

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS Y UN SOTANO

Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Enrique Alonso Pérez Crosby

Asesor: Ing. Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, abril 2020

RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio destinado a oficinas de 5 niveles y 1 sótano, dicho edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro. El edificio a su vez cuenta con 2 cisternas, una destinada al abastecimiento del edificio y la otra destinada a ser un sistema de protección contra incendios del edificio. Asimismo, cuenta con 2 ascensores y 2 escaleras que van desde el sótano hacia el último nivel.

El proyecto tiene un área total de 2400 m², asimismo se encuentra en un terreno gravoso con las características comunes del suelo de la ciudad de Lima. La capacidad portante del suelo es de 35tn/m² y su profundidad de cimentación es de 1.2m.

El sistema estructural utilizado en el proyecto es de muros estructurales, combinados con pórticos de concreto armado. El sistema de techado es de losas aligeradas armadas en una dirección, y de losas macizas armadas en dos direcciones. El sótano consta de muros de contención dispuestos en todo el perímetro del edificio con la finalidad de soportar los empujes laterales de tierras. El sistema de cimentación utilizado será de zapatas combinadas, zapatas aisladas y zapatas conectadas.

Todos los cálculos de diseño y análisis se realizaron siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y sus normas que lo componen; asimismo, se desarrolló un modelo tridimensional en el software ETABS, el cual ayudo al desarrollo del análisis por cargas de gravedad y por cargas sísmicas; con este software se obtuvieron los desplazamientos y derivas máximas del edificio, los cuales se encontraban dentro de los márgenes permitidos.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a mi familia por brindarme su apoyo incondicional e invaluable en cada momento.

Asimismo, quiero agradecerle al Ing. Paulo Israel Mejía Trejo por su tiempo y apoyo durante el desarrollo de la presente tesis, que no hubiese sido posible de desarrollar y concluir sin su tutoría.

Adicionalmente, quiero agradecer a mis amigos, los cuales siempre me apoyaron e impulsaron a superarme cada día más.

Por último, pero no los menos importantes, quiero agradecer a todos los docentes que formaron parte de mi desarrollo profesional, cuyas enseñanzas, consejos y experiencias han sido de gran apoyo para el desarrollo de mi persona.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a las personas más importantes de mi vida y que día a día me motivan a seguir dándolo todo y a ser una mejor persona:

A mi papá y mamá, por siempre estar apoyándome incondicionalmente, por siempre impulsarme a más, y sobre todo por ayudarme a ser fuerte y crecer cada día como persona.

A mi hermana, por siempre darme ánimos y motivarme a superar día a día.

A mi abuela Yola, por ser uno de los mayores motores que tuve durante el transcurso de mi vida universitaria, y a quien le prometí que me titularía cuanto antes.

¡Lo logramos!

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	1
1.1.-Aspectos Generales	1
1.2. -Características del sistema estructural	3
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	3
2.1. Criterios de estructuración.....	3
2.2. Estructuración	6
2.3. Criterios de pre dimensionamiento.....	6
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	9
3.1. Generalidades.....	9
3.2. Análisis de losa aligerada	11
3.2. Análisis de losa maciza	12
3.4. Análisis y metrado de escaleras.....	14
3.5. Análisis tridimensional del edificio.....	16
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	19
4.1. Introducción	19
4.2. Análisis dinámico.....	20
4.2.1. Masas sísmicas y masas participativas.....	21
4.3. Análisis por superposición espectral	22
4.3.1. Espectro de análisis	22
4.3.2. Respuesta de desplazamientos	23
4.3.3. Fuerzas de diseño	25
4.3.4. Distribución de fuerzas internas.....	26
4.3.5. Junta sísmica	28
CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	29
5.1. Criterios de diseño.....	29
5.1.1. Diseño por resistencia	29
5.1.2. Diseño por capacidad	30
5.2. Diseño por flexión.....	30
5.2.1. Consideraciones para el diseño	32
5.3. Diseño por cortante	33
5.4. Diseño por flexocompresion	35
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	37
6.1. Consideraciones para el diseño	37
6.1.1. Consideraciones para losas aligeradas:	37
6.1.2. Consideraciones para losas macizas:	38
6.2. Ejemplo de diseño de losa aligerada	38
6.3. Ejemplo de diseño de losa maciza.....	42
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS.....	46

7.1. Ejemplo de diseño de viga secundaria.....	46
7.2. Ejemplo de diseño de viga principal	50
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES.....	54
8.1. Ejemplo de diseño de columna.....	54
8.2. Ejemplo de diseño de muro de corte	59
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	67
9.1. Generalidades.....	67
9.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada	72
9.3. Ejemplo de diseño de zapata conectada	75
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....	78
10.1. Diseño de escaleras	78
10.2. Diseño de muros de sótano.....	81
CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES	85
11.1. De la estructuración y el pre dimensionamiento	85
11.2. Del análisis estructural	85
11.3. Del diseño estructural.....	86
BIBLIOGRAFÍA.....	87



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Resumen de pre dimensionamiento de vigas	8
Tabla 2.2: Resumen de pre dimensionamiento de columnas	9
Tabla 3.1: Cargas muertas y cargas vivas empleadas	10
Tabla 3.2: Metrado de cargas muertas y cargas vivas para una vigueta de piso típico	12
Tabla 3.3: Metrado de cargas muertas y cargas vivas para un tramo inclinado de la escalera	15
Tabla 3.4: Metrado de cargas muertas y cargas vivas para el descanso de la escalera.	16
Tabla 4.1: Masas sísmicas de la estructura.	22
Tabla 4.2: Masas participativas y modos fundamentales.	22
Tabla 4.3: Desplazamientos máximos y derivas inelásticas por nivel.	24
Tabla 4.4: Comprobación del sistema estructural en ambas direcciones.	25
Tabla 4.5: Factores de escala de fuerzas dinámicas.	26
Tabla 6.1: Comparación de momentos entre distintos métodos.	38
Tabla 6.2: Acero negativo instalado.	40
Tabla 6.3: Acero positivo instalado.	40
Tabla 6.4: Valores de V_u vs ϕV_c	40
Tabla 6.5: Tabla comparativa entre deflexiones.	41
Tabla 6.6: Metrado de cargas de losa maciza	42
Tabla 6.7: Acero requerido e instalado en Y-Y	44
Tabla 6.8: Acero requerido e instalado en X-X	44
Tabla 7.1: Acero requerido e instalado	48
Tabla 7.2: Solicitaciones por fuerza cortante.	49
Tabla 7.3: Acero instalado en viga V-4.	51
Tabla 7.4: Requisitos de ductilidad instalada.	52
Tabla 7.5: Espaciamientos requeridos por fuerza cortante	53
Tabla 7.6: Control de fisuración en viga V-4.	54
Tabla 8.1: Fuerzas actuantes en la base de la columna C-1.	56
Tabla 8.2: Espaciamiento requerido por capacidad en zona media de columna C-1 en el primer nivel.	59
Tabla 8.3: Fuerzas actuantes en el primer nivel.	61
Tabla 8.4: Espaciamiento de refuerzo horizontal por capacidad en X e Y.	63
Tabla 8.5: Extensión de zona de confinamiento para elementos de borde en X e Y	64
Tabla 8.6: Espaciamiento por fuerza cortante última en pisos superiores.	64
Tabla 8.7: Confinamiento en elementos de borde en "X"	65
Tabla 8.8: Confinamiento en elementos de borde en "Y"	65
Tabla 8.9: Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento.	66
Tabla 9.1: Fuerzas actuantes en base de columna C-8.	73
Tabla 9.2: Verificación sin sismo.	73
Tabla 9.3: Diseño por punzonamiento.	74

Tabla 9.4: Diseño por cortante.....	74
Tabla 9.5: Diseño por flexión.....	74
Tabla 9.6: Cargas actuantes en columnas.....	75
Tabla 10.1: Resumen de los valores obtenidos para el diseño.....	80
Tabla 10.2: Refuerzo vertical positivo instalado para muro de sótano.....	84



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Planta de Arquitectura del piso típico. (Fuente: Propia).....	1
Figura 1.2. Elevación principal. (Fuente: Propia).....	2
Figura 1.3. Corte X-X. (Fuente: Propia).....	2
Figura 3.1. Distribución de carga muerta en las viguetas. (Fuente: Propia)	12
Figura 3.2. Distribución de carga viva en las viguetas. (Fuente: Propia)	12
Figura 3.3. Modelo bidimensional para losas macizas. (Fuente: Propia)	14
Figura 3.4. Modelo tridimensional del edificio (Fuente: propia).....	17
Figura 3.5. Planta estructural del sótano (Fuente: propia)	18
Figura 3.6. Planta estructural del piso típico (Fuente propia).....	18
Figura 3.7. Planta estructural de la azotea (Fuente propia).....	19
Figura 4.1. Modelo tridimensional del edificio. (Fuente propia).....	20
Figura 4.2. Espectro de análisis. (Fuente propia).....	23
Figura 4.3. Desplazamientos máximos por nivel. (Fuente propia)	24
Figura 4.4. Derivas máximas inelásticas. (Fuente propia)	25
Figura 4.5. Diagrama de momentos flectores(t_n*m) del eje B correspondiente al sismo en la dirección Y-Y. (Fuente propia)	26
Figura 4.6. Diagrama de fuerzas cortantes(t_n) del eje B correspondiente al sismo en la dirección Y-Y. (Fuente propia)	27
Figura 4.7. Diagrama de momentos flectores(t_n*m) del eje 2 correspondiente al sismo en la dirección X-X. (Fuente propia)	27
Figura 4.8. Diagrama de fuerzas cortantes (t_n) del eje 2 correspondiente al sismo en la dirección X-X. (Fuente propia)	28
Figura 5.1. Simplificación del bloque de compresiones según la Norma E.0.60.....	31
Figura 5.2. Diagrama de interacción de diseño para una columna con estribos	36
Figura 6.1. Envoltorio de momentos flectores para una vigueta. (Fuente: Propia).....	39
Figura 6.2. Envoltorio de fuerzas cortantes para una vigueta. (Fuente: Propia)	39
Figura 6.3. Vista en planta de un sector de encofrado de piso típico. (Fuente: Propia).....	42
Figura 6.4. Distribución de momentos en X-X. (Fuente propia)	43
Figura 6.5. Distribución de momentos en Y-Y. (Fuente propia)	43
Figura 6.6. Distribución de fuerzas cortantes. (Fuente propia).....	45
Figura 6.7. Armado final de paño de baño. (Fuente propia).....	45
Figura 7.1. Viga de escalera en análisis. (Fuente propia)	47
Figura 7.2. Área tributaria de viga en análisis. (Fuente propia).....	47
Figura 7.3. Diagrama de fuerzas cortantes(t_n). (Fuente propia)	48
Figura 7.4. Diagrama de momentos flectores(t_n*m). (Fuente propia).....	48
Figura 7.5. Viga de escalera V-ESC. (Fuente propia)	49
Figura 7.6. Ubicación en planta de la viga V4 (Fuente: Propia).....	50
Figura 7.8. Envoltorio de momentos flectores (Fuente: Propia).....	51
Figura 7.9. Tramo final de viga V-4. (Fuente: Propia)	53

Figura 8.1. Ubicación en planta de la columna C-1. (Fuente: Propia).....	55
Figura 8.2. Columna C-1. (Fuente: Propia).	55
Figura 8.3. Diagrama de interacción P-M33. (Fuente: Propia).....	56
Figura 8.4. Diagrama de interacción P-M22. (Fuente: Propia).....	57
Figura 8.5. Diagrama de interacción P-M33. (Fuente: Propia).....	57
Figura 8.6. Diagrama de interacción P-M22. (Fuente: Propia).....	58
Figura 8.7. Distribución del refuerzo transversal en columna C-1. (Fuente: Propia)	58
Figura 8.8. Ubicación en planta de placa PL-6. (Fuente: Propia)	60
Figura 8.9. Diagrama de interacción P_u vs M_{ux} . (Fuente: Propia).....	62
Figura 8.10. Diagrama de interacción P_u vs M_{uy} . (Fuente: Propia).....	62
Figura 8.11. Armado de placa PL-6. (Fuente: Propia).....	67
Figura 9.1. Zona de punzonamiento.	68
Figura 9.2. Sección crítica por punzonamiento.	69
Figura 9.3. Zona de falla por esfuerzo cortante.	70
Figura 9.4. Sección crítica por esfuerzo cortante.....	70
Figura 9.5. Sección crítica por esfuerzo cortante.....	71
Figura 9.6. Análisis de una viga de cimentación.	72
Figura 9.7. Ubicación en planta de columna C-8. (Fuente: Propia).....	72
Figura 9.8. ZAPATA Z-1. (Fuente: Propia)	75
Figura 9.9. Zapata conectada. (Fuente: Propia)	76
Figura 9.10. DFC último para viga de cimentación VC-1. (Fuente: Propia)	77
Figura 9.11. DMF último para viga de cimentación VC-1. (Fuente: Propia)	77
Figura 9.12. Detalle de viga de cimentación VC-1. (Fuente: Propia).....	77
Figura 10.1. Escalera principal presente en la edificación (Fuente:Propia).	78
Figura 10.2. Modelo empleado para el analisis en el software computacional.(Fuente:Propia)	79
Figura 10.3. Diagrama de momento flector para cargas ultimas($t_n * m$).(Fuente:Propia).....	79
Figura 10.4. Diagrama de fuerzas cortantes para carga ultima(t_n).(Fuente:Propia)	79
Figura 10.5. Configuracion deformada.(Fuente:Propia)	80
Figura 10.6. Elevación de la escalera E-1. (Fuente: Propia).....	81
Figura 10.7. Empuje activo último. (Fuente: Propia)	82
Figura 10.8. Empuje uniforme último. (Fuente: Propia).....	82
Figura 10.9. Diagrama de fuerzas cortantes(t_n). (Fuente: Propia)	83
Figura 10.10. Diagrama de fuerzas cortantes($t_n * m$). (Fuente: Propia).....	83
Figura 10.11. Corte 4-4. (Fuente: Propia).....	84

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1.-Aspectos Generales

El edificio en análisis y diseño en la presente tesis corresponde a una edificación destinada a oficinas, la cual se encuentra ubicada en el distrito de San Isidro. Esta edificación se encuentra limitada lateralmente por el este y por el frente con la Avenida República de Panamá. El proyecto cuenta con un sótano, cinco pisos y una azotea.

El sótano de la edificación cuenta con un área aproximada de 1 660.75 m², así mismo dispone de 39 estacionamientos, dos cisternas de agua y además un cuarto de máquinas. En el primer nivel de 1 660.75 m² se cuenta con dos oficinas de área aproximada igual a 330 m² cada una; asimismo, se cuenta con un salón de conferencias y un salón de reuniones. El piso típico de 1160.75 m² cuenta con cuatro oficinas las cuales disponen de baño independiente y un pasadizo común para estas. La azotea del edificio será de acceso restringido. En la figura 1.1 y 1.2 se muestra la planta de arquitectura del piso típico y la elevación principal del edificio:

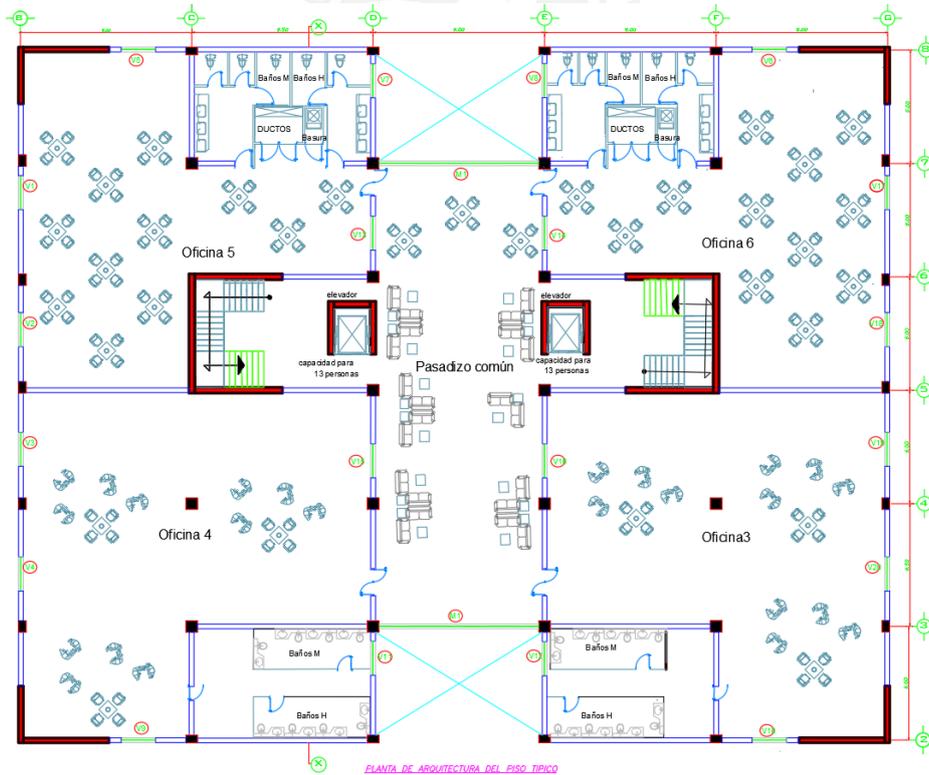
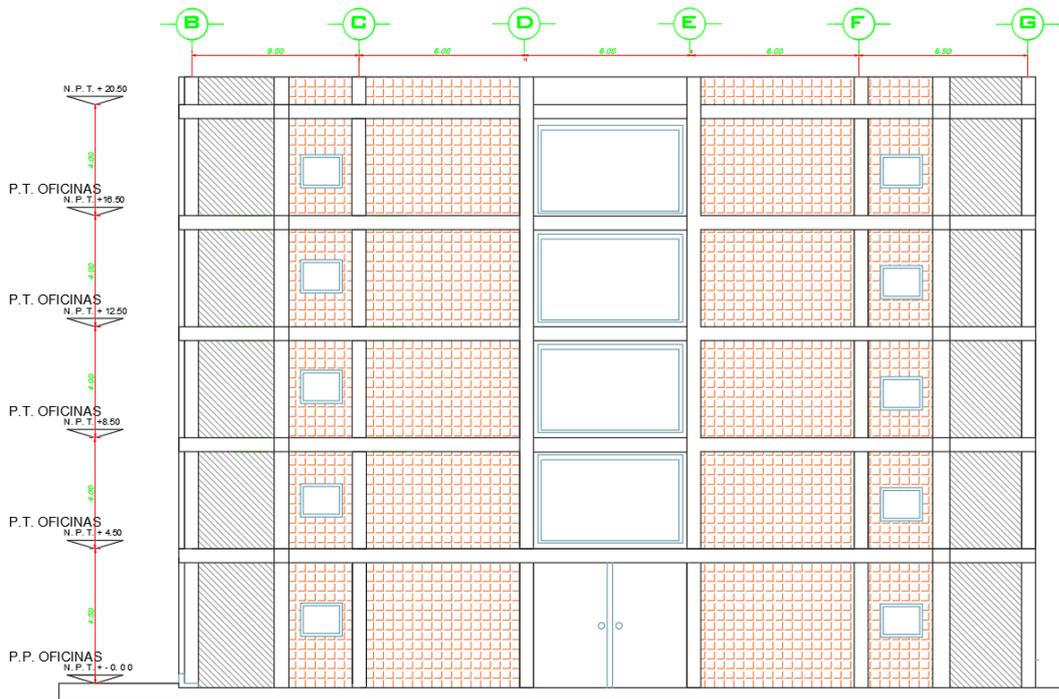


Figura 1.1. Planta de Arquitectura del piso típico. (Fuente: Propia)



ELEVACION PRINCIPAL DEL EDIFICIO.

Figura 1.2. Elevación principal. (Fuente: Propia)

El edificio cuenta con dos accesos: un vehicular mediante una rampa que conduce a los autos al sótano, y otra peatonal a través de una rampa de acceso hacia el primer nivel del edificio. La circulación es a través de corredores que recorren de norte a sur la longitud del edificio. La circulación vertical entre los seis niveles es facilitada por medio de 2 ascensores que se ubican en la parte este y oeste del edificio, asimismo al lado de estos ascensores se encuentran 2 escaleras principales. En la figura 1.3 se mostrará el corte X-X de la presente edificación.

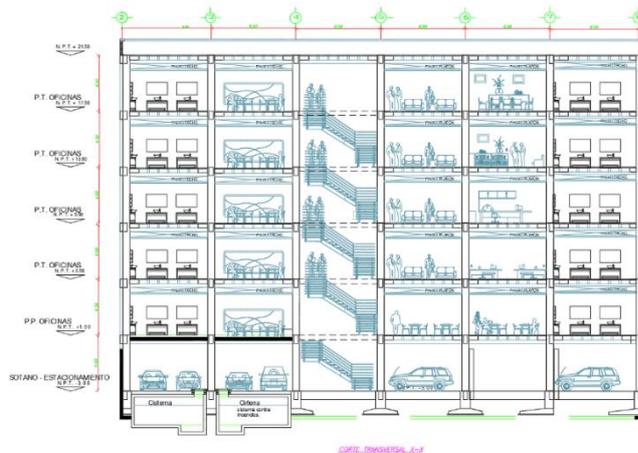


Figura 1.3. Corte X-X. (Fuente: Propia)

1.2. -Características del sistema estructural

El sistema estructural empleado es un sistema de muros estructurales en combinación con pórticos de concreto armado en ambas direcciones principales. Se usó un $f'c$ de 210 kg/cm² en todos los elementos estructurales como las zapatas, columnas, muros de corte, vigas y losas. Se empleó concreto simple para las losas de los sótanos. Además, se optó por el empleo de barras de refuerzo de acero de grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia es de 4200kg/cm², de acuerdo a la norma ASTM A-615.

En el sótano se cuenta con muros de contención que son los encargados de resistir los empujes laterales por el suelo. La capacidad portante del suelo es de 35 tn/m² y la profundidad de cimentación será de 1.20m. La cimentación del edificio está conformada por zapatas aisladas, cimientos corridos, zapatas conectadas y zapatas combinadas.

Los tabiques son de arcilla cocida KK de 18 huecos. Para realizar el análisis y diseño de la edificación, se empleó el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE); específicamente de las normas E.020, de la cual se obtuvo las sobrecargas necesarias por el tipo de edificación; de la norma E.030, de la cual se obtuvo los criterios y recomendaciones para realizar el análisis sísmico del edificio; de la norma E.0.60, de la cual se obtuvo los criterios de diseño y análisis en concreto armado; y de la norma E.050 de la cual se obtuvo los criterios y recomendaciones para el análisis del terreno y diseño de la cimentación del edificio.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios de estructuración

Se requiere que la estructura se comporte de una manera satisfactoria ante sollicitaciones sísmicas, puesto que esta se encuentra dentro de una de las zonas con mayor sismicidad en el mundo. La estructura debe ser capaz de encontrarse dentro del rango elástico cuando esta sea afectada por sismos frecuentes, y asimismo debe ser capaz de desarrollar un comportamiento inelástico aceptable cuando esta se vea afectada por sismos raros. Para lograr este comportamiento sismo-resistente satisfactorio, es necesario que se sigan los siguientes criterios de estructuración:

a. Simplicidad y Simetría

Se requiere que una estructura sea lo más sencilla y simétrica con el fin de que los efectos por problemas de torsión sean reducidos, asimismo en una estructura simétrica es más fácil predecir el comportamiento que esta presentara frente a cargas sísmicas y cargas gravitatorias. (Blanco Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994, pág. 5)

b. Resistencia y Ductilidad

Es importante que un edificio tenga una resistencia adecuada en ambas direcciones principales, de tal forma que se garantice la estabilidad de la estructura; además es importante que una estructura presente una buena resistencia para poder soportar los efectos que ocasionan los sismos frecuentes y que esta pueda comportarse elásticamente.

De la misma manera es importante que una estructura presente una alta ductilidad para que la estructura pueda disipar la mayor cantidad de energía mediante las rótulas plásticas que se generan durante un sismo severo. Es preferente que estas rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas para de obtener un mecanismo de colapso con buena ductilidad; asimismo tener una mayor ductilidad, brinda un mayor nivel de seguridad a la estructura frente a eventos inesperados. (Blanco Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994, pág. 6)

c. Hiperestaticidad y Monolitismo

Es conveniente que las estructuras presenten una disposición hiperestática, debido a que esta ayuda a la formación de rotulas plásticas y a su vez contribuye a que se disipe la mayor cantidad de energía sísmica y da una mayor resistencia al edificio.

d. Uniformidad y Continuidad de la Estructura

Una estructura debe ser uniforme y continua, tanto en la planta como en elevación, puesto que una discontinuidad de elementos, lo que genera es una concentración de esfuerzos, y además puede generar que una losa deje de comportarse como un diafragma rígido y se comporte como un elemento flexible. Asimismo, si se requiere eliminar placas en niveles inferiores o superiores, lo recomendable es realizar transiciones y no eliminar directamente una parte de esta en un nivel, ya que esto causa que los niveles inferiores se vean expuestos a generar una mayor ductilidad. (Blanco Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994, pág. 9)

Tomando en cuenta este criterio, nuestra edificación es uniforme tanto en planta como en elevación; asimismo todos los elementos estructurales son continuos en todos los niveles del edificio.

e. Rigidez lateral

“Para que una estructura sea capaz de resistir fuerzas horizontales sin presentar grandes deformaciones, será necesario incorporar en ambas direcciones principales, elementos que aporten rigidez lateral” (Blanco Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994, pág. 9). Los muros de corte le aportan a la estructura gran rigidez, es por eso que colocar estos elementos en ambas direcciones mejora mucho el comportamiento de las estructuras frente a solicitaciones horizontales. Las placas se encargan de limitar la flexibilidad de los pórticos, disminuyendo en gran cantidad las deformaciones y de la misma manera se mejora las posibilidades de disipación de energía sísmica.

f. Diafragma Rígido

Una losa debe tener una gran rigidez axial para poder considerarse como un diafragma rígido, un diafragma rígido se encarga de distribuir los esfuerzos de manera proporcional a las rigideces de los elementos a los que llega, asimismo un diafragma rígido evita que se presenten diferentes deformaciones para un mismo nivel. Debe evitarse que se presenten aberturas en los diafragmas rígidos, ya que estas aberturas podrían disminuir de forma significativa la rigidez de los diafragmas.

g. Elementos no estructurales

En el análisis debe considerarse el efecto que producen los elementos secundarios, este es el caso de los tabiques, vigas chatas y todo elemento que no aporte rigidez a la estructura. Estos elementos deben disponerse de manera simétrica en el edificio, ya que pueden contribuir a que se genere excentricidad entre el centro de masas del edificio y el centro de rigidez de este; y por ende se produzcan efectos de torsión, el cual es indeseable. Debe tenerse en cuenta también que estos elementos también generan efectos positivos en la estructura, ya que muchas veces cuando estos se encuentran agrietados, ayudan a los elementos resistentes a disipar energía sísmica, aliviando los esfuerzos que se presentan en estos. (Blanco Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 1994, pág. 10)

En la estructura en análisis y diseño, se considerarán solo muros en el perímetro de este, debido a que los ambientes serán separados mediante planchas de drywall, de esta forma dichos muros estarán distribuidos de manera simétrica y uniforme por el edificio.

2.2. Estructuración

En la dirección Y-Y tendremos muros estructurales en los dos linderos, en los ejes D-E, en la caja de ascensores y escaleras, y en los demás ejes solo tendremos pórticos. En la dirección X-X también se colocaron placas en los ejes 2 y 8; asimismo, se dispone de placas en la caja de los ascensores y escaleras. Se cuenta con una buena cantidad de columnas y vigas peraltadas que aportan rigidez en ambas direcciones.

En lo que respecta al techado, se decidió colocar losas aligeradas en la dirección Y-Y debido a que en esta dirección se presentan las luces más cortas y además resulta una opción económica. En los pisos de los baños y paños donde correspondían escaleras y ascensores, se emplearon losas macizas armadas en dos direcciones debido a que son zonas donde se necesita bastante refuerzo y por donde se pasan bastantes tuberías de agua por lo que resulta más práctico colocar losas macizas. Se colocarán vigas chatas solamente como apoyo de los ascensores.

En el sótano se emplean muros de concreto armado para resistir el empuje del terreno. Los muros de albañilería no confinada son considerados elementos no estructurales y no se tomará en cuenta la rigidez que puedan estos aportar a la estructura.

2.3. Criterios de pre dimensionamiento

El pre dimensionamiento reside en dar dimensiones a los elementos estructurales basadas en las recomendaciones de la Norma Técnica Peruana E 0.60. Las dimensiones dadas a los elementos deberán ser compatibles con las dimensiones arquitectónicas y de otras especialidades. Las dimensiones dadas en este análisis se deberán verificar en el diseño final.

a. Losas

En el caso de las losas aligeradas unidireccionales, se hizo uso del siguiente criterio:

- $h=17\text{cms}$... para luces <4 m.
- $h=20$ cms ...para luces entre 4-5.5 m.
- $h=25\text{cms}$... para luces entre 5-6.5m.
- $h=30\text{cms}$..para luces entre 6-7.5m.

donde “h” representa el espesor de la losa a usar. Asimismo, las dimensiones obtenidas mediante esta recomendación son muy similares a usar la relación peralte= $LUZ/25$. Se debe mencionar que el criterio presentado en la parte superior solo es aplicable para edificaciones con s/c entre 300-350 kg/m². Como la edificación en estudio está destinada a oficinas, y en dichas oficinas no se encontrarán salas de

archivos ni sobrecargas importantes, se puede considerar una sobrecarga actuante de 300 kg/m² y por ende se pudo aplicar el criterio establecido líneas más arriba.

b. Vigas

El criterio empleado para el pre dimensionamiento de vigas fue dividir la luz libre entre caras de apoyos entre 12 (peralte=luz/12); asimismo, según la norma peruana de concreto armado E.060, el ancho mínimo de una viga peraltada con responsabilidad sísmica debe ser 0.25m. Asimismo, se usarán las siguientes recomendaciones según el libro de estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado del Ing. Antonio Blanco Blasco:

- $L < 5.5\text{m} = 25 \times 50, 30 \times 50.$
- $L < 6.5\text{m} = 25 \times 60, 30 \times 60, 40 \times 60.$
- $L < 7.5\text{m} = 25 \times 70, 30 \times 70, 40 \times 70, 50 \times 70$
- $L < 8.5\text{m} = 30 \times 75, 40 \times 75, 30 \times 80, 40 \times 80$
- $L < 9.5\text{m} = 30 \times 85, 30 \times 90, 40 \times 85, 40 \times 90.$

En la dirección X-X como resultado del pre dimensionamiento se obtuvo vigas con peralte de 80 cm, a las cuales siguiendo las recomendaciones y también con el fin de uniformizar los elementos, se les asignó un ancho de 30 cm. Además, en la dirección Y-Y se obtuvieron vigas con peraltes de 50 y 60 cm, a las cuales siguiendo las recomendaciones y con el fin de uniformizar los elementos, se les asignó un ancho de 30 cm. Las vigas de las cajas de ascensores y escaleras, al ser vigas secundarias, se les asignó un ancho de 25 cm con un peralte de 50 cm respectivamente. Se elaboró la siguiente tabla a manera de ejemplo para mostrar el pre dimensionamiento realizado para las vigas de la edificación en estudio.

Tabla 2.1: Resumen de pre dimensionamiento de vigas

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS									
VIGA	luz	peralte calculado	peralte final	ancho adoptado	VIGA	luz	peralte calculado	peralte final	ancho adoptado
VIGAS X-X					VIGAS Y-Y				
VIGA8-1	9.5	0.79	0.80	0.3	VIGA B7-6	6	0.5	0.5	0.3
VIGA8-2	9	0.75	0.80	0.3	VIGAB5-4	6	0.5	0.5	0.3
VIGA7-BC	9	0.75	0.80	0.3	VIGAB4-3	6.5	0.542	0.6	0.3
VIGA7-CD	9.5	0.79	0.80	0.3	VIGAC8-7	6	0.5	0.5	0.3
VIGA7-DE	9	0.75	0.80	0.3	VIGAC7-6	6	0.5	0.5	0.3
VIGA7-EF	9	0.75	0.80	0.3	VIGAC5-4	6	0.5	0.5	0.3
VIGA7-FG	9	0.75	0.80	0.3	VIGAC4-3	6.5	0.542	0.6	0.3
VIGA6-BC	9	0.75	0.80	0.3	VIGAC3-2	6	0.5	0.5	0.3
VIGA6-CD	4.75	0.396	0.80	0.3	VIGAD7-6	6	0.5	0.5	0.3
VIGA6-DE	9	0.75	0.80	0.3	VIGAD6-5	6	0.5	0.5	0.3
VIGA6-EF	4.4	0.367	0.80	0.3	VIGAD5-4	6	0.5	0.5	0.3
VIGA6-FG	9	0.75	0.80	0.3	VIGAD4-3	6.5	0.542	0.6	0.3
VIGA5-BC	9	0.75	0.80	0.3	VIGAE7-6	6	0.5	0.5	0.3
VIGA5-CD	4.75	0.396	0.80	0.3	VIGAE6-5	6	0.5	0.5	0.3
VIGA5-DE	9	0.75	0.80	0.3	VIGAE5-4	6	0.5	0.5	0.3
VIGA5-EF	4.4	0.367	0.80	0.3	VIGAE4-3	6.5	0.542	0.6	0.3
VIGA5-FG	9	0.75	0.80	0.3	VIGA F8-7	6	0.5	0.5	0.3
VIGA4-BC	9	0.75	0.80	0.3	VIGA F7-6	6	0.5	0.5	0.3
VIGA4-CD	9.5	0.792	0.80	0.3	VIGA F5-4	6	0.5	0.5	0.3
VIGA4-DE	9	0.75	0.80	0.3	VIGA F4-3	6.5	0.542	0.6	0.3
VIGA4-EF	9	0.75	0.80	0.3	VIGA F3-2	6	0.5	0.5	0.3
VIGA4-FG	9	0.75	0.80	0.3	VIGA G7-6	6	0.5	0.5	0.3
VIGA3-BC	9	0.75	0.80	0.3	VIGA G5-4	6	0.5	0.5	0.3
VIGA3-CD	9.5	0.792	0.80	0.3	VIGA G4-3	6.5	0.542	0.6	0.3

c. Columnas

El pre dimensionado de las columnas toma en cuenta el efecto de la carga axial y de los momentos flectores que puedan producirse en estas.

Para edificios que tengan muros de corte en ambas direcciones, donde la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente brindadas por los muros de corte, las columnas internas se pueden dimensionar conjeturando un área igual a:

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

; mientras que, para las columnas externas, se puede conjeturar un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'c}$$

donde la carga de servicio ($P_{servicio}$) es igual a $1\text{tn/m}^2 \times \text{área tributaria de la columna en análisis}$. Se presume como cargas de servicio el valor de 1 ton/m^2 para edificaciones que no tengan una sobrecarga muy considerable. Como resultado del análisis realizado para nuestro proyecto y considerando un $f'c=210\text{kg/m}^2$, se obtuvo columnas con dimensiones de $60 \times 60\text{ cm}$, a excepción de las columnas laterales, que resultaron de $40 \times 60\text{ cm}$.

Se elaboró una tabla resumen en la cual se muestran las dimensiones obtenidas para cada columna

producto del pre dimensionamiento realizado.

Tabla 2.2: Resumen de pre dimensionamiento de columnas

PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS										
Columna	Esq o central?	Largo tributario(m)	Ancho tributario(m)	Area tributaria(m2)	Pasum(tn/m2)	Pservicio(tn)	# PISOS	Area requerida (cm2)	ancho(cm)	largo(cm)
7C	1	18.5	12	55.5	1	55.5	6	3524	60	60
7F	1	18	12	54	1	54	6	3429	60	60
6D	1	18.5	12	55.5	1	55.5	6	3524	60	60
6E	1	18	12	54	1	54	6	3429	60	60
5D	1	18.5	12	55.5	1	55.5	6	3524	60	60
5E	1	18	12	54	1	54	6	3429	60	60
4B	0	9	12.5	28.125	1	28.125	6	2296	40	60
4C	1	18.5	12.5	57.8125	1	57.8125	6	3671	60	60
4D	1	18.5	12.5	57.8125	1	57.8125	6	3671	60	60
4E	1	18	12.5	56.25	1	56.25	6	3571	60	60
4F	1	18	12.5	56.25	1	56.25	6	3571	60	60
4G	0	12.5	9	28.125	1	28.125	6	2296	40	60
3C	1	18.5	12.5	57.8125	1	57.8125	6	3671	60	60
3F	1	12.5	18	56.25	1	56.25	6	3571	60	60

d. Placas

Es complicado poder brindar un criterio para el pre dimensionado de muros de corte, debido a la responsabilidad sísmica que estos tienen, estos deberán llevarse un aproximado del 80% del cortante basal total según lo indica la norma E 0.30. La norma establece un valor mínimo de 10 cm para el espesor de estos muros, pero normalmente este valor se adopta cuando el edificio va a ser un edificio de muros de ductilidad limitada, como este no es el caso, se emplearán muros de corte de 25 cm de espesor en ambas direcciones, y para las cajas de ascensor y escaleras también se empleará el mismo valor. Luego de realizar el análisis sísmico se verificará si estos espesores son los adecuados para el control de deformaciones y esfuerzos.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1. Generalidades

a. Definición de carga

Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

b. Definición de carga muerta

Son las cargas gravitatorias que actuarán en la estructura durante su vida útil y las cuales tendrán una mínima variación de su magnitud en el tiempo. Estas cargas son el peso propio de la estructura, los acabados que estarán permanentemente sobre ella, los equipos o tabiques que estarán de forma fija en la estructura.

c. Definición de carga viva

Son las cargas gravitatorias móviles que actúan en la estructura, las cuales no están fijas permanentemente durante la vida útil de la estructural; estas cargas pueden variar su magnitud en el tiempo. Estas cargas están conformadas por el peso de los ocupantes, materiales, equipos, mobiliario y otros elementos móviles soportados por la edificación.

