

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE
SAN ISIDRO**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

JUAN PABLO RONCAL JAICO

ASESOR: César Huapaya Huapaya

Lima, abril del 2017

RESUMEN DEL PROYECTO

La presente tesis consiste en desarrollar el análisis sísmico y el diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos destinado a viviendas, el cual está ubicado en el distrito de San Isidro, provincia de Lima y cuyo terreno tiene un área de 300m² y una resistencia del suelo de 4kg/cm².

El edificio cuenta con un primer piso destinado a recepción y un departamento, los siguientes 6 pisos superiores contienen departamentos tipo flat y dúplex, resultando un total de 10 departamentos. En primer lugar, la cimentación consiste en zapatas aisladas, combinadas y corridas según el tipo de elemento que soporten. Por otro lado, el sistema estructural del edificio está compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Por último, el sistema de techos comprende losas aligeradas convencionales y losas macizas de 20cm de espesor.

El análisis y diseño se han realizado de acuerdo con los criterios especificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). En primer lugar, el análisis sísmico se desarrolló siguiendo los requerimientos establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y mediante el uso de los programas de computación SAP 2000 para el análisis traslacional y ETABS para el análisis dinámico. En segundo lugar, el diseño en concreto armado se realizó de acuerdo a la Norma de Diseño en concreto Armado E.060 y utilizando el método por resistencia. Adicionalmente, se realizó el metrado de los elementos mediante el uso de la Norma de Cargas E.020 y para el diseño de elementos adicionales como la cisterna y el tanque elevado se utilizó la norma RNE – S200. Por último, se presenta el trabajo mediante planos que puedan ser usados en obra.

INDICE:

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	VII
1.1 Antecedentes	1
1.2 Introducción	3
1.3 Objetivos.....	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 Normas empleadas y cargas de diseño	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1 Criterios de estructuración	6
2.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	9
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD	16
3.1 Cargas de diseño	16
3.2 Metrado de cargas para losas aligeradas.....	16
3.3 Metrado de cargas para losas macizas	18
3.4 Metrado de cargas para vigas.....	18
3.5 Metrado de cargas para columnas y placas.....	20
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	23
4.1 Introducción	23
4.2 Parametros generales	23
4.3 Modelo del edificio	25
4.4 Resultados del análisis.....	27
4.5 Cortante de diseño	30
4.6 Junta sísmica	33
CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	34
5.1 Diseño por flexión.....	35
5.2 Diseño por cortante	37
5.3 Diseño por flexocompresión	38
5.4 Consideraciones adicionales	40

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS	46
6.1 Diseño de losas aligeradas	46
6.2 Diseño de losas macizas	50
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	56
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS.....	65
8.2 Empalmes por traslape de refuerzo	67
8.3 Ejemplo de diseño por flexocompresión de columna.....	67
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS.....	72
9.1 Diseño por flexocompresión	72
9.2 Diseño por cortante	75
9.3 Diseño sísmico por capacidad.....	75
9.4 Ejemplo de diseño por flexocompresión de placa.....	75
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES	80
10.1 Diseño de la cimentación.....	80
10.2 Verificación por corte por punzonamiento	81
10.3 Verificación por corte por flexión	82
10.4 Diseño por flexión.....	83
10.5 Ejemplo de diseño de zapata aislada	83
CAPÍTULO 11: ELEMENTOS ADICIONALES.....	87
11.1 Diseño de escaleras	87
11.2 Diseño de la cisterna.....	91
CAPITULO 12: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	90
12.1 Estructuración y predimensionamiento	95
12.2 Análisis sísmico	96
12.3 Diseño en concreto armado.....	97
12.4 Proyecto en general	98
BIBLIOGRAFÍA:	99

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURAS	PÁGINA
1.01 - Planta del primer piso	6
1.02 - Planta típica del 2°, 4° y 6° nivel.....	6
1.03 - Planta típica del 3°, 5° y 7° nivel.....	7
1.04 –Encofrado de los pisos 2°, 4° y 6°.....	8
1.05 - Encofrado de los pisos 3°, 5° y 7°	8
1.06 – Encofrado de la azotea.....	8
2.01 - Pórticos de la estructura alineados para realizar el análisis traslacional	13
3.01 - Modelo del aligerado con cargas últimas para los pisos 2, 4 y 6.....	17
3.02 - Modelo del aligerado con cargas últimas para los pisos 3, 5 y 7.....	17
3.03 - Modelo del aligerado con cargas últimas para la azotea	18
3.04 - Modelo de los paños compuestos por losa maciza – aligerado con cargas últimas	18
3.05 - Modelo de la viga chata 6'-6' con cargas últimas	19
3.06 - Modelo de la viga peraltada VT-13 con cargas últimas.....	20
3.07 – Asignación de áreas tributarias para cada elemento vertical	20
4.01 - Espectro de diseño	24
4.02 - Modelo pseudo tridimensional realizado en el programa ETABS.....	25
5.01 - Diagrama de esfuerzos con bloque equivalente.....	35
5.02 - Diagrama de interacción, resistencias nominales y de diseño	39
5.03 - Corte teórico de fierro	43
5.04 - Corte teórico de fierro cuando hay refuerzo corrido	44
5.05 - Distribución de refuerzo longitudinal en vigas.....	44
6.01 - Sección del aligerado convencional elegido.....	46
6.02 - Diagrama de fuerza cortante del aligerado para los pisos 2, 4 y 6.....	46
6.03 - Diagrama de momento flector del aligerado para los pisos 2, 4 y 6	47
6.04 - Diagrama de fuerza cortante del aligerado para los pisos 3, 5 y 7	47
6.05 - Diagrama de momento flector del aligerado para los pisos 3, 5 y 7	47
6.06 - Vista en planta del refuerzo del aligerado para los pisos 2, 4 y 6.....	50
6.07 - Vista en planta del refuerzo del aligerado para los pisos 3, 5 y 7.....	50
6.08 - Diagrama de momento flector en la dirección XX para la losa maciza	51
6.09 - Diagrama de fuerza cortante en la dirección XX para la losa maciza.....	51
6.10 - Diagrama de momento flector en la dirección YY para la losa maciza	52
6.11 - Diagrama de fuerza cortante en la dirección YY para la losa maciza.....	52
6.12 - Distribución del refuerzo diagonal para las esquinas del ducto.....	54
6.13 - Distribución del refuerzo para la losa maciza.....	55
7.01 - Diagrama de fuerza cortante para la viga VT-11 por cargas últimas.....	56
7.02 - Diagrama de momento flector para la viga VT-11 por cargas últimas	56
7.03 - Vista en elevación de la distribución del refuerzo para la viga VT-11	57
7.04 - Diagrama de carga muerta para la viga VT-01.....	58
7.05 - Diagrama de carga viva para la viga VT-01.....	58
7.06 - Diagrama de fuerza cortante por carga muerta para la viga VT-01	59
7.07 - Diagrama de momento flector por carga muerta para la viga VT-01	59
7.08 - Diagrama de fuerza cortante por carga viva para la viga VT-01	60
7.09 - Diagrama de momento flector por carga viva para la viga VT-01	60

7.10 - Diagrama de fuerza cortante por sismo en ambas direcciones	61
7.11 - Diagrama de momento flector por sismo en ambas direcciones.....	61
7.12 - Vista en elevación de la distribución del acero en la viga VT-01.....	64
8.01 - Fuerza cortante de diseño en columnas	65
8.02 - Consideraciones para el empalme del refuerzo en columnas	67
8.03 - Distribución inicial de acero para la columna COL 02.....	69
8.04 - Diagrama de interacción para la columna COL 02 con los puntos (M_u , P_u) ubicados.....	69
8.05 - Sección de la columna COL 2	71
9.01 - Elementos de borde en placas.....	73
9.02 - Diagrama de interacción ϕM_n vs ϕP_n para la placa PL-01	77
9.03 - Distribución del acero de la placa PL-01 para todos los pisos	79
10.01 - Distribución constante de presiones según Meyerhoff.....	80
10.02 - Sección crítica usada para la verificación del corte por punzonamiento.....	81
10.03 - Sección crítica usada para la verificación del corte por flexión.....	82
10.04 - Sección a analizar para estimar los esfuerzos por flexión	83
10.05 - Distribución de acero en planta para la zapata de la Columna COL 02.....	86
11.1.01 - Vista en planta de la escalera principal del proyecto	87
11.1.02 - Modelo estructural y cargas obtenidas para un tramo de la escalera	88
11.1.03 - Vista en elevación del acero de un tramo de la escalera principal	89
11.2.01 – Diagrama de cargas, fuerzas y momentos para el muro de la cisterna	91
11.2.02 – Diagrama de cargas, fuerzas y momentos para el muro de la cisterna	92
11.2.03 – Diagrama de momentos y fuerza cortante para la losa de la cisterna	93
11.2.03 – Distribución del acero para los muros y losa de la cisterna	94

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS	PÁGINA
1. 1 Factores de reducción de resistencia	5
2. 1 Luces libres y peraltes para las vigas en la dirección XX	10
2. 2 Luces libres y peraltes para las vigas en la dirección YY	10
2. 3 Áreas para cada columna según la carga en servicio	12
2. 4 Cálculo de derivas para el análisis traslacional.....	14
2. 5 Dotación de agua por departamento según la Norma IS.010.....	15
3. 1 Pesos unitarios según el material a emplear	16
3. 2 Cargas vivas mínimas repartidas.....	16
3. 3 Metrado de cargas para la columna entre los ejes B-12	21
3. 4 Metrado de cargas para la placa PL-01	22
4. 1 Cálculo de masa traslacional para cada piso.....	22
4. 2 Modos y Periodos fundamentales para cada dirección.....	27
4. 3 Desplazamientos y derivas para cada piso en la dirección XX.....	28
4. 4 Desplazamientos y derivas para cada piso en la dirección YY.....	29
4. 5 Verificación de irregularidad en planta (Condición 2).....	30
4. 6 Factor C y Cortante estático (Vest.)	31
4. 7 Valores de Cortante Basal para cada Modo.....	32
4. 8 Factor de Amplificación para el Cortante Dinámico.....	33
5. 1 Factor de reducción de resistencia	33
5. 2 Longitudes de desarrollo	41
5. 3 Longitudes de desarrollo con gancho estándar	42
5. 4 Clasificación de tipo de empalmes.....	42
8. 1 Cargas obtenidas del análisis estructural para la columna COL 02	68
8. 2 Combinaciones de carga para obtener los valores de Pu, Vu y Mu	68
8. 3 Momentos nominales de la columna relacionados con Pu para cada combinación	70
9. 1 Cargas obtenidas del análisis para la placa PL-01	70
9. 2 Valores de Pu, Vu y Mu obtenidos de las combinaciones para la placa PL-01	76
10. 1 Cargas obtenidas del análisis para la zapata a diseñar.....	83

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES:

Todo diseño estructural parte de una información inicial del proyecto que se va a desarrollar, el cual se encuentra en los planos de arquitectura; estos contienen la distribución de las áreas y medidas preliminares de algunos elementos principales, tales como los muros, columnas, vigas, tabiquerías, parapetos, entre otros. En primer lugar, la estructuración del edificio debe asegurar un adecuado funcionamiento de los elementos que son sometidos a cargas y debe brindar confort al usuario; respetar criterios estructurales, arquitectónicos y de las demás especialidades.

Los métodos para calcular las dimensiones de las estructuras como vigas o columnas son basados en la experiencia constructiva. No obstante, aunque pueden tener cierto grado de incertidumbre, la práctica profesional se vale de reglas y simplificaciones que en manos de un proyectista pueden ser extraordinariamente útiles y valiosas. Las dimensiones de las losas como de las vigas suelen depender de la luz de estos elementos. Por ejemplo, el peralte de una viga se calcula generalmente como $1/10$ a $1/12$ de la luz libre de esta y la altura de una losa aligerada es de 25cm para luces comprendidas entre 6.5 y 7.5m. Por otro lado, para estimar las dimensiones de las columnas y placas se necesitará conocer las fuerzas o cargas a las cuales estarán expuestas.

En segundo lugar, en el caso del análisis sismorresistente de la estructura se debe tener en cuenta las demandas de resistencia y ductilidad necesarias en una edificación en el Perú. Los sismos severos producen deformaciones bastante elevadas sobre las estructuras que, para asegurar un comportamiento elástico durante estos eventos, sería necesario dotarlas de una muy elevada resistencia lateral. Esto implicaría de un elevado costo de la edificación, lo cual haría inviable el negocio de la construcción.

Por ello, las normas de diseño sismorresistente aceptan que ante un sismo importante, la estructura sufra de daños considerables, pero en ninguno de los casos colapsará, poniendo a salvo la vida de los usuarios.

En el Perú, aunque antes se construían los edificios de concreto armado con sistemas estructurales compuestos por pórticos debido a su gran ductilidad y su capacidad de soportar grandes deformaciones, hoy en día es más usual el uso de edificios con sistemas estructurales de muros de corte. Esto se debe a que en los últimos años se ha reconocido la relación directa que existe entre la deformación lateral y el daño que experimentan los edificios durante los sismos.

De esta manera, los sistemas estructurales en base a muros de cortes, los cuales cuentan con una mayor rigidez, resultan como una opción más resistente en comparación a los edificios aporricados.

Finalmente, el diseño de los elementos de concreto armado se realiza mediante el uso del método de resistencia, denominado comúnmente método de rotura o de cargas últimas. La nueva Norma de Concreto Armado E.060 usa este método para el diseño, que se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última; adicionalmente, se usan factores de reducción de resistencia. De esta manera, el método por resistencia consiste en que todas las secciones deben tener una resistencia de diseño (resistencia nominal de la sección, afectada por los factores de reducción) por lo menos igual a la resistencia requerida (valor obtenido por las combinaciones de las cargas amplificadas). Además, se debe tener en cuenta que el diseño en concreto armado tiene como objetivo evitar la falla por cortante en elementos sometidos a flexión y cortante, debido a que esta es frágil; mientras que la falla por flexión es dúctil.

Asimismo, se deben diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en comparación a las vigas, de tal manera que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en las columnas, que son los elementos más importantes de la estructura. El diseño en concreto armado brindará cantidades de acero necesarias para cada elemento de la estructura que posteriormente será expresado en planos y deberá ser correctamente implementado en un proyecto real.

Por último, se concluye que los criterios de predimensionamiento utilizados para los elementos estructurales, deberán ser revisados y comparados con las dimensiones de otras estructuras. Se debe buscar que los elementos resistan las cargas a las cuales estarán expuestos y que no dividan áreas de la edificación o entren en conflicto con el diseño arquitectónico inicial. Asimismo, toda estructura deberá cumplir con lo especificado en las Normas Técnicas de Edificaciones y no limitarse a estas, sino buscar diseñar una edificación viable, funcional, cómoda e innovadora para el usuario.

Así mismo, para obtener mejores resultados, el diseño no necesariamente es el estricto reflejo del cálculo, sino que debe ser una expresión del profesional que realiza el proyecto; el diseñador debe ir más allá del resultado numérico del análisis y considerar los factores adicionales que uno percibe en la estructura. “El diseño en sí es un arte; esta afirmación nos da la certeza que las computadoras, si bien son valiosísimas como elementos de análisis, no reemplazarán al diseñador.” (Blanco, 1994)

1.2 INTRODUCCIÓN

Es elemental para un proyecto de estructuras un adecuado diseño y construcción para que, con una seguridad aceptable, sean capaces de soportar todas las acciones a las que estén expuestas durante la construcción y el periodo de vida útil previsto. En primer lugar, una edificación es un proyecto que se realiza mediante la unión de varias especialidades, principalmente la ingeniería y la arquitectura, las cuales deben desarrollarse en armonía, siguiendo los criterios y normas de construcción según el país.

Bajo estos conceptos, se presenta al edificio el cual se encuentra en un terreno rectangular de 300 m^2 de área, ubicado en el distrito de San Isidro, provincia de Lima y limita por 3 frentes con edificaciones vecinas, cuenta con un primer nivel destinado a estacionamientos, hall de recepción y un departamento, y con 6 pisos superiores para departamentos. Por un lado, el primer nivel cuenta con un área de 227.6 m^2 , debido a la accesibilidad de la zona para estacionamiento, el edificio cuenta con solo dos estacionamientos, incluye también un área para depósitos y un departamento el cual cuenta con un área verde de jardín. Por otro lado, se encuentran los pisos superiores, los cuales ocupan un área en planta de 197 m^2 cada uno, cuentan también con dos departamentos por piso sumando un total de 10 departamentos de los cuales 3 son dúplex. En el 2°, 4° y 6° piso se encuentra el primer nivel de los dúplex, mientras que en el 3°, 5° y 7° piso se encuentra el segundo nivel. Por último, El edificio tiene una altura total de 19.8m, medidos a partir de un nivel de 0.00m, y una altura de entre piso de 3.00m para el primer piso y de 2.80m para los pisos superiores; El acceso vertical a la edificación es a través de un ascensor (que conducen directamente a los departamentos) y una escalera principal que se encuentra en la zona central del edificio.

A partir de la información brindada por los planos de arquitectura y la descripción del proyecto, se podrá realizar la estructuración del edificio, la cual consiste en dimensionar y distribuir adecuadamente los elementos (vigas, losas, columnas y muros). Posteriormente a una adecuada estructuración, se procede a realizar el análisis estático de la estructura en la dirección con menor rigidez.

Posteriormente, se realizó el análisis dinámico de la estructura mediante el uso del programa de computación ETABS, buscando cumplir con lo estipulado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Finalmente, se desarrolla el diseño de los elementos en concreto armado, mediante el uso del Método por Resistencia, teniendo como referencia a la Norma Peruana de Concreto Armado E.030

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis sismorresistente y diseñar estructuralmente un edificio de viviendas de concreto armado, ubicado en el distrito de San Isidro, siguiendo los criterios y lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) del Perú. Así mismo, se busca expresar este trabajo en planos que puedan ser usados en un proyecto real.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

El desarrollo del diseño del proyecto busca abarcar los siguientes objetivos:

- Resolver un problema real de ingeniería mediante el uso de los conceptos desarrollados en la línea de cursos de estructuras.
- Realizar una adecuada distribución de los elementos estructurales, de manera que haya una concordancia con lo planteado por el diseño arquitectónico del proyecto y tenga como resultado una edificación segura y funcional.
- Analizar sísmicamente la estructura por cargas de gravedad, mediante el estricto seguimiento de los criterios especificados en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.
- Diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas y placas en concreto armado, mediante el estricto seguimiento de los criterios especificados en la Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado.

1.4 NORMAS EMPLEADAS Y CARGAS DE DISEÑO:

a) Normas Empleadas:

Las Normas empleadas para el desarrollo del proyecto pertenecen al Reglamento Nacional de Edificaciones y son las siguientes:

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

b) Cargas de Diseño:

El Reglamento Nacional de Edificaciones, en la Norma E.020 de Cargas establece los valores mínimos de sobrecarga que se debe utilizar para el diseño de cualquier estructura según el uso al que va a estar destinada.

Así mismo, se definen las cargas a considerar para la estructura:

- Carga Muerta (CM): Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.
- Carga Viva (CV): Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.
- Carga de Sismo (CS): Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura.

Por otro lado, el diseño de cada elemento se realizará mediante el uso del método de Diseño por Resistencia, el cual consiste en amplificar y en otros casos, reducir las cargas actuantes o de servicio mediante factores establecidos en la Norma de Diseño en Concreto Armado E.060. Por ello, cada elemento estructural estará diseñado para poder cumplir con la siguiente relación:

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

$$\phi R_n \geq C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n$$

Donde:

R_n : Resistencia nominal o teórica del Elemento

ϕ : Factor de reducción de resistencia

C_i : Factor de amplificación de carga

S_i : Cargas actuantes de servicio

Así mismo, la Norma E.060 de Concreto Armado establece las siguientes combinaciones de cargas:

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV \quad U2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U3 = 0.9CM \pm CS$$

Por último, se establecen los factores de reducción de resistencia para los siguientes casos:

Tabla 1. 1 Factores de reducción de resistencia

Flexión pura		0.90
Tracción y Flexo-compresión		0.90
Compresión y Flexo-compresión	Para miembros con refuerzo en espiral	0.75
	Para otro tipo de miembros	0.70
Corte y Torsión		0.85
Aplastamiento del Concreto		0.70
Concreto Simple		0.65

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN:

Los principales puntos a tener en cuenta en el diseño de un edificio de concreto armado parten de una adecuada estructuración, la cual se desarrolla según la arquitectura del edificio.

