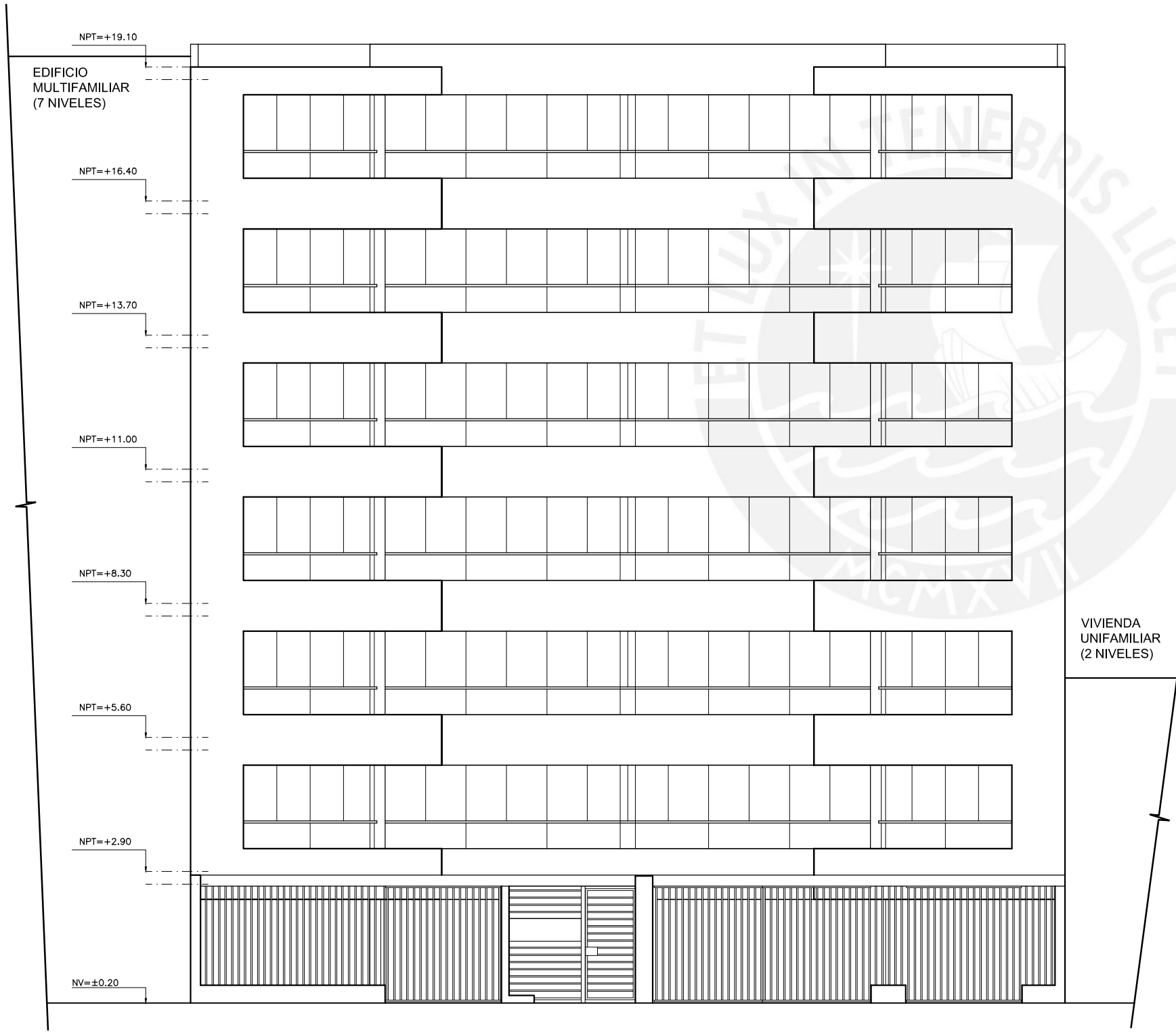
EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS Y LOSAS
SIN ESCALA