Los pesos unitarios, así como las sobrecargas actuantes en nuestra edificación fueron extraídas de la norma peruana de cargas E.0.20; las cuales serán resumidas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Cargas muertas y cargas vivas empleadas

Cargas muertas empleadas	
Material	Peso
Losa aligerada(h=25cm)	350 kgf/m ²
Concreto armado	2400 kgf/m ³
Agua	1000kgf/m ³
Piso terminado	100kgf/m ²
Unidades de arcilla cocida huecas	1350 kgf/m ²
Enlucido o tarrajeo de muros	50 kgf/m ²
Cargas vivas empleadas	

Ocupación	Cargas repartidas
Oficinas	250 kgf/m ²
Corredores y escaleras de oficinas	400 kgf/m ²
Azotea	100 kgf/m ²

Con los pesos actuantes sobre la estructura, se procedió a realizar el análisis y diseño estructural de la estructura.

3.2. Análisis de losa aligerada

El sistema de techado por medio de losas aligeradas unidireccionales, actualmente es uno de los sistemas más empleados en nuestro país. Esto se debe a que los aligerados reducen notablemente el costo del sistema de piso o techo. El ahorro se obtiene directamente al suprimir cierto volumen de concreto e indirectamente por reducción del peso en comparación con el de una losa maciza.

Las losas aligeradas unidireccionales, se pueden modelar como elementos unidimensionales y se le asignan cargas distribuidas correspondientes al peso propio de una vigueta, al piso terminado que carga este elemento en su ancho tributario y la sobrecarga actuante también en su ancho tributario. Estos elementos se consideran simplemente apoyados sobre otras vigas debido a que las vigas no restringen su rotación, pero si se consideran empotradas cuando éstas llegan a paños de losas macizas o a muros de espesor considerable. En nuestro caso se comprobará que los extremos de estos realmente se encuentran empotrados, esto se realizara llevando a cabo el análisis de rigideces relativas entre una vigueta y el muro en el que se apoya esta.

En la tabla 3.2 se muestra el metrado realizado para una vigueta de un piso típico. Asimismo, en las figuras 3.1 y 3.2 se muestran la distribución de carga muerta y viva para las viguetas.

Tabla 3.2: Metrado de cargas muertas y cargas vivas para una vigueta de piso típico

Carga muerta distribuida		
Losa aligerada 25 cm	0.35 tn/m ² x 0.40 m	0.14 tn/m
Piso terminado 5 cm	0.10 tn/m ² x 0.40 m	0.04 tn/m
$W_{cm} = 0.18 \text{ tn/m}$		
Carga viva distribuida		
Aligerado	0.35 tn/m ² x 0.40 m	0.14 tn/m
$W_{cv} = 0.14 \text{ tn/m}$		
$W \text{ amplificada}(1.4W_{cm}+1.7W_{cv})= 0.476 \text{ tn/m}$		

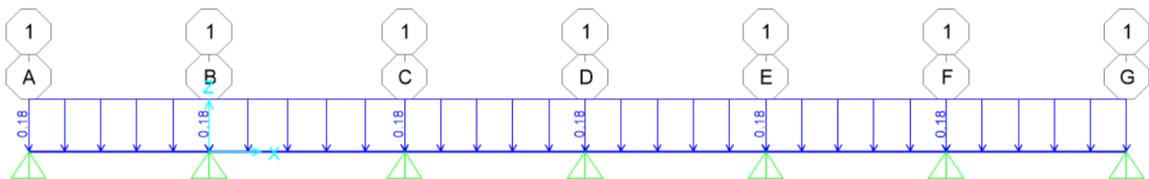


Figura 3.1. Distribución de carga muerta en las viguetas. (Fuente: Propia)

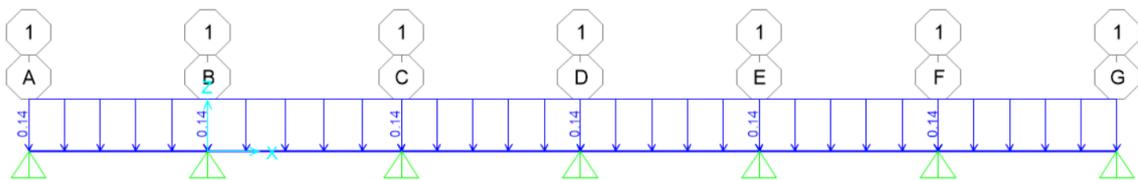


Figura 3.2. Distribución de carga viva en las viguetas. (Fuente: Propia)

3.2. Análisis de losa maciza

Una losa maciza es una losa de concreto armado de determinado espesor, la cual trabaja en 2 direcciones, dicha losa se encarga de soportar su peso propio, el del piso terminado, tabiques y

sobrecargas actuantes. Generalmente se usan losas macizas para los paños de baños, escaleras y en el perímetro de cajas de ascensores. En nuestra edificación se han empleado 4 losas macizas destinadas a los paños de los baños, las cuales tienen dimensiones de 9.5m x 6m; y 9m x 6m; asimismo, se han empleado losas macizas en las escaleras y en el perímetro de las cajas de ascensores.

El análisis de estos elementos se hizo en el software SAP2000 considerando una discretización en elementos finitos en un elemento bidimensional, la condición de borde definida para cada losa maciza fue obtenido del análisis realizado en la planta del edificio.

Las cargas fueron distribuidas por área considerando el peso propio de una losa maciza de espesor igual a 20 cm, el piso terminado y la sobrecarga actuante. Todas las cargas que actúan sobre la losa fueron amplificadas y se realizó el análisis con las cargas ultimas de diseño (1.4CM+1.7CV).

En el metrado de losa se considera:

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.2 \text{ m} * 2.4 \text{ tn/m}^3 = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \text{ tn/m}^2$$

Carga viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.35 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Carga de servicio actuante} = W_m + W_v = 0.93 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Carga ultima actuante} = 1.4W_m + 1.7W_v = 1.407 \text{ tn/m}^2$$

En la figura 3.3 se mostrará a manera de ejemplo el modelado bidimensional de una losa maciza correspondiente a un paño de baño ubicado entre los ejes B-D y 2-3 con sus correspondientes condiciones de borde, las cuales son las siguientes: tres bordes simplemente apoyados debido a que no existe continuidad de momentos en dichos extremos, y un borde empotrado, ya que existe continuidad de momentos con el tramo aligerado adyacente.

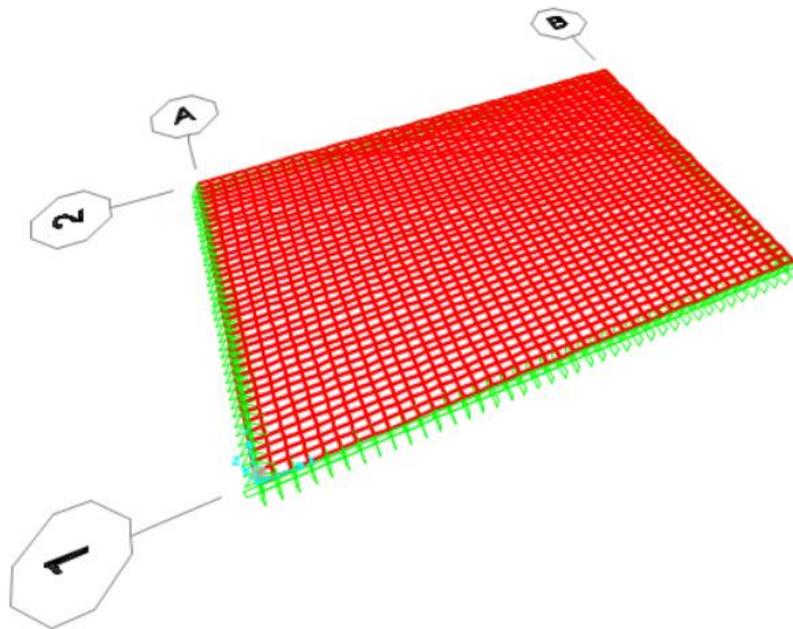


Figura 3.3. Modelo bidimensional para losas macizas. (Fuente: Propia)

3.4. Análisis y metrado de escaleras

En la edificación hay 2 escaleras, ambas escaleras conectan un nivel inferior con un nivel superior; asimismo cada escalera consta de 3 tramos. Cada escalera debe ser correctamente aislada del edificio para que de esta forma solo se vea solicitada por cargas de gravedad y no cargas sísmicas. A continuación, se presentarán las dimensiones obtenidas de un pre-dimensionamiento hecho en base a las consideraciones brindadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones(RNE) para el primer tramo de nuestra escalera.

- Numero de contrapaso en toda la escalera = 24
- Altura de cada contrapaso = $\frac{4m}{24} = 0.16m < 17.5cm \text{ y } > 15cm$
- Longitud de cada paso = $\frac{2.1m}{7} = 0.30m$
- Longitud del descanso = 1.54 m
- Ancho de escalera = 1.68 m > 1.20m
- Ancho de la garganta = $\frac{L}{25} = \frac{3.64m}{25} = 0.15m$
- Debería cumplirse que: $2cp+p=60-64cm$
- Se verifica que: $2cp+p=62cm$, se encuentra en el rango de 60-64 cm.
- Angulo de inclinación (σ) = $\arctg(cp/p) = 31.636^\circ$.

Una vez realizado el pre-dimensionamiento se procedió a efectuar el metrado de cargas para la escalera, con lo cual posteriormente se realizó el análisis y diseño por cargas de gravedad. Debe notarse que el primer tramo de la escalera está compuesto por un descanso horizontal y una losa maciza inclinada, además el segundo tramo está compuesto por 2 descansos horizontales y una losa maciza inclinada entre estas; finalmente el último tramo está compuesto por un descanso horizontal y una losa maciza inclinada hasta llegar al nivel superior. En la tabla 3.3 se muestra el metrado de cargas realizado para el tramo inclinado del tramo 1 de la escalera.

Se mostrará a continuación la relación empleada para la obtención del peso propio repartido en el tramo inclinado de la escalera.

$$W_{repartido} = 2.4 \frac{tn}{m^3} \times \left(\frac{CP}{2} + \left(\frac{t}{\cos(\sigma)} \right) \right) = 0.6136 \frac{tn}{m^2}$$

Tabla 3.3: Metrado de cargas muertas y cargas vivas para un tramo inclinado de la escalera

METRADO DE CARGAS EN PRIMER TRAMO INCLINADO DE ESCALERA (por metro de ancho)		
Carga muerta distribuida		
Peso propio	0.6136 tn/m ² x 1 m	0.6136 tn/m
Peso piso terminado	0.10 tn/m ² x 1 m	0.10 tn/m
W _{cm} =0.7136 tn/m ²		
Carga viva distribuida		
Sobrecarga actuante=	0.40 tn/m ² x 1 m	0.40 tn/m
W viva= 0.40 tn/m ²		
W última=1.4CM+1.7CV= 1.68 tn/m ²		

Para el metrado de cargas y análisis del descanso (tramo horizontal), se consideró una losa maciza de 1m x .0.15m, asimismo se consideró el piso terminado colocado y la s/c correspondiente a escaleras de 0.40 tn/m².

En la tabla 3.4 se indica el metrado realizado para el descanso correspondiente al primer tramo de la escalera.

Tabla 3.4: Metrado de cargas muertas y cargas vivas para el descanso de la escalera.

METRADO DE CARGAS EN EL DESCANSO DEL TRAMO 1 DE LA ESCALERA (por metro de ancho)		
Carga muerta distribuida		
Peso propio	0.36 tn/m ² x 1m	0.36 tn/m
Piso terminado	0.10 tn/m ² x 1m	0.10 tn/m
W _{cm} =0.46 tn/m		
Carga viva distribuida		
Sobrecarga actuante=	0.40 tn/m ² x 1m	0.40 tn/m
W viva= 0.40 tn/m		
W última=1.4CM+1.7CV= 1.324 tn/m		

3.5. Análisis tridimensional del edificio

El programa que se empleó para modelar y análisis estructural del edificio fue el ETABS. En dicho programa se realizó el modelo tridimensional del edificio, se modeló las columnas y vigas como elementos unidimensionales. En el caso de vigas se consideró una baja rigidez torsional, ya que solo se trata de rigidez de compatibilidad. Las losas aligeradas y macizas fueron modeladas como elementos bidimensionales (tipo Membrana en Etabs), las cuales se encargan de transmitir las cargas a las vigas y

placas.

Asimismo, se consideró un material definido como concreto con $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y acero grado 60 con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$. Se definió un diafragma rígido por cada piso del edificio, aquello nos asegura que cada punto de cada piso se desplace de manera similar y con la misma magnitud; además se consideró brazos rígidos en las uniones entre vigas y columnas. A los muros de corte se les dividió en franjas horizontales y verticales (mesh de 1x4), de forma que el programa pueda calcular las fuerzas internas de la placa de una manera más precisa. Asimismo, se consideró un empotramiento en las bases del edificio. En el nivel 0, se colocó la restricción de traslación en las direcciones X e Y; y de rotación en Z; esto se debe a que el sótano no se ve afectado por el movimiento sísmico.

En la figura 3.4 se presenta el modelo tridimensional de la edificación, además la figura 3.5 muestra la planta de sótano, la figura 3.6 muestra la planta típica; y finalmente la figura 3.7 muestra la planta de la azotea del edificio

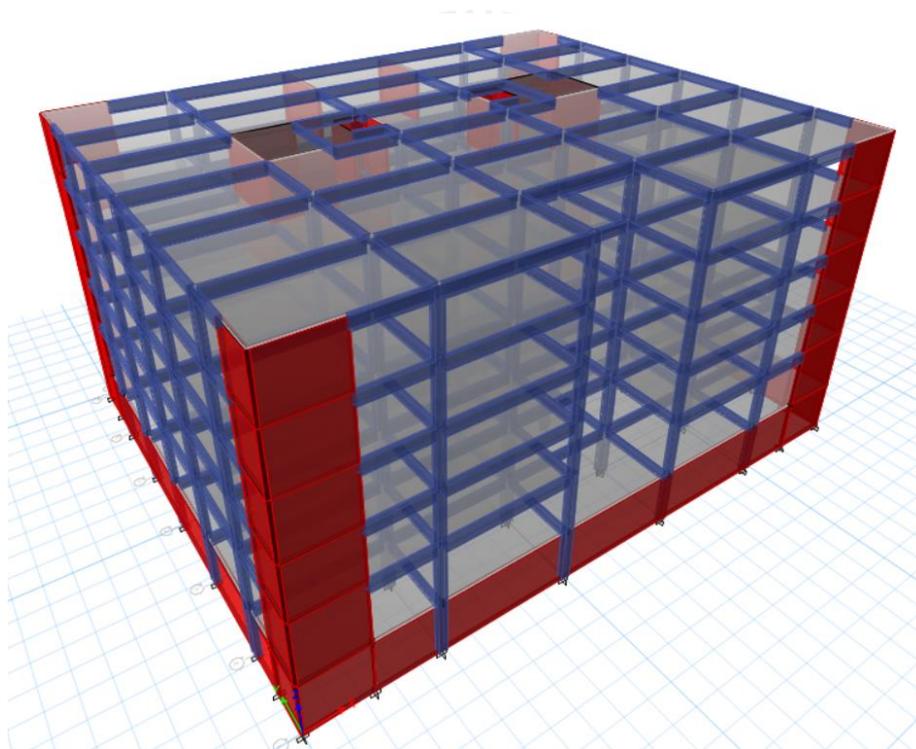


Figura 3.4. Modelo tridimensional del edificio (Fuente: propia)



Figura 3.5. Planta estructural del sótano (Fuente: propia)

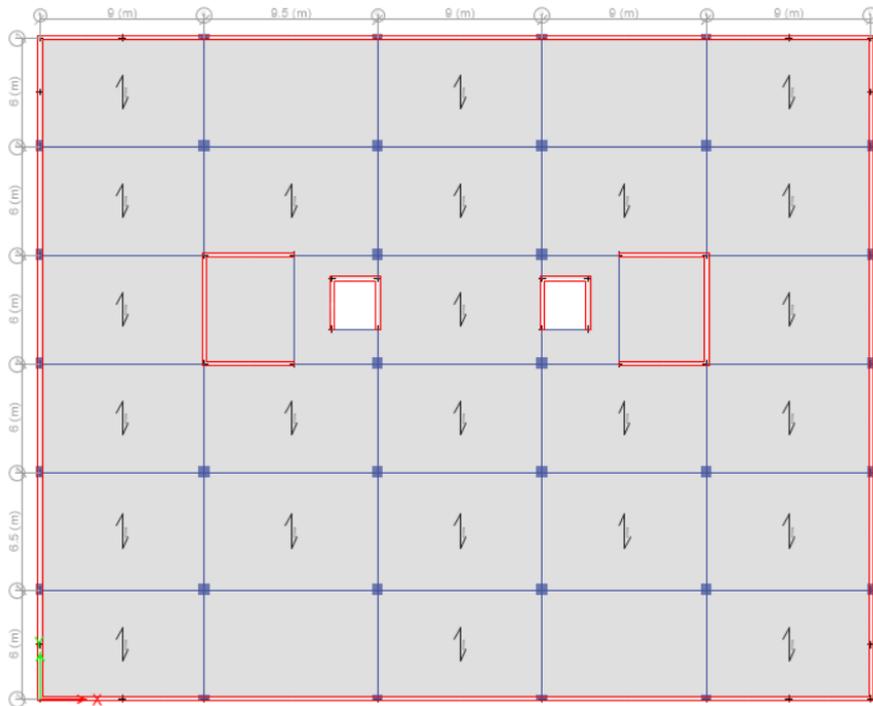


Figura 3.6. Planta estructural del piso típico (Fuente propia)



Figura 3.7. Planta estructural de la azotea (Fuente propia)

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Introducción

El análisis sísmico permite obtener la respuesta de una edificación frente a un evento sísmico, asimismo permite verificar si esta edificación cumple con los requerimientos establecidos por la norma E.0.30. Este análisis se llevará a cabo siguiendo las recomendaciones de la Norma de diseño sismo-resistente E.0.30, la cual solicita llevar a cabo dos análisis en ambas direcciones principales X e Y: Análisis Estático y Análisis Dinámico.

Una vez realizado ambos análisis, con los resultados obtenidos, se procederá a verificar que las derivas inelásticas del edificio sean menores que el máximo valor fijado por la Norma (artículo 32); asimismo, se calculará la junta de separación sísmica (s) que debe tener la edificación para que de este modo se eviten colisiones con las edificaciones vecinas colindantes.

El programa empleado para llevar a cabo este análisis fue el ETABS 2016, en el cual se creó el modelo tridimensional, en el cual se han considerado 3 grados de libertad, 2 de traslación en sus direcciones principales y uno de rotación. Además, se consideró brazos rígidos entre las uniones vigas-columnas, y

se consideró un estado elástico, por lo que el programa considera rigideces e inercias brutas. Con las fuerzas internas obtenidas producto de los análisis efectuados, se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales de la edificación. En la figura 4.1 se muestra el modelo tridimensional empleado para el análisis de la edificación en estudio.

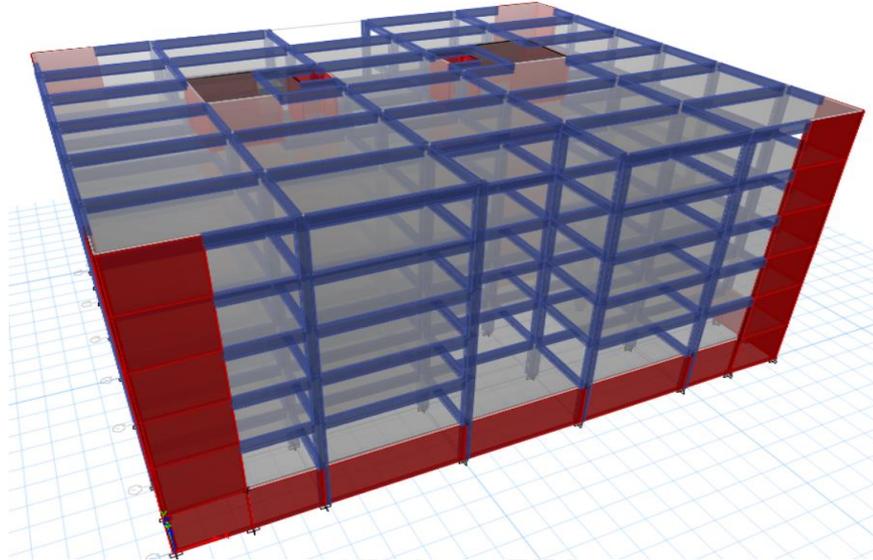


Figura 4.1. Modelo tridimensional del edificio. (Fuente propia)

4.2. Análisis dinámico

El análisis dinámico del edificio se llevó a cabo primero obteniendo los parámetros sísmicos de la estructura, estos parámetros se obtuvieron de la norma vigente de diseño sismo-resistente E.0.30 considerando la zona sísmica en la que se encontraba nuestra edificación, el perfil de suelo en el que se encuentra cimentado y la categoría de edificación que está según su función tiene.

Los parámetros obtenidos fueron los que se muestran a continuación:

- Factor de zona: $Z = 0.45$ (El edificio se encuentra en la ciudad de Lima, la cual se encuentra dentro de la zona 4 de peligro sísmico).
- Parámetro de suelo: $S=1$ (El edificio se encuentra en el distrito de San Isidro, el cual tiene el suelo típico de Lima o “grava limeña”, el cual es un suelo rígido).
- Factor de uso: $U=1$ (La categoría de la edificación corresponde a una categoría tipo “C” o edificaciones comunes).
- Factor de amplificación sísmica: C (Este factor depende del periodo de la estructura, y de los factores “ T_p ” y “ T_l ”, los cuales son hallados mediante el valor del factor de suelo “S”)
- Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas: $R_{ox}=6$ y $R_{oy}=6$ (Estos factores dependen del sistema estructural presente en cada dirección principal de análisis, para nuestra edificación)

en ambas direcciones principales se tiene un sistema de muros estructurales).

Luego de haber realizado este análisis, se procede a realizar el análisis de “Regularidad Estructural”, mediante el cual se analizará la edificación frente a irregularidades tanto en altura como en planta, las cuales son indicadas por la norma peruana de diseño sismo-resistente E.0.30. Si la edificación presenta alguna irregularidad de altura o irregularidad en planta según las tablas propuestas por la norma, los coeficientes básicos de reducción de fuerzas sísmicas se verán afectados por factores de irregularidad (I_a e I_p); en caso la estructura sea regular en sus direcciones principales de análisis, los factores “ I_a ” e “ I_p ” tendrán el valor de 1.

La edificación en análisis presentó una irregularidad en planta en la dirección X-X debido a esquinas entrantes, por lo que se tuvo que considerar un factor de irregularidad “ I_p ” igual a 0.9; asimismo en la dirección Y-Y se presentó la irregularidad de esquinas entrantes, por lo que el factor “ I_p ” fue igual a 0.9 y el factor “ I_a ” igual a la unidad.

Finalmente, los coeficientes de reducción de fuerzas sísmicas (R) son el producto de: $R_o * I_a * I_p$; por lo que se obtuvo para cada dirección en análisis:

- $R_x = 0.9 \times 1 \times 6 = 5.4$
- $R_y = 0.9 \times 1 \times 6 = 5.4$

4.2.1. Masas sísmicas y masas participativas

El metrado de masas sísmicas consiste en realizar la cuantificación numérica del peso proveniente de la carga muerta y carga viva proveniente de todos los elementos estructurales presentes en un nivel. La norma E.0.30 establece que debe considerarse el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva para el análisis. El porcentaje de carga viva a considerar, dependerá de la categoría de la edificación en análisis. La edificación en análisis como está destinada a oficinas se encuentra dentro de la categoría “C”, por ende, el porcentaje de carga viva que le corresponde es del 25%.

A continuación, en la figura tabla 4.1, se presentarán los resultados obtenidos del software ETABS 2016; asimismo se presentará la masa sísmica total y el peso total de la estructura en sus direcciones principales.

Tabla 4.1: Masas sísmicas de la estructura.

MASAS SISMICAS CON EXCENTRICIDAD											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
Sotano	D1	156.99	156.99	20.49	16.68	156.99	156.99	20.49	16.68		
1er piso	D2	140.24	140.24	20.47	16.71	140.24	140.24	20.47	16.71	22.80	20.20
2do piso	D3	138.44	138.44	20.47	16.70	138.44	138.44	20.47	16.70	22.78	20.15
3er piso	D4	138.44	138.44	20.47	16.70	138.44	138.44	20.47	16.70	22.77	20.06
4to piso	D5	138.44	138.44	20.47	16.70	138.44	138.44	20.47	16.70	22.76	19.98
Azotea	D6	115.90	115.90	20.47	16.58	115.90	115.90	20.47	16.58	22.76	19.93

El análisis modal se realizó considerando 3 grados de libertad por nivel (2 traslaciones y 1 giro), lo que en total para nuestra edificación suma 18 grados de libertad. El análisis modal nos permite hallar los modos de vibración más importantes en nuestra estructura en ambas direcciones principales. Según establece la Norma E.0.30, estos modos son aquellos cuyas masas participativas en dichas direcciones sume más o igual al 90% de la masa total en dicha dirección. A continuación, en la tabla 4.2 se presentan los modos de vibración más importantes en cada dirección y sus respectivas masas participativas.

Tabla 4.2: Masas participativas y modos fundamentales.

Modos de vibracion "X"			Modos de vibracion "Y"		
Modo	T(s)	Ux	Modo	T(s)	Uy
2	0.45	0.7374	1	0.46	0.7649
5	0.102	0.1739	4	0.425	0.1734
8	0.336	0.0417	7	0.336	0.0429
	Ux acum	0.953		Uy acum	0.9812

4.3. Análisis por superposición espectral

La Norma E.0.30 exige que se realice un análisis por superposición espectral, en este se representa las solicitaciones sísmicas mediante un espectro de diseño, en donde los parámetros varían dependiendo de las características de la estructura y las características de la zona sísmica y tipo de suelo donde se cimentará la estructura. Los parámetros que se emplearon son los mismos que se describieron en el acápite 4.2. Asimismo, la combinación que se usó para hallar la respuesta de los distintos modos fue la combinación cuadrática completa(CQC).

4.3.1. Espectro de análisis

Los parámetros sísmicos empleados para hallar el espectro de diseño establecido por Norma, fueron los siguientes:

Análisis y diseño estructural de un edificio en concreto armado de cinco pisos y un sótano

- $Z=0.45g$
- $U=1$
- $C=$ varía entre $2.5R$ y $0.125R$.
- $S=1$
- $R_0=6$
- $I_a=1$
- $I_p=0.9$
- $R=5.4$

Asimismo, la ecuación que se utilizó para establecer una relación entre las pseudo aceleraciones y los periodos fue la siguiente:

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

En la figura 4.2 se puede apreciar la definición de este en el software ETABS.

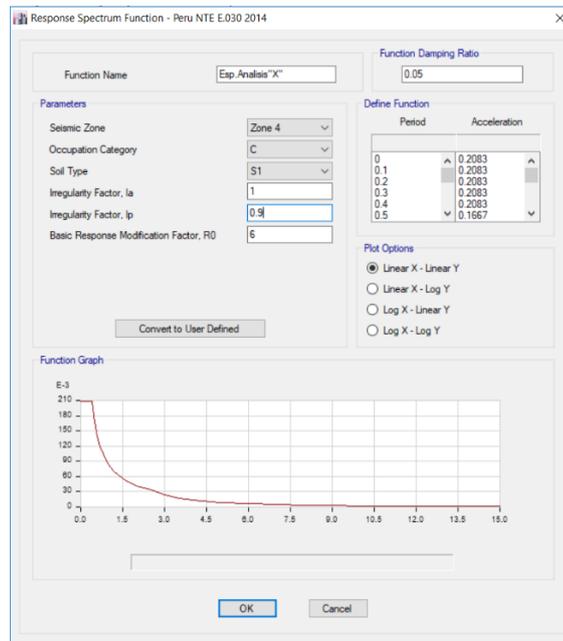


Figura 4.2. Espectro de análisis. (Fuente propia)

4.3.2. Respuesta de desplazamientos

La Norma E.0.30 establece en el artículo 31.1 que, para hallar los desplazamientos laterales inelásticos, se debe amplificar por $0.85R$ los desplazamientos elásticos obtenidos para edificaciones irregulares. Asimismo, establece en el artículo 32 que el desplazamiento lateral relativo admisible para una estructura de concreto armado es de 0.007 . En tabla 4.3 se muestran las derivas máximas inelásticas obtenidas para cada nivel.

Tabla 4.3: Desplazamientos máximos y derivas inelásticas por nivel.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y DERIVAS MÁXIMAS INELÁSTICAS						
Nivel	Dirección	Desp.máximo(m)	Deriva max	Dirección	Desp.máximo(m)	Deriva max
Azotea	X	0.074925	0.004082	Y	0.075478	0.003974
4to piso	X	0.058669	0.004318	Y	0.059664	0.00427
3er piso	X	0.041476	0.004233	Y	0.042675	0.004273
2do piso	X	0.024591	0.003676	Y	0.02564	0.003822
1er piso	X	0.009902	0.002201	Y	0.01037	0.002304

Se puede apreciar que la deriva máxima inelástica en la dirección “X” de la estructura es 0.004082 y en la dirección “Y” de 0.003974, valores que cumple con la exigencia normativa de ser menores a 0.007.

Una vez concluido el análisis de las derivas inelásticas en cada dirección principal y satisfecho las disposiciones reglamentarias, se procedió a verificar que no existiesen irregularidades tanto en planta como en altura adicionales a las consideradas en el análisis inicial. Este proceso se llevó a cabo siguiendo las pautas y normas establecidas por la Norma de diseño sismo resistente E.0.30.

En las figuras 4.3 y 4.4 se muestran los desplazamientos máximos obtenidos por nivel y la distribución de derivas en la altura del edificio.

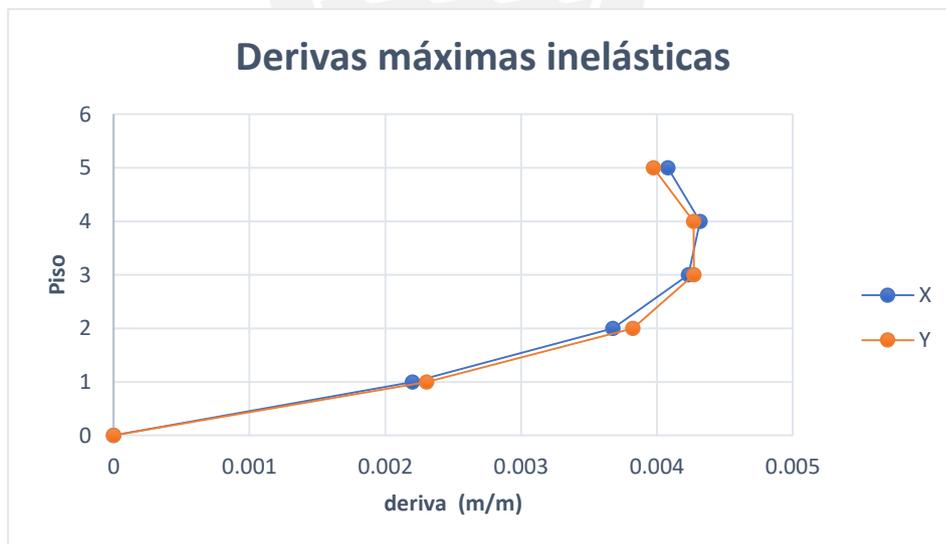


Figura 4.3. Desplazamientos máximos por nivel. (Fuente propia)

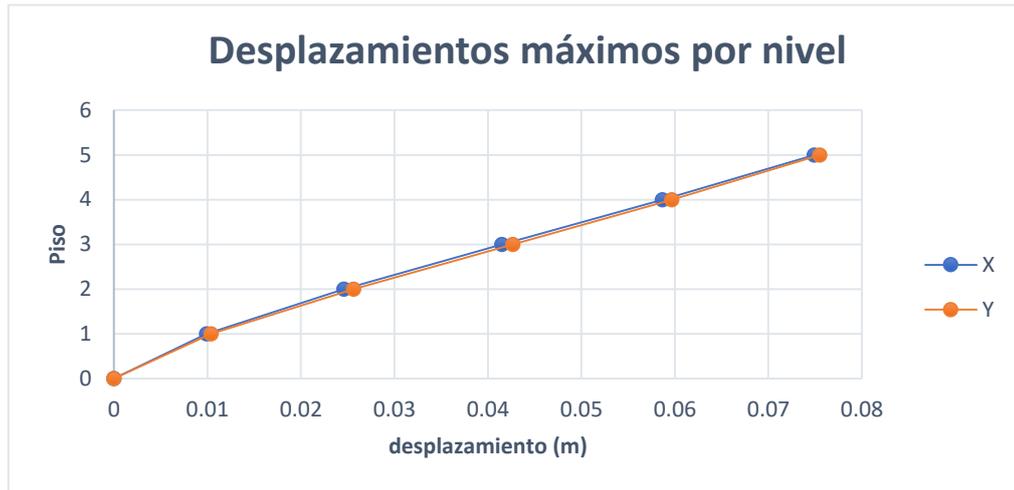


Figura 4.4. Derivas máximas inelásticas. (Fuente propia)

4.3.3. Fuerzas de diseño

La Norma E.0.30 establece que la fuerza cortante basal obtenida del análisis modal espectral deberá ser escalada al 80 u 90% de la fuerza cortante basal estática dependiendo de la regularidad estructural de la edificación.

Previamente a realizar el escalado de fuerzas, se procedió a verificar que el sistema estructural para ambas direcciones principales sea de muros estructurales. Se elaboró la siguiente tabla, en la cual se muestra la comprobación realizada a la suposición inicial que para ambas direcciones principales el sistema era de muros estructurales.

Tabla 4.4: Comprobación del sistema estructural en ambas direcciones.

Tabla resumen comprobacion de "R"					
$V_{basal} "X" (tnf)$	$V_{basal} "Y" (tnf)$	$70\%V_{basal} "X" (tnf)$	$70\%V_{basal} "Y" (tnf)$	$V_{placas} "x" (tnf)$	$V_{placas} "y" (tnf)$
1421.0225	1390.2977	994.71575	973.20839	1295.1603	1263.9857

Como puede apreciarse de los resultados presentados en la tabla 4.4, la fuerza cortante basal obtenida en los muros de corte es mayor al 70% de la fuerza cortante basal total de la estructura en ambas direcciones, por ende, el sistema estructural en ambas direcciones principales es de muros estructurales.

Una vez realizada dicha comprobación, se procedió a hallar el factor de escalamiento de fuerzas. En la tabla 4.5 se presenta el factor de escala hallado para cada dirección principal.

Tabla 4.5: Factores de escala de fuerzas dinámicas.

	X	Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	2.22	2.17
S	1	1
R _o	6	6
IA	1	1
IP	0.9	0.9
PESO SISMICO	8127.15	8127.15
R	5.40	5.40
V _{basalEst}	1354.52	1325.08
REGULAR?	NO	NO
V _{basalRed}	1219.07	1192.57
V _{basalDin}	905.22	933.93
Factor de escala	1.35	1.28

4.3.4. Distribución de fuerzas internas

Como se observa en la tabla 4.4, los muros estructurales son los elementos que se encargan principalmente de resistir los efectos sísmicos. Las columnas básicamente se encargan de resistir las cargas gravitatorias de la estructura. Asimismo, las vigas peraltadas se encargan de brindar rigidez lateral a la estructura. En la figura 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8 se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector correspondientes a los pórticos del eje B y del eje 2.