A continuación, se presentan las vistas en planta de todos los pisos:

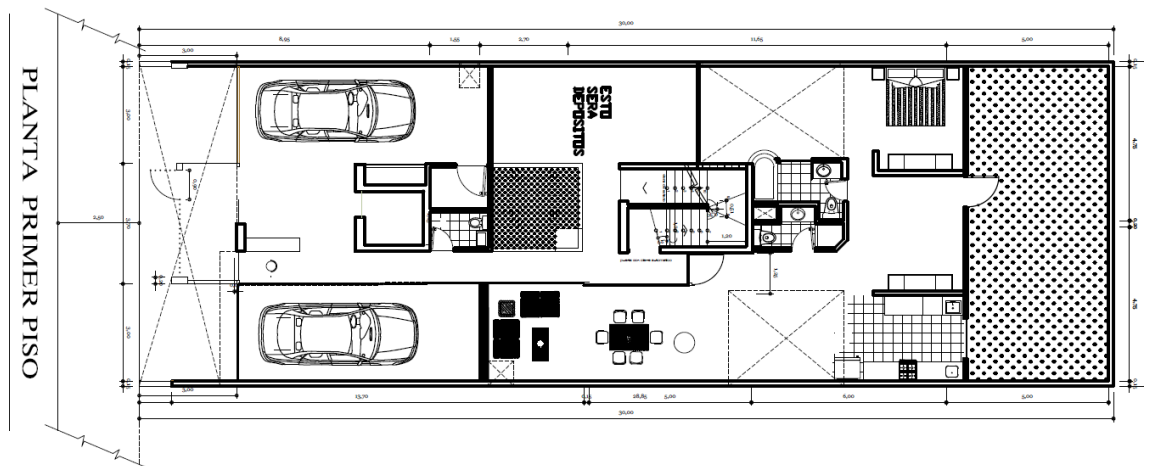


Figura 1. 1 Planta del primer piso

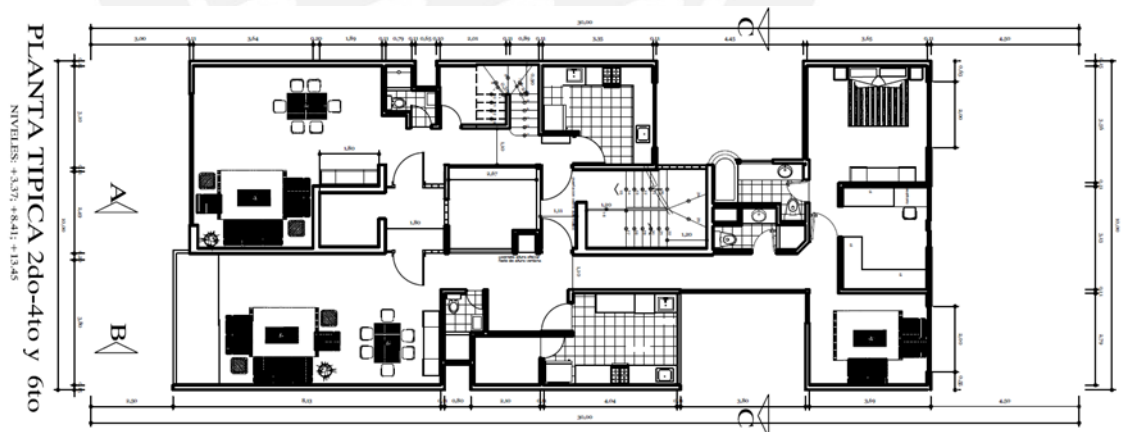


Figura 1. 2 Planta típica del 2º, 4º y 6º nivel

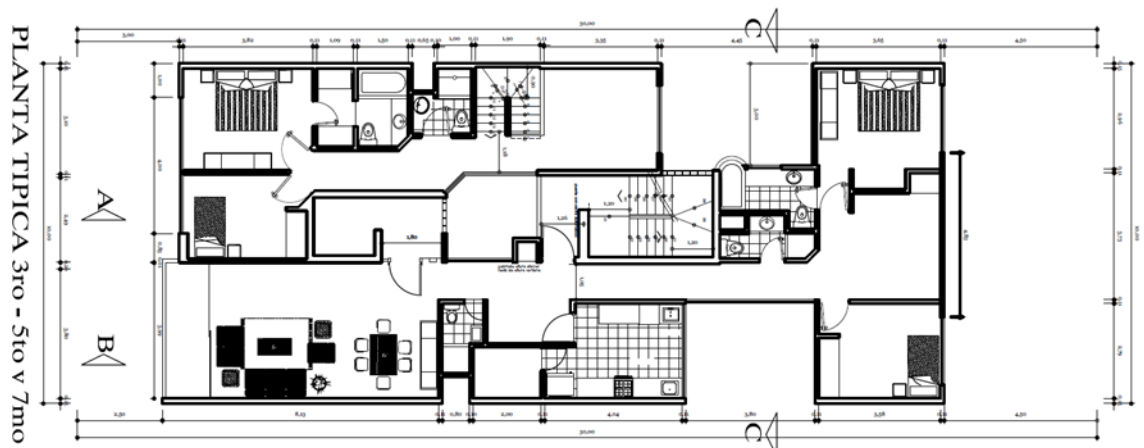


Figura 1. 3 Planta típica del 3º, 5º y 7º nivel

Los elementos deben tener la capacidad de transmitir todas las fuerzas de gravedad hacia la cimentación. Por ello, las vigas se distribuyeron de tal manera que se formen pórticos en los ejes donde se encuentren los elementos más resistentes y rígidos.

Por otro lado, se evitó situar las vigas en posiciones que separen los ambientes establecidos por los planos de arquitectura. Las vigas chatas fueron ubicadas directamente debajo de los tabiques o parapetos con el fin de soportar las cargas que estos demandan sobre la losa. Así mismo se definen los ejes de la estructura, siendo los ejes numéricos paralelos a la dirección XX y los ejes alfabéticos paralelos a la dirección YY.

El sistema de techo consiste en losas aligeradas convencionales y losas macizas, las primeras se ubicaron en la dirección del eje X debido a que se obtenían luces libres menores y, por ende, menor espesor de losa. Las losas macizas se ubicaron en la zona central con el fin de crear un núcleo en el cual se encuentran los elementos más rígidos (caja de ascensor y de escaleras). Así mismo, las losas macizas crean un diafragma rígido en toda la losa.

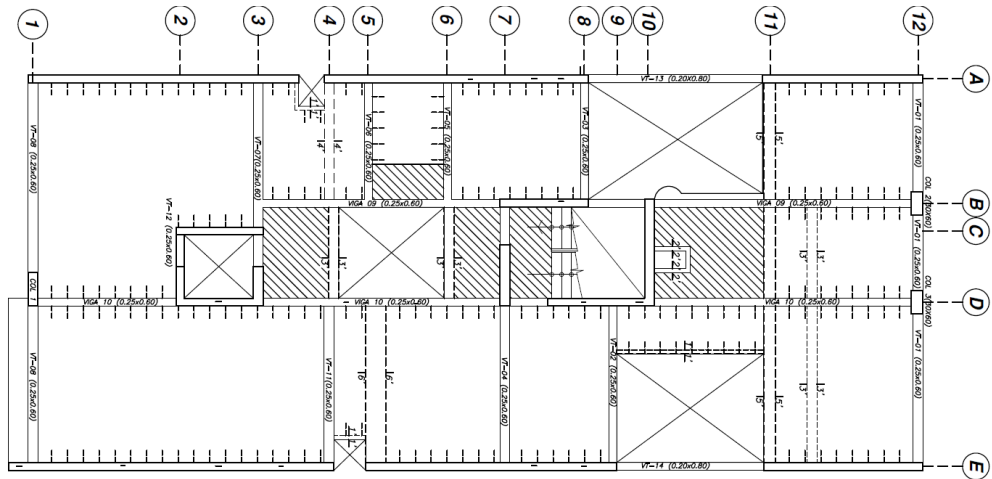


Figura 1. 4 Encofrado de los pisos 2°, 4° y 6°

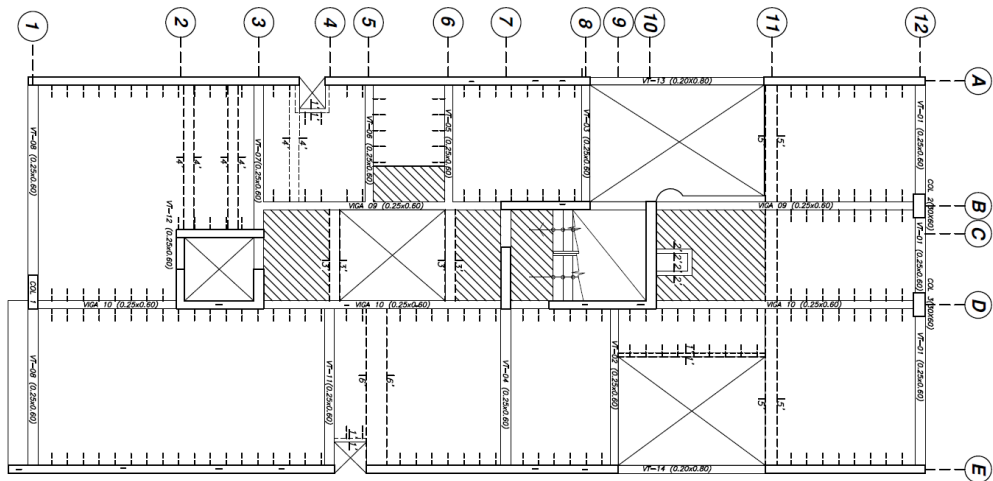


Figura 1. 5 Encofrado de los pisos 3°, 5° y 7°

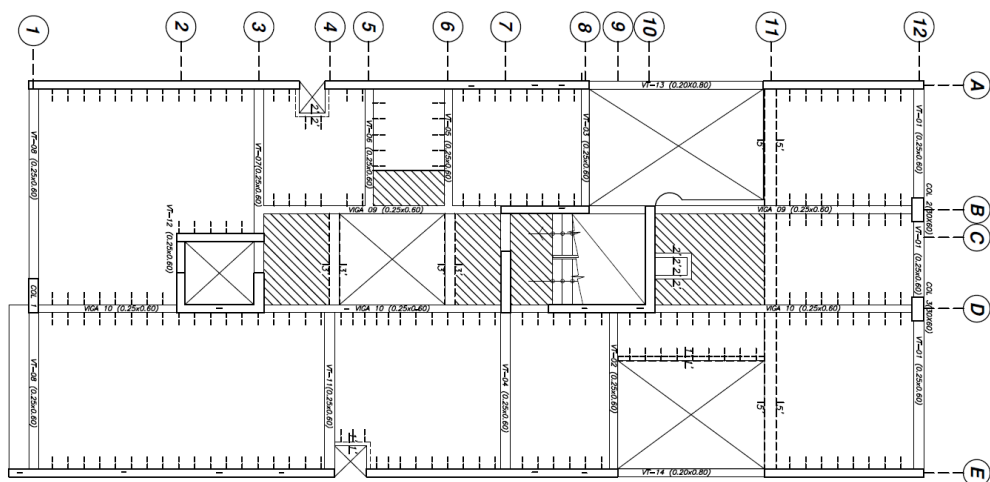


Figura 1. 6 Encofrado de la Azotea

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Losas aligeradas unidireccionales:

Para calcular el espesor de las losas aligeradas armadas en una dirección se recurrió a los criterios prácticos señalados en el libro del Ing. Antonio Blanco: “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” en el cual se propone:

- $$Espesor = \frac{Luz Libre}{25}$$

De esta manera, la losa aligerada ubicada entre los ejes A-D/1-2 tiene la mayor longitud de luz libre con un valor de 5.5m:

- $$Espesor = \frac{550}{25} = 22cm.$$

Para el paño de mayor luz, corresponde un espesor de 22cm. Sin embargo, debido a que la mayoría de paños tienen menores longitudes de luz, se decide finalmente emplear un espesor de 20cm para todas las losas, siendo la longitud convencional para luces entre 5 y 6.5m.

Losas macizas:

Las losas macizas se encuentran conectadas a las cajas de ascensor y escaleras. Esto debido a que se busca crear un núcleo en el centro de la planta.

Para el paño rectangular de mayores medidas (2.6x2.7mts) se procede a calcular el espesor de las losas macizas recurriendo a los siguientes criterios:

- Criterios prácticos planteados en el libro de estructuración y diseño (Blanco, 1994)

$$h = 12 \text{ ó } 13 \text{ cms. Para luces menores o iguales a 4mts.}$$

- Criterios especificados en la Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado:

$$Espesor = \frac{Luz libre}{40} = \frac{265}{40} = 6.63cm$$

$$Espesor = \frac{Perímetro}{180} = \frac{265 \times 2 + 276 \times 2}{180} = 6.01cm$$

El espesor de la losa calculado es de 6.63cm según la Norma. Sin embargo, se decidió emplear una losa maciza de 20cm de espesor debido a que se busca generar un núcleo en el centro de la planta y asegurar el comportamiento de diafragma rígido de toda la losa de entrepiso. Así mismo, se busca homogeneizar el fondo de losa, considerando que se cuenta con aligerados de 20cm de espesor.

Vigas Peraltadas:

En general, las vigas se dimensionan considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, esta altura incluye al espesor de losa del techo o piso. Por otro lado, la Norma Peruana de Concreto Armado E.060 indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm para el caso en que éstas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado (Blanco, 1994)

De esta manera, todas las vigas de la estructura (sísmicas y no sísmicas) se diseñarán con un ancho de 25cm. Por otro lado, se muestran las longitudes de luz y peralte correspondiente para cada viga:

Tabla 2. 1 Luces libres y peraltes para las vigas en la dirección XX

VIGAS EN DIRECCIÓN XX	LUZ MAYOR(m)	PERALTE (m)	
		Luz Libre/10	Luz Libre/12
VT-01	3.75	0.38	0.31
VT-02	3.75	0.38	0.31
VT-03	4.00	0.40	0.33
VT-04	3.00	0.30	0.25
VT-05	4.00	0.40	0.33
VT-06	3.00	0.30	0.25
VT-07	3.00	0.30	0.25
VT-08	3.70	0.37	0.31
VT-09	4.85	0.49	0.40
VT-12	0.80	0.08	0.07
VT-13	4.00	0.40	0.33

Tabla 2. 2 Luces libres y peraltes para las vigas en la dirección YY

VIGAS EN DIRECCIÓN Y	LUZ MAYOR(m)	PERALTE (m)	
		Luz Libre/10	Luz Libre/12
VT-11	5.99	0.60	0.50
VT-12	5.99	0.60	0.50
VT-14	4.4	0.44	0.37
VT-15	3.71	0.37	0.31

Las vigas la VT-10 y VT-11 tienen la mayor longitud de luz libre (6m.) correspondiendo un peralte de 0.60m. Por ello, se usará 0.60m de peralte para las vigas de todos los pisos con el fin de uniformizar las dimensiones de estos elementos con excepción de las vigas VT-14 Y VT-15 que tendrán un peralte de 0.80m dado a que estarán expuestas a esfuerzos muy altos al estar ubicadas entre dos placas de gran tamaño.

Vigas Chatas:

Se utilizarán vigas chatas para soportar el peso de los tabiques que estén en la misma dirección del aligerado y sean cargados por una sola vigueta. Las dimensiones empleadas son:

- Sección 1'-1' y 2'-2': 10cm de ancho x 20cm de peralte
- Sección 3'-3', 4'-4', 5'-5': 25cm de ancho x 20cm de peralte
- Sección 6'-6': 50 cm de ancho x 20cm de peralte

En el caso de confinamiento para ductos, se ubicaron las vigas chatas de secciones 1'-1' y 2'-2' de tal manera que se ubiquen entre viguetas del aligerado. Las secciones de mismas dimensiones se diferencian en la cantidad de acero de refuerzo usado para cada una, el cual se verá en el capítulo 5 de la presente tesis.

Columnas:

Para el dimensionamiento de las columnas se utilizarán las recomendaciones sugeridas en el libro del Ing. Antonio Blanco "Estructuración y Diseño de edificios en Concreto Armado". En el cual se consideran los siguientes criterios:

- Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

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

- Para el mismo tipo de edificios, el predimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

Estas expresiones son válidas para columnas con cargas mayores o iguales a 180ton.

- Adicionalmente, para columnas con cargas menores a 180 ton, se puede aplicar la recomendación de que las columnas deben tener un área bruta con un valor entre 1000 y 2000cm².

De esta manera, mediante el metrado de cada piso podemos obtener los pesos que carga cada columna y realizar una estimación del área de cada columna. Se debe tener en cuenta que las tres columnas de la estructura son exteriores y forman parte de un sistema estructural donde predominan los muros de corte.

Tabla 2. 3 Áreas para cada columna según la carga en servicio

Columna	P(servicio) (ton)	Área de la columna (cm ²)
COL 01	83.45	1135.4
COL 02	77.88	1059.6
COL 03	87.79	1194.4

Se verifica que la carga de las columnas es menor a 180 ton; sin embargo el área de la columna está entre los valores esperados en el último criterio (Entre 1000 y 2000 cm²)

Finalmente, la sección de cada columna será:

- COL 01 (85x25cm): Se optó por darle estas dimensiones a la columna pues se acomodan mejor a los planos de arquitectura. De esta manera, se obtiene un área de 2125cm² la cual es mayor a la recomendada en el último criterio del libro (Áreas brutas con un valor entre 1000 y 2000cm²). Sin embargo, al tratarse de un análisis muy preliminar, se consideran aceptables estas dimensiones, las cuales serán verificadas cuando se realice el diseño de la columna.
- COL02 Y COL03 (60x30cm): Las dimensiones cumplen con el último criterio mencionado (Áreas brutas con un valor entre 1000 y 2000cm²).

Placas:

Las placas son elementos rígidos cuya función principal es absorber las fuerzas laterales causadas por el sismo. De esta manera, mientras más placas hallan en una dirección, más resistente será y podrá controlar mejor las deformaciones laterales.

Para conocer la cantidad de placas (longitud y espesor de cada una) se puede realizar un análisis traslacional, en el cual se aplican fuerzas por piso según lo especificado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y se obtienen desplazamientos laterales que serán controlados según la cantidad de placas que haya en la misma dirección. Se debe tener en cuenta que este método es preliminar y debe ser comprobado mediante el análisis sísmico dinámico de la estructura.

Por otro lado, para el diseño se puede considerar un espesor mínimo 20cm. En el caso de la presente tesis, se asignó un espesor de 20cm para las placas laterales en la dirección YY y 25cm para las placas internas que conforman la caja de ascensor y escaleras.

De esta manera, se procedió a realizar el análisis traslacional en la dirección XX, el cual consiste en alinear todos los pórticos sismorresistentes de la estructura en un mismo plano y aplicar las fuerzas de sismo especificadas en la Norma E.030.