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

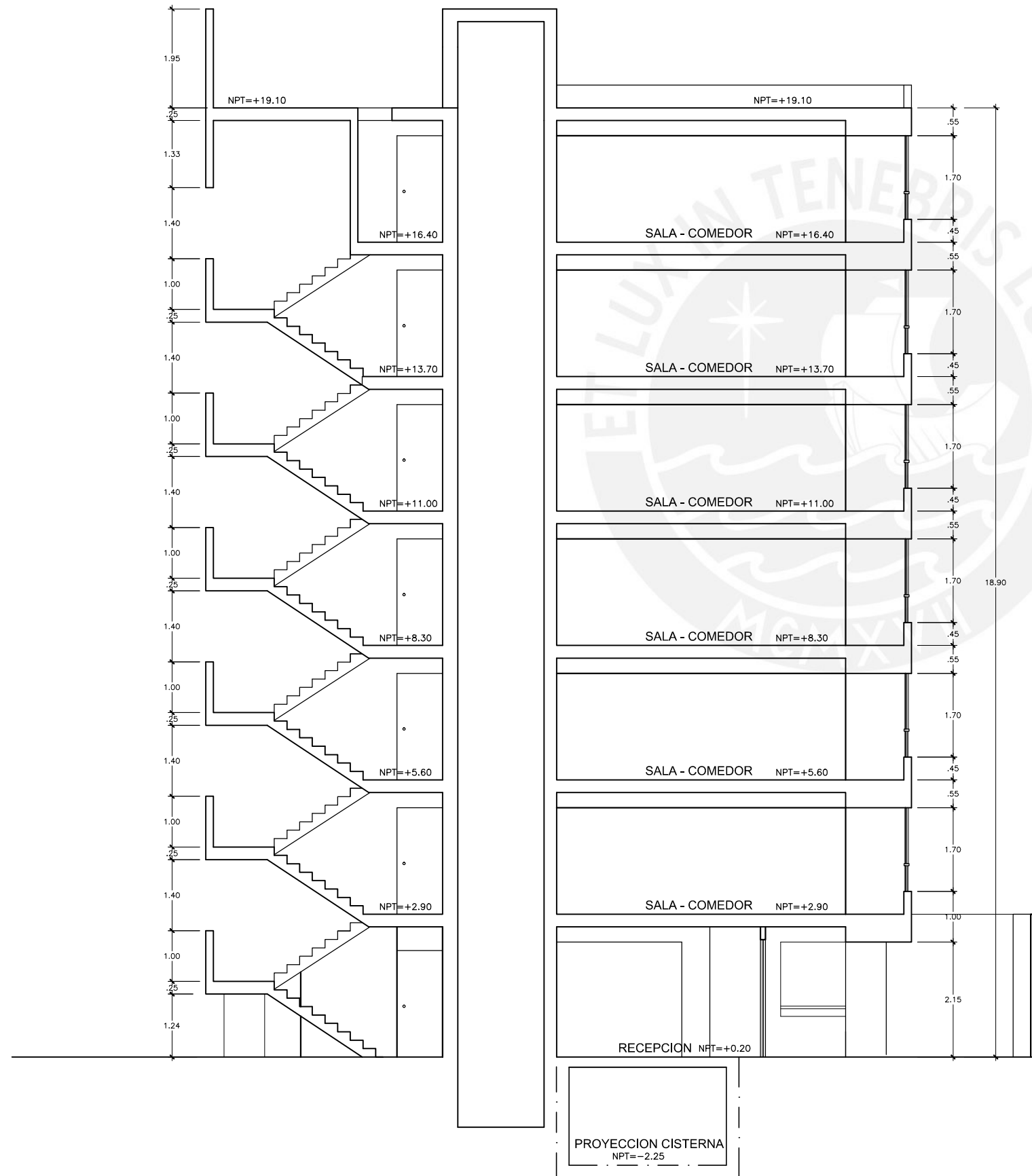
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ

PLANO: DETALLES GENERALES
DISTRITO: SAN ISIDRO
PROVINCIA: LIMA
DPTO: LIMA
LAMINA: E-15

ESCALA: S/E
FECHA: MARZO - 2019

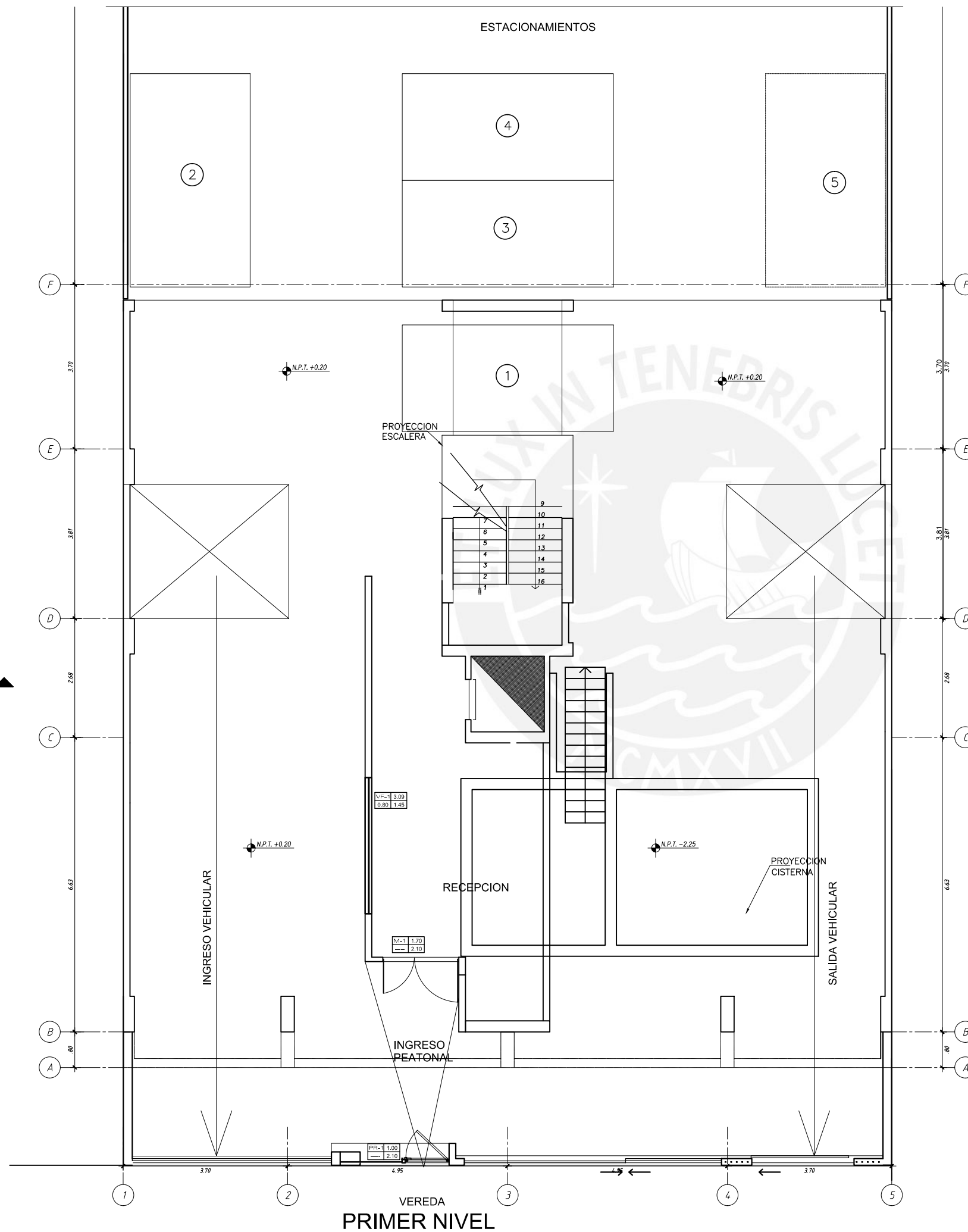


PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: ELEVACIÓN	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: A-1
ESCALA: 1/75, 1/30	FECHA: MARZO - 2019	