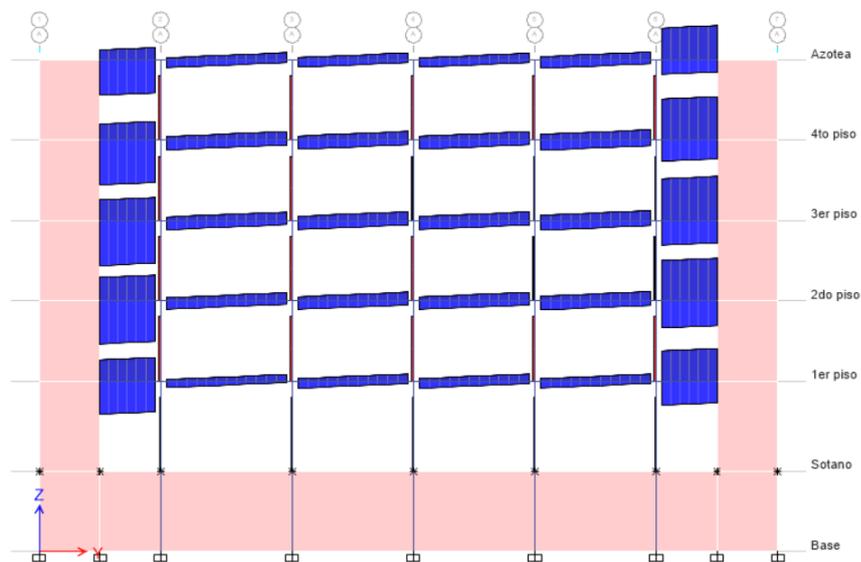


Figura 4.5. Diagrama de momentos flectores(tn^*m) del eje B correspondiente al sismo en la dirección Y-Y. (Fuente propia)

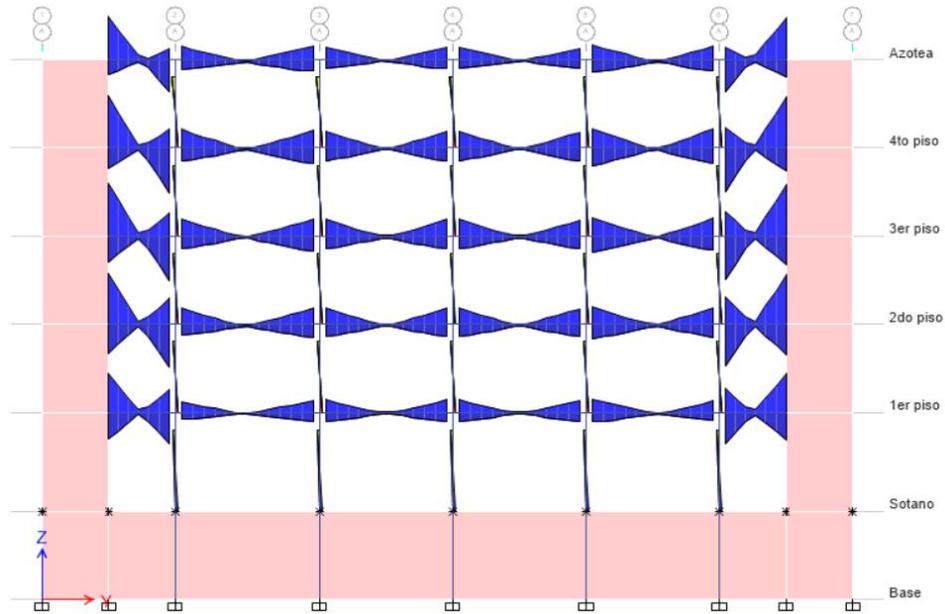


Figura 4.6. Diagrama de fuerzas cortantes(tn) del eje B correspondiente al sismo en la dirección Y-Y. (Fuente propia)

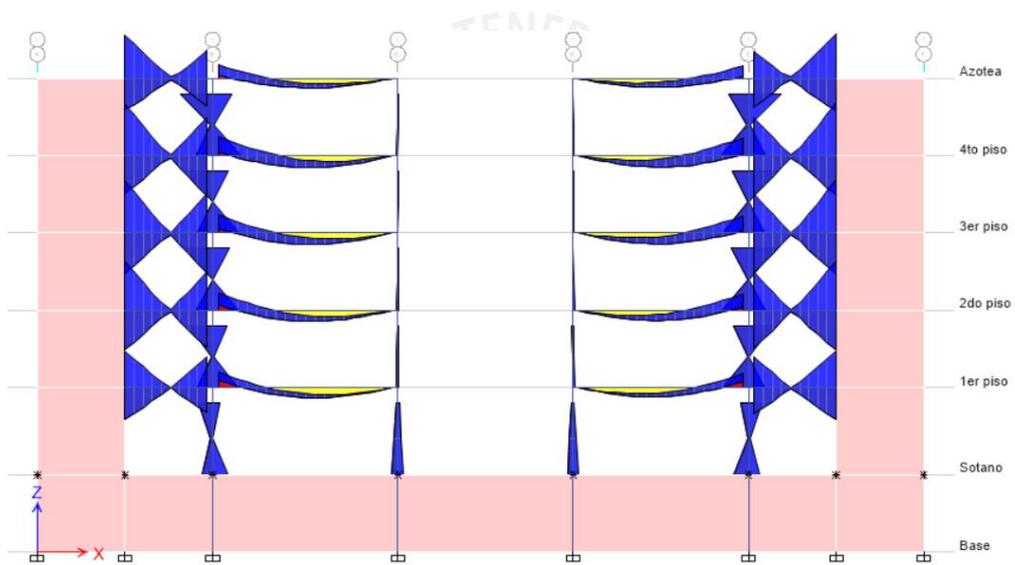


Figura 4.7. Diagrama de momentos flectores(tn*m) del eje 2 correspondiente al sismo en la dirección X-X. (Fuente propia)

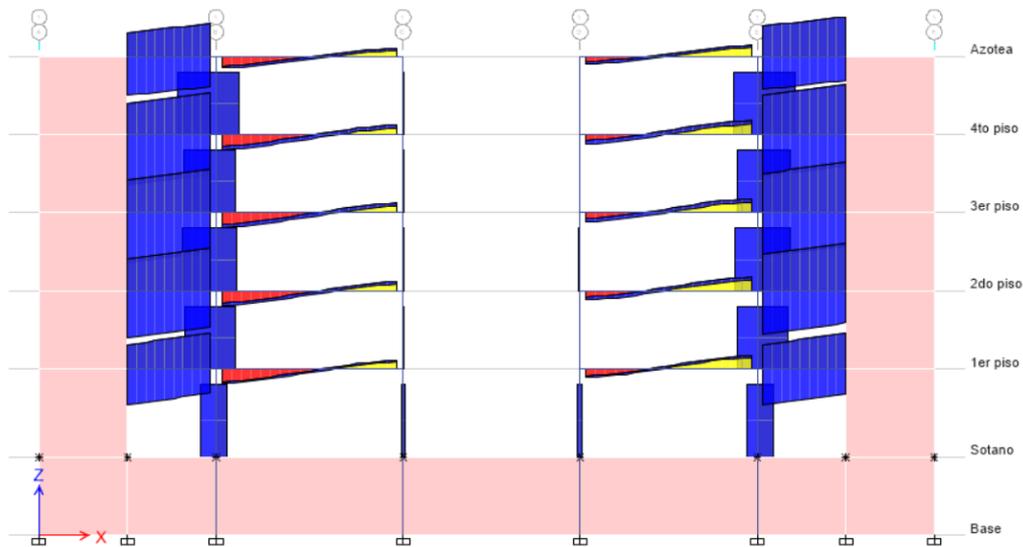


Figura 4.8. Diagrama de fuerzas cortantes (tn) del eje 2 correspondiente al sismo en la dirección X-X. (Fuente propia)

4.3.5. Junta sísmica

Según el artículo 33 de la Norma de diseño sismo resistente E.0.30: “Toda estructura debe estar separada desde el nivel del terreno natural una distancia mínima “s” para evitar el contacto con otras edificaciones vecinas durante un movimiento sísmico”.

La edificación en análisis colinda lateralmente por un extremo con una edificación vecina. Se asumirá que la edificación vecina ha dejado la junta sísmica reglamentaria.

La altura total de la edificación es: 20.5m

Por lo tanto $s = 0.006 * 20.5 = 0.123m$ y se cumple que $s \geq 0.03m$.

El desplazamiento máximo de la azotea es: 0.074925m

$$\frac{2}{3} \text{ Desp. maximo azotea} = 0.04995m$$

, además:

$$\frac{S}{2} = \frac{0.123}{2} = 0.0615 m$$

Comparando ambos resultados obtenidos, la junta de separación sísmica reglamentaria del edificio será la mayor de estas, con la cual obtenemos el valor de 7cm.

CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

5.1. Criterios de diseño

5.1.1. Diseño por resistencia

La Norma E.0.60 exige que el diseño para elementos compuestos de concreto armado deberá realizarse según el criterio de resistencia. Este criterio establece que en todas las secciones de un elemento de concreto armado, las resistencias de diseño (ϕR_n) deberán ser por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas y solicitaciones actuantes, mayoradas según los diversos factores de amplificación que se plantean en la Norma E.0.60.

El elemento estructural o estructura resistirá de forma segura las cargas o solicitaciones, si en cada sección de este se cumple que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

Resistencia de Diseño: Es la resistencia nominal de los elementos afectada por los factores de reducción. La resistencia nominal es propia de cada sección dependiendo de su geometría, refuerzo y propiedades mecánicas de sus componentes.

$$\text{Resistencia de diseño} = \text{Factor de reducción } (\phi) \times \text{Resistencia nominal}$$

El diseño por resistencia puede resumirse en las siguientes relaciones:

- Flexión: $\phi M_n \geq M_u$
- Fuerza cortante: $\phi V_n \geq V_u$
- Fuerza axial: $\phi P_n \geq P_u$
- Momento torsor: $\phi M_{tn} \geq M_{tu}$

Los factores de reducción de resistencia(ϕ) empleados para el diseño en concreto armado según la Norma E.0.60 son los siguientes:

- En elementos sometidos a flexión simple: $\phi=0.90$
- En elementos sometidos a tracción y tracción + flexión: $\phi=0.90$
- En elementos sometidos a fuerza cortante: $\phi=0.85$

- En elementos sometidos a torsión: $\phi=0.85$
- En elementos sometidos a compresión y flexo compresión: $\phi=0.75$

Resistencia requerida: Resistencia que se obtiene producto de la amplificación de cargas que actúan sobre la estructura. Las cargas que actúan sobre la estructura en análisis son Cargas Muertas (CM), Cargas Vivas(CV) y Cargas Sísmicas(CS). Dichas cargas se multiplicaron por su factor de amplificación y luego se sumaron sus aportes, obteniendo como resultado la resistencia requerida para máximos positivos y máximos negativos.

Las combinaciones de cargas usadas para el análisis y diseño estructural fueron los siguientes:

$$U = 0.9CM \pm CS$$

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

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

5.1.2. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad se utiliza en un elemento estructural para prevenir los modos de fallas indeseables. Por ejemplo, para evitar que una viga, columna o placa falle por cortante antes que, por flexión, comprometiendo el sistema de soporte de las cargas verticales, antes de que las vigas que concurren al nudo hayan fallado por flexión.

El diseño por fuerza cortante (estribos y espirales) deberá realizarse para el valor de V_p y no para el valor de V_u , de tal modo que la resistencia en cortante de la viga exceda el valor de la carga asociada con la falla por flexión.

5.2. Diseño por flexión

La ecuación básica para el diseño por Resistencia es:

$$\phi Mn \geq Mu$$

Siempre deben cumplirse las siguientes condiciones fundamentales;

- Equilibrio de fuerzas
- Compatibilidad de deformaciones
- Relaciones constitutivas entre esfuerzos y deformaciones(σ - ϵ)

Las hipótesis básicas para el diseño por flexión que deben cumplirse son la siguientes:

- Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier). Esta hipótesis es válida para todo tipo de vigas, excepto para las vigas con gran peralte o vigas pared.
- No debe haber deslizamiento relativo entre el acero y el concreto que lo rodea, debe haber adherencia.
- Los esfuerzos actuantes en el concreto y acero pueden ser calculados a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas del acero y concreto.
- El diagrama constitutivo del acero de refuerzo puede suponerse elastoplástico perfecto.
- Se puede despreciar el aporte de resistencia en tracción del concreto.
- Se asume que el concreto falla cuando su deformación en compresión (ϵ_{cu}) alcanza el valor de 0.003.

(Ottazzi Pasino, 2016, pág. 144)

El ACI y la Norma Peruana aceptan reemplazar el diagrama “real” de esfuerzos del concreto, por un bloque equivalente de compresiones tal como se muestra en la figura 5.1.

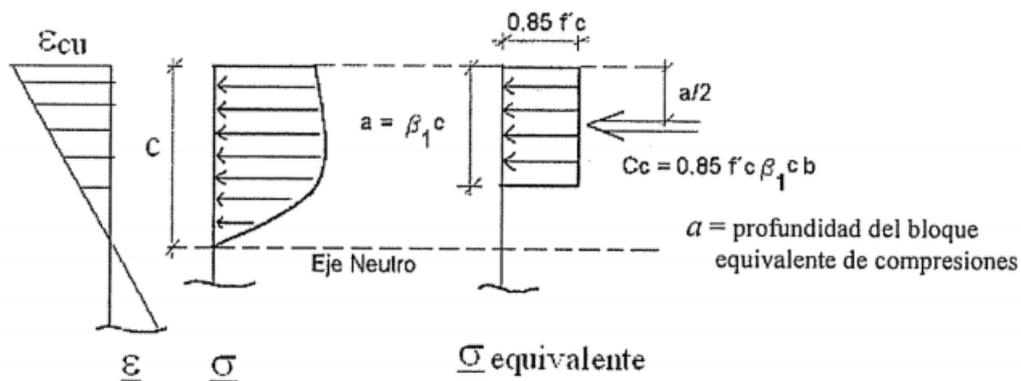


Figura 5.1. Simplificación del bloque de compresiones según la Norma E.0.60.

Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado 1”, Ottazzi (Lima), 2016.

En dicho gráfico “c” representa la distancia del eje neutro a la fibra más comprimida de la sección, “a” es la longitud del bloque de compresiones equivalente, f'_c es la resistencia a compresión del concreto, la cual para nuestra edificación es 210 kg/cm^2 , “b” es el ancho de la sección en análisis y finalmente “ β_1 ” es igual 0.85 ya que este valor es el correspondiente para concreto con un $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$. Para el cálculo de la resistencia nominal en una sección se pueden emplear las siguientes expresiones.

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

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

donde:

- a= longitud del bloque de compresiones
- As= Área de acero
- fy= resistencia en tracción del acero de refuerzo
- d=distancia de la fibra en compresión más alejada al centroide del acero en tracción
- b=ancho de la sección

5.2.1. Consideraciones para el diseño

Las ecuaciones empleadas para el diseño de secciones de concreto armado sometidas a flexión pura fueron las siguientes:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0.85 * f'_c * b}}$$

$$As = \frac{|M_u|}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Acero máximo: La norma E.0.60 fija la cantidad máximo de acero en tracción que se puede colocar en una sección, en función del área de acero que produce la falla balanceada. La falla debe ser por tracción y no por compresión o secciones sobre reforzadas. La cantidad de acero no debe exceder de:

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

Esta limitación equivale a limitar la cantidad máxima de compresión en el concreto (C_c) al 75% de la correspondiente a la falla balanceada. (SENCICO, 2009, pág. 78)

Acero mínimo: Para evitar una falla frágil o repentina es necesario proveer una cantidad mínima de acero que garantice una resistencia de la sección agrietada mayor que la no agrietada.

El acero mínimo permite una mejor transición entre el estado no agrietado y el agrietado de una sección, provee ductilidad a la sección y ayuda a controlar el ancho de las grietas térmicas y retracción.

La Norma Peruana exige que el acero mínimo de cualquier sección en flexión, debe ser tal que garantice que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.2 veces el momento flector que causa el agrietamiento de la sección, es decir:

$$\phi Mn \geq 1.2Mcr$$

donde “Mcr” es el momento de agrietamiento de la sección bruta

En secciones rectangulares y secciones “T” con el ala en compresión, el acero mínimo exigido por la Norma Peruana, viene dado por:

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

Asimismo, para losas macizas y zapatas el acero mínimo de flexión que se debe colocar en la zona de momento positivo, se le denomina acero de temperatura y retracción, el cual viene dado por la siguiente expresión:

$$Asmin = 0.0018 * b * h$$

donde “h” es el peralte de la losa, y este Asmin no debe superar tres veces el espesor de la losa ni de 0.40m. (SENCICO, 2009, pág. 77)

5.3. Diseño por cortante

La resistencia al corte de una sección(Vn) viene dada por el aporte de la resistencia al corte del concreto(Vc) y la resistencia aportada por el acero de refuerzo(Vs).

El aporte del concreto(Vc) para el caso de flexión simple viene dado por:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

En el caso de elementos sometidos a fuerza axial elevada en compresión (columnas), la resistencia del concreto deberá calcularse con la siguiente expresión:

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

Mientras que, para elementos sometidos a una carga en tracción elevada, se debe emplear la siguiente expresión:

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

Donde “Ag” es el área gruesa de la sección transversal en cm², y “Nu” es la carga axial en kgf.

En este proyecto se usarán estribos cerrados como refuerzo para resistir las fuerzas cortantes que se presenten en los elementos. Además, la fuerza cortante que se empleará para el diseño será la fuerza cortante reducida a una distancia “d (peralte efectivo)” medida desde la cara del apoyo.

Las ecuaciones de diseño a emplearse son las siguientes:

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

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

donde:

- V_s =resistencia al corte suministrado por el refuerzo
- V_u =fuerza cortante última medida a “d” de la cara del apoyo
- V_c =resistencia al corte suministrado por el concreto
- s =espaciamiento máximo entre cada estribo
- ϕ = factor de reducción por fuerza cortante ($\phi=0.85$)
- A_v =área de estribo

La Norma adicionalmente exige para los estribos, que:

- Si $V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$... entonces $s \leq 0.60m$ o $s \leq \frac{d}{2}$
- Si $V_s \geq 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$... entonces $s \leq 0.30m$ o $s \leq \frac{d}{4}$

Cuando la fuerza cortante V_u se encuentre dentro de $0.5 * \phi * V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, deberá colocarse estribos mínimos de acuerdo al mayor de los siguientes valores:

$$s_{max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * bw * \sqrt{f'c}}$$

$$s_{max} = \frac{A_v * f_y}{(3.5 * bw)}$$

Asimismo, en secciones donde no se requiera colocar estribos debido a que el concreto pueda resistir íntegramente los esfuerzos cortantes, deberá colocarse estribos mínimos para facilitar el armado de la sección y además brindar ductilidad a la sección.

En losas aligeradas no se colocan estribos de refuerzo por fuerza cortante, pero se deben realizar ensanches corridos o alternados por fuerza cortante en el caso de que $\phi V_c \leq V_u$. Para losas aligeradas

y nervadas según la Norma Peruana , se permite un incremento del 10% en V_c . (Ottazzi Pasino, 2016, pág. 343)

5.4. Diseño por flexocompresion

Acero mínimo: La cuantía mínima requerida por la Norma Peruana es del 1% del área gruesa de la sección transversal, esto se debe a que el concreto en compresión se ve bajo la acción de cargas sostenidas, lo cual origina creep o flujo plástico.

$$\rho_{min} = 0.01A_g$$

Acero máximo: En elementos con responsabilidad sísmica, la Norma Peruana limita el acero máximo al 6% del área gruesa de la sección transversal del elemento; asimismo se establece este límite con el fin de evitar congestionamientos del refuerzo.

$$\rho_{max} = 0.06A_g$$

Debido a que las secciones transversales de todas las columnas de la edificación son cuadradas o rectangulares, el número mínimo de barras que debe ir en cada una de estas es de 4. Asimismo, el tamaño mínimo de las columnas de nuestra edificación es de 25cm de ancho, esto se debe a que la edificación en estudio se ve afectada por sollicitaciones sísmicas.

Para el análisis y diseño de columnas se usarán los diagramas de interacción, los cuales describen completamente la resistencia de una sección sometida a flexocompresion.

Un diagrama de interacción, se define como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momentos flectores que agotan la capacidad de la sección. Estos suelen construirse variando la posición del eje neutro, para cada valor asumido de este, se calcula su resistencia nominal asociada. (Ottazzi Pasino, 2016, pág. 388).

En la figura 5.2 se presenta el diagrama de interacción de diseño para una columna con estribos.

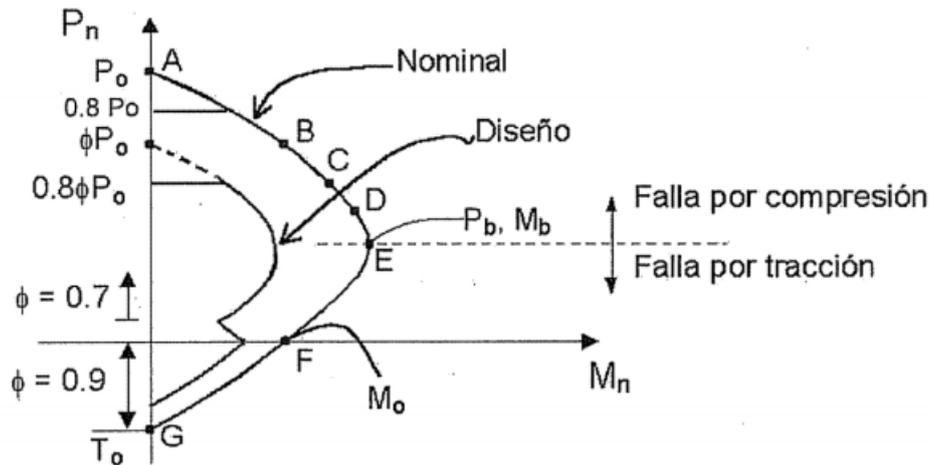


Figura 5.2. Diagrama de interacción de diseño para una columna con estribos.

Tomado de “Apuntes del curso Concreto Armado 1”, Ottazzi(Lima),2016.

A continuación, se detallarán algunos de los puntos notables presentes en dicho diagrama.

- Punto A: Falla en compresión pura
- Punto B: Limite a partir del cual la sección se agrieta
- Punto C: Esfuerzo cero en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión.
- Punto D: Esfuerzo en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión equivalente al 50% del de fluencia.
- Punto E: Punto de falla balanceada.
- Punto F: Falla en flexión pura
- Punto G: Falla en tracción pura.

(Ottazzi Pasino, 2016, pág. 389)

Como el edificio en análisis solo tendrá columnas con estribos, la carga axial se limitará a $0.80\phi P_o$, donde el valor de ϕ es igual a 0.70. Asimismo, si los valores obtenidos del análisis estructural y luego de haber aplicado las combinaciones de cargas (P_u, M_u), resultan fuera del rango del Diagrama de Interacción, se deberá incrementar la cuantía de acero presente en dicha sección hasta que se satisfaga esta condición.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

6.1. Consideraciones para el diseño

Además de las consideraciones que se deben tener para realizar el diseño por flexión y fuerza cortante, se debe tener en cuenta algunos requerimientos adicionales para el diseño y armado de losas aligeradas unidireccionales y losas macizas. A continuación, se detallan algunas consideraciones que se han tenido para ambos elementos estructurales.

6.1.1. Consideraciones para losas aligeradas:

Se han considerado viguetas típicas que están espaciadas cada 40 cm, medida sobre la cual se realizó el metrado de cargas gravitatorias para el análisis de estas. Asimismo, la losa por tener un espesor de 25 cm, esta cuenta con un peso por m² de área de 350 kg/m². Para el diseño de una vigueta típica de este aligerado, se consideró una sección T para el diseño por flexión positiva y una sección rectangular para el diseño por flexión negativa. El diseño por fuerza cortante se realizó comprobando que las fuerzas cortantes últimas sean menores que la resistencia a cortante suministrada por el concreto de la sección T, si estos valores fuesen mayores que el ϕV_c suministrado por el concreto, entonces se procede a realizar ensanches alternados a los lados del apoyo para poder cubrir la demanda de fuerza cortante y lograr un comportamiento satisfactorio. En caso no se cumpla la demanda por fuerza cortante así se haya realizado el ensanche, se deberá aumentar la resistencia f'_c del concreto, o modificar las dimensiones de la sección vigueta o aumentar el peralte del aligerado.

A continuación, se detallan las propiedades de una sección T de una vigueta típica, así como la resistencia al corte suministrado por el concreto de una sección T.

- $b_f=40$ cm
- $b_w=10$ cm
- $h_f=5$ cm
- $h=25$ cm
- $d=22$ cm
- $\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1.5798$ tn

Finalmente, perpendicularmente al acero por flexión colocado en cada vigueta, se colocó acero de temperatura de $\phi 1/4'' @ 25$ cm para ayudar a controlar retracciones por temperatura.

6.1.2. Consideraciones para losas macizas:

La norma E.0.60 pide que se coloque un acero mínimo de $0.0018bh$, el cual ayudara a controlar contracciones por temperatura. La losa maciza en nuestra edificación es de 20 cm de espesor, por lo cual para el diseño por flexión se tomarán secciones rectangulares de $100\text{cm} \times 20\text{cm}$ y se realizara el diseño del refuerzo para esta sección. Asimismo, para el diseño por fuerza cortante de una losa maciza, el concreto es el encargado de proveer la resistencia para poder soportar las fuerzas cortantes provenientes de la estructura. A continuación, se muestra la resistencia al corte suministrado por el concreto

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 17 * 100 = 11.10 \text{ tn/m}$$

6.2. Ejemplo de diseño de losa aligerada

A continuación, se presentará el diseño de una vigueta típica ubicada entre los ejes B-C, la cual tiene una s/c de diseño 300 de kg/m^2 la cual corresponde a la suma de una s/c para oficinas de 250kg/m^2 y una s/c de 0.50kg/m^2 correspondiente a tabiquería móvil presente en la estructura.

El analisis estructural de la vigueta se realizo considerando la posible alternancia de cargas vivas presentes en la edificacion, es por este motivo que se decidio realizar una comparacion entre las fuerzas internas resultantes de aplicar el metodo de los coeficientes y de emplear un modelo matematico en el software SAP2000 en el cual se definiran los distintos casos de alternancia de sobrecarga y donde finalmente se creara la envolvente de fuerzas, de la cual se tomaran los valores maximos de la envolvente para el diseño.

Los resultados de estos analisis se presentan a continuacion en la tabla 6.1.

Tabla 6.1: Comparación de momentos entre distintos métodos.

METODO DE COEFICIENTES												
M2-	M23+	M3-	M34+	M4-	M45+	M5-	M56+	M6-	M67+	M7-	M78+	M8-
0.62	1.35	1.61	1.10	1.35	0.93	1.35	0.93	1.35	0.93	1.48	1.35	0.62
MOMENTOS DEL SAP2000												
M2-	M23+	M3-	M34+	M4-	M45+	M5-	M56+	M6-	M67+	M7-	M78+	M8-
0	1.45	1.65	1.04	1.2	0.9	1.32	0.97	1.04	0.83	1.51	1.48	0

Como se puede apreciar no existe una diferencia muy significativa entre los valores de los momentos obtenidos para cada uno de los casos de análisis. La única diferencia radica en que el método de coeficientes considera un momento negativo de $\frac{1}{24} wul^2$ en los apoyos de los extremos mientras que en el modelo computacional no se ha considerado y es por eso que los momentos positivos en los tramos extremos salen mayores que los del método de coeficientes.

Debido a que no se presentan variaciones significativas en los resultados, se optó por diseñar el aligerado con las fuerzas internas provenientes del SAP2000, pero considerando que existirá un pequeño momento negativo en los extremos, el cual se cubrirá colocando acero mínimo en estos extremos.

En la figura 6.1 y 6.2 se muestran las envolventes de momento flector y fuerza cortante obtenidas del programa.

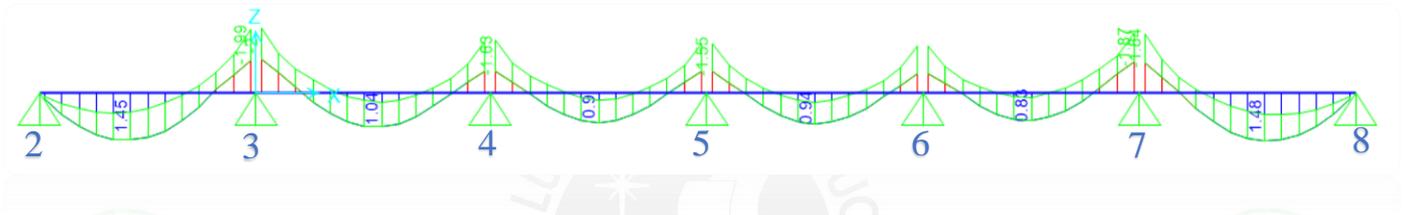


Figura 6.1. Envolvente de momentos flectores para una viga. (Fuente: Propia)

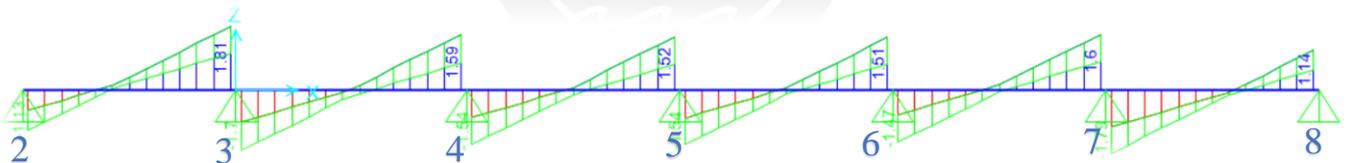


Figura 6.2. Envolvente de fuerzas cortantes para una viga. (Fuente: Propia)

Para el diseño por flexión de una viga típica se considero una sección T con las características geométricas que ya se detallaron previamente en el acápite 6.1. Primeramente, se calculo el valor de “a”, enseguida con los valores de los Mu_{\pm} se determino el área de acero requerido tanto para flexión positiva como para flexión negativa. Finalmente, con estos valores determinados se procedio a realizar el armado de cada sección longitudinal de la viga.

En la tabla 6.2 y 6.3 se muestra un resumen de las áreas de acero requerida para los momentos últimos por flexión negativa como positiva.

Tabla 6.2: Acero negativo instalado.

Mu- (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As (cm2)	As instalado (cm2)	ϕ *Mn instalado (ton*m)	Acero final
0.62	22	1.83	0.78	1.29	1	1 ϕ 1/2"
1.65	22	5.16	2.26	2.58	1.85	2 ϕ 1/2"
1.2	22	3.71	1.58	2	1.49	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
1.04	22	3.17	1.35	2	1.49	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
1.35	22	4.23	1.8	2	1.49	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
1.51	22	4.79	2.04	2	1.49	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
0.62	22	1.83	0.78	1.29	1	1 ϕ 1/2"

Tabla 6.3: Acero positivo instalado.

Mu+ (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As (cm2)	As instalado (cm2)	ϕ *Mn instalado (ton*m)	Acero final
1.35	20	1.08	1.84	2	1.47	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
1.1	20	0.88	1.49	2	1.47	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
0.93	22	0.67	1.14	1.29	1.05	1 ϕ 1/2"
0.97	22	0.77	1.31	1.29	1.05	1 ϕ 1/2"
0.83	22	0.67	1.14	1.29	1.05	1 ϕ 1/2"
1.35	20	1.08	1.84	2	1.47	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"

Una vez finalizado el diseño por flexión, se procedió a realizar la verificación por fuerza cortante para determinar si se requiere o no realizar ensanches en las viguetas. En la tabla 6.4 se muestra la comparación entre los valores de las cortantes últimas medidas a “d” de la cara del nudo con la resistencia nominal a fuerza cortante provista por el concreto.

Tabla 6.4: Valores de Vu vs ϕ Vc.

Nudo	Vu	ϕ Vc
23	1.30	1.58
32	1.49	1.58
34	1.41	1.58
43	1.41	1.58
45	1.30	1.58
54	1.30	1.58
56	1.30	1.58
65	1.30	1.58
67	1.30	1.58
76	1.30	1.58
78	1.50	1.58
87	1.30	1.58

Como se puede observar de la tabla 6.5, los valores de ϕV_c son mayores a las fuerzas cortantes últimas provenientes del análisis estructural, por ende, se concluye que la sección es capaz de resistir íntegramente las sollicitaciones por fuerza cortante.

Finalmente, para verificar la durabilidad y funcionalidad del aligerado en análisis, se procedió a comprobar que la suma de deflexiones por carga muerta y por carga viva no excedan los valores máximos fijados por la Norma E.0.60. Es de suma importancia que este límite se cumpla para evitar que se presenten daños en elementos no estructurales presentes en la edificación, así como evitar una mala percepción de la calidad de la estructura en las personas si se encontraran flechas visibles ante los ojos de estas.

En la tabla 6.5 se muestran las deformaciones obtenidas debido a las cargas actuantes en servicio, asimismo se muestra una comparación frente a las deflexiones máximas permisibles. Los valores de deflexión por carga muerta y carga viva se obtuvieron del software ETABS luego de haber realizado el análisis por cargas de servicio, mientras que el valor de la deflexión máxima permisible fue obtenido dividiendo el valor de la longitud del tramo en análisis entre 360.

Tabla 6.5: Tabla comparativa entre deflexiones.

TRAMO	LONGITUD DE TRAMO	DEFLEXION POR CARGA MUERTA	DEFLEXION POR CARGA VIVA	DEFLEXION TOTAL EN SERVICIO	DEFLEXION MAXIMA PERMISIBLE
1	5.7	0.00161	0.001001	0.002611	0.011875
2	6.2	0.000512	0.00095	0.001462	0.01291667
3	5.7	0.000378	0.000705	0.001083	0.011875
4	5.7	0.000497	0.000694	0.001191	0.011875
5	5.7	0.000196	0.000715	0.000911	0.011875
6	5.7	0.00126	0.000912	0.002172	0.011875

Como se puede apreciar todos los valores obtenidos para las deflexiones en servicio son menores que las deflexiones máximas permisibles por la Norma E.0.60. Puede concluirse que el diseño y desempeño del elemento es satisfactorio.

Como conclusión final se presentará una vista en planta del armado de un sector del techo en análisis. En la figura 6.3 se muestra 2 paños del tramo del aligerado en análisis correspondiente al eje B-C y 6-8.

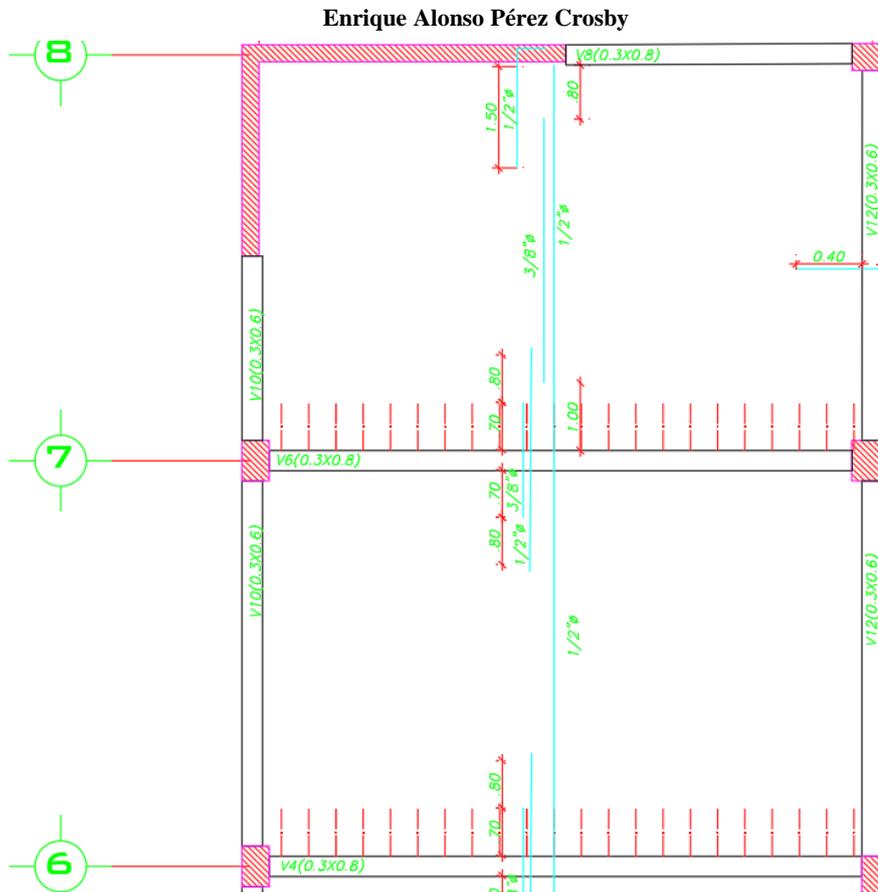


Figura 6.3. Vista en planta de un sector de encofrado de piso típico. (Fuente: Propia)

6.3. Ejemplo de diseño de losa maciza

Se realizará el análisis y diseño de una losa maciza armada en 2 direcciones correspondiente a un paño de un baño ubicado entre los ejes C-D,2-3. El análisis y obtención de momentos máximos y mínimos se realizó mediante el uso del software SAP 2000. En este software se realizó el análisis mediante elementos finitos de un paño de losa, a la cual se le asignó sus condiciones de borde, las cuales fueron: apoyado en 3 lados y empotrado en 1 de sus lados. Asimismo, se le asignó la carga última amplificada con lo cual el programa calculó los momentos últimos a ambos extremos y centro del paño en análisis. El diseño se realizó considerando una sección íntegra de concreto de 100cm x 20cm.

En la tabla 6.6 se muestra las cargas gravitatorias actuantes sobre la losa maciza.

Tabla 6.6: Metrado de cargas de losa maciza.

Cargas muertas			Cargas vivas		
peso propio	0.48	tn/m ²	s/c oficinas	0.25	tn/m ²
piso terminado	0.1	tn/m ²	s/c tabiquería móvil	0.05	tn/m ²
Wmtotal=	0.58	tn/m²	Wvtotal=	0.3	tn/m²
		Wservicio=	0.88	tn/m ²	
		Wultima=	1.322	tn/m ²	

En la figura 6.4 se presenta la distribución de momentos últimos en la dirección X-X.

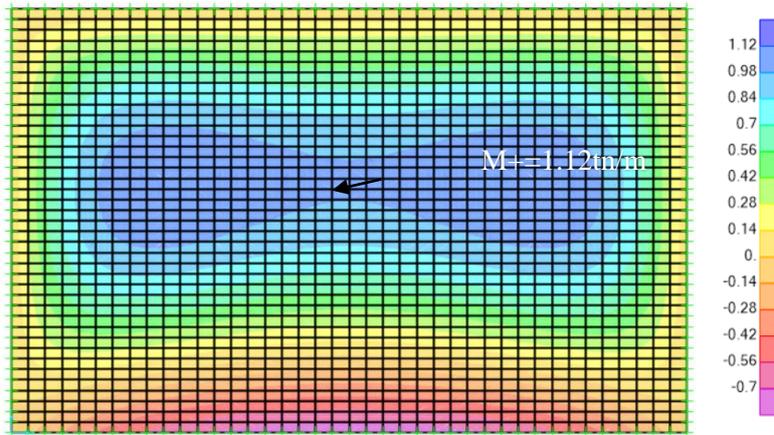


Figura 6.4. Distribución de momentos en X-X. (Fuente propia).