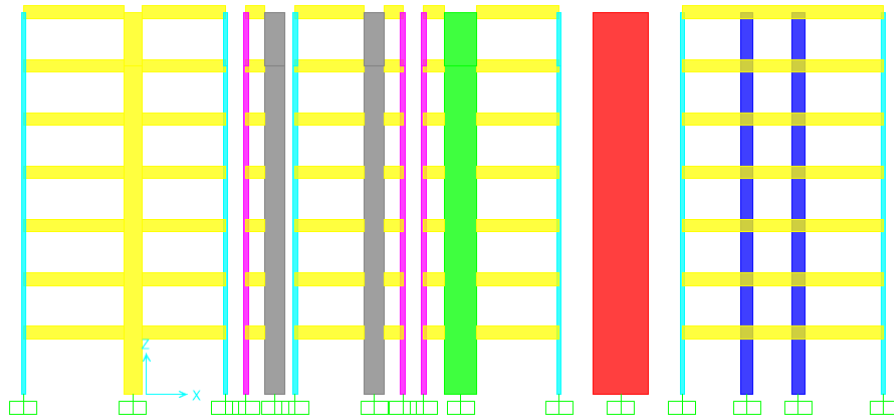


Figura 2. 1 Pórticos de la estructura alineados para realizar el análisis traslacional

El cálculo de las fuerzas para cada entrepiso depende de los parámetros generales (Z, U, C, S y R) especificados en la Norma E.030, los cuales se mencionan y analizan en el Capítulo 5. Así mismo se muestra la fórmula empleada para calcular las fuerzas por piso:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j^k)}$$

Donde

P_i : es el peso total del entrepiso

h_i : es la altura del entrepiso respecto al suelo

n : es el número de pisos del edificio

k : es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

A continuación se presentan los resultados de desplazamientos obtenidos a partir del análisis traslacional realizado en el programa SAP2000.

Tabla 2. 4 Cálculo de derivas para el análisis traslacional

Nivel	Peso (ton)	k	Hi acumulada (m)	$P_j(h_j)^k$	α_i	Fi (ton)	Δ relativo inelástico (m)	Deriva
2	248.71	1.0615	3	798.28	0.0383	7.53	0.015282	0.005
3	243.86	1.0615	5.8	1575.87	0.0756	14.87	0.022991	0.008
4	248.71	1.0615	8.6	2441.54	0.1171	23.04	0.024980	0.009
5	243.86	1.0615	11.4	3228.83	0.1549	30.46	0.024269	0.009
6	248.71	1.0615	14.2	4157.64	0.1995	39.23	0.021951	0.008
7	243.86	1.0615	17	4934.72	0.2368	46.56	0.019719	0.007
Azotea	155.71	1.0615	19.8	3704.47	0.1777	34.95	0.021213	0.008
Total	1720.92		19.8	20841.35	1.00	196.64		

A partir de los resultados obtenidos, se puede observar que la deriva máxima tiene un valor de 0.009 (Mayor al máximo exigido por la Norma E.030: 0.007). Lo cual implicaría que la estructura requiere de mayor rigidez en la dirección XX y por ende mayor cantidad de placas. Sin embargo, dado que este análisis no es definitivo y tiene cierto grado de imprecisión se eligió continuar con la misma cantidad de placas y columnas y verificarlo en un análisis posterior (análisis dinámico) de mayor precisión, el cual suele dar resultados menores de desplazamientos.

Así mismo, se debe tener en cuenta que la inclusión de placas de gran envergadura divide los espacios, afectando la arquitectura planteada. Además, debido a la dificultad para ubicar estos elementos, puede producirse torsión en planta ya que, al ser altamente rígidos, desplazan al centro de rigidez alejándolo del centro de masa, esto produce aún mayores desplazamientos y derivas al ser revisados mediante un análisis dinámico en tres dimensiones. Por último, de darse torsión en planta, la estructura sería irregular y las cargas de diseño serían aún mayores, incrementando la necesidad de rigidez.

Finalmente, se revisará la funcionalidad de los elementos rígidos elegidos en el análisis dinámico realizado en el Capítulo 5.

Cisterna y Tanque Elevado:

La cisterna estará ubicada debajo de la escalera principal y las placas de la escalera servirán como paredes de la cisterna. Así mismo, el tanque elevado estará ubicado en la azotea, sobre las placas de la caja de escaleras. El fondo y la tapa de la cisterna serán losas macizas de concreto armado para controlar la impermeabilidad.

Según el RNE. – S200, el volumen de agua contra incendios para viviendas será de $25m^3$ (25000 litros), y estará contenido en la cisterna para evitar añadirle un peso excesivo al tanque elevado. Además, se considera que la cisterna deberá tener una capacidad de $\frac{3}{4}$ de la dotación diaria del edificio y la azotea tendrá $\frac{1}{3}$ de la misma.

Para el cálculo de la dotación diaria del edificio se usará la siguiente tabla:

Tabla 2. 5 Dotación de agua por departamento según la Norma IS.010

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento (Lts/d)
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

El presente proyecto cuenta con 3 departamentos de 1 habitación y con 7 departamentos de 2 habitaciones. Además, se considerará una dotación de agua para Jardines y lavado de autos de $0.4m^3$. Por lo tanto, resulta un total de $6.45m^3$ de dotación diaria, la cual será repartida entre la cisterna ($4.84m^3+25m^3$) y el tanque elevado ($2.15m^3$).

Los planos de arquitectura muestran en planta una distribución de $15m^2$ de área para la cisterna, de esta manera se tendrá un tirante de agua de 2.00m y una altura total de cisterna de 2.40m, considerando las distancias mínimas verticales entre el techo del depósito y el eje del tubo de entrada de agua (0.15m), entre los ejes del tubo y de entrada de agua (0.15m) y entre el tubo de rebose y el máximo nivel de agua (0.10m).

Por otro lado, el tanque elevado estará compuesto por dos tanques rotoplast tinaco, los cuales contienen 1100 litros cada uno, dando un total de 2200 lts ($2.2m^3$)

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

3.1 CARGAS DE DISEÑO

Los valores de carga a considerar son los mencionados previamente en el capítulo 1.4, se dividen entre Cargas Muertas (CM) y Cargas Vivas (CV)

A continuación, se presentarán los materiales a usar y los pesos unitarios de cada uno de los elementos para determinar las Cargas Muertas (CM):

Tabla 3. 1 Pesos unitarios según el material a emplear

Material	Peso unitario
Concreto	2400 kg/m^3
Tabiquería e=0.15m	270 kg/m^2
Aligerado (h=20cm)	300 kg/m^2
Acabados (Piso terminado)	100 kg/m^2

Por otro lado, para el caso de Cargas Vivas (CV), se usarán los valores de la tabla 3.2.1 de la Norma de Cargas E.020:

Tabla 3. 2 Cargas vivas mínimas repartidas

Ocupación o uso	Carga viva (kg/m^2)
Viviendas	200
Escaleras y corredores	200
Estacionamientos	250
Azotea	100

3.2 METRADO DE CARGAS PARA LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas son elementos que trabajan en un solo sentido o dirección, por ello se analizaron idealizándolas como una viga doblemente apoyada (sobre vigas o placas) y en el caso de tener una unión con una losa maciza, se idealizó una misma viga con diferentes inercias que tome los 3 paños (aligerado-losa maciza-aligerado). Por otro lado, se asignaron cargas por metro lineal, considerando el ancho tributario 0.40m. El programa de computación empleado para el diseño fue SAP 2000.

A continuación, a manera de ejemplo, se realizará el metrado de cargas para las viguetas del aligerado ubicado entre los ejes A-E/1-2 el cual, dado que son dos paños de aligerado juntos, se diseñarán idealizándolos como una misma viga con tres apoyos.

Para los niveles 2, 4 y 6:

Cargas:

Peso propio = $300 \times 0.40 \times 1.40 = 168 \text{ kg/ml}$

Piso terminado = $100 \times 0.40 \times 1.40 = 56 \text{ kg/ml}$

Sobrecarga = $200 \times 0.40 \times 1.70 = 136 \text{ kg/ml}$

$W_u = 360 \text{ kg/ml}$

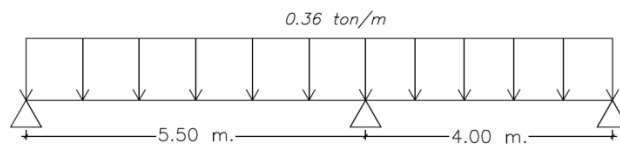


Figura 3. 1 Modelo del aligerado con cargas últimas para los pisos 2, 4 y 6

Pisos 3, 5 y 7:

$W_u = 360 \text{ kg/ml}$

Tabiquería:

Tabiquería puntual = $0.4 \times 1800 \times 0.15 \times 2.4 \times 1.4 = 362.88 \text{ kg}$. (Apoyada en una dirección perpendicular a la dirección del aligerado)

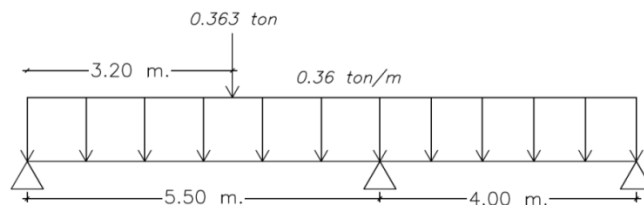


Figura 3. 2 Modelo del aligerado con cargas últimas para los pisos 3, 5 y 7

Azotea:

Cargas:

Peso propio = $300 \times 0.40 \times 1.40 = 168 \text{ kg/ml}$

Piso terminado = $100 \times 0.40 \times 1.40 = 56 \text{ kg/ml}$

Sobrecarga = $100 \times 0.40 \times 1.70 = 68 \text{ kg/ml}$

$W_u = 292 \text{ kg/ml}$

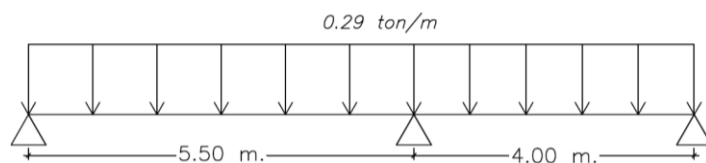


Figura 3. 3 Modelo del aligerado con cargas últimas para la Azotea

3.3 METRADO DE CARGAS PARA LOSAS MACIZAS

Son elementos que trabajan en una o dos direcciones, en la presente tesis se analizaron idealizándolas como vigas apoyadas sobre las vigas y placas, y como empotradas si es que hay continuidad y se desarrolla momento negativo con una losa adyacente.

A continuación se realizará a manera de ejemplo el metrado de cargas para la losa maciza apoyada en dos direcciones ubicada entre los ejes B-D/10-11. Se incluirá en el análisis los aligerados entre los ejes D-E/10-11.

Aligerado:

$$\text{Peso propio} = 300 \times 0.40 \times 1.40 = 168 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \times 0.40 \times 1.40 = 56 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 0.40 \times 1.70 = 136 \text{ kg/ml}$$

$$W_u = 360 \text{ kg/ml}$$

Losa maciza:

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.20 \times 1.40 = 672 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \times 1.40 = 140 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 1.70 = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1152 \text{ kg/m}^2$$

Tabiquería (Sobre la losa maciza):

$$\text{Tabiquería puntual} = 608 \text{ kg/m}^2$$

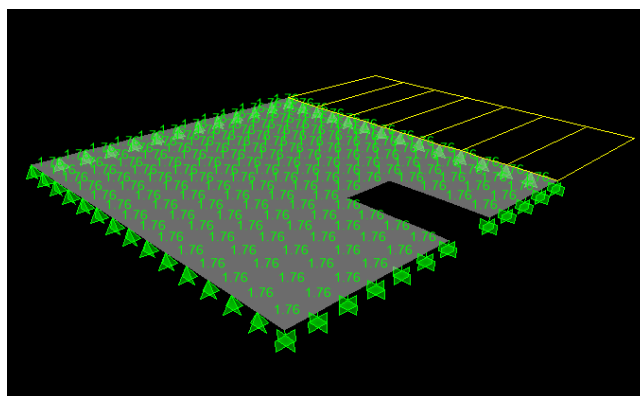


Figura 3. 4 Modelo de los paños compuestos por losa maciza – aligerado con cargas últimas

3.4 METRADO DE CARGAS PARA VIGAS:

Vigas Chatas:

Estarán ubicadas en las losas de manera de poder controlar las deflexiones causadas por los tabiques que estén en la misma dirección de las viguetas del aligerado. Por ello, solo estarán expuestas a su peso propio y al de la tabiquería correspondiente. A manera de ejemplo se desarrollará el metrado de cargas para la viga chata ubicada entre los ejes D-E/4, la cual posee un ancho de 50 cm que le permite cargar a dos tabiques juntos.

Viga chata de sección 6'-6':

Cargas:

Peso propio = $0.50 \times 0.20 \times 2400 \times 1.4 = 336 \text{ kg/ml}$

Piso terminado = $100 \times 0.50 \times 1.4 = 70 \text{ kg/ml}$

Sobrecarga = $200 \times 0.50 \times 1.7 = 170 \text{ kg/ml}$

$W_u = 576 \text{ kg/ml}$

Tabiquería:

Tabiquería paralela = $1800 \times 0.15 \times 2.4 \times 1.4 = 907.2 \text{ kg/ml}$

Tabiquería puntual = $0.4 \times 1800 \times 0.15 \times 2.4 \times 1.4 = 362.88 \text{ kg}$

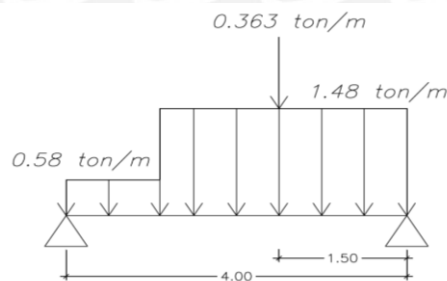


Figura 3. 5 Modelo de la viga chata 6'-6' con cargas últimas

Vigas peraltadas:

Las vigas peraltadas estarán expuestas a las cargas que le transmiten las losas, así como su peso propio y posibles tabiquerías o parapetos. Por otro lado, en el caso de los apoyos, se considerará empotramiento cuando haya una conexión viga-placa y donde la placa tenga el espesor suficiente para desarrollar el anclaje del acero de la viga peraltada, de otra manera, será simplemente apoyada.

A manera de ejemplo se desarrollará el metrado de cargas para la viga VT-11 ubicada entre los ejes D-E/3:

Cargas:

Peso propio = $0.25 \times 0.60 \times 2400 \times 1.4 = 504 \text{ kg/ml}$
 Piso terminado = $100 \times 0.25 \times 1.4 = 35 \text{ kg/ml}$
 Sobrecarga = $200 \times 0.25 \times 1.7 = 85 \text{ kg/ml}$
 $W_u = 624 \text{ kg/ml}$

Tabiquería:

Tabiquería paralela = $1800 \times 0.15 \times 2.4 \times 1.4 = 907.2 \text{ kg/ml}$

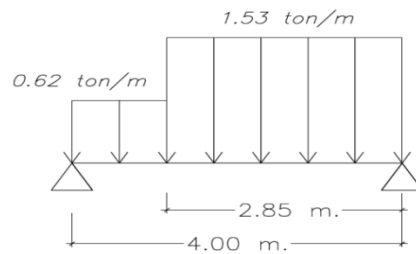


Figura 3. 6 Modelo de la viga peraltada VT-13 con cargas últimas

3.5 METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS Y PLACAS:

El metrado de cargas para las columnas y placas se realizó mediante la asignación de áreas tributarias, la cual se presenta en la siguiente imagen

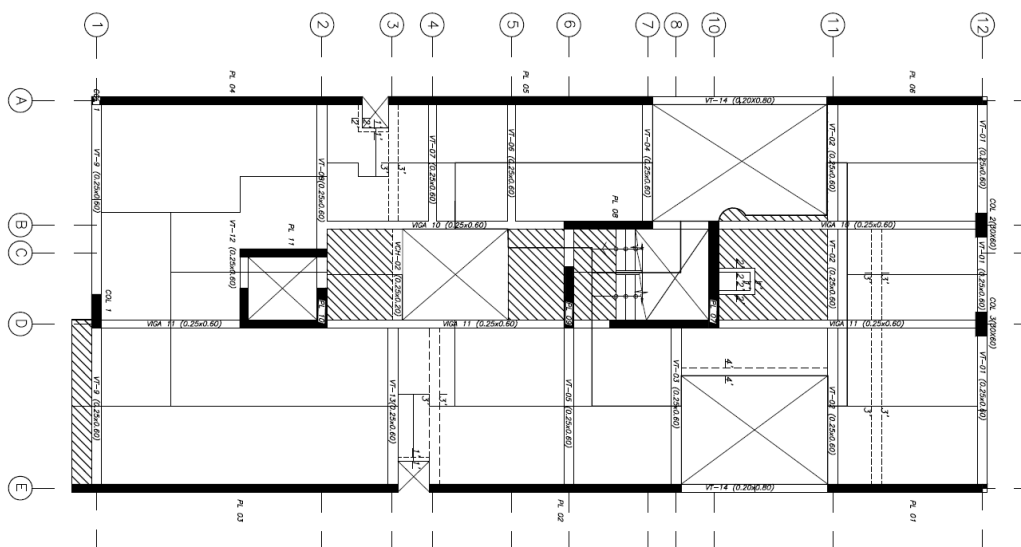


Figura 3. 7 Asignación de áreas tributarias para cada elemento vertical

Dentro de las áreas tributarias se considerará el peso propio de las columnas y placas, así como todas las cargas que se encuentren dentro de esta área (vigas, losas, tabiquerías, sobrecargas, etc.)

Metrado de Columnas:

A continuación se muestra el metrado de cargas de la columna ubicada en los ejes B-12 (Denominada COL 02)

Tabla 3. 3 Metrado de cargas para la columna entre los ejes B-12

Nivel	Elemento	Peso Unitario (ton/m o ton/m ²)	Área o Longitud (m ó m ²)	Peso (ton)
AZOTEA	Viga VT-01	0.36	2.33	0.84
	Viga VT-10	0.36	3.25	1.17
	Aligerado h=0.20m.	0.3	9.3545	2.81
	Piso Terminado	0.1	10.21	1.02
	Parapetos h=0.90m.	0.243	2.94	0.71
	Sobrecarga (Azotea)	0.1	10.21	1.02
				CM
			CV	1.02
PISOS 3, 5 Y 7	Peso propio Columna	0.432	2.6	1.12
	Viga VT-01	0.36	2.33	0.84
	Viga VT-10	0.36	3.25	1.17
	Aligerado h=0.20m.	0.3	8.35	2.51
	Piso Terminado	0.1	9.25	0.93
	Parapetos h=0.90m.	0.243	1.76	0.43
	Tabiquería (e=0.15, h=2.4m)	0.648	4.26	2.76
	Sobrecarga (Vivienda)	0.2	9.25	1.85
				CM
			CV	1.85
PISOS 2, 4 Y 6	Peso propio Columna	0.432	2.6	1.12
	Viga VT-01	0.36	2.33	0.84
	Viga VT-10	0.36	3.25	1.17
	Aligerado h=0.20m.	0.3	8.35	2.51
	Piso Terminado	0.1	9.25	0.93
	Parapetos h=0.90m.	0.243	1.73	0.42
	Tabiquería (e=0.15, h=2.4m)	0.648	3.87	2.51
	Sobrecarga (Vivienda)	0.2	9.25	1.85
				CM
			CV	1.85
TOTAL			Pm	75.37
			Pv	12.12

Metrado de Placas:

De la misma manera, se realizará el metrado de la placa PL-01 ubicada en el eje E/11-12

Tabla 3. 4 Metrado de cargas para la placa PL-01

Nivel	Elemento	Peso Unitario (ton/m o ton/m ²)	Área o Longitud (m ó m ²)	Peso (ton)
AZOTEA	Viga VT-01	0.360	1.20	0.43
	Viga VT-14	0.384	1.85	0.71
	Aligerado h=0.20m.	0.300	6.85	2.06
	Piso Terminado	0.100	6.70	0.67
	Parapetos h=0.90m.	0.243	4.65	1.13
	Sobrecarga (Azotea)	0.100	6.70	0.67
				CM
			CV	0.67
PISOS 3, 5 Y 7	Peso propio Placa	1.944	2.60	5.05
	Viga VT-01	0.360	1.20	0.43
	Viga VT-14	0.384	1.85	0.71
	Aligerado h=0.20m.	0.300	7.00	2.10
	Piso Terminado	0.100	7.45	0.75
	Parapetos h=0.90m.	0.243	1.50	0.36
	Tabiquería (e=0.15, h=2.4m)	0.648	3.00	1.94
	Sobrecarga (Vivienda)	0.200	7.45	1.49
				CM
			CV	1.49
PISOS 2, 4 Y 6	Peso propio Placa	1.944	2.60	5.05
	Viga VT-01	0.360	1.20	0.43
	Viga VT-14	0.384	1.85	0.71
	VCH 3'-3'	0.120	2.00	0.24
	Aligerado h=0.20m.	0.300	7.00	2.10
	Piso Terminado	0.100	7.50	0.75
	Parapetos h=0.90m.	0.243	1.65	0.40
	Tabiquería (e=0.15, h=2.4m)	0.648	2.20	1.43
	Sobrecarga (Vivienda)	0.200	7.50	1.50
				CM
			CV	1.50
TOTAL			Pm	72.39
			Pv	9.64

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 INTRODUCCIÓN:

El análisis sísmico tiene como objetivo estimar los valores de las fuerzas internas producidas en cada elemento de la estructura debido a un sismo. De la misma forma, se busca verificar que la estructura cumpla con los requisitos especificados en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, revisar las posibles irregularidades que se presenten y calcular la junta de separación sísmica.

