

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



Diseño de un edificio de viviendas en Santa María

Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil que presenta:

LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA

ASESOR: GIANFRANCO OTTAZZI PASINO

Lima, 2016

RESUMEN

El presente trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos proyectado sobre un terreno rectangular de 375 m²; 30 metros de frente por 12.50 metros de profundidad, ubicado en una zona residencial del balneario de Santa María – Lima. Como tema complementario se realizó el metrado del consumo de acero y del concreto.

El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas y macizas de 0.25 m de espesor. La estructura del edificio está compuesta en su gran mayoría por muros de corte combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Estos muros fueron pre dimensionados considerando que el 80% de la fuerza cortante sísmica basal proveniente del análisis estático, sea resistida únicamente por el concreto, mientras que para el pre dimensionamiento de columnas solo se consideraron cargas de gravedad.

En base a la estructuración y pre dimensionamiento inicial, se realizó un análisis sísmico preliminar con el propósito de verificar si la estructura propuesta satisface los requisitos exigidos por la Norma de Diseño Sismorresistente (NTE E.030) y que los principales elementos sísmicos tengan un comportamiento adecuado para soportar los esfuerzos a los que serán exigidos. Este análisis se realizó empleando un modelo tridimensional con la ayuda del programa Etabs, obteniéndose así la respuesta de la estructura ante el espectro de pseudo-aceleraciones proporcionado por la Norma.

El diseño del edificio se realizó dentro del marco normativo del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE), dentro de las cuales destacan las siguientes normas: E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado.

Lista de contenido

CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1 Objetivo del proyecto	1
1.2 Arquitectura del edificio	1
1.3 Descripción del Proyecto de Estructuras	4
1.4 Normas empleadas	4
1.5 Cargas de diseño	4
1.6 Condiciones generales para el diseño	5
CAPÍTULO 2	6
ESTRUCTURACIÓN	6
2.1 Objetivos de la estructuración	6
2.2 Criterios de estructuración y diseño.....	6
2.3 Descripción de la estructuración.....	6
CAPÍTULO 3	8
PRE DIMENSIONAMIENTO	8
3.1 Pre dimensionamiento de losas aligeradas.....	8
3.2 Pre dimensionamiento de losas macizas.....	8
3.3 Pre dimensionamiento de vigas.....	8
3.4 Pre dimensionamiento de columnas.....	9
3.5 Pre dimensionamiento de placas.....	10
3.6 Pre dimensionamiento de escaleras.....	11
3.7 Pre dimensionamiento de cisterna.....	12
3.8 Pre dimensionamiento del cuarto de máquinas	13
3.9 Resistencia característica del concreto	13
3.10 Estructuración de la planta típica de estructuras.....	14
CAPÍTULO 4	16
METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD	16
4.1 Cargas de diseño	16
4.2 Losas aligeradas	17
4.3 Losas macizas	17
4.4 Vigas.....	18
4.4.1 Vigas peraltadas.....	18
4.4.2 Vigas chatas.....	19
4.5 Columnas	19

4.6	Placas.....	20
4.7	Escaleras.....	21
CAPÍTULO 5.....		23
ANÁLISIS SÍSMICO		23
5.1	Objetivos.....	23
5.2	Condiciones generales para el análisis.....	23
5.2.1	Factor de zona	23
5.2.2	Condiciones geotécnicas	24
5.2.3	Factor de amplificación sísmica.....	24
5.2.4	Categoría de la edificación y factor de uso.....	25
5.2.5	Sistema estructural.....	25
5.2.6	Configuración estructural.....	25
5.3	Consideraciones del modelo sísmico del edificio.....	26
5.4	Modelo sísmico del edificio	27
5.5	Análisis de modos de vibración.....	28
5.6	Análisis estático.....	29
5.6.1	Generalidades.....	29
5.6.2	Período fundamental de la estructura.....	29
5.6.3	Peso de la edificación	29
5.6.4	Fuerza cortante en la base	30
5.6.5	Distribución de la fuerza sísmica en la altura.....	30
5.6.6	Efectos de torsión	31
5.6.7	Desplazamientos de respuesta	31
5.7	Análisis por superposición espectral.....	32
5.7.1	Espectros de diseño	33
5.7.2	Desplazamientos de respuesta	33
5.7.3	Control de giros en planta.....	35
5.7.4	Fuerza cortante mínima	39
5.8	Análisis Traslacional.....	39
5.8.1.	Modos de vibración	40
5.8.2.	Fuerza cortante mínima basal.....	41
5.8.3.	Desplazamiento de respuesta.....	41
5.9	Comparación de los análisis realizados.....	42
5.9.1.	Períodos de vibración	42
5.9.2.	Fuerza cortante mínima basal.....	43
5.9.3.	Desplazamientos de respuesta	44

5.10	Verificación del sistema estructural.....	45
5.11	Junta sísmica y estabilidad del edificio.	46
5.12	Fuerzas internas.....	47
CAPÍTULO 6.....		51
FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO		51
6.1	Diseño por flexión.....	52
6.1.1.	Hipótesis de diseño	52
6.1.2.	Bloque de compresiones.....	53
6.1.3.	Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo.....	53
6.1.4.	Deflexiones.....	54
6.2	Diseño por fuerza cortante.....	54
6.3	Diseño por flexo – compresión	55
6.3.1	Diagrama de interacción.....	55
6.3.2	Procedimiento de diseño.....	56
6.4	Detalles de refuerzo.....	56
CAPÍTULO 7.....		59
DISEÑO DE LOSAS		59
7.1	Consideraciones adicionales para el diseño de losas	59
7.2	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	60
7.3	Ejemplo de diseño de losa maciza	64
CAPÍTULO 8.....		66
DISEÑO DE VIGAS		66
8.1	Condiciones adicionales para el diseño de vigas	66
8.2	Diseño de vigas peraltadas.....	67
8.3	Diseño de vigas chatas.....	72
CAPÍTULO 9.....		76
DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES – COLUMNAS.....		76
9.1	Consideraciones adicionales para el diseño de columnas	76
9.2	Ejemplo de diseño de columnas.....	77
CAPÍTULO 10		80
DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES – PLACAS		80
10.1	Consideraciones adicionales para el diseño de placas	80
10.2	Ejemplo de diseño de placas.....	80
CAPÍTULO 11		85
DISEÑO DE CIMENTACIONES		85
11.1	Consideraciones adicionales para el diseño de cimentaciones	85

11.2 Ejemplo de diseño de zapata.....	86
CAPÍTULO 12	91
DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS.....	91
12.1 Diseño de la escalera	91
12.2 Diseño de muros de cisterna y cuarto de bombas.....	94
12.3 Diseño de cuarto de máquinas.....	96
12.4 Diseño de tabiques	97
CAPÍTULO 13	102
METRADO DE ACERO Y CONCRETO	102
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	104
BIBLIOGRAFÍA.....	106



Índice de tablas

Tabla 1. Pre dimensionamiento por carga axial.	10
Tabla 2. Pre dimensionamiento de muros de corte.	11
Tabla 3. Dotación de agua para consumo humano IS.010.	12
Tabla 4. Dotación de agua requerida.	12
Tabla 5. Pre dimensionamiento de la cisterna.	13
Tabla 6. Pesos unitarios característicos de los materiales.	16
Tabla 7. Sobrecargas recomendadas por la Norma E.020.	16
Tabla 8. Metrado de vigueta del piso típico.	17
Tabla 9. Metrado de la losa maciza del piso típico.	17
Tabla 10. Metrado de una viga peraltada VT – 2 del piso típico.	19
Tabla 11. Metrado de una viga chata del piso típico.	19
Tabla 12. Metrado de la columna C – 2 (25x130 cm) del piso típico.	20
Tabla 13. Metrado de la columna C – 2 (25x130 cm) del piso típico.	20
Tabla 14. Metrado de la placa PL – 4.	21
Tabla 15. Metrado de la placa PL – 4.	21
Tabla 16. Metrado de escalera.	22
Tabla 17. Zonificación sísmica del Perú.	23
Tabla 18. Parámetros del suelo.	24
Tabla 19. Análisis de regularidades.	26
Tabla 20. Análisis de modos de vibración.	28
Tabla 21. Centros de rigidez y de masa.	28
Tabla 22. Cálculo de fuerza cortante por análisis estático.	30
Tabla 23. Fuerza sísmica en la altura.	31
Tabla 24. Control de deriva en la dirección X-X - Sismo estático.	32
Tabla 25. Control de deriva en la dirección Y-Y - Sismo estático.	32
Tabla 26. Desplazamientos en la dirección X-X - Superposición modal.	34
Tabla 27. Desplazamientos en la dirección Y-Y - Superposición modal.	34
Tabla 28. Control de deriva en la dirección X-X por cada diafragma.	34
Tabla 29. Control de deriva en la dirección Y-Y por cada diafragma.	35
Tabla 30. Desplazamientos y derivas del Punto 1 en X-X.	36
Tabla 31. Desplazamientos y derivas del Punto 4 en X-X.	36
Tabla 32. Desplazamientos y derivas del Punto 2 en Y-Y.	36
Tabla 33. Desplazamientos y derivas del Punto 3 en Y-Y.	37
Tabla 34. Análisis de condiciones de irregularidad en direcciones X-X e Y-Y.	38
Tabla 35. Fuerzas cortantes basales.	39

Tabla 36. Modos de vibración – Análisis traslacional.	41
Tabla 37. Fuerzas cortantes basales.	41
Tabla 38. Control de deriva en la dirección X-X - Análisis traslacional.	42
Tabla 39. Control de deriva en la dirección Y-Y - Análisis traslacional.	42
Tabla 40. Cuadro comparativo de períodos.	43
Tabla 41. Cuadro comparativo de fuerzas basales.	43
Tabla 42. Cuadro comparativo de factores de amplificación.	44
Tabla 43. Cuadro comparativo de desplazamientos de respuesta.	44
Tabla 44. Distribución de fuerzas en muros y columnas – Análisis dinámico (3 gdl).	45
Tabla 45. Momentos de volteo y peso del edificio - Análisis dinámico (3 gdl).....	46
Tabla 46. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis estático.....	47
Tabla 47. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis estático.....	48
Tabla 48. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico de traslación X-X.	48
Tabla 49. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico de traslación Y-Y.	49
Tabla 50. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico 3 gdl X-X. ...	49
Tabla 51. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico 3 gdl Y-Y. ...	49
Tabla 52. Factores de reducción de acuerdo al tipo de sollicitación.....	52
Tabla 53. Recubrimientos convencionales – (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014)	57
Tabla 54. Anclajes de fierro – (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014).....	57
Tabla 55. Propiedades de viga típica convencional – $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	59
Tabla 56. Resumen de diseño por flexión.	68
Tabla 57. Resumen de diseño por corte.	69
Tabla 58. Resumen de diseño por flexión.	70
Tabla 59. Resumen de diseño por flexión.	71
Tabla 60. Resumen de diseño por corte.	71
Tabla 61. Resumen de diseño por corte.	71
Tabla 62. Resumen de diseño por flexión.	74
Tabla 63. Resumen de diseño por corte.	74
Tabla 64. Cargas de diseño de la columna C-1.	77
Tabla 65. Combinaciones de carga para la columna C-1.....	77
Tabla 66. Diseño por cortante de la columna C-1.	78
Tabla 67. Diseño por capacidad de la columna C-1.....	78
Tabla 68. Esquema de la placa PL-1.	81

Tabla 69. Cargas de diseño para la placa PL-1.	81
Tabla 70. Combinaciones de carga para la placa PL-1.....	81
Tabla 71. Combinaciones de carga para la placa PL-1.....	82
Tabla 72. Cargas de gravedad y de sismo para la columna C-2.	87
Tabla 73. Cargas de servicio correspondientes al tramo 01.....	92
Tabla 74. Cargas actuantes en la losa de piso.....	97
Tabla 75. Valores de coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a” – (Norma Técnica de Edificación EM.070, Transporte Mecánico., 2006).	99
Tabla 76. Diseño de tabiques integrados a la estructura.....	99



Índice de figuras

Figura 1. Piso típico del edificio.	2
Figura 2. Primer piso del edificio.	3
Figura 3. Estructuración del edificio analizado.	15
Figura 4. Forma de techado del piso típico.	18
Figura 5. Modelo sísmico de la estructura en Etabs 9.7.4.	27
Figura 6. Espectro de aceleración espectral	33
Figura 7. Planta típica del edificio.	35
Figura 8. Pórticos planos en la dirección X-X.	40
Figura 9. Pórticos planos en la dirección Y-Y.	40
Figura 10. Vista de la placa analizada 3D – PL – 4.	47
Figura 11. Diagrama de interacción de diseño. (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014).	56
Figura 12. Configuración de empalmes en vigas, columnas y placas (PRISMA, 2009).	58
Figura 13. Corte teórico de fierro (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014).	58
Figura 14. Sección transversal “T” de una vigueta típica.	60
Figura 15. Modelo de la vigueta analizada.	61
Figura 16. Momento flector resultante de la vigueta analizada a ejes.	61
Figura 17. Fuerza cortante resultante de la vigueta analizada a ejes.	61
Figura 18. Modelo de la losa maciza de 25 cm de espesor.	65
Figura 19. Viga de ejemplo y sección de diseño.	67
Figura 20. Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m).	68
Figura 21. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (ton).	68
Figura 22. Viga de ejemplo y sección de diseño.	69
Figura 23. Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m).	70
Figura 24. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (ton).	70
Figura 25. Viga chata de ejemplo y sección de diseño.	73
Figura 26. Diagrama de momento flector (ton-m).	73
Figura 27. Diagrama de fuerzas cortantes (ton).	73
Figura 28. Elevación de viga VT – 02 con refuerzo colocado (Cargas de gravedad).	75
Figura 29. Elevación de viga VT – 07 con refuerzo colocado (Cargas de sismo). ..	75
Figura 30. Elevación de viga con refuerzo colocado (Viga chata).	75
Figura 31. Diagrama de interacción de la columna C-1.	77
Figura 32. Sección transversal de la columna C-1.	79

Figura 33. Esquema de la placa PL-1 en el primer piso.....	80
Figura 34. Diagrama de interacción de la placa PL-1.....	83
Figura 35. Diagrama de interacción de la placa PL-1.....	83
Figura 36. Placa PL-1 con refuerzo a flexo-compresión y cortante.	84
Figura 37. Secciones críticas para el diseño de una zapata aislada.	87
Figura 38. Armado final de una zapata aislada.	90
Figura 39. Modelo utilizado para el diseño de 1 tramo de la escalera	92
Figura 40. Diagrama de momento flector para la escalera en estudio (ton – m)....	92
Figura 41. Diagrama de fuerza cortante para la escalera en estudio (ton)	93
Figura 42. Armado final del tramo 1 de la escalera.	94
Figura 43. Diagrama de distribución de cargas en el muro y losa.	95
Figura 44. Cargas amplificadas actuantes en el muro.....	96



CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 Objetivo del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de siete pisos de concreto armado basado en una estructuración funcional y segura bajo los lineamientos de las normas técnicas vigentes de edificaciones: NTE E.060 Concreto Armado. NTE E.020 Cargas y NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

1.2 Arquitectura del edificio

El inmueble que se ha diseñado en la presente tesis, está destinado a ser un edificio de viviendas y se ubicará en el balneario de Santa María – Lima. Limita por tres frentes con calles y avenidas. El diseño cuenta con siete pisos y una azotea utilizable. En el primer piso se dispone de 14 estacionamientos, cinco depósitos y un cuarto de basura. En el piso típico, encontramos cuatro departamentos por piso. En la azotea, se sitúan zonas destinadas para la recreación y el acceso al cuarto de máquinas de los ascensores.

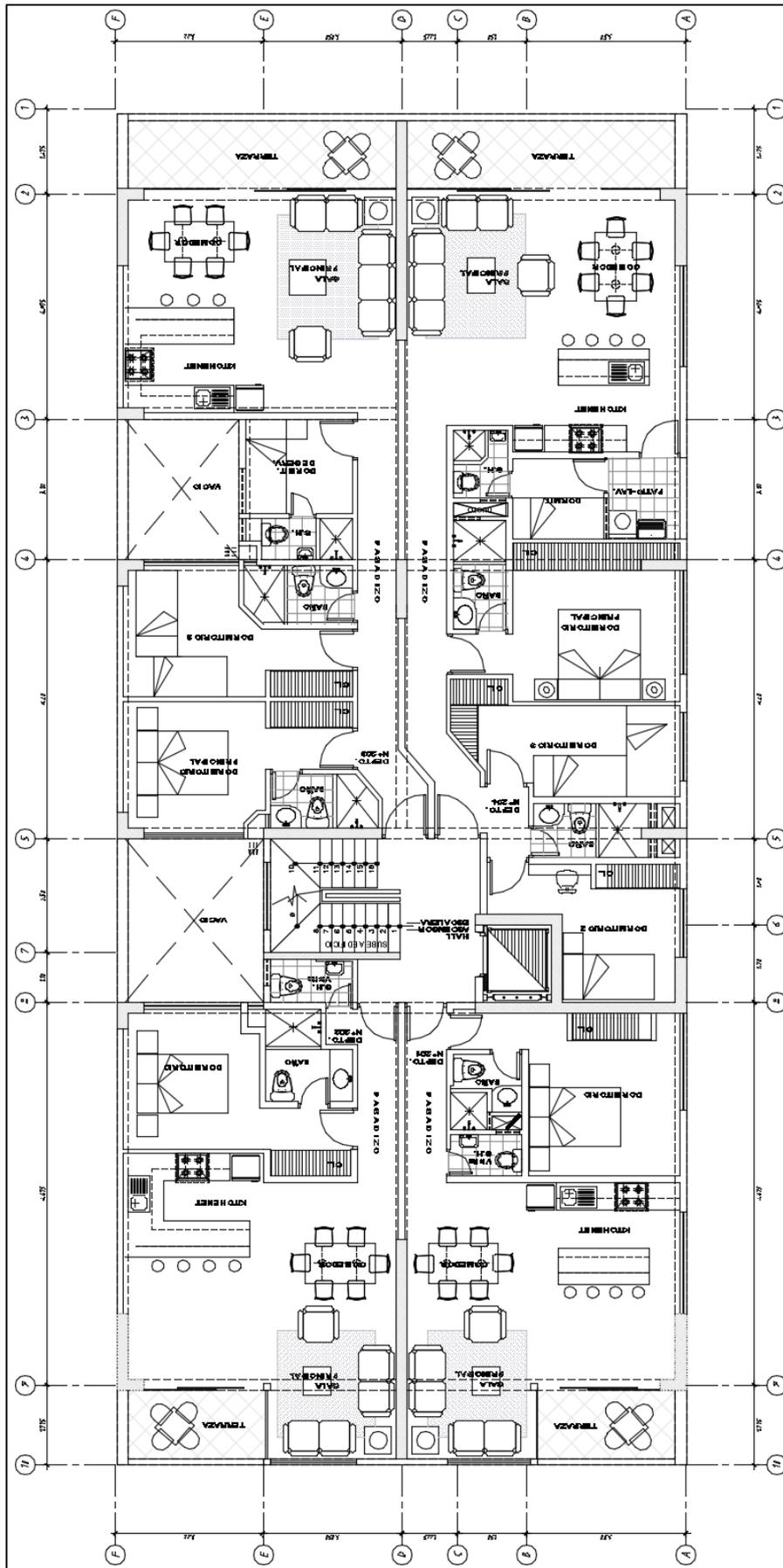


Figura 1. Piso típico del edificio.

El edificio presenta tres accesos: dos vehiculares y otro peatonal que conducen a un hall de ingreso principal en el primer piso. La circulación horizontal se facilita por medio de corredores en cada departamento; de la misma manera, la circulación vertical entres los siete niveles se facilita por un ascensor que se ubica en el mencionado hall, además de una escalera principal al frente de este.

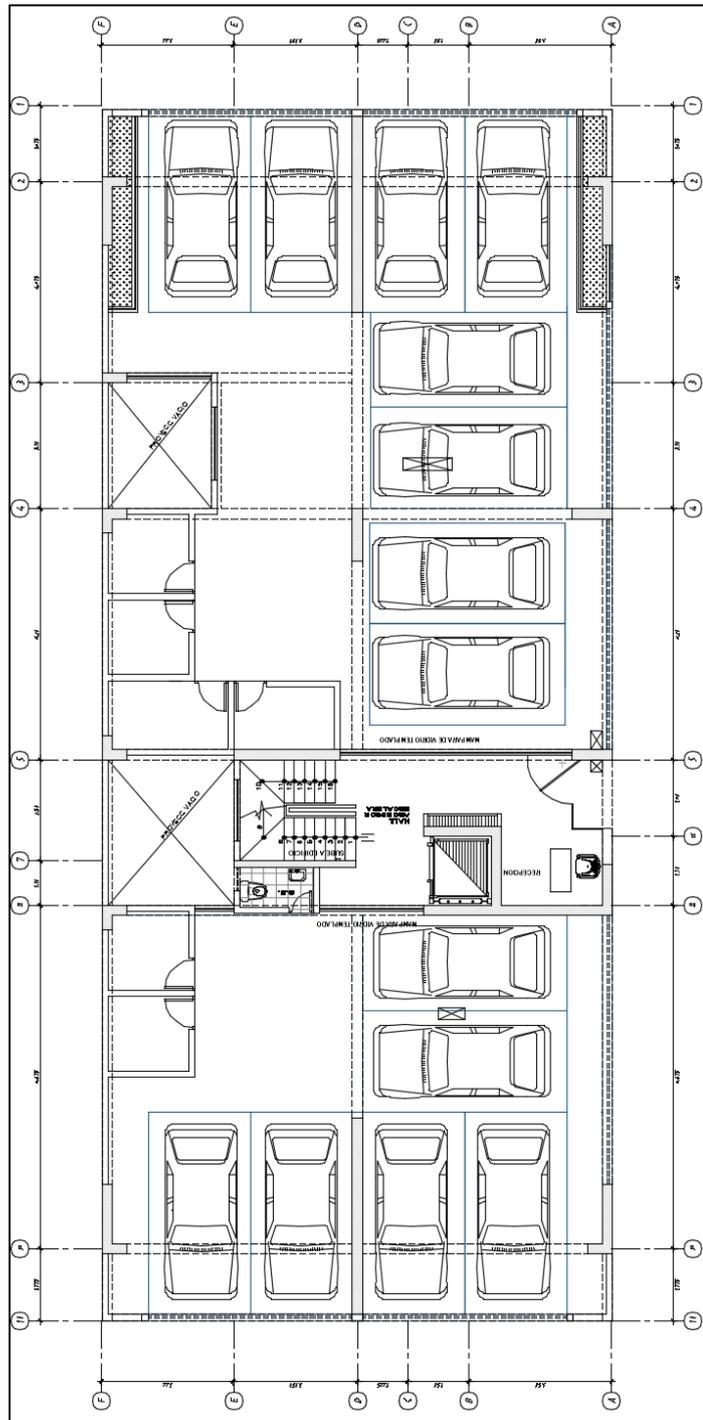


Figura 2. Primer piso del edificio.

1.3 Descripción del Proyecto de Estructuras

El edificio multifamiliar de siete pisos estará ubicado en el balneario de Santa María – Lima sobre un suelo con una capacidad portante de 5 kg/cm^2 . La altura de piso a piso es de 2.80 m y la altura total de la edificación de 24.75 m.

La estructura es de concreto armado con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 en todos los elementos estructurales. El sistema estructural consiste en placas, combinadas con pórticos conformados por vigas y columnas. El sistema de techado se basa en losas aligeradas y macizas. Los tabiques son de albañilería de arcilla hueca cocida y los que se encuentren sobre el eje "F" (límite de propiedad) serán aislados de la estructura para evitar problemas por torsión.

El proceso de diseño engloba diferentes etapas. En primer lugar, se realizó una estructuración preliminar en base al pre dimensionamiento de los elementos estructurales. Luego, se efectúa un análisis sísmico para corroborar los datos obtenidos en la etapa anterior. Finalmente, con las dimensiones ya definidas, se procede al análisis y diseño de los distintos elementos estructurales.

1.4 Normas empleadas

Se emplearon las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

1.5 Cargas de diseño

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas cargas resultarán del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos (Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas, 2006).

Para el presente proyecto las cargas se clasifican como cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas. Las cargas muertas (CM) son el peso propio de los elementos estructurales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros

elementos que soporta la estructura que se mantienen constantes en magnitud y fijos en posición. Las cargas vivas (CV) son los pesos de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación (Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas, 2006). Por otro lado, las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción del sismo sobre la estructura.

1.6 Condiciones generales para el diseño

Materiales. Los materiales a utilizar en la construcción de elementos estructurales son:

- **Concreto armado.** El concreto es un material constituido por la mezcla de cemento, agua y agregado que tiene una alta resistencia a la compresión y una baja resistencia a la tracción, por lo que se refuerza este material con barras de acero embebidas formando el concreto armado. Las propiedades mecánicas del concreto son :

- Resistencia a la compresión : 210 kg/cm^2
- Módulo de Poisson (ν) : 0.15
- Módulo de elasticidad (E) : 217000 kg/cm^2

- **Armadura de acero.** Constituida por barras de acero con superficie corrugada. El acero es de grado 60 y tiene las siguientes propiedades mecánicas de acuerdo a la Norma ASTM A615:

- Esfuerzo mínimo de fluencia (f_y) : 4200 kg/cm^2
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura : 6300 kg/cm^2
- El módulo de elasticidad empleado (E) es : $2E06 \text{ kg/cm}^2$

Requisitos de resistencia y servicio. La metodología de diseño a seguir será la especificada en la Norma E.060, la misma que será detallada en el Capítulo 6.

CAPÍTULO 2

ESTRUCTURACIÓN

2.1 Objetivos de la estructuración

Dada la condición de que nos encontramos en una zona de alta sismicidad, resulta indispensable orientar el sistema estructural a conseguir un buen comportamiento sísmico (predecible y dúctil); buscando siempre cumplir con los criterios básicos tales como: simetría, simplicidad y regularidad.

En base a los lineamientos de la Norma E.030, las estructuras deben ser capaces de resistir sismos leves sin daños y se acepta la posibilidad de daño estructural en sismos severos. Esto se basa en que la probabilidad de que ocurra un sismo severo durante la vida útil del edificio es baja y la duración de la carga es pequeña; por ende, el diseño está orientado a evitar el colapso de la estructura ante sismos severos pero aceptando la posibilidad de daño estructural, inclusive irreparable.

2.2 Criterios de estructuración y diseño

Con el fin de lograr una estructura con un adecuado comportamiento sismorresistente, se seguirán los criterios presentados en el Capítulo 1 del libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado de Antonio Blanco Blasco (Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado, 1994).

De esta manera, la estructuración propuesta muestra simplicidad y simetría haciendo que su comportamiento sea posible de predecir dentro de las limitaciones de nuestro conocimiento del comportamiento inelástico de las estructuras; también satisface los requerimientos de resistencia y ductilidad debido al detallado del refuerzo. Finalmente, muestra uniformidad y continuidad ya sea en planta como en altura, sin cambios bruscos ni de masa ni de rigidez y resistencia.

2.3 Descripción de la estructuración

Con los planos de arquitectura se inicia la estructuración del edificio, buscando alterar lo menos posible la arquitectura del edificio.

En primera instancia, se eligieron dos direcciones, X e Y. En la dirección X (longitudinal) fue posible colocar una mayor densidad de placas. Por otro lado, en la

dirección Y (transversal) se tiene, por limitaciones arquitectónicas, una menor densidad de placas. Además, se colocó columnas donde la arquitectura lo permitiese. En la medida de lo posible, se trató de formar pórticos en ambas direcciones con el objetivo de evitar que las columnas y placas trabajen en voladizo. Para unir estos elementos se colocaron vigas.

Para satisfacer los requerimientos de rigidez lateral y resistencia se ha aprovechado el núcleo central de escaleras y ascensores para formar muros de corte de concreto armado. Estos elementos de gran inercia absorberán gran parte de las fuerzas de sismo en la dirección transversal.

Las vigas se colocaron en zonas donde no existe obstrucción en la arquitectura. Además, se hizo uso de vigas chatas en donde existen tabiques paralelos a la dirección de armado de los aligerados.

En cuanto a los techos, se ha diferenciado dos zonas bien marcadas. En la parte central se utilizará una losa maciza y para el resto se emplearán losas aligeradas. Las razones por las cuales se eligió este tipo de techado se explicarán en el siguiente capítulo.

Finalmente, la tabiquería no forma parte del sistema estructural y solo se considerará su peso para el análisis sísmico, para el posterior diseño de los elementos estructurales. Cabe mencionar, que la tabiquería existente en el eje "F" (límite de propiedad) se encontrará aislada de la estructura.

CAPÍTULO 3

PRE DIMENSIONAMIENTO

El pre dimensionamiento consiste en determinar dimensiones tentativas para los elementos estructurales, siguiendo las recomendaciones que proponen la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la práctica ingenieril y las limitaciones arquitectónicas.

Posteriormente se verificará mediante el análisis de la estructura si las dimensiones asumidas para los elementos son adecuadas o tendrán que variarse para garantizar la estabilidad y seguridad de la edificación.

3.1 Pre dimensionamiento de losas aligeradas

Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitir las hacia las vigas. También cumplen con la función de formar diafragmas rígidos que conectan los elementos estructurales garantizando un desplazamiento uniforme del diafragma.

El peralte de una losa aligerada convencional contempla cinco cm de losa superior y ladrillos aligerados (huecos). Debido a que la luz libre en la estructura es de 6.13 m entre los ejes "A" y "D"; y siguiendo la recomendación propuesta por el Ing. Antonio Blanco (Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado, 1994) se utilizarán aligerados de 0.25 m.

3.2 Pre dimensionamiento de losas macizas

Se escogió un espesor de 0.25 m para darle mayor rigidez al diafragma, ya que en esta zona se concentran todas las placas en la dirección transversal. De esta manera, se logra que toda la planta actúe como un diafragma rígido y reparta las fuerzas sísmicas de acuerdo a las rigideces de los diferentes elementos estructurales

3.3 Pre dimensionamiento de vigas

Las vigas son los elementos estructurales encargadas de transportar las cargas de gravedad de las losas hasta las columnas o muros de corte. Estos elementos son sometidos a esfuerzos de flexión y corte.

Se pueden distinguir claramente dos tipos de vigas en este proyecto: las vigas sísmicas y las de gravedad. Las primeras, están gobernadas por el efecto del sismo. Las últimas, por el contrario, están gobernadas por las cargas verticales.

Para pre dimensionar las vigas se consideró un peralte de un décimo a un doceavo de la luz libre. El ancho varía entre el 30% y 50% del peralte, además como criterio sismorresistente, las vigas que formen pórticos deben tener un ancho mínimo de 0.25 m (Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado, 1994). Para el proyecto, la viga más larga presenta una luz de 6.65 m, por tanto el peralte varía entre 0.55 y 0.65 m.

Finalmente, se decidió usar vigas de 25 x 60 cm.

3.4 Pre dimensionamiento de columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales que reciben las cargas que soportan las vigas y las transmiten a la cimentación. Estos elementos son sometidos a esfuerzos de flexión, cortante y compresión.

Las columnas se pre dimensionaron considerando solo la carga axial que soportan. Para nuestro caso, al encontrarse presencia de muros en ambas direcciones, la rigidez lateral y la resistencia estarán principalmente controladas por los mismos. Teniendo en cuenta estos criterios, el área que necesitará la columna se puede estimar de la siguiente manera:

$$\text{Área de Columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Dónde:

- P (servicio) = Área tributaria x # pisos x Carga unitaria asumida
- f'c = Resistencia del concreto a compresión, 210 kg/cm²
- Carga unitaria asumida es de 1 ton/m²

La siguiente tabla muestra el pre dimensionamiento adoptado para las columnas del edificio a diseñar:

Tabla 1. Pre dimensionamiento por carga axial.

Columna	Área Tributaria	Carga	P servicio	Área Requerida	Sección elegida
C-1	22.00 m ²	1 ton/m ²	154 ton	1650 cm ²	25x100 = 2500 cm ²
C-2	32.85 m ²	1 ton/m ²	230 ton	2435 cm ²	25x130 = 3250 cm ²
C-3	17.50 m ²	1 ton/m ²	125 ton	1350 cm ²	"L" = 2375 cm ²
C-4	13.50 m ²	1 ton/m ²	95 ton	1010 cm ²	25x60 = 1500 cm ²

La diferencia entre la sección elegida y la requerida se debe a criterios de rigidez y a que esta última es obtenida a base de una suposición; además, se opta por secciones mayores para garantizar la formación de pórticos (desarrollar anclaje de las armaduras de las vigas en los extremos) en ambas direcciones y obtener un mejor comportamiento estructural.

Las dimensiones finales pueden ser apreciadas en la figura 3.

3.5 Pre dimensionamiento de placas

La principal función de las placas es absorber las fuerzas del sismo, mientras más abundantes o importantes sean, tomarán mayor porcentaje del cortante sísmico total. Asimismo, estos tipos de elementos brindan gran rigidez lateral y resistencia en su dirección principal.

Los muros se pre dimensionarán considerando que los esfuerzos de corte producidos por el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático serán resistidos únicamente por el concreto de los mismos. Así pues, el esfuerzo cortante producido no excederá el esfuerzo resistente del concreto.

$$A_c = \frac{0.8 \times V}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c}}$$

Dónde:

- f'_c = Resistencia del concreto a compresión, 210 kg/cm²
- ϕ = 0.85
- V_x = 265 ton

- $V_y = 246 \text{ ton}$

Según la Norma E.060 de Concreto Armado las placas deben tener como mínimo un espesor equivalente a 1/25 veces la altura libre de piso, pero generalmente se consideran de 0.15 m en el caso de edificios de pocos pisos y de 0.20, 0.25 o 0.30 m conforme aumenta la cantidad de niveles (Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado, 1994). Se han considerado espesores de 0.25 m para todos los muros identificados en el proyecto. Esta decisión responde a criterios de uniformidad referente a arquitectura y requisitos esenciales referentes a los desplazamientos laterales determinados de acuerdo a la Norma E.030.

Tabla 2. Pre dimensionamiento de muros de corte.

Criterios	Sismo X-X	Sismo Y-Y
V (sismo en la base) (ton)	265	246
Área Requerida (cm ²)	32475	30145
Placa 01	17000	6000
Placa 02	24250	0
Placa 03	0	4425
Placa 04	4250	16325
Placa 05	0	6500
Área Disponible (cm ²)	45500	33250
A. Disp. / A. Req.	1.40	1.10
A. Placas / A. Techada (%)		2.35 %

En la tabla 2 se muestra el pre dimensionamiento de los muros de corte, en la cual se aprecia que el área disponible para las placas es mayor que la requerida, tanto en la dirección X – X como en la dirección Y – Y. De la misma manera, en la figura 3 se muestra la ubicación y la forma de las mismas.

3.6 Pre dimensionamiento de escaleras

La única escalera del proyecto consta de tres tramos que deben cubrir una altura típica de 2.80 m, que se traduce en 16 contrapasos de 0.175 m y pasos de 0.25 m.

Se pre dimensionó la escalera para una luz libre de 2.98 m.

$$\text{espesor } (h) = \frac{\text{luz libre}}{25} \rightarrow \frac{298}{25} = 12 \text{ cm}$$

Finalmente, el espesor de garganta de la escalera analizada será de 15 cm.

3.7 Pre dimensionamiento de cisterna

El servicio de agua potable estará suministrado mediante un sistema hidroneumático conformado por una cisterna y un cuarto de bombas, por dicha razón, no será necesario el uso de un tanque elevado.

Según la Norma IS.010 del RNE, la capacidad de la cisterna será como mínimo igual a la dotación diaria y con un volumen no menor a 1000 litros. La dotación diaria de agua para edificios de viviendas multifamiliares está relacionada al número de dormitorios con los que cuenta cada departamento según la Norma Técnica de Edificación IS.010, ISE (2006).

Tabla 3. Dotación de agua para consumo humano IS.010.

Número de dormitorios / departamento	Dotación por departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Para nuestro edificio se tiene lo siguiente:

Tabla 4. Dotación de agua requerida.

Tipo de departamento	Cantidad	Dotación diaria	Dotación total
Dep. con 4 dormitorios	6	1350 litros	8100 litros
Dep. con 3 dormitorios	6	1200 litros	7200 litros
Dep. con 1 dormitorio	12	500 litros	6000 litros
Dotación requerida			21300 litros

Además, la dotación de agua contra incendios no será menor a 25000 litros según la Norma Técnica de Edificación IS.010, ISE (2006).

Para dimensionar la altura de la cisterna se tiene en cuenta un borde libre de 0.60 metros distribuidos de la siguiente manera:

- 20 cm: Distancia entre el techo de la cisterna y el eje del tubo de entrada de agua.
- 20 cm: Distancia vertical entre los ejes del tubo de rebose y entrada de agua.
- 20 cm: Distancia vertical entre el eje del tubo de rebose y el máximo nivel de agua.

Una vez identificada la ubicación de la cisterna se tiene lo siguiente:

Tabla 5. Pre dimensionamiento de la cisterna.

Elementos	Dimensión
Volumen de la cisterna	46.3 m ³
Área en planta de la cisterna	12.40 m ²
Tirante de agua (h)	3.75 m
Altura total de la cisterna (h +0.60)	4.35 m
Espesor de muros	0.25 m
Losa de fondo	0.20 m

3.8 Pre dimensionamiento del cuarto de máquinas

El cuarto de máquinas se localiza en la azotea, encima del ascensor y está destinado a recibir las instalaciones de las máquinas del mismo. La altura libre mínima dentro del cuarto de máquinas es de 2 metros, según la Norma Técnica de Edificación EM.070, Transporte Mecánico (2006). Los elementos a usar serán los siguientes: vigas de 25x50cm en las direcciones más largas. El espesor de la losa de fondo al igual que el de la superior será de 0.20 m.

3.9 Resistencia característica del concreto

En el proyecto se empleó una resistencia característica del concreto ($f'c$) equivalente a 210 kg/cm² para los distintos elementos estructurales.

3.10 Estructuración de la planta típica de estructuras

De acuerdo a lo planteado en este capítulo se muestra el encofrado de un piso típico de estructuras (Figura 3). En esta planta se puede identificar lo siguiente:

- Losas aligeradas de 25 cm de espesor.
- Losas macizas de 25 cm de espesor.
- Vigas de 25x60 cm.
- Columnas rectangulares de 25x100 cm.
- Columnas rectangulares de 30x125 cm.
- Columnas rectangulares de 25x60 cm.
- Columnas en "L" de 25x60 cm en su dimensión más corta y larga respectivamente.
- Placas de 25 cm de espesor.