El valor máximo obtenido para momentos positivos fue:

$$M_{max}(\text{centro del paño}) = +1.12 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Los valores de los momentos en los apoyos extremos (X-X) fueron casi nulos, por ende para dichos extremos se colocará solo el acero mínimo exigido para losas macizas ($A_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$).

En la figura 6.5 se muestra la distribución de momentos últimos en la dirección Y-Y.

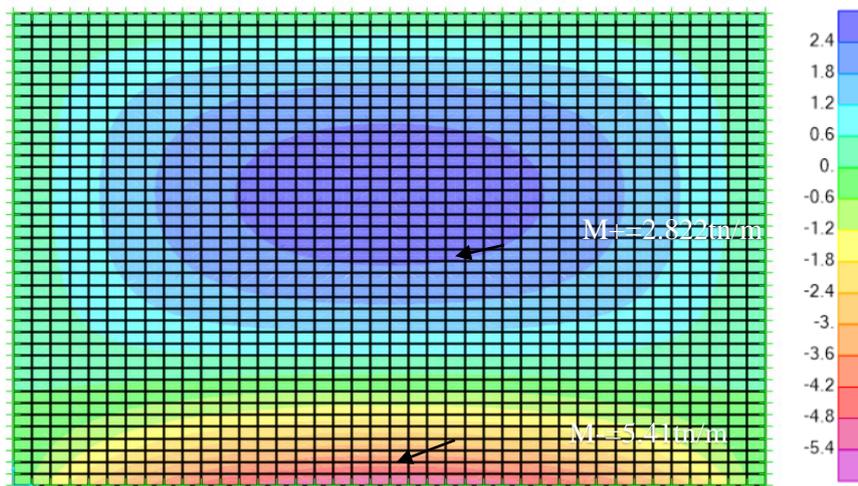


Figura 6.5. Distribución de momentos en Y-Y. (Fuente propia).

Los valores máximos obtenidos para momentos positivos como negativos del análisis fueron los siguientes:

$$M_{max\ positivo} = +2.822\ tn * m$$

$$M_{max\ negativo(empotramiento)} = -5.41\ tn * m$$

En la tabla 6.7 se muestra el área de acero requerido y área de acero instalado para las solicitaciones actuantes en Y-Y.

Tabla 6.7: Acero requerido e instalado en Y-Y.

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As req (cm2)	As instalado (cm2)	φ*Mn instalado (ton*m)	Mn instalado (ton*m)
-5.41	17	2.11	8.98	10	5.98	6.64
+2.822	17	1.07	4.53	4.97	3.08	3.42

Finalmente, el armado final que se adopto fue colocar una malla de acero positivo de 3/8" φ @ 15 cm y para el refuerzo negativo colocar 1/2 "φ @ 20 cm + bastones de 3/8" @ 20 cm.

Asimismo, para el refuerzo en la dirección X-X como se obtuvieron valores de momento que no generaban mucha demanda de acero instalado, se optó por colocar el acero mínimo tanto en los apoyos extremos como para la malla de refuerzo positiva.

En la tabla 6.8 se muestra el área de acero requerido para las solicitaciones actuantes en X-X.

Tabla 6.8: Acero requerido e instalado en X-X.

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As req (cm2)	As instalado (cm2)	φ*Mn instalado (ton*m)	Mn instalado (ton*m)
+1.12	17	0.42	1.76	3.87	2.42	2.69

Como se aprecia los valores requeridos son menores al acero mínimo, por ende, se optó por colocar el acero mínimo tanto para flexión positiva como negativa.

El armado final en la dirección X-X fue el siguiente:

Se colocó una malla positiva de 1/2" φ @ 30 cm y para el refuerzo negativo se colocó acero de 3/8" φ @ 25 cm.

Posteriormente, se procedió a verificar que la sección pudiese resistir los esfuerzos cortantes que se presentaban en la losa. Vale mencionar que las losas macizas no llevan refuerzo por fuerza cortante, si por cualquier motivo el valor de Vu resultase mayor a φVc, se debería incrementar el valor de f'c o aumentar de peralte a la sección.

La resistencia al corte suministrado por el concreto es la siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ tn}$$

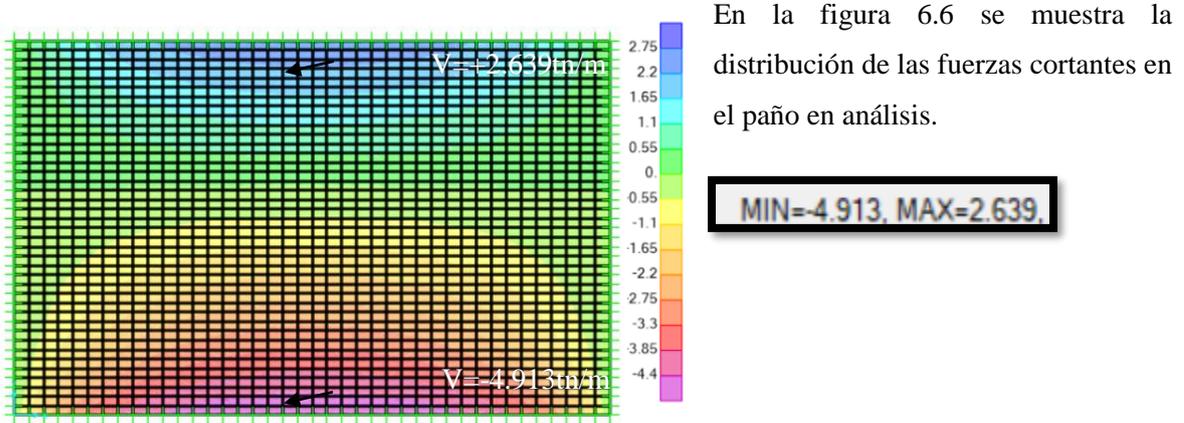


Figura 6.6.Distribucion de fuerzas cortantes. (Fuente propia).

Se puede concluir que el diseño es satisfactorio ya que se cumple que la seccion de concreto puede resistir holgadamente los esfuerzos de corte generados sin necesidad de incrementar el $f'c$ o aumentar el espesor de la losa.

En la figura 6.7 se muestra el armado final del paño de losa maciza perteneciente a un baño.

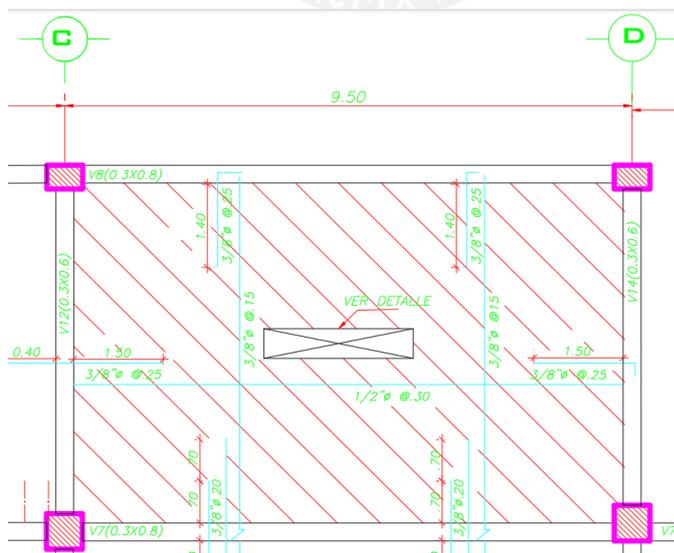


Figura 6.7.Armado final de paño de baño. (Fuente propia).

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

En el presente capítulo se desarrollará el análisis y diseño de las vigas principales y secundarias presentes en la edificación. Las vigas secundarias, las que no llevan sismo, son las vigas de las escaleras, vigas de ascensores y vigas chatas. Dichos elementos se diseñarán únicamente con la amplificación de cargas correspondientes a las cargas de servicio gravitatorias ($1.4C_M + 1.7C_V$) y siguiendo la metodología del diseño por resistencia que se ha venido aplicando en el desarrollo de la presente tesis. La única variante que se presenta en el diseño de estos elementos es que, para el diseño por fuerza cortante, este se realizó de forma convencional y no aplicando el diseño por capacidad que exige la Norma para vigas que trabajan para sismo.

Las vigas con responsabilidad sísmica se diseñarán tomando en cuentas los valores máximos y mínimos correspondientes a la envolvente de diseño definida y siguiendo la metodología del diseño por resistencia que se ha venido aplicando en el desarrollo de la presente tesis. Para el diseño por fuerza cortante se realizará el diseño por capacidad que exige la Norma E.0.60. Finalmente, se verificará que las vigas cumplan las exigencias de ductilidad y confinamiento exigidas por la Norma.

7.1. Ejemplo de diseño de viga secundaria

Primeramente, se realizó el metrado de cargas actuantes sobre la viga. A continuación, se procedió a realizar el análisis estructural de fuerzas internas de la viga considerando ambos extremos simplemente apoyados. Después de esto, con los momentos últimos positivos se procedió a calcular el área de acero requerido para momento positivo y el acero mínimo correspondiente para el acero de refuerzo negativo. Una vez realizado el armado por flexión de la viga, se procedió a colocar el refuerzo por fuerza cortante en la viga.

En la figura 7.1 se muestra en planta a la viga en análisis.

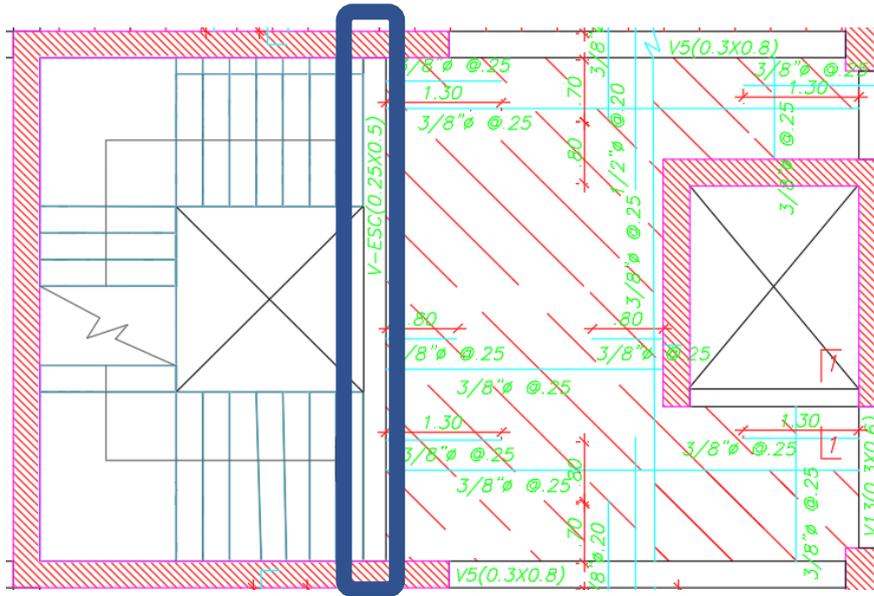


Figura 7.1. Viga de escalera en análisis. (Fuente propia).

En la figura 7.2 se muestra el área tributaria considerada para realizar el metrado de cargas correspondiente a la viga V-ESC, además de dichas cargas se consideró también el peso propio de la viga.

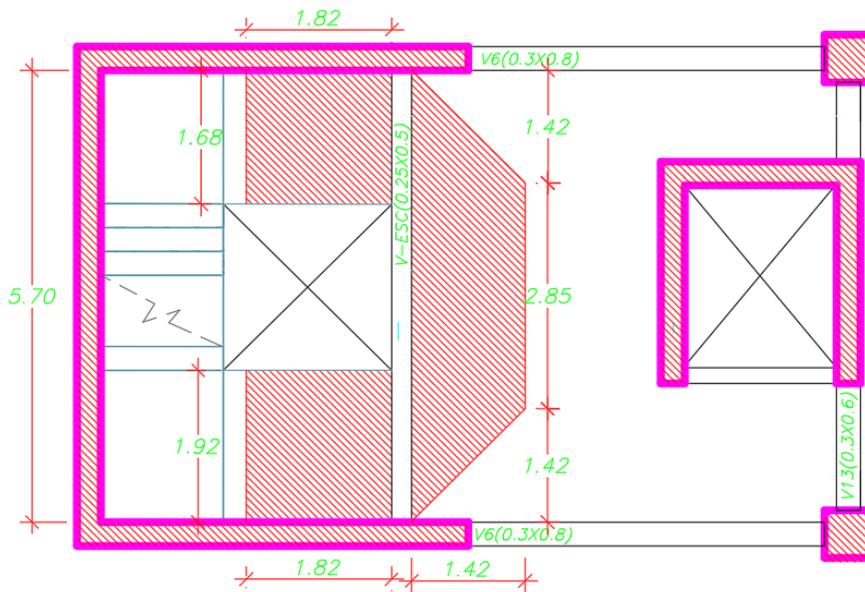


Figura 7.2. Área tributaria de viga en análisis. (Fuente propia).

En las figuras 7.3 y 7.4 se aprecian los diagramas de fuerza cortante y momento flector para una combinacion de cargas ultimas.

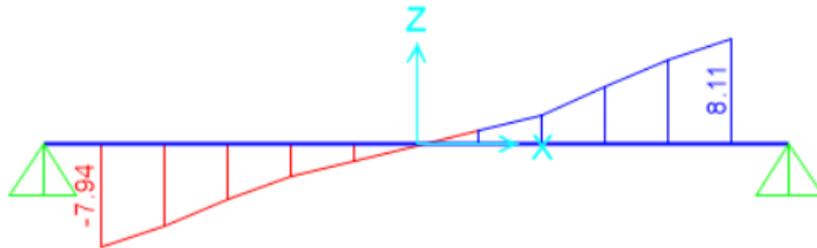


Figura 7.3. Diagrama de fuerzas cortantes (tn). (Fuente propia).

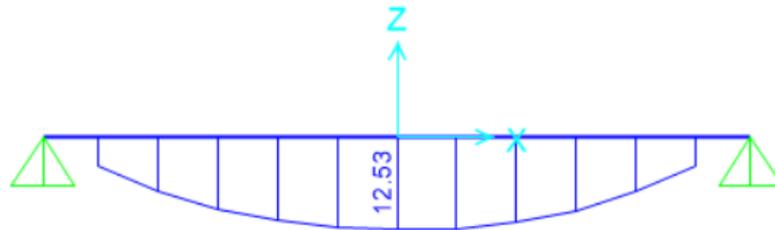


Figura 7.4. Diagrama de momentos flectores (tn*m). (Fuente propia).

Con los valores provenientes de los diagramas se procedió a calcular el área de acero requerido para poder satisfacer las necesidades demandadas. En la tabla 7.1 se muestra el área de acero instalado para las solicitaciones demandadas.

Tabla 7.1: Acero requerido e instalado

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As req (cm ²)	As instalado (cm ²)	ϕ^*Mn instalado (ton*m)	Mn instalado (ton*m)
12.53	44	2.64	17.53	7.78	8.26	8.52	12.88	14.31

Finalmente, se decidió emplear para el refuerzo positivo 2 aceros corridos de $\phi 3/4"$ y un bastón de $3/4"$ ϕ ; mientras que para el refuerzo negativo se emplearan solamente 2 barras de $5/8"$ ϕ corridos. Estos refuerzos cumplen con ser mayores al acero mínimo exigido (2.64cm²) y de satisfacer los requerimientos por flexión.

Para el diseño por fuerza cortante, del análisis estructural se extrajo el valor de la mayor fuerza cortante actuante a “d” de la cara de los apoyos. Con dicho valor se realizó la comparación con el ϕV_c aportado por el concreto y se calculó el “Vs” requerido por los estribos. Con dicho valor de “Vs” se calculó el espaciamiento requerido para cada estribo.

En la tabla 7.2 se muestra un resumen de los valores obtenidos para el diseño por fuerza cortante.

Tabla 7.2: Solicitaciones por fuerza cortante.

V_{diseño}(tn)	8.11
ϕV_c(tn)	7.18
V_s(tn)	1.09
V_{slim}(tn)	17.53
s1 (cm)	240.15
s2(cm)	22.00

Como puede apreciarse el requerimiento por fuerza cortante prácticamente el concreto soporta todo. Sin embargo, se colocarán estribos mínimos para facilitar el armado de la viga y optimizar los procesos constructivos. El corte de fierro para el bastón positivo se hizo tomando una longitud mayor a la suma de la longitud desarrollo recta del acero de 3/4" ϕ y el peralte efectivo de la viga rectangular.

Finalmente, se colocaron estribos de 3/8" ϕ @ 20 cm. En la figura 7.5 se muestra una elevación con el armado final de la viga.

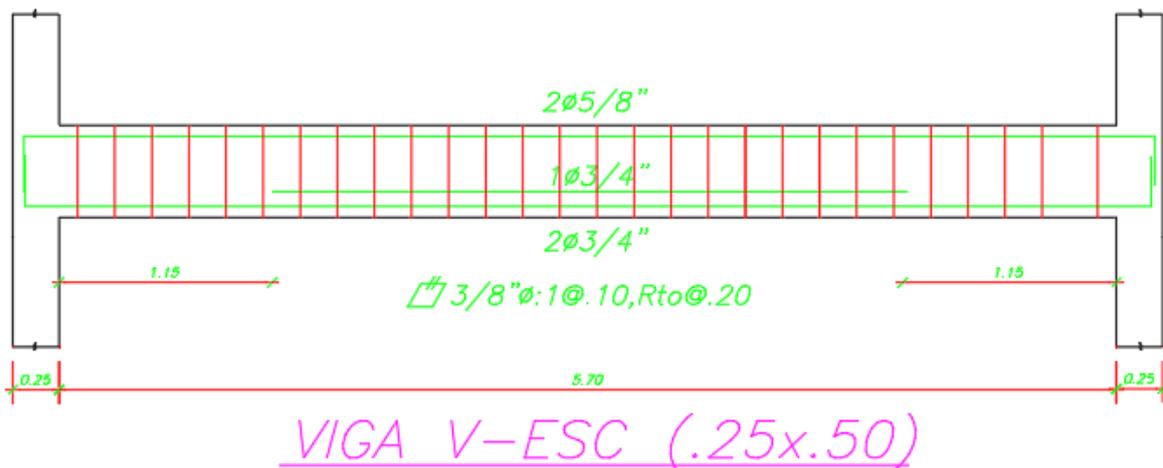


Figura 7.5. Viga de escalera V-ESC. (Fuente propia).

7.2. Ejemplo de diseño de viga principal

En la figura 7.6 se muestra la ubicación en planta de la viga sísmica V-4



Figura 7.6. Ubicación en planta de la viga V4 (Fuente: Propia).

Primeramente, se procedió a realizar el metrado de cargas de la viga en análisis. Las cargas consideradas para el análisis son las cargas gravitatorias y el sismo. A continuación, se procedió a realizar la idealización de la viga V-4. Se consideró una viga bi-empotrada en sus extremos con todas las cargas actuantes vertical y horizontalmente. En la figura 7.7 se muestra una vista en elevación de la idealización de la viga V-4

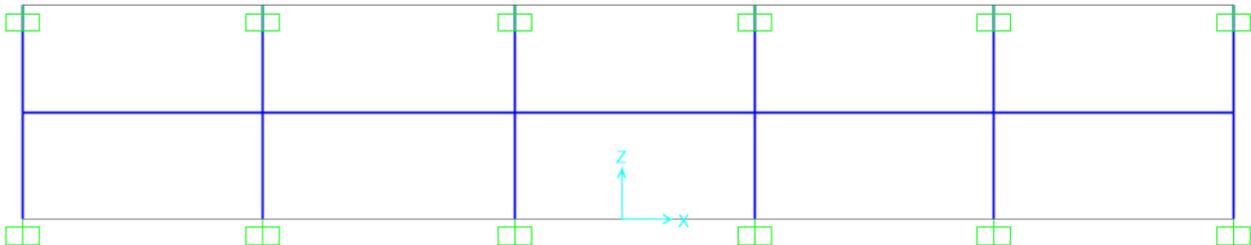


Figura 7.7. Idealización de viga V4(Fuente: Propia).

En la figura 7.8 se muestra la envolvente de momentos flectores correspondientes a la viga V-4 en todo el edificio.

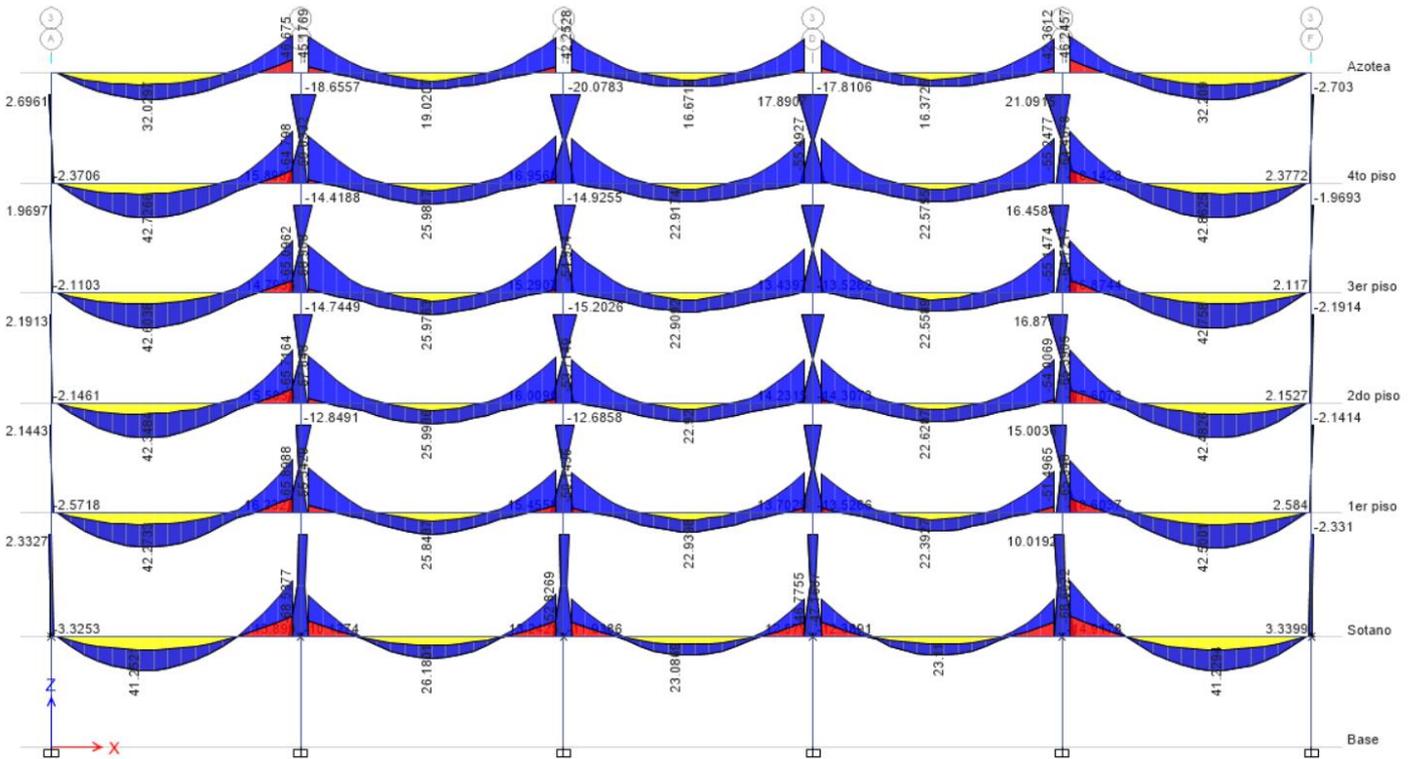


Figura 7.8. Envolvente de momentos flectores (Fuente: Propia).

Una vez obtenidos los valores máximos correspondientes al momento flector positivo y negativo, se procedió a realizar el diseño por flexión de la viga V-4.

Se elaboró la siguiente tabla resumen, en la cual se muestra los resultados obtenidos por flexión, así como el área de acero instalada tanto para flexión positiva como negativa.

Tabla 7.3: Acero instalado en viga V-4.

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	As min (cm2)	As max (cm2)	a (cm)	As req (cm2)	As instalado (cm2)	ϕ *Mn instalado (ton*m)	Mn instalado (ton*m)	#Barras de acero
42.72	74	5.33	35.38	13.15	16.76	18.14	45.86	50.96	3 ϕ 1"+1 ϕ 3/4"
25.98	74	5.33	35.38	7.68	9.8	10.2	26.99	29.99	2 ϕ 1"
22.9	74	5.33	35.38	6.73	8.58	10.2	26.99	29.99	2 ϕ 1"
22.57	74	5.33	35.38	6.63	8.45	10.2	26.99	29.99	2 ϕ 1"
42.86	74	5.33	35.38	13.19	16.82	18.14	45.86	50.96	3 ϕ 1"+1 ϕ 3/4"
-64.798	74	5.33	35.38	21.21	27.04	28.34	67.37	74.86	5 ϕ 1"+1 ϕ 3/4"
-58.83	74	5.33	35.38	18.91	24.11	25.5	61.69	68.54	5 ϕ 1"
-55.49	74	5.33	35.38	17.67	22.53	25.5	61.69	68.54	5 ϕ 1"
-64.46	74	5.33	35.38	21.08	26.87	28.34	67.37	74.86	5 ϕ 1"+1 ϕ 3/4"

Como se aprecia de la tabla 7.3 se decidió colocar 2 aceros corridos de $\varnothing 1"$ tanto para el refuerzo superior como inferior, el resto del refuerzo tanto positivo como negativo consistirá de bastones de refuerzo con un determinado diámetro según sea requerido.

Una vez culminado el diseño por flexión de la viga, se realizó la comprobación por ductilidad del acero instalado exigida por la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.4.3. En la tabla 7.4 se realiza la verificación de ductilidad para cada nudo de la sección de la viga.

Tabla 7.4: Requisitos de ductilidad instalada.

Nudo 1		
Mn-	Mn-/3	Mn+
29.99	10.00	50.96
Nudo 2		
Mn-	Mn-/3	Mn+
74.86	24.95	29.99
Nudo 3		
Mn-	Mn-/3	Mn+
68.54	22.85	29.99
Nudo 4		
Mn-	Mn-/3	Mn+
68.54	22.85	29.99
Nudo 5		
Mn-	Mn-/3	Mn+
74.86	24.95	29.99
Nudo 6		
Mn-	Mn-/3	Mn+
29.99	10.00	50.96

Como puede apreciarse de la tabla 7.4, las secciones de la viga en análisis cumplen con los requerimientos de ductilidad solicitados por la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.4.3.

Una vez realizada la comprobación de que el acero instalado por flexión es el correcto, se realizó el diseño por capacidad para fuerza cortante en vigas. El diseño por capacidad, así como el armado del refuerzo transversal de la viga se hizo siguiendo las recomendaciones que brinda la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.3 y 21.4.4.

Una vez calculada la fuerza cortante de diseño de la viga en cada tramo, se procedió a calcular el espaciamiento “s” requerido para el refuerzo transversal de la viga. Las expresiones empleadas para el cálculo de dicho espaciamiento ya se expusieron previamente en el capítulo 5 de la presente tesis.

Se decidió emplear estribos de $3/8" \varnothing$, los cuales contarán con un área “Av” igual a 1.42.

En la tabla 7.5 se muestra los espaciamientos “s” requeridos en cada tramo de la viga en análisis.

Tabla 7.5: Espaciamientos requeridos por fuerza cortante.

Vc(kg)=	17050.6								
Vc(tn)=	17.1								
Vs(tn)=	27.3	Vs(tn)=	24.8	Vs(tn)=	23.3	Vs(tn)=	23.4	Vs(tn)=	27.1
Av=	1.42								
s1(cm)=	16.2	s2(cm)=	17.8	s3(cm)=	19.0	s4(cm)=	18.8	s5(cm)=	16.3
Vslim=	35.39								

Como puede apreciarse debido a la variación que se presenta en la magnitud de la fuerza cortante de diseño en los distintos tramos de la viga, se presentan distintos espaciamientos “s” requeridos. Sin embargo, para facilitar el armado de dicha viga, se optó por colocar todo el refuerzo por fuerza cortante en la zona central de la viga al mismo espaciamiento “s”. El espaciamiento “s” a emplear en todas las zonas centrales de los distintos tramos de la viga es 15 cm.

Finalmente, para concluir con el diseño completo de la viga se procedió a calcular el espaciamiento requerido en las zonas de confinamiento de la viga según lo establece la Norma E.0.60.

En la figura 7.9 se muestra el armado final del tramo central correspondiente a la viga V-4.

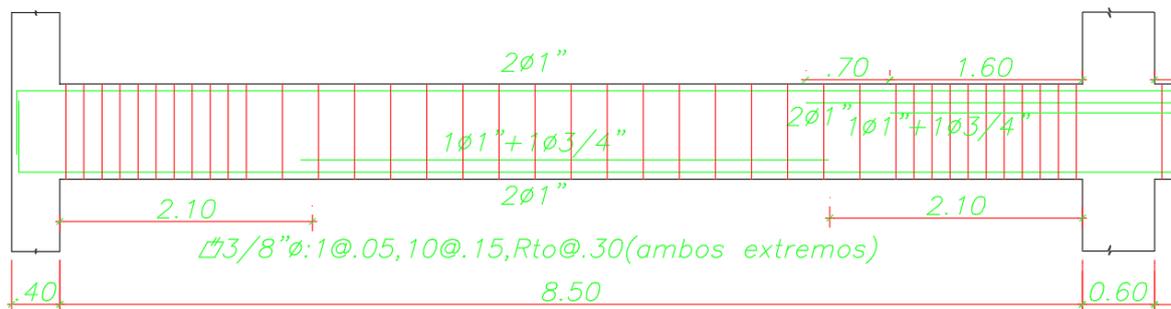


Figura 7.9. Tramo inicial de viga V-4. (Fuente: Propia).

La elevación completa de la viga V-4 junto a los detalles de las distintas secciones se mostrarán en los Anexos correspondiente a la presente tesis.

Por último, se realizó la verificación de que el parámetro “Z” en las diversas zonas de la viga no sobrepase el valor límite establecido por la Norma E.0.60 de 26,000 kg/cm.

En la tabla 7.6 se muestra el cálculo de todos los factores involucrados en la determinación del parámetro “Z”, asimismo se muestra el parámetro “Z” obtenido para cada tramo de la viga V-4.

Tabla 7.6: Control de fisuración en viga V-4.

PARAMETRO "Z"		1er	tramo de viga	v-4				2do	tramo de viga	v-4	
fs	2483.30684		Mservicio(kg*cm)	2811600			fs	1717.71772		Mservicio(kg*cm)	1716000
dc(cm)	6		As(cm2)	17			dc(cm)	6		As(cm2)	15
Act	135		d(cm)	74			Act	120		d(cm)	74
Z(kg/cm)	23097		X (centroide del acero de refuerzo)	9			Z(kg/cm)	15362		X (centroide del acero de refuerzo)	6
Zmax(kg/cm)	26000		bw(cm)	30			Zmax(kg/cm)	26000		bw(cm)	30
cumple?	cumple		#barras	4			cumple?	cumple		#barras	3

Puede concluirse que no se presentan problemas de fisuración en la viga V-4, así como en ninguna de nuestras vigas, ya que al igual que en la viga V-4 se realizó el cálculo de los parámetros “Z” y estos resultaron menores al valor máximo establecido por la Norma E.0.60.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

8.1. Ejemplo de diseño de columna

En el presente capítulo se desarrollará el diseño por flexo-compresión y fuerza cortante de 1 columna presente en la edificación en estudio. La columna a desarrollar a manera de ejemplo es la columna C-1 ubicada en la intersección de los ejes 4-D.

La metodología de diseño a emplear será el diseño por resistencia que establece la Norma E.0.60. Primeramente, se armará una sección tentativa con una cuantía de refuerzo que se encuentre dentro de los límites del 1-6% establecidos por la Norma E.0.60 y se construirá su diagrama de interacción con el refuerzo seleccionado. A continuación, se obtendrán los valores de todas las fuerzas internas presentes en la columna del programa ETABS provenientes de todas las combinaciones de carga establecidas por la Norma E.0.60. Luego de ello, se verificará que todos los valores de M_u y P_u provenientes de las combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama de interacción construido con la cuantía de refuerzo asumida inicialmente. Si alguno de estos valores no cumpliera con estar dentro del diagrama de interacción, se aumentará la cuantía de refuerzo progresivamente hasta que todos los pares de puntos se encuentren dentro del diagrama de interacción. Asimismo, si se tuviese una sección que se encuentre muy holgada respecto a las solicitaciones a las que se encuentra expuesta, se tratará de reducir en lo posible la cuantía de refuerzo asumida, de modo que se obtengan secciones lo más económicas posibles.

Una vez concluido el diseño por flexo-compresión, se procederá a realizar el diseño por fuerza cortante.

La fuerza cortante última de diseño se obtuvo según el artículo 21.4.3 de la Norma E.0.60.

Una vez calculada la fuerza cortante de diseño, se procedió a realizar el armado por fuerza cortante según lo establece la Norma en los artículos 21.4.5.3, 21.4.5.4 y 21.4.5.5.

En la figura 8.1 se muestra la localización en planta de la columna C-1.



Figura 8.1. Ubicación en planta de la columna C-1. (Fuente: Propia).

Primeramente, se realizó el diseño por flexo-compresión de la columna siguiendo todo lo indicado en el inicio del presente capítulo.

En el primer y segundo nivel de la columna, se asumió una cuantía del 1.4% del área bruta de la sección, con lo cual resultó un área requerida de acero de 50.4 cm². En dichos niveles se instaló un área de acero igual a 52.16 cm² (8ø1”+4ø3/4”). En la figura 8.2 se muestra la sección empleada, así como la distribución del acero longitudinal para la construcción del diagrama de interacción.

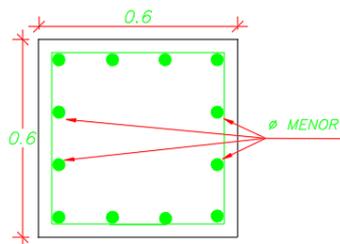


Figura 8.2. Columna C-1. (Fuente: Propia).

Una vez realizado el armado tentativo de la sección de la columna, se procedió a obtener las fuerzas provenientes de las combinaciones de cargas de todos los niveles. En la tabla 8.1 se muestra las fuerzas actuantes en la base de la columna C-1.

Tabla 8.1: Fuerzas actuantes en la base de la columna C-1.

	1ER PISO				
	P	V2	V3	M2	M3
1.4 cm+1.7 cv	371.8627	0.7554	0.4631	1.1384	1.7259
1.25(cm+cv)					
+Csx Max	157.9515	5.1716	1.2937	3.1355	12.7706
1.25(cm+cv)					
+Csx Min	163.1195	-4.584	-0.8568	2.5856	11.9386
1.25(cm+cv)					
+Csy Max	153.2893	1.4601	4.469	11.7464	3.3665
1.25(cm+cv)					
+Csy Min	167.7817	-0.8726	-4.032	11.1965	2.5345
0.9CM+CSx Max					
	310.1914	5.5052	1.4693	3.3508	13.2425
0.9CM+CSx Min					
	315.3594	-4.2504	-0.6812	2.3703	11.4666
0.9 cm +Csy Max					
	305.5292	1.7938	4.6446	11.9617	3.8384
0.9 cm +Csy Min					
	320.0216	-0.5389	-3.8564	10.9812	2.8004

Finalmente, se procedió a construir el diagrama de interacción de la columna y verificar que todos los pares (M_u ; P_u) provenientes de las combinaciones de cargas se encuentren contenidos en el área encerrada por este diagrama.

En las figuras 8.3 y 8.4 se muestran los diagramas de interacción para flexión biaxial de la columna C-1 correspondiente a los 2 primeros niveles.

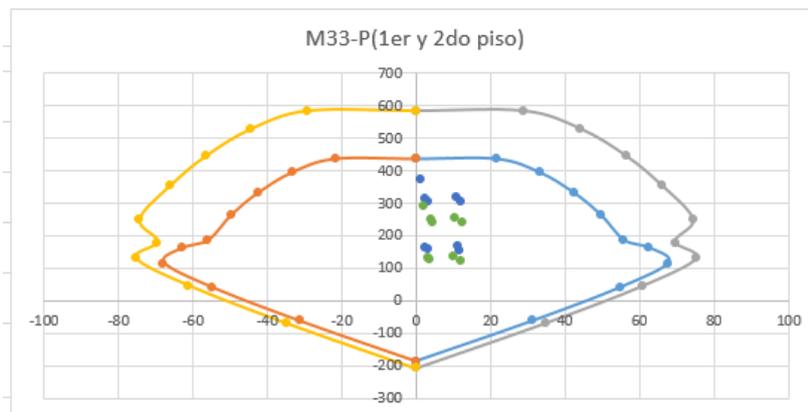


Figura 8.3. Diagrama de interacción P-M33. (Fuente: Propia).