Se realizó un modelo en tres dimensiones del edificio mediante el programa ETABS en el cual se consideró la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio. Así mismo, se asignan masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma, el cual tendrá tres grados de libertad (dos traslaciones horizontales y una rotación perpendicular a la losa).

La masa del edificio se obtuvo mediante el metrado de todos los elementos de cada piso y mediante la fórmula asignada de acuerdo a la categoría del edificio (Categoría C) en la Norma E.030, considerando el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Por otro lado, el material usado para todos los elementos fue el concreto al cual se le asignaron las siguientes características:

- Módulo de Elasticidad: $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

4.2 PARAMETROS GENERALES:

Según lo estipulado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente se consideraron los siguientes parámetros para determinar el espectro de diseño:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) \times g$$

Donde:

Z: Factor de Zona

Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Representa una fracción de la aceleración de la gravedad. Para la presente tesis, el edificio se encuentra en la ciudad de Lima ubicada en la zona 4.

$$Z = 0.45$$

U: Factor de Uso

El edificio está destinado a viviendas, por ello pertenece a la Categoría C. De esta manera:

$$U = 1.0$$

S: Parámetros de Sitio (S, T_p y T_L)

- El perfil de suelo correspondiente al terreno donde está ubicado el edificio es del tipo S1 (San Isidro). Por ello:
 - **S = 1.0**
 - **$T_p = 0.4$ seg.**
 - **$T_L = 2.5$ seg.**

C: Factor de Amplificación Sísmica

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

- $T < T_p$ $C = 2.5$
- $T_p < T < T_L$ $C = 2.5x\left(\frac{T_p}{T_L}\right)$
- $T > T_L$ $C = 2.5x\left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$

R: Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica:

Se considera que la resistencia sísmica del edificio está dada, en ambas direcciones, por sistemas estructurales a base de muros de corte. Por ello le corresponde:

- **$R_{xx} = 6$**
- **$R_{yy} = 6$**

A continuación se muestra el espectro de la estructura con los valores correspondientes:

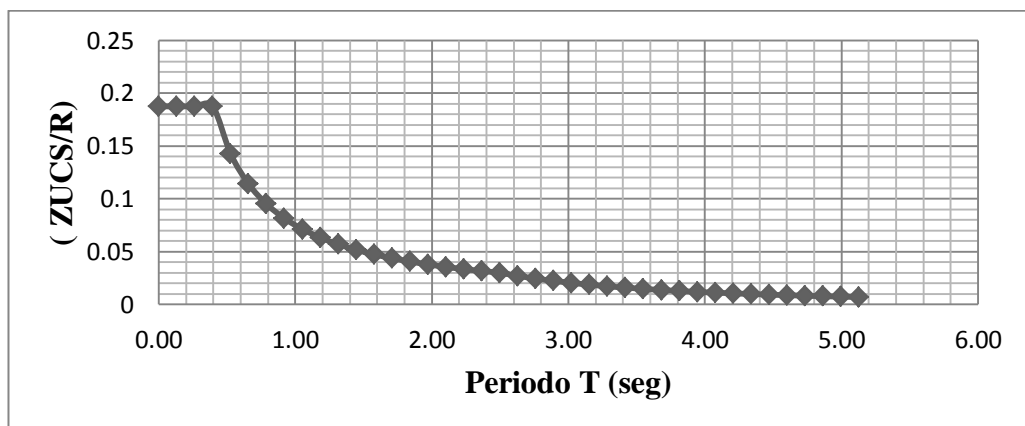


Figura 4. 1 Espectro de diseño

4.3 MODELO DEL EDIFICIO:

Para realizar el análisis sísmico se idealizó la estructura como pórticos planos de concreto armado compuestos por columnas y placas unidos entre sí por medio de diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso. Se consideró para el modelo únicamente los elementos sismorresistentes (vigas sísmicas, columnas y placas).

Se consideraron brazos rígidos en las conexiones entre vigas, columnas y placas. Así mismo, todos los apoyos en la base se consideraron como empotramientos.

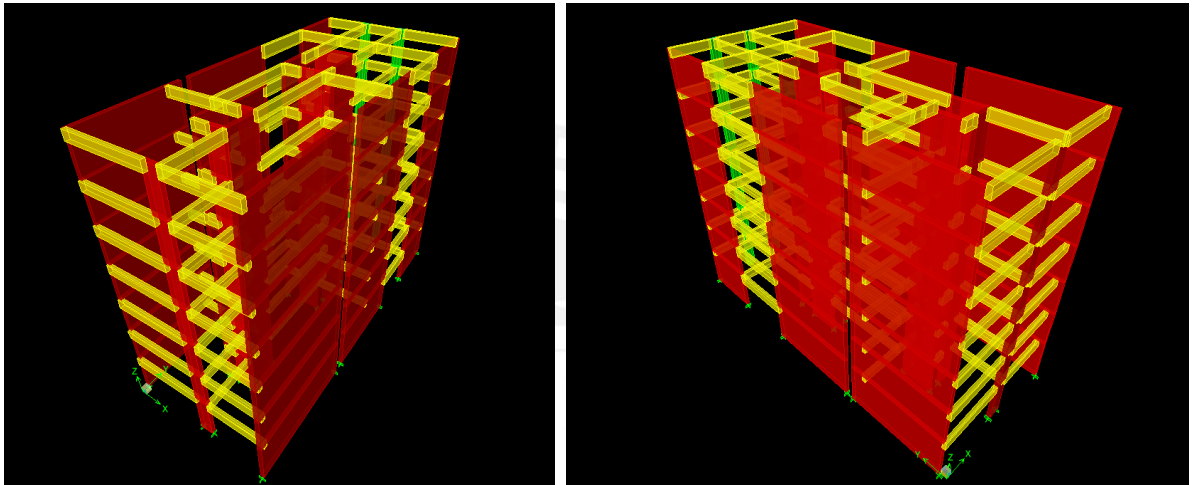


Figura 4. 2 Modelo Pseudo tridimensional realizado en el programa ETABS

El presente modelo es el resultado de una redistribución de los elementos sismorresistentes con el fin de encontrar la más adecuada cantidad de muros de corte, los cuales puedan controlar las derivas de entrepiso sin afectar al edificio en otros aspectos como la torsión en planta.

Por otro lado, la masa del edificio se modeló asignándola a cada uno de los niveles en el centro de gravedad del área en planta de cada piso uniéndola al diafragma rígido de entrepiso.

De esta manera, se muestra el cálculo del peso que se considerará para el modelo sísmico (100%CM + 25%CV):

Tabla 4. 1 Cálculo de masa traslacional para cada piso

Piso	Área (cm ²)	Psismo (ton)	Wsismo (Ton/m ²)	Masa traslacional (tonxseg ² /m)
Azotea	197	155.71	0.79	15.87
7	197	248.71	1.26	25.35
6	197	243.86	1.24	24.86
5	197	248.71	1.26	25.35
4	197	243.86	1.24	24.86
3	197	248.71	1.26	25.35
2	197	243.86	1.24	24.86

Seguidamente, se calculará la “masa rotacional” mediante los momentos polares de inercia de las plantas.

Para los pisos del 2, 4 y 6:

- $Wsismo = 1.24 \text{ ton/m}^2$
- $Masa \text{ traslacional} = 24.86 \text{ tonxseg}^2/m$
- $Momento \text{ Polar de inercia} = M. \text{ de Inercia } (Ix) + M. \text{ de Inercia } (Iy)$
- $Momento \text{ polar de inercia} = 1624 + 9102 = 10726 \text{ m}^4$
- $Inercia \text{ Rotacional } (Ir) = \frac{Momento \text{ Polar de Inercia}}{Área} \times Masa \text{ traslacional}$
- $Inercia \text{ Rotacional } (Ir) = \frac{10726}{197} \times 24.86 = 1353.5 \text{ ton} \times \text{seg}^2 \times m$

Para los pisos del 3, 5 y 7:

- $Wsismo = 1.26 \text{ ton/m}^2$
- $Masa \text{ traslacional} = 25.35 \text{ tonxseg}^2/m$
- $Momento \text{ Polar de inercia} = M. \text{ de Inercia } (Ix) + M. \text{ de Inercia } (Iy)$
- $Momento \text{ polar de inercia} = 1624 + 9102 = 10726 \text{ m}^4$
- $Inercia \text{ Rotacional } (Ir) = \frac{Momento \text{ Polar de Inercia}}{Área} \times Masa \text{ traslacional}$
- $Inercia \text{ Rotacional } (Ir) = \frac{10726}{197} \times 25.35 = 1380.4 \text{ ton} \times \text{seg}^2 \times m$

Para la Azotea:

- $W_{sismo} = 0.79 \text{ ton/m}^2$
- $Masa \text{ traslacional} = 15.87 \text{ tonxseg}^2/m$
- $Momento \text{ polar de inercia} = 1624 + 9102 = 10726 \text{ m}^4$
- $Inercia \text{ Rotacional } (I_r) = \frac{10726}{197} \times 15.87 = 864 \text{ ton x seg}^2 \times m$

4.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS:

Modos y períodos de la estructura:

Se obtuvieron los siguientes resultados para los modos y periodos de vibración en cada dirección del edificio:

Tabla 4. 2 Modos y Periodos fundamentales para cada dirección

Modo	Periodo	Masa Participativa (%)	
		XX	YY
1	0.623	72.86	0.00
2	0.299	0.06	0.85
3	0.229	0.01	69.52
4	0.164	16.42	0.03
5	0.076	1.47	0.04
6	0.075	4.09	0.06
7	0.053	0.02	19.75
8	0.046	2.56	0.01
9	0.036	0.04	0.03
10	0.032	1.42	0.00
11	0.024	0.08	5.30
12	0.024	0.70	0.50

A partir de cuadro anterior, se puede observar que los modos más importantes para el análisis en la dirección XX son los modos 1 y 4, cuya suma de masa efectiva es 89.28%. Por otro lado, para la dirección YY, los modos más importantes son los modos 3 y 7, los cuales suman 89.27% de masa efectiva.

Así mismo, se define el periodo fundamental de la estructura en la dirección XX por el modo 1 y en la dirección YY por el modo 3. Estos periodos se usarán para calcular la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis traslacional y estático.

- *Periodo en la dirección XX: $T_{xx} = 0.623 \text{ seg.}$*
- *Periodo en la dirección YY: $T_{yy} = 0.229 \text{ seg.}$*

Desplazamientos de entrepiso:

Los desplazamientos obtenidos para el presente modelo corresponden a un análisis lineal y elástico, en el cual las sollicitaciones sísmicas se ven reducidas. Por ello, para un sismo severo en el cual la estructura tenga incursiones en el rango elástico, se estimarán los desplazamientos reales, multiplicando los resultados de desplazamiento por el 75% del coeficiente de reducción sísmica R. (Considerando a la estructura como regular). Para el caso del concreto armado, la Norma de Diseño Sismorresistente establece que el la deriva máxima (Desplazamiento relativo de entrepiso dividido entre la altura del mismo) no deberá exceder el valor de 0.007.

De esta manera, se obtienen los desplazamientos escalados, los cuales se muestran a continuación:

Dirección XX:

Tabla 4. 3 Desplazamientos y derivas para cada piso en la dirección XX

Nivel	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento relativo (m)	Deriva de entrepiso
Piso 7	2.80	0.0867	0.0127	0.0045
Piso 6	2.80	0.0740	0.0136	0.0049
Piso 5	2.80	0.0604	0.0145	0.0052
Piso 4	2.80	0.0460	0.0147	0.0053
Piso 3	2.80	0.0312	0.0139	0.0050
Piso 2	2.80	0.0174	0.0115	0.0041
Piso 1	3.00	0.0059	0.0059	0.0020

Para la dirección XX la deriva máxima se encuentra en el piso 5 y tiene un valor de 0.0053

Dirección YY:

Tabla 4. 4 Desplazamientos y derivas para cada piso en la dirección YY

Nivel	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento Inelástico (m)	Desplazamiento relativo Inelástico (m)	Deriva de entrepiso
Piso 7	2.80	0.0183	0.0030	0.0011
Piso 6	2.80	0.0153	0.0031	0.0011
Piso 5	2.80	0.0121	0.0032	0.0011
Piso 4	2.80	0.0089	0.0031	0.0011
Piso 3	2.80	0.0059	0.0027	0.0010
Piso 2	2.80	0.0032	0.0021	0.0007
Piso 1	3.00	0.0011	0.0011	0.0004

Para la dirección YY la deriva máxima se encuentra en el piso 5 y tiene un valor de 0.00114.

A partir de estos resultados, se observa que las derivas de entrepiso no superan en ningún caso la deriva máxima permitida por la Norma E.030. Además, en ningún entrepiso existe irregularidad de piso blando (deriva de un piso inferior > 1.4 deriva del piso inmediato superior).

Volviendo a lo revisado en el Capítulo 3: Predimensionamiento de Placas, en el análisis traslacional se obtenían resultados de deriva muy altos (0.010), los cuales señalaban que se necesitaba una mayor cantidad de placas en la dirección XX. Sin embargo, al desarrollar el análisis dinámico podemos ver que la deriva máxima obtenida es 0.005, valor que es la mitad de lo estimado en el análisis traslacional. Por ende, la consideración de no aumentar la cantidad de placas era correcta y se puede continuar con el análisis sísmico de la estructura.

Consiguientemente, se revisará que la estructura no sufra de irregularidad torsional según los siguientes criterios especificados por la Norma E.030:

- El desplazamiento máximo de entrepiso excede el 50% del valor del máximo permisible (Deriva 0.007).
- De cumplirse la primera condición, se verificará que el cociente entre el desplazamiento de entrepiso en los extremos del edificio y el valor del desplazamiento del centro de masas sea mayor a 1.2.

De cumplirse el segundo criterio, la estructura sería irregular y sufriría de torsión en planta. De esta manera, se realiza la verificación de la irregularidad en planta para la dirección XX únicamente, ya que la dirección YY tiene placas de gran denominación y desplazamientos ínfimos:

Condición 1: Desplazamiento máximo > 50% (0.007) = 0.0035

Volviendo a la tabla 4.3, los pisos del 2 al 7 superan el valor de deriva 0.0035. Por lo tanto, se evaluará la segunda condición para estos pisos.

Condición 2: Desplazamiento de un extremo > 1.3 Desplazamiento del centro de masas

Para el espectro DX (Escalado x 0.75R) se obtienen los siguientes desplazamientos para el centro de masa y para los extremos de la planta.

Tabla 4. 5 Verificación de irregularidad en planta (Condición 2)

Nivel	Dirección XX				
	Desplazamiento relativo del CM (m)	Δ Extremo 1 relativo (m)	Δ Extremo 2 relativo (m)	Cociente Δ CM/ Δ Esquina	Cociente Δ CM/ Δ Esquina
7	0.0768	0.0782	0.0855	1.02	1.11
6	0.0656	0.0666	0.0731	1.02	1.11
5	0.0536	0.0543	0.0598	1.01	1.12
4	0.0408	0.0412	0.0456	1.01	1.12
3	0.0277	0.0279	0.031	1.01	1.12
2	0.0154	0.0154	0.0173	1.00	1.12
1	0.0052	0.0052	0.0059	1.00	1.13

En ningún caso, el cociente entre los desplazamientos de los extremos y el centro de masa es mayor a 1.2. Por lo tanto, no hay irregularidad torsional

4.5 CORTANTE DE DISEÑO:

Según lo estipulado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, la fuerza cortante en la base del edificio, para ambas direcciones, no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para el análisis estático en estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Para la presente tesis, se ha verificado que la estructura es regular por ende se buscará que la cortante sea mayor o igual al 80% del cortante estático.

Por ende, si el cortante dinámico fuera menor al 80% de la fuerza cortante estática, se deberán ajustar todos los resultados de cargas mediante un factor de escala, el cual será el cociente entre el 80% del cortante basal estático y el cortante dinámico.

Cortante Estático (Vest.):

Se halla la fuerza cortante total en la base de la estructura mediante la siguiente formula:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) x P$$

Donde

Debe cumplirse que: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

- Z = 0.45 Factor de Zona.
- U = 1.0 Coeficiente de Uso.
- S = 1.0 Perfil de Suelo.
- C = 2.5 (Tp/T) Factor de amplificación sísmica.
- R = 6 Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.
- P = 1620 ton Peso total del edificio.

El valor del factor de amplificación sísmica dependerá del periodo en la dirección de análisis. Por ello, se usarán los periodos calculados en el capítulo 4.4:

$$T_{xx} = 0.623 \text{ seg.}$$

$$T_{yy} = 0.229 \text{ seg.}$$

A continuación se muestran los valores del coeficiente de amplificación sísmica “C”, el cortante estático, así como el 80% de estos valores.

Tabla 4. 6 Factor C y Cortante estático (Vest.)

Dirección de Análisis	Periodo (seg)	Tp (seg)	Factor de Amplificación C	C/R	Cortante estático Vest. (Ton)	80% Vest. (Ton)
XX	0.623	0.4	1.61	0.27	196.64	157.31
YY	0.229	0.4	2.50	0.42	306.27	245.02

Cortante Dinámico (Vdín.)

A partir del análisis dinámico y la superposición modal se hallaron los siguientes resultados de Fuerza Cortante Basal (Cortante dinámico).

Tabla 4. 7 Valores de Cortante Basal para cada Modo

Modo	Cortante Basal en la Dirección XX (ton)	Cortante Basal en la Dirección YY (ton)
1	144.6	0
2	0.17	2.61
3	0.02	212.9
4	50.29	0.1
5	4.49	0.12
6	12.53	0.19
7	0.05	60.49
8	7.85	0.03
9	0.12	0.1
10	4.35	0
11	0.24	16.22
12	2.13	1.52
Superposición	154.68	222.63

De esta manera, se obtienen los cortantes dinámicos para cada dirección:

$$V_{xx} = 154.68 \text{ ton.}$$

$$V_{yy} = 222.63 \text{ ton.}$$

Consiguientemente, en base a los resultados obtenidos, se puede observar que los valores de cortante dinámico en ambas direcciones son menores al 80% del cortante estático. Por ello, se procederá a realizar la corrección de estos valores mediante un factor de amplificación.

Tabla 4. 8 Factor de Amplificación para el Cortante Dinámico

Dirección de Análisis	Cortante Dinámico Vdín. (ton)	80% Vest. (ton)	Factor de Amplificación
XX	154.68	157.31	1.02
YY	222.63	245.02	1.10

4.6 JUNTA SÍSMICA:

La Norma E.030 de Diseño Sismorreistente establece que toda estructura debe estar separada de las edificaciones vecinas para evitar el contacto entre ellas durante un movimiento sísmico. De esta manera, para calcular dicha distancia entre estructuras se deberá tener en cuenta los siguientes parámetros:

La junta sísmica (s) deberá ser mayor o igual a los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes. Así mismo:

$$s = 0.006h \geq 0.03m.$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “s”. Dado, que no se conocen los desplazamientos de las edificaciones vecinas, se tendrá en cuenta únicamente el segundo criterio:

$$s = 0.006 \times 19.8 = 0.119m \geq 0.03m. (OK)$$

Consiguientemente, la Norma E.030 establece que el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, una distancia no menor que 2/3 del desplazamiento máximo ni menor que s/2.