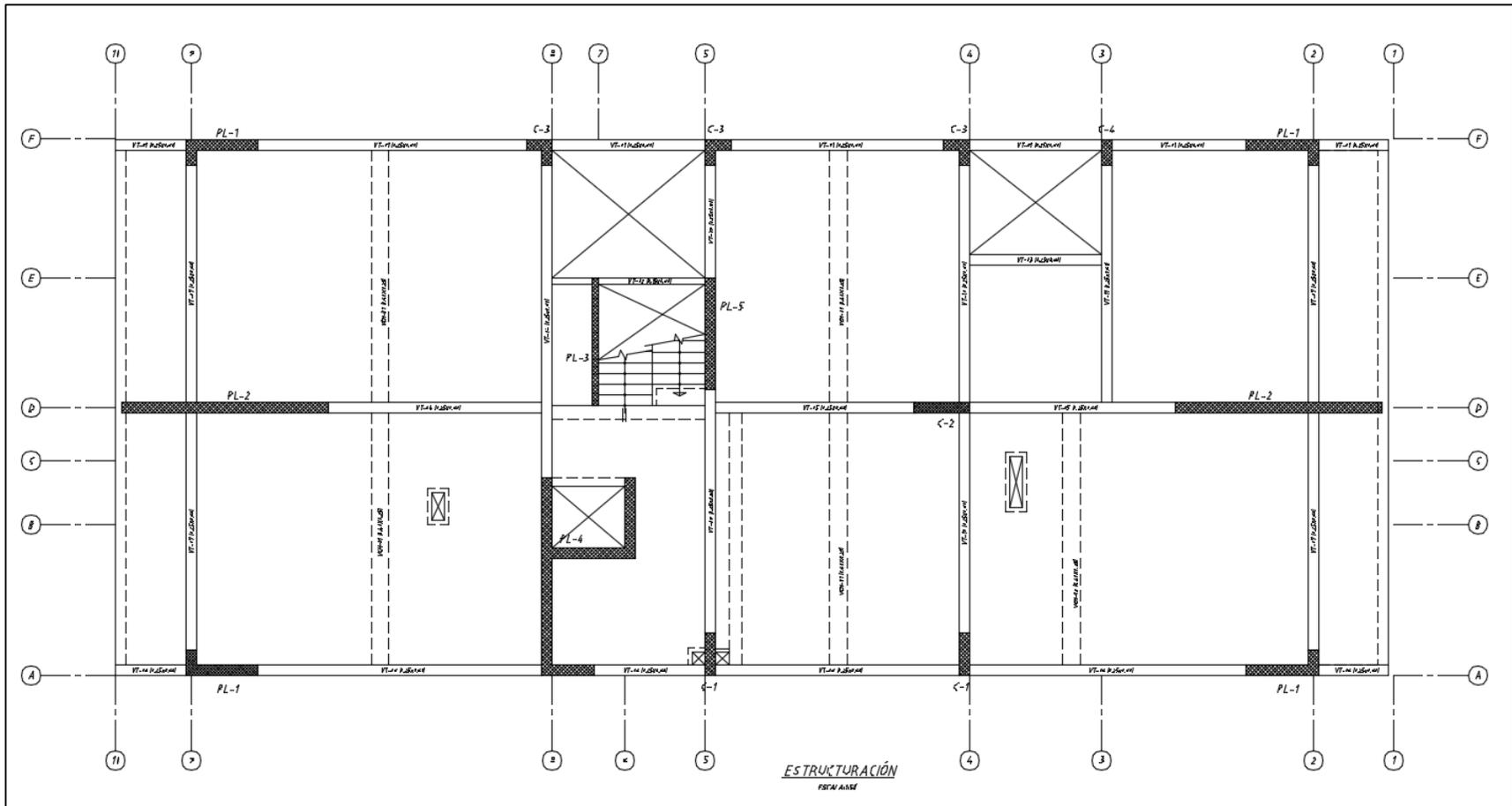


Figura 3. Estructuración del edificio analizado.

CAPÍTULO 4

METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

El metrado de cargas verticales permite estimar las cargas actuantes sobre los diferentes elementos estructurales del edificio. Los elementos que conforman una estructura deben estar diseñados para soportar las cargas que obran sobre ellos. Por eso, la Norma E.020 brinda valores mínimos para estimarlas.

4.1 Cargas de diseño

Se consideran cargas de gravedad a las cargas muertas (CM) producto del peso propio de los elementos estructurales, la presencia de tabiques y otros; cargas vivas (CV) a la sobrecarga debida al tránsito de personas o presencia de equipos. Por último, se tiene las cargas de sismo (CS) las cuales son generadas debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Para determinar las cargas muertas, se consideran los siguientes pesos unitarios:

Tabla 6. Pesos unitarios característicos de los materiales.

Material	Peso
Concreto armado	2400 kg/m ³
Muro de albañilería maciza	1800 kg/m ³
Aligerado (h = 0.25 m)	350 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²

Para determinar las cargas vivas, se tienen en cuenta los valores de sobrecarga indicados en la Norma E.020.

Tabla 7. Sobrecargas recomendadas por la Norma E.020.

Ambiente	S/C (kg/m ²)
Viviendas, corredores y escaleras	200
Azotea de uso múltiple	200

4.2 Losas aligeradas

Para el metrado de losas aligeradas en una dirección (dirección Y – Y o transversal) se dispuso de un área tributaria de 0.40 m de ancho, tomando como eje el centro de la vigueta. Las unidades de carga son ton/m y las cargas concentradas se expresan en ton. La losa aligerada se encontrará apoyada en vigas peraltadas o placas.

A manera de ejemplo, se realizará el metrado de la vigueta más cargada del piso típico:

Tabla 8. Metrado de vigueta del piso típico.

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario
Carga muerta	P. aligerado = 350x0.40	0.140 ton/m
Carga muerta	P. terminado = 100x0.40	0.040 ton/m
Carga muerta	P. tabique = 1.80x0.15x0.40x(2.80-0.25)	0.280 ton
Carga viva	S/C = 200x0.40	0.080 ton/m
W _{muerta}		0.180 ton/m
W _{viva}		0.080 ton/m
P _{muerta}		0.280 ton

4.3 Losas macizas

A diferencia de las losas aligeradas, las losas macizas en este edificio van a trabajar en ambas direcciones por lo cual las unidades del metrado se representan en unidades de área (ton/m²). Al igual que las anteriores, estas estarán apoyadas en vigas peraltadas o placas y estarán empotradas en zonas de continuidad de momentos.

Tabla 9. Metrado de la losa maciza del piso típico.

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario
Carga muerta	P. propio = 2.40x0.25	0.600 ton/m ²
Carga muerta	P. terminado = 0.1	0.100 ton/m ²
Carga viva	S/C = 200	0.200 ton/m ²
	W _{muerta}	0.700 ton/m ²
	W _{viva}	0.200 ton/m ²

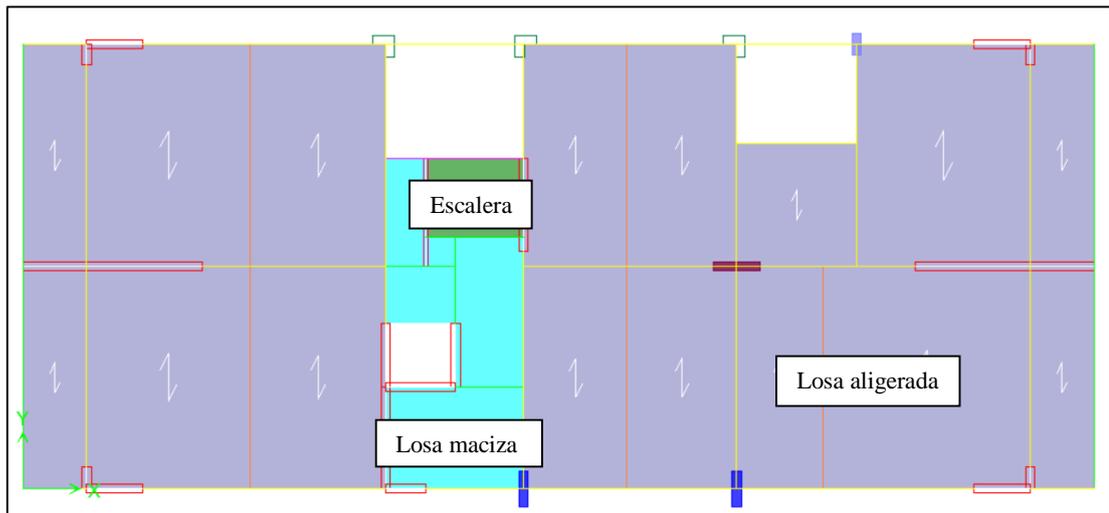


Figura 4. Forma de techado del piso típico.

4.4 Vigas

Para el metrado de las vigas se deben considerar las cargas provenientes de las losas que se apoyan sobre esta, así como las que actúan directamente sobre las vigas como son el peso propio y los tabiques.

4.4.1 Vigas peraltadas

Para realizar el metrado de vigas peraltadas se asigna a cada tramo un área de influencia a partir del cual se calculará el peso por metro lineal. Todos los elementos comprendidos en dicha área son considerados para el cálculo del peso por metro lineal que actúa sobre la viga.

En zonas donde exista losas aligeradas, se considera como zona de influencia la mitad de la longitud del paño; para zonas con losas macizas, las cuales trabajan en ambas direcciones, se aplica la "teoría del sobre". Las cargas provenientes de tabiques son consideradas como cargas repartidas por unidad de área.

En el caso de la intersección de vigas, se tomará como apoyo la que presente más rigidez.

Tabla 10. Metrado de una viga peraltada VT – 2 del piso típico

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario
Carga muerta	P. propio viga : 2.4x0.25x0.60	0.360 ton/m
Carga muerta	P. aligerado = 0.35x5.88	2.058 ton/m
Carga muerta	Piso terminado viga= 0.1x0.25	0.025 ton/m
Carga muerta	Piso terminado losa= 0.1x5.88	0.588 ton/m
Carga muerta	Tabiquería= 0.121x5.88	0.713 ton/m
Carga viva	S/C= 0.20x6.13	1.226 ton/m
W_{muerta}		3.744 ton/m
W_{viva}		1.226 ton/m

4.4.2 Vigas chatas

Elementos estructurales cuya principal función es soportar su peso propio y el peso de los tabiques de albañilería, controlando la deflexión causada por estos últimos.

La diferencia en el metrado de vigas chatas se localiza en la diversidad de tabiques que deban soportar.

Tabla 11. Metrado de una viga chata del piso típico.

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario
Carga muerta	P. propio viga = 2.4x0.25x0.40	0.240 ton/m
Carga muerta	Piso terminado = 0.1x0.40	0.040 ton/m
Carga muerta	Tabiques =1.80x2.55x0.15	0.689 ton/m
Carga viva	S/C = 0.20x0.4	0.080 ton/m
	W_{muerta}	0.280 ton/m
	W_{viva}	0.080 ton/m

4.5 Columnas

El metrado de cargas de las columnas al igual que el de las vigas, se realiza identificando las cargas existentes en su área tributaria incluyendo losas macizas, aligeradas, vigas, tabiques y piso terminado hacia la columna incluyendo el peso propio de la misma. Se considera que las columnas soportan todas las cargas ubicadas dentro de su respectiva área, asumiendo una distribución isostática de las mismas.

Para el metrado de carga viva no se va a considerar conservadoramente la reducción de la CV en cada nivel.

Tabla 12. Metrado de la columna C – 2 (25x130 cm) del piso típico.

Piso	Á. Alig.	A. trib	P. Alig	P. Term	P. Viga	P. Tab	P. Prop	S/C
7	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	0.00	2.20	7.08
6	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	17.01	2.20	7.08
5	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	17.01	2.20	7.08
4	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	17.01	2.20	7.08
3	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	17.01	2.20	7.08
2	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	17.01	2.20	7.08
1	32.58	35.40	11.40	3.54	3.70	17.01	2.20	7.08

Tabla 13. Metrado de la columna C – 2 (25x130 cm) del piso típico.

Piso	P. muerta (ton)	P. viva (ton)	P. servicio (ton)
7	20.80	7.10	27.90
6	37.90	7.10	44.90
5	37.90	7.10	44.90
4	37.90	7.10	44.90
3	37.90	7.10	44.90
2	37.90	7.10	44.90
1	37.90	7.10	44.90
Σ	250	50	300

4.6 Placas

Para el metrado de placas se toman las mismas consideraciones que para el metrado de columnas debido a que las placas son elementos de apoyo de las vigas y losas, recibiendo las cargas que éstas cargan. A modo de ejemplo se analiza la placa PL – 4 (ver figura 3).

Tabla 14. Metrado de la placa PL – 4.

Piso	Á. Alig.	A. trib	P. Alig	P. Term	P. Viga	P. Tab	P. Prop	S/C
7	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	0.00	8.15	9.45
6	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	8.50	8.15	9.45
5	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	8.50	8.15	9.45
4	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	8.50	8.15	9.45
3	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	8.50	8.15	9.45
2	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	8.50	8.15	9.45
1	45.20	47.25	15.82	4.73	3.19	8.50	8.15	9.45

Tabla 15. Metrado de la placa PL – 4.

Piso	P. muerta (ton)	P. viva (ton)	P. servicio (ton)
7	31.90	9.45	41.35
6	40.40	9.45	49.85
5	40.40	9.45	49.85
4	40.40	9.45	49.85
3	40.40	9.45	49.85
2	40.40	9.45	49.85
1	40.40	9.45	49.85
Σ	274	66	340

4.7 Escaleras

Para el metrado de escaleras se consideró cada tramo por separado. Las cargas actuantes sobre la escalera son el peso propio, el piso terminado y la sobrecarga. Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando 1 metro de ancho.

Se usó la siguiente fórmula para el cálculo del peso de la escalera tomada del libro de Ing. Ángel San Bartolomé. (Análisis de edificios, 1998)

$$w_{\text{escalera}} = 2.4 \times \left\{ \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \frac{cp^2}{p}} \right\}$$

Dónde:

- cp = contrapaso de la escalera
- p = paso de la escalera
- t = garganta de la escalera

Tabla 16. Metrado de escalera.

Tipo de carga	Descripción	Peso unitario
Carga muerta	Peso propio = w escalera	0.66 ton/m
	Piso terminado = 0.1x1.00	0.10 ton/m
W_{muerta}		0.76 ton/m
Carga viva	S/C (vivienda) = 0.20x1.00	0.20 ton/m
W_{viva}		0.20 ton/m

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS SÍSMICO

Debido a que el Perú es un país localizado en una zona sísmica importante, es indispensable analizar el desempeño de las estructuras ante sismos.

5.1 Objetivos

El análisis sísmico tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales bajo la acción del sismo de diseño. Adicionalmente permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación.

Para predecir el comportamiento del edificio durante estos eventos sísmicos se realiza un análisis según lo estipulado en la Norma E.030. Con ello, se estiman los desplazamientos máximos de la edificación y solicitaciones de diseño correspondiente a un evento posible a lo largo de su vida útil.

5.2 Condiciones generales para el análisis

5.2.1 Factor de zona

La zonificación que se propone está basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y a la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica (Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente, 2003).

La Norma E.030 asigna un factor de zona (Z), que se interpreta como la aceleración máxima en la base rocosa que tiene 10% de probabilidad de ser superada en 50 años.

Tabla 17. Zonificación sísmica del Perú.

Tipo de zona	Factor Z
Zona 3	0.4
Zona 2	0.3
Zona 1	0.15

Para este proyecto, al estar ubicado en el departamento de Lima (Zona 3), se le asigna un valor de $Z = 0.4$.

5.2.2 Condiciones geotécnicas

La Norma E.030 proporciona una manera sencilla de estimar la amplificación que sufren las sollicitaciones sísmicas al pasar por los estratos de suelo. La Norma considera cuatro tipos de perfil de suelo, a tres de los cuales asocia un factor de amplificación S , y un parámetro T_p .

Dicho factor S permite establecer la amplificación que sufren las sollicitaciones respecto a la base rocosa, de la misma manera, el parámetro T_p corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones.

Tabla 18. Parámetros del suelo.

Tipo de suelo	Descripción del perfil de suelo	T_p	S
Suelo 1 (S1)	Roca o suelo muy rígido	0.4	1.0
Suelo 2 (S2)	Suelos intermedios	0.6	1.2
Suelo 3 (S3)	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
Suelo 4 (S4)	Condiciones excepcionales	*	*

Para el proyecto en discusión, se indicó que el suelo sobre el cual se edificaría el edificio es de tipo S1. Por consiguiente, los valores empleados para el análisis sísmico son $S = 1.0$ y $T_p = 0.4$.

5.2.3 Factor de amplificación sísmica

Para poder determinar la máxima aceleración que alcanzaría una estructura durante un terremoto depende tanto de la aceleración que recibe en su base como de su período fundamental (T). El cociente entre el valor máximo de la aceleración en la estructura y el valor pico de la aceleración en su base, se denomina factor de amplificación. La Norma E.030 representa a este factor como C y permite estimarlo con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}, C \leq 2.5$$

5.2.4 Categoría de la edificación y factor de uso

El coeficiente de uso e importancia (U) dependerá del tipo de categoría de la edificación.

El presente proyecto encaja en la descripción de edificaciones comunes; por lo tanto, el factor de uso asociado es 1.0.

5.2.5 Sistema estructural

Durante un sismo severo se producen deformaciones muy importantes en la estructura. Para asegurar su comportamiento elástico, sería necesario dotarla de una elevada resistencia lateral; sin embargo, para la mayoría de edificaciones se aceptan incursiones inelásticas. Por esta razón, la Norma permite que la resistencia de la estructura sea solo una fracción de la resistencia requerida para lograr un comportamiento elástico ideal. A cambio de ello, se debe garantizar que la estructura pueda disipar energía y desarrollar incursiones inelásticas sin llegar al colapso.

La Norma E.030 denomina a este factor de reducción como “coeficiente de reducción sísmico” y lo denota con la letra R. Este factor dependerá del tipo de sistema estructural elegido para el edificio.

El sistema estructural del edificio tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y”, es un sistema de muros estructurales de concreto armado, por ende le corresponde un coeficiente de reducción “R” igual a 6.

5.2.6 Configuración estructural

El comportamiento estructural de las edificaciones queda determinado en gran medida por sus características de regularidad, continuidad y simetría.

La Norma establece que se debe clasificar toda edificación como regular e irregular con el fin de establecer el procedimiento de análisis apropiado. Por esta razón, el código establece una serie de irregularidades tanto en planta como en altura que deben ser verificadas para ser tomadas en consideración.

Si la estructura resulta irregular ya sea en planta o en altura, el coeficiente de reducción sísmica se verá reducido en un 25%. Por otro lado, si la estructura califica como regular, dicho coeficiente se mantiene.

Para el edificio materia de este trabajo se verificó las siguientes irregularidades:

Tabla 19. Análisis de regularidades.

Configuración	Tipo de irregularidad	Condición
Altura	Irregularidad de rigidez – Piso blando	Regular
	Irregularidad de masa	Regular
	Irregularidad de geometría vertical	Regular
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular
	Irregularidad torsional	Regular *
Planta	Esquinas entrantes	Regular
	Discontinuidad del diafragma	Regular

* Se detallará en el acápite 5.7.3.

En el proyecto analizado, al obtener una estructura regular el coeficiente de reducción sísmico se mantiene; es decir, $R = 6$ para ambas direcciones.

5.3 Consideraciones del modelo sísmico del edificio

Para el modelado de la estructura se consideró el peso de la edificación según el metrado de cargas realizado. Los materiales empleados en el modelo, en particular la resistencia característica del concreto y su módulo de elasticidad, corresponden a los indicados en el Capítulo 2. Además, la Norma establece que para edificaciones categoría “C”, el peso correspondiente a cada piso debe considerarse integrado por la masa correspondiente a la carga permanente más el 25% del peso debido a la carga viva de cada nivel.

El análisis dinámico del edificio se realizó con una excentricidad accidental del 5% de la dimensión del diafragma en dirección perpendicular a cada dirección de análisis.

El análisis de la posibilidad de giros de las columnas y muros en su base escapa del alcance de este trabajo de tesis, ya que depende de las propiedades del suelo donde se ubique el proyecto. En la práctica profesional es usual considerar los apoyos empotrados para proyectos sobre suelo rígido como es el caso de este proyecto.

5.4 Modelo sísmico del edificio

Se hizo un modelo tridimensional del edificio en donde se representan los diferentes elementos estructurales tales como: vigas, columnas, placas y losas. Para este modelo, las vigas y las columnas se modelan como elementos unidireccionales; las placas se modelan como elementos bidireccionales; y las losas, tanto como macizas y aligeradas, se modelan como áreas cargadas que se encargan de transmitir las cargas de gravedad hacia las vigas y placas. Para el modelo se usó el programa Etabs 9.7.4 de Computer and Structures.

Se utilizaron los parámetros sísmicos mencionados anteriormente: $Z=0.4$; $U=1.0$; $C=2.5 \cdot T_p/T$; $T_p=0.4$; $S=1.0$; $R=6$ (para ambas direcciones principales).

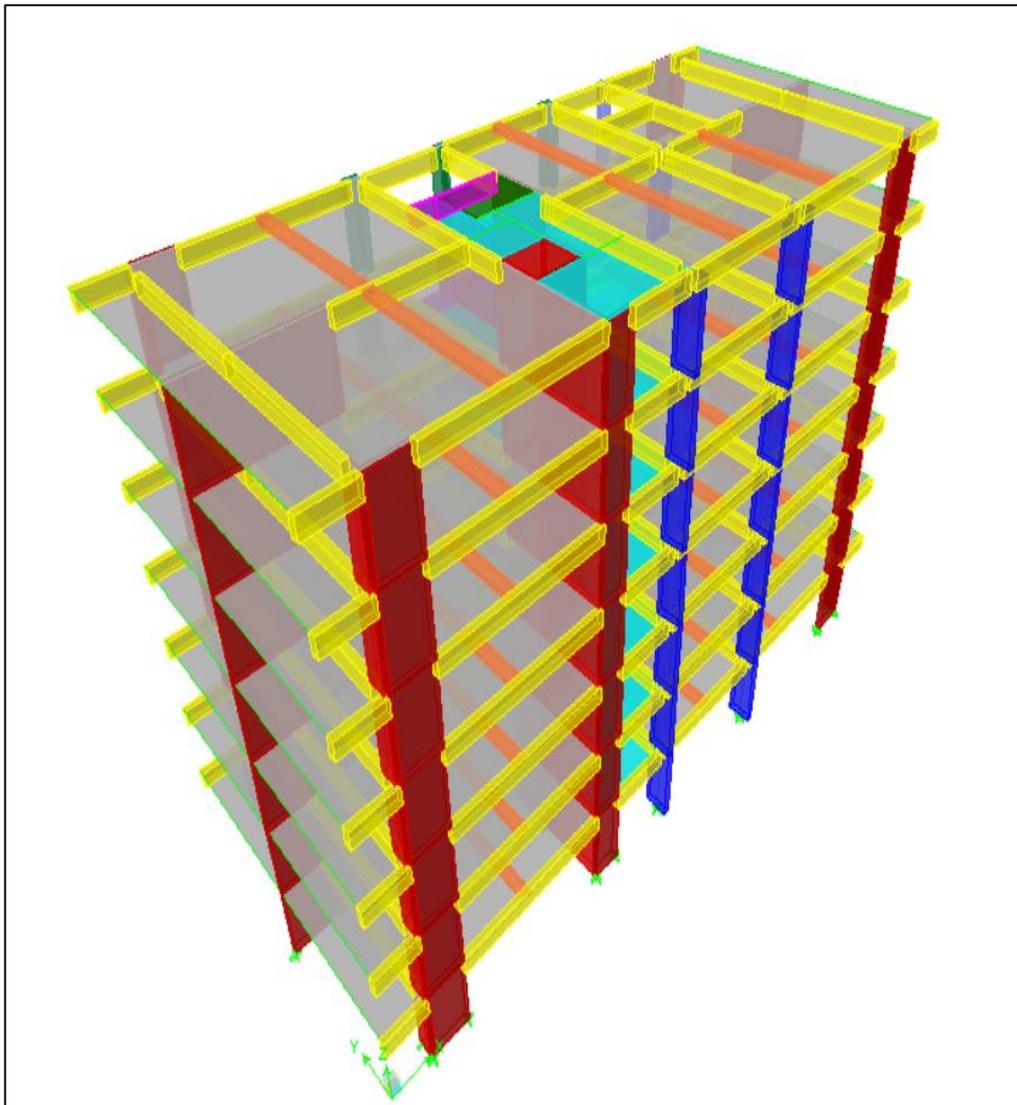


Figura 5. Modelo sísmico de la estructura en Etabs 9.7.4.

5.5 Análisis de modos de vibración

Los modos de vibración del edificio dependen de la rigidez del edificio y la distribución de masas en el mismo. Cada modo de vibración está asociado a una forma y un periodo de vibración.

A continuación se presenta los tres modos más significativos en cada dirección principal, con sus respectivos periodos y porcentajes de masa participante.

Tabla 20. Análisis de modos de vibración.

Modo	T (s)	Masa participante X-X (%)	Masa participante Y-Y (%)
1	0.55	-	47.91 %
2	0.78	-	17.92 %
3	0.51	62.92 %	-
5	0.13	-	14.32 %
6	0.12	18.43 %	-
10	0.05	6.47 %	-

Tabla 21. Centros de rigidez y de masa.

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
7	14.85	6.19	12.84	6.37
6	14.83	6.17	12.62	6.27
5	14.83	6.17	12.37	6.14
4	14.83	6.17	12.13	6.03
3	14.83	6.17	11.93	5.92
2	14.83	6.17	11.80	5.82
1	14.83	6.17	11.92	5.74
Promedio	14.83	6.17	12.23	6.04

* Valores medidos desde la esquina inferior izquierda del edificio.

Se puede observar que los periodos fundamentales de la estructura, para cada dirección, son: en la dirección X – X, $T_x = 0.51$ s y para la dirección Y – Y, $T_y =$

0.55 s. Estos resultados eran previsibles, ya que se tiene mayor cantidad de placas en la dirección X – X haciendo que la estructura sea más rígida; mientras que, en la otra dirección la estructura tiene menos placas y es menos rígida.

5.6 Análisis estático

5.6.1 Generalidades

Según este método las solicitaciones sísmicas se pueden representar por un conjunto de fuerzas aplicadas en los centros de gravedad de cada nivel. El código vigente refiere que este método es aplicable a estructuras calificadas como regular y de no más de 45 metros de altura.

5.6.2 Período fundamental de la estructura

Representa uno de los parámetros con mayor influencia en el resultado del análisis. Esto se debe a que tanto como el coeficiente sísmico y fuerza concentrada en la parte superior de la estructura dependen de este.

La Norma propone usar una expresión general que depende del sistema estructural del edificio; no obstante, para el proyecto se utilizará el modo fundamental obtenido en el acápite 5.5.

$$T_x = 0.51 \text{ s y } T_y = 0.55 \text{ s}$$

5.6.3 Peso de la edificación

Según el artículo 16.3 de la Norma, el peso (P) se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva. Para este proyecto, se tomará el 25% de la carga viva.

Del metrado de cargas y de la consideración propuesta por la Norma se obtuvo un peso total de 2535 toneladas. Con este valor, podemos hallar la siguiente relación:

$$\frac{\text{Peso total}}{\text{Área techada}} = 1.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Este valor se encuentra dentro de lo usual para este tipo de edificios.

5.6.4 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se define por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad C \leq 2.5$$

Entonces, en cada dirección se tiene:

Tabla 22. Cálculo de fuerza cortante por análisis estático.

Parámetros	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T _p	0.4	0.4
T	0.51	0.55
Z	0.4	0.4
U	1.0	1.0
C calculado	1.96	1.82
P	2535 toneladas	2535 toneladas.
S	1.0	1.0
R	6	6
¿C/R > 0.125?	Sí.	Sí.
ZUCS/R	331 toneladas	307 toneladas

5.6.5 Distribución de la fuerza sísmica en la altura

El cálculo de fuerzas sísmicas a asignarse en cada piso de la edificación quedo determinado por la siguiente expresión propuesta por la Norma E.030.

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n P_i h_i} \times V$$

La siguiente tabla muestra el cálculo de las fuerzas sísmicas en la altura en cada una de las direcciones principales.

Tabla 23. Fuerza sísmica en la altura.

Piso	Peso - P	Altura- h	P × h (ton – m)	%	Fuerza X	Fuerza Y
7	298	19.60	5838	21.04	69.70	64.70
6	373	16.80	6260	22.56	74.70	69.40
5	373	14.00	5216	18.80	62.30	57.80
4	373	11.20	4173	15.04	49.80	46.30
3	373	8.40	3130	11.28	37.40	34.70
2	373	5.60	2087	7.52	24.90	23.10
1	373	2.80	1043	3.76	12.50	11.60
Total	2535 ton		27746		331 ton	307 ton

5.6.6 Efectos de torsión

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa de cada nivel, la Norma requiere considerar una excentricidad accidental “e”, igual al 5% de la dimensión del edificio, perpendicular a la aplicación de las fuerzas. El momento queda definido por la siguiente expresión:

$$M_i = F_i \times e$$

Siendo estos los valores de excentricidad accidental en cada dirección: $e_x = 1.495$ (sismo Y) y $e_y = 0.625$ (sismo X).

5.6.7 Desplazamientos de respuesta

El código señala que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75 \cdot R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones reducidas.

Tabla 24. Control de deriva en la dirección X-X - Sismo estático.

Piso	Carga	Desp. X – CM	Deriva X *0.75R (‰)	< 7 ‰
7	Sismo X-X	0.0167	4.50	Cumple
6	Sismo X-X	0.0139	4.66	Cumple
5	Sismo X-X	0.0110	4.82	Cumple
4	Sismo X-X	0.0080	4.50	Cumple
3	Sismo X-X	0.0052	4.02	Cumple
2	Sismo X-X	0.0027	3.05	Cumple
1	Sismo X-X	0.0008	1.29	Cumple

Tabla 25. Control de deriva en la dirección Y-Y - Sismo estático.

Piso	Carga	Desp. Y – CM	Deriva Y *0.75R (‰)	< 7 ‰
7	Sismo Y-Y	0.0219	4.98	Cumple
6	Sismo Y-Y	0.0188	5.63	Cumple
5	Sismo Y-Y	0.0153	5.95	Cumple
4	Sismo Y-Y	0.0116	6.11	Cumple
3	Sismo Y-Y	0.0078	5.79	Cumple
2	Sismo Y-Y	0.0042	4.66	Cumple
1	Sismo Y-Y	0.0013	2.09	Cumple

La norma establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso del edificio en cuestión, las máximas derivas fueron de 4.82 ‰ y 6.11‰ en la dirección X – X e Y – Y respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.

5.7 Análisis por superposición espectral

Se realizó un análisis por superposición espectral, representando las sollicitaciones sísmicas por el espectro de diseño del código peruano. El criterio de combinación utilizado para obtener la respuesta máxima elástica esperada debido al efecto de los diferentes modos de vibración del edificio será el de combinación cuadrática completa (CQC), tanto para fuerzas internas como para los desplazamientos.

La fuerza cortante en la base para cada una de las direcciones debe ser de al menos el 80% de la fuerza basal calculada por el análisis estático. Si una vez calculado el cortante basal por el análisis dinámico, en alguna dirección, resulta inferior que el mínimo establecido deberán escalarse proporcionalmente todos los resultados.

5.7.1 Espectros de diseño

Haciendo uso de los parámetros hallados en el acápite 5.2 y con ayuda de la expresión propuesta por la Norma E.030 (Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente, 2003) se obtuvo el siguiente espectro de diseño.

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



Figura 6. Espectro de aceleración espectral

5.7.2 Desplazamientos de respuesta

Los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas obtenidos en el Etabs, se multiplicarán por $0.75 \cdot R$ para considerar que la estructura está sometida a un sismo severo con incursiones en rango inelástico. En las tablas 26 y 27 se mostrarán los desplazamientos laterales inelásticos del edificio con relación al centro de masa de cada diafragma rígido.

Tabla 26. Desplazamientos en la dirección X-X - Superposición modal.

Piso	Carga	$U_x - CM$	D. Inelástico (m) – $U_x \times 0.75R$
7	Sismo X	0.0121	0.055
6	Sismo X	0.0100	0.045
5	Sismo X	0.0079	0.036
4	Sismo X	0.0057	0.026
3	Sismo X	0.0037	0.017
2	Sismo X	0.0019	0.009
1	Sismo X	0.0006	0.003

Tabla 27. Desplazamientos en la dirección Y-Y - Superposición modal.

Piso	Carga	$U_y - CM$	D. Inelástico (m) – $U_y \times 0.75R$
7	Sismo Y	0.0116	0.052
6	Sismo Y	0.0099	0.045
5	Sismo Y	0.0080	0.036
4	Sismo Y	0.0060	0.027
3	Sismo Y	0.0040	0.018
2	Sismo Y	0.0021	0.010
1	Sismo Y	0.0007	0.003

La norma establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso del edificio en cuestión, las máximas derivas fueron de 3.82 ‰ y 6.59‰ en la dirección X – X e Y – Y respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.

Tabla 28. Control de deriva en la dirección X-X por cada diafragma.

Piso	Carga	Deriva X-X	Deriva X-X*0.75R (‰)	< 7 ‰
7	Sismo X-X	0.00082	3.67	Cumple
6	Sismo X-X	0.00085	3.81	Cumple
5	Sismo X-X	0.00085	3.82	Cumple
4	Sismo X-X	0.00081	3.66	Cumple
3	Sismo X-X	0.00073	3.29	Cumple
2	Sismo X-X	0.00056	2.53	Cumple
1	Sismo X-X	0.00025	1.14	Cumple

Tabla 29. Control de deriva en la dirección Y-Y por cada diafragma.

Piso	Carga	Deriva Y-Y	Deriva Y-Y*0.75R (‰)	< 7 ‰
7	Sismo Y-Y	0.00123	5.51	Cumple
6	Sismo Y-Y	0.00134	6.03	Cumple
5	Sismo Y-Y	0.00142	6.40	Cumple
4	Sismo Y-Y	0.00144	6.49	Cumple
3	Sismo Y-Y	0.00146	6.59	Cumple
2	Sismo Y-Y	0.00127	5.69	Cumple
1	Sismo Y-Y	0.00060	2.70	Cumple

5.7.3 Control de giros en planta

De acuerdo a la Norma se deberá verificar la irregularidad torsional en los edificios que posean diafragmas rígidos. Con los desplazamientos laterales en cada dirección de análisis, se calculan los desplazamientos de entrepiso en los extremos de la planta en la propia dirección de análisis. Estos desplazamientos deberán ser los inelásticos (multiplicados por 0.75*R).

El edificio será irregular si satisface las siguientes condiciones:

$$\text{Condición 01} = \Delta_{prom} > 0.5 \Delta_{permisible}$$

$$\text{Condición 02} = \Delta_{m\acute{a}x} > 1.3 \times \left[\frac{1}{2} (\Delta_{m\acute{a}x} + \Delta_{min}) \right]$$

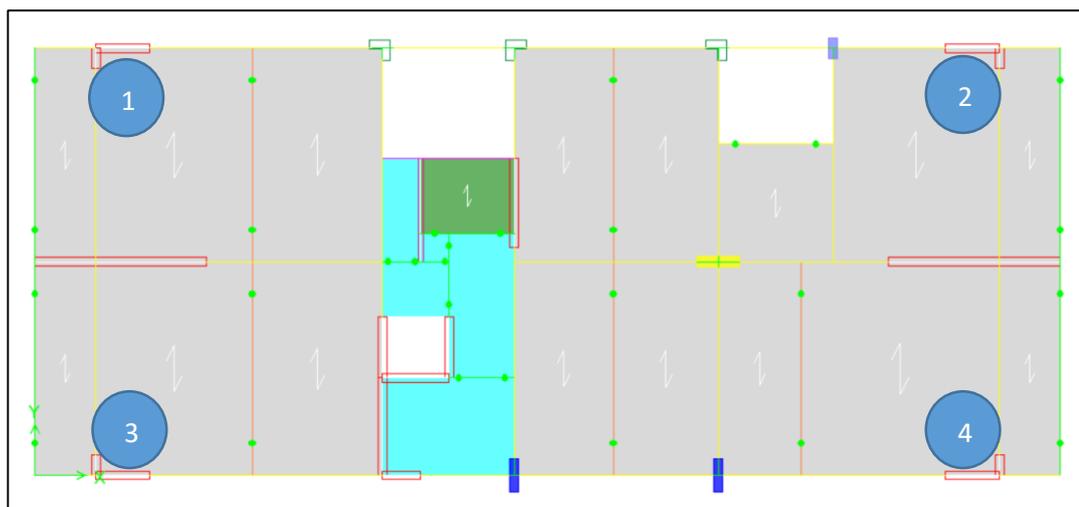


Figura 7. Planta típica del edificio.

Tabla 30. Desplazamientos y derivas del Punto 1 en X-X.

Punto 1 X	Desp- X	Desp -Y	Deriva - X	Deriva - Y
7	0.013278	0.006386	0.000759	0.000329
6	0.011163	0.005472	0.000805	0.000363
5	0.008921	0.004464	0.000831	0.000389
4	0.006606	0.003382	0.000814	0.000397
3	0.004333	0.002275	0.000732	0.000372
2	0.002285	0.001235	0.000562	0.000300
1	0.000712	0.000394	0.000254	0.000141

Tabla 31. Desplazamientos y derivas del Punto 4 en X-X.

Punto 4 X	Desp- X	Desp -Y	Deriva - X	Deriva - Y
7	0.013293	0.004236	0.000816	0.000240
6	0.011021	0.003615	0.000847	0.000257
5	0.008663	0.002968	0.000849	0.000262
4	0.006298	0.002309	0.000806	0.000261
3	0.004049	0.001630	0.000701	0.000253
2	0.002088	0.000938	0.000519	0.000224
1	0.000635	0.000312	0.000227	0.000111

Tabla 32. Desplazamientos y derivas del Punto 2 en Y-Y.

Punto 2 Y	Desp- X	Desp -Y	Deriva - X	Deriva - Y
7	0.008137	0.020332	0.000338	0.000819
6	0.007246	0.018142	0.000407	0.001005
5	0.006153	0.015426	0.000476	0.001188
4	0.004851	0.012170	0.000527	0.001321
3	0.003390	0.008508	0.000534	0.001340
2	0.001901	0.004771	0.000460	0.001155
1	0.000614	0.001538	0.000219	0.000549

Tabla 33. Desplazamientos y derivas del Punto 3 en Y-Y.

Punto 3 Y	Desp- X	Desp -Y	Deriva - X	Deriva - Y
7	0.008775	0.021236	0.000424	0.001141
6	0.007625	0.018105	0.000480	0.001241
5	0.006315	0.014693	0.000530	0.001309
4	0.004857	0.011072	0.000556	0.001318
3	0.003312	0.007405	0.000537	0.001223
2	0.001812	0.003989	0.000443	0.000976
1	0.000572	0.001259	0.000204	0.000450



Tabla 34. Análisis de condiciones de irregularidad en direcciones X-X e Y-Y.

GIRO X-X	Desp. Máximo	Desp. Mínimo	Desp. Rel. Máx.	Desp. Rel. Min.	Desp. Rel. Prom.	0.5*Desp. Perm.	Condición 1	Desp. Rel. Máx. / Desp. Rel. Prom.	Resultado
7	0.0598	0.0598	0.0095	0.0102	0.0099	0.0098	Cumple	1.04, No cumple condición 2	Regular
6	0.0502	0.0496	0.0101	0.0106	0.0104	0.0098	Cumple	1.03, No cumple condición 2	Regular
5	0.0401	0.0390	0.0104	0.0106	0.0105	0.0098	Cumple	1.01, No cumple condición 2	Regular
4	0.0297	0.0283	0.0102	0.0101	0.0102	0.0098	Cumple	1.01, No cumple condición 2	Regular
3	0.0195	0.0182	0.0092	0.0088	0.0090	0.0098	No cumple	1.02, No cumple condición 2	Regular
2	0.0103	0.0094	0.0071	0.0065	0.0068	0.0098	No cumple	1.04, No cumple condición 2	Regular
1	0.0032	0.0029	0.0032	0.0029	0.0030	0.0098	No cumple	1.06, No cumple condición 2	Regular

GIRO Y-Y	Desp. Máximo	Desp. Mínimo	Desp. Rel. Máx.	Desp. Rel. Min.	Desp. Rel. Prom.	0.5*Desp. Perm.	Condición 1	Desp. Rel. Máx. / Desp. Rel. Prom.	Resultado
7	0.0956	0.0915	0.0140	0.0100	0.0120	0.0098	Cumple	1.17, No cumple condición 2	Regular
6	0.0816	0.0815	0.0122	0.0154	0.0155	0.0098	Cumple	1.12, No cumple condición 2	Regular
5	0.0694	0.0661	0.0146	0.0163	0.0165	0.0098	Cumple	1.06, No cumple condición 2	Regular
4	0.0548	0.0498	0.0165	0.0165	0.0165	0.0098	Cumple	1.00, No cumple condición 2	Regular
3	0.0383	0.0333	0.0168	0.0153	0.0161	0.0098	Cumple	1.05, No cumple condición 2	Regular
2	0.0215	0.0180	0.0146	0.0123	0.0135	0.0098	Cumple	1.09, No cumple condición 2	Regular
1	0.0069	0.0057	0.0069	0.0057	0.0063	0.0098	No cumple	1.10, No cumple condición 2	Regular

Por lo mostrado se concluye que el edificio no presenta irregularidad torsional en ninguna de sus direcciones, logrando así uno de los criterios propuestos en la estructuración del edificio que es el de tener una estructura simétrica y simple que facilite su análisis e interpretación de resultados.