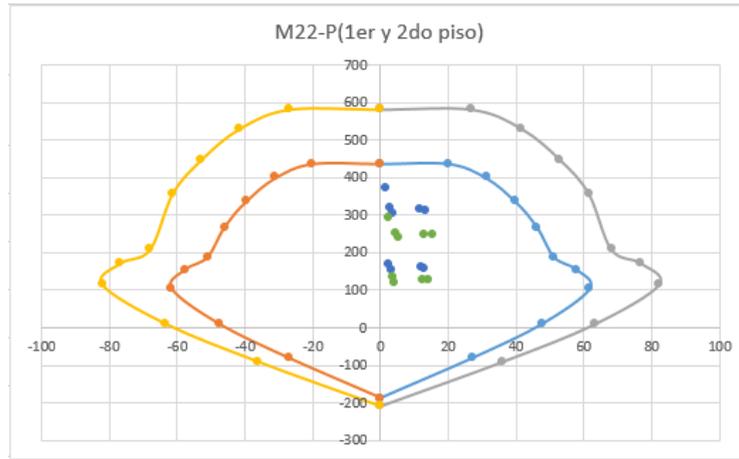


Figura 8.4. Diagrama de interacción P-M22. (Fuente: Propia).

Como puede apreciarse de los gráficos presentados anteriormente, todos los pares de valores P_u vs M_u provenientes de las distintas combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción de la columna, por ende, se puede concluir que el refuerzo longitudinal instalado cumple con las exigencias demandadas.

En los niveles superiores, como la demanda por cargas es menor, se optó por reducir la cuantía de refuerzo a un 1.1%, con lo que se requirió un área de acero igual a 39.6 cm². Finalmente, se optó por instalar un área igual a 43.12 cm²(4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4").

En las figuras 8.5 y 8.6 se muestra los diagramas de interacción correspondiente a los 3 últimos niveles.

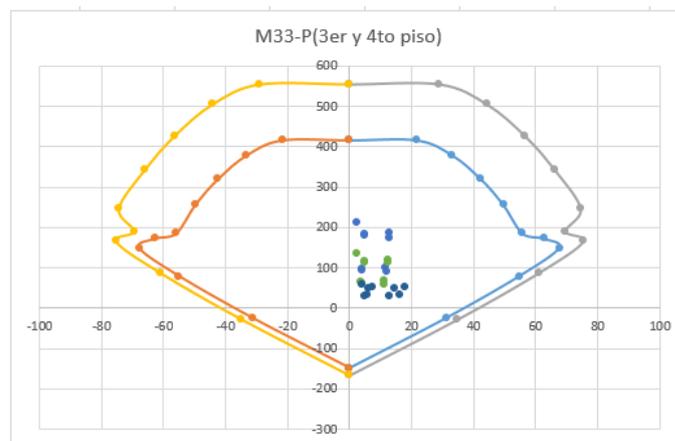


Figura 8.5. Diagrama de interacción P-M33. (Fuente: Propia).

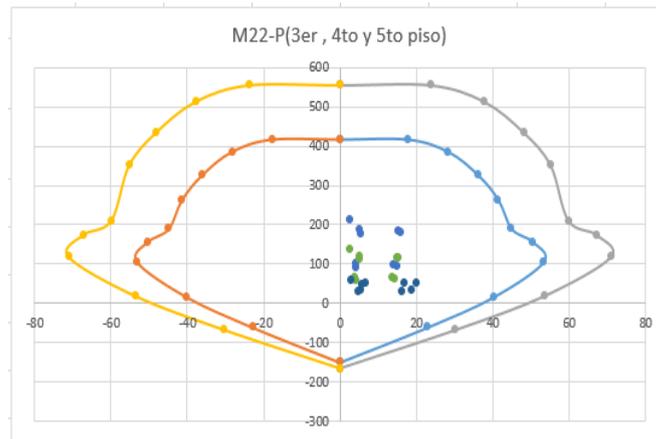


Figura 8.6. Diagrama de interacción P-M22. (Fuente: Propia)

Concluido el diseño por flexo-compresión de la columna en todos sus niveles, se procedió a realizar el diseño por fuerza cortante de la columna. Se siguió todo lo establecido en el numeral 21.4 de la Norma E.0.60 para el diseño y armado del refuerzo transversal de la columna.

Se usarán estribos de 3/8" en 2 ramas y un gancho de 3/8" para el armado del refuerzo transversal de la columna. En la figura 8.7 se muestra el armado final del refuerzo transversal para los 2 primeros niveles y para los 3 últimos niveles

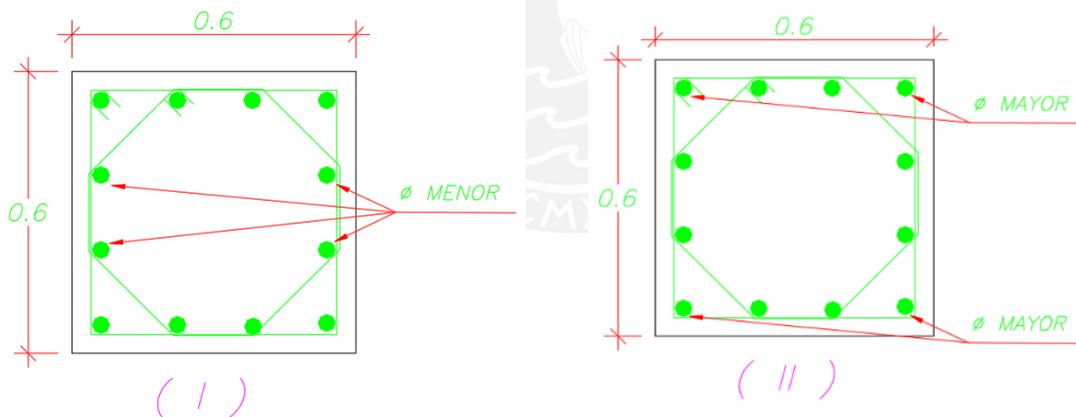


Figura 8.7. Distribución del refuerzo transversal en columna C-1. (Fuente: Propia)

En la tabla 8.2 se muestra un resumen del diseño por fuerza cortante para la zona central de la columna en el primer nivel (fuera de la zona de confinamiento).

Tabla 8.2: Espaciamiento requerido por capacidad en zona media de columna C-1 en el primer nivel.

1er nivel							
$P_u(\text{ton})$	$M_n(\text{tn}^*\text{m})$	$L_n(\text{m})$	$V_{u\text{max comb}}$	$V_u \text{ final}(\text{ton})$	ϕ_{vc}	$V_s(\text{ton})$	$s(\text{cm})$
371.8627	66.117	3.7	12.82	12.82	38.4923	-30.202706	-21.326301
157.9515	66.117	3.7	12.82	12.82	28.517368	-18.467492	-34.878152
163.1195	66.117	3.7	12.82	12.82	28.758358	-18.75101	-34.35079
153.2893	66.117	3.7	12.82	12.82	28.299964	-18.211723	-35.367989
167.7817	66.117	3.7	12.82	12.82	28.975762	-19.006779	-33.888541
310.1914	66.117	3.7	12.82	12.82	35.616494	-26.819405	-24.01664
315.3594	66.117	3.7	12.82	12.82	35.857484	-27.102923	-23.765407
305.5292	66.117	3.7	12.82	12.82	35.39909	-26.563636	-24.247885
320.0216	66.117	3.7	12.82	12.82	36.074888	-27.358692	-23.543231

Como puede apreciarse en la tabla 8.2, el espaciamiento requerido por fuerza cortante resulta en valores negativos o en valores de espaciamiento muy grandes, por ende, se optó por colocar los estribos espaciados cada 25 cm en la zona central. Dicho espaciamiento cumple con las exigencias requeridas en el acápite 21.4.5.4 de la Norma E.0.60.

Para el armado del refuerzo en la zona de confinamiento de la columna, se siguió lo establecido por la Norma E.0.60 en el acápite 21.4.5.3.

Finalmente, el armado final para estribos de 3/8" para los diferentes entrepisos de la columna C-1 fue el siguiente:

- 1er piso: 1@5cm, 5@10cm, rto@ 25 cm (en ambos extremos)
- Resto de entrepisos: 1@5cm, 5@10cm, rto@ 25cm (en ambos extremos)

Asimismo, el refuerzo transversal en los nudos viga-columna se colocó cada 15 cm, cumpliendo de esta forma lo establecido en el acápite 21.4.5.5 de la Norma E.0.60.

8.2. Ejemplo de diseño de muro de corte

En el presente capítulo se desarrollará a manera de ejemplo el diseño por flexocompresión y por capacidad de 1 placa presente en la edificación en estudio.

La placa a desarrollar en el presente capítulo es la placa PL-6 correspondiente al ascensor ubicados entre los ejes C-D, 5-6.

El análisis y diseño de dicha placa se realizará bajo los criterios de flexocompresión y de fuerza cortante por capacidad. Asimismo, se seguirá estrictamente los requerimientos solicitados por la Norma E.0.60 correspondiente a los capítulos 11 y 21 para el caso de muros estructurales.

En la figura 8.8 se muestra la ubicación en planta de la placa PL-6 correspondiente al ascensor oeste del edificio

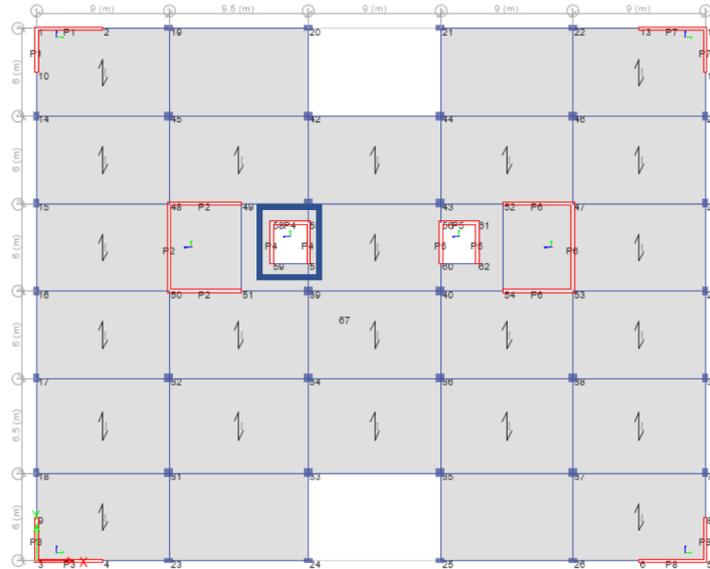


Figura 8.8. Ubicación en planta de placa PL-6. (Fuente: Propia)

Se trabajó con la totalidad de la placa puesto que el 10% de la altura total del edificio resultaba un valor muy cercano a la longitud total de la placa tanto en X como en Y. Es por dicho motivo que se decidió trabajar con la totalidad de la placa.

El dimensionamiento de los elementos de borde se realizó considerando un 15% de la luz libre en la dirección en la que se dimensionan los elementos de borde. El armado del refuerzo longitudinal en dichos núcleos se realizó partiendo de una cuantía tentativa mayor al 1% y menor al 4% para evitar congestionamiento del refuerzo. El valor final de la cantidad de acero presente en cada elemento de borde se basó primordialmente en que se satisfagan los requerimientos por flexocompresión actuantes en la placa, ya que estos son los que proveen la resistencia principal a flexocompresión de la placa.

La cuantía de acero instalada vertical y horizontalmente en el alma de la placa se realizó comparando el valor de la fuerza cortante última (V_u) en cada dirección con el valor de $0.27 * \sqrt{f'c} * Awd$. La Norma E.0.60 establece los siguientes límites de refuerzo distribuido:

Refuerzo vertical(ρ_v):

- $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw.. entonces \rho_v = 0.0015$
- $V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw.. entonces \rho_v = maximo(0.0025; 0.0025 + 0.5 * (2.55 - \frac{hm}{lm})(\rho_h - 0.0025))$

Refuerzo horizontal(ρ_h):

- $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw.. entonces \rho_h = 0.0020$
- $V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw.. entonces \rho_h = 0.0025$

Para el caso de análisis en X se obtuvo un valor de fuerza cortante ultima igual a 69.36 tn y para el caso de análisis en Y se obtuvo un valor de fuerza cortante ultima igual a 80.37 tn. Los valores obtenidos de $0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ tanto para el analisis en X como en Y son 32.64 tn y 36.56 tn. Como puede apreciarse los valores de V_u son mayores a los valores de $0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$, por lo tanto para ambas direcciones se consideró una cuantía mínima horizontal de 0.0025 y una cuantía mínima vertical distribuida de 0.0025.

Dichos valores de cuantía resultan en áreas de refuerzo distribuidos horizontal y vertical de 6.25 cm²/m, lo cual es equivalente a colocar 2 líneas de refuerzo distribuido vertical y horizontal de 3/8” @0.20 cm. Se partió de estos valores, y luego con los resultados obtenidos del diagrama de interacción se decidirá si se debe aumentar o no el área de refuerzo tanto para el refuerzo distribuido vertical como horizontal.

En la tabla 8.3 se aprecian las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga producto del análisis en el primer piso.

Tabla 8.3: Fuerzas actuantes en el primer nivel.

Load Case/Comb	FUERZAS PRIMER NIVEL				
	P tonf	Vy-y tonf	Vx-x tonf	My-y tonf-m	Mx-x tonf-m
1.4CM+1.7C V	471.024	1.8427	7.0257	33.8554	13.3552
0.9CM+CSx Max	225.0347	40.3299	66.4183	626.5467	220.7313
0.9CM+CSx Min	231.5396	-38.7605	-60.5253	628.2897	224.9168
0.9CM+CSy Max	219.205	159.9671	19.3967	165.4627	892.5611
0.9CM+CSy Min	237.3692	-158.3977	-13.5037	167.2057	896.7466
1.25CM+1.2 5CV+CSx Max	399.0414	41.0925	69.3599	625.5577	218.5884
1.25CM+1.2 5CV+CSx Min	405.5463	-37.9979	-57.5837	629.2787	227.0597
1.25CM+1.2 5CV+CSy Max	393.2118	160.7297	22.3383	164.4737	890.4182
1.25CM+1.2 5CV+CSy Min	411.376	-157.6351	-10.562	168.1947	898.8895

Con la ayuda del software ETABS 2016 se construyó el diagrama de interacción del muro de corte tanto en el eje X como en el eje Y. En las figuras 8.9 y 8.10 se muestran los diagramas de interacción obtenidos junto a los pares de las combinaciones de carga.

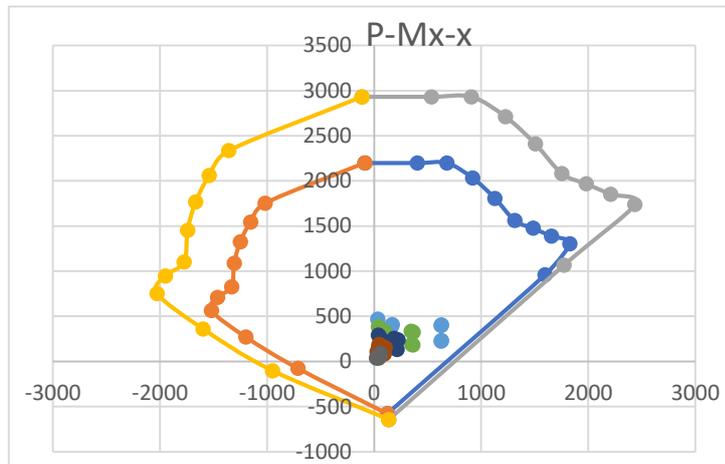


Figura 8.9. Diagrama de interacción P_u vs M_{ux} . (Fuente: Propia)

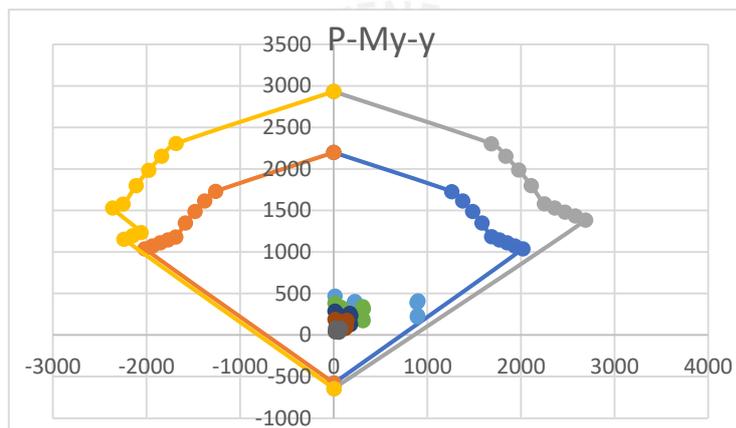


Figura 8.10. Diagrama de interacción P_u vs M_{uy} . (Fuente: Propia)

Una vez concluido el diseño por flexocompresión en ambas direcciones principales, se procedió a realizar la verificación del área de acero horizontal instalado en la placa. Para realizar esta verificación se procedió a realizar el diseño por capacidad que establece la Norma E.0.60 en el numeral 21.9.5. El numeral 21.9.5 establece que:

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

, donde:

- V_u =fuerza cortante última de diseño
- $\frac{M_n}{M_{ua}} < 0.5R_o$
- V_{ua} =fuerza cortante última actuante proveniente del análisis.

- M_n =momento nominal resistente del muro asociado a la carga P_u
- M_{ua} =momento último actuante proveniente del análisis.

Una vez hallada la fuerza cortante última de diseño, se procedió a calcular la resistencia al corte de cada tramo de placa. Con la diferencia entre estas se halló la fuerza cortante necesaria que debería ser provista por el acero. Finalmente, se calculó el espaciamiento entre barras requerido para poder cumplir con la demanda por fuerza cortante.

En la tabla 8.4 se muestran los cálculos de los espaciamientos requeridos por capacidad tanto para X-X como para Y-Y.

Tabla 8.4: Espaciamiento de refuerzo horizontal por capacidad en X e Y.

Cortante por capacidad en X					
Cortante último actuante(V_{ua})	69.36	M_n/M_u	1.22	$V_s(ton)$	61.46
Momento nominal (M_n)	1100.00	Cortante último de diseño(ton)	84.88	$A_v(cm^2)$	1.29
M.último actuante(M_{ua})	898.88	$\phi V_c(ton)$	32.64	espaciamiento" s " (cm)	35.26
Se recomienda colocar 1/2" @ 20 cm (dirección X-X)					
Cortante por capacidad en Y					
Cortante último actuante(V_{ua})	80.37	M_n/M_u	1.67	$V_s(ton)$	114.64
Momento nominal (M_n)	1050.00	Cortante último de diseño(ton)	134.00	$A_v(cm^2)$	1.29
M.último actuante(M_{ua})	629.77	$\phi V_c(ton)$	36.56	espaciamiento" s " (cm)	21.17
Se recomienda colocar 1/2" @ 20 cm (dirección Y-Y)					

donde:

- $\phi V_c(ton) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * 0.8 * L_m$
- $V_s(ton) = \frac{V_u}{\phi} - \frac{\phi V_c}{\phi}$
- $s(cm) = \frac{n * A_v * f_y * 0.8 * L_m}{V_s * 1000}$

De los resultados obtenidos, puede concluirse que la cuantía considerada inicialmente de 0.0025 no es suficiente para satisfacer los requerimientos por capacidad tanto en X como en Y.

Finalmente, para el refuerzo horizontal tanto en X como en Y se instalara acero de 1/2" ϕ 10 cm.

Esta disposición se limita según el numeral 21.9.5.3 a una altura del muro medida desde la base equivalente al mayor valor de:

- L_m
- $\frac{M_u}{4V_u}$
- Altura de los 2 primeros pisos

En la tabla 8.5 se muestra la extensión de la zona de cortante por capacidad tanto para la dirección X como Y.

Tabla 8.5: Extensión de zona de confinamiento para elementos de borde en X e Y

Longitud de zona de confinamiento X		Longitud de zona de confinamiento Y	
l _m (cm)	250	l _m (cm)	280
0.25M _u /V _u (cm)	323.99	0.25M _u /V _u (cm)	323.99
altura 2 primeros pisos	850	altura 2 primeros pisos	850
H.zona confinamiento	850	H.zona confinamiento	850

Una vez realizado el cálculo del espaciamiento del refuerzo horizontal por capacidad, y la extensión de este en la altura de la placa, se procedió a calcular el espaciamiento del refuerzo horizontal para los pisos superiores. En este análisis ya no se trabajó con la fuerza cortante por capacidad, sino solo con la cortante última proveniente del análisis para los pisos superiores.

En la tabla 8.6 se muestra el espaciamiento del refuerzo horizontal para los pisos superiores tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y.

Tabla 8.6: Espaciamiento por fuerza cortante última en pisos superiores.

Cortante en pisos superiores en X					
Cortante ultimo actuante(V _{ua})	69.36	M _n /M _u	0.00	V _s (tn)	43.20
Momento nominal (M _n)	0.00	Cortante ultimo de diseño(ton)	69.36	Av(cm ²)	1.29
M.ultimo actuante(M _{ua})	0.00	φV _c (ton)	32.64	espaciamiento"s" (cm)	50.17
Se recomienda colocar 1/2" @ 30 cm (direccion X-X)					
Cortante en pisos superiores en Y					
Cortante ultimo actuante(V _{ua})	80.37	M _n /M _u	0.00	V _s (tn)	51.54
Momento nominal (M _n)	0.00	Cortante ultimo de diseño(ton)	80.37	Av(cm ²)	1.29
M.ultimo actuante(M _{ua})	0.00	φV _c (ton)	36.56	espaciamiento"s" (cm)	47.09
Se recomienda colocar 1/2" @ 30 cm (direccion Y-Y)					

Una vez concluido el diseño por flexocompresion y por fuerza cortante de la placa, se procedio a verificar la necesidad de tener que confinar los elementos de borde presentes en la placa según lo establece la Norma E.0.60 en el numeral 21.9.7.4.

Los desplazamientos máximos obtenidos producto del análisis en la azotea de la placa tanto para X como Y fueron:

$$\delta_{ux} = 1.60 \text{ cm}$$

$$\delta_{uy} = 1.70 \text{ cm}$$

Asimismo, debe tenerse en cuenta que el cociente $\frac{\delta u}{hm} > 0.005$.

Con todo ello expuesto, se presentará a continuación en las tablas 8.7 y 8.8 el cálculo de las profundidades de los ejes neutros tanto para X como para Y. Además, se mostrará la comparación entre el valor de “c” y el “Clim” y la necesidad de emplear confinamiento en dichos núcleos.

Tabla 8.7: Confinamiento en elementos de borde en “X”

Confinamiento en X					
"c" calculado (cm)	110	requiere confinamiento?	SI	Pu(ton)	411.37
$\lambda u/hm$	7.83073E-06	C/2	55	Mu(ton*m)	898.88
"c" limite (cm)	83.33	C-0.1Lm	82	Vu(ton)	69.36
		Longitud confinamiento(cm)	82	lm (cm)	250
				0.25Mu/Vu (cm)	323.99
				Altura de confinamiento	323.99

Tabla 8.8: Confinamiento en elementos de borde en “Y”

Confinamiento en Y					
"c" calculado (cm)	113	requiere confinamiento?	SI	Pu(ton)	411.37
$\lambda u/hm$	8.31171E-06	C/2	56.5	Mu(ton*m)	680.3157
"c" limite (cm)	93.33	C-0.1Lm	85	Vu(ton)	80.38
		Longitud confinamiento(cm)	85	lm (cm)	280
				0.25Mu/Vu (cm)	211.59
				Altura de confinamiento	280.00

Como puede apreciarse se obtienen dos alturas de confinamiento en los núcleos distintas tanto para X como para Y, lo cual resulta lógico puesto que la placa tiene distintas longitudes en ambas direcciones y, además, predomina esta condición sobre la condición de 0.25Mu/Vu. Para fines prácticos se decidió colocar la misma altura de confinamiento en todos los elementos de borde, tanto para la dirección X como para la dirección Y.

La altura de confinamiento a emplear será de 3.25m en todos los elementos de borde.

Como puede observarse de los resultados presentados en las tablas 8.6 y 8.7 se requerirá de ampliar el núcleo de confinamiento en X e Y a 82 y 85 cm. Las zonas que se encuentren dentro de dichas distancias y no se encuentren confinadas, serán confinadas con estribos de 3/8" ϕ hasta cumplir con dicha distancia de confinamiento.

En la tabla 8.9 se muestra el espaciamiento adoptado para los estribos en los elementos de borde.

Tabla 8.9: Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento.

Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento			
ϕ barra longitudinal menor(cm)	1.91	1.....	19.1
menor dimension seccion	25	2...	25
		3...	25
		Espaciamiento de estribos	19.1

Se optó por colocar estribos de 3/8" ϕ @ 15 cm en los elementos de borde.

Finalmente, puede concluirse que el diseño de la placa PL-5 es satisfactorio, y que además se ha cumplido con todos los requerimientos exigidos por la Norma E.0.60 en el capítulo 11 y capítulo 21.

Debe mencionarse además que en los pisos superiores se optó por colocar una menor área de acero en los núcleos de confinamiento puesto que las solicitaciones por cargas últimas actuantes eran menores y se creyó innecesario mantener la misma cuantía de acero. De esta forma se reducen un poco los costos totales de obra.

En la figura 8.11 se muestra el armado final en planta de la placa PL-6 para todos los niveles de la edificación en estudio.

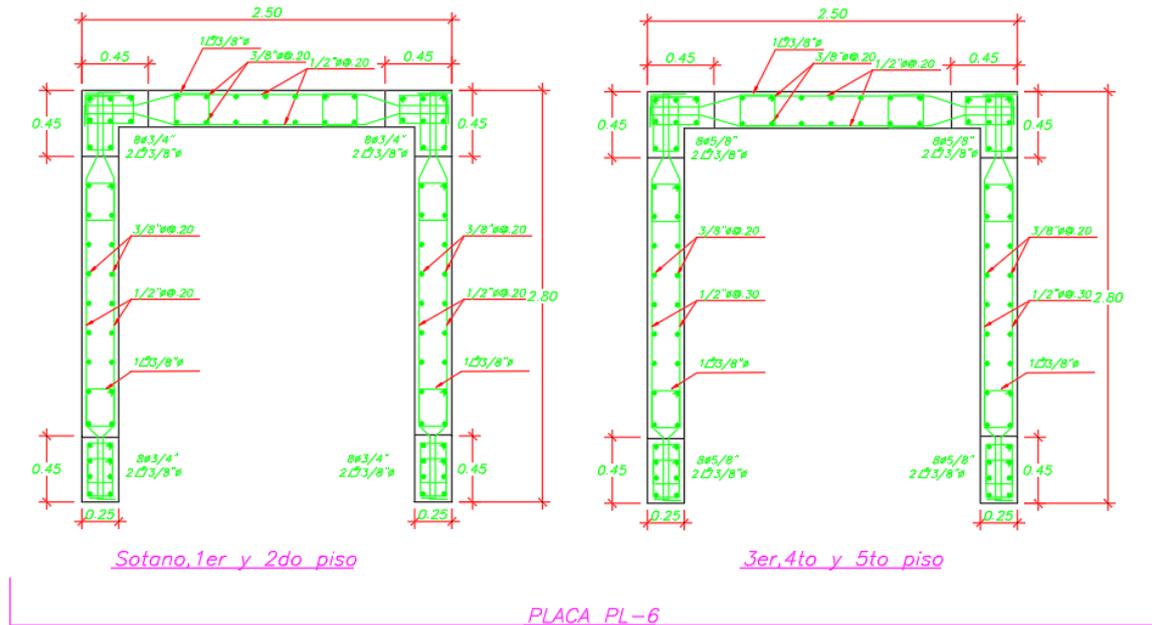


Figura 8.11. Armado de placa PL-6. (Fuente: Propia)

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

9.1. Generalidades

El presente proyecto se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro, zona en la que el suelo presente es la típica grava de Lima. Según el estudio realizado de mecánica de suelos en el emplazamiento, se encontró que la capacidad admisible del suelo es de 3.5 kg/cm² y que el valor del ángulo de fricción interna del suelo es igual a 30°. La cimentación que se empleará en el presente proyecto es superficial debido a las buenas condiciones del terreno. Se empleará zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas. Además, debido a que el presente proyecto cuenta con un sótano, se emplearán muros de concreto en todo el perímetro del edificio para poder contener los empujes de tierra generados por el terreno; y la cimentación empleada para estos muros de concreto serán cimientos corridos.

El pre-dimensionamiento de las zapatas básicamente consistió en emplear las cargas provenientes de las columnas a nivel de servicio y mediante el uso de la capacidad portante del suelo, obtener un área de zapata tentativa en la cual la distribución de presiones sea uniforme y además el esfuerzo generado en dicha zapata sea menor al esfuerzo admisible del suelo.

La ecuación que se empleó para determinar el área tentativa a cimentar para zapatas aisladas centradas fue:

$$Area_{tentativa} = \frac{(P_m + P_v) * 1.05}{\sigma_{adm} * 0.9}$$

Mientras que para las zapatas aisladas con carga excéntrica se empleó la siguiente relación:

$$Area_{tentativa} = \frac{(P_m + P_v) * 1.20}{\sigma_{adm} * 0.9}$$

Se empleó el factor de 1.05 en la primera ecuación debido a que se está incluyendo el peso propio de la zapata y del suelo dentro de la carga axial total actuante. Mientras que, en la segunda ecuación se usa el factor de 1.20 debido a que aparte de incluirse el peso propio del suelo y de la zapata, se está incluyendo los efectos generados por la excentricidad de las cargas actuantes.

En ambas ecuaciones, a la presión admisible del suelo se le está afectando por 0.9 debido a que está brindándose una holgura en esta primera aproximación del área, ya que no está considerándose los efectos provenientes de las acciones sísmicas. Debe mencionarse que, con las dimensiones finales obtenidas para la zapata con el uso de estos factores, se deberá comprobar que los esfuerzos actuantes sean menores al esfuerzo admisible del suelo.

El pre-dimensionamiento del peralte de las vigas de conexión se hizo usando la relación $h=Ln/8$.

El diseño en concreto armado de las zapatas se hizo empleando las cargas amplificadas provenientes del análisis. Primeramente, se halló el peralte requerido en cada zapata para que el punzonamiento actuante a $d/2$ de las caras de la columna no sea mayor a la resistencia provista por la zapata propia al punzonamiento.

En las figuras 9.1 y 9.2 se muestra la zona de punzonamiento en zapatas.

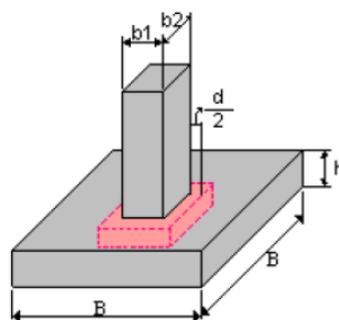


Figura 9.1. Zona de punzonamiento.

Tomado de “Diseño Estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos”, Loa(Lima),2017.

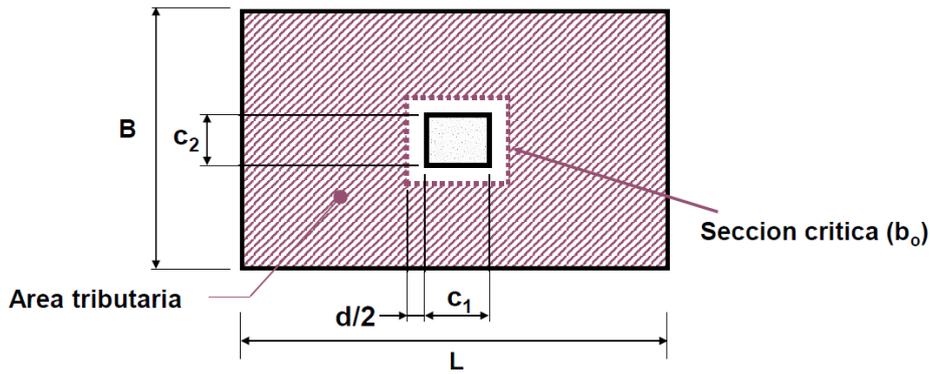


Figura 9.2. Sección crítica por punzonamiento.

Tomado de “Capítulo 5: Diseño de cimentaciones superficiales”, Higashi(Lima),2019.

En el análisis por punzonamiento se debe cumplir la siguiente relación:

$$Vu \leq 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d$$

, donde:

$$Vu = \sigma u * (A_{total} - Ao)$$

$$Ao = (L1 + d) * (L2 + d)$$

$$bo = 2(L1 + d) + 2(L2 + d)$$

En las cuales:

- Ao= área de la sección crítica
- bo= perímetro de la sección crítica
- L1= base de la columna
- L2=ancho de la columna
- d= peralte efectivo de zapata

Una vez hallado el peralte efectivo “d” en cada zapata, se procede a realizar la verificación de dicho peralte por fuerza cortante en una sección crítica ubicada a “d” de las caras de la columna

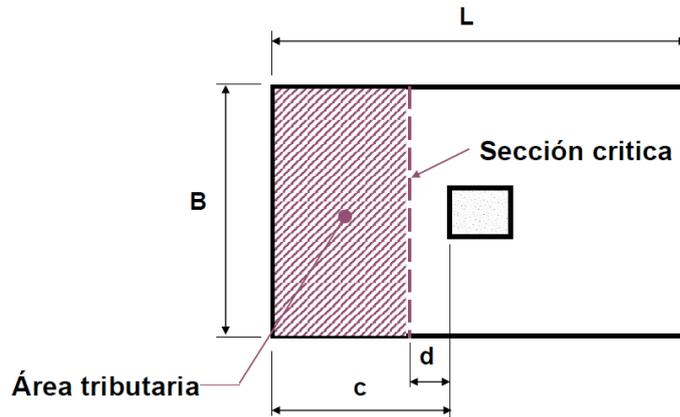


Figura 9.3. Zona de falla por esfuerzo cortante.

Tomado de “Diseño Estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos”, Loa(Lima),2017.

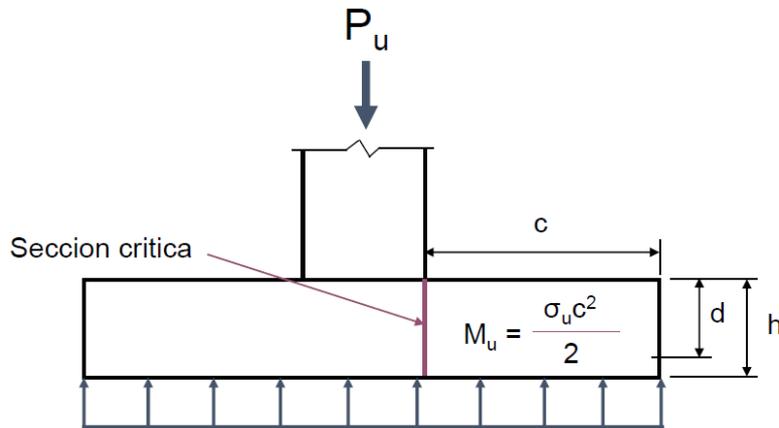


Figura 9.4. Sección crítica por esfuerzo cortante.

Tomado de “Capítulo 5: Diseño de cimentaciones superficiales”, Higashi(Lima),2019.

En dicho análisis debe cumplirse que:

$$Vu \leq 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

, donde:

$$Vu = \sigma u * (volado - d)$$

Concluida esta verificación, se realiza el diseño por flexión de la zapata para cada volado en ambas direcciones. En la figura 9.5 se muestra la sección crítica para el diseño por flexión.

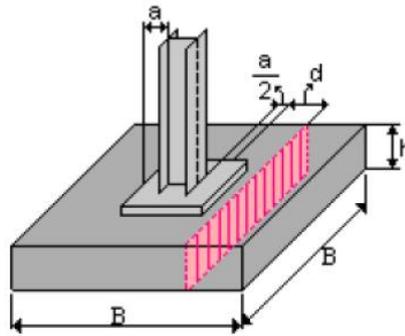


Figura 9.5. Sección crítica por esfuerzo cortante.

Tomado de “Capítulo 5: Diseño de cimentaciones superficiales”, Higashi(Lima),2019.

Debe recalcar que los volados se hallan de la siguiente manera:

$$Volado_x = \frac{(L - L1)}{2}$$

$$Volado_y = \frac{(B - L2)}{2}$$

Para cada volado el momento ultimo actuante con el cual se llevará a cabo el diseño es:

$$Mux(tn * m) = \frac{\sigma_u * (volado_x^2)}{2}$$

$$Muy(tn * m) = \frac{\sigma_u * (volado_y^2)}{2}$$

Con dichos momentos últimos se procede a hallar el área de acero requerido por flexión considerando una sección rectangular de $1m \times h$ m. Debe tenerse en cuenta que si debido a los efectos de los momentos últimos actuantes, las áreas de acero requerido son menores al área de acero mínimo requerido, se instalara el acero mínimo en cada volado

El área de acero mínimo para una zapata se define como:

$$As_{min}(cm^2) = 0.0018 * b * h$$

El diseño en concreto armado de las vigas de cimentación seguirá el mismo proceso de diseño que siguen las vigas convencionales, con la salvedad de que, para el diseño por fuerza cortante, no se

empleará el diseño por capacidad. En la figura 9.6 se muestra el análisis de una viga de cimentación.

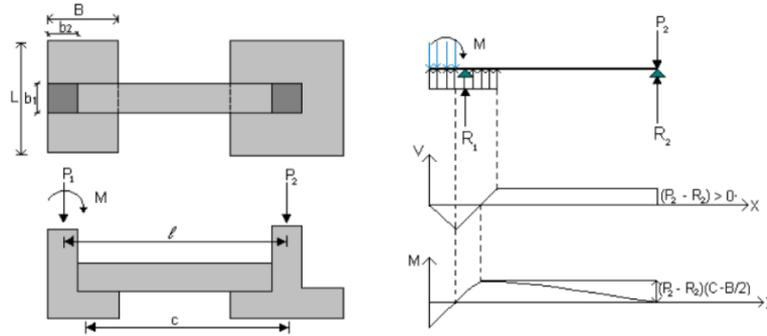


Figura 9.6. Análisis de una viga de cimentación.