Dirección XX:

- $\frac{2}{3}(\text{Desplazamiento máximo}) = \frac{2}{3} \times 0.0867 = 0.0578 m. = 5.78cm.$
- $\frac{1}{2}(\text{Junta sísmica : } s) = \frac{1}{2} \times 0.119 = 0.060 m. = 6.00 cm.$

Por último, se obtiene que el edificio se separará de los límites de propiedad de edificaciones vecinas 6cm a lo largo de los ejes A y E.

CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

En el presente capítulo se desarrollará el diseño en concreto armado de los elementos estructurales, para esto se usará el método de Diseño por Resistencia, el cual consiste en suministrar a cada elemento una resistencia a la flexión, al corte o a la compresión, mayor a la requerida por las cargas a las que esté solicitado.

A partir de este capítulo se trabajará con las disposiciones de la Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado, en la cual se indican los siguientes términos y lineamientos:

Todo elemento debe estar diseñado para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño (ϕR_n) por menos iguales a las resistencias requeridas (R_u). Siendo las últimas calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas combinadas.

Se debe tener en cuenta que para el presente proyecto, solo se consideraron las siguientes cargas: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Cargas de Sismo (Cs). Esto debido a que en nuestro país y para el tipo de estructura que estamos desarrollando, las cargas previamente mencionadas son las más predominantes. De esta manera, se presenta a continuación las combinaciones establecidas por la norma para determinar las cargas últimas de diseño:

$$U=1.4CM+1.7CV \quad U=1.25(CM+CV)\pm CS \quad U=0.9CM\pm CS$$

Las cargas sísmicas, de acuerdo a la Norma E.030, están a nivel de resistencia, por eso no requieren factores de amplificación. Así mismo, la norma plantea factores de reducción según el tipo de esfuerzo al que esté solicitado el elemento:

Tabla 5. 1 Factor de reducción de la resistencia (ϕ)

Solicitaciones en la sección	Factor de reducción (ϕ)
Flexión Pura	0.90
Tracción y Tracción con Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Flexocompresión con refuerzo en estribos	0.70
Flexocompresión con refuerzo en espiral	0.75
Aplastamiento en el concreto	0.70

5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN:

En primer lugar, el diseño por flexión deberá cumplir con las siguientes hipótesis de diseño:

- Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas.
- La adherencia entre el acero y el concreto no presenta deslizamiento.
- La resistencia a tracción del concreto es despreciable.
- Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones, mediante relaciones constitutivas y relaciones de esfuerzo deformación.
- El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.
- La deformación máxima para el concreto en el extremo alejado será de $\epsilon_{cu}=0.003$.

Se pueden idealizar los esfuerzos del concreto por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85f'_c$ desde el borde de la sección transversal hasta una distancia:

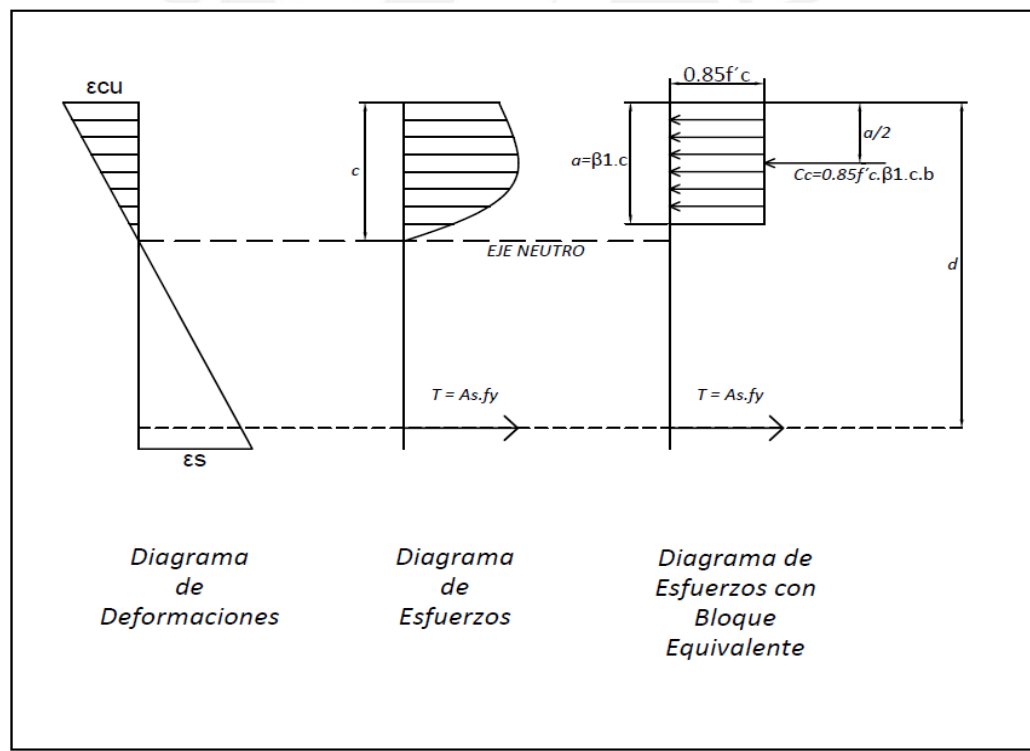


Figura 5. 1 Diagrama de esfuerzos con bloque equivalente

Se obtiene la siguiente formula:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Donde:

a = profundidad del bloque equivalente de presiones

d = peralte efectivo de la sección

b = ancho del elemento

c = distancia al eje neutro desde el borde de la sección

$\beta_1 = 0.85$ para resistencias de concreto hasta $f'_c=280\text{kg/cm}^2$, para resistencias mayores β_1 desciende a raíz de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 que aumente la resistencia del concreto.

Asi mismo, partir del diagrama de esfuerzos con bloque equivalente es posible obtener las siguientes ecuaciones:

$$As \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

De esta manera, es posible hallar el momento nominal de la sección el cual es igual al par generado por las fuerzas de compresión y tracción:

$$Mn = As \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Por otro lado, la Norma E.060 define los siguientes términos a tener en cuenta:

Cuantía: Se define como $\rho = As/bd$, valor adimensional que representa la cantidad de acero para una determinada sección. Por consiguiente, se define también la Cuantía Balanceada, la cual se presenta cuando se produce una falla balanceada donde el concreto y el acero alcanzan su deformación última al mismo tiempo, obteniéndose:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}$$

Mediante el uso de la cuantía balanceada, podemos hallar el acero máximo de la sección de la siguiente manera:

$$As_{max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Así mismo, la Norma E.060 plantea que el área mínima de acero será la necesaria para que la sección solicitada resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}), el cual se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

$$f_r = \sqrt{f'_c}$$

Para secciones rectangulares y secciones "T" con el ala en compresión, el área mínima de acero será mayor o igual a:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Diseño para lograr un comportamiento dúctil:

Por otra parte, el Diseño por Capacidad, es un método que busca prevenir que una sección falle de una forma frágil, la cual es ocasionada por la falla por cortante. De esta manera, se busca brindarle más resistencia a este tipo de falla con el fin de que, en caso se superen las resistencias suministradas, cualquier sección falle primero por flexión. Esto debido a que las fallas dúctiles nos permiten conocer que tan esforzado está un elemento mediante sus deformaciones y cuán cercano está a una posible falla.

5.2 DISEÑO POR CORTANTE:

El diseño por cortante se realizara a partir de la determinación de la resistencia al corte de una sección (V_n), la cual está compuesta por la resistencia del concreto (V_c) y del refuerzo transversal (V_s) de la siguiente manera:

$$V_c = V_n + V_s$$

La Norma E.060 plantea las siguientes ecuaciones para hallar el aporte del concreto:

- a) Cuando la sección es solicitada por esfuerzos de flexión y corte:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

- b) Cuando la sección es solicitada por esfuerzos adicionales de compresión axial:

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

Por otro lado, el aporte del refuerzo transversal se calcula a una distancia “d” de la cara del apoyo y mediante la siguiente ecuación:

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

Para las tres ecuaciones:

- bw: Ancho de la sección
- d: Peralte efectivo de la sección
- Nu: Carga axial sobre la sección
- Av: Área de la sección del refuerzo transversal (estribos)
- s: Separación entre estribos

Adicionalmente la Norma exige las siguientes restricciones para el acero transversal:

Resistencia máxima de los estribos al corte:

$$V_s = 2.10 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Además,

- Si $V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$ $s \leq 0.60$ o $s \leq 0.5d$
- Si $V_s > 1.10 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$ $s \leq 0.30$ o $s \leq 0.25d$
- Si $0.5\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$ se deberán colocar estribos mínimos según:

$$A_{v_{min}} = 3.50 \cdot bw \cdot \frac{s}{f_y}$$

- Para las vigas sísmicas, la resistencia del acero transversal no debe ser mayor a:

$$V_s = 1.60 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

5.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

El diseño por flexocompresión se realiza principalmente en los elementos estructurales verticales como las columnas y los muros de corte. El diseño para estos elementos se realiza siguiendo las hipótesis de flexión previamente mencionadas y considerando también los efectos de esbeltez. Así mismo, algunos elementos verticales pueden estar sometidos a flexión biaxial, la cual se presenta cuando la columna o placa son solicitadas por cargas de sismo en una dirección y por cargas de gravedad en la otra. En el caso en el que una de estas pueda ser despreciable, se resumirá el diseño analizando al elemento únicamente por flexión uniaxial.

De esta manera, a partir de una determinada sección transversal de concreto y una estimación de la distribución del refuerzo se pueden obtener infinitas combinaciones de M_n y P_n , formando un lugar geométrico que describe la falla de la sección mencionada. Al graficar dicho lugar geométrico se obtiene una curva conocida como Diagrama de Interacción.

Por lo tanto, el procedimiento de diseño consiste en definir una sección de concreto inicial, con una determinada cuantía de acero (usualmente la mínima, $\rho = 1\%$) y realizar el diagrama de interacción de esta sección. Posteriormente, se hallarán las cargas últimas a las cuales estará solicitada esta sección mediante las combinaciones de carga y se verificara que el momento último y la carga axial última (M_u y P_u) para cada combinación, estén ubicados dentro de la curva trazada por el diagrama de interacción. De no ser así, se procede a aumentar la cuantía de acero en la sección hasta que se cumpla la premisa anterior. ($\rho_{max} = 6\%$)

A continuación se muestra el diagrama de interacción, compuesto por resistencias nominales y de diseño.

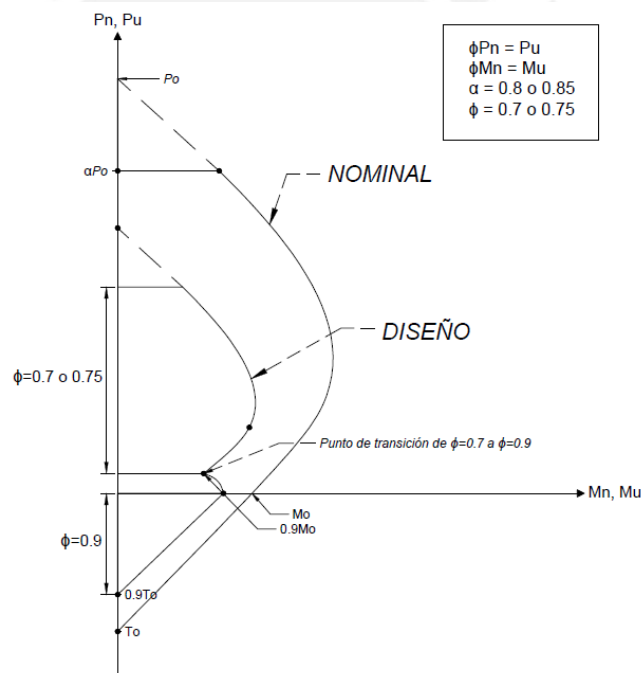


Figura 5. 2 Diagrama de Interacción, Resistencias nominales y de diseño

5.4 CONSIDERACIONES ADICIONALES:

La Norma especifica ciertas condiciones para el dimensionamiento del refuerzo, como el corte, colocación, recubrimientos y empalmes.

- **Detalles del refuerzo:**

- Gancho estándar: En la Norma E.060 se especifica que el gancho estándar de cada estribo debe tener:
 - Una doblez de 180° más una extensión mínima de $4d_b$, pero no menor de 65mm. hasta el extremo libre de la barra.
 - Una doblez de 90° más una extensión de $12d_b$ hasta el extremo libre de la barra.
- Diámetros mínimos de doblado: Para cada estribo el diámetro de doblez medido a la cara inferior de la barra no debe ser menor a:
 - Estribos $\phi 1/4''$ a $\phi 1''$: $6d_b$

- **Límites para el espaciamiento del refuerzo:**

La Norma E.060 especifica que el espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, 2.5cm o 1.3 el tamaño máximo nominal del agregado grueso. En losas la separación del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor de la losa, sin exceder 45 cm.

- **Recubrimiento para el refuerzo:**

El recubrimiento mínimo que deberá proporcionarse al refuerzo será de 4cm para el caso de vigas y 2cm para el caso de losas. En el caso de que el concreto esté expuesto al ambiente o en contacto con el suelo para elementos con barras de $5/8''$ o menores se tendrá un recubrimiento de 4cm; para elementos con barras de $3/4''$ o mayores el recubrimiento será de 5cm.

- **Longitudes de desarrollo para el refuerzo:**

Las longitudes de desarrollo básico de los siguientes diámetros considerando barras con $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, sin tratamientos superficiales y concreto de peso normal para f'_c de 210 y 280 kg/cm^2

Tabla 5. 2 Longitudes de desarrollo

Diámetro de la barra	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
3/8"	34 cm	30 cm
1/2"	45 cm	40 cm
5/8"	56 cm	49 cm
3/4"	67 cm	58 cm
1"	110 cm	96 cm
1-3/8"	150 cm	131 cm

Dependiendo del caso, se obtiene la longitud de desarrollo necesaria multiplicando l_{db} por cualquiera de los siguientes factores:

- 1.3 Para barras horizontales que tengan bajo ellas más de 30cm de concreto
- 1.3 Para casos de concretos livianos
- 1.5 Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento menor que 6db
- 1.2 Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico

En ningún caso la longitud del desarrollo será menor a 30cm.

Para el caso de barras corrugadas sometidas a compresión, la longitud de desarrollo básica en cm deberá ser la mayor de las obtenidas por las siguientes expresiones:

- $l_{db} = 0.075 \text{ db } f_y / \sqrt{f'c}$
- $l_{db} = 0.0044 \text{ db } f_y$
- $l_{db} = 20 \text{ cm}$

Para las barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción (l_{dg}) debe ser el mayor valor de:

- $l_{dg} = 8 \text{ db}$
- $l_{dg} = 15 \text{ cm}$
- $l_{dg} = 0.075 \times Y_e \times l \times f_y / \sqrt{f'c} \times \text{db}$

Donde Y_e es igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico y l igual a 1.3 para concretos livianos. Para otros casos, Y_e y l deben tomarse igual a 1.0. A continuación presentamos las longitudes de desarrollo con gancho de los diferentes diámetros considerando barras con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, sin recubrimientos epóxicos y concreto de peso normal para $f'c$ de 210 y 280 kg/cm^2 .

Tabla 5. 3 Longitudes de desarrollo con gancho estándar

Diámetro de la barra	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
3/8"	21 cm	19 cm
1/2"	28 cm	25 cm
5/8"	35 cm	32 cm
3/4"	42 cm	37 cm
1"	56 cm	49 cm
1-3/8"	77 cm	67 cm

- **Empalmes en el refuerzo:**

En elementos flexionados, para poder realizar los empalmes se deberá conocer las zonas de menor esfuerzo, y de acuerdo al porcentaje de barras empalmadas decidir el tipo de empalme a usar

➤ Para barras sujetas a tracción existen dos tipos de empalmes:

Empalme tipo A: $l_e = 1.0l_d$

Empalme tipo B: $l_e = 1.3l_d$

Donde l_e no debe ser menor de 30cm.

Los empalmes serán del tipo A o B de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 5. 4 Clasificación de tipo de empalmes

As proporcionado / As requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	50
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

- **Corte de fierro:**

Se determinará la longitud del acero longitudinal según lo estipulado en la Norma E.060:

- El refuerzo deberá extenderse más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual a:

Al peralte efectivo del elemento “ d ” ó 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor, siempre que se desarrolle la longitud de anclaje l_d , desde el punto de máximo esfuerzo.

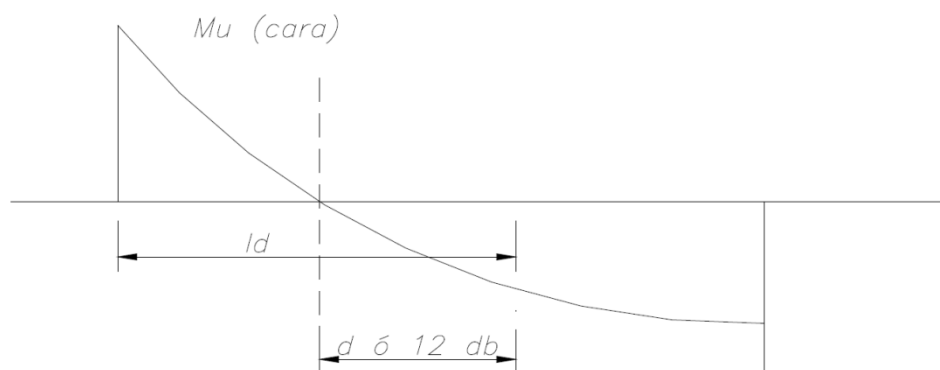


Figura 5. 3 Corte teórico de fierro

- Cuando se use refuerzo continuo y otro de menor longitud se debe cumplir lo siguiente:
 - El refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a “ l_d ” más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado no es necesario.
 - El refuerzo por flexión no deberá terminar en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte, el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión y el cortante no exceda de 3/4 partes de lo permitido.
 - Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse hasta el apoyo.
 - Para el fierro negativo superior debe cumplirse que por lo menos 1/3 del refuerzo total requerido en la cara del apoyo se extenderá más allá del punto de inflexión, una longitud mayor o igual a d , $12d_b$ ó la luz libre entre 16 ($L_n/16$), la que sea mayor.
 - El refuerzo por momento negativo deberá anclarse en los apoyos con una longitud de anclaje recto o con gancho.