5.7.4 Fuerza cortante mínima

La fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% de la calculada por el análisis estático. En caso de no cumplir con los mínimos necesarios se incrementará el cortante escalando todos los resultados obtenidos en el análisis dinámico, con excepción de los desplazamientos.

Tabla 35. Fuerzas cortantes basales.

	V estática	V dinámica	80 % Vesta.	Factor
Sismo X – X	331 ton	237.10 ton	265 ton	1.12
Sismo Y – Y	307 ton	181.10 ton	246 ton	1.36

Los factores resultantes para la dirección X – X es de 1.12 y 1.36 en la dirección Y – Y.

5.8 Análisis Traslacional

Este tipo de análisis es utilizado para observar el comportamiento de la estructura cuando solo se traslada en una dirección sin sufrir algún tipo de torsión. Este análisis se desarrolló en las direcciones principales (X e Y). En esta parte del cálculo, solo intervienen los pórticos planos resistentes en la dirección de análisis estudiada.

Este método se caracteriza porque permite el desplazamiento en la dirección de análisis y en el eje vertical (Z), así como la rotación solo en el eje perpendicular al del análisis. A modo de ejemplo, si se trata de estudiar la dirección X – X, se tendrá desplazamiento en X, en Z y rotación en Y. Por otro lado, en la dirección Y – Y, se tendrá desplazamiento en Y, en Z y rotación en X.

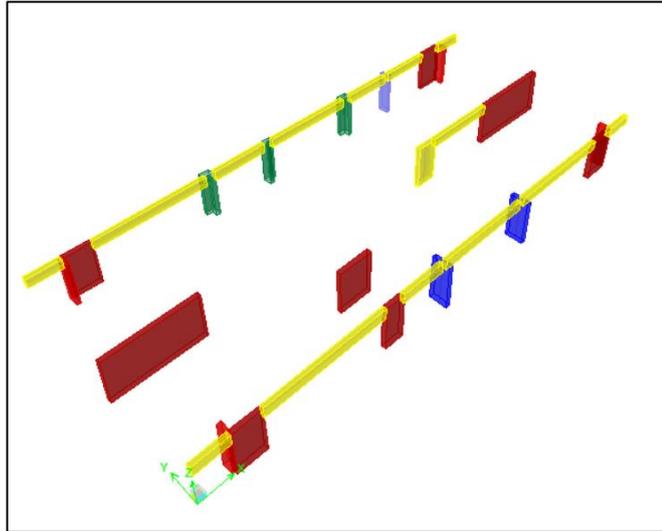


Figura 8. Pórticos planos en la dirección X-X.

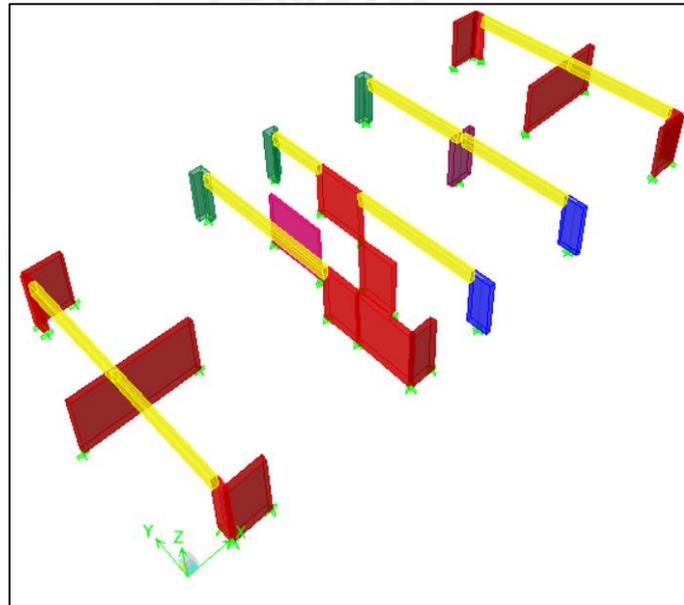


Figura 9. Pórticos planos en la dirección Y-Y.

En las imágenes se presenta solo el primer piso del modelo, donde se pueden apreciar los pórticos planos tomados en cuenta que se supone van a trabajar cuando el sismo ocurra en la dirección X e Y respectivamente.

5.8.1. Modos de vibración

A partir del análisis de traslación pura, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 36. Modos de vibración – Análisis traslacional.

Análisis traslacional X-X			Análisis traslacional Y-Y		
Modo	Período (T)	% Masa P.	Modo	Período (T)	% Masa P.
1	0.51	69.30	1	0.56	70.69
2	0.11	18.95	2	0.14	18.08
3	0.05	6.53	3	0.06	6.02

Se puede observar que los periodos fundamentales de la estructura, para cada dirección, son: en la dirección X – X, $T_x = 0.51$ s y para la dirección Y – Y, $T_y = 0.56$ s.

5.8.2. Fuerza cortante mínima basal

El criterio para calcular la fuerza cortante basal es igual al presentado en el ítem anterior (análisis dinámico). Del programa se obtiene lo siguiente:

Tabla 37. Fuerzas cortantes basales.

	V estática	V traslacional	80 % Vesta.	Factor
Traslación X	331 ton	250 ton	265 ton	1.06
Traslación Y	307 ton	228 ton	246 ton	1.08

Los factores resultantes para la dirección X – X es de 1.09 y 1.08 en la dirección Y – Y.

5.8.3. Desplazamiento de respuesta

La norma establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso del edificio en cuestión, las máximas derivas fueron de 3.50 ‰ y 3.7‰ en la dirección X – X e Y – Y respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.

Tabla 38. Control de deriva en la dirección X-X - Análisis traslacional.

Piso	Carga	Desp X-X – CM	Deriva X-X*0.75R (‰)	< 7 ‰
7	Traslación X	0.0124	3.5	Cumple
6	Traslación X	0.0102	3.5	Cumple
5	Traslación X	0.0080	3.5	Cumple
4	Traslación X	0.0058	3.2	Cumple
3	Traslación X	0.0038	3.1	Cumple
2	Traslación X	0.0019	2.1	Cumple
1	Traslación X	0.0006	1.0	Cumple

Tabla 39. Control de deriva en la dirección Y-Y - Análisis traslacional.

Piso	Carga	Desp Y-Y – CM	Deriva X-X*0.75R (‰)	< 7 ‰
7	Traslación Y	0.0134	3.4	Cumple
6	Traslación Y	0.0113	3.7	Cumple
5	Traslación Y	0.0090	3.7	Cumple
4	Traslación Y	0.0067	3.7	Cumple
3	Traslación Y	0.0044	3.4	Cumple
2	Traslación Y	0.0023	2.6	Cumple
1	Traslación Y	0.0007	1.1	Cumple

5.9 Comparación de los análisis realizados

5.9.1. Períodos de vibración

En este acápite se presentan los diferentes períodos en cada dirección principal de la estructura.

Tabla 40. Cuadro comparativo de períodos.

Análisis	Modo	Período X	% Masa P.	Período Y	% Masa P.
Traslacional dinámico	1	0.51 s	69.30	0.56 s	70.69
Dinámico (3 gdl)	1	0.51 s	62.92	0.55 s	47.91
Estático (Rayleigh)	1	0.52 s	100	0.56 s	100

Se puede apreciar que en el análisis puramente traslacional los períodos de vibración están bien definidos. Esto se puede concluir después de observar las masas participantes.

Por otro lado, en el modelo de 3 grados de libertad por nivel, las masas participantes se encuentran dispersas en los diferentes modos e incluso es necesario recurrir hasta el modo 4 en la dirección X – X y hasta el modo 5 en la dirección Y – Y para poder lograr que la sumatoria de masas participantes supere el 90%, tal como lo indica la Norma E.030.

Finalmente, se puede concluir que el modo predominante de los modos mostrados (modo1) es similar para los análisis realizados.

5.9.2. Fuerza cortante mínima basal

En esta sección se evaluará la relación existente entre las fuerzas cortantes obtenidas de los análisis realizados.

Tabla 41. Cuadro comparativo de fuerzas basales.

Tipo de análisis realizado	V. dinámico (ton)		V. estático (ton)		80 % V. est.	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Traslacional X - Dinámico	250	-	331	-	265	-
Traslacional Y - Dinámico	-	228	-	307	-	246
Dinámico (3 gdl)	237	181	331	307	265	246

Tabla 42. Cuadro comparativo de factores de amplificación.

Tipo de análisis realizado	Factores de amplificación	
	Factor X-X	Factor Y-Y
Traslacional X – Dinámico	1.06	-
Traslacional Y – Dinámico	-	1.08
Dinámico (3 gdl)	1.12	1.36
Estático - (3 gdl)	-	-

De las tablas mostradas, lo más resaltante es el valor de amplificación elevado que se tiene que aplicar al cortante basal dinámico en el sentido Y - Y, para el modelo de 3 gdl ($f_y = 1.36$). Esto se puede explicar por el efecto de torsión en planta.

En el análisis de traslación se tienen cortantes dinámicos mayores al de los obtenidos en el modelo de 3 gdl generando menores factores de amplificación; esto se debe al hecho de que este análisis no considera la torsión a la que pueda quedar sometida la estructura.

Para el diseño de elementos estructurales se van a considerar los datos obtenidos del modelo de 3 grados de libertad.

5.9.3. Desplazamientos de respuesta

Los resultados obtenidos al finalizar los análisis realizados se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 43. Cuadro comparativo de desplazamientos de respuesta.

N° Piso	A. Traslacional		A. Dinámico		A. Estático	
	Deriva X	Deriva Y	Deriva X	Deriva Y	Deriva x	Deriva Y
5	3.5	3.7	3.82	6.40	4.82	5.95
4	3.2	3.7	3.66	6.49	4.50	6.11
3	3.1	3.4	3.29	6.59	4.02	5.79

Se puede apreciar que los desplazamientos laterales de respuesta no superan lo establecido por el código en el inciso 15.1 de la Norma E.030; es decir, son menores a 7%.

Los desplazamientos obtenidos en el análisis traslacional y dinámico son similares en la dirección X – X; no obstante, la diferencia es mucha más notoria en la dirección Y – Y. Esta diferencia se puede ver explicada por la torsión en planta en la dirección transversal.

Los resultados arrojados por el análisis estático son mayores a los obtenidos por los otros métodos, esto se debe a que el análisis estático asume que la masa participante del modo 1 es igual a la masa total; de la misma forma, el análisis dinámico está basado en una serie de combinaciones que evalúan distintos modos y respuestas.

5.10 Verificación del sistema estructural.

Ahora verificaremos que el sistema estructural de muros asumido inicialmente para cada dirección es el adecuado. Así pues, acorde con la Norma E.030 la fuerza dinámica debe ser al menos el 80% de la fuerza cortante estática, en caso esto no se cumpla se escalará por un factor de amplificación relatado líneas arriba.

Según la mencionada Norma, un edificio califica como muros estructurales si estos se llevan más del 80% de la fuerza cortante basal.

Tabla 44. Distribución de fuerzas en muros y columnas – Análisis dinámico (3 gdl).

Fuerza cortante basal distribuida en la base		
Dirección	X-X	Y-Y
Columnas	10 ton	7.50 ton
Muros de corte	255 ton	238 ton
Fuerza basal	264.90 ton	245.50 ton
% Muros de corte	96.2 %	96.95 %
% Columnas	3.8 %	3.1 %
Condición	Cumple, R = 6	Cumple, R = 6

El porcentaje de fuerza cortante que toman las placas es mayor al 80 % de la cortante basal, por lo que el sistema estructural del edificio es de muros y corresponde a un coeficiente de reducción $R = 6$

5.11 Junta sísmica y estabilidad del edificio.

La sección 15.2 de la Norma E.030 indica que se debe considerar una junta de separación sísmica (s) entre dos estructuras para evitar el contacto entre ellas durante un sismo.

La junta de separación para este proyecto se calculó según:

- $s > \frac{2}{3}$ (suma de los desplazamientos máximos de bloques adyacentes)
- $s = 3 + 0.004 \times (h - 500)$, $s > 3\text{cm}$

Dónde:

- h: Altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

Debido a la arquitectura y ubicación del edificio no es necesario calcular una junta para la dirección X –X. De esta manera se tiene que el desplazamiento máximo de la azotea para la dirección Y – Y es de 11.04 cm. Por consiguiente, la junta en Y –Y será de cuatro cm.

Por otra parte, toda la estructura debe ser diseñada para resistir el momento de volteo que produce el sismo, para ello establece que el factor de seguridad ante esta sollicitación debe ser mayor o igual a 1.5. Se define como factor de seguridad al cociente entre momento estabilizante y momento volcante.

Tabla 45. Momentos de volteo y peso del edificio - Análisis dinámico (3 gdl).

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Carga P (ton)	2533	2533
Momento M (ton – m)	2445	2295
Longitud (m)	29.90	12.50
F seguridad	$2533 \times 14.95 / 2445 = 15$	$2533 \times 6.25 / 2295 = 7$
Criterio	Cumple, $F_s > 1.5$	Cumple, $F_s > 1.5$

5.12 Fuerzas internas

A modo de ejemplo, se detallarán las fuerzas obtenidas en los análisis realizados. Se utilizará la placa PL – 4 como ilustración.

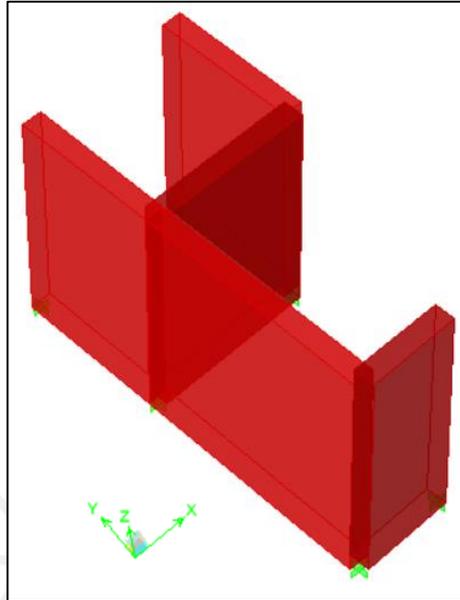


Figura 10. Vista de la placa analizada 3D – PL – 4

Análisis estático – 3 gdl

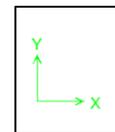


Tabla 46. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis estático.

Piso	Carga	Axial (ton)	V _Y	V _X	M _Y	M _X
7	Sismo X	0.45	-0.59	-12.40	-10.26	9.28
6	Sismo X	2.80	2.60	-21.78	-42.21	32.35
5	Sismo X	5.33	6.45	-31.88	-102.20	66.66
4	Sismo X	8.06	9.35	-39.41	-183.64	109.43
3	Sismo X	10.77	11.75	-44.72	-282.31	157.99
2	Sismo X	13.15	13.18	-45.43	-388.01	207.88
1	Sismo X	14.89	9.46	-45.83	-502.36	242.76

Tabla 47. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis estático.

Piso	Carga	Axial (ton)	V _Y	V _X	M _Y	M _X
7	Sismo Y	-2.03	-13.70	12.28	32.49	-58.51
6	Sismo Y	-4.23	38.94	-4.46	18.93	29.06
5	Sismo Y	-5.8	70.15	-17.46	-28.20	205.14
4	Sismo Y	-6.79	102.61	-29.96	-107.77	473.74
3	Sismo Y	-7.09	126.70	-40.94	-215.77	812.76
2	Sismo Y	-6.65	150.17	-49.86	-347.39	1221.95
1	Sismo Y	-5.67	138.84	-34.70	-437.11	1605.24

Análisis traslacional - dinámico

Tabla 48. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico de traslación X-X.

Piso	Carga	Axial (ton)	V _Y	V _X	M _Y	M _X
7	Tras X	0.14	2.12	10.74	18.07	9.19
6	Tras X	1.73	1.53	20.48	45.99	23.51
5	Tras X	3.64	4.36	29.95	95.08	52.20
4	Tras X	5.77	7.10	37.07	164.01	94.05
3	Tras X	7.96	9.33	43.05	251.94	146.42
2	Tras X	9.95	8.92	45.93	353.32	199.29
1	Tras X	11.48	3.81	45.14	461.14	231.73

Tabla 49. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico de traslación Y-Y.

Piso	Carga	Axial (ton)	V _Y	V _X	M _Y	M _X
7	Tras Y	-3.89	-25.67	-2.93	-10.49	-91.82
6	Tras Y	-8.12	-53.27	-3.75	-21.81	-134.17
5	Tras Y	-12.89	-80.38	-7.54	-46.80	-258.18
4	Tras Y	-18.09	-109.22	-11.06	-89.38	-477.08
3	Tras Y	-23.27	-133.84	-14.06	-147.09	-777.14
2	Tras Y	-27.65	-159.61	-15.24	-212.43	-1163.28
1	Tras Y	-30.23	-144.24	-7.58	-257.59	-1531.09

Análisis dinámico – 3 gdl

Tabla 50. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico 3 gdl X-X.

Piso	Carga	P (ton)	V _Y	V _X	M _Y	M _X
7	Sismo X	1.50	5.24	12.34	22.74	17.13
6	Sismo X	4.93	12.28	21.29	54.37	42.58
5	Sismo X	8.70	19.78	30.69	102.52	96.88
4	Sismo X	12.81	27.51	38.29	167.49	172.25
3	Sismo X	16.93	33.94	44.53	258.57	264.78
2	Sismo X	20.59	40.04	47.42	363.01	373.54
1	Sismo X	23.12	35.23	46.42	473.36	469.30

Tabla 51. Fuerzas y momentos en Placa PL – 4 – Análisis dinámico 3 gdl Y-Y.

Piso	Carga	P (ton)	V _Y	V _X	M _Y	M _X
7	Sismo Y	3.18	20.81	8.38	27.46	70.41
6	Sismo Y	8.21	47.24	6.67	37.65	116.56
5	Sismo Y	13.83	69.76	12.55	48.46	242.30
4	Sismo Y	20.13	95.18	19.18	69.98	444.37
3	Sismo Y	26.61	116.34	26.53	123.63	711.74
2	Sismo Y	32.45	138.30	34.59	197.69	1049.72
1	Sismo Y	36.26	127.34	30.15	257.73	1376.06

Se puede apreciar que las fuerzas cortantes de la placa PL – 4, considerando un análisis dinámico traslacional o un análisis dinámico con tres grados de libertad por piso, son ligeramente parecidas en la dirección X – X, esto parece ser lógico ya que el edificio cuando está sometido a un sismo en dicha dirección no debería experimentar algún tipo de rotación; es decir, debería tener un desplazamiento casi horizontal en una sola dirección.

Para la dirección Y – Y, la placa PL – 4 en un análisis traslacional absorbe una fuerza equivalente a 145 toneladas; mientras que si se analiza la estructura considerando tres grados de libertad por piso, toma 128 toneladas. Dicha diferencia puede ser explicada debido a la torsión que sufre la estructura al ser sometido a las sollicitaciones en esa dirección cuando se trabaja el edificio en sus tres grados de libertad.



CAPÍTULO 6

FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

El diseño de los elementos estructurales de este proyecto de tesis se basa en el Diseño por Resistencia o Diseño a la Rotura. Este método es en esencia un diseño por estados límites con la particularidad que la atención se centra en los estados límites últimos. El término de resistencia debe ser aplicable a cualquier tipo de sollicitación o fuerza de sección, tal como: flexión, cortante, carga axial, torsión, etc. o a combinaciones de estas (Ottazzi, 2014).

La filosofía de este diseño establece que todos los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño (ΦR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que estipulan en la Norma E.060.

- . **Resistencia de diseño:** Corresponde a la resistencia nominal de la sección afectada por factores de reducción.
- . **Resistencia requerida:** Referida a la resistencia que se obtiene por combinaciones de cargas amplificadas.

$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$
--

Nominalmente, se puede escribir como sigue:

- Para flexión : $\Phi M_n \geq M_u$
- Para cortante : $\Phi V_n \geq V_u$
- Para axial : $\Phi P_n \geq P_u$

Factores de carga de la Norma peruana (Resistencia mínima requerida)

- Cargas muertas y vivas:
 $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- Cargas de sismo:
 $U = 1.25 (CM + CV) \pm S$
 $U = 0.9 CM \pm S$

Factores de reducción de resistencia

Tabla 52. Factores de reducción de acuerdo al tipo de sollicitación.

Solicitación	Factor de reducción (Φ)
Flexión sin carga axial	0.90
Tracción y flexo-tracción	0.90
Compresión y flexo-compresión	0.70
Cortante y torsión	0.85

Verificaciones de condiciones de servicio. El diseño por resistencia no garantiza necesariamente un adecuado comportamiento ante cargas de servicio. Los estados límites que más interesan son las deflexiones excesivas y la fisuración excesiva.

Las deflexiones tienen que ser calculadas a fin de evitar que excedan los límites que proporciona la Norma E.060. La necesidad de controlarlas no solo recae en aspectos estéticos; sino que también, en evitar que estas causen daño a los elementos no estructurales o que generen un mal funcionamiento en la estructura.

En lo que a fisuración refiere, es necesario controlar el ancho de grietas y evitar que se excedan a ciertos límites definidos en la Norma para garantizar un comportamiento satisfactorio de la sección, asegurando la durabilidad y un comportamiento adecuado así como también una estética aceptable.

Diseño para lograr un comportamiento dúctil: También se le conoce como diseño por capacidad y es un método que busca prevenir los modos de falla indeseables. Por ejemplo, para evitar que un elemento estructural falle por cortante (modo de falla frágil) antes de que falle por flexión (modo de falla dúctil).

6.1 Diseño por flexión

6.1.1. Hipótesis de diseño

Según el material propuesto por el Ing. Ottazzi (2014), se debe cumplir las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.

- Las secciones permanecen planas antes y después de la aplicación de cargas – Hipótesis de Navier.
- No existe deslizamiento entre el acero y el concreto; es decir, las deformaciones en el acero y en el concreto circundante son iguales.
- Se desprecia la resistencia en tracción del concreto.
- Los esfuerzos en el acero y en el concreto pueden ser calculadas a partir de relaciones constitutivas (σ, ϵ).
- El diagrama de constitución del acero de refuerzo se puede suponer elastoplástico.
- Se asume que el concreto falla cuando la deformación en compresión (ϵ_{cu}) alcanza el valor de 0.003.
- Se asume un bloque de compresiones rectangular.

6.1.2. Bloque de compresiones

El ACI y la Norma E.060 aceptan reemplazar el diagrama “real” de esfuerzos en el concreto por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85 f'c$ desde el borde de la sección transversal hasta una distancia “a” ($\beta_1 \times c$), donde c es la distancia al eje neutro desde el borde de la sección. Para un $f'c$ de 210 kg/cm² se tiene un valor de $\beta_1 = 0.85$.

Con estas simplificaciones, la resistencia nominal de la sección puede ser calculada de la siguiente manera:

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

6.1.3. Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo

Se define como cuantía al cociente entre el área de acero de refuerzo longitudinal y el área de la sección del elemento $\rho = \frac{As}{bd}$. La cuantía balanceada se da cuando se produce una falla balanceada, falla que se obtiene cuando el concreto alcanza la deformación de agotamiento ϵ_{cu} en el mismo instante en que el acero alcanza la deformación de fluencia ϵ_y .

Por otro lado, el acero mínimo permite una mejor transición entre el estado no agrietado y el agrietado de una sección; además, sirve para proveer cierta ductilidad y ayudar a controlar el ancho de las grietas térmicas y de retracción que

se producen bajo condiciones normales. La Norma E.060 señala que esta área será la necesaria para que una sección resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}).

6.1.4. Deflexiones

Las deflexiones en los elementos de concreto armado constituyen en esencia un problema probabilístico (Ottazzi, 2014); sin embargo, la Norma la trata como si fuera determinístico. Entre las principales razones para controlar las deflexiones se encuentran temas estéticos, daños en elementos no estructurales e interrupción o mal funcionamiento de la estructura.

6.1.4.1. Deflexiones inmediatas

Ocurren inmediatamente después de aplicadas las cargas. Para elementos de concreto de peso normal se usa un módulo de elasticidad de $E = 15000 \times \sqrt{f'c}$.

Si el $M_{servicio} > M_{cr}$ se usa la inercia de la sección transformada agrietada (I_e), en caso contrario se usa la inercia de la sección no agrietada (I_g).

6.1.4.2. Deflexiones diferidas

Debido a factores como el creep y la retracción. El creep es la deformación inelástica del concreto bajo cargas sostenidas, adicional a las deformaciones elásticas producidas por los esfuerzos aplicados. La retracción es el acortamiento que experimenta el concreto en el proceso de endurecimiento y secado.

6.2 Diseño por fuerza cortante

La metodología propuesta por la Norma se basa en suponer que la capacidad al corte del elemento (V_n) está dada por la suma del aporte del concreto (V_c) más el aporte del refuerzo en el alma (V_s). La norma define las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = V_{cz} + V_d + V_{ay}$$

Dónde:

- V_{cz} : Fuerza cortante que toma el concreto comprimido.

- V_d : Fuerza cortante que se obtiene debido a la trabazón entre los agregados
- V_{ay} : Fuerza cortante que toma el acero longitudinal por efecto de dovela.

La Norma E.060 propone las siguientes ecuaciones para calcular V_c :

- Cuando hay flexión y corte

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

- Cuando hay también compresión axial

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

La contribución del refuerzo en la resistencia al corte se calcula a “d” de la cara del apoyo y viene dada por la siguiente expresión:

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

Dónde:

- A_v : Área del estribo.
- s : separación entre estribos.

Además, también propuso las siguientes expresiones:

- $V_s \text{ max} = 2.10 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$
- $V_s \text{ lim} = 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$
- $A_v \text{ min} = (3.5 \times b \times s) / f_y$
- $s \leq 0.5 d$ o 60 cm

6.3 Diseño por flexo – compresión

6.3.1 Diagrama de interacción

Se define como el lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección. Se construyen siguiendo las mismas hipótesis que se explicaron en el acápite 6.1.1.

a) Recubrimientos

Tabla 53. Recubrimientos convencionales – (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014)

Tipo de elemento estructural	Recubrimiento mínimo
Aligerado	2 cm
Losa maciza	2 cm
Viga chata	2 cm
Viga peraltada	4 cm
Columna	4 cm
Placa	2 cm

b) Anclajes de fierro

Tabla 54. Anclajes de fierro – (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014)

Barra	db (cm)	Longitudes de anclaje – $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$				
		ab (cm ²)	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	37	19	18
3/8"	0.95	0.71	34	44	22	21
1/2"	1.27	1.29	45	58	29	28
5/8"	1.59	2.00	56	73	37	35
3/4"	1.91	2.84	67	88	44	42
1"	2.54	5.10	112	145	59	56

Dónde:

- Ld = Longitud de anclaje en tracción en barras inferiores.
- L'd = Longitud de anclaje en tracción en barras superiores.
- Ldc = Longitud de anclaje en compresión.
- Ldg = Anclaje con gancho estándar.

c) Empalmes

Acorde con la Norma E.060, la longitud de empalme a considerar deberá ser 1.3 veces la longitud de desarrollo en tracción y no se debe empalmar más del 50% del área total del refuerzo en la misma sección.

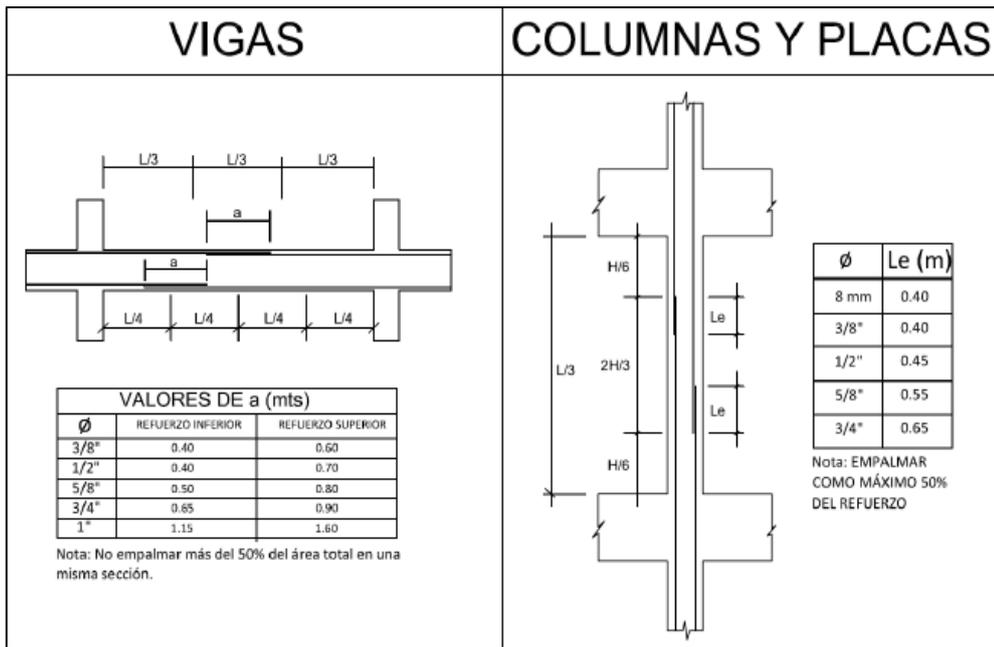


Figura 12. Configuración de empalmes en vigas, columnas y placas (PRISMA, 2009).

d) Corte de hierro

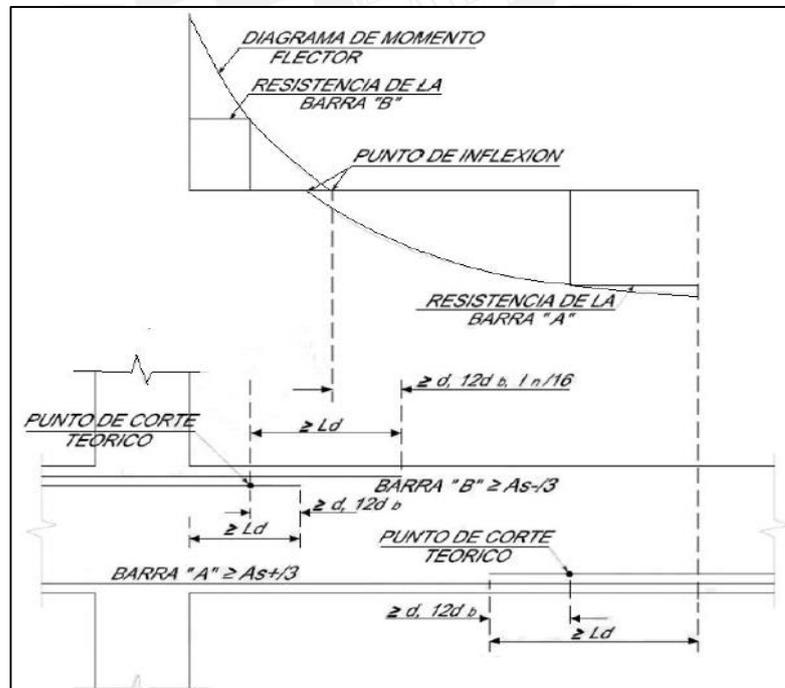


Figura 13. Corte teórico de hierro (Apuntes del curso Concreto Armado 1, 2014).

CAPÍTULO 7

DISEÑO DE LOSAS

Las losas son elementos estructurales que trabajan a flexión y corte. En cada sección se debe cumplir que la resistencia nominal de flexión (M_n) o en corte (V_n) afectada por su respectivo factor de reducción (Φ), debe ser mayor que las solicitaciones últimas en cada caso, M_u y V_u respectivamente.

7.1 Consideraciones adicionales para el diseño de losas

Además de los criterios generales de diseño mencionados con anterioridad, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para losas macizas, el refuerzo mínimo por contracción y temperatura corresponde a una cuantía de 1.8‰; del mismo modo, el refuerzo se colocará a un espaciamiento no mayor que tres veces el espesor de la losa o 0.40 m.
- En la siguiente tabla se muestra el acero mínimo y máximo para una vigueta convencional de 0.25 m y 0.40 m de ancho tributario.

Tabla 55. Propiedades de vigueta típica convencional – $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Criterio	Descripción
Peralte h (cm)	25
Peralte efectivo d (cm)	22
Momento de inercia de la sección no fisurada (cm^4)	22700
Momento de agrietamiento positivo (kg-m)	405
Momento de agrietamiento negativo (kg-m)	750
$A^+s \text{ min (cm}^2\text{)}$	0.53
$A^-s \text{ min (cm}^2\text{)}$	1.15
$A^+sb \text{ (cm}^2\text{)}$	11.05
$A^-sb \text{ (cm}^2\text{)}$	4.67
Ancho tributario (cm)	40
Peso (kg/m^2)	350

Finalmente, en las losas macizas y aligeradas al no poder colocarse estribos que tomen los esfuerzos de corte, se diseñan para que la fuerza cortante sea resistida únicamente por el concreto; es decir, la resistencia por corte del acero es nula.

En el caso de aligerados, la resistencia al corte del concreto se amplifica un 10%, siendo entonces:

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

En caso de que la resistencia requerida V_u exceda a ΦV_c es posible utilizar ensanches corridos o alternados. Cuando se usan ensanches alternados con viguetas estándar de 0.10 m de ancho, en la zona del ensanche el ancho de la vigueta se convierte en $b_w = 0.25$ m. De utilizarse ensanche corrido entonces el ancho se convierte en $b_w = 0.40$ m.

7.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada.

A modo de ejemplo, se diseñará una vigueta del piso típico del edificio.

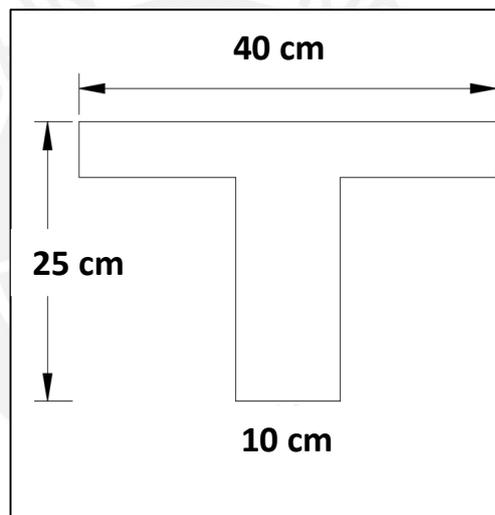


Figura 14. Sección transversal "T" de una vigueta típica.

Para momentos flectores negativos las viguetas se comportan como una sección rectangular de 10 x 25 cm. Para momentos flectores positivos se considera el aporte en compresión del ala superior de la "T" quedando una sección de 40 x 25 cm, verificando que el bloque de compresiones no sobrepase el espesor de la losa ($a < hf$).

- **Método de análisis**

Se realizó un modelo en el programa SAP2000 Advanced 14.2.4 de los tramos considerando apoyos articulados en las vigas. Este análisis permite obtener con precisión los momentos y fuerzas cortantes a lo largo de la vigueta. Por

recomendación en la publicación del Ing. Ottazzi, se considera un momento negativo equivalente a $1/24 w_x l_n^2$ – donde, l_n es la luz libre del tramo en análisis - cuando los apoyos externos sean monolíticos (aligerado apoyado sobre una viga, por ejemplo).

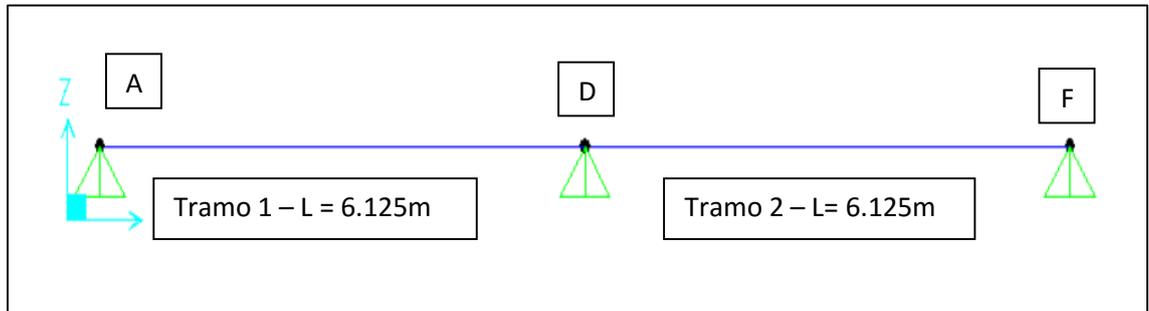


Figura 15. Modelo de la vigueta analizada.

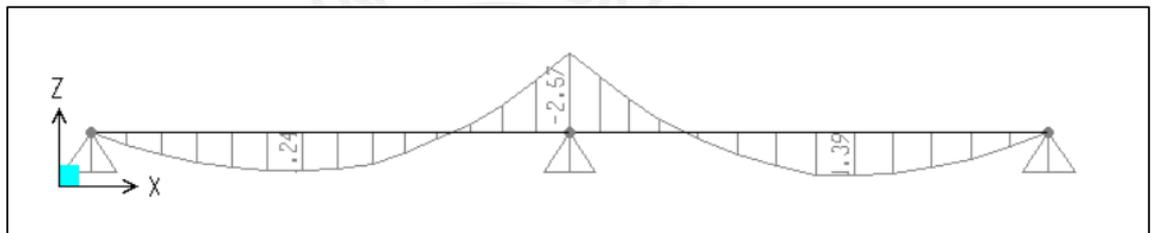


Figura 16. Momento flector resultante de la vigueta analizada a ejes.

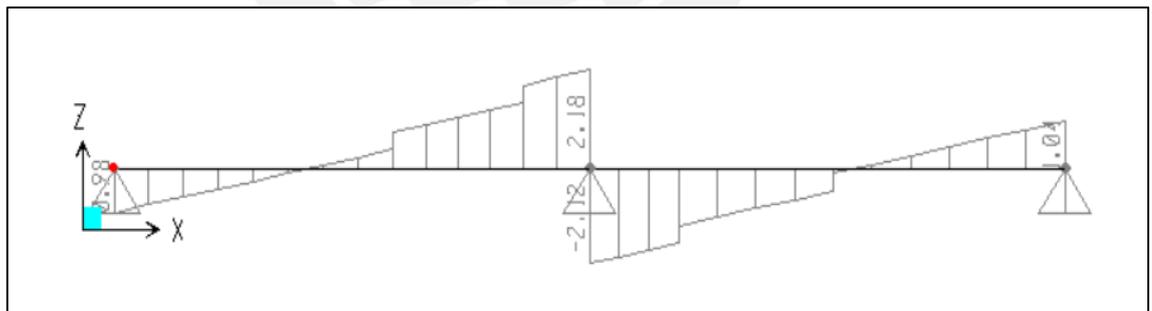


Figura 17. Fuerza cortante resultante de la vigueta analizada a ejes.