Tomado de “Diseño Estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos”, Loa(Lima),2017.

9.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada

En la presente sección, se procederá a mostrar el ejemplo de diseño de una zapata aislada correspondiente a la columna interior C-8.

En la figura 9.7 se muestra la localización en planta de dicha columna.



Figura 9.7. Ubicación en planta de columna C-8. (Fuente: Propia)

En la tabla 9.1 se muestran las cargas actuantes en la base de la columna C-8.

Tabla 9.1: Fuerzas actuantes en base de columna C-8.

CARGAS ACTUANTES					
Cargas axiales (tn)		Momentos en X(tn*m)		Momentos en Y(tn*m)	
Carga muerta(tn)	208.44	Mom.muerta x(tn*m)	0	Mom.muerta y(tn*m)	0
Carga viva(tn)	77.29	Mom.viva x(tn*m)	0	Mom.viva y(tn*m)	0
Axial sismo X-X(tn)	-2.9121	Momento sismo en X(tn*m)	0	Momento sismo en Y(tn*m)	0
Axial sismo Y-Y(tn)	-10.352				

Como primer paso se procedió a hallar el área tentativa de zapata y a verificar que los esfuerzos actuantes sin considerar momentos provenientes del sismo sean menores que el esfuerzo admisible del terreno.

En la tabla 9.2 se muestra el área tentativa hallada con las relaciones presentadas en el subcapítulo 9.1, las dimensiones adoptadas para la zapata y la primera verificación de esfuerzos sin considerar momentos provenientes del sismo.

Tabla 9.2: Verificación sin sismo.

1ERA VERIFICACION (Momentos sin sismo)			
AREA TENTATIVA(m2)	9.38	Esfuerzo x(tn/m2)	33.34
a-b(cm)	0	Esfuerzo admisible(tn/m2)	35
B(m)	3	CUMPLE?	CUMPLE
L(m)	3	Esf.ultimo aproximado(tn/m2)	53.34

Se adoptaron medidas de 3m x 3m para la zapata interior, y con dichas dimensiones se cumplen los requisitos de esfuerzos para cargas gravitatorias y acciones sísmicas.

Ya que todos los esfuerzos actuantes cumplen con ser menores que el esfuerzo admisible del suelo, se procede a realizar el diseño por punzonamiento de la zapata.

El esfuerzo ultimo actuante a considerar para el diseño es:

$$\sigma_u = 53.34 \text{ tn/m}^2$$

En la tabla 9.3 se muestra la longitud de los volados obtenidos en cada dirección, así como el peralte efectivo que verifica la condición que $Vu \leq \phi Vc$.

Tabla 9.3: Diseño por punzonamiento.

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO					
vol 1(m)	1.2	peralte efectivo(m)	0.7	Ao(m2)	1.69
vol 2(m)	1.2	bo(m)	5.2	Atotal(m2)	9
Vu(tn)	389.89	h zapata (m)	0.8		
ϕV_c (tn)	475.26				
Vu > ϕV_c ?	NO				

El peralte efectivo de la zapata obtenido es de 0.7m y la altura total de la zapata es de 0.8m.

Una vez concluido el análisis por punzonamiento se procedió a verificar que la fuerza cortante actuante en la sección crítica ubicada a “d” de las caras de la columna sea menor a la resistencia al cortante suministrada por el concreto de la zapata.

En la tabla 9.4 se muestra la verificación realizada para las dimensiones adoptados de zapata.

Tabla 9.4: Diseño por cortante.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE	
Vu(tn)	80.00
ϕV_c (tn)	137.10
Vu > ϕV_c ?	NO

Para culminar, se realizó el diseño por flexión de los volados tanto en X como en Y. Ya que la longitud de los volados es la misma para ambas direcciones, se presentará únicamente el diseño por metro de ancho de un volado.

En tabla 9.5 se muestra el momento ultimo actuante en el volado, el acero requerido y el acero instalado en cada dirección por metro de ancho.

Tabla 9.5: Diseño por flexión.

DISEÑO POR FLEXIÓN	
Mu(tn*m)	115.21
Mu(tn*m/m)	38.40
Area de acero requerido(cm2/m)	14.88
Area de acero instalado(cm2/m)	3/4"@.15

En la figura 9.8 se muestra el armado final de la zapata Z-1 correspondiente a la columna C-14. Asimismo, debe mencionarse que las dimensiones en planta obtenidas para la zapata Z-1 se uniformizaron a los valores de 3.3m x 3.3m, ya que se buscó tener la mayor similitud posible entre todas las zapatas interiores.

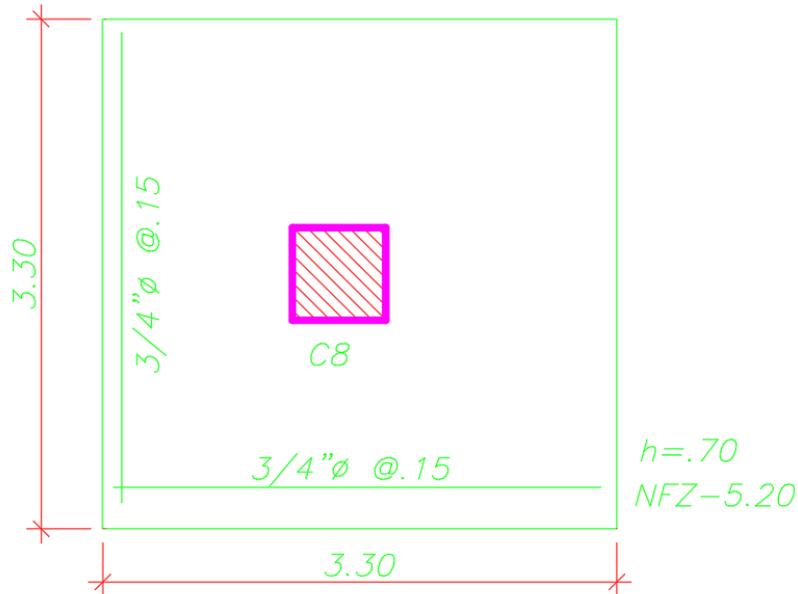


Figura 9.8. ZAPATA Z-1. (Fuente: Propia)

9.3. Ejemplo de diseño de zapata conectada

El pre dimensionamiento de las zapatas siguió la misma lógica expuesta en el subcapítulo 9.1, con la salvedad que para la zapata con carga excéntrica se consideró un factor de amplificación de 1.2 para el cálculo del área tentativa.

Debe mencionarse que las zapatas conectadas se emplean principalmente cuando se tienen límites de propiedad en los linderos del edificio y no se pueden colocar zapatas aisladas centradas con la columna. La viga de conexión toma los momentos actuantes producto de la excentricidad entre la columna y la zapata, lo cual genera que la zapata de la columna excéntrica trabaje únicamente bajo esfuerzos constantes.

En la tabla 9.6 se muestra las cargas actuantes tanto en la columna interior como en la columna exterior.

Tabla 9.6: Cargas actuantes en columnas.

CARGAS ACTUANTES COL 1					
Cargas axiales (tn)		Momentos en X(tn*m)		Momentos en Y(tn*m)	
Carga muerta(tn)	14.4838	Mom.muerta x(tn*m)	0	Mom.muerta y(tn*m)	0
Carga viva(tn)	4.5334	Mom.viva x(tn*m)	0	Mom.viva y(tn*m)	0
Axial sismo X-X(tn)	-1.47736	Momento sismo en X(tn*m)	0	Momento sismo en Y(tn*m)	0
Axial sismo Y-Y(tn)	-1.4166				

CARGAS ACTUANTES COL 2					
Cargas axiales (tn)		Momentos en X(tn*m)		Momentos en Y(tn*m)	
Carga muerta(tn)	229.5132	Mom.muerta x(tn*m)	0	Mom.muerta y(tn*m)	0
Carga viva(tn)	96.4125	Mom.viva x(tn*m)	0	Mom.viva y(tn*m)	0
Axial sismo X-X(tn)	-14.0772	Momento sismo en X(tn*m)	0	Momento sismo en Y(tn*m)	0
Axial sismo Y-Y(tn)	-8.3279				

Se obtuvieron dimensiones tentativas de 1.8 m x 3m para la zapata de la columna 5 (excéntrica) y dimensiones de 3.2 m x3.2m para la zapata de la columna 12 (interior). Se verificó por cargas de

servicio y cargas sísmicas que las dimensiones adoptadas para cada zapata brindaban esfuerzos menores al esfuerzo admisible del suelo.

A continuación, se halló el esfuerzo de diseño último para cada zapata, los cuales resultaron:

- $\sigma_{ultimo\ 1} = 53.61 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{ultimo\ 2} = 55.75 \frac{tn}{m^2}$

Se realizó el diseño por punzonamiento, fuerza cortante y flexión de cada zapata, con lo cual se obtuvo:

- Peralte de zapata interior: 90 cm
- Peralte de zapata exterior: 80 cm
- Refuerzo instalado para volados en "X e Y" de zapata interior: 3/4" ϕ @ .15cm.
- Refuerzo instalado para volados en "X e Y" de zapata exterior: 3/4" ϕ @ .125cm.

En la figura 9.9 se muestra una vista en planta de la cimentación de la zapata conectada.

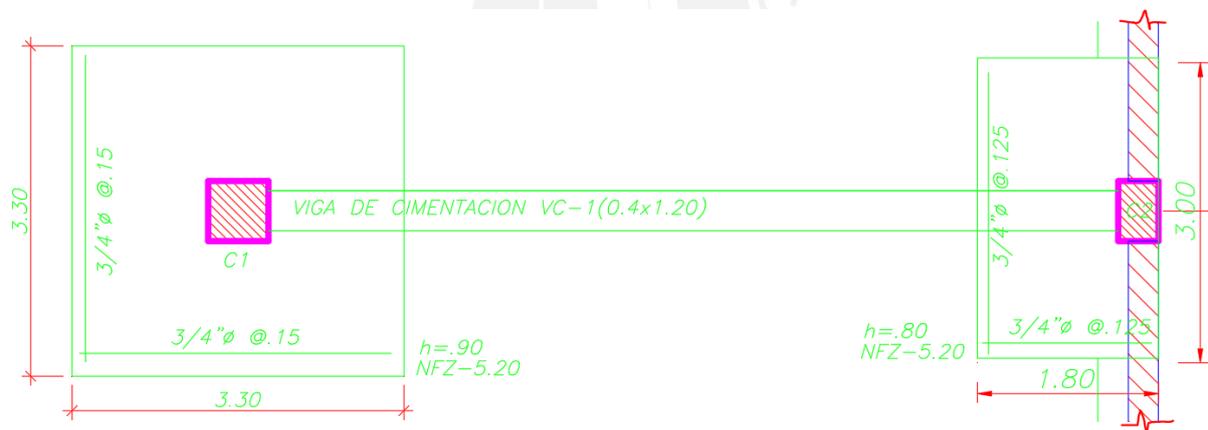


Figura 9.9. Zapata conectada. (Fuente: Propia)

Finalmente, en las figuras 9.10 y 9.11 se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector de las cargas que producen las fuerzas internas máximas para la viga de cimentación VC-1



Figura 9.10. DFC último para viga de cimentación VC-1. (Fuente: Propia)

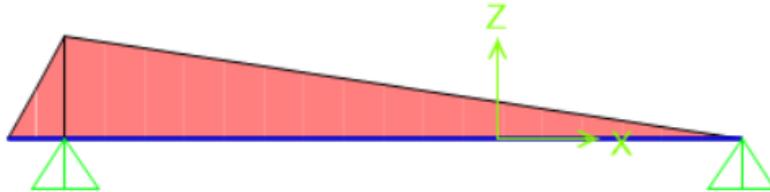


Figura 9.11. DMF último para viga de cimentación VC-1. (Fuente: Propia)

, de los cuales los valores máximos de fuerza cortante y momento flector que se obtuvieron fueron:

- $V_{\text{max última}}(\text{tn}) = 22.12 \text{ tnf}$
- $M_{\text{máx último}}(\text{tnf} \cdot \text{m}) = 187.15 \text{ tnf m}$

En la figura 9.12 se muestra la elevación del armado final de la viga de cimentación VC-1.

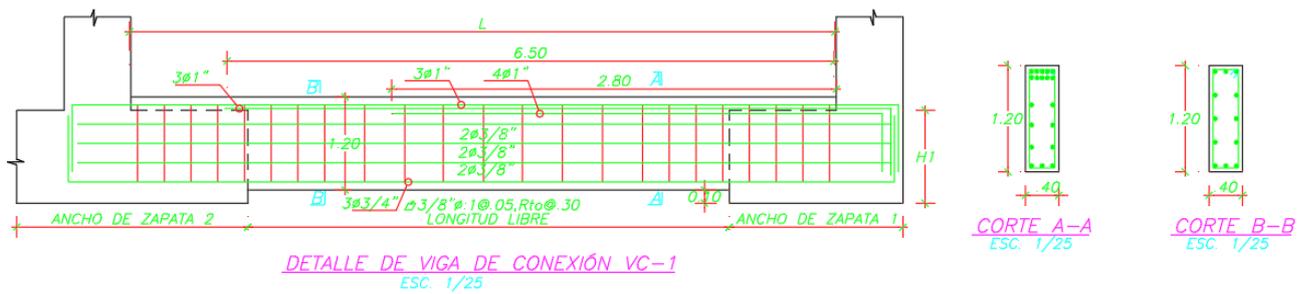


Figura 9.12. Detalle de viga de cimentación VC-1. (Fuente: Propia)

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

10.1. Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos que tienen como finalidad comunicar 2 niveles distintos presentes en una edificación. Las escaleras se analizan y diseñan como losas macizas inclinadas. El diseño de estos elementos se realiza para 1 metro lineal de ancho con su respectiva altura o “garganta” determinada producto del pre dimensionamiento de la escalera. A continuación, se presentará el análisis y diseño de 1 tramo de la escalera principal presente en la edificación. En la figura 10.1 se puede apreciar la escalera principal y el tramo en análisis en el presente ejemplo.

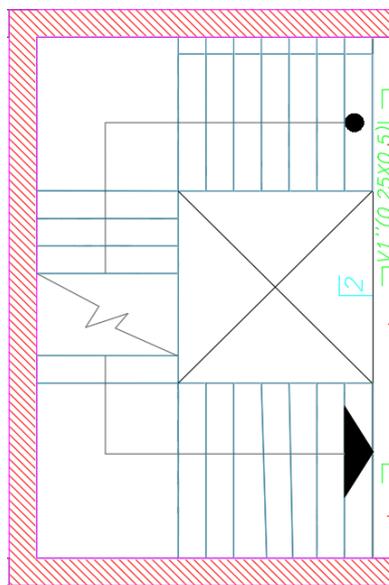


Figura 10.1. Escalera principal presente en la edificación (Fuente:Propia).

En primer lugar se predimensiono la escalera y se realizó el metrado de cargas presente en dicho elemento. Para realizar el predimensionamiento de la escalera se siguieron las recomendaciones y pautas brindadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El predimensionamiento y metrado de cargas se realizó en la sección 3.4 del presente trabajo. Para el análisis, se idealizó mediante vigas simplemente apoyadas inclinadas y horizontales en el programa SAP2000. Dicho programa nos brindó las fuerzas internas producto del análisis estructural. En la figura 10.2 se mostrará el modelo empleado para el análisis en el software SAP2000.

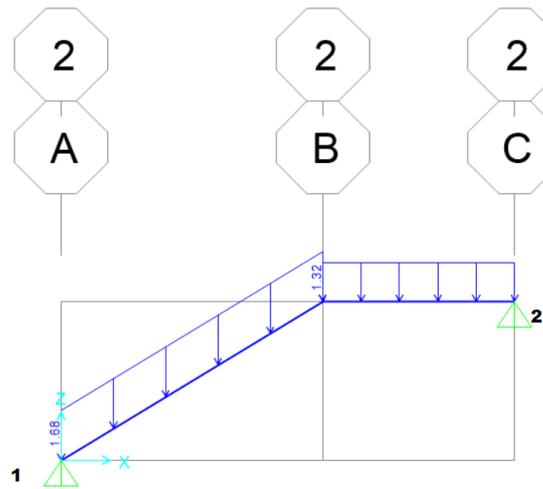


Figura 10.2. Modelo empleado para el análisis en el software computacional.(Fuente:Propia)

Luego de haber realizado el análisis en el software, se obtuvieron los diagramas de fuerzas cortantes y el diagrama de momento flectores. Con los valores obtenidos de dichos diagramas se realizó el diseño estructural de dichos elementos. En las figuras 10.3, 10.4 y 10.5 se muestran los diagramas de fuerzas internas obtenidos del análisis y la deformada de la estructura.

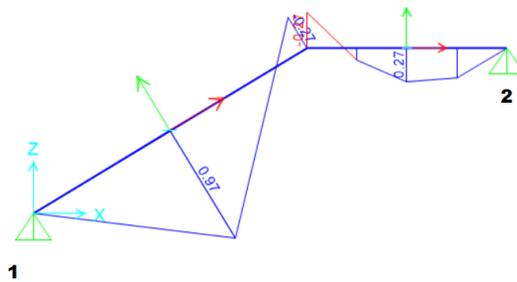


Figura 10.3. Diagrama de momento flector para cargas últimas($tn \cdot m$). (Fuente: Propia)

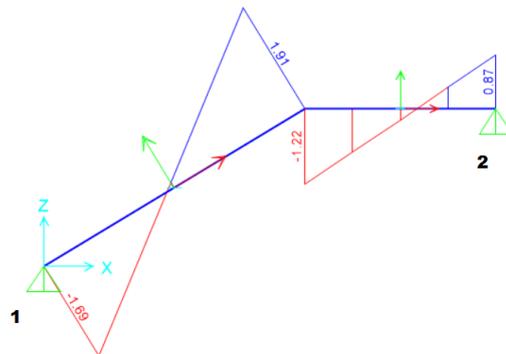


Figura 10.4. Diagrama de fuerzas cortantes para carga última(tn). (Fuente:Propia)

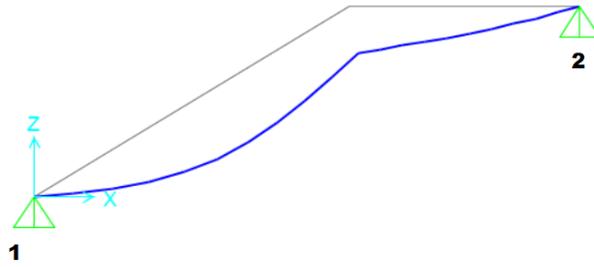


Figura 10.5. Configuración deformada.(Fuente:Propia)

El diseño de la escalera se hizo considerando secciones rectangulares de concreto armado de 100 cm x 15 cm. Las relaciones empleadas para el diseño son las mismas que las indicadas en la sección 5.2.1. Se comprobó que el acero instalado por flexión tenga el mismo o mayor valor que el acero mínimo requerido para losas macizas ; asimismo se verificó que las fuerzas cortantes últimas actuantes sean menores que la resistencia nominal al corte brindada por la sección de concreto.

En la tabla 10.1 se muestra un resumen del diseño realizado para los momentos negativos y positivos presentes en ambos tramos de la escalera en análisis.

Tabla 10.1: Resumen de los valores obtenidos para el diseño

Multimo(tn*m)	d(cm)	a(cm)	Asreq(cm ²)	Asinst(cm ²)	Ø y # de barras	ØMn(tn*m)
0.97	12	0.51	2.18	2.84	4Ø3/8"	1.25
0.27	12	0.14	0.6	2.84	4Ø3/8"	1.25

En ambos casos, el acero requerido era menor al mínimo, por lo que el acero instalado fue una cantidad mayor al acero mínimo para poder cumplir con las disposiciones de la Norma. Asimismo, se instaló el acero mínimo en la dirección perpendicular al armado del refuerzo principal, con el fin de proteger la escalera frente a daños por retracción y temperatura.

En la figura 10.6 se aprecia la elevación final del tramo 1 diseñado en este ejemplo, se muestra el acero de refuerzo instalado a lo largo de esta, así como sus diámetros y espaciamiento entre estos.

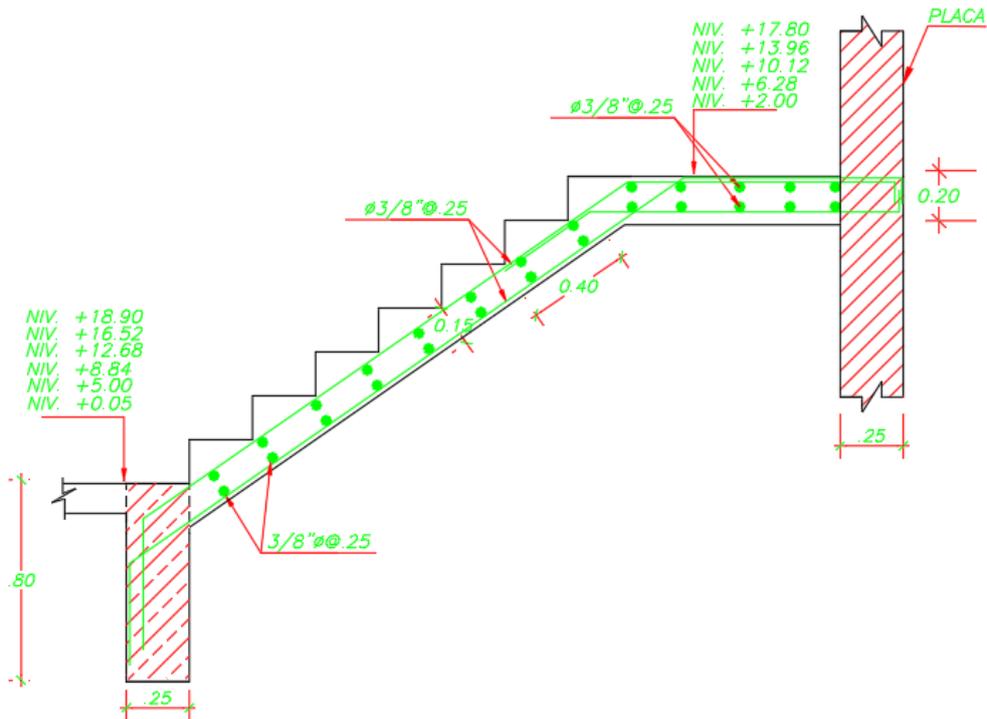


Figura 10.6. Elevación de la escalera E-1. (Fuente: Propia)

10.2. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano de la presente edificación en todas las direcciones cardinales soportan los empujes laterales de tierra más una sobrecarga de 0.5 tn/m² proveniente del tránsito vehicular y peatonal. Cabe recalcar que la edificación con la que se limita por el este no presenta sótanos, por ende, se debe considerar el empuje de tierras para el muro de sótano que se encuentra en el este.

Se consideraron muros de concreto de 25 cm de espesor en todo el perímetro del edificio. Dicho espesor adoptado de un pre dimensionamiento rápido, se comprobará con el diseño por fuerza cortante, en el cual o se mantendrá, o se incrementará.

Los parámetros del suelo que se consideraron para el diseño de los muros fueron el peso específico del suelo (tn/m³), el ángulo de fricción interna (°) y el empuje activo del suelo, cuyos valores son los siguientes:

$$\gamma \left(\frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \right) = 1.8$$

$$\phi (^{\circ}) = 30$$

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.33$$

El análisis de estos muros se realizó en el software SAP2000, en el cual se les modeló como vigas articuladas en el nivel de inicio de cimiento y el nivel +0.00. A estos modelos se les asignó la carga triangular correspondiente al empuje activo del terreno y una carga uniforme rectangular correspondiente a la sobrecarga del terreno. A continuación, se muestran los valores obtenidos para el empuje activo y la carga distribuida uniforme por la sobrecarga.

$$Ea = \gamma * Ka * H = 1.8 \text{ tn/m}^3 * 0.33 * 4.6 = 2.732 \text{ tn/m}$$

$$E \frac{s}{c} = \frac{s}{c} * Ka = 0.5 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 0.33 = 0.165 \text{ tn/m}$$

En las figuras 10.7 y 10.8 se muestra la distribución de fuerzas debido al empuje activo y al empuje por la sobrecarga amplificados por 1.7.

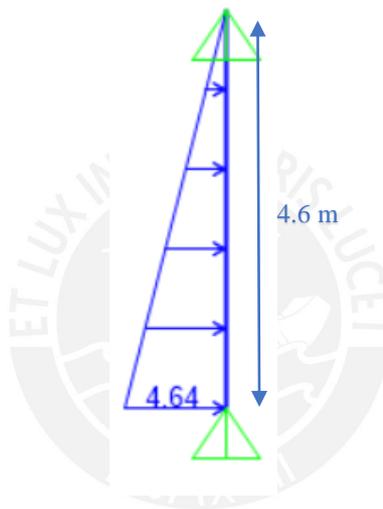


Figura 10.7. Empuje activo último. (Fuente: Propia)

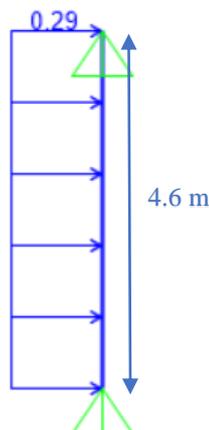


Figura 10.8. Empuje uniforme último. (Fuente: Propia)

Con ayuda del software, se obtuvieron las fuerzas internas resultantes. En las figuras 10.9 y 10.10 se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector último debido a la acción de las cargas.



Figura 10.9. Diagrama de fuerzas cortantes (tn). (Fuente: Propia)

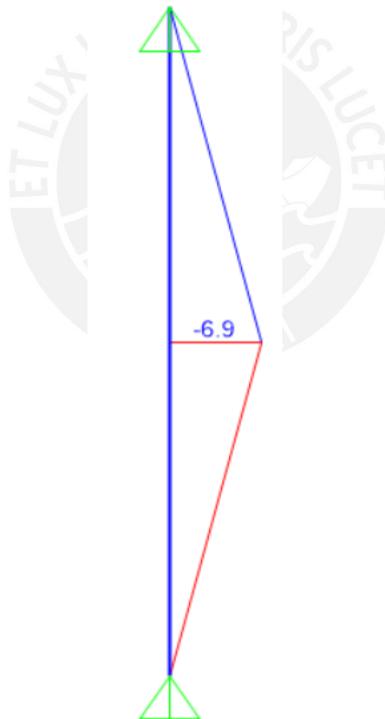


Figura 10.10. Diagrama de momentos flectores (tn*m). (Fuente: Propia)

Finalmente, se procedió a realizar la verificación por fuerza cortante de que el espesor adoptado para el muro sea suficiente para que $\phi V_c > V_u$. Asimismo, se procedió a realizar el diseño por flexión del muro de sótano, para esto se consideró una viga equivalente con un ancho igual a 100 cm y con un peralte igual al espesor del muro menos un recubrimiento de 5 cm. Se obtuvo los siguientes resultados:

$$V_{um\acute{a}x} = 7.8 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)} * 100 \text{ cm} * (25 - 5) \text{ cm}}{1000} = 13.05 \text{ tn}$$

Se comprueba que $\phi V_c > V_u$, por ende, el espesor adoptado para el muro de sótano es el correcto. En la tabla 10.2 se muestran los resultados por flexión obtenidos.

Tabla 10.2: Refuerzo vertical positivo instalado para muro de sótano.

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	As min (cm2)	As max (cm2)	a (cm)	As req (cm2)	As instalado (cm2)	Déficit o exceso (%) < 5%	$\phi * M_n$ instalado (ton*m)	Mn instalado (ton*m)	#Barras	Distribución de acero
6.9	20	4.5	31.88	2.28	9.68	12.9	33.3	9.01	10.01	10 ϕ 1/2"	1/2"@.20+1/2"@.20

Para el refuerzo vertical se decidió colocar $\phi 1/2'' @ 20$ cm como refuerzo corrido tanto para la cara interior como para la cara exterior del muro. Este refuerzo colocado es mayor al acero mínimo requerido por el muro que es de 4.5 cm²; asimismo, en la zona de momentos positivos se reforzó con bastones de $\phi 1/2'' @ 20$ cm para poder cumplir con los requerimientos de momento positivo. En cuanto al refuerzo horizontal del muro, se decidió colocar también refuerzo de $\phi 3/8'' @ 25$ cm, el cual es mayor al refuerzo horizontal mínimo exigido por el muro (4.5 cm²). En la figura 10.11 se muestra el armado final del muro de sótano perteneciente al lado este de la edificación.

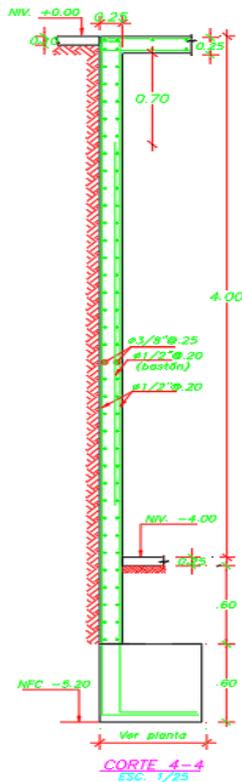


Figura 10.11. Corte 4-4. (Fuente: Propia)

CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES

11.1. De la estructuración y el pre dimensionamiento

Se concluye que se realizó una buena distribución de elementos estructurales según la arquitectura planteada, ya que se logró obtener ejes sismo-resistentes compuestos por muros de concreto y pórticos de concreto armado tanto en X como en Y, los cuales ayudaron a controlar los desplazamientos máximos y derivas inelásticas en ambas direcciones.

Asimismo, se concluye que la estructuración realizada fue la más adecuada ya que tanto para el sótano como para los niveles superiores, no se presentaron problemas de interferencia con arquitectura y se logró obtener una estructura simétrica en planta y con buena rigidez lateral.

Se concluye que el criterio empleado para realizar el pre dimensionamiento de vigas ($Luz/12$), permitió obtener vigas con secciones adecuadas, capaces de evitar problemas de deflexiones y fisuración; así como de congestión de refuerzo.

Se concluye que las dimensiones adoptadas tanto para los muros de corte como para las columnas fueron las más adecuadas, ya que permitieron obtener secciones sin congestión de acero y una estructura resistente a la acción de fuerzas sísmicas.

Se concluye que el criterio empleado para el pre dimensionamiento de losas aligeradas ($Luz/25$), permitió obtener secciones resistentes a las deflexiones y problemas de fisuración.

11.2. Del análisis estructural

El análisis estructural de la edificación se realizó con ayuda del programa ETABS, en el cual se realizó el modelo estructural del edificio y se le realizó el análisis modal espectral dado por la Norma E.0.30.

Los elementos sujetos únicamente a cargas de gravedad o empujes laterales, se modelaron y analizaron con la ayuda del software SAP2000 y SAFE, de los cuales se obtuvo las fuerzas internas en estos y con las cuales se realizó posteriormente el diseño estructural de estos elementos.

Se concluye que el comportamiento del edificio frente a cargas sísmicas es satisfactorio, ya que se obtuvieron derivas máximas inelásticas de 0.4318% en "X" y 0.427% en "Y", valores que son menores al 0.7% que establece la Norma E.0.30.

11.3. Del diseño estructural

Se concluye que tanto el espesor adoptado para las losas aligeradas, como el refuerzo de acero instalado en ellas fueron satisfactorios, ya que evitaron que se presenten problemas por congestión de refuerzo, así como deflexiones excesivas y fisuración.

Las dimensiones de la viga permitieron que el área de acero de refuerzo colocado no excediera el acero máximo de estas, lo cual garantizó el comportamiento dúctil de la estructura. Asimismo, el área de acero de refuerzo colocado en las vigas tuvo cierta holgura con respecto al área de acero requerido por las fuerzas sísmicas, lo cual garantiza un buen desempeño sísmico y economía.

Las columnas trabajan principalmente por carga axial, ya que los muros de corte son los elementos que resisten casi toda la fuerza cortante y momentos sísmicos. La cuantía máxima obtenida en una columna del sótano fue del 2.8%, valor que es menor al 4%, por lo que no se presentaron problemas de congestión de refuerzo en zonas de encuentro con vigas.

Los muros de corte que requirieron una mayor cantidad de refuerzo horizontal fueron los muros que encierran las escaleras presentes en el proyecto. Esto es lógico, puesto que estas se encuentran situadas en el medio del edificio y tienen dimensiones grandes, lo cual origina que la mayor fuerza cortante sea absorbida por ellas.

La cimentación estuvo compuesta en su mayoría por zapatas aisladas centradas. Sin embargo, también se tuvieron zapatas excéntricas conectadas por medio de una viga de cimentación a zapatas centradas puesto que estas zapatas como estaban en límite de propiedad, no podían centrarse, y además recibían elevados momentos flectores, lo cuales hacían que los esfuerzos admisibles del suelo sean superados. Asimismo, se obtuvo 2 zapatas combinadas en la zona central del edificio, puesto que las zapatas de las placas y columnas involucradas se traslapaban y se optó por combinarlas y tener una sola zapata que envuelva a todos estos elementos. El diseño de esta zapata se realizó con el programa SAFE, el cual ayudó a obtener la distribución de presiones en la zapata, verificar que no se sobrepase el esfuerzo admisible del suelo y obtener las fuerzas internas para poder realizar el diseño de la zapata.

BIBLIOGRAFÍA

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009) *Norma E.0.60 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) *Norma E.0.20 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.0.50 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

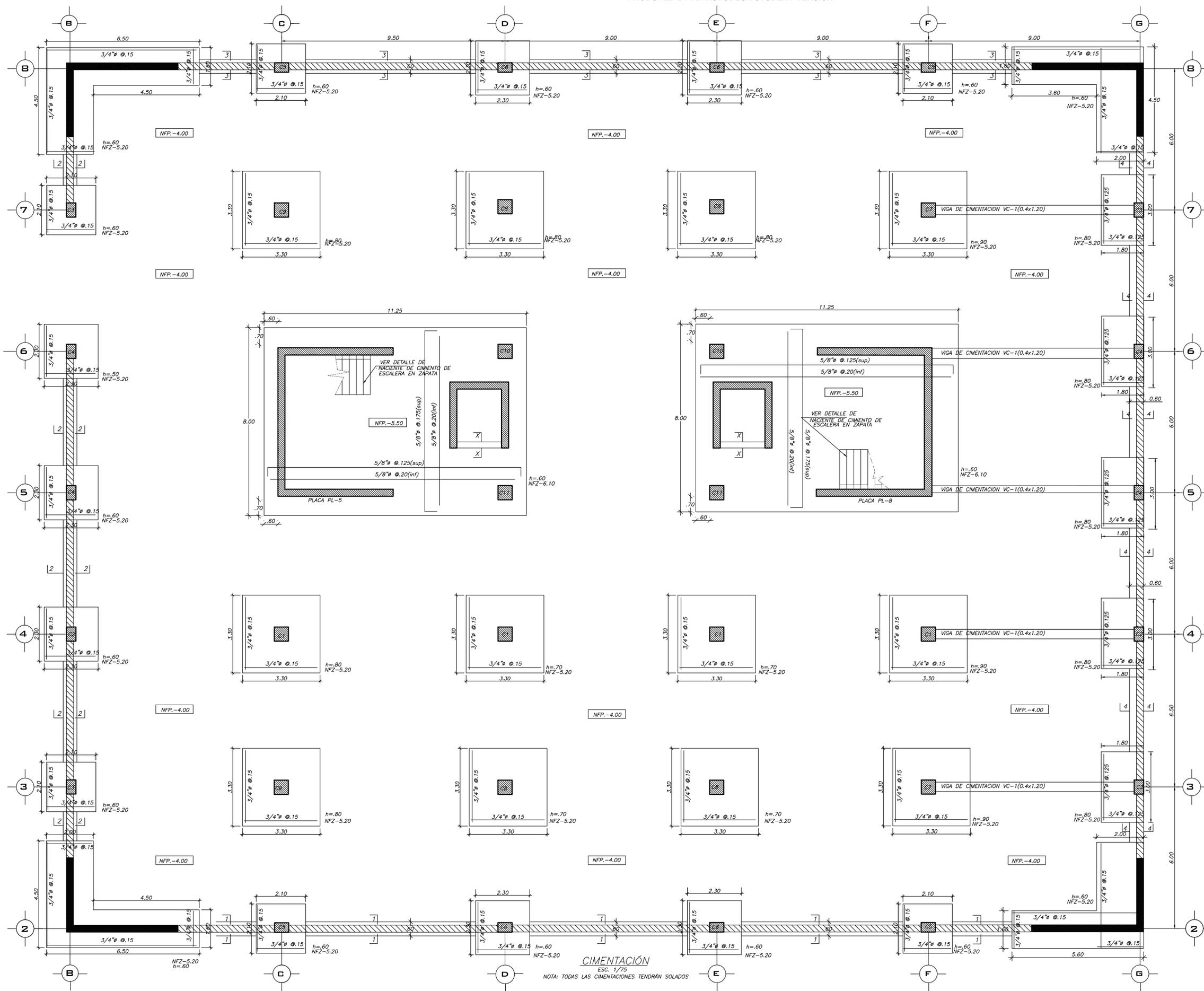
Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima.

Loa, G. (2017). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos. (*Tesis de Licenciatura*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Ottazzi Pasino, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima.



En la presente sección se anexarán los planos estructurales desarrollados en la presente tesis.



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

DE ACUERDO AL INFORME FINAL DEL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO.