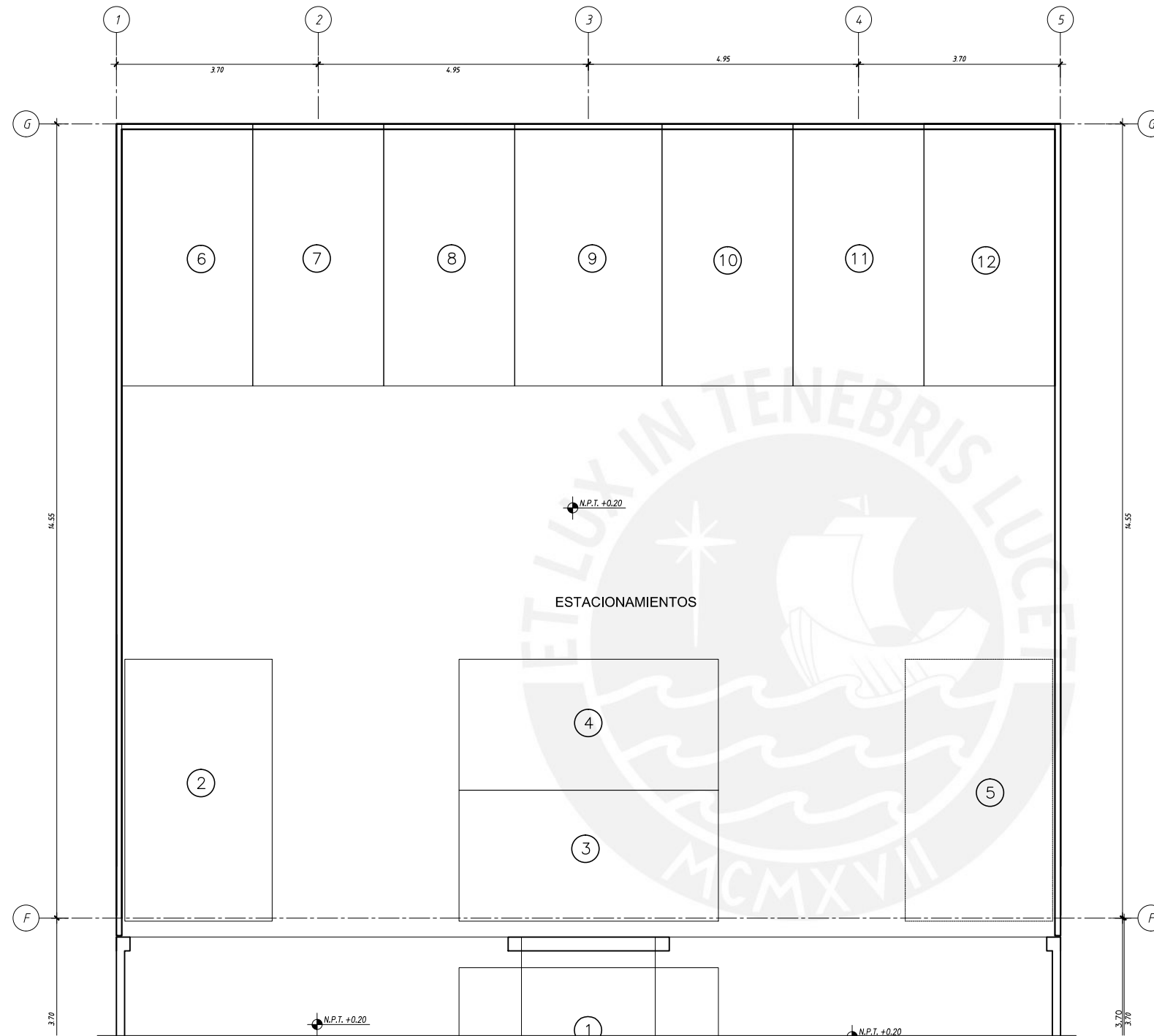


ESTACIONAMIENTOS

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO : CORTE	DISTRITO : SAN ISIDRO PROVINCIA : LIMA DPTO : LIMA	LAMINA : A-2
ESCALA : 1/75, 1/30	FECHA : MARZO - 2019	



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: PLANTA 1ER. PISO	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: A-3
ESCALA: 1/75, 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