Los resultados mostrados de momentos flectores y fuerzas cortantes corresponden a los producidos por las cargas muertas y cargas vivas amplificadas según estipulaciones de la Norma E.060.

- **Diseño por flexión:**

Se analizó las secciones críticas por flexión utilizando un concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un peralte efectivo de 22 cm.

a. Momento negativo a la cara del apoyo.

- Sin considerar ensanche alterno:

$$M_u = 2.31 \text{ ton-m.} \quad (\text{Combinación } 1.4\text{CM}+1.7 \text{ CV})$$

$$b = 10 \text{ cm, } d = 22 \text{ cm}$$

$$\text{As requerido} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

- Considerando ensanche alterno:

$$M_u = 2.31 \text{ ton-m.} \quad (\text{Combinación } 1.4\text{CM}+1.7 \text{ CV})$$

$$b = 25 \text{ cm, } d = 22 \text{ cm}$$

$$\text{As requerido} = 2.97 \text{ cm}^2 \quad (1\Phi \frac{1}{2}'' + 1\Phi \frac{5}{8}'')$$

b. Momento positivo.

- Tramo 1:

$$M_u = 1.24 \text{ ton-m.} \quad (\text{Combinación } 1.4\text{CM}+1.7 \text{ CV})$$

$$b = 40 \text{ cm, } d = 22 \text{ cm}$$

$$\text{As requerido} = 1.52 \text{ cm}^2. \quad (1\Phi \frac{1}{2}'' + 1\Phi \frac{3}{8}'')$$

- Tramo 2:

$$M_u = 1.39 \text{ ton-m.} \quad (\text{Combinación } 1.4\text{CM}+1.7 \text{ CV})$$

$$b = 40 \text{ cm, } d = 22 \text{ cm}$$

$$\text{As requerido} = 1.71 \text{ cm}^2. \quad (1\Phi \frac{1}{2}'' + 1\Phi \frac{3}{8}'')$$

Debido a la presencia de tabiquería en la zona a la cual pertenece la vigueta, se opta por colocar $2\Phi \frac{1}{2}''$ en lugar del acero calculado.

c. Refuerzo mínimo por contracción y temperatura

Al tratarse de barras corrugadas con $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene:

$$\text{As}_{\text{cont-temp}} = 0.0018 \times b \times h = 0.9 \text{ cm}^2 \quad (\Phi \frac{1}{4}'' @ 35 \text{ cm})$$

- **Diseño por corte**

Se analizó las secciones críticas por flexión utilizando un concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un peralte efectivo de 0.22 m.

El aporte del concreto (ΦV_c) equivale a 1.58 ton.

- Cortante a "d" de la cara, Tramo 1 izquierda:
 $V_u = 0.85 \text{ ton.}$ (Combinación 1.4CM+1.7 CV)
La sección es adecuada.
- Cortante a "d" de la cara, Tramo 1 derecha:
 $V_u = 2.04 \text{ ton.}$ (Combinación 1.4CM+1.7 CV)

Se deberá emplear ensanches alternados, hasta una longitud de 0.75 m.

- Cortante a "d" de la cara, Tramo 2 izquierda:
 $V_u = 1.98 \text{ ton.}$ (Combinación 1.4CM+1.7 CV)
Se deberá emplear ensanches alternados, hasta una longitud de 1.00 m.
- Cortante a "d" de la cara, Tramo 2 derecha:
 $V_u = 0.91 \text{ ton.}$ (Combinación 1.4CM+1.7 CV)
La sección es adecuada.

La vigueta con ensanche alternado proporciona un aporte del concreto (ΦV_c) equivalente a 3.95 ton.

- **Condiciones de servicio:**

Se realizó un análisis del control de fisuración y de las deflexiones en la parte central de la vigueta del tramo 2. Para el primero, se hará uso del parámetro Z. Dicho parámetro es utilizado por la Norma E.060 para realizar un control indirecto del ancho de las grietas.

- **Cálculo del parámetro Z en la zona de máximo momento positivo:**
Nótese que para el cálculo de este parámetro se hará uso del ancho de grieta más crítico independientemente de la exposición a la que está sometida.

- $Z_{Max} < 26000 \text{ kg/cm}$
- $Z = fs \times \sqrt[3]{dc \times Act}$
- $Ms = 950 \text{ kg-m (Servicio)}$
- $fs = Ms / (As \times 0.9 \times d) = 950 \times 100 / (2.58 \times 0.9 \times 22)$
- $fs = 1860 \text{ kg/cm}^2$
- $dc = 3 \text{ cm}$
- $Act = 2 \times (3.63 \times 10) / 2 = 36.3 \text{ cm}$
- $Z = 1860 \times (3 \times 36.3)^{1/3} = 8890 \text{ kg/cm}^2$
- $Z < Z_{Max}$, Cumple con los requerimientos de la Norma.

- **Cálculo de deflexiones**

Considerando que el peralte de la losa aligerada es de 0.25 m, el cálculo de deflexión es innecesario debido a que éste satisface las exigencias de la Norma E.060.

7.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

Para el diseño estructural de losas macizas armadas en dos direcciones existen varios métodos de diseño, la Norma Peruana E.060 especifica el método de coeficientes; sin embargo, éste y los demás métodos son aplicables para el caso de losas de formas rectangulares.

El presente proyecto está formado por losas de formas variables por lo que se ha utilizado un método de diseño a base de elementos finitos. Para ello, se hará uso del programa SAP2000 Advanced 14.2.4

- **Método de análisis:**

Para el análisis estructural de la losa maciza, lo que se hace es tratar de modelar lo mejor posible a la losa indicando los apoyos y restricciones que tuviese para después definir los materiales a usar y, finalmente, se aplican las cargas provenientes del metrado para luego analizar los resultados obtenidos por el programa.

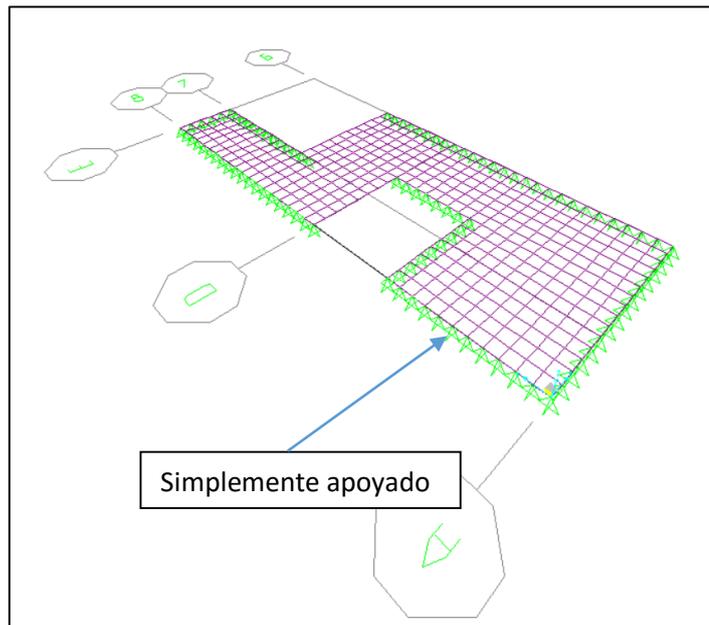


Figura 18. Modelo de la losa maciza de 25 cm de espesor

- **Diseño por flexión**

Los diagramas obtenidos están relacionados a una cuantía mínima; es decir, del orden de 1.8‰.

Esta cuantía equivale a $4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ lo que hace referencia a una malla superior e inferior de $\Phi 3/8" @ .20 \text{ m}$ (2.84‰). La malla seleccionada satisface los requerimientos de la estructura y por ello, no es necesario el uso de bastones adicionales.

- **Diseño por flexión**

La fuerza cortante máxima aplicada sobre la losa es de 7.95 ton y el aporte del concreto en la losa (ΦV_c) es de 14.4 ton. Por lo tanto, no requiere aumentar el espesor de la losa.

- **Refuerzo por contracción y temperatura**

Al ser ésta una losa armada en dos direcciones, la cantidad de acero obtenida del diseño es mucho mayor a la necesaria para la contracción y temperatura, debido a esto no requiere mayor reforzamiento.

CAPÍTULO 8

DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas en concreto armado se realiza por el método de resistencia para requerimientos de flexión y cortante, pero adicionalmente éstas deberán ser diseñadas teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura, razón por la cual se consideran las cinco combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de diseño.

8.1 Condiciones adicionales para el diseño de vigas

En cualquier sección de la viga se debe cumplir que el momento nominal (M_n), positivo o negativo, sea siempre mayor o igual a la cuarta parte del momento nominal máximo ($M_{n\max}$) que podamos obtener en cualquier sección de la viga.

En cada extremo, el M_n^+ debe ser por lo menos igual a la tercera parte del M_n^- en ese extremo, esto es con la finalidad de cubrir el posible caso de inversión de momentos.

a) Disposiciones especiales de la Norma E.060 para vigas sismorresistentes

- La resistencia especificada del concreto no será menor a 210 kg/cm^2 .
- La calidad de acero de refuerzo no excederá el grado 60 (4200 kg/cm^2).
- No deberán existir empalmes a una distancia "d" o menor de la cara de los nudos.
- El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrados con gancho estándar a 135° y con un diámetro mínimo de $3/8"$.

b) Diseño por capacidad en vigas

El objetivo de este método es prevenir fallas frágiles. Para conseguir esto, se calcula el cortante último mediante la suma del cortante isostático más el cortante producido por la suma de los momentos nominales entre la longitud libre de la viga. Por otro lado, la Norma E.060 también sugiere un factor de amplificación equivalente a 2.5 veces V_u del análisis.

c) Distribución mínima de estribos cerrados

La Norma E.060 menciona que se debe colocar estribos desde los dos extremos de la viga. El primero a no más de 10 cm, y en la zona de confinamiento (dos veces el peralte de la viga) a un espaciamiento S_0 , el cual no debe exceder de la cuarta parte del peralte efectivo, o diez veces el diámetro de la barra longitudinal o máximo 30 cm; por otro lado, fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no debe exceder la mitad del peralte efectivo.

8.2 Diseño de vigas peraltadas

A modo de ejemplo se diseña una viga que resiste principalmente cargas de gravedad y otra donde las solicitaciones sísmicas son las más importantes.

Para el caso en el cual las cargas verticales son predominantes (ver figura 3), se mostrará el diseño de la viga VT – 02 del piso típico ubicada entre los ejes “5” y “8”. La figura 19 muestra el esquema de la viga con las secciones de diseño, la figura 20, el diagrama de envolvente de momento flector y la figura 21, el diagrama de envolvente de fuerza cortante.

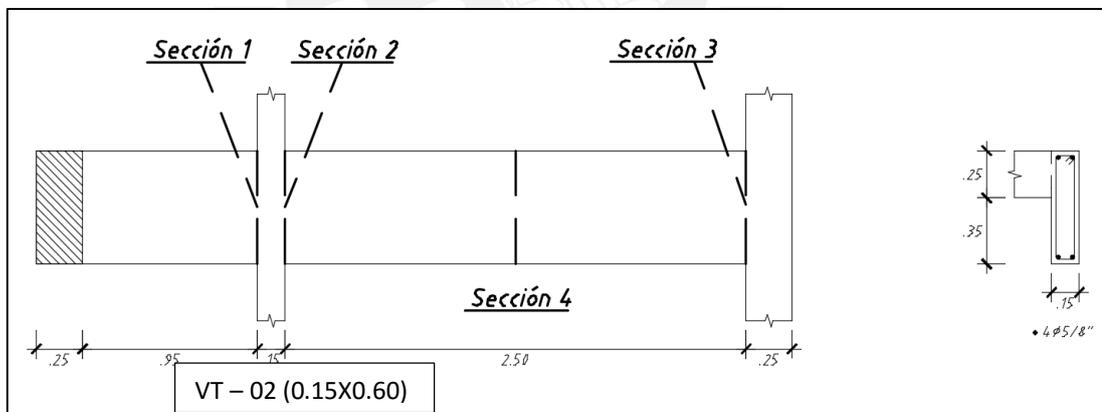


Figura 19. Viga de ejemplo y sección de diseño.

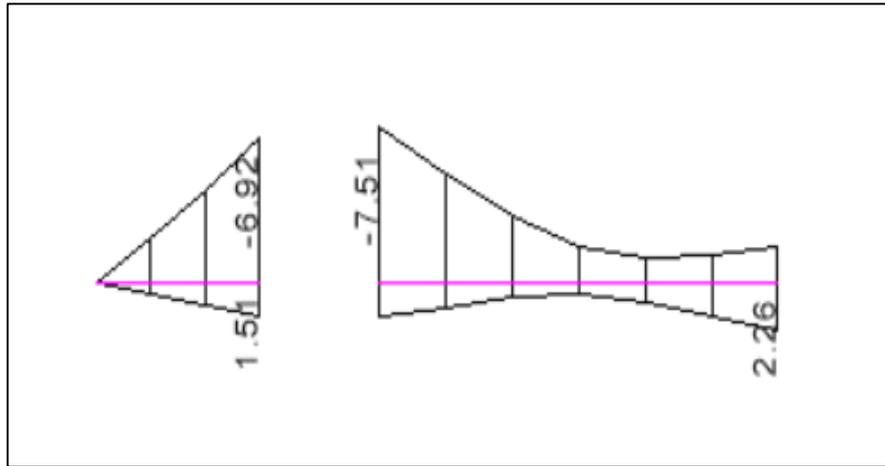


Figura 20. Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m).

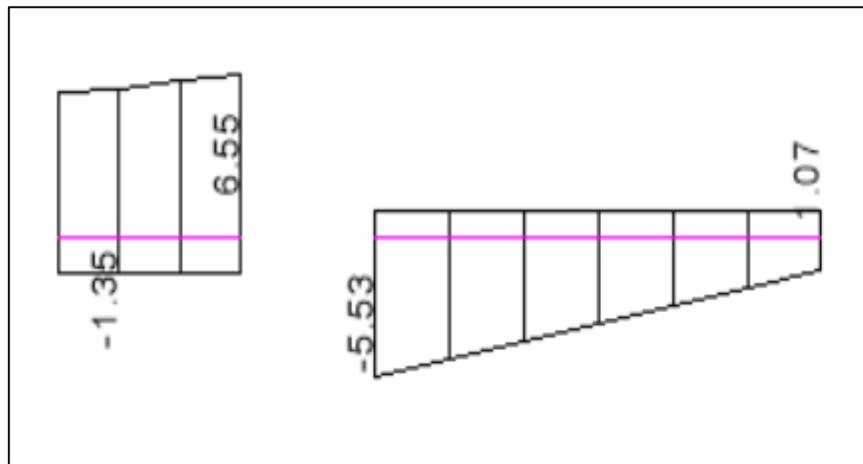


Figura 21. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (ton).

Las siguientes tablas resumen los diseños por flexión y por corte:

Tabla 56. Resumen de diseño por flexión.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4
M_u (ton-m)	6.92	7.51	1.70	2.26
A_s (cm ²)	3.73 cm ²	4.07 cm ²	0.88 cm ²	1.17 cm ²
As colocado (cm ²)	2 Φ 5/8"	2 Φ 5/8"	2 Φ 5/8"	2 Φ 5/8"
As máx. (cm ²)	12.43 cm ²	12.43 cm ²	12.43 cm ²	12.43 cm ²
As min. (cm ²)	1.88 cm ²	1.88 cm ²	1.88 cm ²	1.88 cm ²

Tabla 57. Resumen de diseño por corte.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4
V_u (kg)	6210	4710	3450	2060
ΦV_c (kg)	5090	5090	5090	5090
V_s (kg)	1320	-	-	-
s (cm)	60	-	-	-
d/2 , d/4 (cm)	25, 15	25, 15	25, 15	25, 15
Distribución	1 Φ 8mm; 1@ .10, resto @ .25 c/extremo			

Para el caso donde las solicitaciones sísmicas son las más importantes, se mostrará el diseño de la viga VT – 07 del piso típico ubicada a lo largo del eje “9”. La figura 22 muestra el esquema de la viga con las secciones de diseño, la figura 23, el diagrama de envolvente de momento flector y la figura 24, el diagrama de envolvente de fuerza cortante.

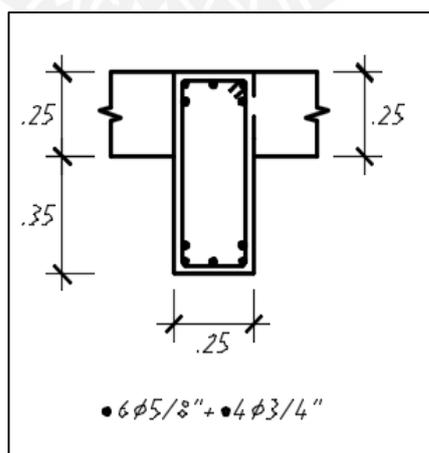
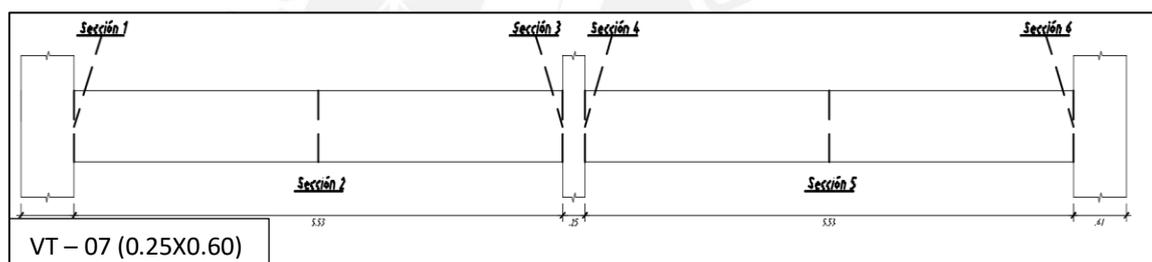


Figura 22. Viga de ejemplo y sección de diseño.

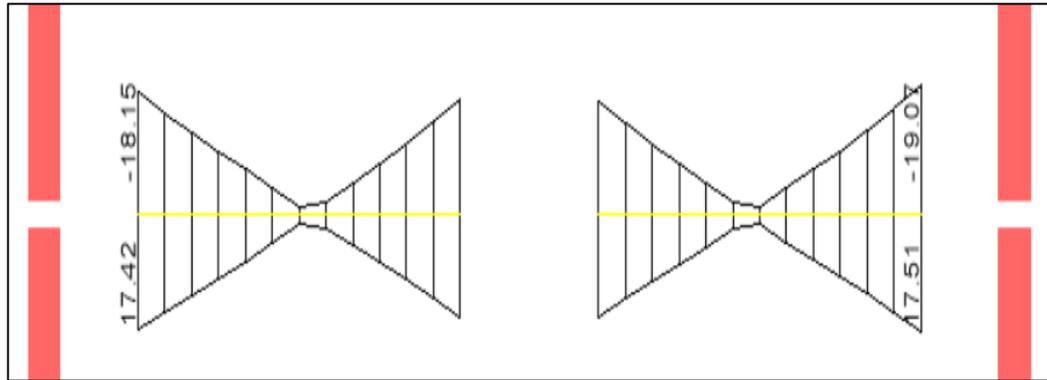


Figura 23. Diagrama de envolvente de momento flector (ton-m).

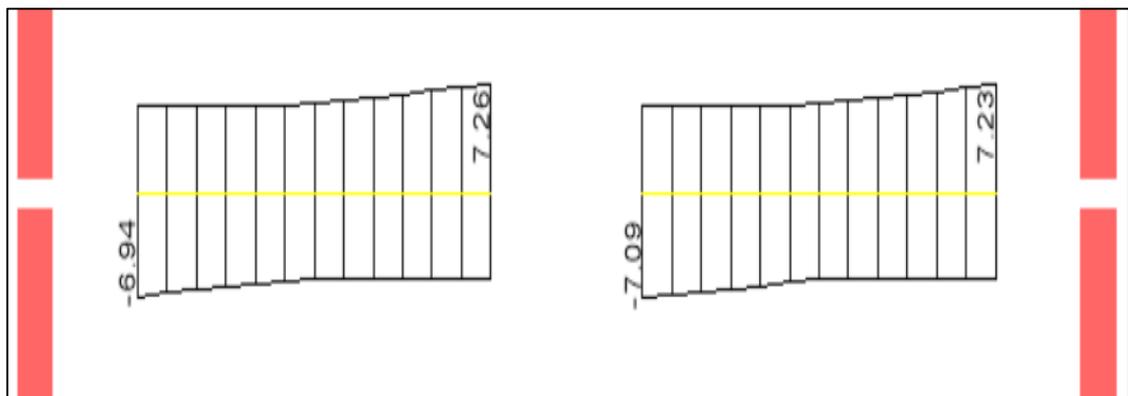


Figura 24. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (ton).

Las siguientes tablas resumen los diseños por flexión y por corte:

Tabla 58. Resumen de diseño por flexión.

Tramo 01	Sección 1	Sección 2	Sección 3
M_u (ton-m)	18.15	1.70	17.02
A_s (cm ²)	10.17 cm ²	0.87 cm ²	9.47 cm ²
A_s colocado (cm ²)	3 Φ 5/8" + 2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	3 Φ 5/8" + 2 Φ 3/4"
A_s máx. (cm ²)	13.81 cm ²	13.81 cm ²	13.81 cm ²
A_s min. (cm ²)	3.14 cm ²	3.14 cm ²	3.14 cm ²

Tabla 59. Resumen de diseño por flexión.

Tramo 02	Sección 4	Sección 5	Sección 6
M_u (ton-m)	16.60	1.64	19.07
A_s (cm ²)	9.21 cm ²	0.84 cm ²	10.75 cm ²
A_s colocado (cm ²)	3 Φ 5/8" + 2 Φ 3/4"	2 Φ 3/4"	3 Φ 5/8" + 2 Φ 3/4"
A_s máx. (cm ²)	13.81 cm ²	13.81 cm ²	13.81 cm ²
A_s min. (cm ²)	3.14 cm ²	3.14 cm ²	3.14 cm ²

Tabla 60. Resumen de diseño por corte.

Tramo 1	Sección 1	Sección 2	Sección 3
V_u (kg)	6700	5980	7020
ΦV_c (kg)	8490	8490	8490
V_s (kg)	-	-	-
s (cm)	60	60	60
$d/2$, $d/4$ (cm)	25, 15	25, 15	25, 15
Distribución	1 Φ 3/8"; 1@ .05, 8@.15, resto @ .25 c/extremo		

Tabla 61. Resumen de diseño por corte.

Tramo 2	Sección 4	Sección 5	Sección 6
V_u (kg)	6860	5960	6990
ΦV_c (kg)	8490	8490	8490
V_s (kg)	-	-	-
s (cm)	60	60	60
$d/2$, $d/4$ (cm)	25, 15	25, 15	25, 15
Distribución	1 Φ 3/8"; 1@ .05, 8@.15, resto @ .25 c/extremo		

Diseño por capacidad. Se verificará que la fuerza de la cortante de diseño V_u de la viga no sea menor que el valor obtenido por:

$$Vu' = 2.5 \times Vu$$

Dónde:

- $V_u = 6.70 \text{ ton}$
- $V_{u'} = 16.75 \text{ ton.}$

Para un V_u equivalente a 16.75 ton y un ΦV_c igual a 8.49 ton, le corresponde un V_s de 9.72 ton. Para estos valores y considerando estribos de 3/8" da como resultante un espaciamiento s de 30 cm.

Por lo tanto, se verifica que para la distribución de estribos colocada, la viga cumple con los requisitos de capacidad.

Control de deflexiones: El pre dimensionamiento se realizó con la finalidad de no verificar las deflexiones de los elementos estructurales horizontales (losas y vigas).

En la Norma E.060 se indica en los requerimientos de control de deflexiones peraltes menores a los recomendados; la diferencia radica en que la Norma solo prevé criterios de deflexión; en cambio, el pre dimensionamiento realizado involucra otros factores como rigidez lateral y diseño sismorresistente.

Control de fisuración: Se analizó el control de fisuración de la misma manera que para los aligerados, en el caso más crítico, y se verificó que cumplía con los requerimientos de la Norma E.060.

El corte de acero se ha realizado de acuerdo al diagrama de momentos obtenido adicionando una longitud equivalente a "d" o 12 "db".

8.3 Diseño de vigas chatas

El diseño de vigas chatas es el mismo que para vigas peraltadas salvo algunas consideraciones y simplificaciones propias de este tipo de vigas. El análisis se hace únicamente en base a cargas de gravedad y mediante modelos simples de análisis que se detallan más adelante; por lo tanto, solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y vivas.

A modo de ejemplo se diseñará la viga chata localizada entre los ejes "A" – "D". La figura 25 muestra el esquema de la viga con las secciones de diseño, la

figura 26, el diagrama de momento flector y la figura 27, el diagrama de fuerza cortante.

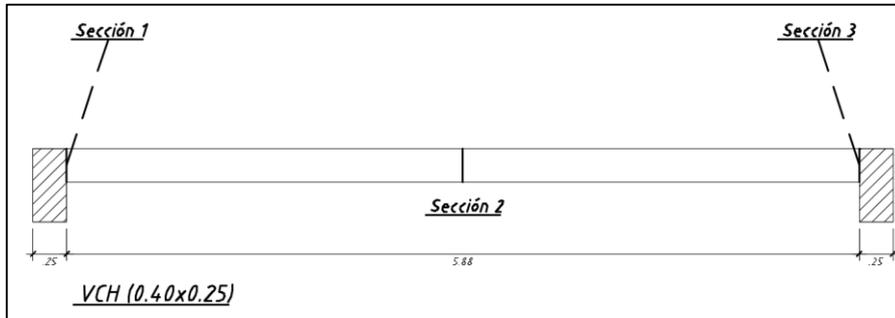


Figura 25. Viga chata de ejemplo y sección de diseño.

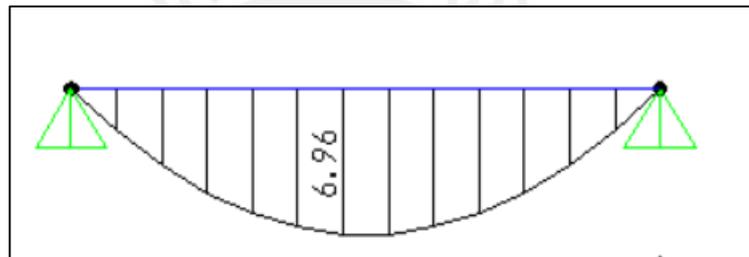


Figura 26. Diagrama de momento flector (ton-m).

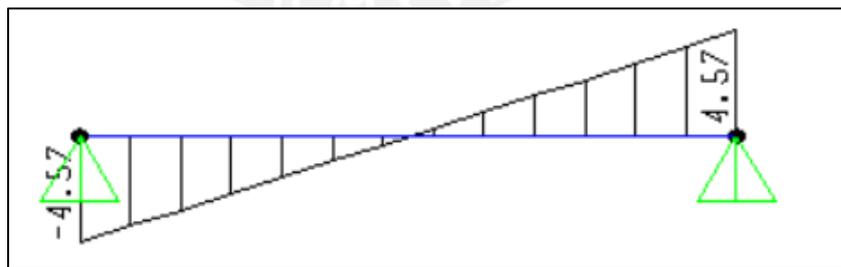


Figura 27. Diagrama de fuerzas cortantes (ton).

Las siguientes tablas resumen los diseños por flexión y por corte:

Tabla 62. Resumen de diseño por flexión.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
M_u (ton-m)	0.00	6.96	0.00
As (cm ²)	0.00 cm ²	9.60 cm ²	0.00 cm ²
As colocado (cm ²)	3 Φ 1/2"	5 Φ 5/8"	3 Φ 1/2"
As máx. (cm ²)	14.03 cm ²	14.03 cm ²	14.03 cm ²
As min. (cm ²)	2.13 cm ²	2.13 cm ²	2.13 cm ²

Tabla 63. Resumen de diseño por corte.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
V_u (kg)	4060	0.000	4060
ΦV_c (kg)	5740	5740	5740
Distribución	2 Φ 1/4" ; 1@ .10, resto @ .30 c/extremo		

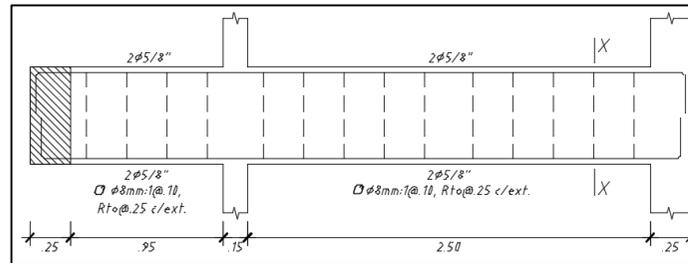


Figura 28. Elevación de viga VT – 02 con refuerzo colocado (Cargas de gravedad).

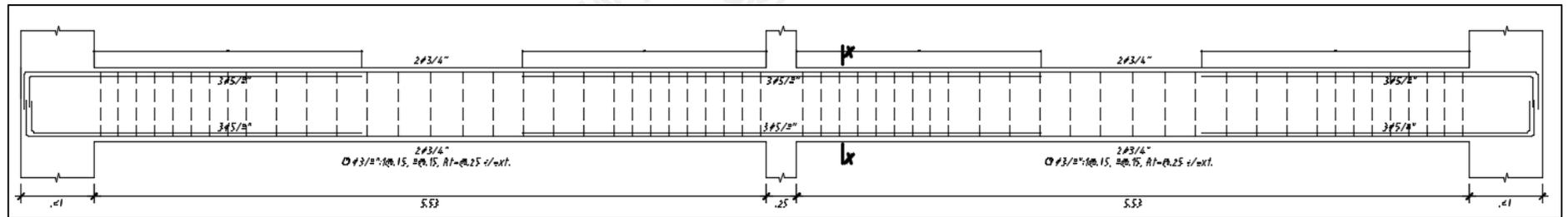


Figura 29. Elevación de viga VT – 07 con refuerzo colocado (Cargas de sismo).

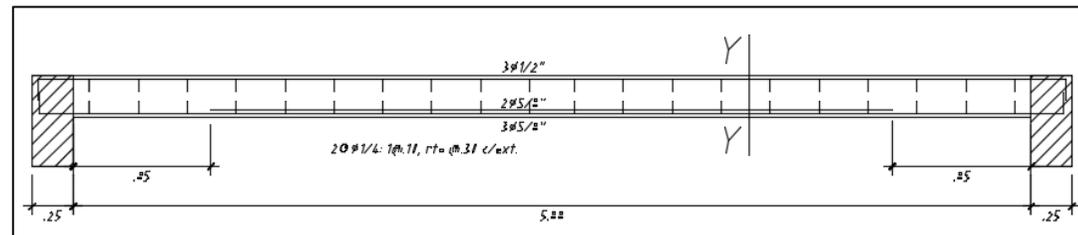


Figura 30. Elevación de viga con refuerzo colocado (Viga chata).

CAPÍTULO 9

DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES – COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales que reciben las cargas de gravedad de las vigas y las transmiten a la cimentación. Además, por ayudar a la formación de pórticos junto a las vigas, proporcionan rigidez lateral. En la estructuración se determinó tener columnas rectangulares y en forma de “L”.

9.1 Consideraciones adicionales para el diseño de columnas

a) Disposiciones especiales de la Norma E.060 para columnas sismorresistentes

- La resistencia a compresión mínima del concreto será de 210 kg/cm².
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será de 4200 kg/cm².
- La cuantía mínima y máxima en columnas son: $\rho_{min} = 1\%$ $\rho_{max} = 6\%$

b) Disposiciones por capacidad en columnas

Lo que se busca con este método es proteger a la columna de fallas por corte. Por tal motivo, hay que buscar que una columna falle por flexión (falla dúctil) antes que falle por cortante (falla frágil). La Norma propone el siguiente procedimiento:

- En primer lugar, se amplificará el cortante obtenido del análisis por un factor de amplificación equivalente a 2.5.
- Después, se calcula la fuerza cortante de diseño: $V_u' = 2.5 \times V_u$
- Con esta nueva cortante, se procede a calcular finalmente la separación final de los estribos.

c) Distribución mínima de estribos cerrados

La Norma propone la siguiente distribución: Primer estribo a 10 cm, en la zona de confinamiento ($L_n/6$, máxima dimensión de la sección transversal o 50 cm) los estribos se separan como máximo la mitad de la menor dimensión de la sección transversal o 10 cm, y fuera de la zona de confinamiento los estribos se separarán como máximo 16 veces el diámetro de la barra, la menor dimensión o 30 cm.

En los nudos, el espaciamiento no deberá exceder a los 15 cm.

9.2 Ejemplo de diseño de columnas

Como ejemplo se procede a diseñar la columna C1 (0.25x1.00) ubicada entre los ejes "5" y "A" a nivel del primer piso.

Diseño por flexo-compresión

Para la columna seleccionada, se tiene las siguientes cargas de diseño.

Tabla 64. Cargas de diseño de la columna C-1.

Tipo de carga	P (ton)	M (ton-m)	V (ton)
Muerta	110.06	2.57	2.71
Viva	17.04	0.24	0.23
Sismo YY	71.29	13.15	3.74

Tabla 65. Combinaciones de carga para la columna C-1.

Combinación	P_u (ton)	M_u (ton-m)	V_u (ton)
$U= 1.4CM+1.7CV$	183.05	4.01	4.19
$U= 1.25(CM+CV) + CS$	230.17	16.66	7.42
$U= 1.25(CM+CV) - CS$	87.59	-9.64	-0.01
$U= 0.9CM + CS$	170.34	15.46	6.18
$U= 0.9CM - CS$	27.76	-10.84	-1.30

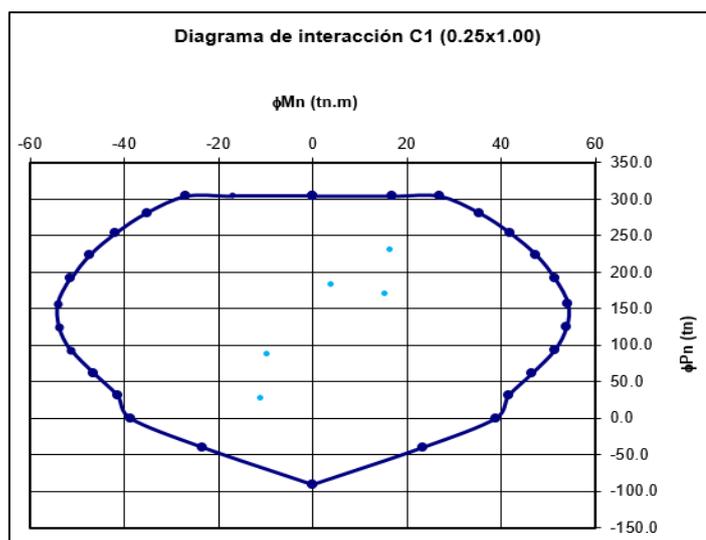


Figura 31. Diagrama de interacción de la columna C-1.

Se puede apreciar que las combinaciones obtenidas se encuentran dentro del diagrama de interacción. Este diagrama corresponde a una cuantía $\rho = 1.10 \%$.

Diseño por cortante

De la geometría de la columna se obtiene lo siguiente:

$$b_w = 25 \text{ cm} \quad d = 94 \text{ cm} \quad A_g = 2500 \text{ cm}^2 \quad H = 2.80 \text{ m}$$

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

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{V_s}, \quad Av = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Tabla 66. Diseño por cortante de la columna C-1.

Combinación	V_u (ton)	V_c (ton)	ΦV_c (ton)
U= 1.4CM+1.7CV	4.19	27.49	23.37
U= 1.25(CM+CV) + CS	7.42	29.92	25.43
U= 1.25(CM+CV) – CS	-0.01	22.57	19.18
U= 0.9CM + CS	6.18	26.83	22.81
U= 0.9CM – CS	-1.30	19.48	16.56

Diseño por capacidad

Del procedimiento descrito anteriormente, se obtiene lo siguiente:

Tabla 67. Diseño por capacidad de la columna C-1.

Combinación	V_u (ton)	V_u' (ton)	V_s (ton)	s (cm)
U-1	4.19	10.48	-	30
U-2	7.42	18.55	-	30
U-3	0.01	0.03	-	30
U-4	6.18	15.50	-	30
U-5	1.30	3.25	-	30

Por lo expuesto, siguiendo la distribución propuesta por la Norma, se decide usar 2 estribos de 3/8": 7@.10, resto @.20. En los nudos se colocarán 2 estribos de 3/8" @.15 m.

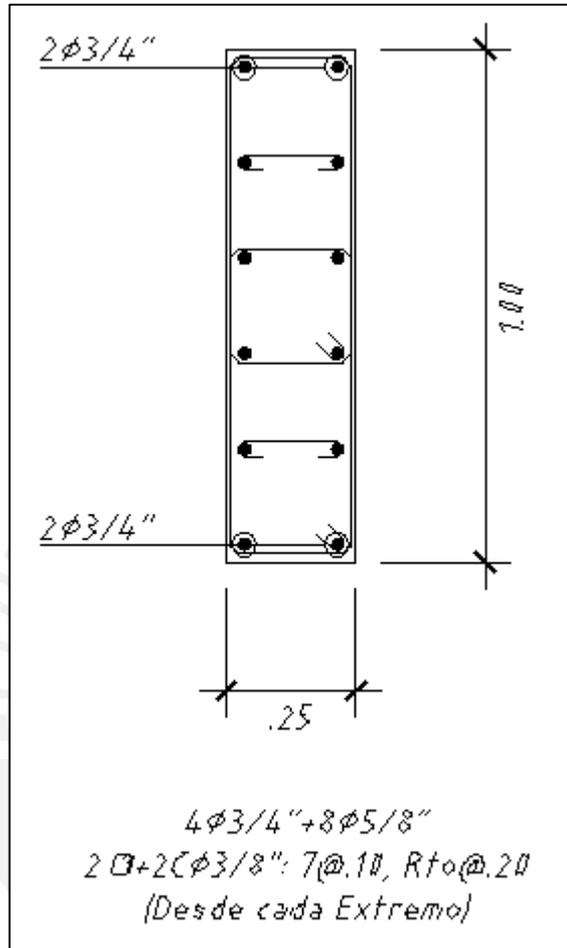


Figura 32. Sección transversal de la columna C-1.

CAPÍTULO 10

DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES – PLACAS

Los muros de corte o placas son elementos estructurales que poseen gran rigidez lateral y resistencia, por lo que toman la mayor parte de las fuerzas sísmicas en la estructura y controlan los desplazamientos laterales. Esto es debido a que tienen una dimensión muy superior a su ancho. Al igual que las columnas, también cumplen con la función de transmitir las cargas de gravedad que reciben las losas y vigas a la cimentación.

10.1 Consideraciones adicionales para el diseño de placas

- El espesor mínimo de una placa será de 0.10 m, y en caso coincida con un muro de contención en el sótano, entonces será de 0.20 m como mínimo.
- Si $V_u > \Phi V_c$ se debe colocar refuerzo horizontal por corte usando la siguiente expresión: $V_s = Av \cdot f_y \cdot d/s$ Como mínimo se considera una cuantía, tanto horizontal como vertical, igual a 2.5‰.
- Si $V_u < \Phi V_c$, las cuantías mínimas horizontal y vertical se podrían reducir a no menos de 2‰ para cuantías horizontales y de 1.5‰ para cuantías verticales.
- Respecto al diseño por capacidad, se debe garantizar que se produzca primero una falla por flexión antes que una falla por corte. Para ello, se hace uso de la siguiente expresión: $V_{u \text{ diseño}} = V_{u \text{ análisis}} \times \frac{M_n}{M_u}$

10.2 Ejemplo de diseño de placas

Como ejemplo se procede a diseñar la placa PL – 01 a nivel del primer piso.