TIPO DE CIMENTACIÓN: Zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y cimientos corridos

ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACIÓN : Grava Bien Gradada (GW)

PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN : -1.20m (Profundidad a 1.20m a partir del nivel del sótano mas bajo)

PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA : 3.50 kg/cm²

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN : No agresivo (usar cemento tipo I)

RECOMENDACIONES ADICIONALES :

1) En la obra deberán tomarse las precauciones debidas para proteger, las paredes de las excavaciones y cimentaciones en general de las perturbaciones con el viento, mediante la utilización de entibaciones y/o caladuras con el fin de proteger a los operarios, técnicos e ingenieros de obra, así mismo evitar daños a terceros conforme lo establecido en la NORMA E-050.

2) El fondo de las excavaciones destinadas al cimiento deberán ser cuidadosamente compactados mediante el uso de equipo manual, antes del vaciado del concreto.

ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO
 CONCRETO f_c = 210 kg/cm² (todo el edificio)
 FIERRO CORRUGADO f_y = 4200 kg/cm²
 SUELO w_t = 3.50 kg/cm²

CONCRETO SIMPLE
 CEMENTO CORRUGADO f_c = 175 kg/cm² + 30% P.G. (tamaño máximo 6")
 SOBRECIMENTO f_c = 175 kg/cm² + 20% P.M. (tamaño máximo 3")
 FALSA ZAPATA MEZCLA CEMENTO : HORMIGON 1:1.2 + 30% DE PIEDRA GRANDE (8" MAXIMO)

SOLADOS f_c = 100 kg/cm².

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS 10 cm.
 PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
 VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (h=15) 3 cm.
 VIGAS CHINAS 2.5 cm.
 LOSAS Y ALCEPADO 2 cm.

TABIQUERIA

LADRILLO TIPO IV, v_m = 81 kg/cm²
 MORTERO (CEMENTO/ARENA) 1:4
 ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Mín.)
 ALTERNATIVAMENTE SE PUEDE USAR TABIQUERIA TIPO P-10
 ARQUITECTURA INDICA QUE LAS DIVISIONES EN OBRAS SON DRYWALL

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO
 YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : Z=0.45
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : S=1.0 T_p=0.6s T_L=2.0s
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) : I=1.0
 -FACTOR DE REDUCCION : R=6, I_p=0.9, I_a=1
 R_x=5.4 (Muros); R_y=5.4 (Muros)

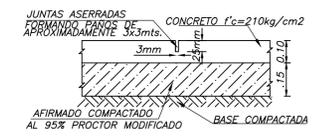
c) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS
 DIR XX (Periodo en X=0.458 segundos)
 Δ_{max} = 2.09 cm.
 Δ/h_e = 0.0043 <= 0.007
 DIR YY (Periodo en Y=0.442 segundos)
 Δ_{max} = 1.937 cm.
 Δ/h_e = 0.004246 <= 0.007

LISTA DE PLANOS

N° LAMINA	DESCRIPCIÓN
E-01	CIMENTACIÓN
E-02	DETALLES DE CIMENTACION, VIGAS DE CIMENTACION Y CORTES DE MUROS
E-03	PLACAS Y DETALLES
E-04	COLUMNAS Y PLACAS
E-05	ENCOFRADO TECHO SOTANO
E-06	ENCOFRADO PISO TIPICO
E-07	ENCOFRADO AZOTEA
E-08	VIGAS SOTANO
E-09	VIGAS PISO TIPICO
E-10	VIGAS AZOTEA

LEYENDA

NFP. = NIVEL FALSO PISO
 NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
 NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
 NFZ.F. = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA



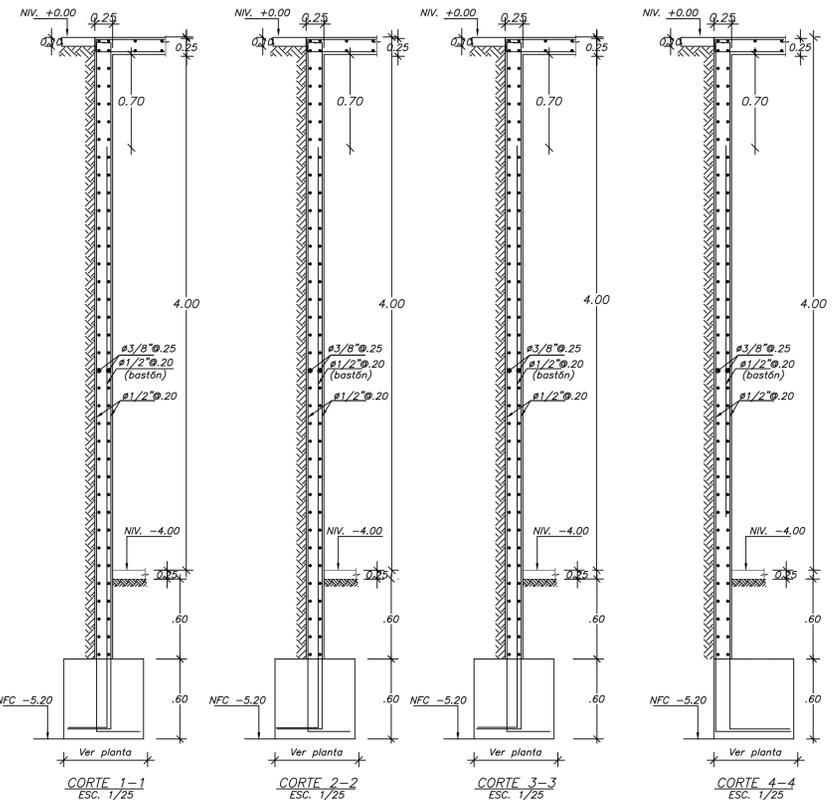
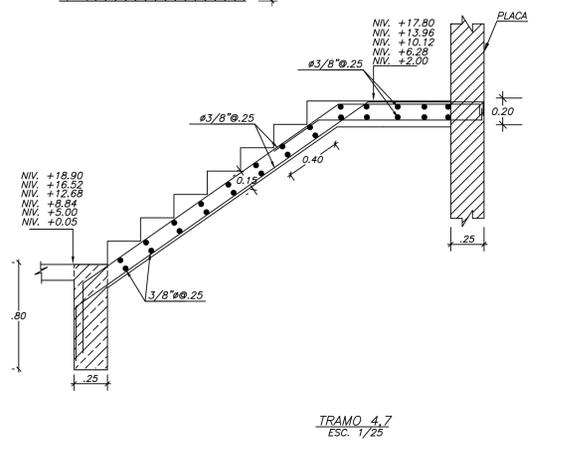
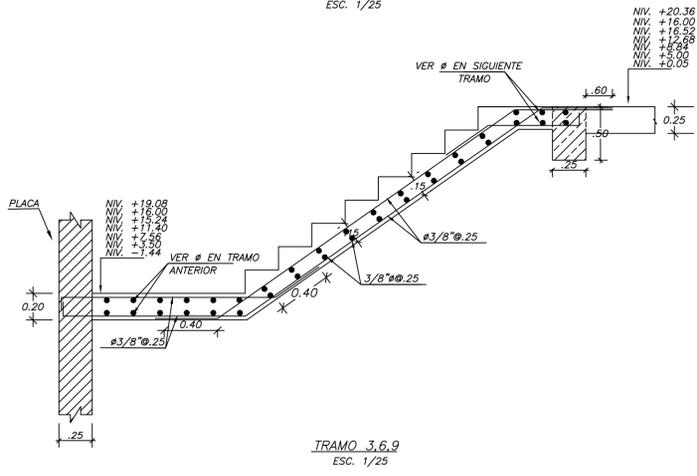
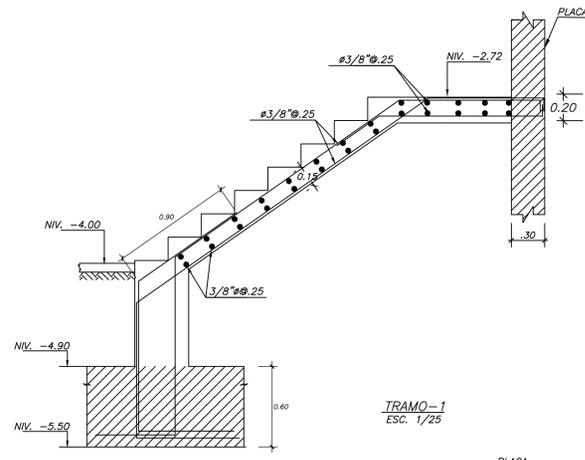
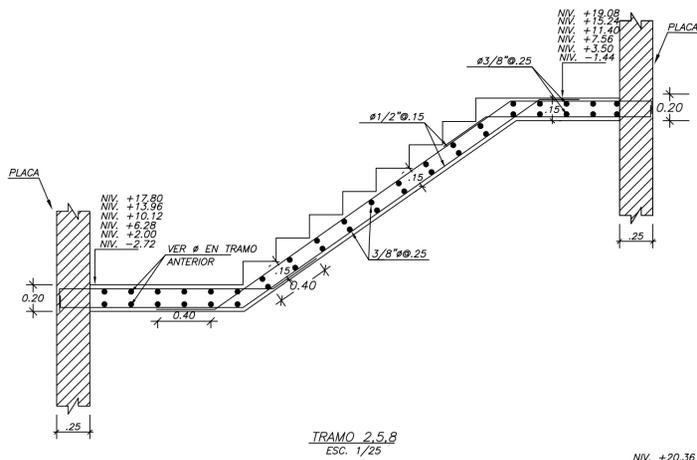
PAVIMENTO (ESTACIONAMIENTO)
 Esc. 1/10

P U C P
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU

PROYECTO	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO	FECHA	ABRIL-2020
ESTRUCTURAS	CIMENTACIÓN	ESCALA	1/75
OFICINAS		REGION	LIMA
		PROVINCIA	LIMA
		DISTRITO	SAN BENO
		LOCALIDAD	SAN BENO

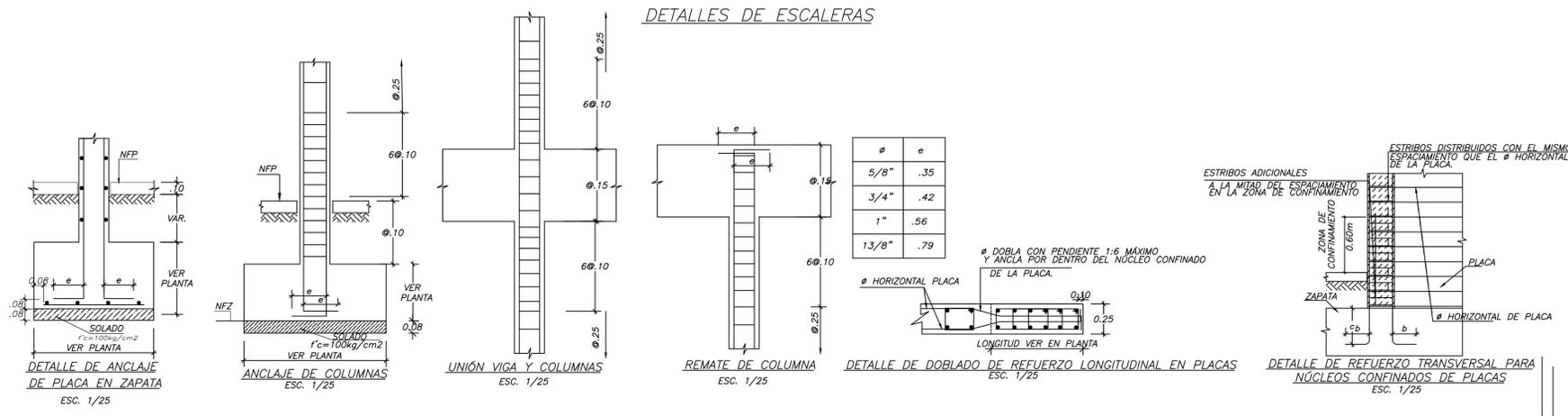
PROYECTO: E-01

INGENIERO: ANTONIO PEREZ CROSBY
 ASISTENTE: ING. PAULO IZABEL MEJIA TRUJILLO



CORTES DE MUROS

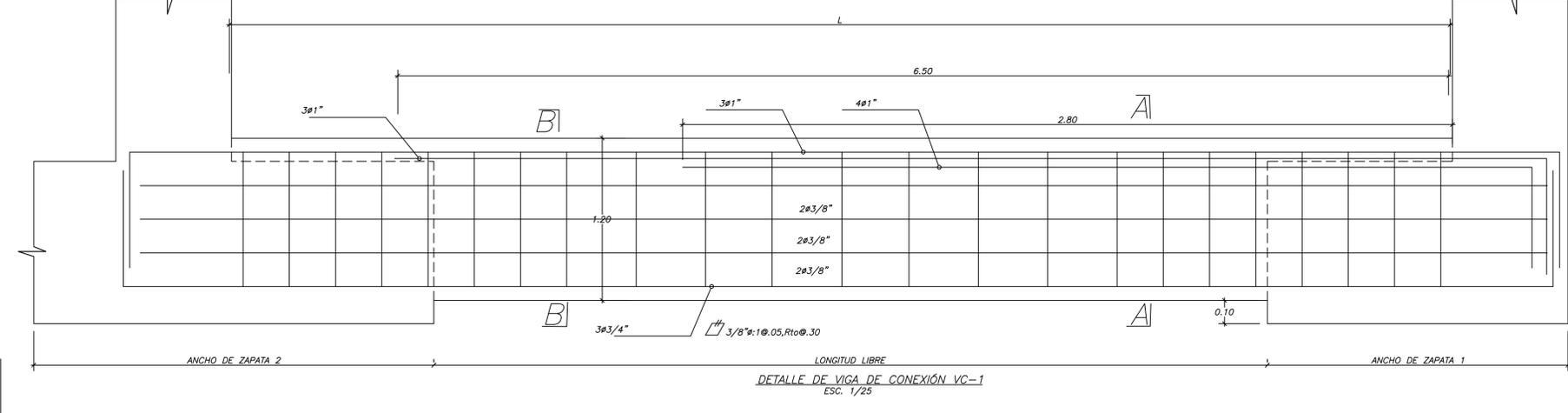
DETALLES DE ESCALERAS



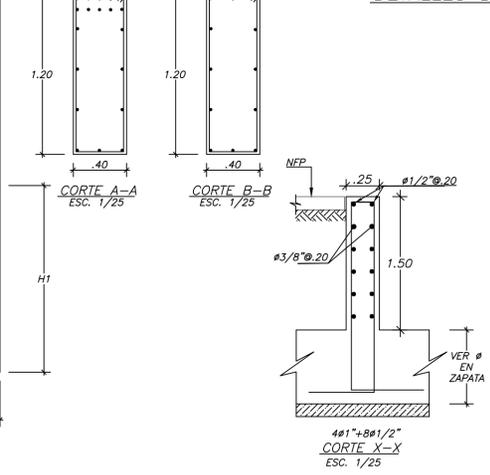
DETALLES GENERALES



DETALLES DE COLUMNAS



DETALLES DE VIGAS



P U C P
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO

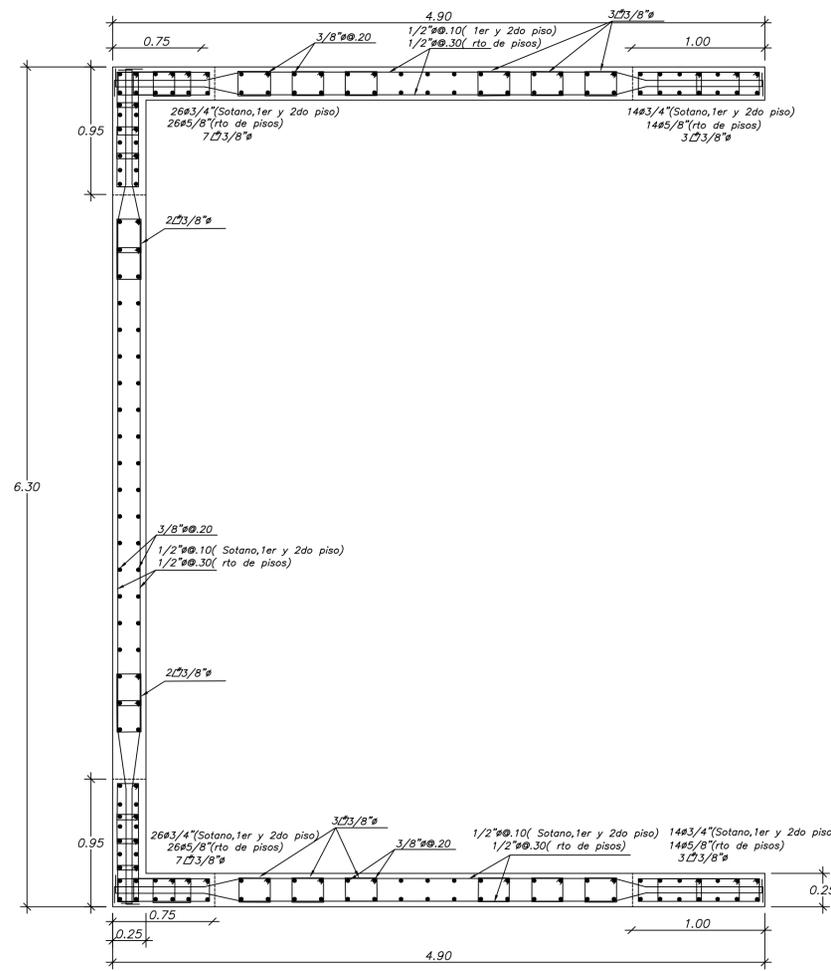
ESTRUCTURAS: DETALLES DE ESCALERAS, VIGAS DE CIMENTACION Y CORTES DE MUROS

OFICINAS: ESCALA: 1/25 FECHA: ABRIL 2020

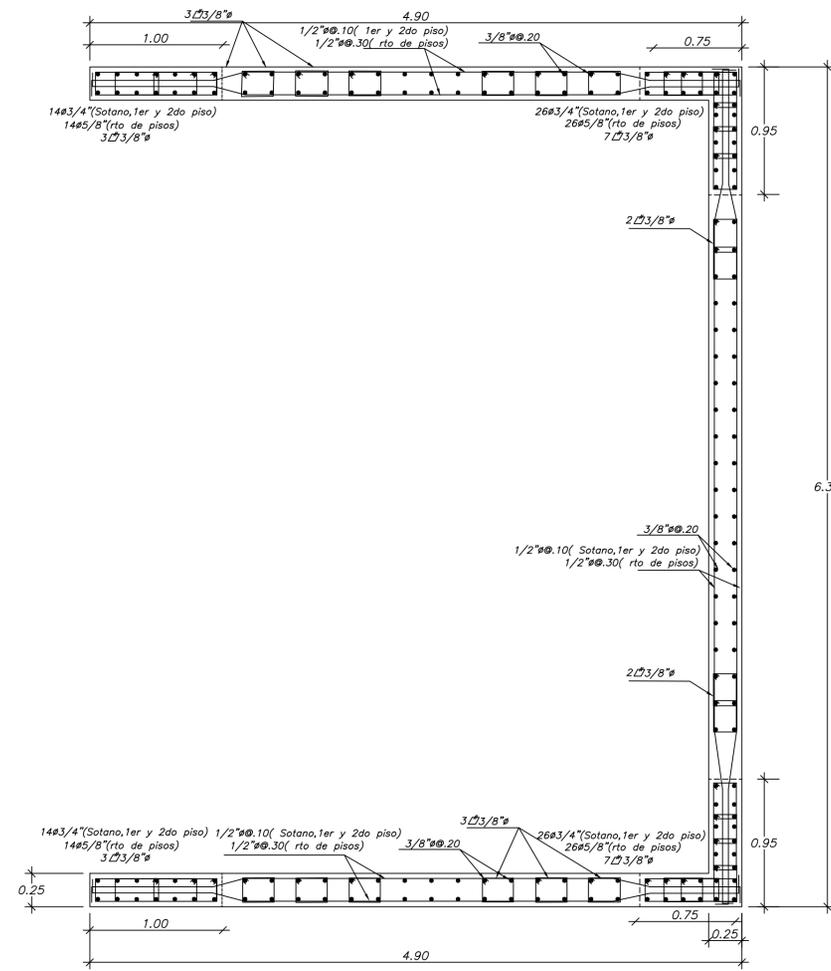
USUARIO Y DISEÑO: Ing. Enrique Alberto Perez Crosby
DISEÑO: Ing. Paulo Israel Mejia Trejo

VERIFICACION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: SAN BENO
LOCALIDAD: SAN BENO

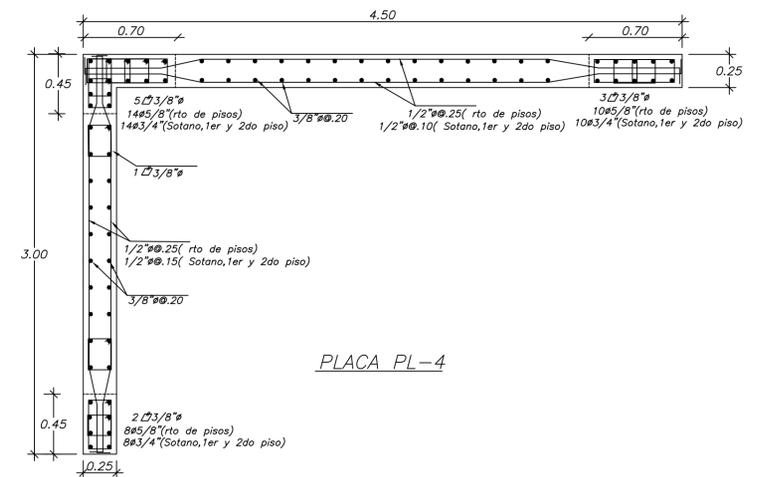
E-02



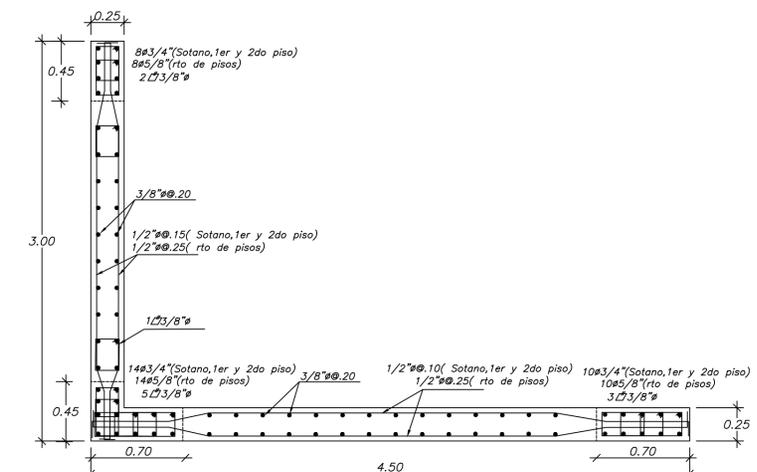
PLACA PL-5



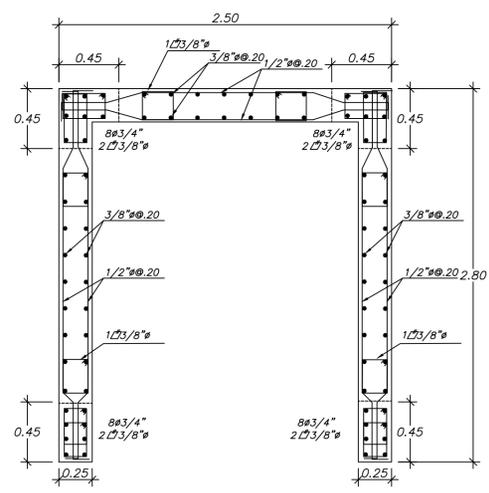
PLACA PL-8



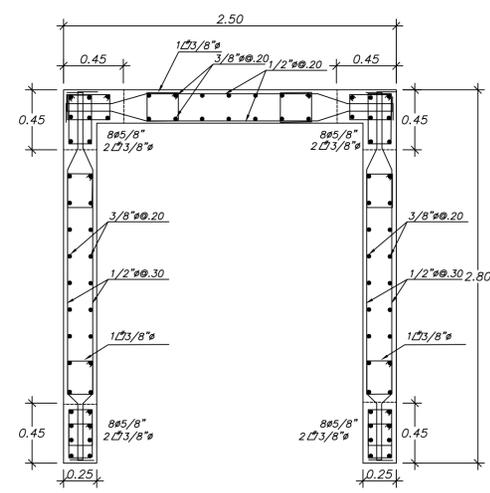
PLACA PL-4



PLACA PL-1

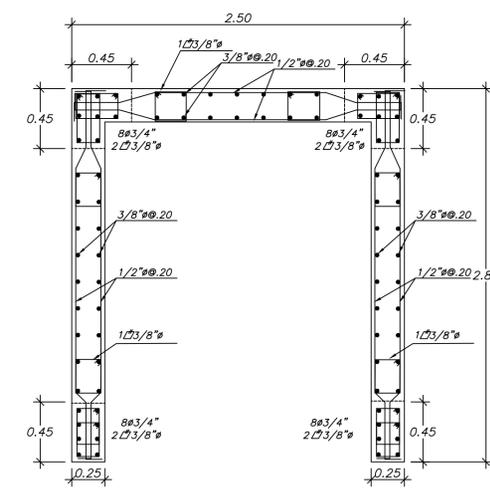


Sotano, 1er y 2do piso

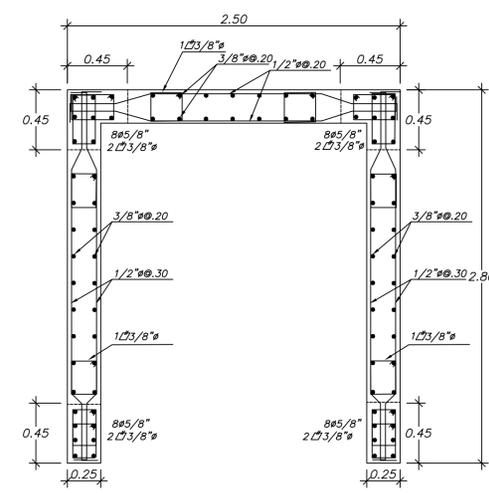


3er, 4to y 5to piso

PLACA PL-6



Sotano, 1er y 2do piso

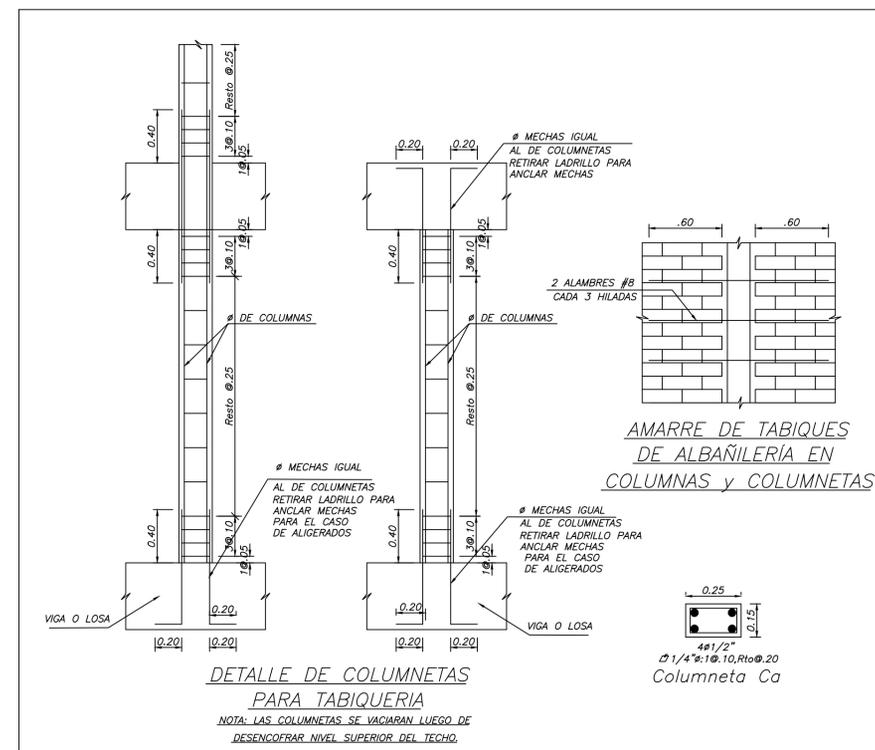
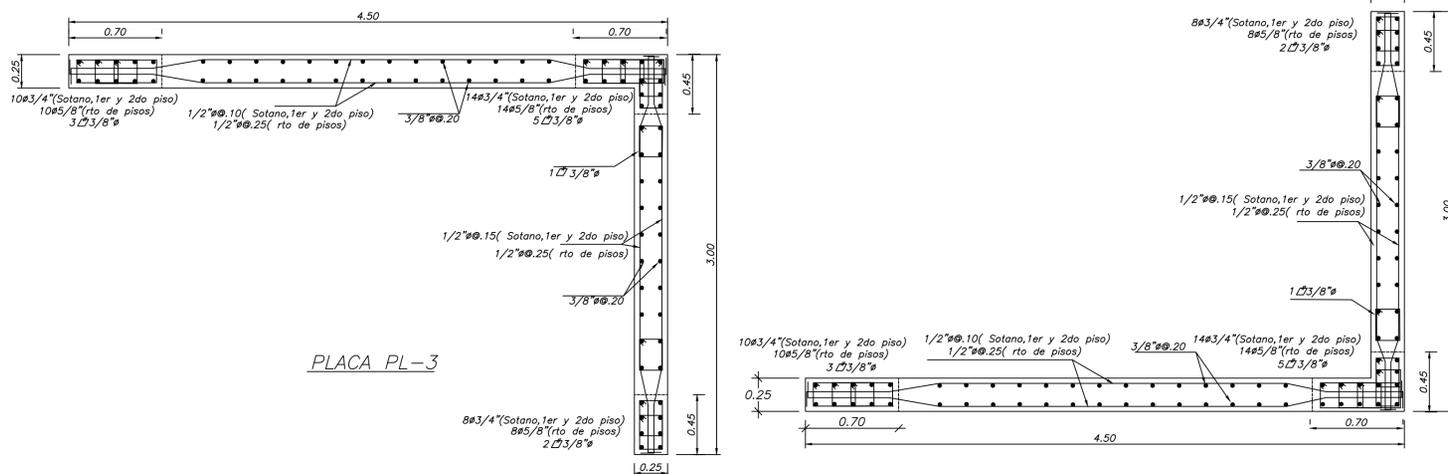
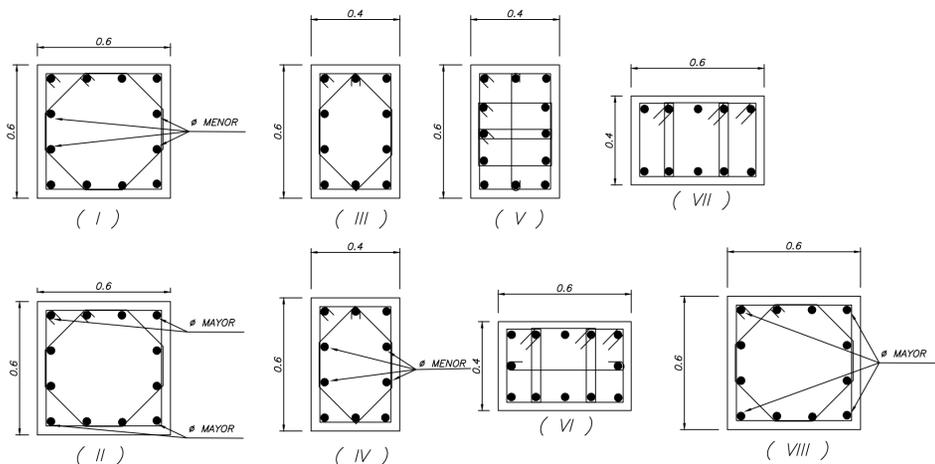


3er, 4to y 5to piso

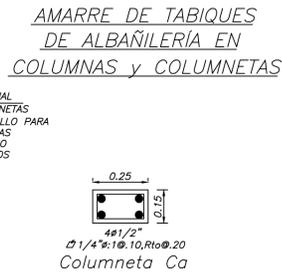
PLACA PL-7

P U C P			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU			
PROYECTO:		ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO	
ESTRUCTURAS		PLACAS Y DETALLES	
OFICINAS		ESCALA:	FECHA:
		1/25	ABRIL 2020
DISEÑO Y DIBUJO:		Ing. Paulo Israel Mejía Trejo	
VERIFICACION:		LIMA	
		LIMA	
		SAN BIERO	
		SAN BIERO	

CUADRO DE COLUMNAS											
COLUMNA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
SÓTANO	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.40x0.60) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (III)	(.40x0.60) 12ø3/4" 3∅3/8" + 1∅3/8" (X)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.40) 12ø1" 3∅3/8" + 1∅3/8" (VI)	(.60x.40) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (VII)	(.60x.60) 10ø1" 1∅1/2" + 0.1/2" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (II)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (I)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (VIII)
1° PISO	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.40x0.60) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (III)	(.40x0.60) 12ø3/4" 3∅3/8" + 1∅3/8" (V)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.40) 12ø1" 3∅3/8" + 1∅3/8" (VI)	(.60x.40) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (VII)	(.60x.60) 10ø1" 1∅1/2" + 0.1/2" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (I)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (VIII)
2° PISO	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.40x0.60) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (III)	(.40x0.60) 12ø3/4" 3∅3/8" + 1∅3/8" (V)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.40) 12ø1" 3∅3/8" + 1∅3/8" (VI)	(.60x.40) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (VII)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 6ø1" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (VIII)
3° PISO	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (II)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.40x0.60) 12ø3/4" 3∅3/8" + 1∅3/8" (V)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.40) 12ø1" 3∅3/8" + 1∅3/8" (VI)	(.60x.40) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (VII)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 6ø1" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (VIII)
4° PISO	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (II)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.40x0.60) 12ø3/4" 3∅3/8" + 1∅3/8" (V)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.40) 12ø1" 3∅3/8" + 1∅3/8" (VI)	(.60x.40) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (VII)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 6ø1" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (VIII)
AZOTEA	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (II)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.40x0.60) 12ø3/4" 3∅3/8" + 1∅3/8" (V)	(.40x0.60) 6ø3/4" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.40) 12ø1" 3∅3/8" + 1∅3/8" (VI)	(.60x.40) 10ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (VII)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 6ø1" + 4ø5/8" 1∅3/8" + 0.3/8" (IV)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (IV)	(.60x.60) 8ø1" + 4ø3/4" 1∅3/8" + 0.3/8" (I)	(.60x.60) 4ø1" + 8ø3/4" 1∅1/2" + 0.1/2" (VIII)

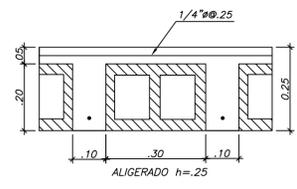
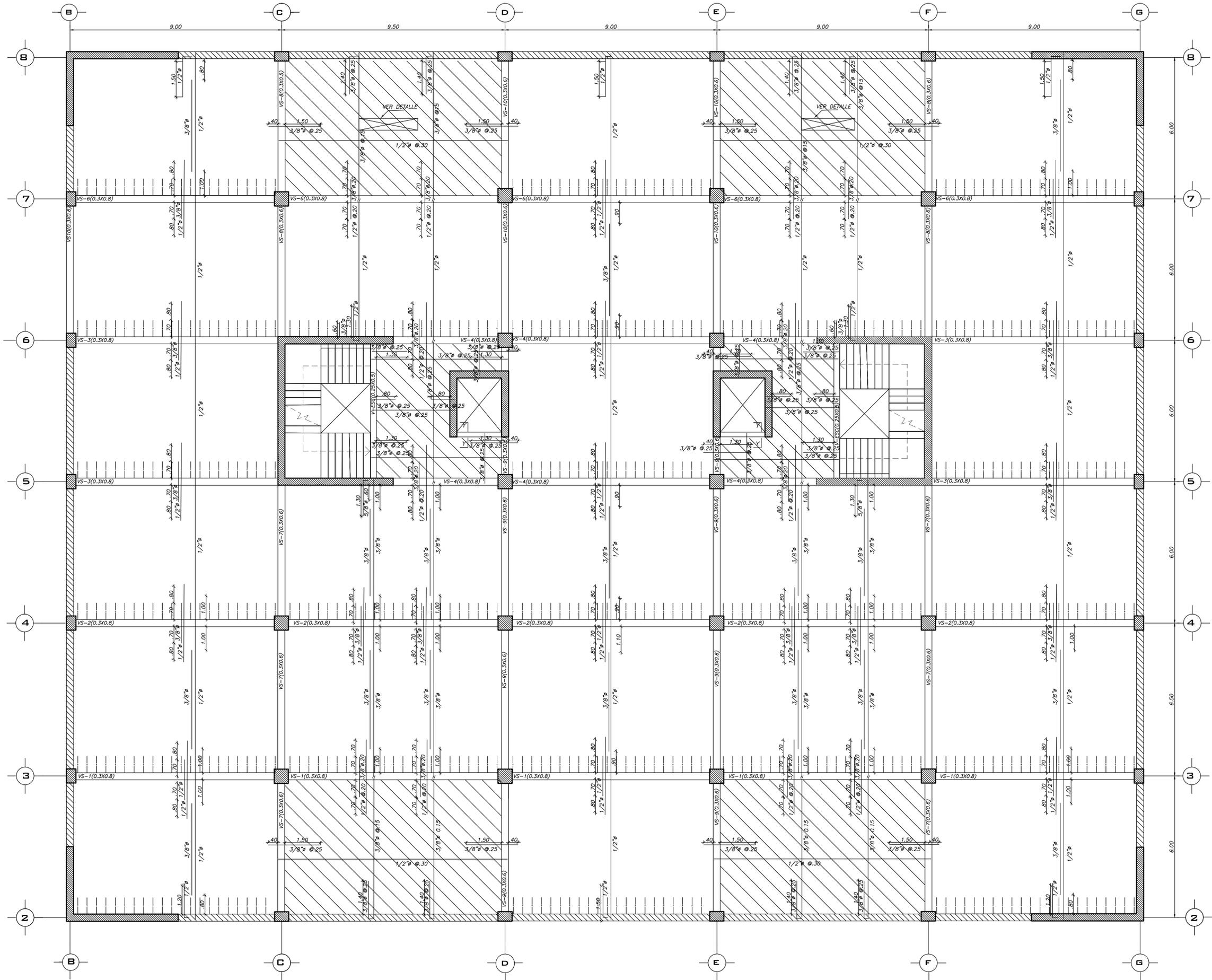


- ESPECIFICACIONES SOBRE TABIQUERIA**
- 1) LAS COLUMNETAS SE VACIARAN LUEGO DE DESENCOFRAR NIVEL SUPERIOR DEL TECHO.
 - 2) LAS COLUMNETAS SE UBICARAN EN LOS EXTREMOS DE LOS TABIQUES y CUANDO SE TIENE UN TABIQUE DE MAS DE 4.00 DE LARGO, SIN ARRIOSTE DE UN TABIQUE PERPENDICULAR, SE TENDRA UNA COLUMNETA INTERMEDIA.
 - 3) LAS COLUMNETAS SERAN DE .14x.25, CON 4ø3/8" y ∅1/4" x 3ø.10, RESTO @ .25
 - 4) CUANDO LAS COLUMNETAS NAZCAN SOBRE UN ALIGERADO SE RETIRAR EL LADRILLO, RELLENANDO CON CONCRETO y LOS DOBLECES DE LOS FIERROS DE LAS COLUMNETAS SERAN DE .30 cm.
 - 5) PARA TABIQUES DE ESPESOR=.24 cm, LAS COLUMNETAS SERAN DE .24x.25 m. CON 4ø3/8" y ∅1/4" x 3ø.10, RESTO @ .25
 - 6) EN CASOS ESPECIALES SE HAN INDICADO EN PLANTA ALGUNAS COLUMNETAS.
 - 7) LOS TABIQUES IRAN UNIDOS A LAS COLUMNAS o PLACAS DE LA ESTRUCTURA, DEJANDO ANCLAJES HORIZONTALES DE 2 ALAMBRES N°8 o DE 1ø1/4", CADA 3 HILADAS, QUE SE PROLONGAN EN LOS TABIQUES UNA LONGITUD DE 0.60 m.
 - 8) LA UNION DE TABIQUES CON SUS COLUMNETAS SERA CON HILADAS ENDENTADAS y CON DOS ALAMBRES N°8 o 1ø1/4", CADA 3 HILADAS QUE SE PROLONGAN EN LOS TABIQUES UNA LONGITUD DE 0.60 m.