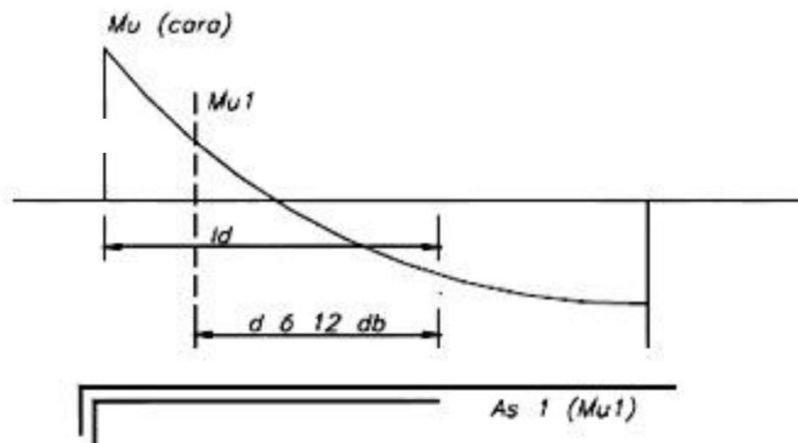


Figura 5. 4 Corte teórico de fierro cuando hay refuerzo corrido

• **Condiciones para vigas sísmicas**

- A lo largo de la viga deberá existir refuerzo continuo constituido por dos barras, tanto en la parte superior con en la parte inferior, con un área de acero no menor a $\frac{1}{4}$ del área máxima requerida en los nudos ni menor al área mínima exigida por flexión.
- Todas las barras que anclen en columnas extremas terminarán en ganchos estándar. Si las barras se cortan en los apoyos intermedios sin usar ganchos, deberán prolongarse a través de la columna interior; la parte de " l_d " que no se halle dentro del núcleo confinado deberá incrementarse multiplicándola por un factor 1.6.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior) no será menor a $\frac{1}{3}$ de la resistencia al momento negativo en la misma cara del nudo extremo superior. (*) $As_{mín} = 0.7\sqrt{f'c}.b.w.d / f_y$

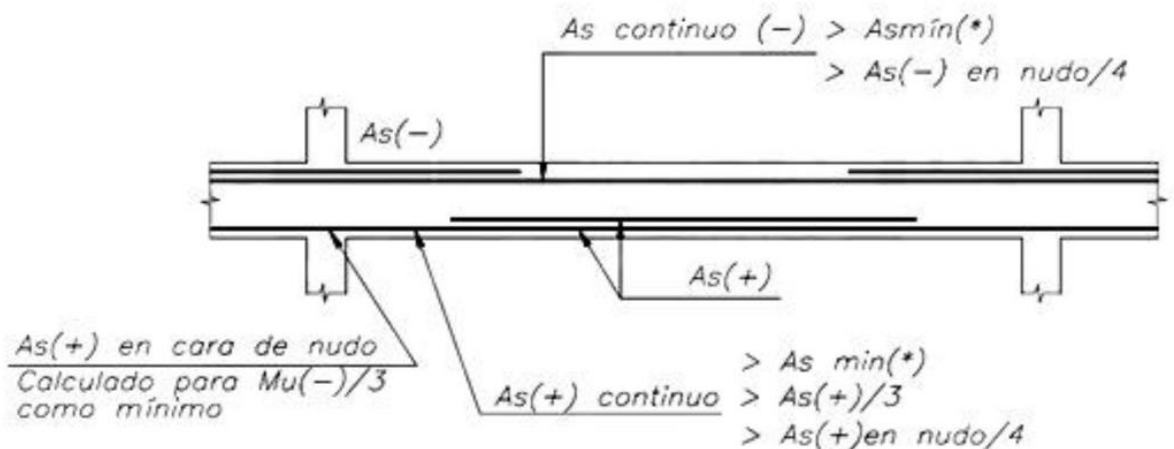


Figura 5. 5 Distribución de refuerzo longitudinal en vigas

- **Redistribución de momentos:**

Se denomina de esta manera a la capacidad de trasladar la carga de las secciones más esforzadas de la viga a las secciones que menos lo estén. De esta manera, la sección sobrecargada no fallará si las secciones adyacentes pueden tomar carga adicional que aquella recibe, de tal forma en que siempre se siga cumpliendo el equilibrio. Los momentos negativos se podrán aumentar o disminuir en no más de:

$$\%R = 20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \text{ en } \%$$

Además, la norma indica que la redistribución de momentos deberá realizarse únicamente cuando:

$$\rho \text{ o } (\rho - \rho') \leq 0.5\rho_b$$

Donde ρ es la cuantía de refuerzo en tracción y ρ' es la cuantía de refuerzo en compresión.

- **Fisuración:**

La Norma E.060 especifica que el refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal manera que se obtenga un valor “Z” menor o igual a 31000 kg/cm^2 para condiciones de exposición interior y de “Z” menor o igual a 26000 kg/cm^2 para condiciones de exposición exterior se usará la siguiente formula:

$$Z = f_s \sqrt[3]{A' \cdot d_c}$$

Donde:

$f_s = 0.6f_y$ (valor estimado)

$A' =$ Área de concreto que rodea cada varilla.

$d_c =$ Recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS

Para el presente proyecto, el tipo de losas elegidas fueron los aligerados convencionales y losas macizas, ambos con una altura de 20 cm., estos elementos están diseñados para responder a cargas verticales únicamente, soportando esfuerzos de flexión y cortante. Por otro lado, la resistencia al cortante será aportada únicamente por el concreto, ya que en este tipo de elementos no se cuenta con refuerzo transversal.

6.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

A manera de ejemplo, se realizará el metrado de cargas para las viguetas del aligerado ubicado entre los ejes A-E/1-2.

El análisis se realizó mediante el programa Sap2000, en el cual se trabajó con el metrado de cargas previamente calculado en el capítulo 3 y con el siguiente tipo de sección:

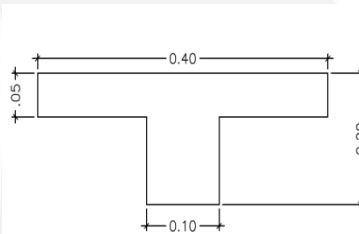


Figura 6. 1 Sección del aligerado convencional elegido

A continuación se muestran los diagramas de cortante y momento flector para el aligerado, el diagrama de cargas fue realizado previamente en el capítulo 3.

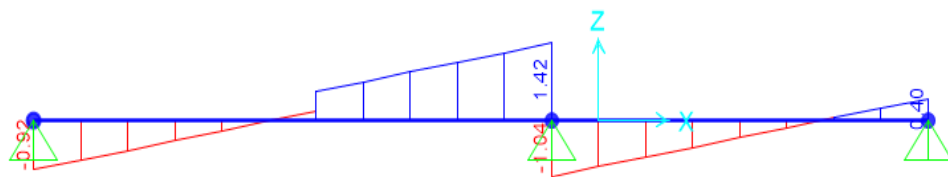


Figura 6. 2 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado para los pisos 2, 4 y 6

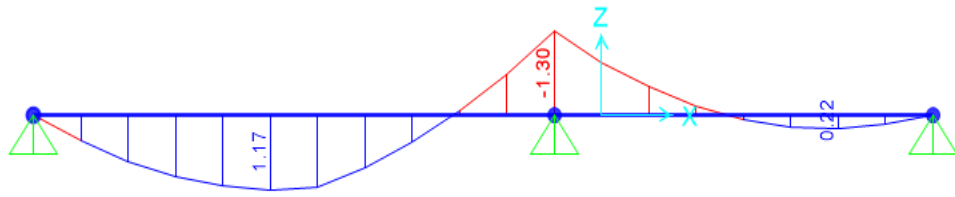


Figura 6. 3 Diagrama de Momento Flector del aligerado para los pisos 2, 4 y 6

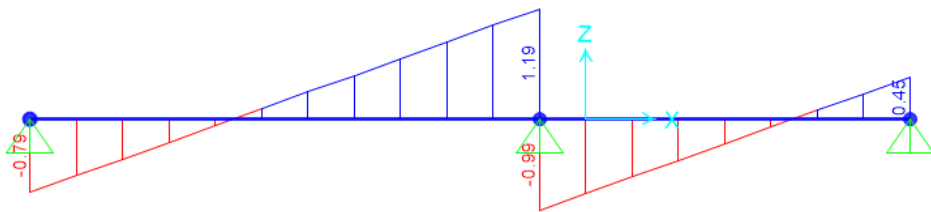


Figura 6. 4 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado para los pisos 3, 5 y 7

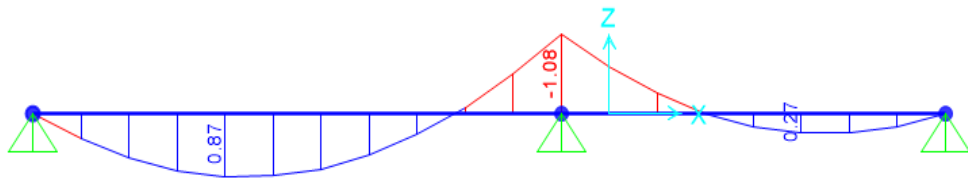


Figura 6. 5 Diagrama de Momento Flector del aligerado para los pisos 3, 5 y 7

A partir de los resultados obtenidos, podemos realizar el diseño por flexión y cortante del elemento:

Diseño por flexión:

Pisos 2, 4 y 6:

$Mu(+)$ = 0.87 ton-m (máximo momento positivo)

Asumiendo que el bloque de compresiones no supera el espesor de la losa superior (5cm) consideramos un ancho $b_w=40$ cm.

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$K_u = M/bd^2 = 7.53$

$\rho = 0.0020$

$As(+)$ = 1.39 cm^2

Se colocarán $2\phi 3/8 = 1.42cm^2$

$Mu(-)$ = 1.08 ton-m (máximo momento negativo)

En este caso, se tomara un ancho de bloque de compresiones $b_w=10$ cm debido a que la compresión se da en la parte inferior de la sección.

b = 10cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$As(+)$ = 1.94 cm^2

Se colocarán $1\phi 1/2 + 1\phi 3/8 = 2.00cm^2$

Pisos 3, 5 y 7:

$Mu(+)$ = 1.17 ton-m (máximo momento positivo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$As(+)$ = 1.87 cm^2

Se colocarán $1\phi 1/2 + 1\phi 3/8 = 2.00cm^2$

$\mu(-) = 1.30 \text{ ton}\cdot\text{m}$ (máximo momento negativo)

$b = 10\text{cm}$.

$d = 17\text{cm}$. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$A_s(+)= 2.43 \text{ cm}^2$

Se colocarán $2\phi 1/2 = 2.58\text{cm}^2$

Adicional a este refuerzo se colocará acero por temperatura y contracción:

$$A_{s_{temp}} = 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 5 = \frac{1.25\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Se usará: $1\phi 1/4"@0.25\text{m} = 1.28 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

Diseño por cortante:

Se evaluará el cortante V_u en los extremos que presenten las mayores fuerzas. El valor a considerar se encuentra a una distancia “d” de la cara del apoyo. Además, se debe considerar que la norma permite incrementar la resistencia al corte de las viguetas y losas en un 10%.

Pisos 2, 4 y 6:

$V_u = 1.13\text{ton}$.

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d = 1.22 \text{ ton}$$

Debido a que $V_u < \phi V_c$ no será necesario colocar ensanches.

Pisos 3, 5 y 7:

$V_u = 1.37\text{ton}$.

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d = 1.22 \text{ ton}$$

Debido a que $V_u > \phi V_c$ será necesario colocar ensanches en una longitud de 75cm; sin embargo debido a que la longitud de los ladrillos es de 30cm. se colocarán ensanches en una longitud de 90 cm. (Se retirarán 3 ladrillos).

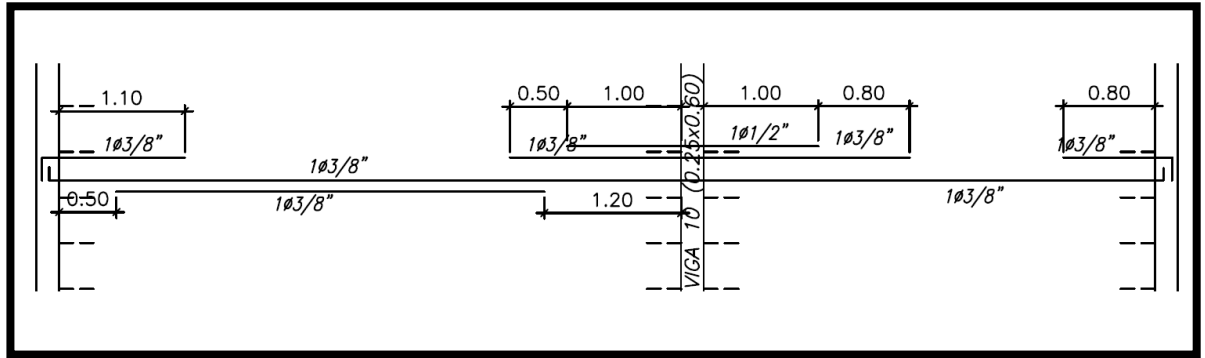


Figura 6. 6 Vista en planta del refuerzo del aligerado para los pisos 2, 4 y 6

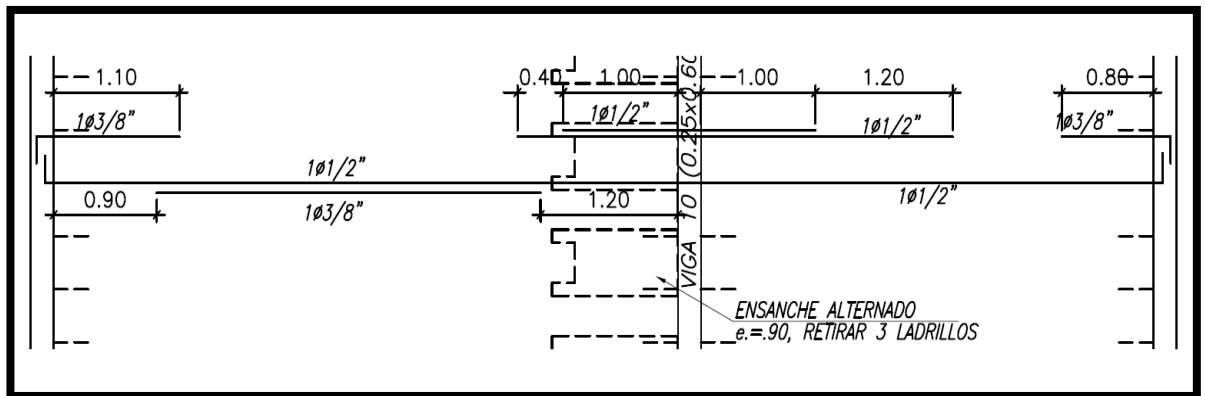


Figura 6. 7 Vista en planta del refuerzo del aligerado para los pisos 3, 5 y 7

6.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS:

A continuación se realizará a manera de ejemplo el diseño en concreto armado de la losa maciza apoyada en dos direcciones ubicada entre los ejes B-D/10-11.

Se muestra el diagrama de fuerza cortante y momento flector obtenido del programa ETABS.