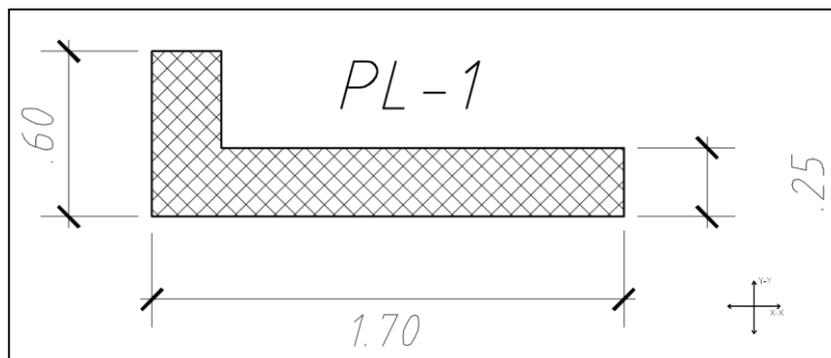


Figura 33. Esquema de la placa PL-1 en el primer piso.

Cargas de diseño:

- Sismo X – X

Tabla 68. Esquema de la placa PL-1.

Tipo de carga	P (ton)	M ₂₋₂ (ton-m)	V ₂₋₂ (ton)	M ₃₋₃ (ton-m)	V ₃₋₃ (ton)
Muerta	122.00	1.40	6.07	11.55	0.30
Viva	29.00	0.25	0.77	1.56	0.09
Sismo X – X	19.00	13.08	14.18	73.02	2.84

- Sismo Y – Y

Tabla 69. Cargas de diseño para la placa PL-1.

Tipo de carga	P (ton)	M ₂₋₂ (ton-m)	V ₂₋₂ (ton)	M ₃₋₃ (ton-m)	V ₃₋₃ (ton)
Muerta	122.00	1.40	6.07	11.55	0.30
Viva	29.00	0.25	0.77	1.56	0.09
Sismo Y – Y	29.00	38.62	20.32	102.24	11.49

Combinaciones de carga

- Sismo X - X

Tabla 70. Combinaciones de carga para la placa PL-1.

Combinación	P _u (ton)	M ₂₋₂ (ton-m)	M ₃₋₃ (ton-m)
U= 1.4CM+1.7CV	220.60	2.40	18.82
U= 1.25(CM+CV) + CS	208.60	15.14	89.41
U= 1.25(CM+CV) – CS	169.70	-11.02	-56.63
U= 0.9CM + CS	128.72	14.34	83.42
U= 0.9CM – CS	89.80	-11.82	-62.63

- Sismo Y – Y

Tabla 71. Combinaciones de carga para la placa PL-1.

Combinación	P_u (ton)	M_{2-2} (ton-m)	M_{3-3} (ton-m)
U= 1.4CM+1.7CV	220.60	2.39	18.82
U= 1.25(CM+CV) + CS	208.60	40.68	118.63
U= 1.25(CM+CV) – CS	169.70	-36.56	-85.85
U= 0.9CM + CS	128.72	39.88	112.64
U= 0.9CM – CS	89.80	-37.36	-91.85

Diseño por cortante

- **Dirección X – X**

$$b = 25 \text{ cm} \quad L = 170 \text{ cm} \quad d = 0.8L = 136 \text{ cm}$$

$\phi V_c = 0.85 \times \alpha_c \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$. El coeficiente α_c es 0,80 para $\frac{hm}{lm} \leq 1.5$; 0,53 para $\frac{hm}{lm} \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0,80 y 0,53 para $\frac{hm}{lm}$ entre 1,5 y 2,0. Para este proyecto, α_c es 0.53.

$$\phi V_c = 22.20 \text{ ton.}$$

$$V_u = 28.9 \text{ ton} > \phi V_c$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 11.80 \text{ ton}$$

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

$$s = 68.74 \text{ cm}$$

$$A_s - \min = 0.0025 \times 25 \times 100/2$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2/\text{m/cara}$$

$A_s - \text{colocado}$

$\Phi 3/8" @ .20 / \text{cara}$

- **Dirección Y – Y**

$$b = 25 \text{ cm} \quad L = 60 \text{ cm} \quad d = 0.8L = 48 \text{ cm}$$

$\phi V_c = 0.85 \times \alpha_c \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$. El coeficiente α_c es 0,80 para $\frac{hm}{lm} \leq 1.5$; 0,53 para $\frac{hm}{lm} \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0,80 y 0,53 para $\frac{hm}{lm}$ entre 1,5 y 2,0. Para este proyecto, α_c es 0.53.

$$\phi V_c = 9.80 \text{ ton.}$$

$$V_u = 12 \text{ ton} > \phi V_c$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 4.32 \text{ ton}$$

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

$$s = 82.83 \text{ cm}$$

$$A_s - \min = 0.0025 \times 25 \times 100/2$$

$$A_s = 3.13 \text{ cm}^2/\text{m/cara}$$

$A_s - \text{colocado}$

$\Phi 3/8" @ .20 / \text{cara}$

Diseño por flexo – compresión - Acero en los núcleos extremos

- **Dirección X – X**

La fuerza actuante en cada uno de los núcleos extremos será:

$$F = \text{Momento máximo de la combinaciones} / \text{Longitud de placa} = 15.14 / 0.6$$

$$F = 25.23 \text{ ton}$$

$$A_s = 6.67 \text{ cm}^2$$

- **Dirección Y – Y.**

La fuerza actuante en cada uno de los núcleos extremos será:

$$F = \text{Momento máximo de la combinaciones} / \text{Longitud de placa.}$$

$$F = 118.63 / 1.70 = 69.78 \text{ ton}$$

$$A_s = 18.50 \text{ cm}^2 \text{ (acero elegido para iniciar cálculo)}$$

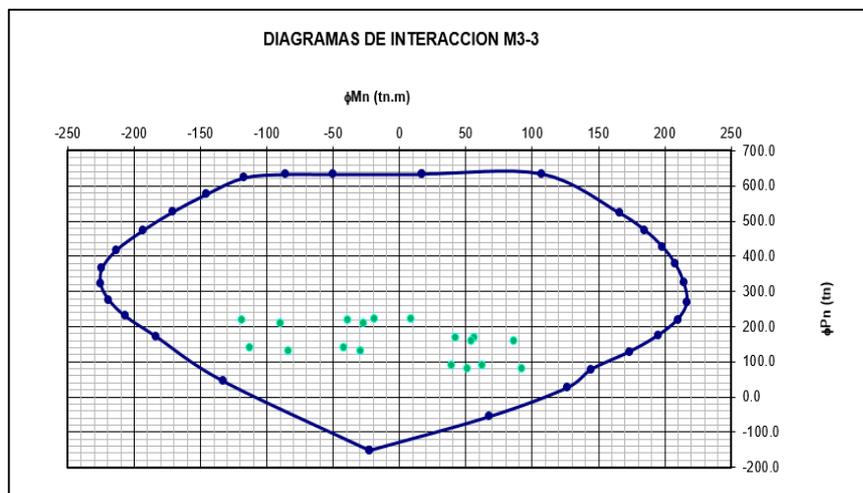


Figura 34. Diagrama de interacción de la placa PL-1.

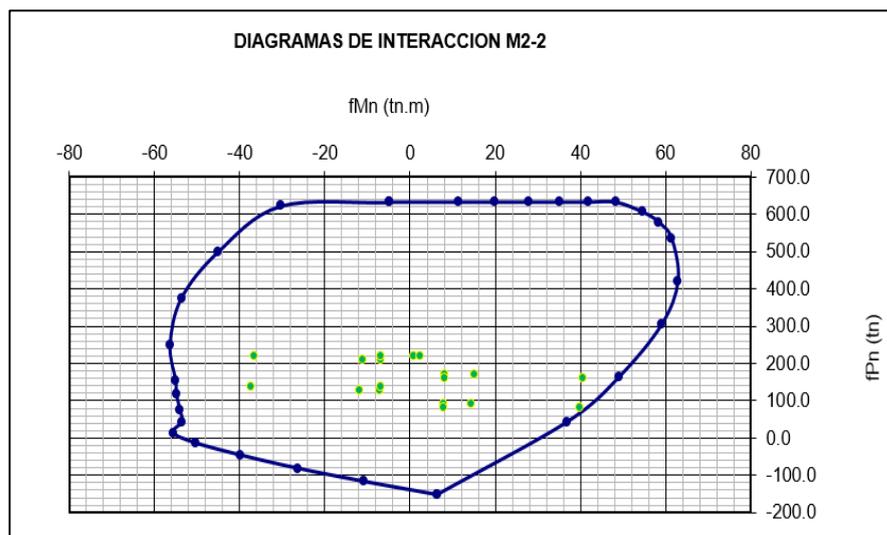


Figura 35. Diagrama de interacción de la placa PL-1.

Diseño por capacidad

Para la combinación "1.25 (CM + CV) + Sx" se obtiene un $V_u = 22.70$ ton. La capacidad asociada a la carga $P_u = 208.60$ ton es $M_{n_{x-x}} = 195.20$. Por lo tanto, se calcula la fuerza cortante de diseño:

$$V_u \text{ diseño} = V_u \times \frac{M_n}{M_u} = 22.70 \times \frac{195.20}{89.41} = 49.55 \text{ ton}; \left(\frac{195.20}{89.41} \right) = 2.18 \leq 6$$

- $\phi V_c = 0.85 \times \alpha c \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$. El coeficiente αc es 0,80 para $\frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$; 0,53 para $\frac{h_m}{l_m} \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0,80 y 0,53 para $\frac{h_m}{l_m}$ entre 1,5 y 2,0. Para este proyecto, αc es 0.53.
- $\Phi V_c = 22.20$ ton.
- $V_u = 49.55 \text{ ton} > \Phi V_c$ $V_s = V_u / \Phi - V_c = 36.09 \text{ ton}$
- $s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$ $s = 22.48 \text{ cm}$
- $A_s - \text{min} = 0.0025 \times 25 \times 100 / 2$ $A_s = 3.13 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{cara}$
- $A_s - \text{colocado}$ $\Phi 3/8" @ .20 / \text{cara}$

Por lo tanto, se tendrá una malla de $\Phi 3/8" : @.20$ en cada cara del muro. A continuación se muestra el armado final de la placa.

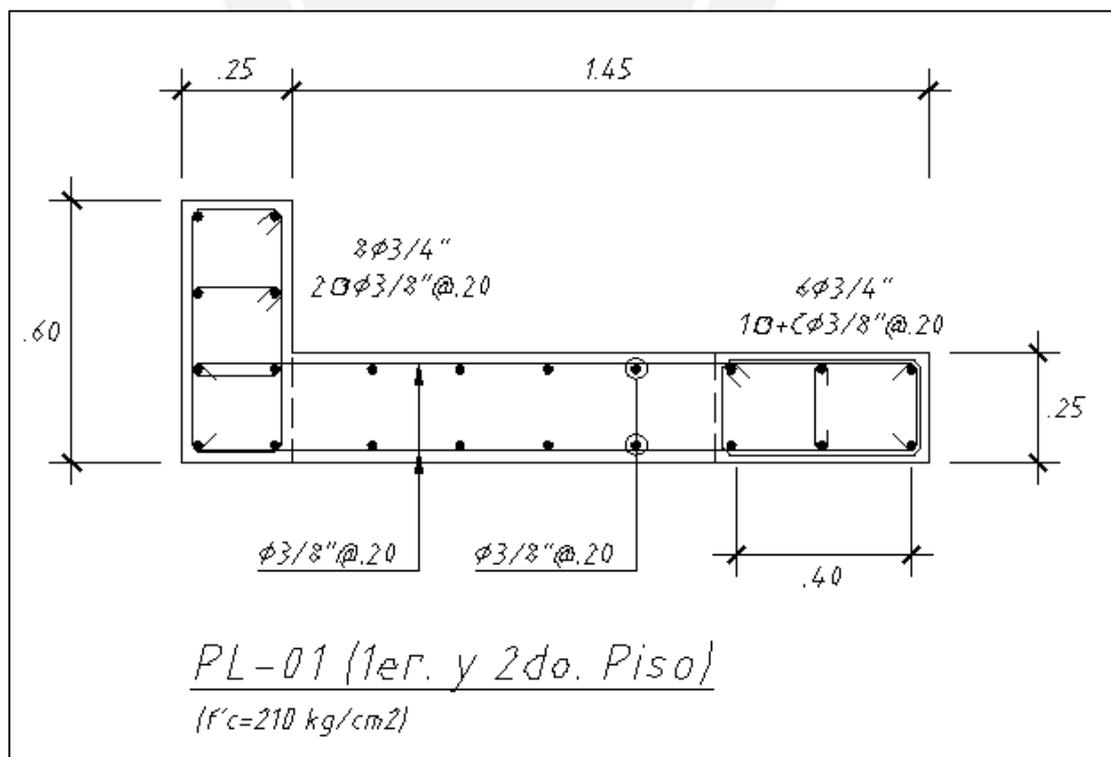


Figura 36. Placa PL-1 con refuerzo a flexo-compresión y cortante.

CAPÍTULO 11

DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación de un edificio trasmite las cargas, tanto de gravedad como de sismo, hacia el terreno; de tal manera que no se exceda la capacidad portante del suelo.

El esfuerzo admisible de terreno, es un parámetro obtenido mediante un estudio de la mecánica del suelo, el cual es obligatorio para toda edificación cuya área techada sea mayor a 500 m² o de más de cuatro pisos de altura. (Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones, 2006). El mencionado estudio, provee información sobre la profundidad de cimentación, agresividad del terreno, estrato de apoyo, entre otros. Para el proyecto en análisis, se obtiene una capacidad portante de 5 kg/cm² a una profundidad de 1.50 metros. Como se aprecia, estos valores corresponden a un estrato bueno.

En esta edificación, el tipo de cimentación se eligió de acuerdo a las características y requerimientos de la estructura. Entre las cimentaciones superficiales elegidas se encuentran: zapatas aisladas y zapatas conectadas.

11.1 Consideraciones adicionales para el diseño de cimentaciones

- a) El diseño de una zapata consiste en dimensionarlas de manera tal que las presiones actuantes en el terreno no excedan el esfuerzo admisible del mismo. Este dimensionamiento deberá estar basado en cargas de servicio. Por lo tanto, si las cargas de sismo se han obtenido de acuerdo a lo indicado en la Norma E.030, deberán ser divididas por 1.25.
- b) Para estados de carga en los que intervenga el sismo, se permite un incremento de 30% de la presión admisible, de acuerdo a lo establecido en la sección 15.2.4 de la Norma E.060. (Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado, 2006)
- c) Las presiones actuantes se obtienen mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \times c}{I_{yy}}$$

Para zapatas rectangulares:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \times 6}{B \times L^2}$$

De presentarse tracciones sobre el suelo, el cálculo de presión ejercida por la zapata sobre el terreno se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

- Distribución triangular:

$$\sigma_t = \frac{2P}{3 \times \left(\frac{L}{2} - e\right) \times B}$$

- Distribución rectangular:

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

- d) Definida la geometría de la cimentación, se lleva a rotura las cargas actuantes y se escoge un peralte que satisfaga las verificaciones por corte y punzonamiento. Es necesario mencionar, que el peralte de la zapata no será menor a 0.60 m para de esta manera asegurar la longitud de anclaje del refuerzo de elementos verticales.
- e) Con fines prácticos, para el diseño en concreto armado y con el objeto de simplificar el procedimiento, se puede amplificar la capacidad efectiva del suelo por un factor equivalente a 1.50 para hipótesis de carga de gravedad y por 1.25 para hipótesis de carga de gravedad más sismo. (Apuntes de clase de Concreto Armado 2, 2015)

11.2 Ejemplo de diseño de zapata

A modo de ejemplo se diseña la zapata de la columna C-2 (0.25 x 1.00 metros), la cual cuenta con las siguientes cargas en servicio:

Tabla 72. Cargas de gravedad y de sismo para la columna C-2.

Cargas de gravedad C – 2			
P MUERTA (ton)	133.00	P VIVA (ton)	28.50
M MUERTA X – X (ton-m)	0.00	M VIVA X – X (ton-m)	0.00
M MUERTA Y – Y (ton-m)	0.00	M VIVA Y – Y (ton-m)	0.00
Cargas de sismo C – 2			
P SISMO X – X (ton)	5.50	M SISMO X (ton-m)	0.00
P SISMO Y – Y (ton)	15.50	M SISMO Y (ton-m)	14.50

La siguiente figura muestra las secciones críticas para el diseño de la zapata analizada:

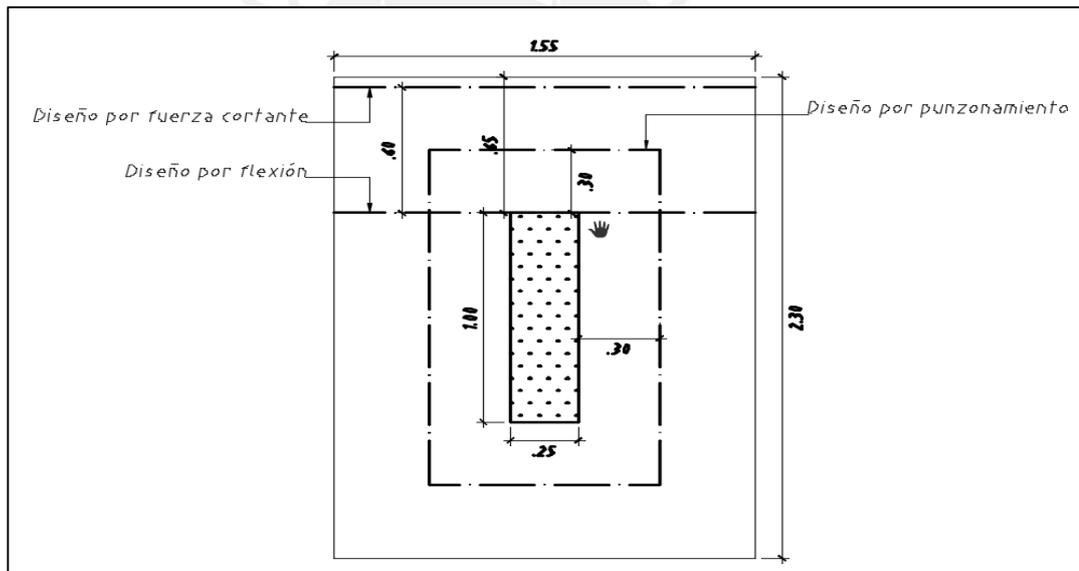


Figura 37. Secciones críticas para el diseño de una zapata aislada.

- **Pre – dimensionamiento de la zapata**

El área necesaria para la zapata se obtiene estimando su peso propio como el 5% del peso total, además la capacidad portante (σ) se reduce debido al peso del suelo sobre el nivel de cimentación ($\gamma \times h$); por lo tanto, se tiene:

$$A_1 = \frac{1.05 \times (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma - \gamma \times h} = \frac{1.05 \times (133 + 29)}{50 - 1.8 \times 0.9} = 3.52 \text{ m}^2$$

Se usa una zapata de 1.55 x 2.30 metros con un peralte de 0.60 m, por lo que resulta un peso total de:

$$P_T = P_{CM} + P_{CV} + P_{Propio} + P_{Tierra} = 133 + 29 + 5.10 + 5.67 = 173 \text{ ton}$$

Con lo que finalmente obtenemos un esfuerzo constante sobre la zapata de:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P_T}{A} = \frac{173}{2.30 \times 1.55} = 48.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **Verificación por cargas de sismo**

Para el caso con sismo se cuenta con un $\sigma_{adm} = 50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$; por lo tanto, según la recomendación de la Norma E.060 este debe verse incrementado en un 30% obteniéndose así un $\sigma_{sismo} = 65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$.

Para este análisis, se cuenta con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_S)}{\text{Área}} \pm \frac{6 \times (M_{CM} + M_{CV} + M_S)}{B \times L^2}$$

La expresión anterior puede ser evaluada para las dos direcciones (X – Y); sin embargo, para este caso solo se analizará la dirección principal (dirección Y). Con los valores establecidos anteriormente se obtiene: $\sigma_{y - max} = 63.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ y un $\sigma_{y - min} = 42.01 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$.

- **Cálculo del esfuerzo último:**

Para calcular el esfuerzo último se amplifica el esfuerzo obtenido por 1.5, ya que hay predominancia de cargas de gravedad.

$$\sigma_{u \text{ gravedad}} = 48.50 \times 1.5 = 72.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{u \text{ sismo}} = 63.53 \times 1.25 = 79.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, el $\sigma_{y \text{ último}} = 79.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$.

- **Verificación por punzonamiento**

Parámetros a utilizar:

- $b_o = 2 \times (2 \times 60 + 25 + 100) = 490 \text{ cm}$
- $A_o = 160 \times 85 = 13600 \text{ cm}^2$
- $B_c = 2$
- El corte por punzonamiento viene dado por :

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 175.10 \text{ ton}$$

- La resistencia del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 \times (0.53 + 1.1/B_c) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 391.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Finalmente, se comprueba que el $\phi V_c > V_u$; es decir, el peralte es el adecuado.

- **Verificación por fuerza cortante.**

Esta verificación se realizará para la dirección más esforzada; es decir, la dirección larga. Además, el análisis se realizará por metro de ancho a una distancia "d" de la cara de la columna.

$$V_u = \sigma_u \times 1 \times \left(\frac{L}{2} - d - \frac{D - col}{2} \right) = 3.97 \text{ ton}$$

Similarmente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times 100 \times d = 39.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Finalmente, se comprueba que el $\phi V_c > V_u$.

- **Diseño por flexión.**

Para la dirección más larga se tiene lo siguiente:

- $M_u = \sigma_u \times \left(\frac{L}{2} - \frac{D - col}{2} \right)^2 \times 0.5 = 16.78 \text{ ton} - m$
- $A_s - \text{requerido} = 7.51 \text{ cm}^2$
- $A_s - \text{mínimo} = 10.8 \text{ cm}^2$

Finalmente, se escoge un refuerzo por flexión de 3/4" espaciado 0.25 m.

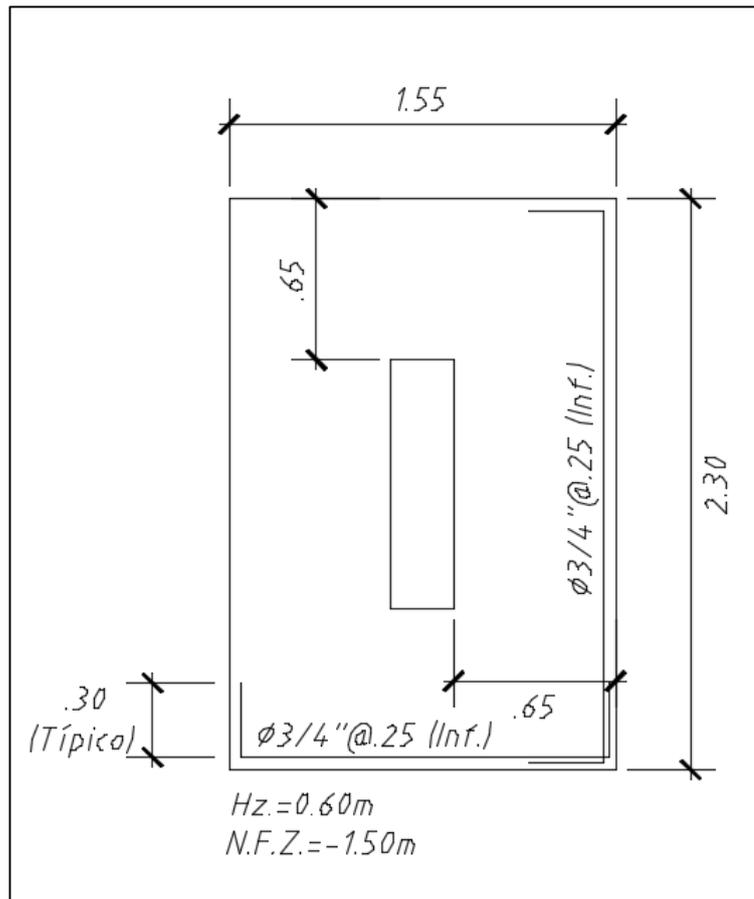


Figura 38. Armado final de una zapata aislada.

CAPÍTULO 12

DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

12.1 Diseño de la escalera

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñan considerando cargas de gravedad. Su principal función es conectar los niveles en la edificación.

El análisis de estos elementos es similar al diseño de una losa en una dirección o a la de una viga chata ancha. Se debe tener especial cuidado en la distribución y magnitud de las cargas. El modelo a usar depende de las condiciones de apoyo que se presenten (muros, vigas, losas, etc.)

- **Diseño por flexión**

El diseño por flexión del refuerzo longitudinal se hará usando las mismas consideraciones indicadas en capítulos anteriores. Por otro lado, al no existir flexión en la dirección transversal, se utilizará cuantía mínima de refuerzo en esa dirección.

- **Ejemplo de diseño de un tramo de la escalera**

A manera de ejemplo se diseñará el tramo uno de la escalera típica.

Para uniformizar las cargas correspondientes al tramo inclinado de la escalera, se calculan por metro cuadrado y actuando en el plano perpendicular a la horizontal. La equivalencia a usar para convertir las cargas de los escalones y de la losa a cargas tal como la descrita será:

$$W_{pp} = \gamma_{concreto} \times \left[\frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \frac{cp^2}{p}} \right]$$

Dónde:

- cp : Contrapaso (cm) = 17.5 cm
- p : Paso (cm) = 25 cm
- t : Espesor de garganta (cm) = 15 cm.

Del metrado de cargas realizado en el capítulo 2, se tienen las siguientes cargas:

Tabla 73. Cargas de servicio correspondientes al tramo 01.

Tramo inclinado			
P_{MUERTA} (ton)	0.760	P_{VIVA} (ton)	0.200
Losa maciza			
P_{MUERTA} (ton)	0.460	P_{VIVA} (ton)	0.200

Gráficamente se tiene:

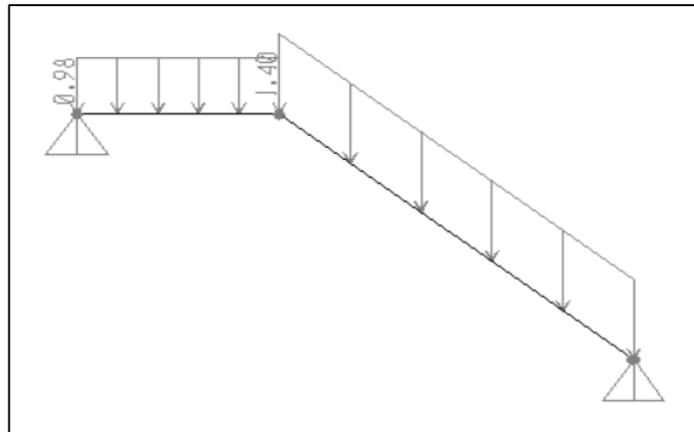


Figura 39. Modelo utilizado para el diseño de 1 tramo de la escalera

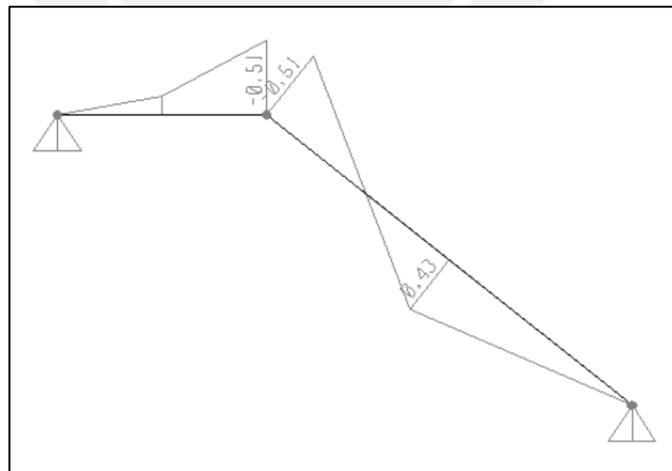


Figura 40. Diagrama de momento flector para la escalera en estudio (ton – m)

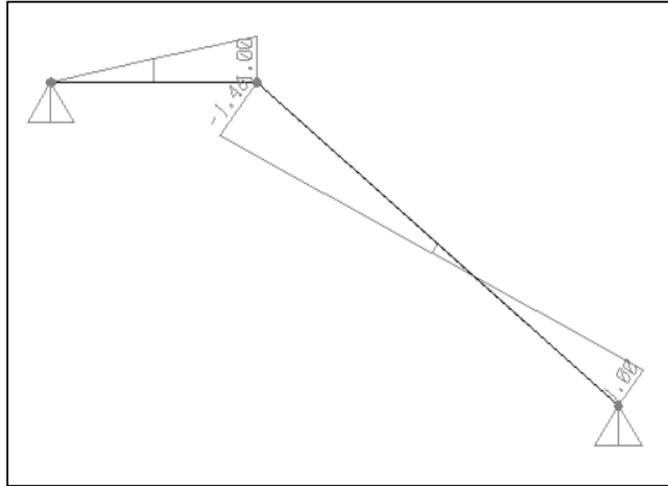


Figura 41. Diagrama de fuerza cortante para la escalera en estudio (ton)

Con los momentos obtenidos se diseña por flexión como si se tratara de una losa maciza, considerando que el peralte de dicha losa equivale al espesor de la garganta.

- **Acero mínimo:**
 Espesor = 15 cm
 $A_s = 2.16 \text{ cm}^2$
 As – colocado = $\Phi 3/8" @.25$

- **Sección 01:**
 $M_u = 0.51 \text{ ton} - \text{m}$
 $A_s = 1.10 \text{ cm}^2$
 As – colocado = Acero mínimo ($\Phi 3/8" @.25$)

- **Sección 02 (zona de escalones):**
 $M_u = 0.43 \text{ ton} - \text{m}$
 As – colocado = Acero mínimo ($\Phi 3/8" @.25$)

El diseño por corte se hará de la misma manera como para una losa maciza. De los diagramas obtenidos resulta un $V_u = 1.29 \text{ ton}$ por metro de ancho. De la misma manera, se obtiene un $\Phi V_c = 7.83 \text{ ton}$. Por lo tanto, la resistencia del concreto ΦV_c satisface los requerimientos de V_u .

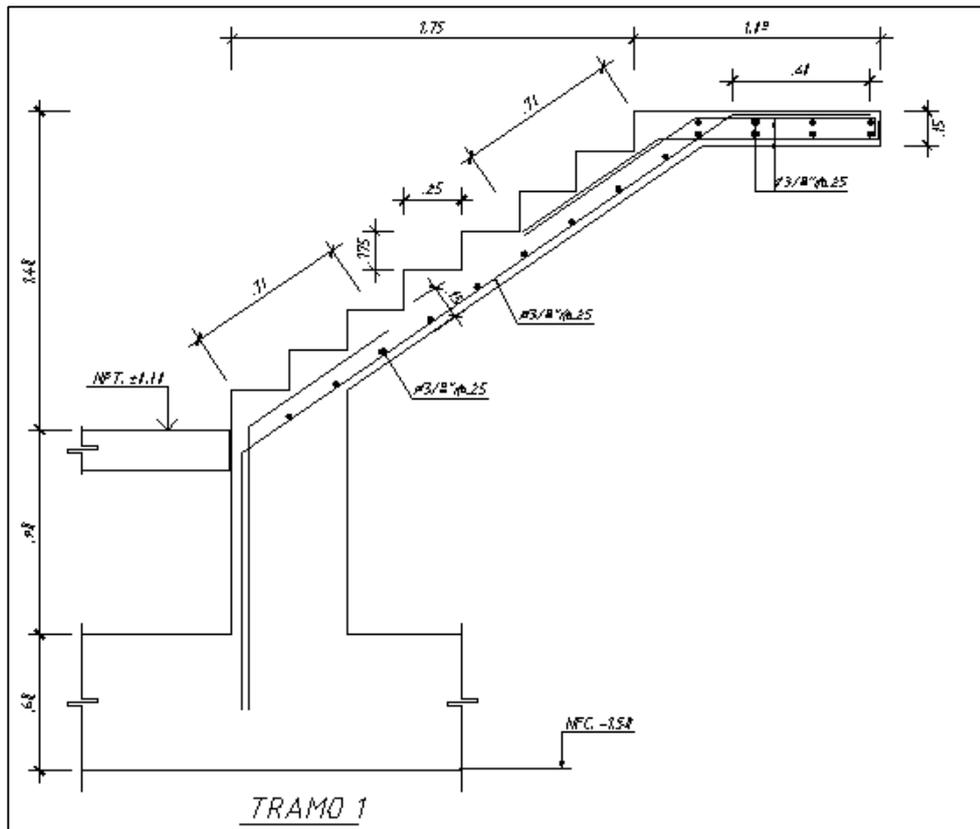


Figura 42. Armado final del tramo 1 de la escalera.

12.2 Diseño de muros de cisterna y cuarto de bombas

Los muros de la cisterna son elementos estructurales que están en permanente contacto con el agua. Por tal motivo, tienen consideraciones especiales que buscan reducir las fisuras que afecten la impermeabilidad del contenedor.

La dotación obtenida por medio de las recomendaciones de la Norma de Instalaciones Sanitarias IS010 es de 46.3 m³.

Para el diseño del cuarto de bombas se utilizarán los resultados obtenidos de la cisterna para uniformizar el conjunto, de modo que facilite la construcción de ambas.

- **Consideraciones adicionales para el diseño de muros cisterna.**
 - a) La Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado (2006) sugiere una cuantía mínima de 0.3%.

b) Existen dos casos que se pueden presentar en el análisis de estos elementos: el primero, el contenedor está lleno; el segundo, está vacío. De los dos modelos presentados, se considerará el caso más crítico que es cuando la cisterna está vacía y solo existiría el empuje del suelo.

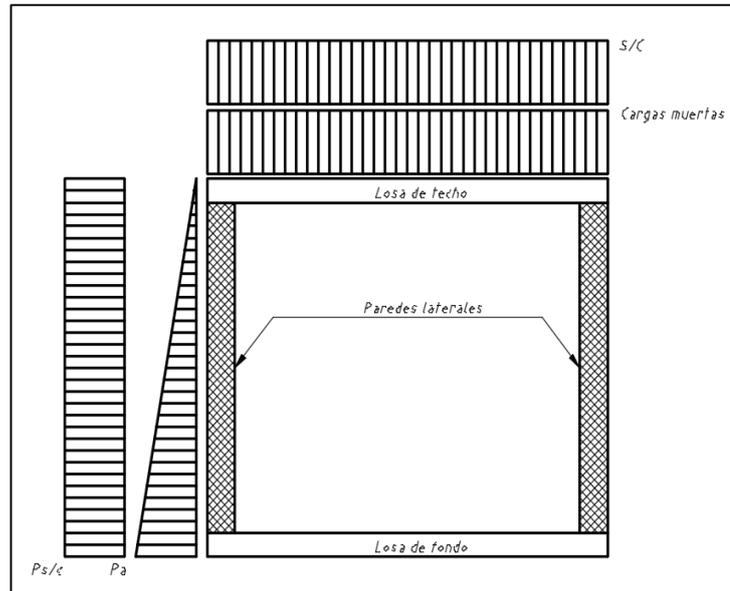


Figura 43. Diagrama de distribución de cargas en el muro y losa.

Dónde:

- P_o = Empuje en reposo del terreno, $P_o = k_o \times \gamma t \times h$
- $P_{s/c}$ = Empuje generado por la sobrecarga del terreno.

$$P_{s/c} = k_o \times s/c$$

$$K_o = [1 - \sin \Phi]$$
- Φ = Ángulo de rozamiento interno; para el presente proyecto equivale a 30° , ya que se trata de material granular.
- S/C = Sobrecarga, la misma que equivale a 200 kg/m^2 .

De los parámetros se obtiene lo siguiente:

- $K_o = 0.5$
- $P_o = k_o \times \gamma t \times h = 0.5 \times 1.8 \times 4.35 = 3.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $P_{s/c} = k_o \times s/c = 0.5 \times 0.2 = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

Las cargas se amplificarán por un factor de 1.7, ya que el empuje es considerado como carga viva.

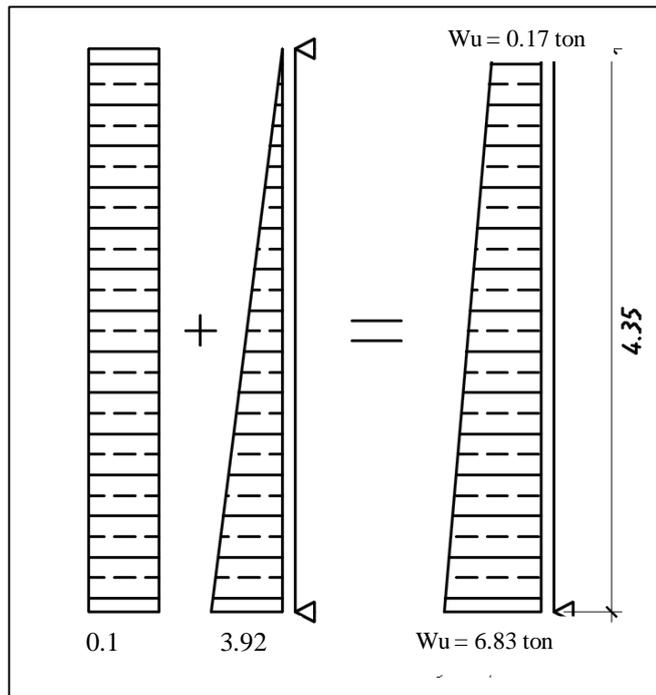


Figura 44. Cargas amplificadas actuantes en el muro.

- **Diseño por fuerza cortante:**

En primera instancia se asumirá un espesor de muros equivalente a 25 cm. Por consiguiente, con ayuda de las expresiones mencionadas en capítulos anteriores, se obtienen un $\Phi V_c = 14.36$ ton.

De esta manera se satisface: $\Phi V_c > V_u$.

- **Diseño por flexión:**

De la carga asignada se obtiene un momento $M_u = 8.48$ ton – m. Por lo tanto, el acero requerido (A_s) es 10.82 cm².

Finalmente, se usará doble malla de $\frac{1}{2}$ " @.25.

12.3 Diseño de cuarto de máquinas

El cuarto de máquinas está conformado por la extensión de las placas del ascensor diseñadas anteriormente y las vigas en volado a partir de estas. Esta estructura se encuentra sobre la caja de ascensores en el último nivel.

Se analiza y diseña las losas de su piso y techo; así como también, las vigas peraltadas en volado.

a) Diseño de losas.

Para la losa maciza de 0.20 m se obtiene el siguiente metrado de cargas:

Tabla 74. Cargas actuantes en la losa de piso.

Metrado de cargas losa de piso	
Peso propio (ton/m ²)	0.48
Piso terminado (ton/m ²)	0.10
Sobrecarga (ton/m ²)	0.80
Carga última (ton/m ²)	2.17

De las cargas obtenidas, se obtiene un $M_u = 2.74$ ton – m. Por ello, el acero necesario es 4.40 cm².

Finalmente, se escoge doble malla de 3/8" espaciada cada 0.25 m para cada dirección.

b) Diseño de vigas peraltadas

Debido a la poca carga que se transmite de la losa maciza, serán diseñadas con fierro mínimo (2 Φ 5/8" tanto en la parte superior como inferior de la viga). De la misma forma, el refuerzo por cortante será mediante estribos de 3/8", 1 @ 0.05 m y el resto @ 0.20 m por cada extremo del elemento.