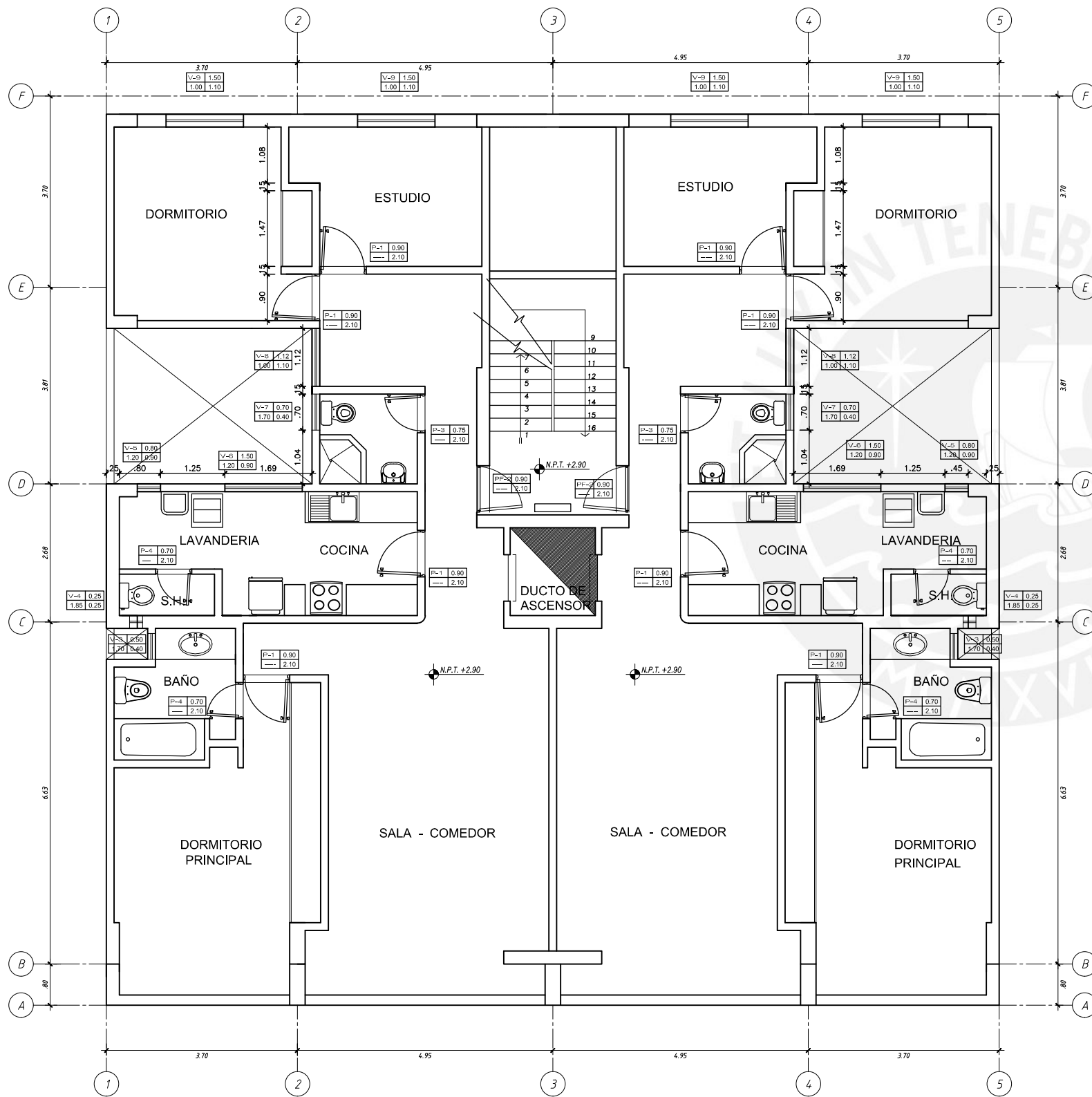
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO

ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ

PLANO:	DISTRITO:	LAMINA:
PLANTA 1ER. PISO	SAN ISIDRO	A-4
	PROVINCIA:	
	LIMA	
	DPTO:	
	LIMA	

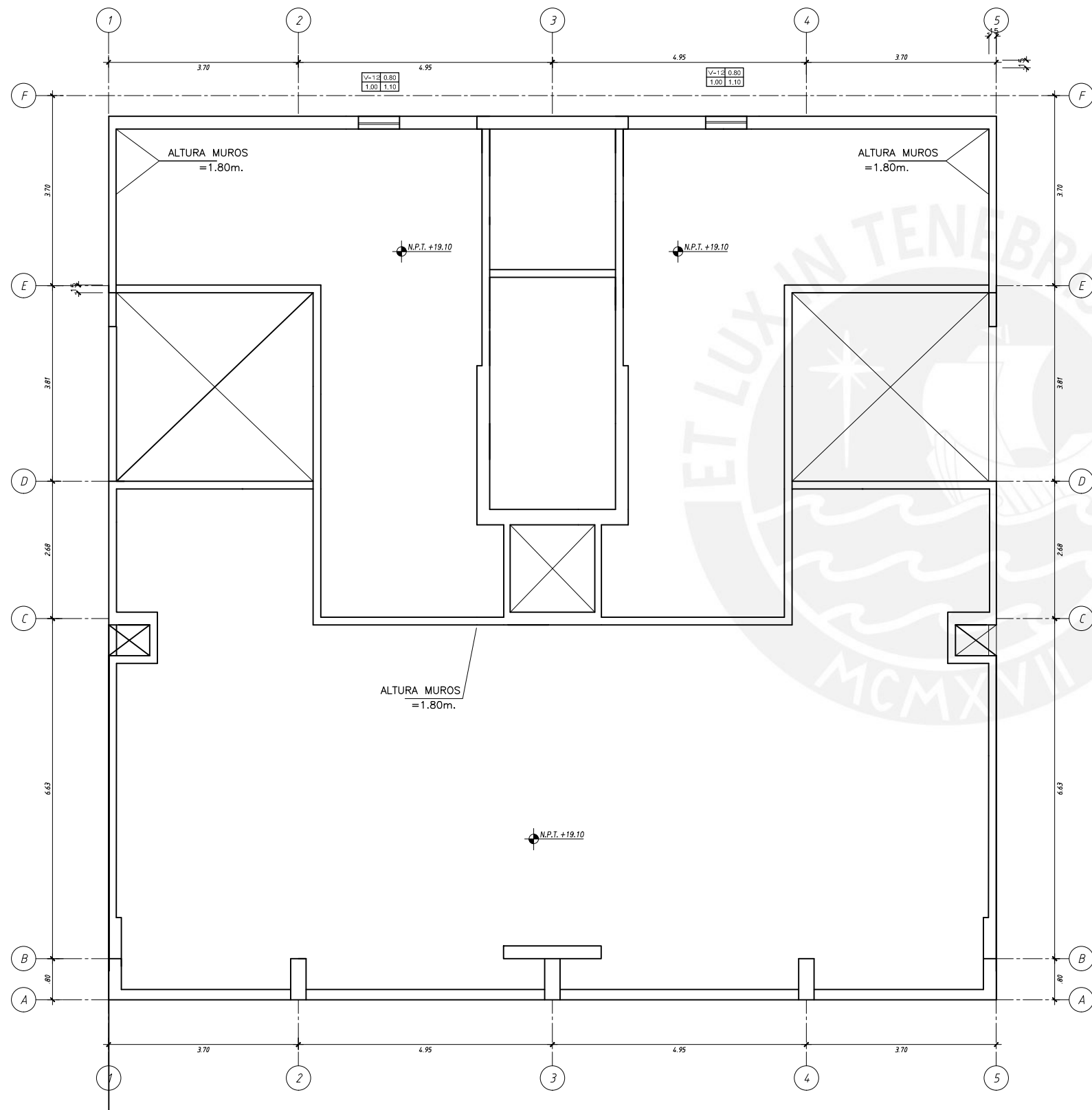
ESCALA: 1/75, 1/30

FECHA: MARZO - 2019



PLANTA TIPICA
Pisos 2 al 7

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: PLANTA TÍPICA	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: A-5
ESCALA: 1/75, 1/30	FECHA: MARZO - 2019	



AZOTEA

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 7 PISOS UBICADO EN SAN ISIDRO		
ELABORADO POR: JOSEPH ANTONY MORENO RUIZ		
PLANO: AZOTEA	DISTRITO: SAN ISIDRO PROVINCIA: LIMA DPTO: LIMA	LAMINA: A-6
ESCALA: 1/75, 1/30	FECHA: MARZO - 2019	