Columneta Ca
∅1/4" x 1ø.10, Rto @ .25

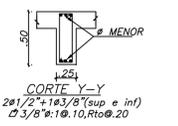
P U C P			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU			
PROYECTO:		ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO	
ESTRUCTURAS	FECHA:	COLUMNAS Y PLACAS	
OFICINAS	ESCALA:	1/75 y 1/25	FECHA: ABRIL 2020
DISEÑO Y DIBUJO:		Ing. Paulo Israel Mejía Trejo	
VERIFICACION:	REGION:	LIMA	E-04
PROVINCIA:	LIMA		
DISTRITO:	LIMA SURO		
LOCALIDAD:	SAN BERO		



LEYENDA

ALIGERADO h=25

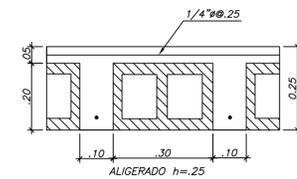
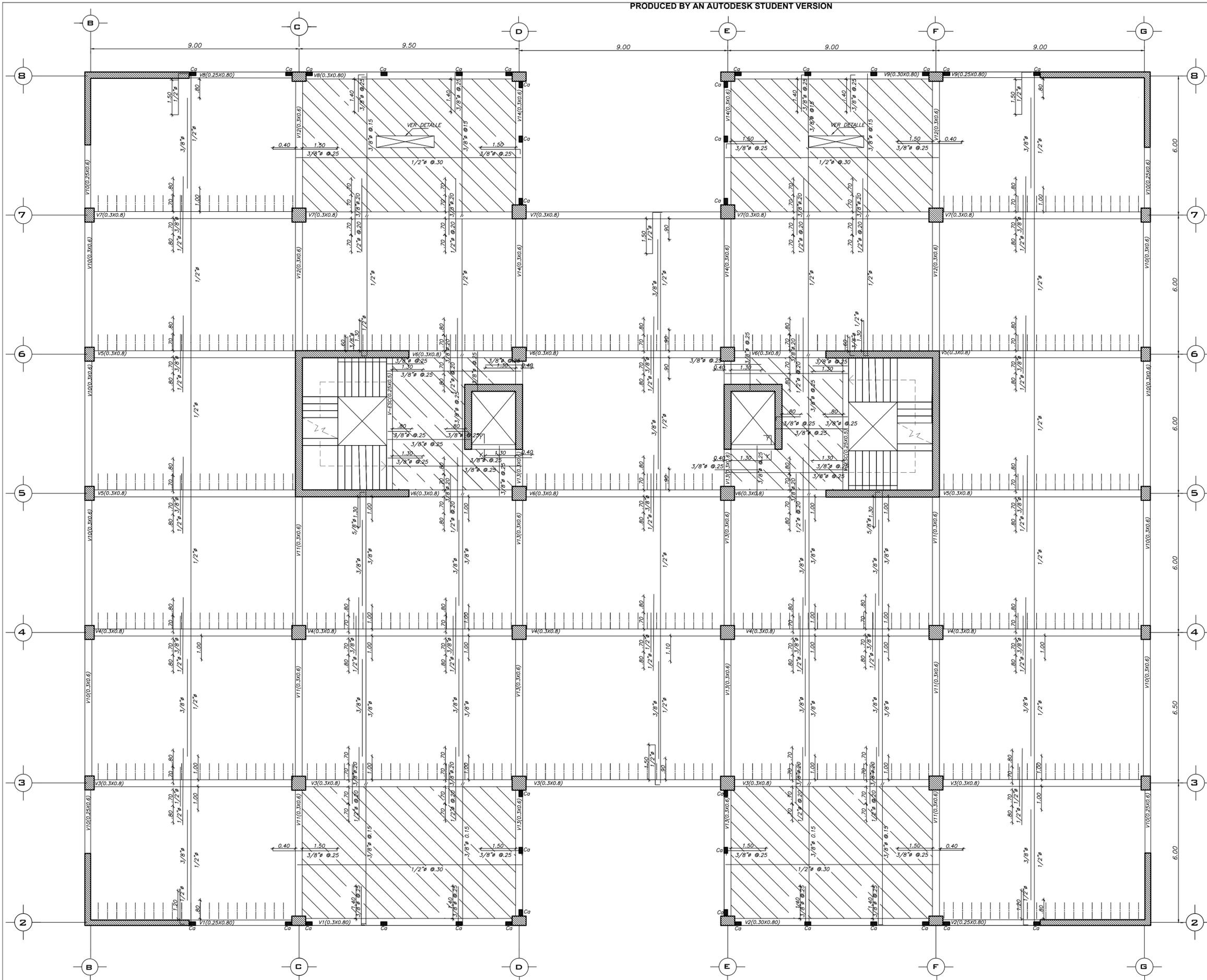
LOSA MACIZA h=20



ENCOFRADO TECHO DE SOTANO(NFP +0.00)
 LOSA MACIZA H=0.20 (ZONA ACHURADA CON LINEA CONTINUA) S/C = 400KG/M2(ESCALERAS)
 ALIGERADO H=0.25 (RESTO) S/C = 300KG/M2(RESTO)

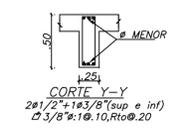
ESC. 1/75

P U C P		
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO		E-05
ESTRUCTURAS	ENCOFRADO TECHO DE SOTANO	
OFICINAS	175	FECHA: ABRIL-2020
<small> DISEÑO Y DIBUJO: Ing. Erika Alicia Perez Crosby REVISOR: Ing. Paulo Israel Mejia Trejo </small>		<small> VERIFICACION REGION: LIMA PROVINCIA: LIMA DISTRITO: SAN BENO LOCALIDAD: SAN BENO </small>



LEYENDA

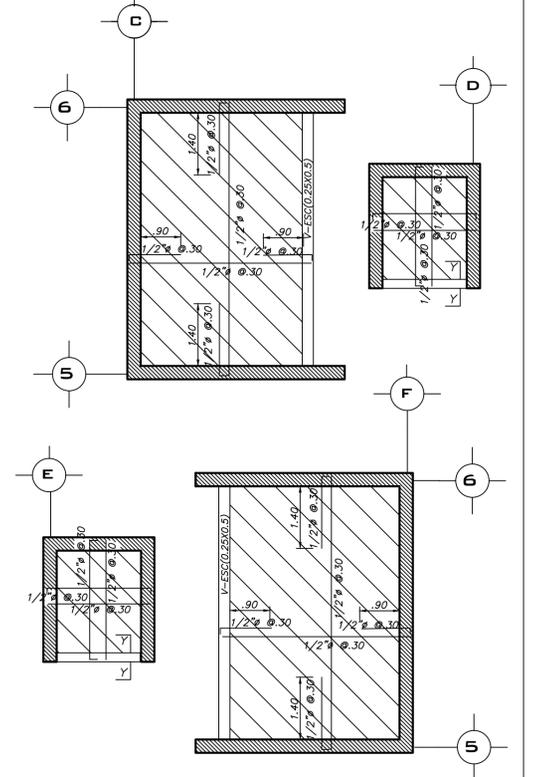
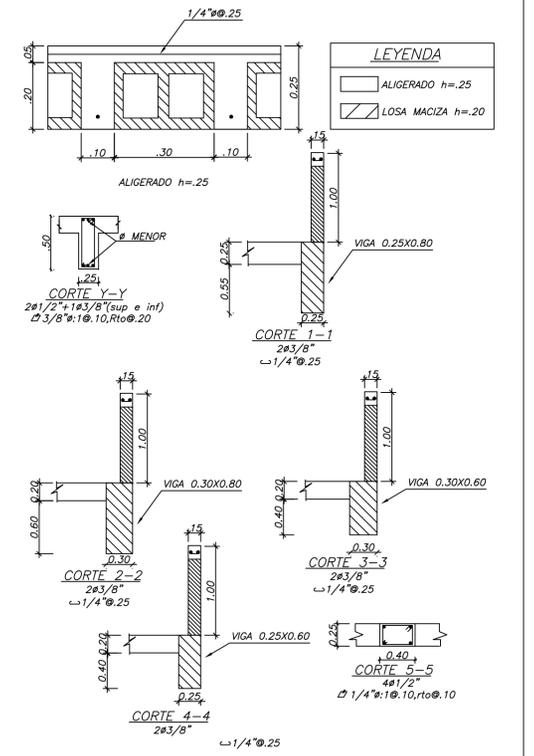
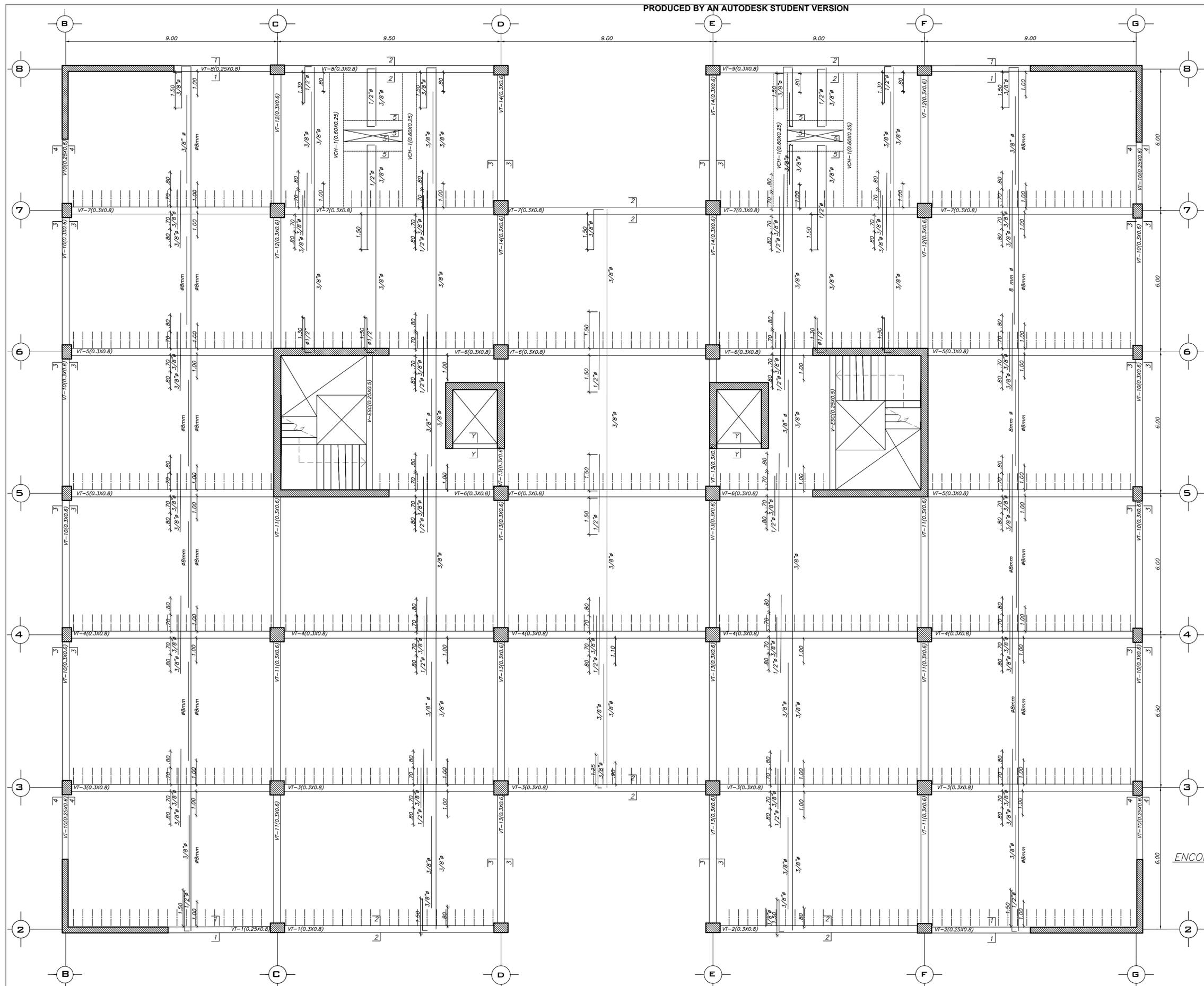
	ALIGERADO h=25
	LOSA MACIZA h=20



ENCOFRADO PISO TIPICO(NFP +5.85,+9.85,+13.85,+17.85)
 LOSA MACIZA H=0.20 (ZONA ACHURADA CON LINEA CONTINUA) S/C = 400KG/M2(ESCALERA)
 ALIGERADO H=0.25 (RESTO) S/C = 300KG/M2(RESTO)

ESC. 1/75

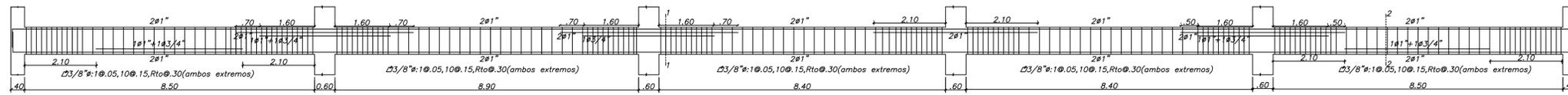
P U C P		
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO		E-06
ESTRUCTURAS	ENCOFRADO PISO TIPICO	
OFICINAS	175	ABRIL-2020
DISEÑO Y DIBUJO: Ing. Erickson Alonso Perez Crosby ASISTENTE: Ing. Paulo Israel Mejia Trejo		UBICACION: LIMA REGION: LIMA PROVINCIA: SAN BERNARDO DISTRITO: SAN BERNARDO LOCALIDAD: SAN BERNARDO



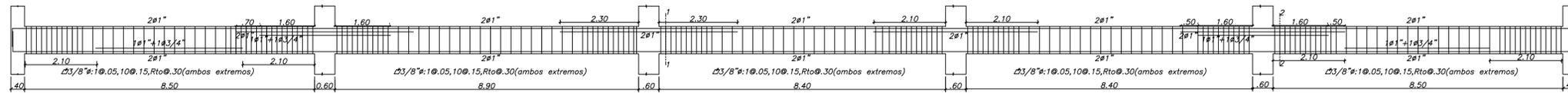
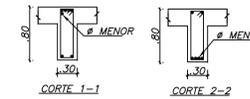
ENCOFRADO TECHO DE SÓTANO Y ASCENSOR(NFP+22.85)
 LOSA MACIZA H=0.20
 ESC. 1/75
 S/C escalera=100KG/M2
 S/C ascensor=2000KG/M2

ENCOFRADO AZOTEA(NFP +21.85)
 ALIGERADO H=0.25 S/C=100KG/M2
 ESC. 1/75

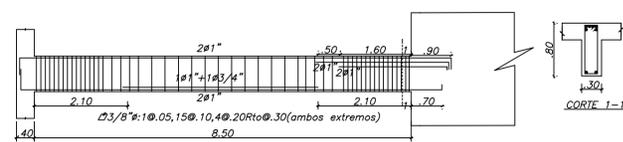
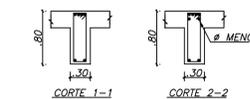
P U C P			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU			
PROYECTO:		ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO	
ESTRUCTURAS	ENCOFRADO AZOTEA	FECHA:	E-07
OFICINAS	ESCALA: 1/75	FECHA:	ABRIL-2020
DISEÑO Y DIBUJO:		ING. EDUARDO ALVARO PEREZ CROSBY	
REVISOR:		ING. PAULINA JIMÉNEZ TRUJILLO	
REGION:	LIMA	PROVINCIA:	LIMA
DISTRITO:	SAN BERNARDO	CANTÓN:	SAN BERNARDO
LOCALIDAD:	SAN BERNARDO		



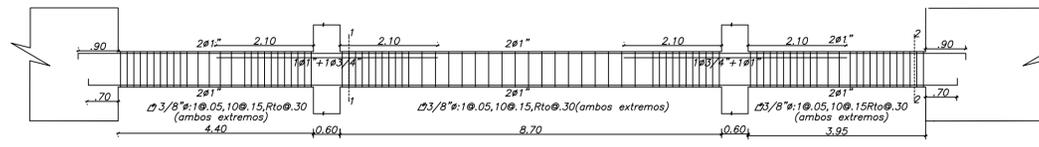
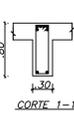
VIGA VS-1 (.30x.80)



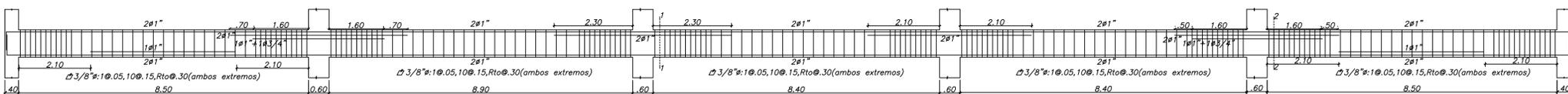
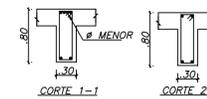
VIGA VS-2 (.30x.80)



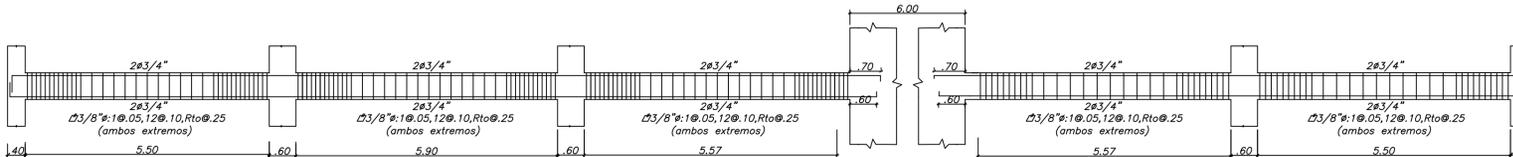
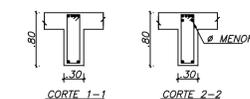
VIGA VS-3 (.30x.80)



VIGA VS-4 (.30x.80)



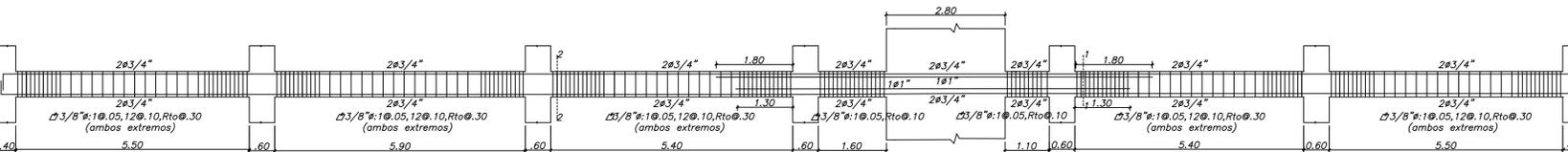
VIGA VS-6 (.30x.80)



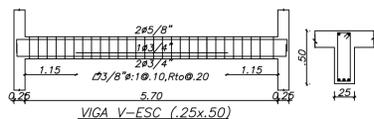
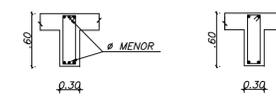
VIGA VS-7 (.30x.80)



VIGA VS-8 (.30x.60)



VIGA VS-9 (.30x.60)

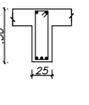
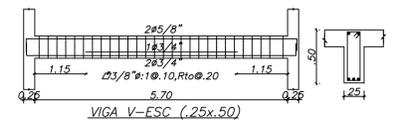
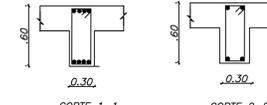
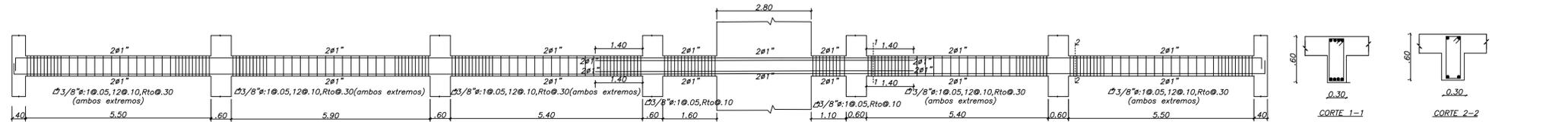
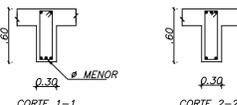
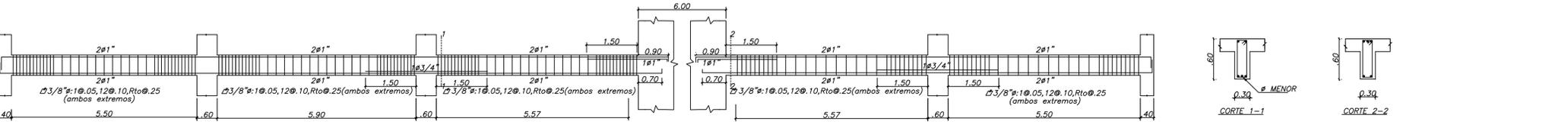
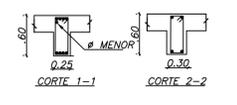
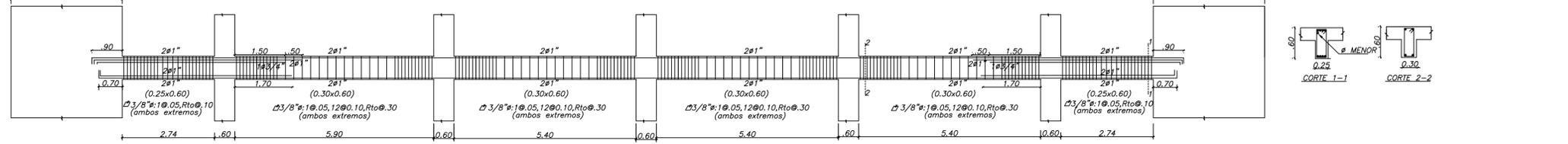
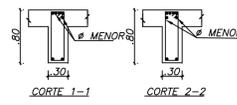
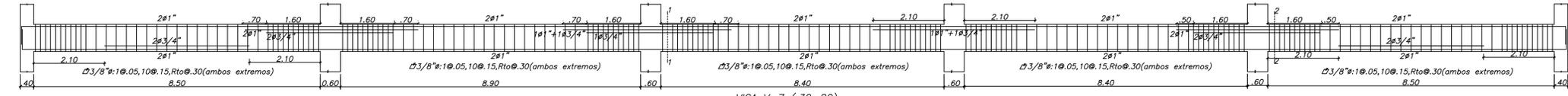
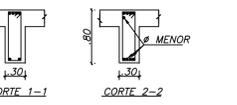
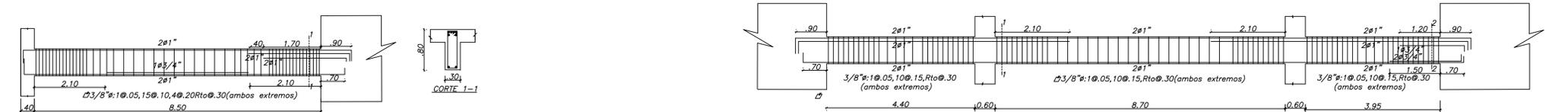
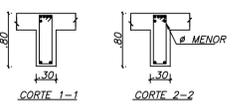
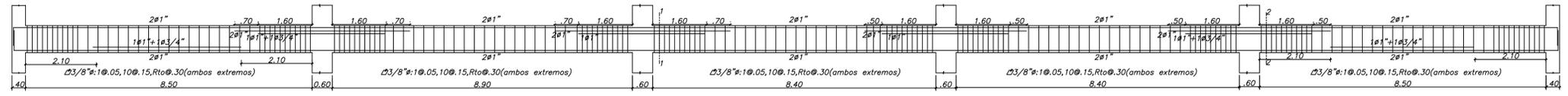
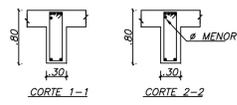
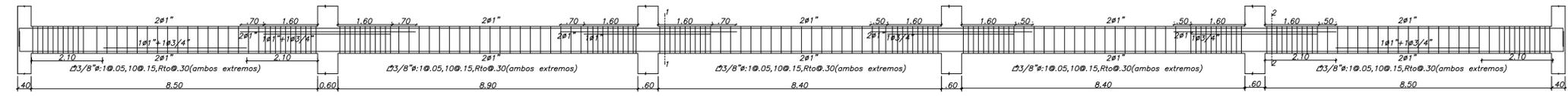
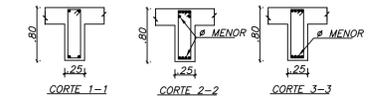
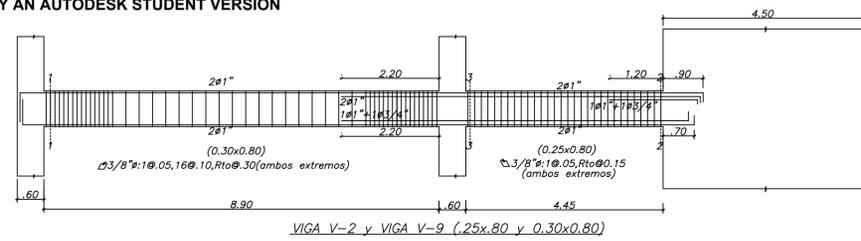
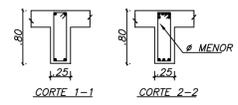
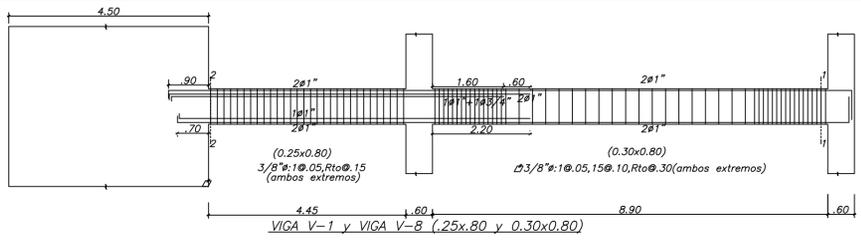


VIGA V-ESC (.25x.50)



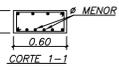
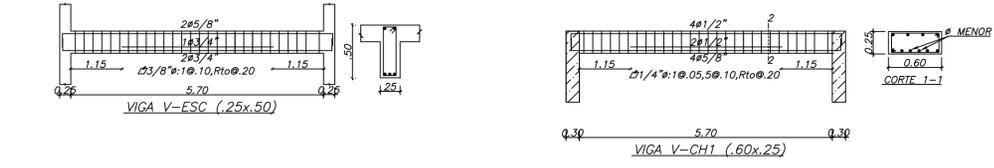
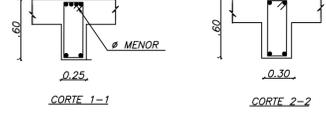
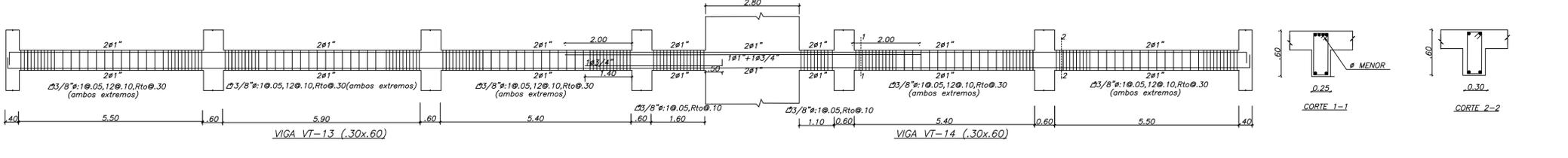
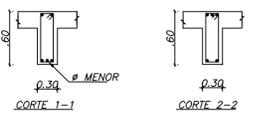
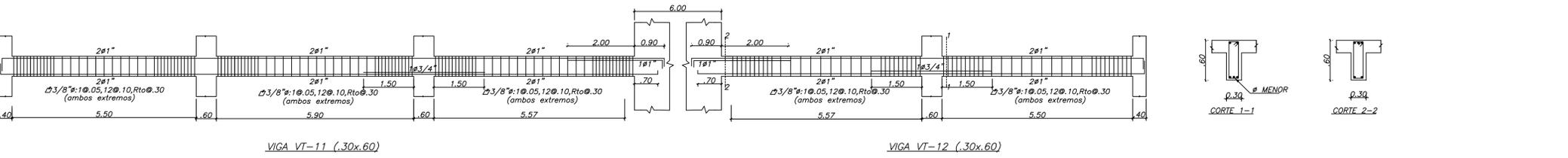
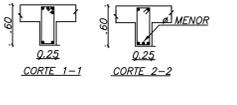
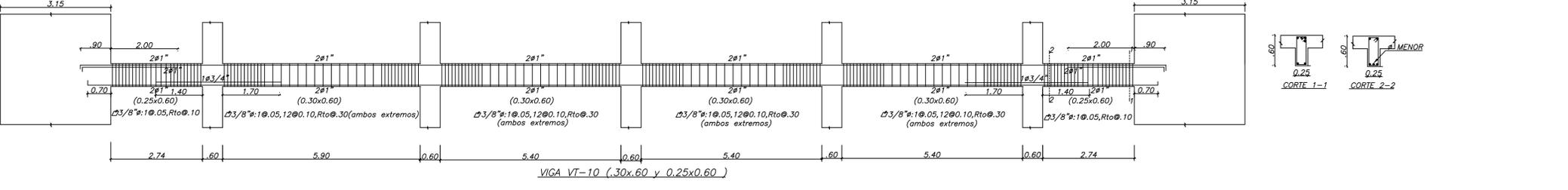
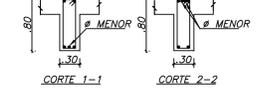
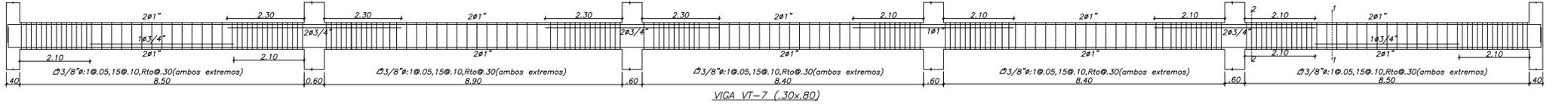
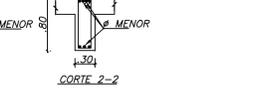
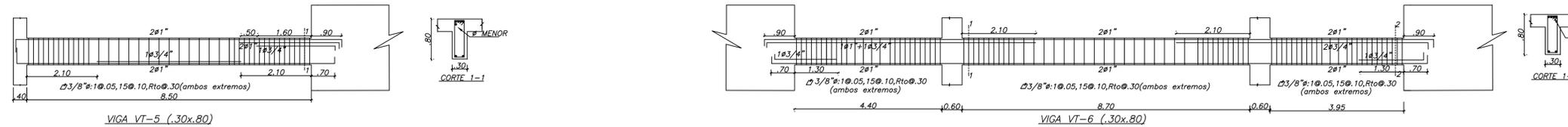
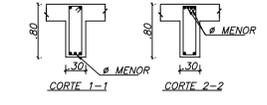
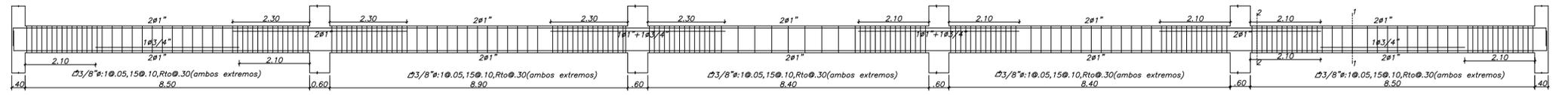
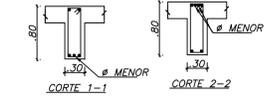
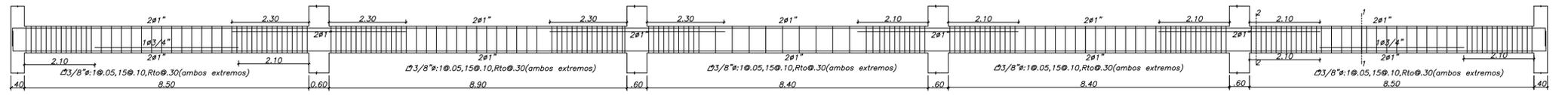
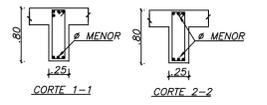
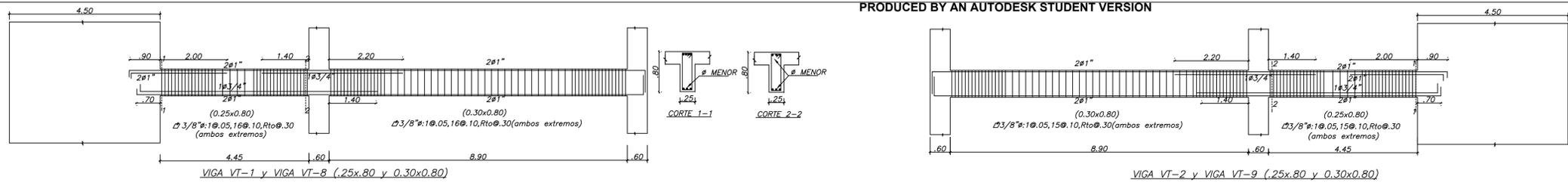
P U C P		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO			
ESTRUCTURAS		VIGAS SOTANO	
OFICINAS		ESCALA: 1/75	FECHA: ABRIL 2020
DISEÑO Y DIBUJO: Ing. Enrique Alberto Perez Crosby		VERIFICACION: LIMA LIMA SAN BERO SAN BERO	

E-08



P U C P		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
PROYECTO:		ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO	
ESTRUCTURAS	FIGURA:	VIGAS PISO TÍPICO	
OFICINAS	ESCALA:	1/75	FECHA: ABRIL 2020
DISEÑO Y DIBUJO:		Ing. Paulo Israel Mejía Trejo	
VERIFICACIÓN:		LIMA	
REGION:		LIMA	
PROVINCIA:		LIMA	
DISTRITO:		SAN BENO	
LOCALIDAD:		SAN BENO	

E-09



P U C P		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
PROYECTO:		ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A OFICINAS DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO	
ESTRUCTURAS	FECHA:	E-10	
OFICINAS	ESCALA:	1/75	FECHA:
			ABRIL 2020
DISEÑO Y DIBUJO:		Ing. Paulo Israel Mejía Trejo	
VERIFICACION:		LIMA	
REGION:		LIMA	
PROVINCIA:		LIMA	
DISTRITO:		SAN BENO	
LOCALIDAD:		SAN BENO	