12.4 Diseño de tabiques

En el presente proyecto podemos distinguir dos tipos de muros de albañilería no estructural. El primer tipo consiste en aquellos muros que se encuentran integrados con la estructura; mientras que el segundo consiste en aquellos que se encuentran independizados de la misma. El diseño de estos elementos se ve gobernado por cargas sísmicas perpendiculares a su plano.

Para muros integrados a la estructura se tienen columnas intermedias de amarre entre los distintos elementos estructurales. Dichas columnas, se encuentran apoyadas en su parte superior en inferior por las losas o vigas de entrepiso. Por otro lado, los muros independizados poseen columnas de amarre acompañadas de vigas soleras y que en conjunto trabajan como un muro en voladizo.

- **Diseño de tabiques integrados a la estructura**

Este tipo de elementos son considerados como elementos no estructurales cuyo diseño se rige por los criterios indicados en la Norma E.030. Las cargas a utilizar quedan descritas mediante la siguiente expresión:

$$V = Z \times U \times C1 \times P$$

Los valores de C1 dependerán del tipo de tabiquería y son aplicables para la expresión en rotura de la Norma E.030 y para la expresión en servicio de la Norma E.070. El valor que utilizaremos para este caso en particular será de 0.90.

Para el diseño de elementos de concreto armado, como columnas de amarre y vigas soleras, las cargas a considerar son en rotura. Por otro lado, el diseño de los paños internos de albañilería se realiza mediante expresiones en servicio presentadas en la Norma E.070.

$$w = 0.80 \times Z \times U \times C1 \times \gamma \times e$$

$$M_s = m \times w \times a^2$$

Dónde:

- w = Carga sísmica uniformemente distribuida – (kg/m²)
- M_s = Momento flector distribuido por unidad de longitud – (kg – m/m)
- e = Espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos)
- γ = Peso volumétrico de la albañilería.
- m = Coeficiente de momento adicional.
- a = Dimensión crítica del paño de albañilería.

Los valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a” son obtenidos de la siguiente tabla:

Tabla 75. Valores de coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a” – (Norma Técnica de Edificación EM.070, Transporte Mecánico., 2006).

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Para los muros integrados se considera como dimensión mayor la altura libre de entrepiso de 2.55 m y como dimensión menor la distancia máxima entre columnas de amarre adoptada 3.00 m. Se considera muros de albañilería con un espesor de 15 cm y una resistencia a la tracción por flexión $f_t' = 1.50 \text{ kg/cm}^2$.

De la tabla anterior se obtiene los siguientes valores:

Tabla 76. Diseño de tabiques integrados a la estructura.

Diseño de tabiques integrados a la estructura			
a (m)	3.00	U	1.00
m	0.048	γ (kg/m³)	1800
C1	0.90	e (m)	0.15
Z	0.40	f_{admisible} (kg/cm²)	1.50

De lo expuesto, se obtuvo:

- w = 77.76 kg/m²
- M_s = 33.52 kg – m/m

Por lo tanto, trabajando en un ancho tributario de un metro se obtiene un esfuerzo de 0.90 kg/cm^2 . Por consiguiente, el espaciamiento entre columnas de 3.00 m es válido.

El diseño de columnas de amarre considera cargas en condición de rotura proveniente de la Norma E.030. Las columnas serán de $0.30 \times 0.15 \text{ m}$ distanciadas 3.30 m a ejes.

- $V = 0.4 \times 1.00 \times 0.90 \times 1.8 \times 0.15 \times 3.30 = 0.33 \text{ ton/m}$.
- $M_u = 0.33 \times 2.55^2/8 = 0.27 \text{ ton - m}$.
- $b = 30 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$
- Se colocan 2 $\Phi 3/8"$ (1.42 cm^2) en cada cara.

Finalmente, se considerarán columnas de amarre a ejes máximo de 3.30 m de sección rectangular de $30 \times 15 \text{ cm}$ con 4 $\Phi 3/8"$ y estribos de $\Phi 1/4"$ distribuidos de la siguiente manera: 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; resto @ 0.25 m.

- **Diseño de tabiques independizados de la estructura.**

Este tipo de tabiquería conforma parte de los cerramientos externos de los diversos ambientes. Son utilizados para evitar agregar rigidez adicional en una dirección a la estructura, la misma que puede ocasionar problemas por torsión.

Cabe mencionar nuevamente que la altura de piso a fondo de viga es de 2.20 m y se ha considerado tabiques de 1.90 m de alto unidas a vigas soleras de $20 \times 15 \text{ cm}$. Por esta razón, se deberá separar la tabiquería de la estructura mediante juntas rellenas con sikaflex de 1", esto con la finalidad de evitar fenómenos de torsión.

Los paños típicos comprenden tabiques de soga con columnas de arriostre de $30 \times 15 \text{ cm}$ espaciadas cada 3 metros a ejes como máximo. Las columnas de amarre CA se encuentran en voladizo. La Norma de Diseño Sismorresistente indica que para elementos no estructurales la fuerza sísmica actuante puede estimarse como un porcentaje del peso del elemento (Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente, 2003) mediante la siguiente expresión:

$$V = Z \times U \times C1 \times P$$

En donde Z y U son parámetros que fueron definidos con anterioridad; $C1 = 0.9$ (tabiques interiores) y P es el peso.

De estos valores se obtiene:

- $V = 0.292 \text{ ton/m}$
- $M_u = 0.59 \text{ ton} - \text{m.}$
- $As = \text{Se colocan } 2 \Phi \frac{1}{2}'' (2.58 \text{ cm}^2) \text{ en cada cara.}$

Finalmente, se considerarán columnas de amarre a ejes máximo de 3.00 m de sección rectangular de 30 x 15 cm con 4 $\Phi \frac{1}{2}''$ y estribos de $\Phi \frac{1}{4}''$ distribuidos de la siguiente manera: 1@.05; 4 @.10; resto @ .25. Asimismo, vigas solera de 20 x 15 cm con 4 $\Phi \frac{3}{8}''$ y estribos de $\Phi \frac{1}{4}''$ distribuidos de la siguiente manera: 1@.05; 4 @.10; resto @ .25.



CAPÍTULO 13

METRADO DE ACERO Y CONCRETO

Con la finalidad de determinar la incidencia del acero y del concreto en los diversos elementos estructurales del edificio, se realizó un metrado de los mismos. Adicionalmente, este capítulo muestra la cantidad de kilogramos de acero por metro cúbico de concreto, la cantidad de metros cúbicos de concreto por metro cuadrado de área techada; de la misma forma, muestra la cantidad de kilogramos de acero por metro cuadrado de área techada. Cabe recalcar, que cada piso tiene 340 m² de área techada.

- Losas (aligeradas y macizas).
 - Concreto : 184 m³
 - Acero : 13220 kg
 - Incidencia de kg de acero por m³ de concreto : 71.85 kg/m³
 - Incidencia de m³ de concreto por m² de área : 0.08 m³/m²
 - Incidencia de kg de acero por m² de área : 5.55 kg/m²

- Vigas (peraltadas y chatas).
 - Concreto : 145 m³
 - Acero : 18190 kg
 - Incidencia de kg de acero por m³ de concreto : 125.5 kg/m³
 - Incidencia de m³ de concreto por m² de área : 0.06 m³/m²
 - Incidencia de kg de acero por m² de área : 7.64 kg/m²

- Columnas.
 - Concreto : 41 m³
 - Acero : 3320 kg
 - Incidencia de kg de acero por m³ de concreto : 80.98 kg/m³
 - Incidencia de m³ de concreto por m² de área : 0.02 m³/m²
 - Incidencia de kg de acero por m² de área : 1.39 kg/m²

- Placas.
 - Concreto : 210 m³
 - Acero : 15990 kg
 - Incidencia de kg de acero por m³ de concreto : 75.94 kg/m³

- Incidencia de m³ de concreto por m² de área : 0.09 m³/m²
- Incidencia de kg de acero por m² de área : 6.70 kg/m²

- Cimentación.

- Concreto : 145 m³
- Acero : 6400 kg
- Incidencia de kg de acero por m³ de concreto : 44.14 kg/m³
- Incidencia de m³ de concreto por m² de área : 0.06 m³/m²
- Incidencia de kg de acero por m² de área : 2.70 kg/m²

Finalmente, después de obtener los metrados para cada tipo de elemento estructural podemos obtener el total de metros cúbicos de concreto, la cantidad de acero necesaria para toda la edificación y además con el área techada (2380 m²), se puede calcular los tres tipos de incidencia mencionados anteriormente.

- Para todo el edificio (incluye cisterna).

- Concreto : 725 m³
- Acero : 57120 kg
- Incidencia de kg de acero por m³ de concreto : 78.79 kg/m³
- Incidencia de m³ de concreto por m² de área : 0.30 m³/m²
- Incidencia de kg de acero por m² de área : 24 kg/m²

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

1. Tomando en consideración la NTE E.050 Suelos y Cimentaciones, las presiones de la estructura transmitidas al terreno de fundación, son menores a la capacidad portante del suelo (5kg/cm^2 a una profundidad de 1.50 m); es decir, el $\sigma_{\text{actuante}} < 50 \text{ ton/m}^2$.

2. Se concluye que los periodos fundamentales de la estructura por cada dirección son $T_x = 0.51 \text{ s}$ y $T_y = 0.55\text{s}$. Esto se debe al mayor número de placas en X – X lo que hace que la estructura sea más rígida en esta dirección. Así mismo, se cumple con las exigencias de los desplazamientos laterales permisibles que la Norma establece (limita la deriva en 7 ‰) siendo para nuestro caso las máximas derivas de 3.82 ‰ y 6.59 ‰ en las direcciones X – X e Y – Y respectivamente.

3. El diseño del edificio no presenta ninguna irregularidad torsional en ninguna de sus direcciones, ya que no cumple las dos condiciones simultáneamente tal como lo demuestran los análisis:

$$\text{Condición 1. } \Delta_{\text{prom}} > 0.5 \Delta_{\text{permisible}}$$

$$\text{Condición 2. } \Delta_{\text{máx}} > 1.3 [1/2 (\Delta_{\text{máx.}} + \Delta_{\text{mín.}})]$$

4. Se puede apreciar que en el análisis puramente traslacional los períodos de vibración están bien definidos. Esto se puede concluir después de observar las masas participantes. Por otro lado, en el modelo de 3 grados de libertad por nivel, las masas participantes se encuentran dispersas en los diferentes modos e incluso es necesario recurrir hasta el modo 4 en la dirección X – X y hasta el modo 5 en la dirección Y – Y para poder lograr que la sumatoria de masas participantes supere el 90%, tal como lo indica la Norma E.030. Finalmente, se puede concluir que el modo predominante de los modos mostrados (modo1) son similares para el análisis traslacional y dinámico.

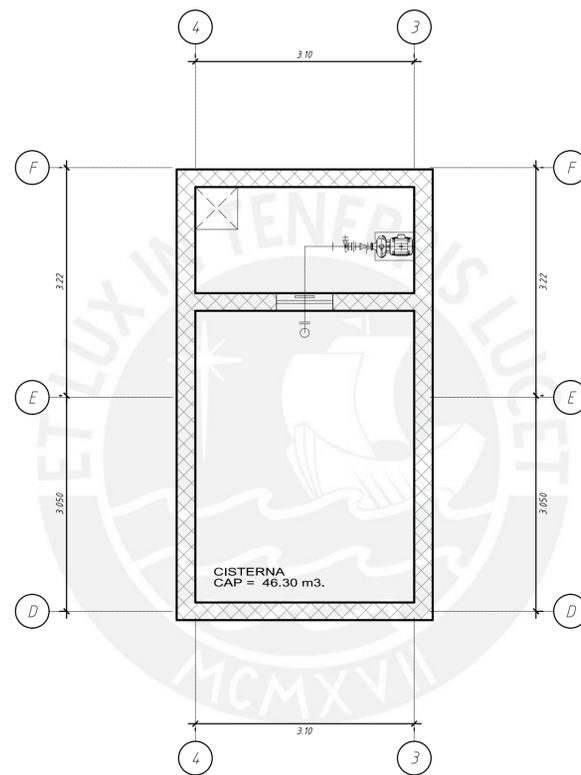
5. No hay un diseño estructural completo a menos que transmita todas las fuerzas que actúan sobre este hacia un apoyo adecuado para luego ser transportadas al suelo (cimentación). Por tanto, hay que tomar medidas con mucho cuidado ingenieril en edificios altos y bajos, para transferir no solo las cargas verticales sino también las laterales (viento y sismo) a la cimentación. Tomando así mismo en consideración cargas debidas a explosiones y colisiones vehiculares como la incidencia demuestre.

6. Debido a que los proyectos de ingeniería son componentes fundamentales en el desarrollo físico de las ciudades y regiones, el ingeniero civil desempeña un papel predominante en el planeamiento y diseño de proyectos, en mi condición de bachiller de ingeniería civil en esta tesis he volcado todos los conocimientos adquiridos durante mi formación universitaria, y el valioso asesoramiento directo e indirecto de mis profesores para contribuir de manera sostenible, funcional y segura con el diseño del proyecto propuesto.



BIBLIOGRAFÍA

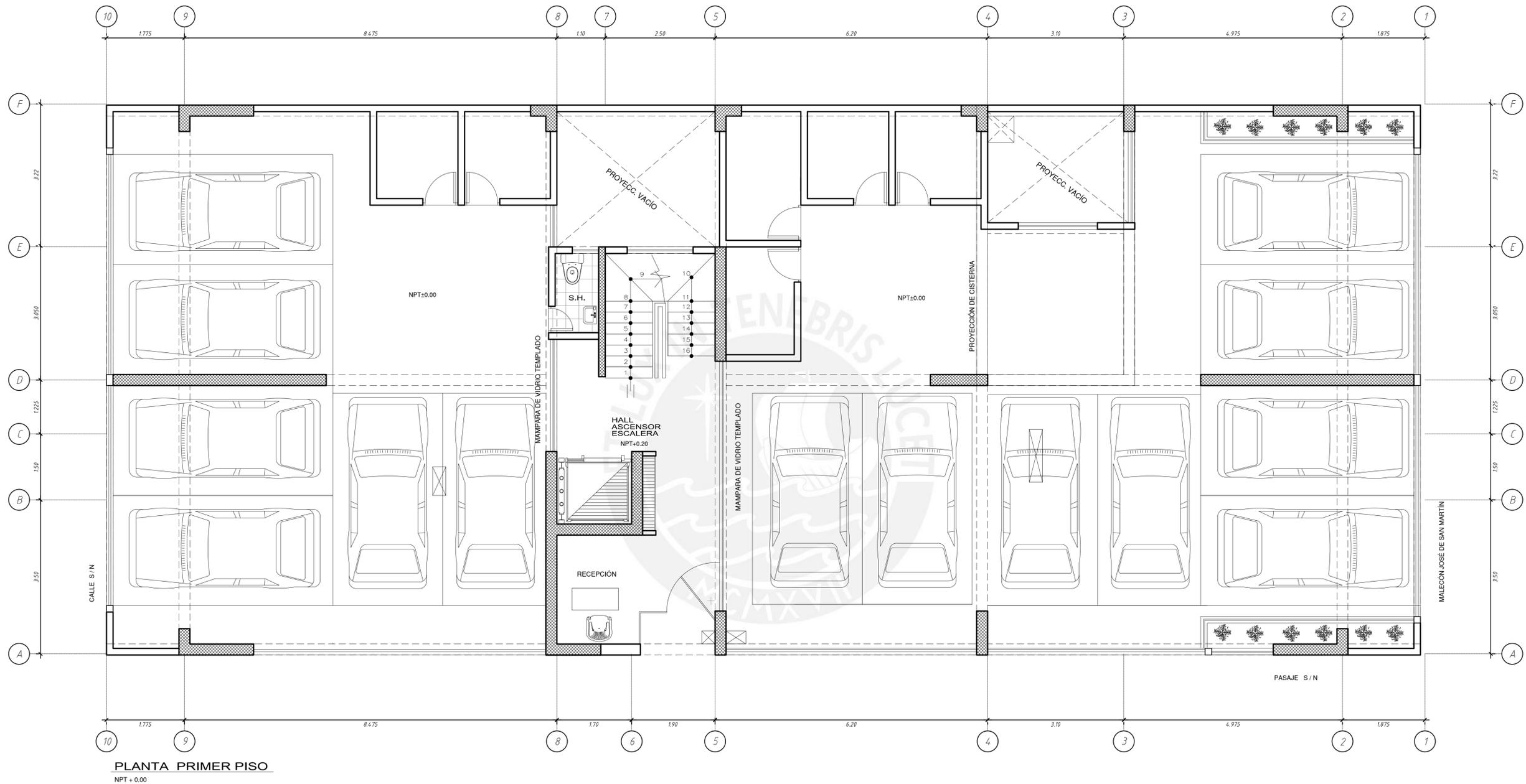
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Blanco, A. (2015). *Apuntes de clase de Concreto Armado 2*. Lima: PUCP.
- Idelfonso, G. B. (2014). *Diseño estructural de un edificio de viviendas en concreto armado con un sótano y seis pisos*. Lima: PUCP.
- Ottazzi, G. (2014). *Apuntes del curso Concreto Armado 1* (Décimo tercera ed.). Lima: Publicaciones Pontificia Universidad Católica del Perú.
- PRISMA. (2009). *Manual de Diseño*. Lima: Prisma Ingeniería.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- SENCICO. (2003). *Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente*. Lima: SENCICO.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas*. Lima, Perú: SENCICO.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones*. Lima: SENCICO.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado*. Lima: SENCICO.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación IS.010, Instalaciones Sanitarias para Edificaciones*. Lima: SENCICO.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica de Edificación EM.070, Transporte Mecánico*. Lima: SENCICO.



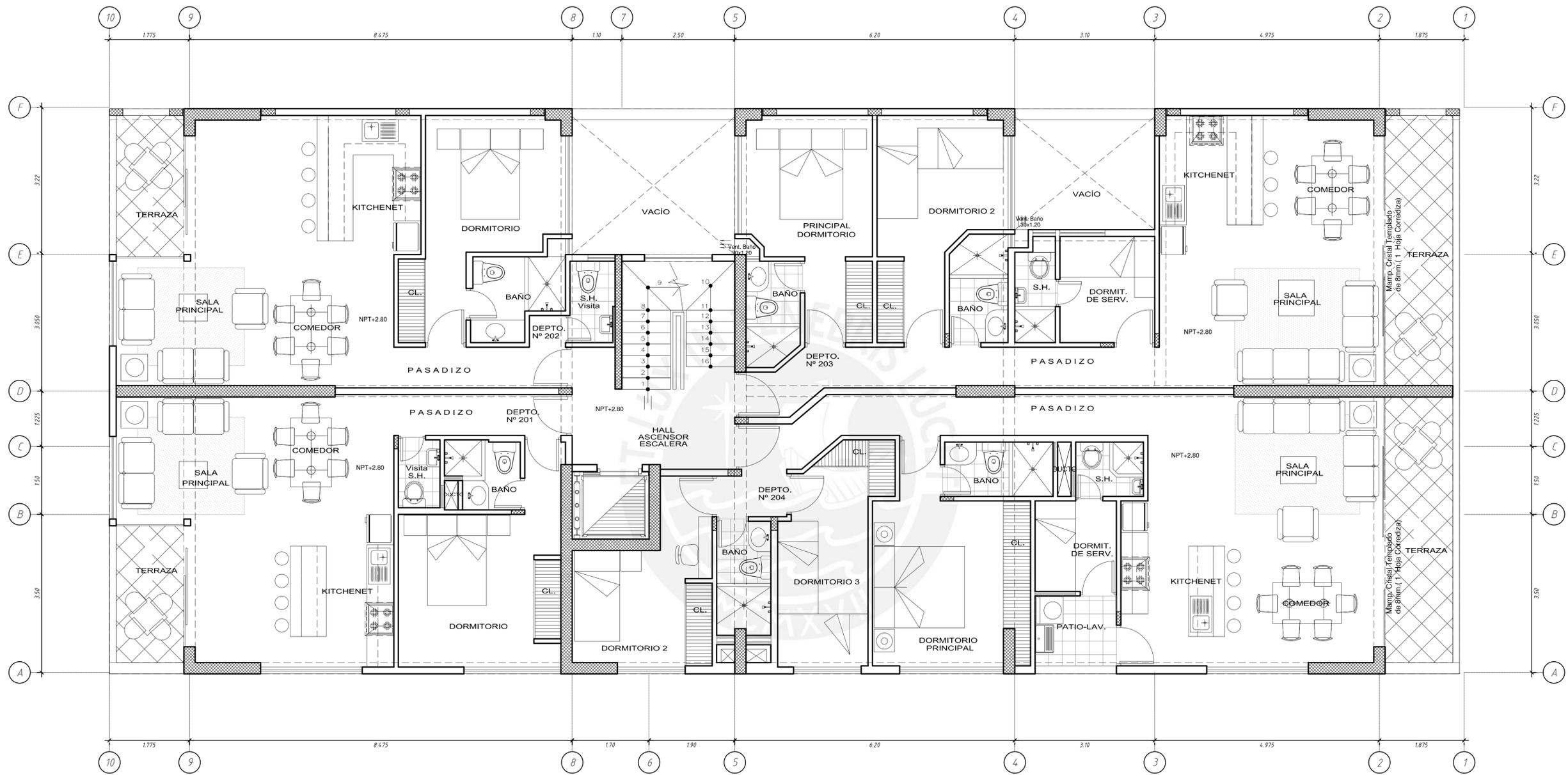
PLANTA CISTERNA (Cto. Bombas y Cisterna)

NPT - 4.35

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA <small>CODIGO N° 20104701</small>	A-01/5
UBICACIÓN:	PLANO:		
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANTA CISTERNA		
	ESCALA:	FECHA:	
	1:50	LIMA-2016	

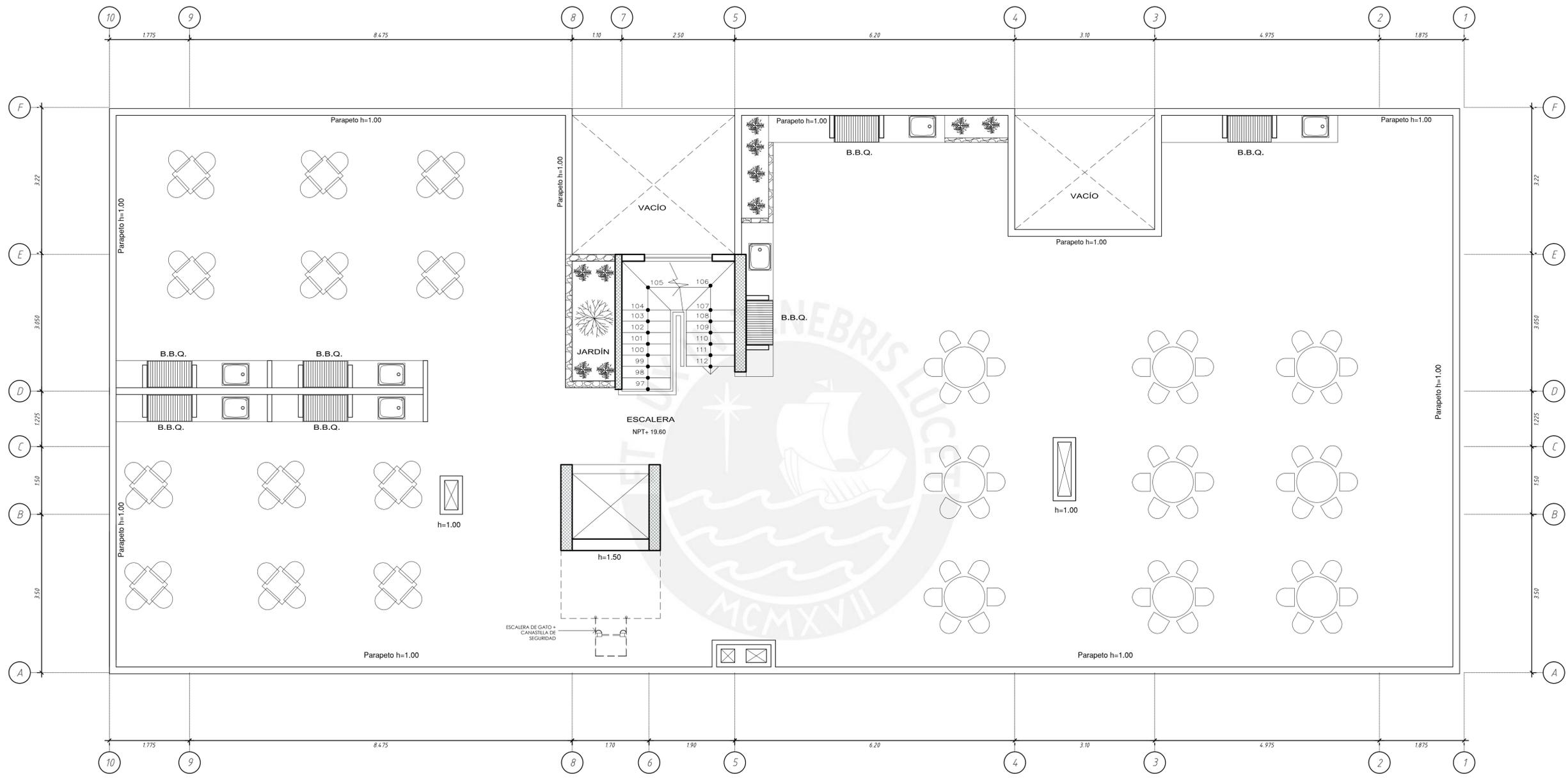


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA: ESTRUCTURAS	ASESOR: ING° GIANFRANCO OTTAZI PASINO	BACHILLER: LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA <small>CODIGO N° 20104701</small>	PLANO N° A-02/5
UBICACION: SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANO: PLANTA 1° PISO		FECHA: LIMA-2016
	ESCALA: 1:50		



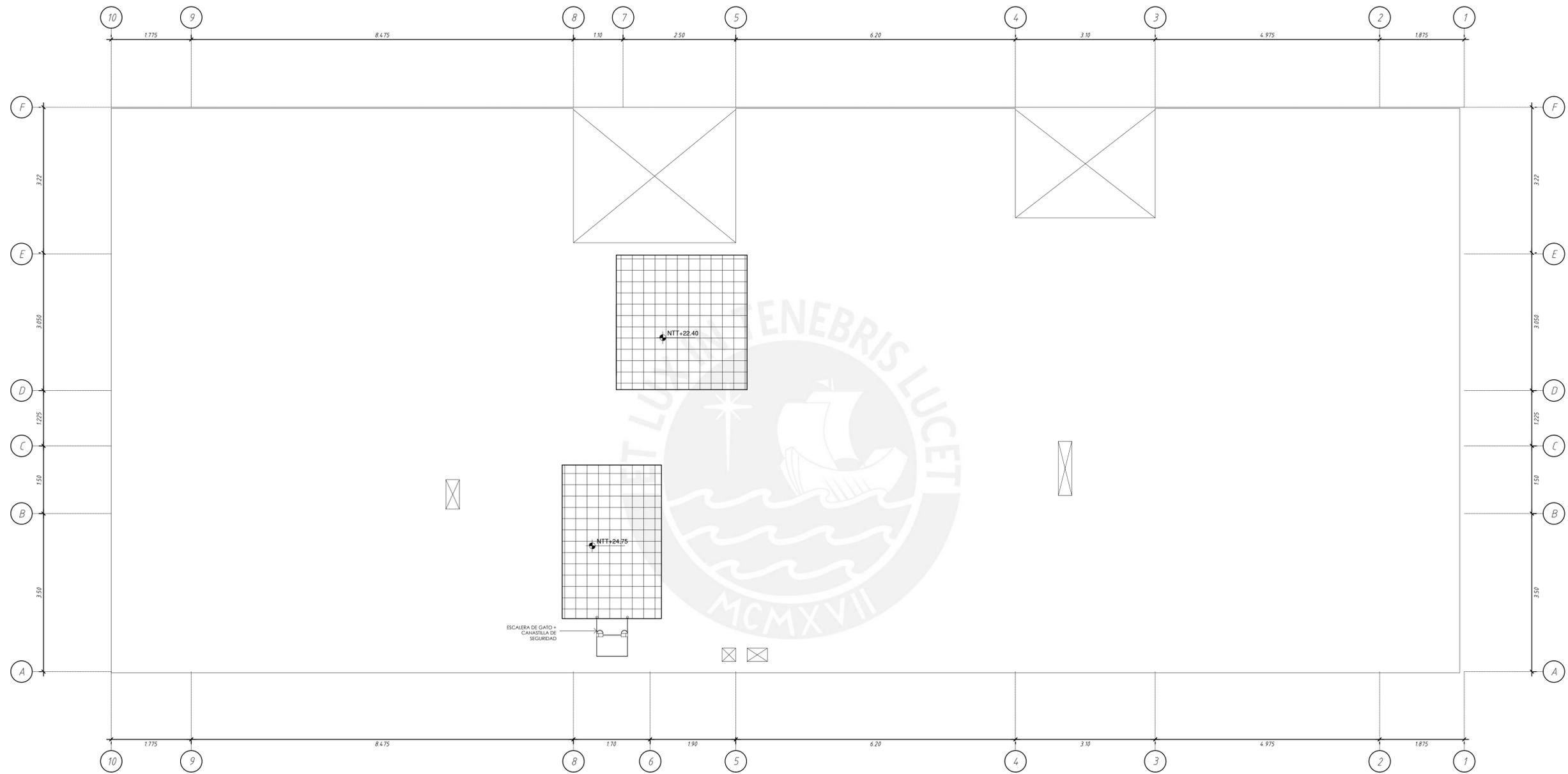
PLANTA PISO TÍPICO
NPT + 2.80

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA: ESTRUCTURAS	ASESOR: ING° GIANFRANCO OTTAZI PASINO	BACHILLER: LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA <small>CODIGO N° 20104701</small>	PLANO N° A-03/5
UBICACION: SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANO: PLANTA TÍPICA		ESCALA: 1:50
	FECHA: LIMA-2016		



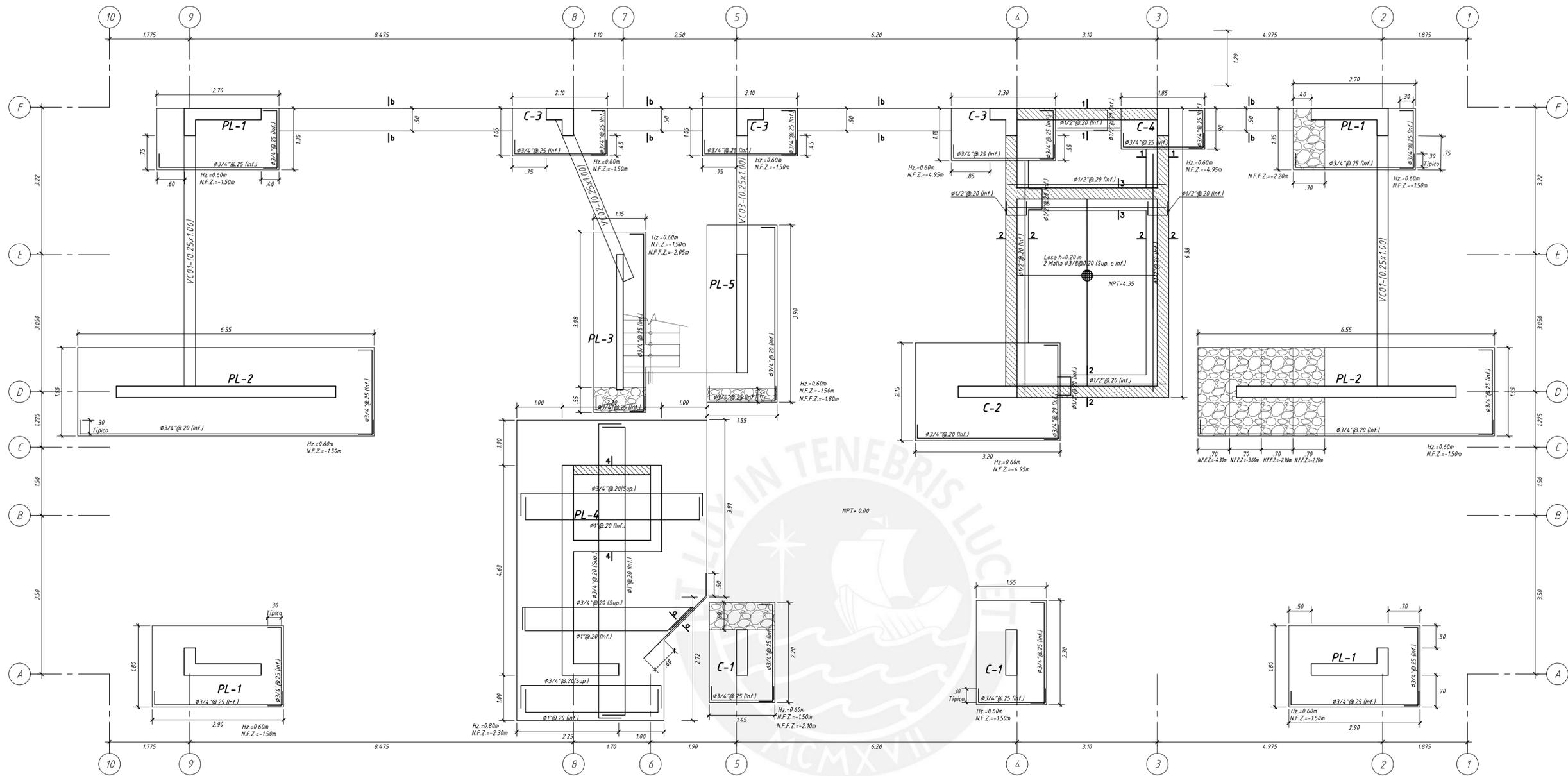
PLANTA AZOTEA
NPT+ 19.60

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	A-04/5
UBICACION:	PLANO:	FECHA:	
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANTA AZOTEA	LIMA-2016	
ESCALA:	1:50		



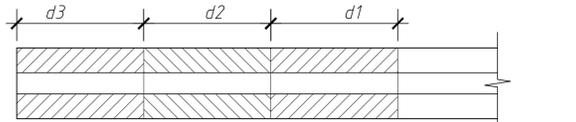
PLANTA TECHO
NTT + 22.40 y NTT + 24.75

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	A-05/5
UBICACIÓN:	PLANO:		
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANTA TECHO		
ESCALA:	FECHA:		
1:50	LIMA-2016		

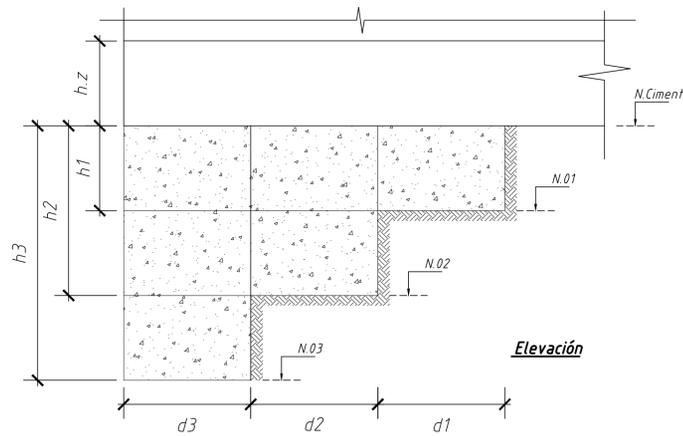


DETALLE TÍPICO DE FALSA ZAPATA

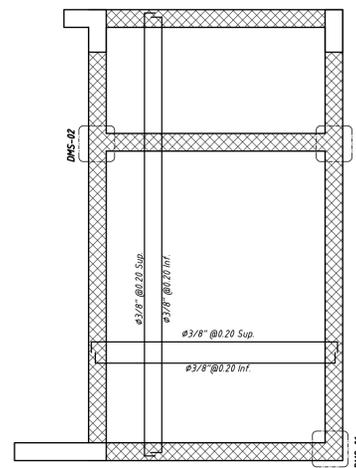
hz hz hz
 hfz-h3 hfz-h2 hfz-h1
 NFZ=-N.Ciment. NFZ=-N.Ciment. NFZ=-N.Ciment.
 NFFZ=-N.03 NFFZ=-N.02 NFFZ=-N.01



Planta



Elevación

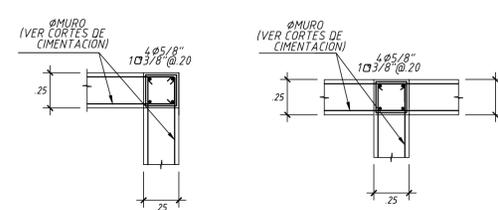


ENCOFRADO TECHO CISTERNA

ESCALA: 1:50
 S/C=200kg/m²

LOSA MACIZA H=0.20m, MALLA SUPERIOR : #3/8 @ 0.20 m.
 MALLA INFERIOR : #3/8 @ 0.20 m.

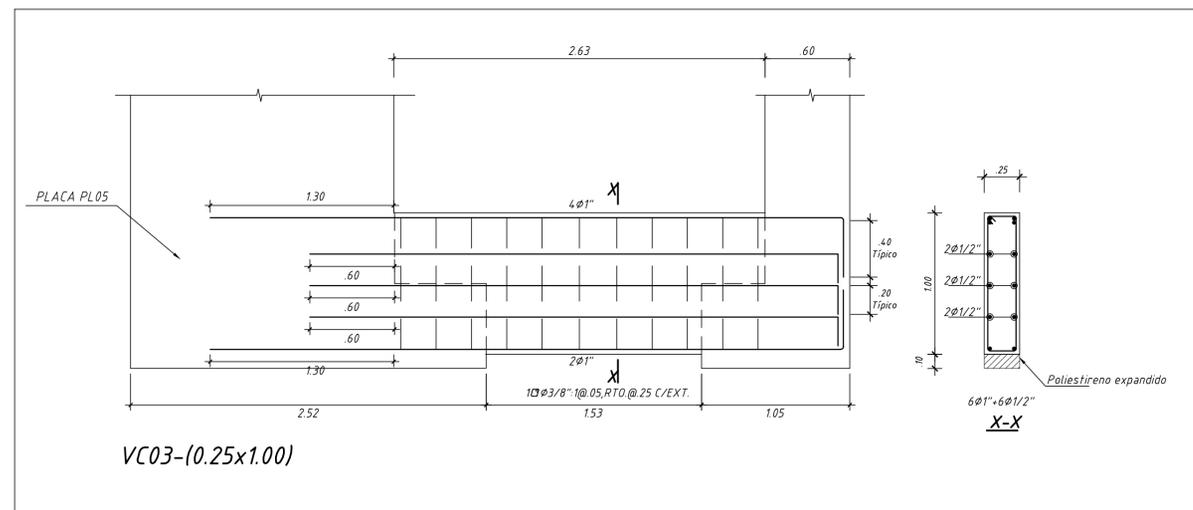
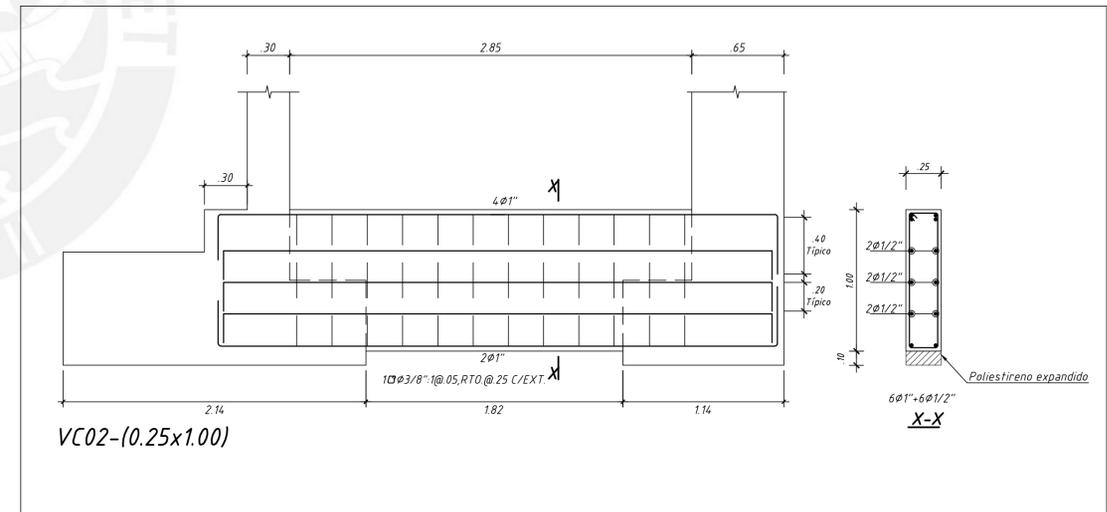
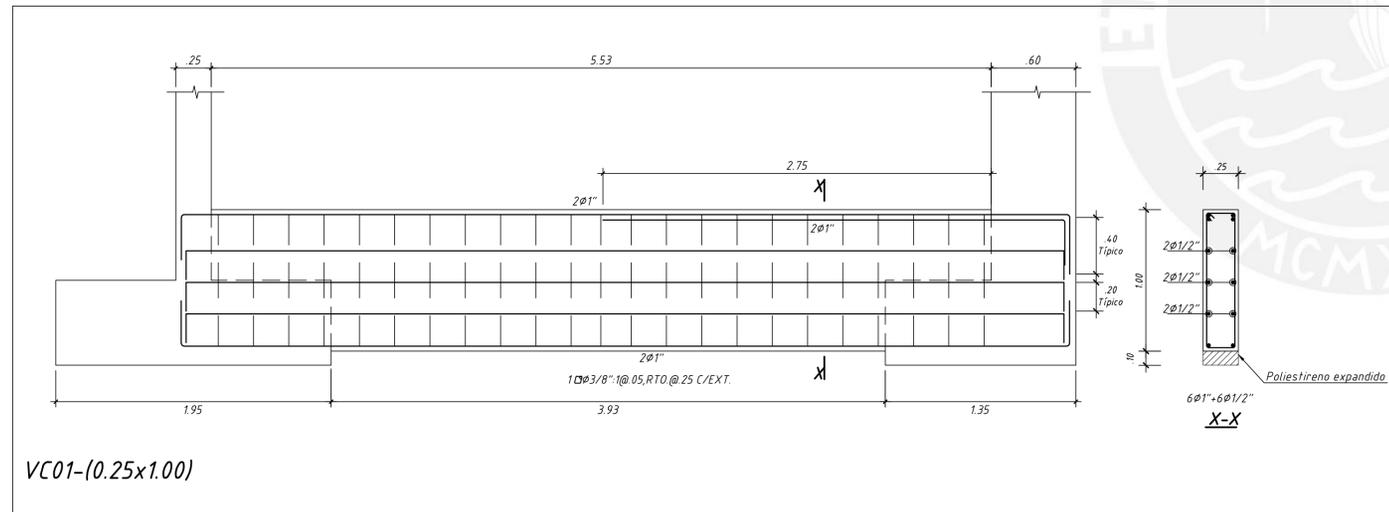
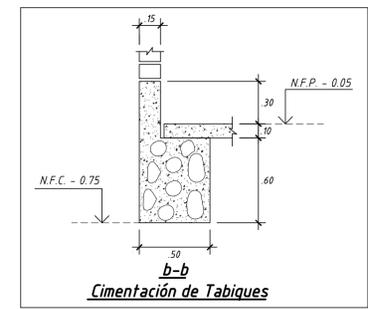
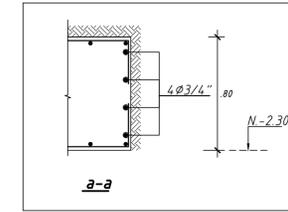
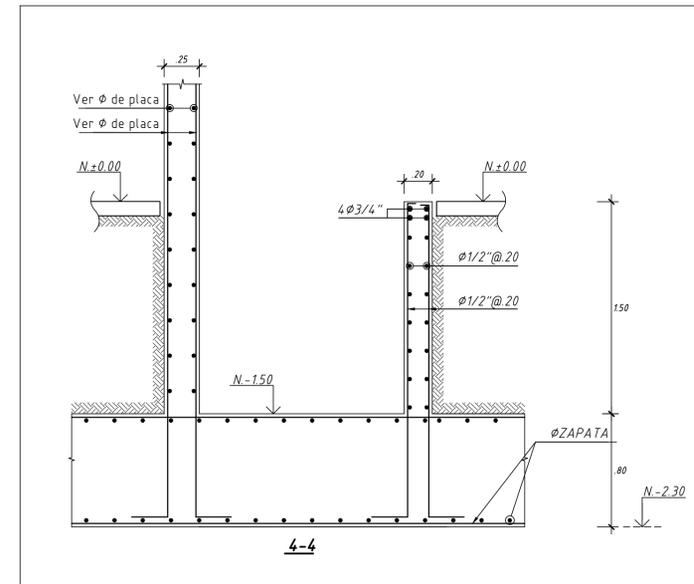
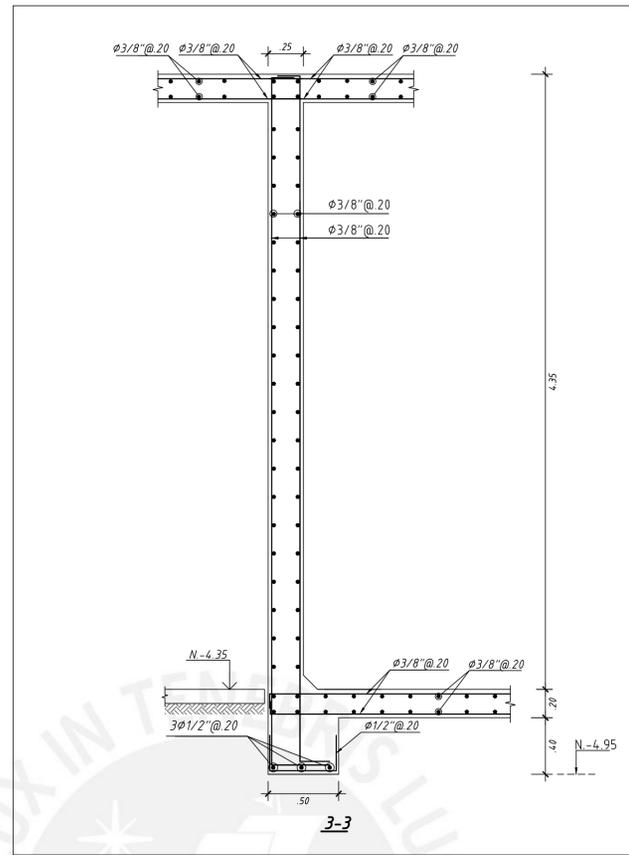
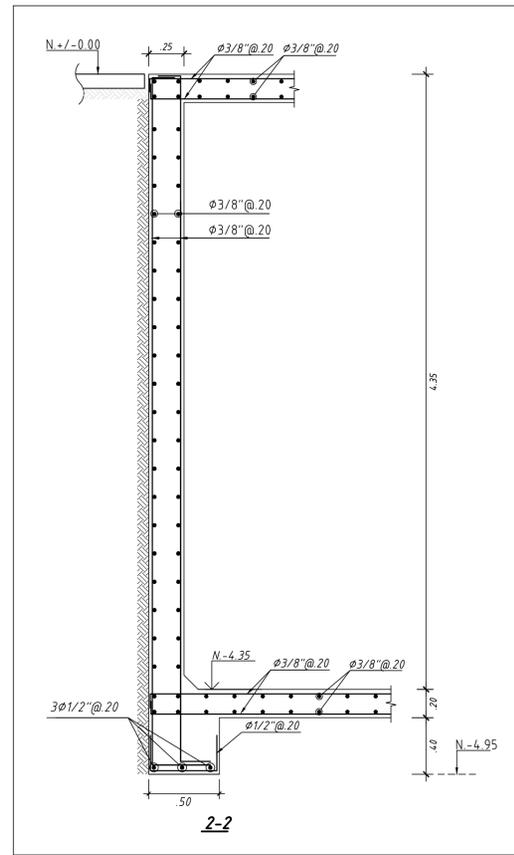
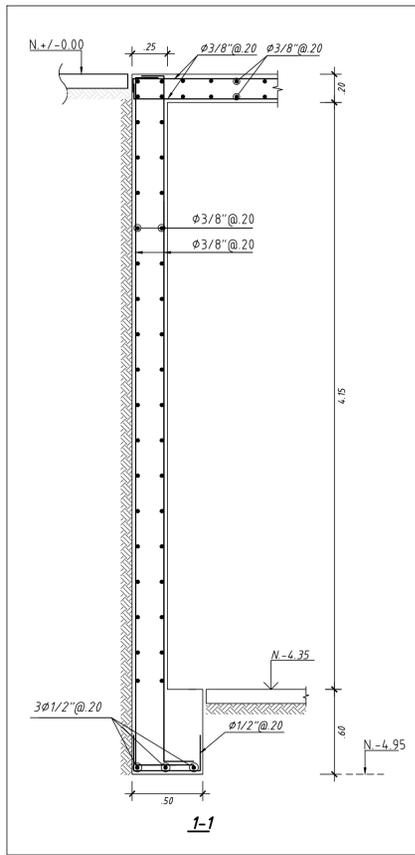
DETALLES DE ENCUENTRO DE MUROS EN CISTERNA



DMS-01

DMS-02

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA	
UBICACIÓN:	PLANO:	CÓDIGO N° 20104701	E-02/13
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANO DE CIMENTACIÓN Y DETALLE TÍPICO DE FALSA ZAPATA	FECHA:	
ESCALA:	1:50	LIMA-2016	



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA	
UBICACION:	PLANO:	E-03/13	
SANTA MARÍA	DESARROLLO DE CORTES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN		
LIMA - PERÚ	ESCALA:	FECHA:	
	1:50	LIMA-2016	

"DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA"

RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANO DE CIMENTACIÓN Y DETALLE TÍPICO DE FALSA ZAPATA
E-03	DESARROLLO DE CORTES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-04	ENCOFRADO TECHO TÍPICO
E-05	ENCOFRADO TECHO 7° PISO
E-06	ENCOFRADO DE AZOTEA Y DESARROLLO DE COLUMNAS
E-07	DESARROLLO DE PLACAS
E-08	DESARROLLO DE VIGAS I
E-09	DESARROLLO DE VIGAS II
E-10	DESARROLLO DE VIGAS III
E-11	DESARROLLO DE VIGAS IV
E-12	DESARROLLO DE ESCALERA
E-13	DETALLE TÍPICO

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:	E.020
VIVIENDAS	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m ²
DEPÓSITOS	400 kg/m ²
CUARTOS DE MÁQUINAS	1000 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

REGLAMENTO:	E.030
FACTOR DE ZONA, Z	0.40
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R _x =6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R _y =6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO)
RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	
DIRECCIÓN X-X:	
-T _{xx} = 0.51 seg.	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 6.14cm.	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0038 hei	
DIRECCIÓN Y-Y:	
-T _{yy} = 0.55 seg.	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 11.04cm.	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0066 hei	

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

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

CIMENTACIONES

1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN:

TIPO DE CIMENTACIÓN	ZAPATAS AISLADAS Y CONECTADAS DE CONCRETO ARMADO
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN	-1.50m. (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO QUE TIENE EL PRIMER PISO)
PRESIÓN ADMISIBLE	5.00 kg/cm ²
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.

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

CONCRETO

1. COLOCACIÓN:-

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

2. CURADO:-

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DE LA NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

3. ENCOFRADO:-

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

4. CALIDAD DEL CONCRETO:-

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

5. ACERO DE REFUERZO:-

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

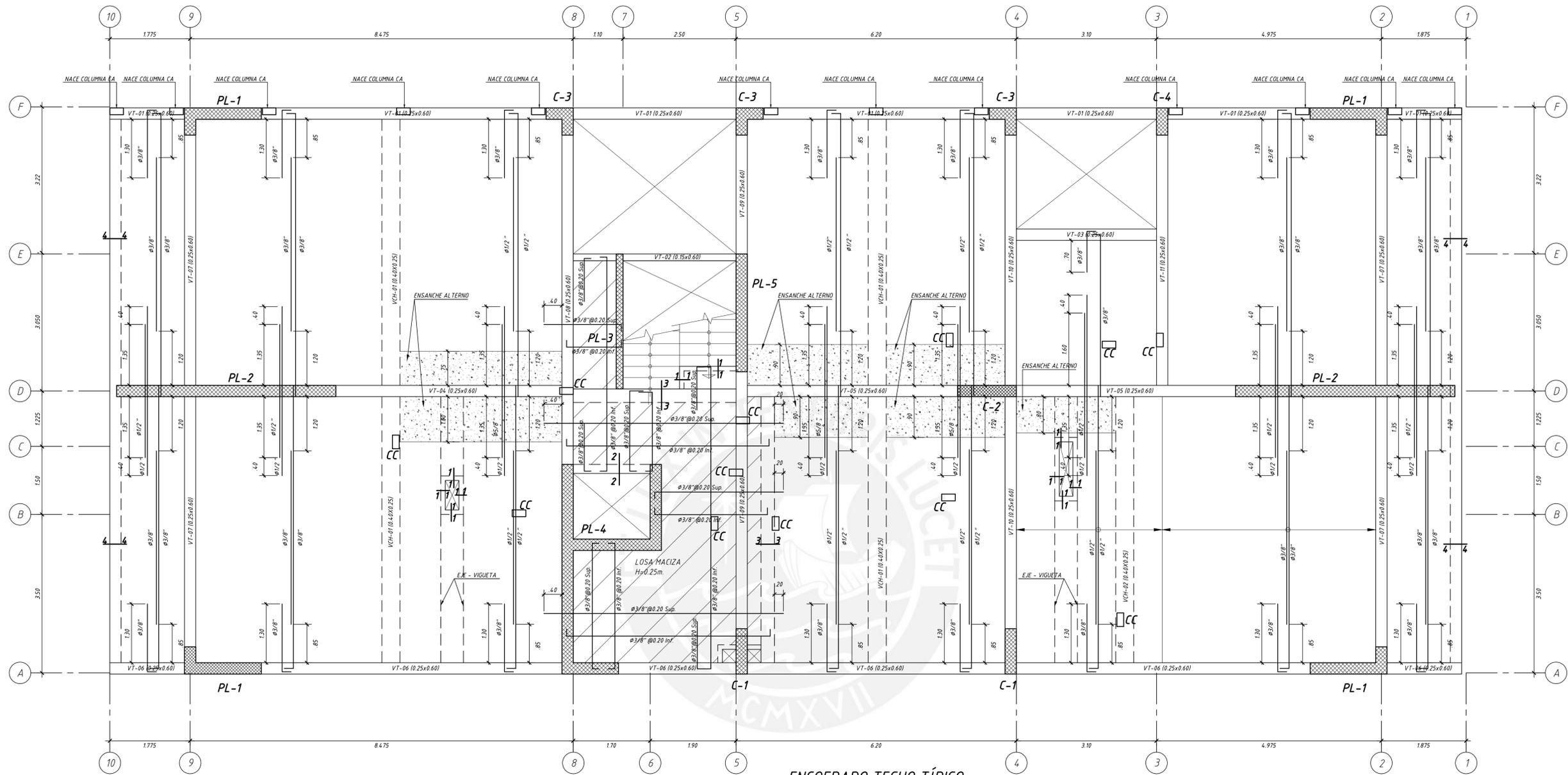
6. RECUBRIMIENTOS:-

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

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

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, ASÍ, NO ESTEN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DEL REFUERZO DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMES NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN LOS PLANOS, ESTOS DEBERÁN SER EFECTUADOS PARA DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO.

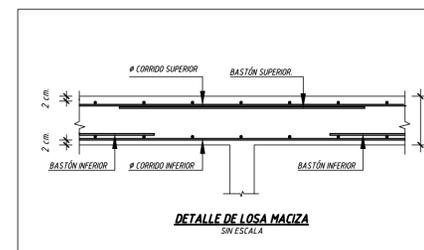
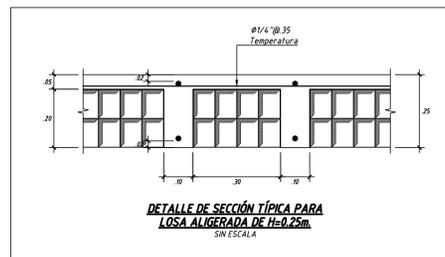
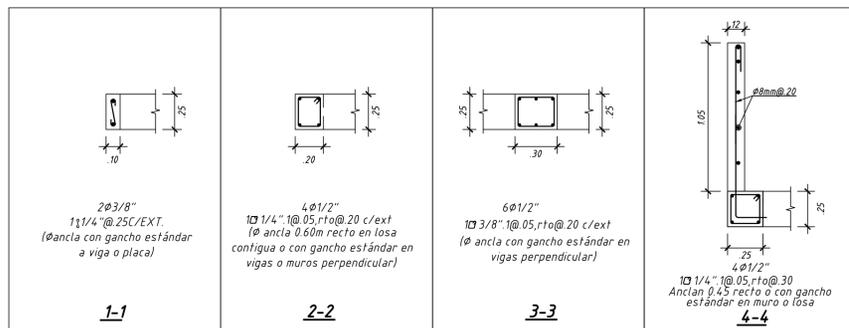
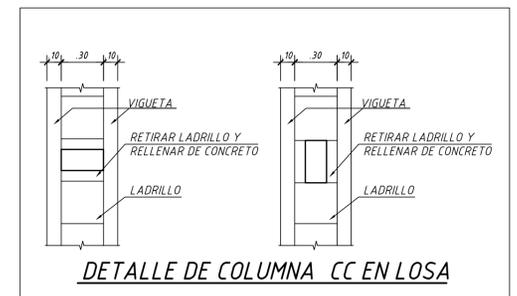
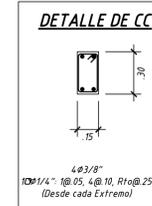
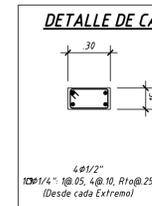
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA: ESTRUCTURAS	ASESOR: ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	BACHILLER: LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA <small>CODIGO N° 20104701</small>	PLANO N° E-01/13
UBICACIÓN: SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANO: ESPECIFICACIONES GENERALES	ESCALA: 1:50	FECHA: LIMA-2016



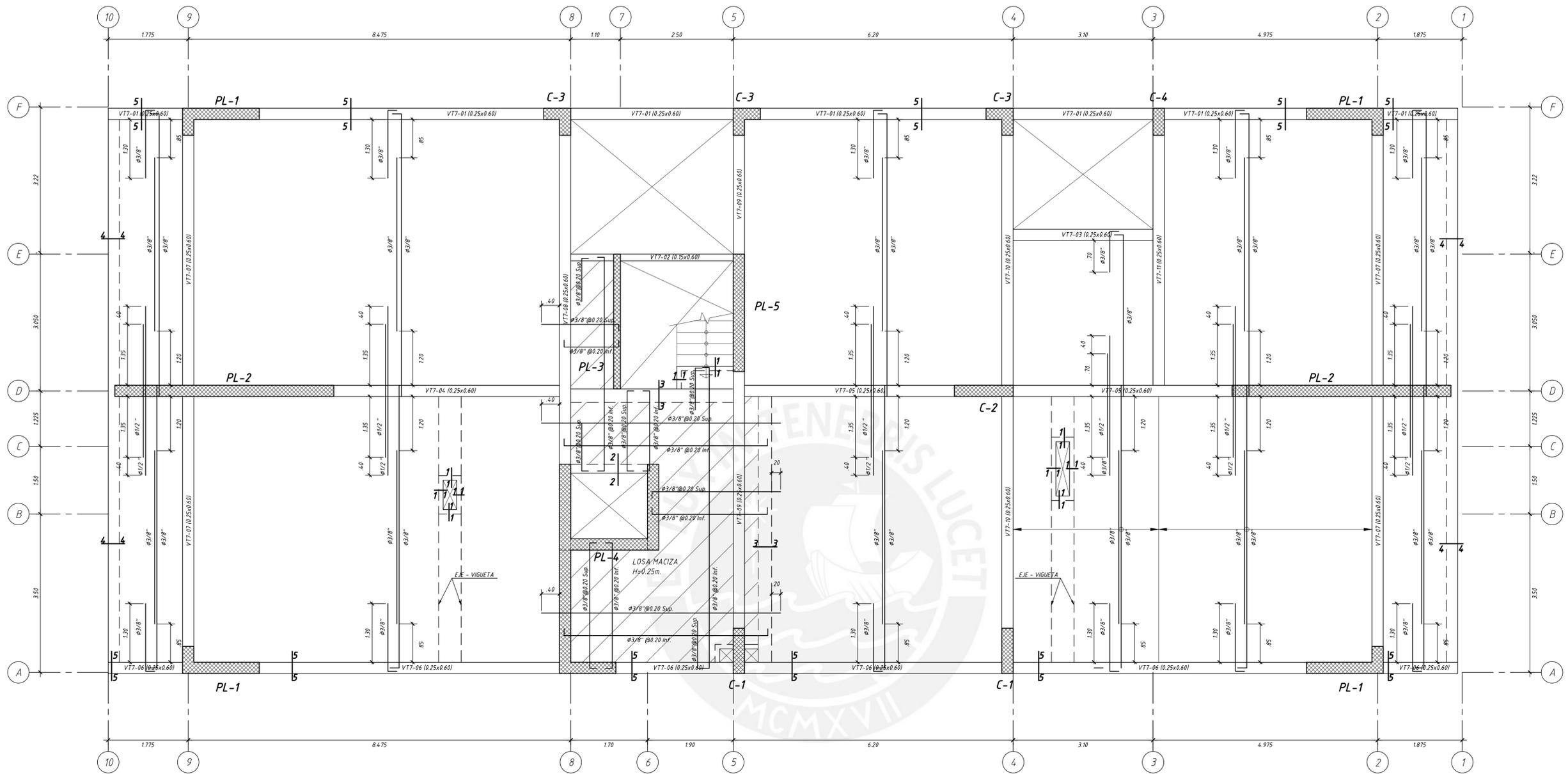
ENCOFRADO TECHO TÍPICO

ESCALA: 1:50
S/C=200kg/m²

-  LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL H=0.25m
(SEPARACIÓN ENTRE VIGUETAS @ 40)
-  LOSA MACIZA H=0.25m, MALLA $\phi 3/8" @ 0.20$ INF, $\phi 3/8" @ 0.20$ SUP.



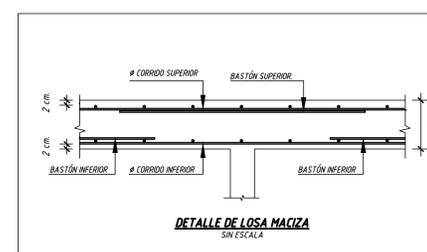
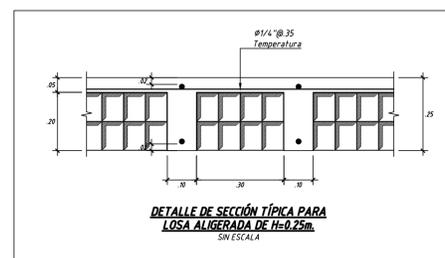
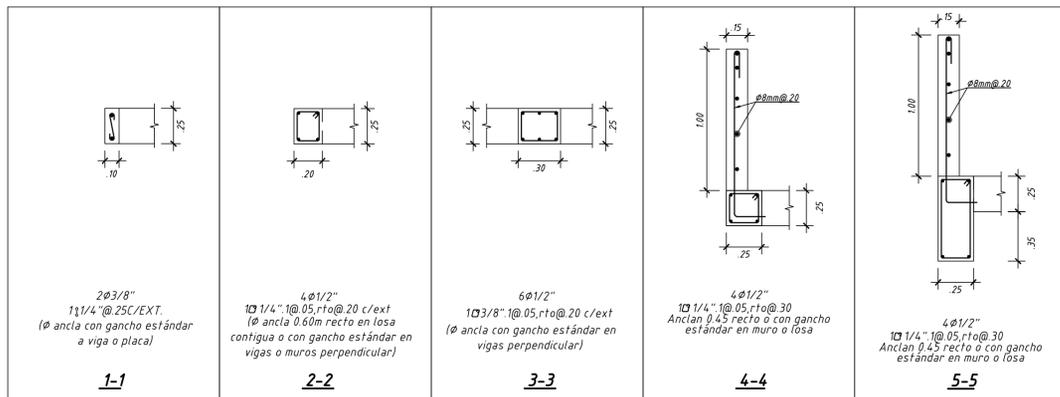
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA				
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL				
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA				
PROYECTO:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°	
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-04/13	
UBICACIÓN:	PLANO:	ESCALA:		FECHA:
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	ENCOFRADO TECHO TÍPICO	1:50		LIMA-2016



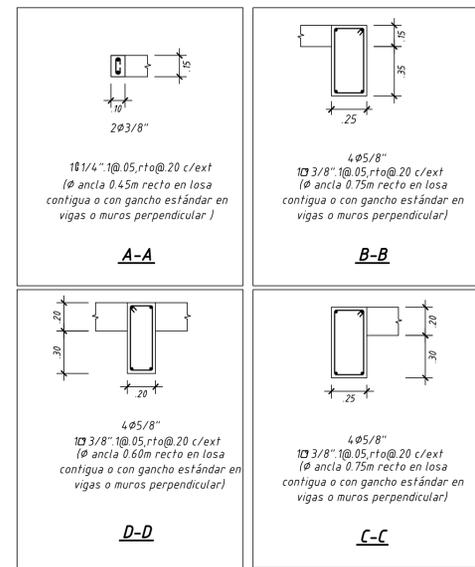
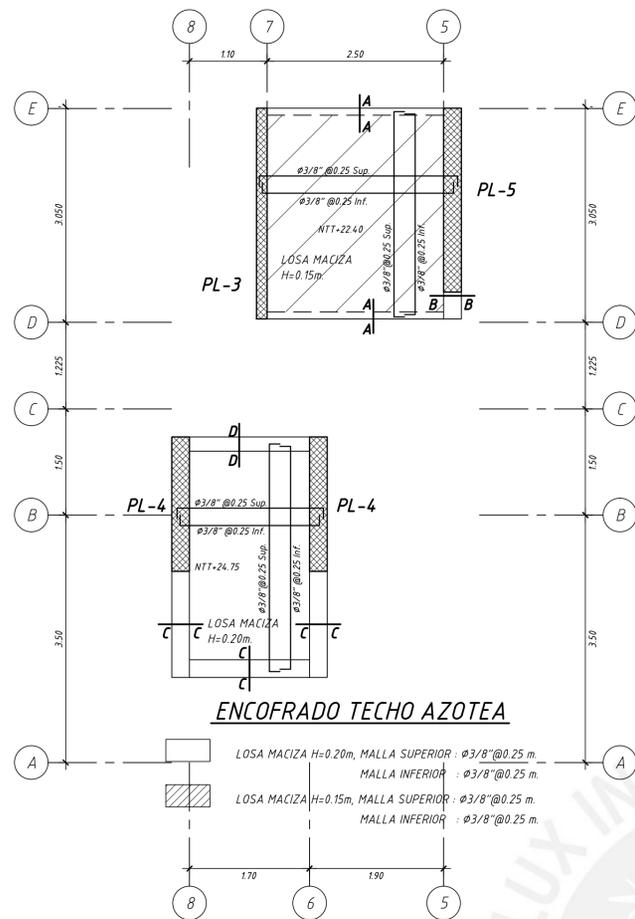
ENCOFRADO TECHO 7mo PISO

ESCALA: 1/50
S/C=200kg/m²

-  LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL H=0.25m
SEPARACIÓN ENTRE VIGETAS @.40
-  LOSA MACIZA H=0.25m, MALLA #3/8" @0.20 INF, #3/8" @0.20 SUP.



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA: ESTRUCTURAS	ASESOR: ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	BACHILLER: LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA <small>CÓDIGO N° 20104701</small>	PLANO N° E-05/13
UBICACION: SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANO: ENCOFRADO TECHO 7° PISO		ESCALA: 1:50
		FECHA: LIMA-2016	



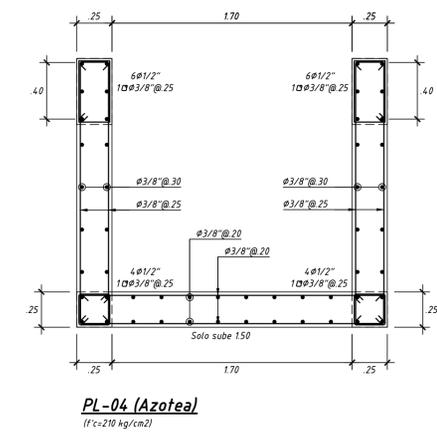
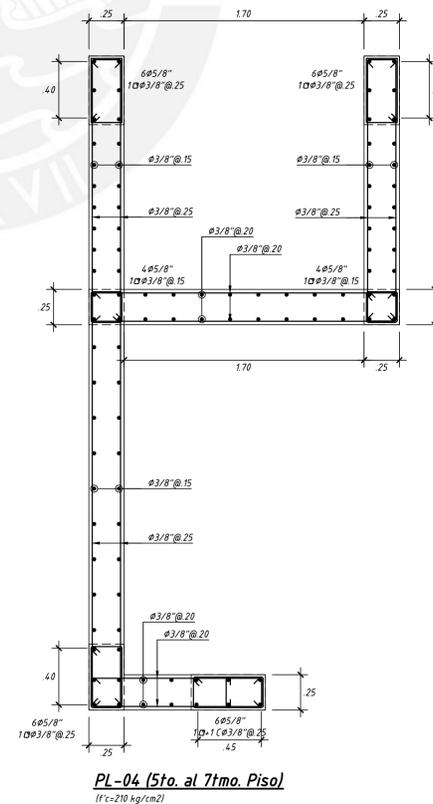
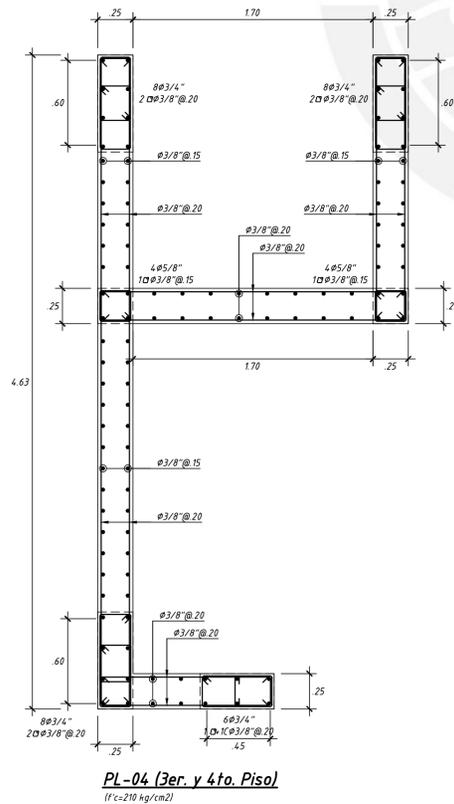
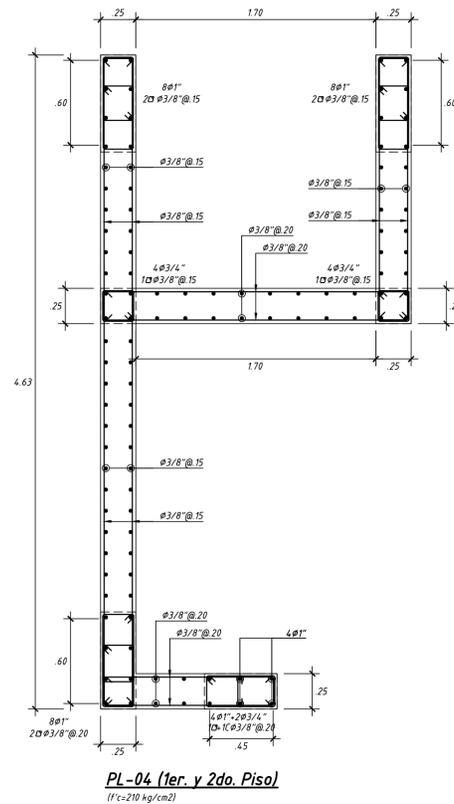
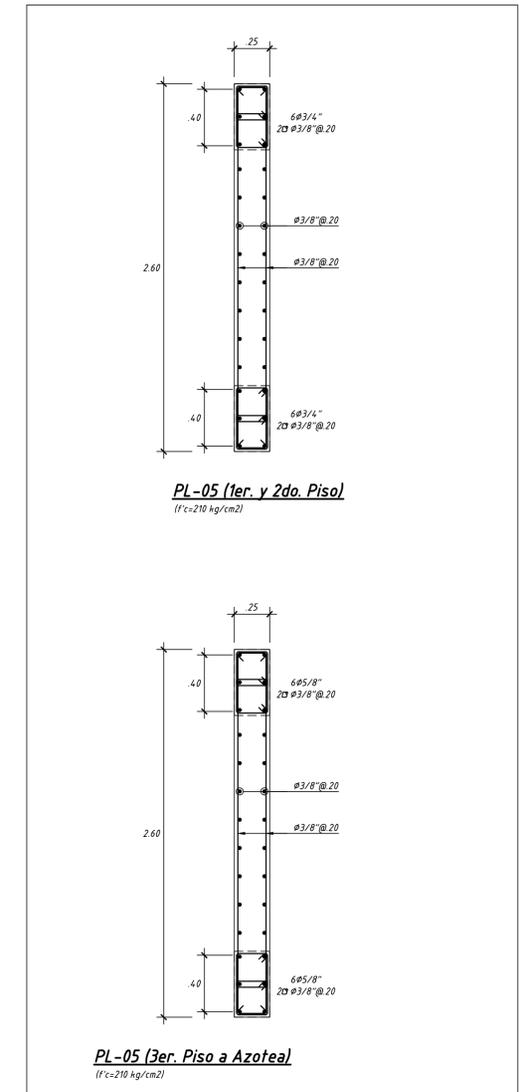
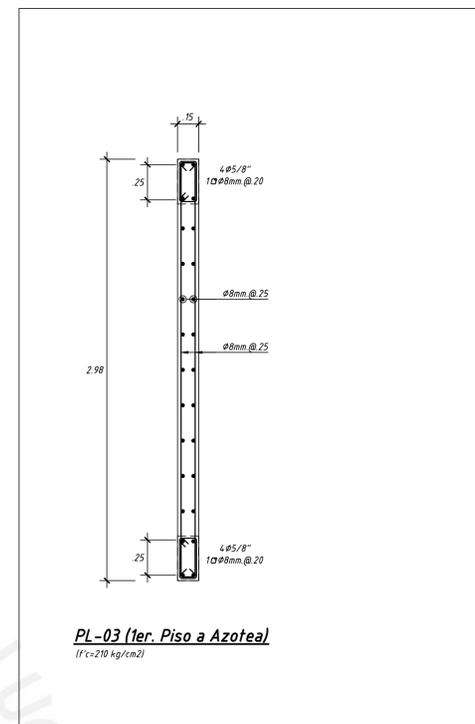
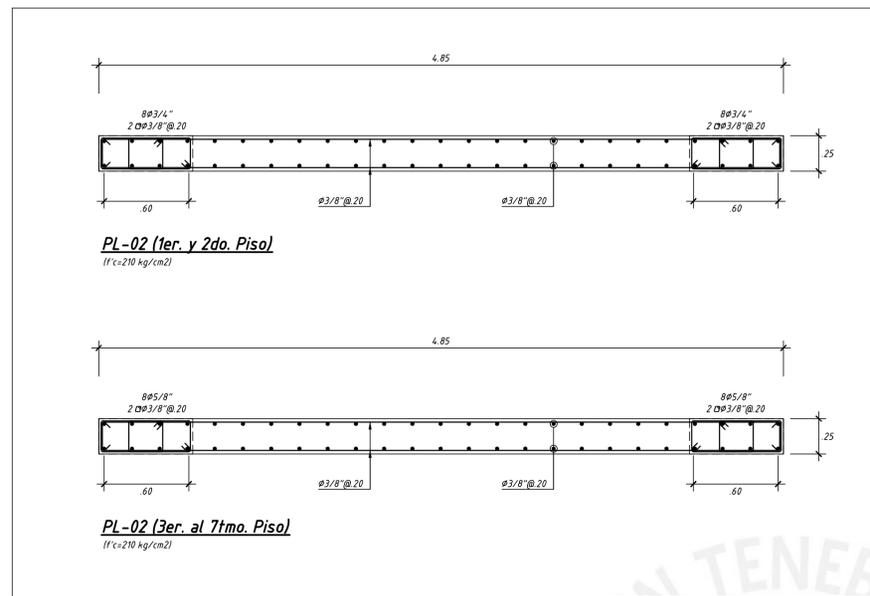
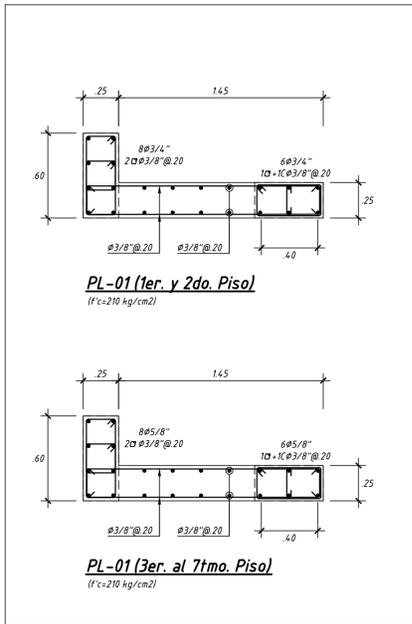
CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNA	C-01	C-02	C-03	C-04	C.A	CC
1er. y 2do. Piso	<p>$4\#3/4'' - 8\#5/8''$ $2\#2\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 20$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$4\#1'' - 14\#3/4''$ $3\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 20$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$12\#5/8''$ $2\#2\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$8\#5/8''$ $2\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$4\#1/2''$ $1\#1/4'' @ 0.05, 4\# @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$4\#3/8''$ $1\#1/4'' @ 0.05, 4\# @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>
3er., 4to., 5to., 6to. y 7mo. Piso	<p>$4\#3/4'' - 8\#5/8''$ $2\#2\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 20$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$18\#3/4''$ $3\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo) Solo 3er. Piso</p> <p>$4\#3/4'' - 14\#5/8''$ $3\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$12\#5/8''$ $2\#2\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$8\#5/8''$ $2\#3/8'' @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$4\#1/2''$ $1\#1/4'' @ 0.05, 4\# @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo)</p>	<p>$4\#3/8''$ $1\#1/4'' @ 0.05, 4\# @ 10, \text{Rto} @ 25$ (Desde cada Extremo) Solo hasta 6to. Piso</p>

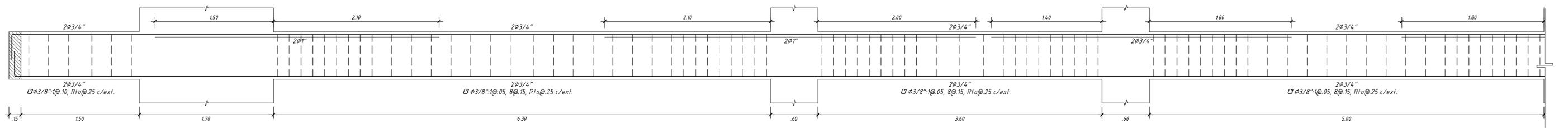
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
 PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA

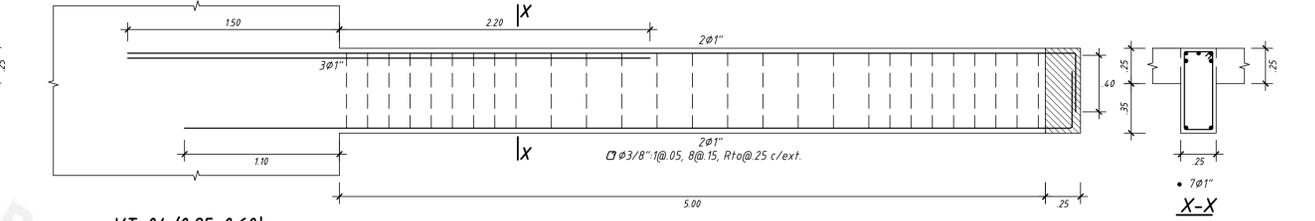
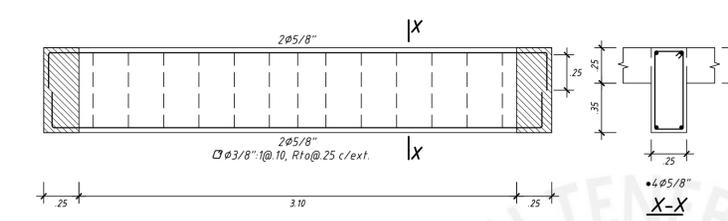
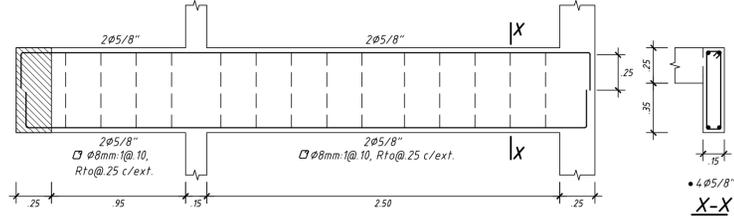
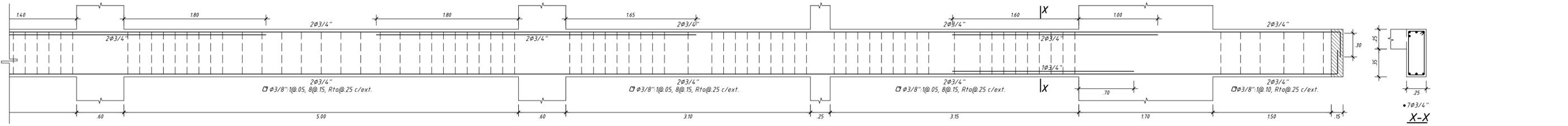
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-06/13
UBICACIÓN:	SANTA MARÍA LIMA - PERÚ		
ESCALA:	FECHA:	LIMA-2016	



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA: ESTRUCTURAS	ASESOR: ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	BACHILLER: LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA <small>CODIGO N° 20104701</small>	PLANO N° E-07/13
UBICACIÓN: SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	PLANO: DESARROLLO DE PLACAS		
	ESCALA: 1:50	FECHA: LIMA-2016	



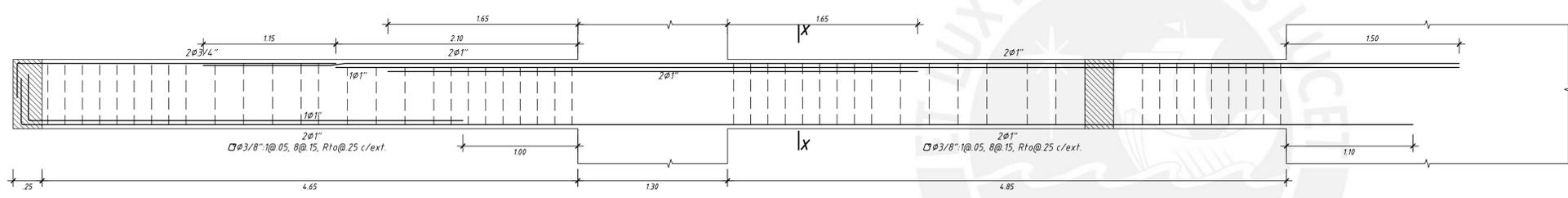
VT-01 (0.25x0.60)



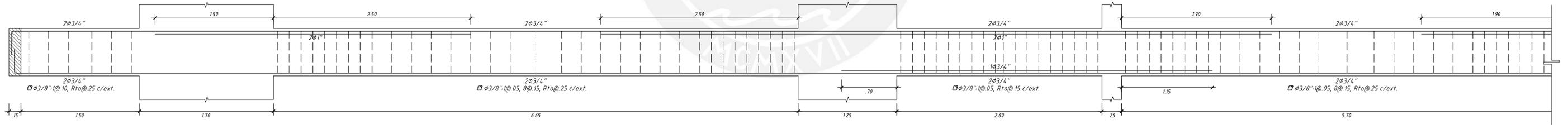
VT-02 (0.15x0.60)

VT-03 (0.25x0.60)

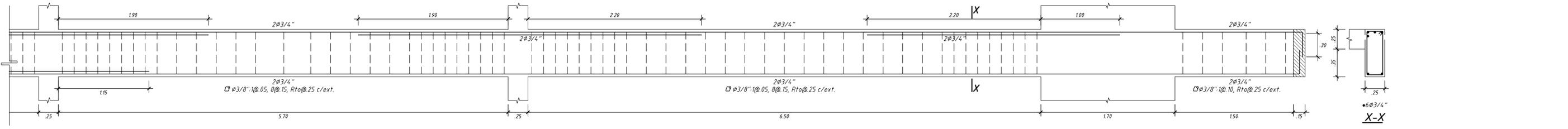
VT-04 (0.25x0.60)



VT-05 (0.25x0.60)



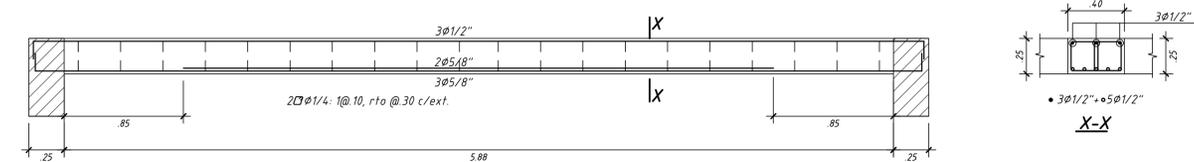
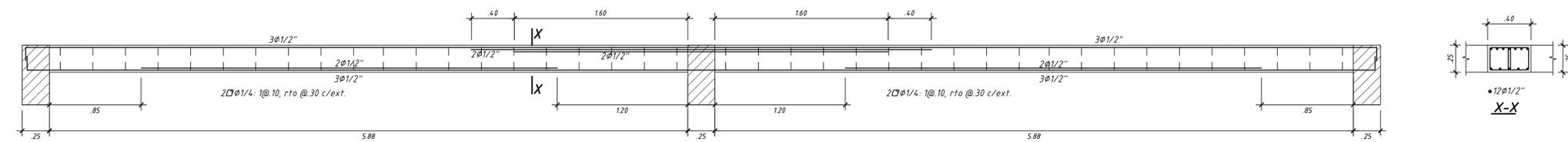
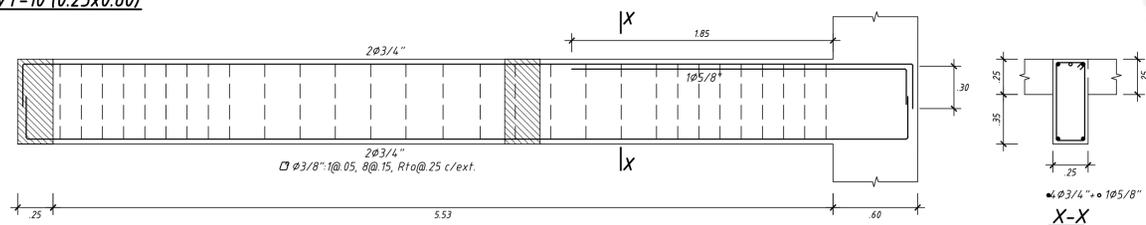
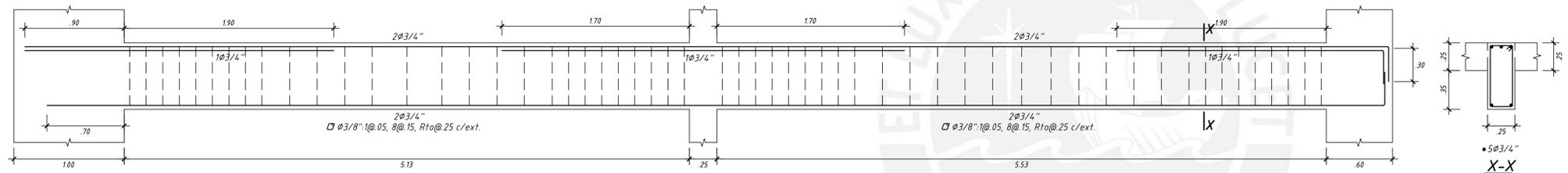
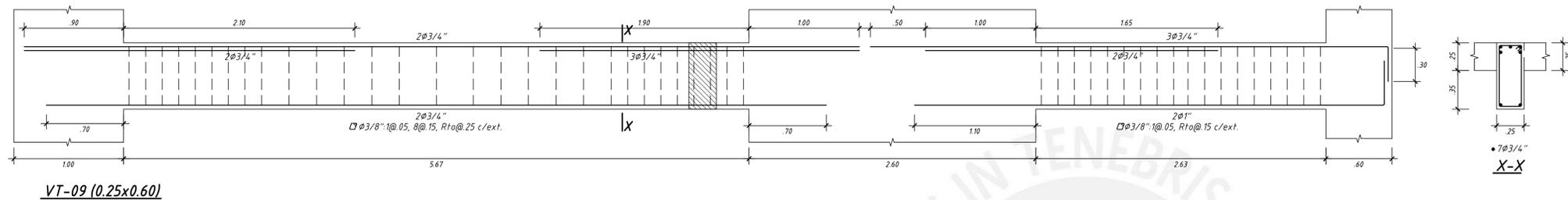
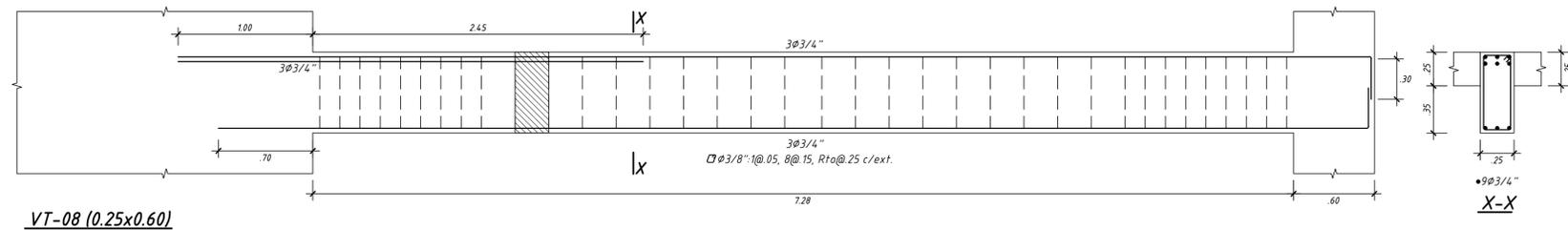
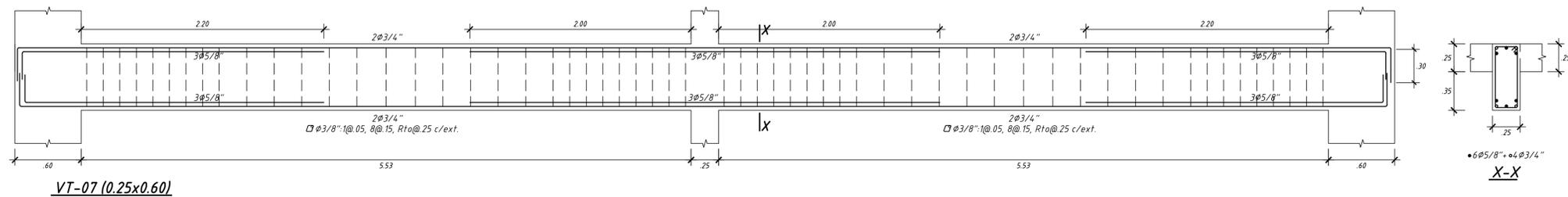
VT-06 (0.25x0.60)



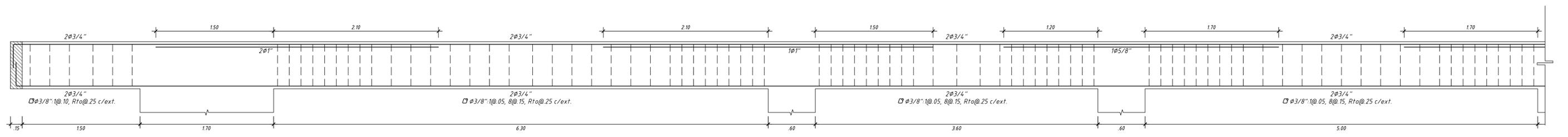
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

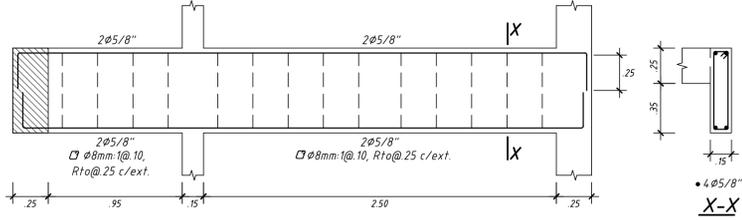
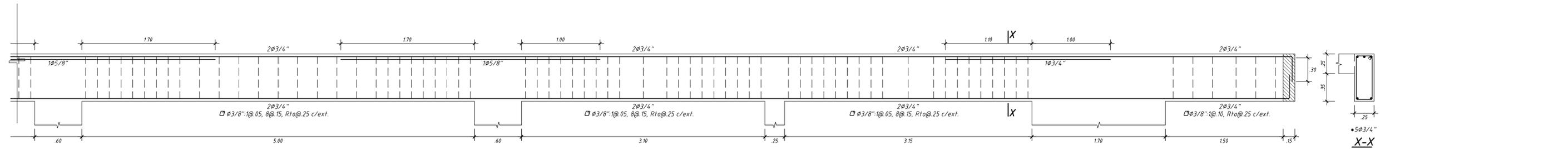
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-08/13
UBICACION:	PLANO:	FECHA:	
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	DESARROLLO DE VIGAS I	LIMA-2016	
ESCALA: 1:50			



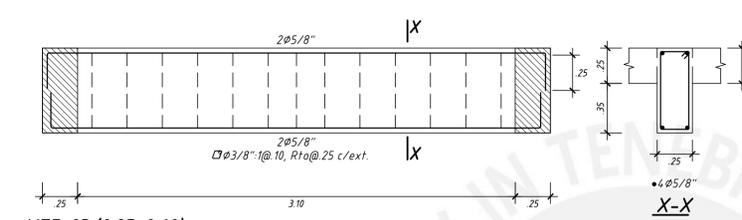
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-09/13
UBICACION:	PLANO:	FECHA:	
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	DESARROLLO DE VIGAS II	LIMA-2016	
ESCALA:	1:50	FECHA:	



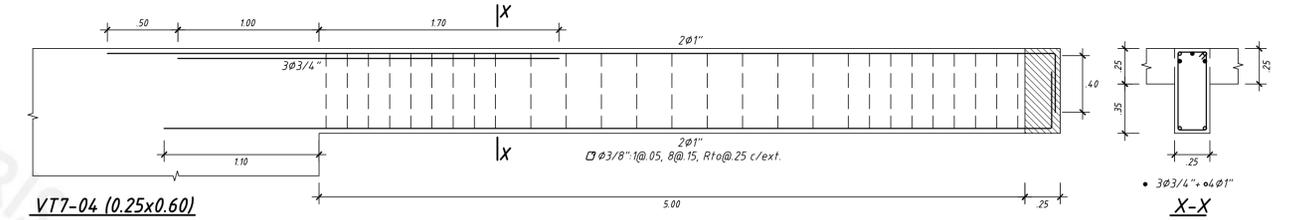
VT7-01 (0.25x0.60)



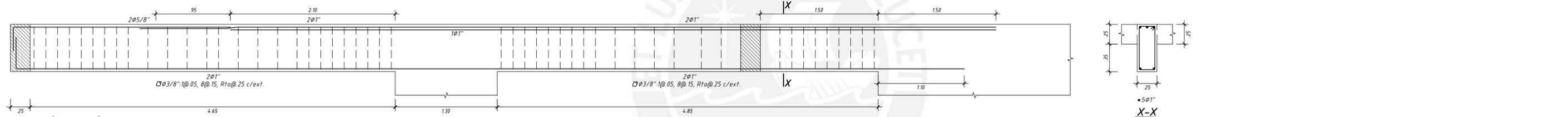
VT7-02 (0.15x0.60)



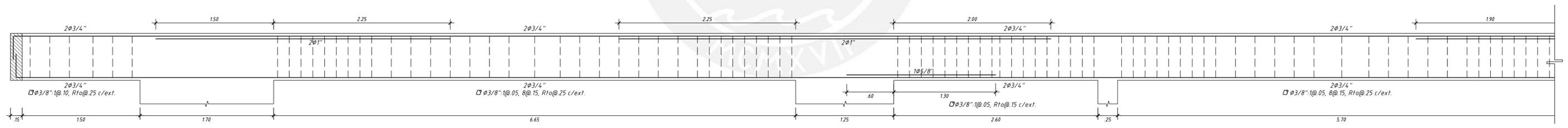
VT7-03 (0.25x0.60)



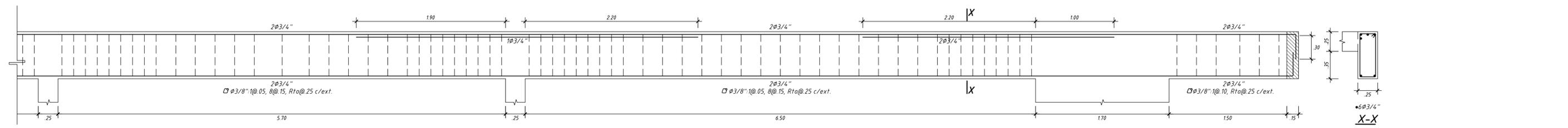
VT7-04 (0.25x0.60)



VT7-05 (0.25x0.60)

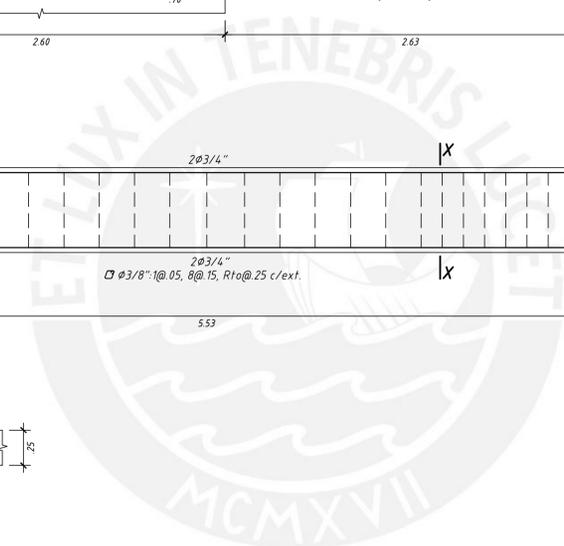
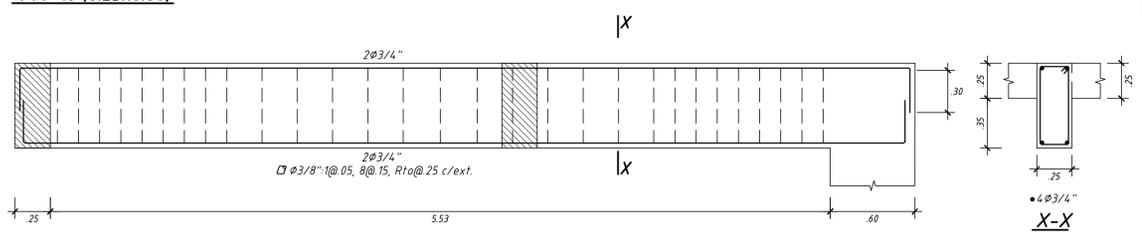
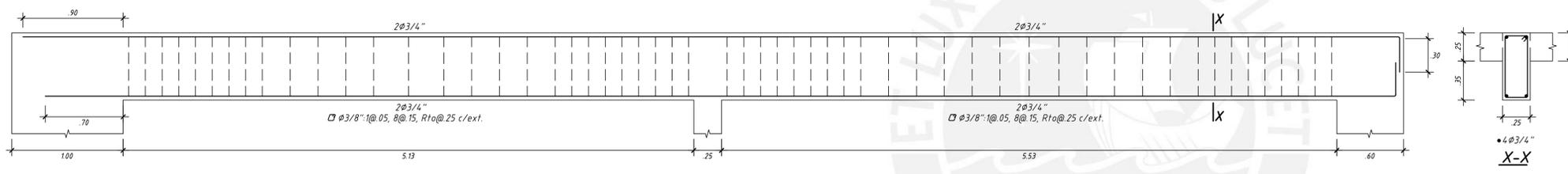
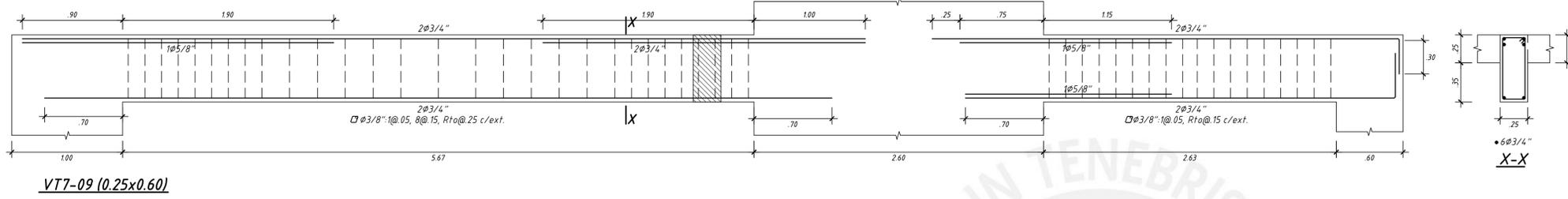
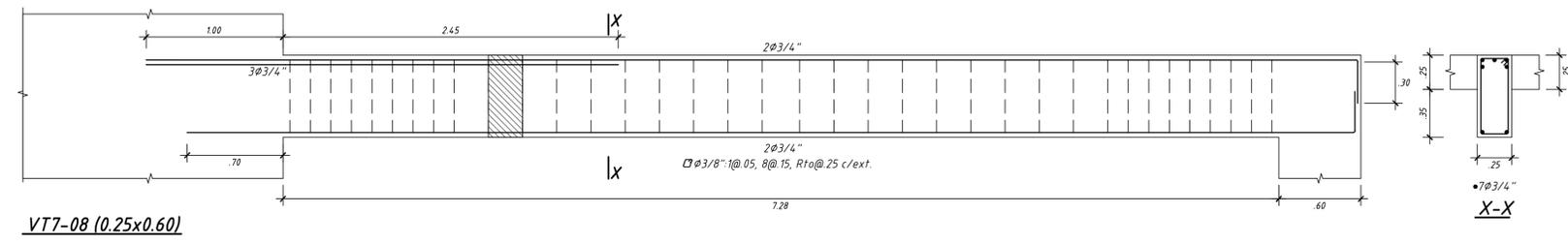
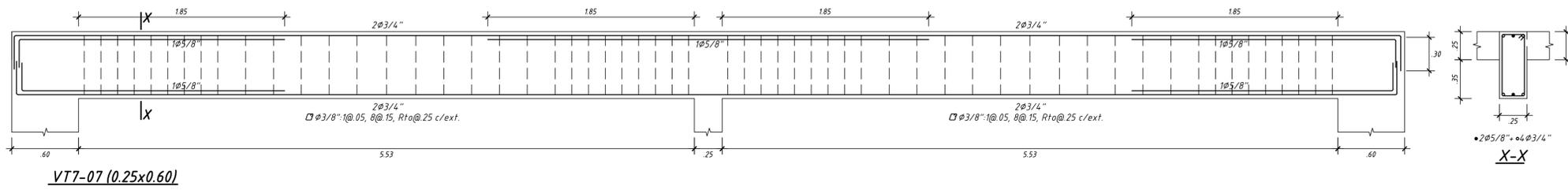


VT7-06 (0.25x0.60)

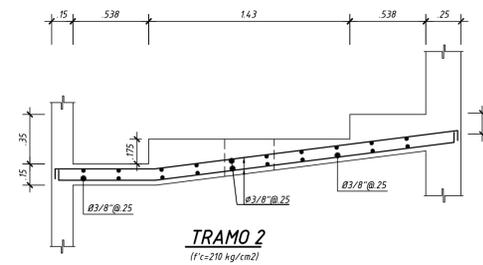
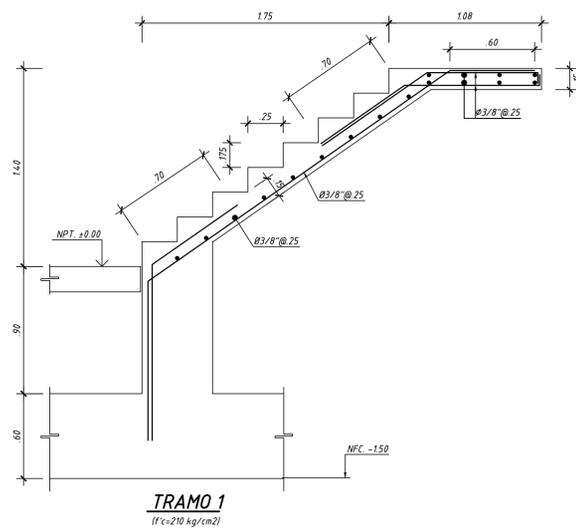
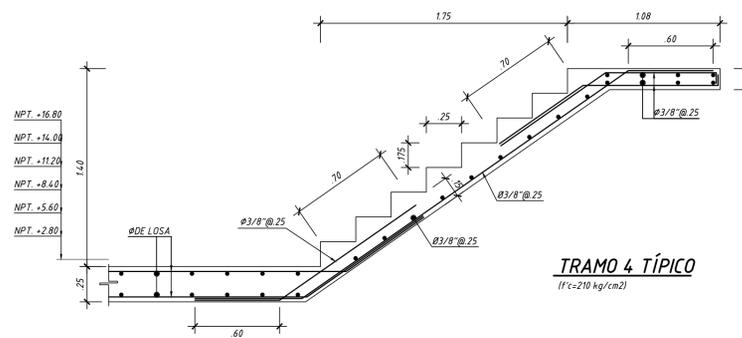
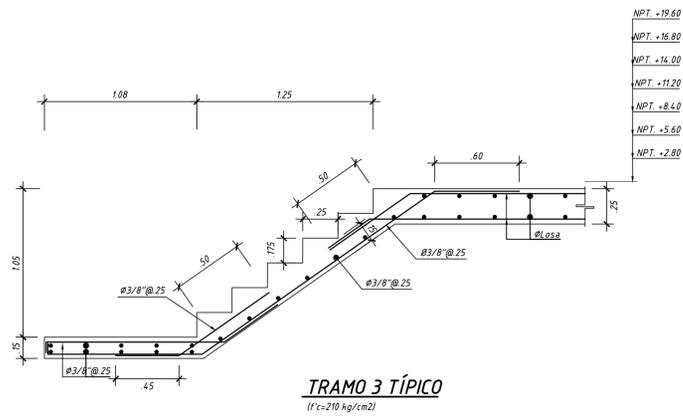


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
 PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-10/13
UBICACIÓN:	PLANO:	FECHA:	
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	DESARROLLO DE VIGAS III	LIMA-2016	
ESCALA:	1:50	FECHA:	

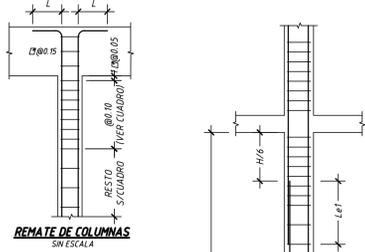


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-11/ 13
UBICACIÓN:	PLANO:		
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	DESARROLLO DE VIGAS IV		
ESCALA:	FECHA:		
1:50	LIMA-2016		

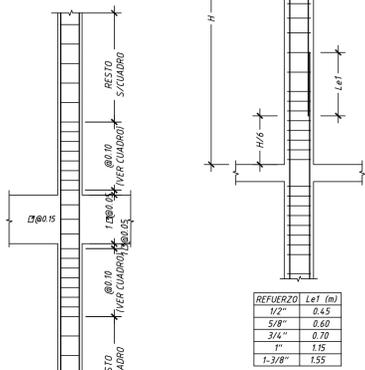


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA			
PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL			
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA			
AREA:	ASESOR:	BACHILLER:	PLANO N°
ESTRUCTURAS	ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO	LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA CODIGO N° 20104701	E-12/ 13
UBICACION:	PLANO:		
SANTA MARÍA LIMA - PERÚ	DESARROLLO DE ESCALERAS		
ESCALA:	FECHA:		
1:50	LIMA-2016		

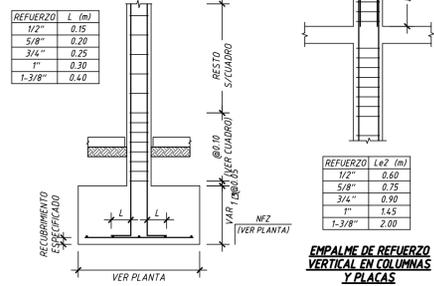
DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS Y PLACAS



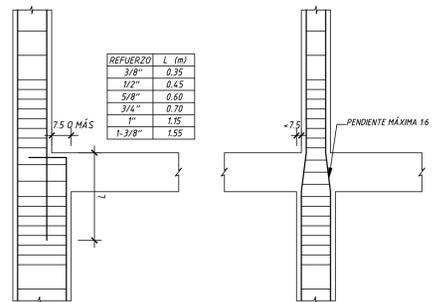
REMA TE DE COLUMNAS
SIN ESCALA



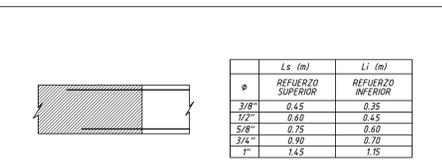
CONCENTRACIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS
SIN ESCALA



DETALLE DE ANCLAJE DE PIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA
SIN ESCALA

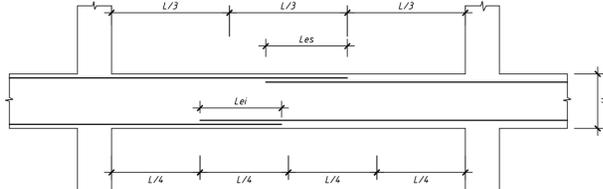


DETALLE DE CAMBIO DE SECCIÓN EN COLUMNAS Y PLACAS
SIN ESCALA



ANCLAJE HORIZONTAL DE REFUERZO DE CORTES DE TECHO
SIN ESCALA

DETALLES TÍPICOS DE VIGAS

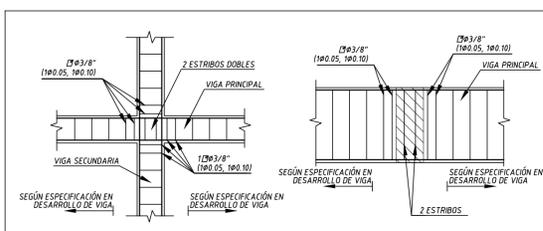


DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS
SIN ESCALA

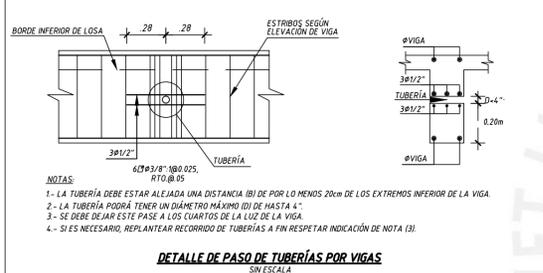
Ø	Les (m)	Lei (m)
REFUERZO SUPERIOR		
3/8"	0.45	0.35
1/2"	0.60	0.45
5/8"	0.75	0.60
3/4"	0.90	0.70
1"	1.45	1.15
1-3/8"	2.00	1.55

NOTA.- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN

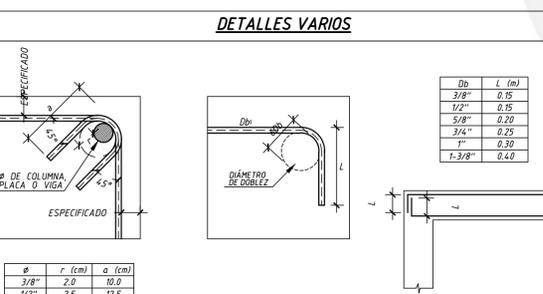
EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS
SIN ESCALA



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS
SIN ESCALA



EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE SÓTANOS
SIN ESCALA



ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE SÓTANOS
SIN ESCALA

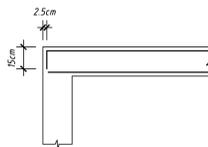


EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN PLACAS
SIN ESCALA

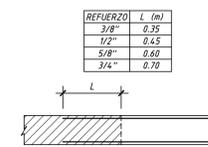


ANCLAJE RECTO DEL REFUERZO DE LOSAS
SIN ESCALA

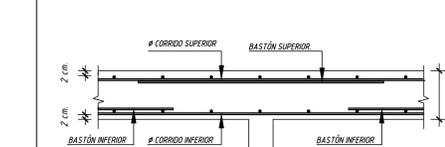
DETALLES DE LOSAS



ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR DEL REFUERZO DE LOSAS
SIN ESCALA



ANCLAJE RECTO DEL REFUERZO DE LOSAS
SIN ESCALA

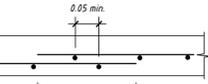


DETALLE DE LOSA MACIZA
SIN ESCALA

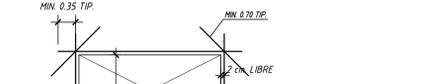
MAX. DIMENSIÓN	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.45 @ 0.75	2 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.75 @ MÁS	3 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO

NOTAS:
1.- TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE Ø 30mm SE REFORZARÁN CON EL PRESENTE DETALLE
2.- ESTAS BARRAS SON AUTONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA.

REFUERZO ADICIONAL EN VOLADOS Y DUCTOS
SIN ESCALA



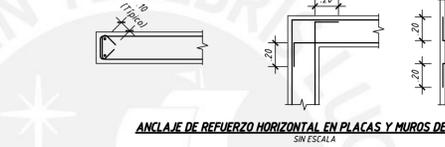
EMPALME DEL REFUERZO CORRIDO EN LAS LOSAS
SIN ESCALA



VALORES MÍNIMOS DE Le	REFUERZO
Ø = 6mm - 1/4"	30 cm
Ø = 8mm - 3/8"	35 cm
Ø = 12mm - 1/2"	45 cm

REFUERZO ADICIONAL EN VOLADOS Y DUCTOS
SIN ESCALA

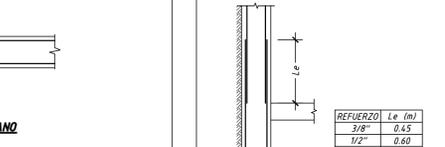
DETALLES DE PLACAS Y MUROS DE SÓTANO



ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE SÓTANOS
SIN ESCALA

Ø	Le (m)
3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70

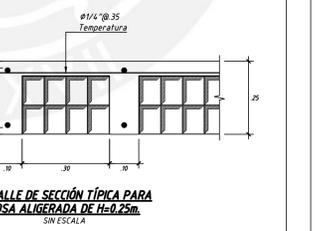
EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE SÓTANOS
SIN ESCALA



EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN PLACAS
SIN ESCALA

REFUERZO	Le (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45
1-3/8"	2.00

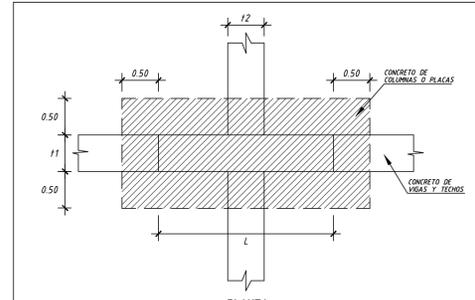
EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN MUROS
SIN ESCALA



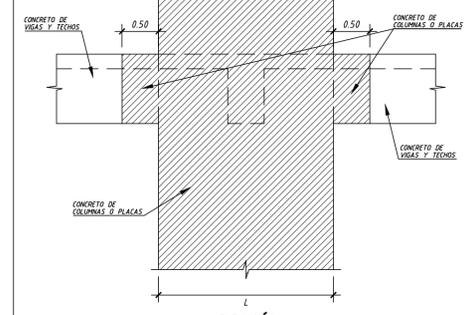
DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA PARA LOSA ALIGERADA DE H=0.25m
SIN ESCALA



DETALLE DE TABIQUERÍA
SIN ESCALA



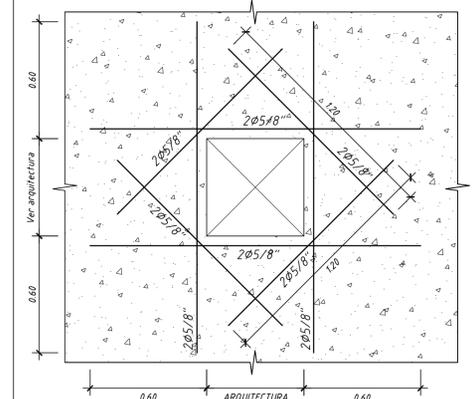
PLANTA
SIN ESCALA



ELEVACIÓN
SIN ESCALA

NOTA.- SE DEBE APLICAR ESTE DETALLE CUANDO SE TENGA UNA DIFERENCIA DE CONCRETO MAYOR A 70 KG/CM3 (17MPa).

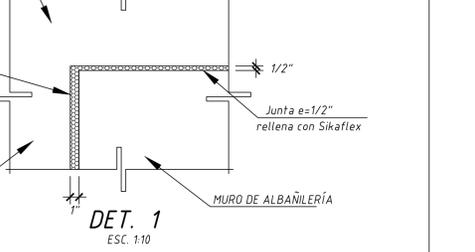
DETALLE PARA EL VACIADO DE CONCRETOS DIFERENTES EN ZONAS ALREDEDOR DE LAS COLUMNAS Y PLACAS
SIN ESCALA



DETALLE DE ABERTURA EN MURO
SIN ESCALA



DETALLE DE ABERTURA EN MURO
SIN ESCALA



DETALLE DE ABERTURA EN MURO
SIN ESCALA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN SANTA MARÍA

AREA: ESTRUCTURAS ASESOR: ING° GIANFRANCO OTTAZZI PASINO BACHILLER: LUIS ANTONIO IZQUIERDO HORNA PLANO Nº

UBICACIÓN: SANTA MARÍA LIMA - PERÚ PLANO: DETALLE TÍPICO

ESCALA: 1:50 FECHA: LIMA-2016

E-13/13