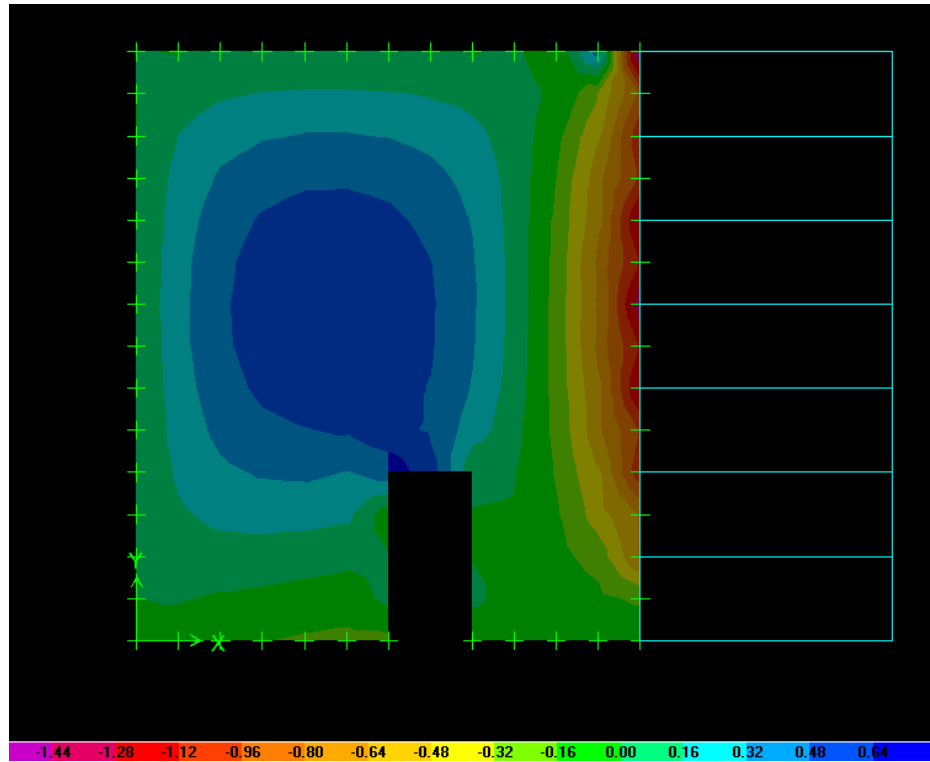


Figura 6. 8 Diagrama de Momento Flector en la dirección XX para la losa maciza

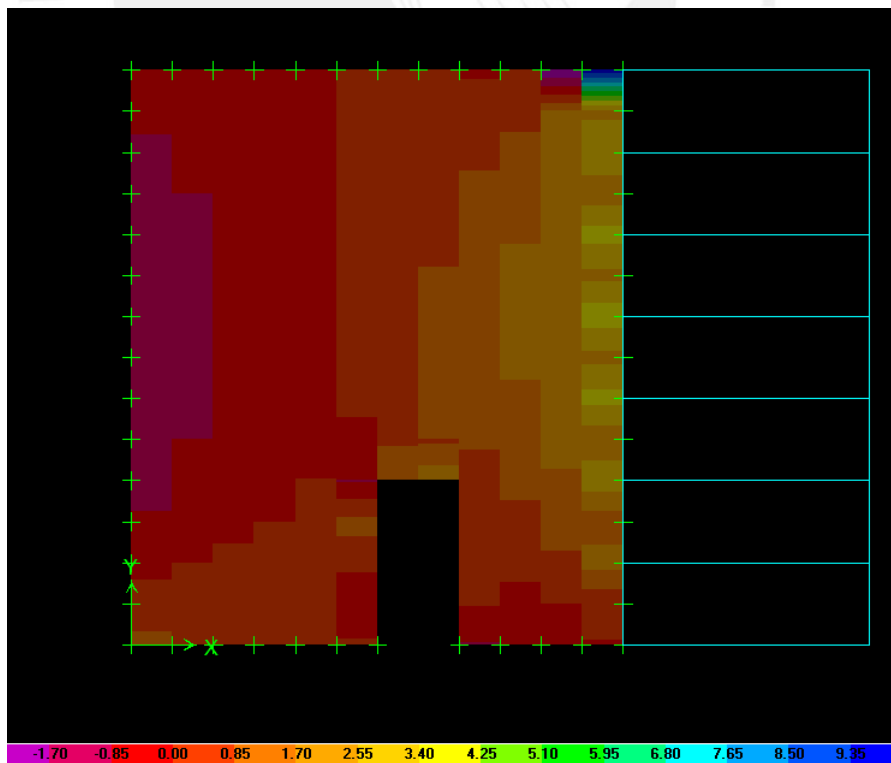


Figura 6. 9 Diagrama de Fuerza Cortante en la dirección XX para la losa maciza

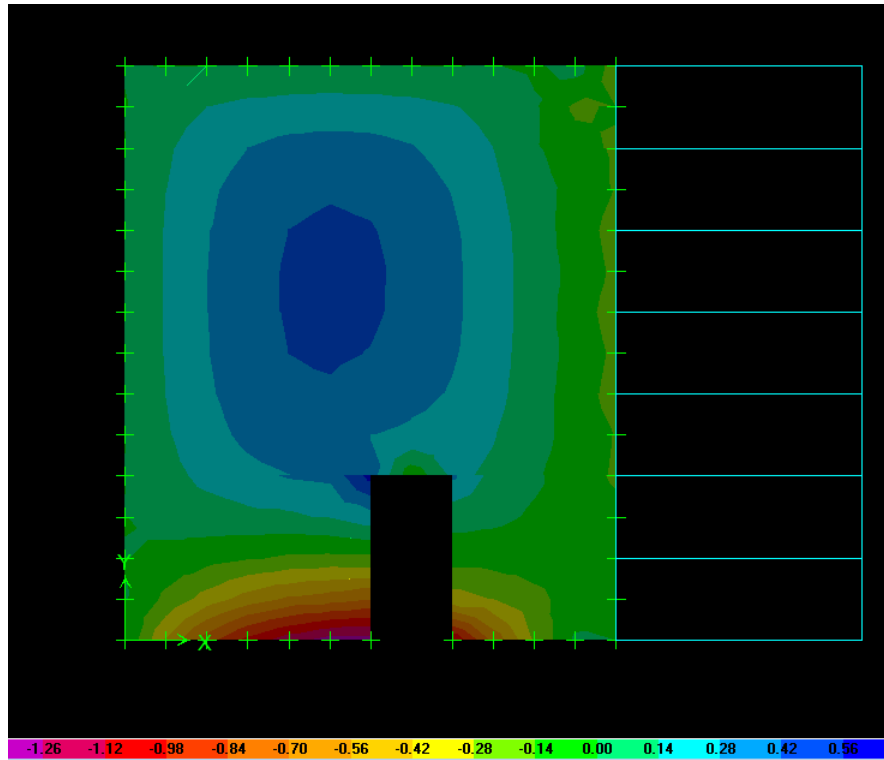


Figura 6. 10 Diagrama de Momento Flector en la dirección YY para la losa maciza

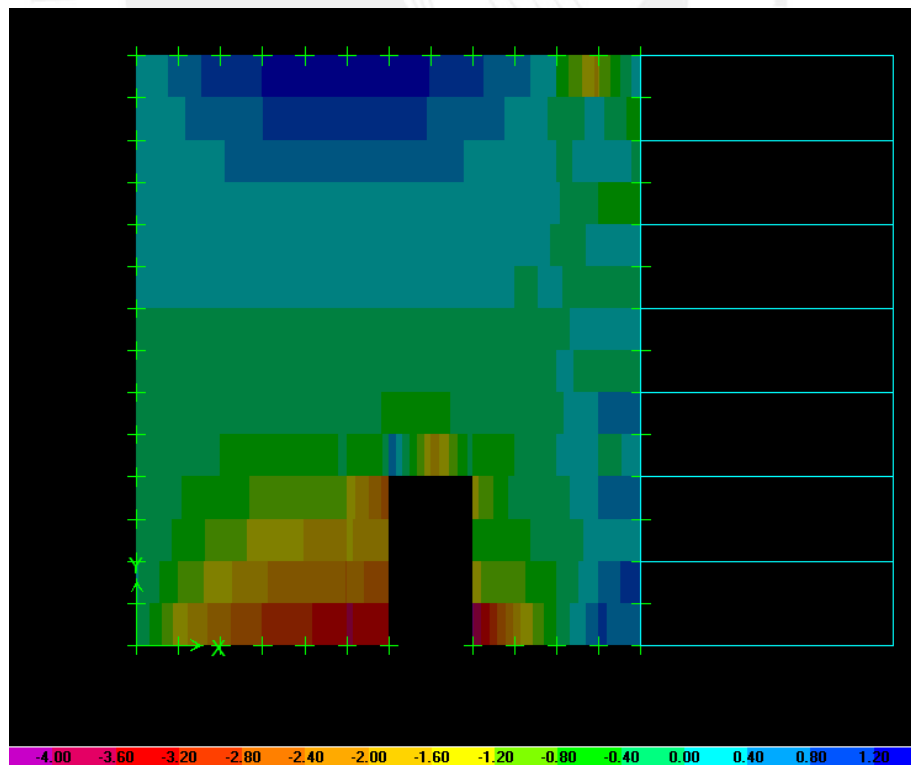


Figura 6. 11 Diagrama de Fuerza Cortante en la dirección YY para la losa maciza

Diseño por flexión:

En la dirección XX

$$Mu(+) = 0.64 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$As = 1.00 \text{ cm}^2$$

Se usará $1\phi 3/4"@0.40m$ de acero inferior

$$Mu(-) = 1.32 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$As = 2.08 \text{ cm}^2$$

Se usará $2\phi 3/4"@0.40m$ de acero superior (corrido y bastón).

En la dirección YY:

$$Mu(+) = 0.56 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$As = 0.88 \text{ cm}^2$$

Se usará $1\phi 3/4"@0.40m$ de acero inferior

$$Mu(-) = 1.10 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$As = 1.73 \text{ cm}^2$$

Se usará $1\phi 3/4"@0.40m$ de acero superior

Adicionalmente al refuerzo en ambas direcciones, se controlara la fisuración en las esquinas del ducto colocando refuerzo en diagonal (a 45°) debido a los momentos concentrados en estos puntos:

$Mu(+) = 0.75 \text{ ton-m}$

Para:

$b = 100 \text{ cm.}$

$d = 17 \text{ cm.}$

$As = 1.18 \text{ cm}^2$

De esta manera, se puede controlar estos momentos con 1 bastón adicional de $3/4"$ a 45° en las esquinas como se muestra en la figura:

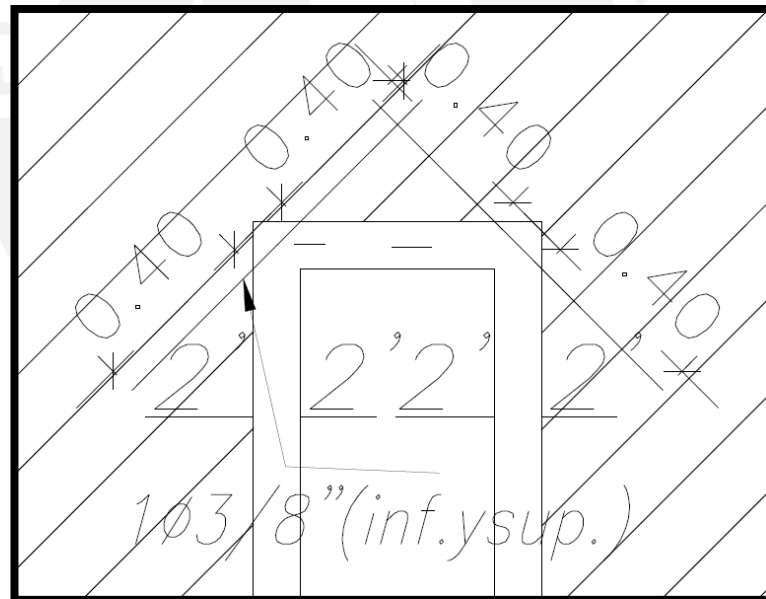


Figura 6. 12 Distribución del refuerzo diagonal para las esquinas del ducto

Diseño por cortante:

Se deberá cumplir que $\phi Vc > Vu$:

El mayor cortante ocurre en la dirección XX y tiene un valor de:

$Vu = 3.40\text{ton}$.

$$\phi Vc = (0.85)(0.53)\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 11.10 \text{ ton}$$

Se cumple que $\phi Vc > Vu$.

Finalmente, se muestra vista en planta de la distribución del acero para la losa maciza.

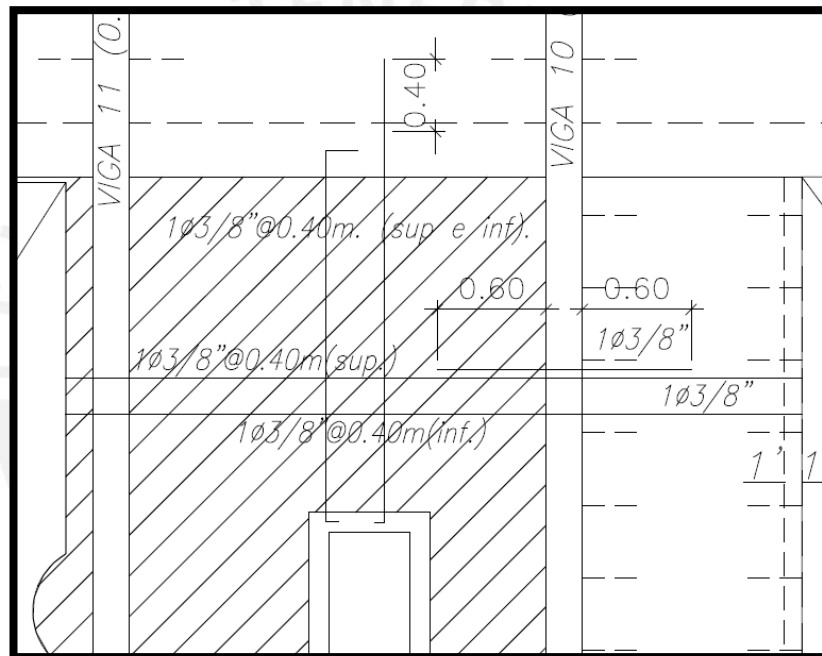


Figura 6. 13 Distribución del refuerzo para la losa maciza

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Para el presente proyecto se cuenta con vigas peraltadas y vigas chatas, las primeras se dividen entre vigas resistentes a cargas de gravedad únicamente y vigas que formen pórticos resistentes a sismo. Por otro lado, las vigas chatas tendrán un peralte igual al espesor de la losa y serán diseñadas para resistir sólo cargas de gravedad.

A continuación se realizará el diseño para una viga resistente a cargas por gravedad y una viga sismorresistente:

Viga VT-11 (0.25x0.60): Resiste a cargas de gravedad únicamente

El metrado de cargas para esta viga se realizó previamente en el Capítulo 3 de la presente tesis.

Se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante por cargas últimas:

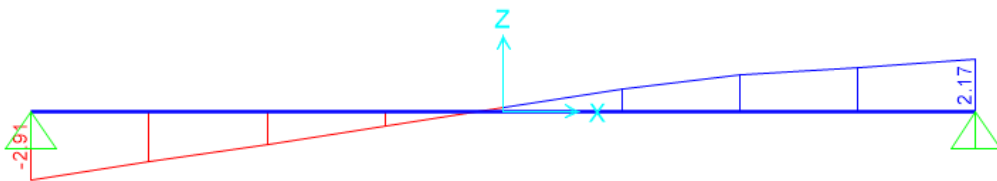


Figura 7. 1 Diagrama de Fuerza Cortante para la Viga VT-11 por Cargas Últimas

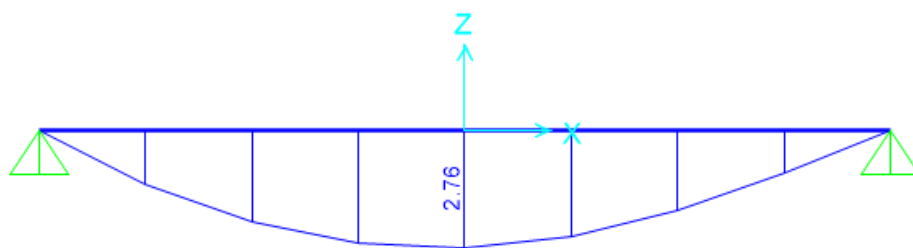


Figura 7. 2 Diagrama de Momento Flector para la Viga VT-11 por Cargas Últimas

Diseño por Flexión:

$$Mu(+) = 2.76 \text{ ton-m.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$As = 1.37 \text{ cm}^2$$

Se debe tener en cuenta los límites del refuerzo para la sección, siendo las cantidades de acero mínimo y máximo las siguientes:

$$As_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \text{ (Para secciones rectangulares)}$$

$$As_{max} = 21.52 \text{ cm}^2 \text{ (75\% del acero que genera la falla balanceada)}$$

De esta manera, se colocarán $2\phi 5/8''$ (4cm^2) de acero superior e inferior.

Diseño por Cortante:

$$Vu = 2.09 \text{ ton (a una distancia "d" de la cara del apoyo)}$$

$$\phi Vc = (0.85)(0.53)\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 8.81 \text{ ton}$$

$$\frac{1}{2}\phi Vc = 4.41 \text{ ton.}$$

En este caso, $\phi Vc > Vu$ y $\frac{1}{2}\phi Vc > Vu$. Por ello, aunque en teoría no se requieran estribos, se colocarán estribos por confinamiento a una distancia no mayor a "d/2".

Por lo tanto se usara 1 estribo $\phi 3/8''$: $1@0.05$, $Rto@0.25\text{m. c/ext.}$

A continuación se muestra la vista en elevación de la distribución del acero para la viga:

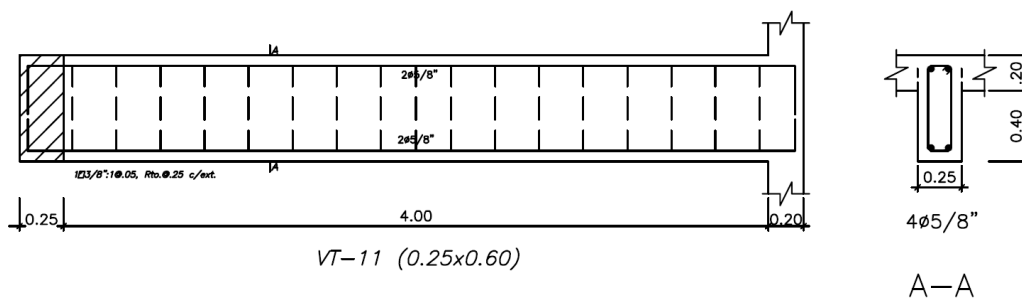


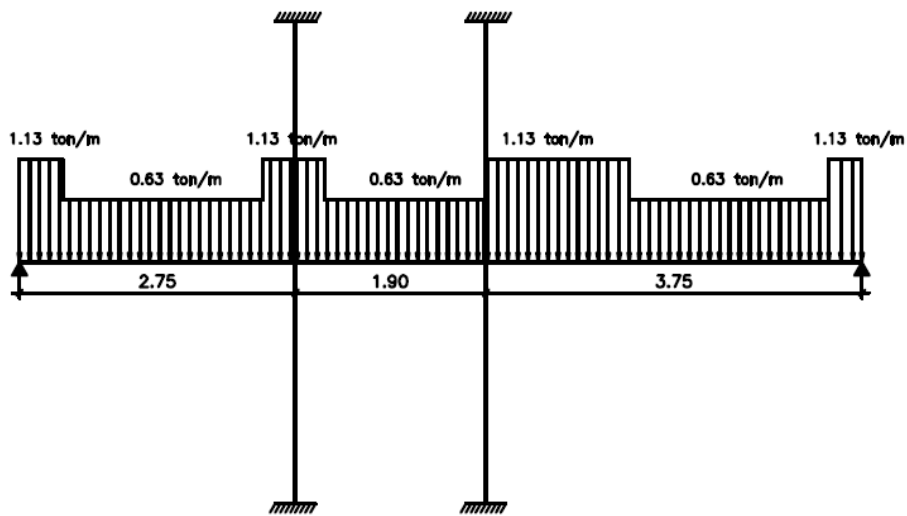
Figura 7. 3 Vista en Elevación de la distribución del refuerzo para la viga VT-11

Viga VT-01 (0.25x0.60): Resiste a cargas de sismo

Carga muerta:

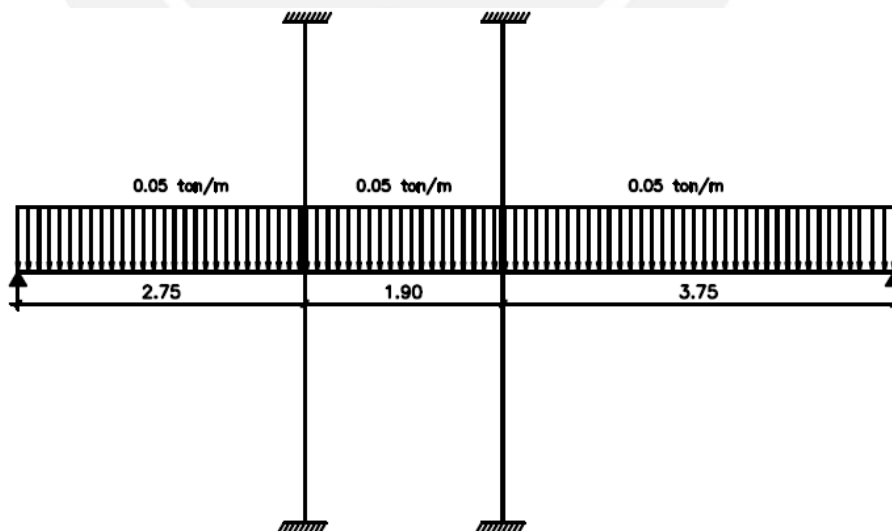
- Peso propio + Piso terminado + Parapeto Paralelo = $0.25 \times 0.60 \times 2.4 + 0.25 \times 0.1 + 0.15 \times 1.8 \times 0.9 = 0.63 \text{ ton/m}$.
- Peso propio + Piso terminado + Tabiquería Paralela = $0.25 \times 0.60 \times 2.4 + 0.25 \times 0.1 + 0.15 \times 1.8 \times 2.8 = 1.13 \text{ ton/m}$.

Sobrecarga: $0.20 \times 0.25 = 0.05 \text{ ton/m}$



CARGA MUERTA

Figura 7. 4 Diagrama de carga muerta para la viga VT-01



CARGA VIVA

Figura 7. 5 Diagrama de carga viva para la viga VT-01

Debido a que se presentan cargas sísmicas, las cargas últimas se hallarán a partir de las combinaciones especificadas en la Norma E.060, por esa razón se tienen los diagramas de momentos para cargas muertas y vivas sin amplificar:

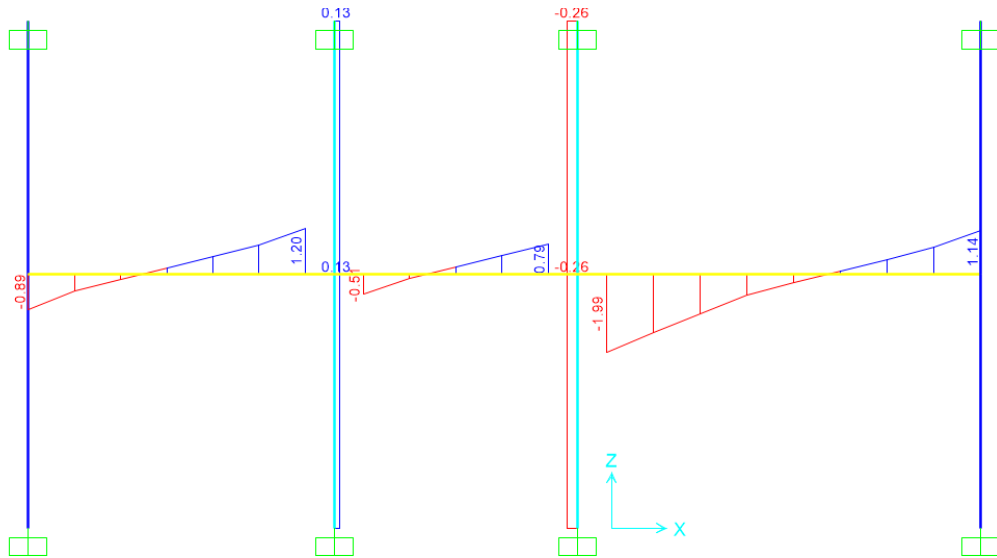


Figura 7. 6 Diagrama de Fuerza Cortante por Carga Muerta para la viga VT-01

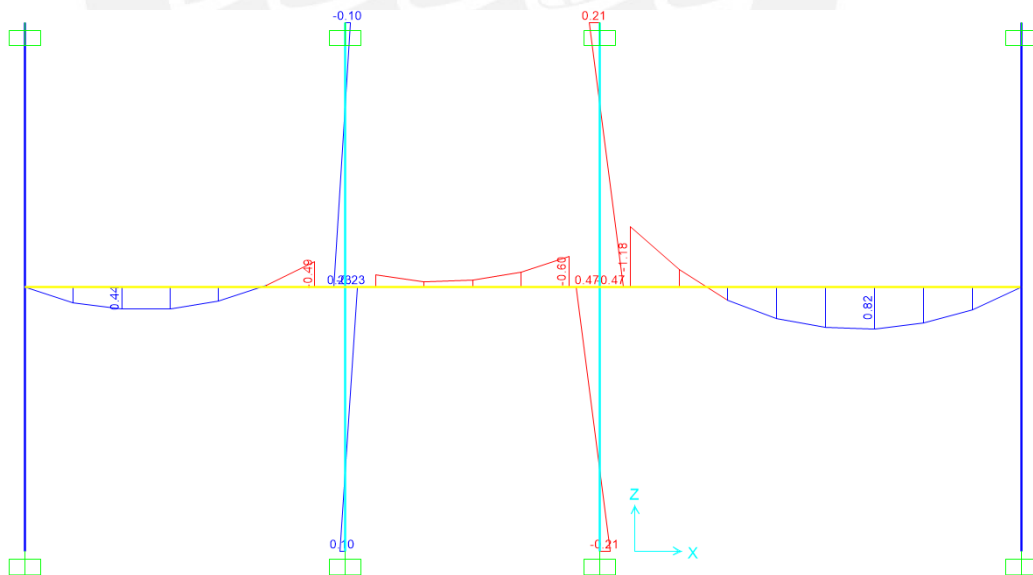


Figura 7. 7 Diagrama de Momento flector por Carga Muerta para la viga VT-01

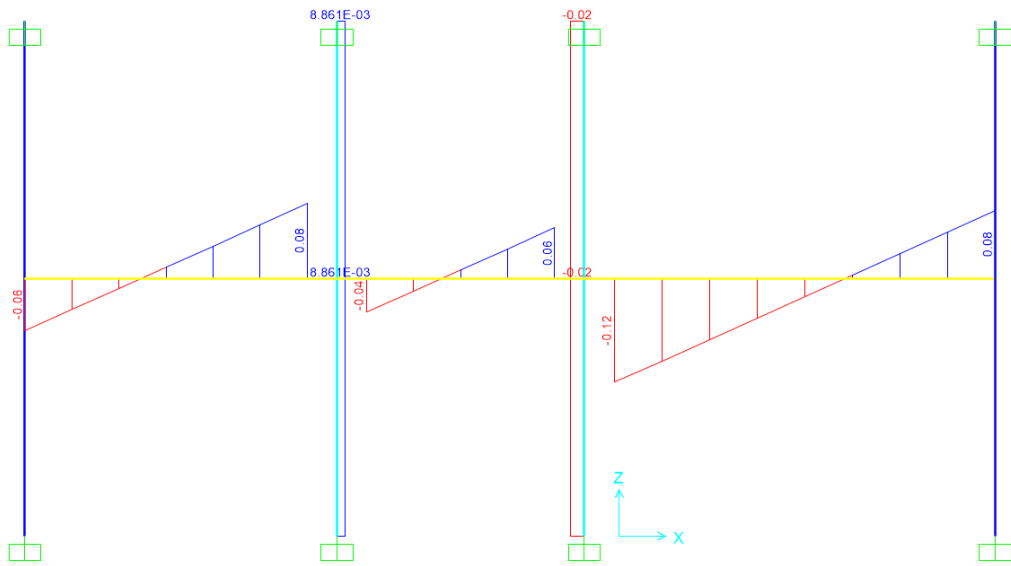


Figura 7. 8 Diagrama de Fuerza Cortante por Carga Viva para la viga VT-01

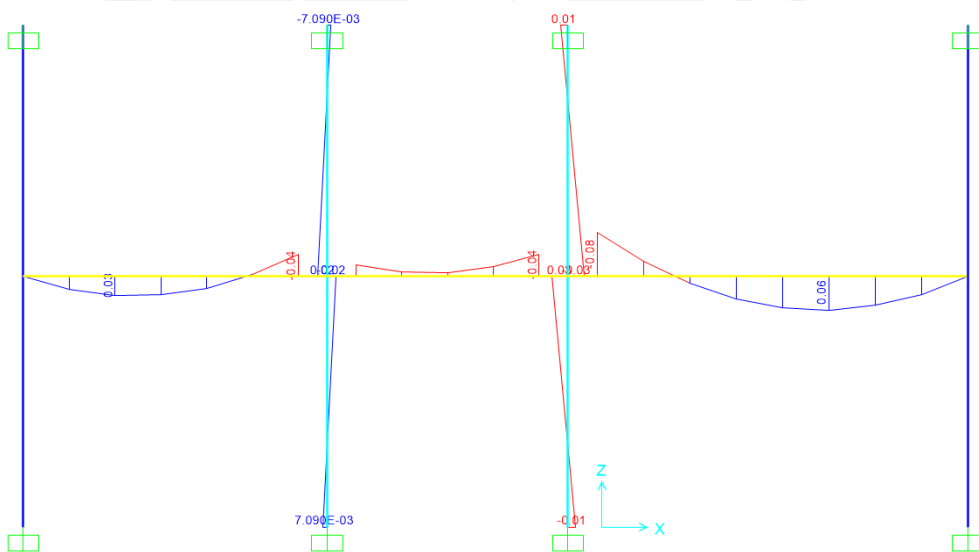


Figura 7. 9 Diagrama de Momento Flector por Carga Viva para la viga VT-01

Por otro lado, las cargas de sismo fueron obtenidas mediante el uso del programa ETABS y los diagramas resultantes fueron los siguientes:

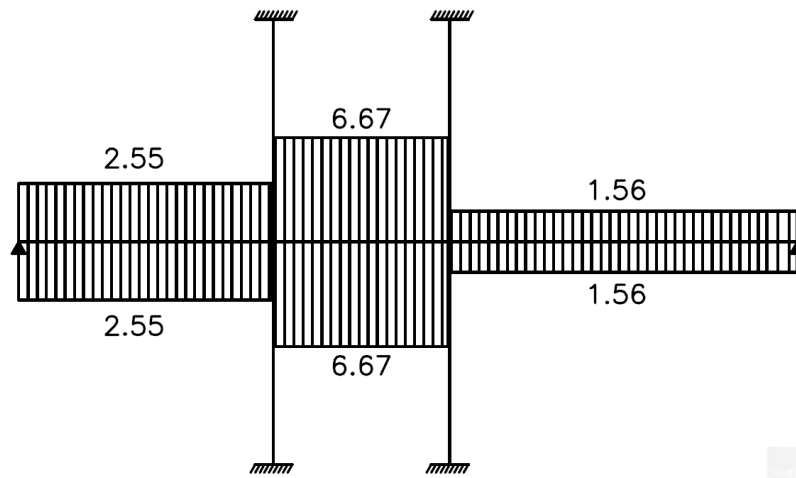


Figura 7. 10 Diagrama de Fuerza Cortante por Sismo en ambas direcciones

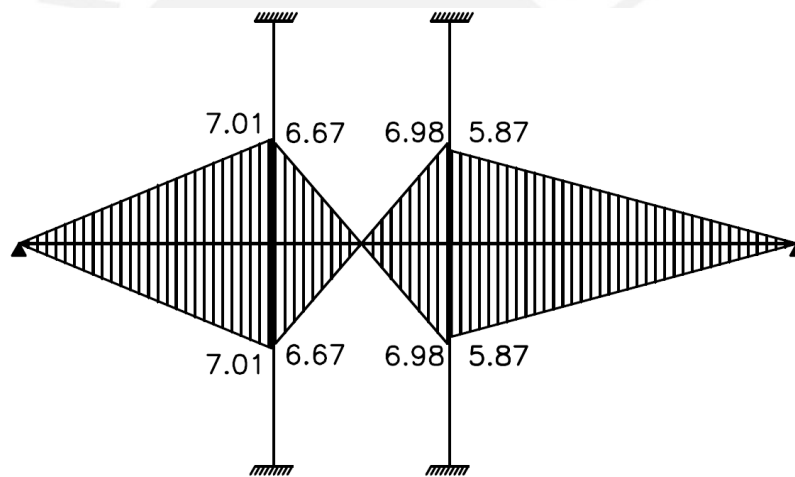


Figura 7. 11 Diagrama de Momento Flector por Sismo en ambas direcciones

Finalmente, se presenta la envolvente de cargas según las combinaciones especificadas en la Norma E.060

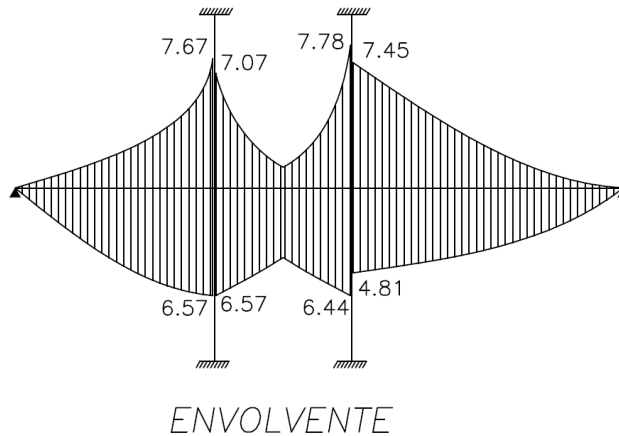


Figura 7. 12 Envolvente de cargas para la viga VT-01

Diseño por flexión:

En un apoyo:

$M_u(+)$ = 6.57 ton-m. (Máximo momento positivo asociado a la combinación 0.9CM+S)

b = 25cm

d = 54cm

A_s+ = 3.31cm^2 (Teniendo en cuenta que para la sección $A_{s_{min}} = 3.26\text{cm}^2$)

Por lo tanto, se colocarán $2\phi 5/8"$ (4cm^2) de acero inferior corrido.

$M_u(-)$ = 7.78 ton-m (Máximo momento positivo en un apoyo, asociado a la combinación 1.25(CM+CV)+S)

b = 25cm

d = 54cm

A_s = 3.94cm^2 (Teniendo en cuenta que para la sección $A_{s_{min}} = 3.26\text{cm}^2$)

Por lo tanto, se colocarán $2\phi 5/8"$ (4cm^2) de acero inferior corrido.

Los momentos positivos en el centro de un tramo son menores a los máximos obtenidos en los apoyos. De esta manera, no hay mayores demandas de acero y se colocarán $2\phi 5/8"$ superior e inferior corridos en toda la longitud de la viga.

Diseño por Cortante:

$V_{u1} = 7.38 \text{ ton}$ (Proveniente de la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{S}$)

$$\phi V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d = 8.81 \text{ ton} \qquad \frac{1}{2}\phi V_c = 4.41 \text{ ton.}$$

Para la fuerza proveniente del análisis, bastaría con usar refuerzo transversal por confinamiento. Sin embargo, la norma E.060 especifica que para vigas pertenecientes a pórticos sismorresistentes se requerirá hallar el cortante último de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{(Mn1 + Mn2)}{Ln} + \frac{Wu \cdot Ln}{2}$$

Donde:

$Mn1 = 7.88 \text{ ton-m.}$ (Momento nominal izquierdo para el tramo medio de la viga)

$Mn2 = 7.88 \text{ ton-m.}$ (Momento nominal derecho para el tramo medio de la viga)

$Ln = 1.90 \text{ m.}$ (Luz libre del tramo medio de la viga)

$Wu = 1.25(0.63 + 0.05) = 0.85 \text{ ton/m}$ (carga distribuida en la viga, amplificada por un factor de 1.25 debido a sismo)

$$V_u = \frac{2(7.88)}{1.90} + \frac{0.85(1.90)}{2} = 9.10 \text{ ton} \text{ (Fuerza cortante mayor a la obtenida por el análisis)}$$

Para este valor de cortante último se requiere un aporte del refuerzo transversal de:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1.90 \text{ ton.} \rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = 170 \text{ cm.}$$

Se observa que los espaciamientos requeridos son bastante altos, esto se debe en parte a que la sección no sufre de esfuerzos elevados. De esta manera, se requerirían estribos mínimos únicamente. Sin embargo, como la viga aporta resistencia sísmica la cantidad de refuerzo transversal se hallará mediante los siguientes criterios especificados por la norma:

Deberá colocarse estribos en ambos extremos, en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento):

$$L_o = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo dentro de esta zona será el menor valor de:

- $0.25d = 0.25(54) = 13.5$ cm.
- $10db = 15.9$ cm.
- $24db_{estribos} = 22.9$ cm.
- 30cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$s = 0.5d = 0.50(54) = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se colocará como refuerzo transversal la siguiente distribución de estribos:

1 estribo $\phi 3/8$ " : 1@0.05, 10@0.125, Rto@0.25m. c/ext.

Finalmente, se muestra a continuación la elevación de la viga VT-01

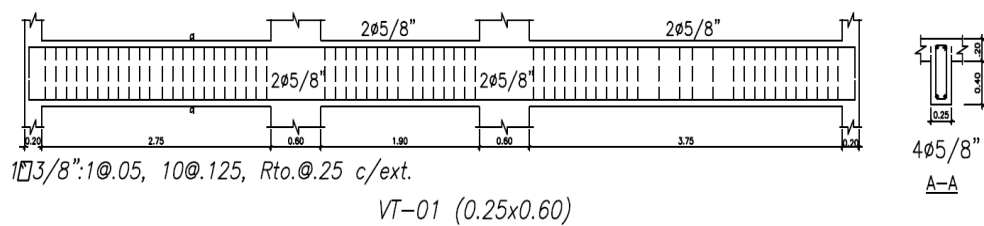


Figura 7. 13 Vista en Elevación de la distribución del acero en la viga VT-01

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas, al igual que las placas, cumplen el papel de transmitir las cargas de los elementos horizontales como vigas y techos hacia la cimentación.

Para el presente proyecto, se cuenta con tres columnas las cuales pertenecen a pórticos resistentes a sismo en la dirección XX. De esta manera, los momentos predominantes para éstas columnas se encuentran en esta dirección, mientras que en la dirección YY los momentos son tomados principalmente por los muros de corte.

El diseño por flexocompresión se realizará mediante la evaluación de las cargas últimas y el diagrama de interacción explicado previamente. Por otro lado, para realizar el diseño por cortante se tendrán en cuenta lineamientos adicionales.

8.1 DISEÑO POR CORTANTE

Además del diseño por cortante para elementos sometidos a compresión mencionado previamente en el capítulo 5.2. La Norma E.060 dispone consideraciones especiales para el diseño sísmico por corte en las columnas, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil durante un evento sísmico. En el presente proyecto, el sistema estructural está compuesto a base de muros estructurales, de esta manera se procederá a calcular la fuerza cortante última según lo planteado en el artículo 21.4 de la Norma E.060, mediante un diseño por capacidad como se muestra a continuación:

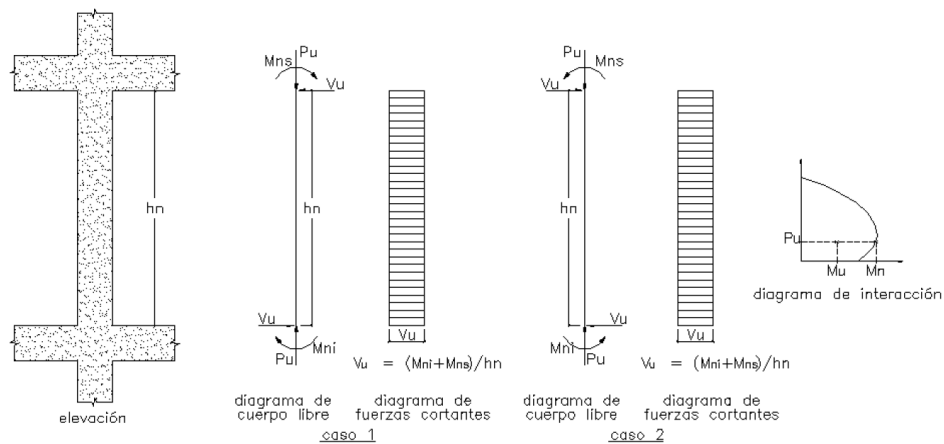


Figura 8. 1 Fuerza cortante de diseño en columnas (FUENTE: Norma E.060)

Por otro lado, de acuerdo al artículo 21.4.5 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con lo siguiente:

- El primer estribo deberá estar separado a no más de 5cm de la cara del nudo
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo.
- El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 100 mm.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 500 mm.
- Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal no será mayor que:
 - La requerida por la fuerza cortante
 - La mitad del peralte efectivo
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - 48 veces el diámetro del estribo
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 30 cm
- El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá ser mayor que:

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \sqrt{f'c} \cdot b_w}$$

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

8.2 EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO

Teniendo en cuenta que en la mayoría de columnas, la zona central presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, es conveniente realizar el empalme en esta ubicación. Sin embargo, también se puede realizar el empalme cerca a los nudos, ya que las solicitaciones de momento en columnas no son elevadas respecto a su carga axial, sobretodo en estructuras en base a muros de corte. Se presentan algunas consideraciones en el siguiente esquema:

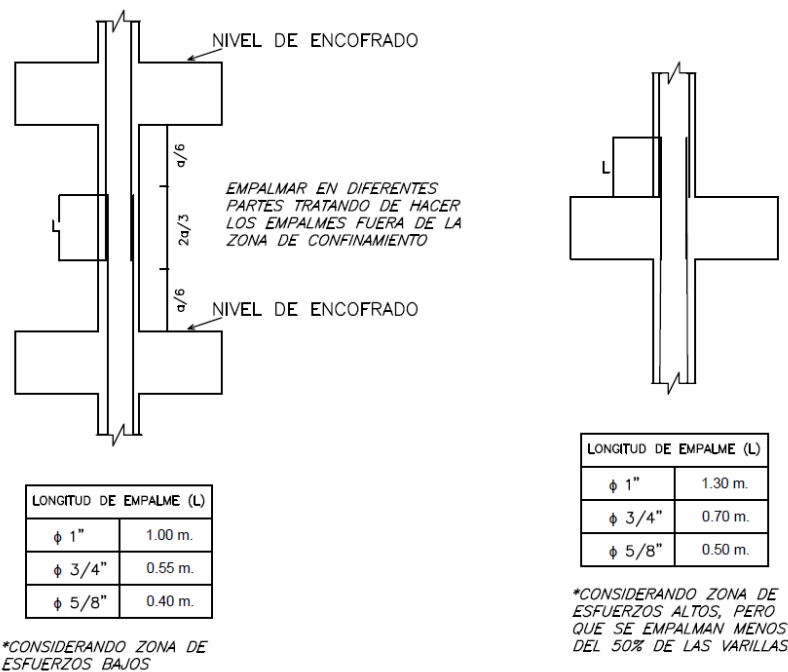


Figura 8. 2 Consideraciones para el empalme del refuerzo en columnas (FUENTE: Blanco, 1994)

8.3 EJEMPLO DE DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNA

Se diseñara la columna COL 02 ubicada en los ejes B/12, de dimensiones 0.35x0.60m y que va desde la cimentación hasta el último nivel. Debido a las consideraciones previamente mencionadas, el diseño de esta columna se enfocó principalmente para las cargas en la dirección XX (análisis uniaxial) debido a que los momentos en la dirección YY eran ínfimos.

Del análisis estructural obtenemos las siguientes cargas para el primer piso:

Tabla 8. 1 Cargas obtenidas del análisis estructural para la columna COL 02

Carga	Carga axial (ton)	Fuerza Cortante en XX (ton)	Momento Flector Mxx (ton-m)
CM	76.49	0.13	0.23
CV	12.12	0.01	0.20
CS	22.10	2.60	5.60

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

Tabla 8. 2 Combinaciones de carga para obtener los valores de Pu, Vu yMu

Combinaciones	Carga axial última : Pu (ton)	Fuerza cortante última : Vu (ton)	Momento flector último: Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	127.69	0.2	0.66
1.25(CM+CV)+S	132.86	2.78	6.14
1.25(CM+CV)-S	88.66	2.43	5.06
0.9CM+S	90.94	2.72	5.81
0.9CM-S	46.74	2.48	5.39

A continuación, calculamos el refuerzo mínimo para una sección de 30x60 cm. Tenemos un área total de 1800 cm^2 y considerando una cuantía mínima de 1% se obtiene un área de acero de 18 cm^2 . De esta manera, se empezará la iteración con 10 barras de $\emptyset 5/8$ " resultando un 20 cm^2 ($\rho = 1.11\%$) de acero.

Se obtiene la siguiente sección:

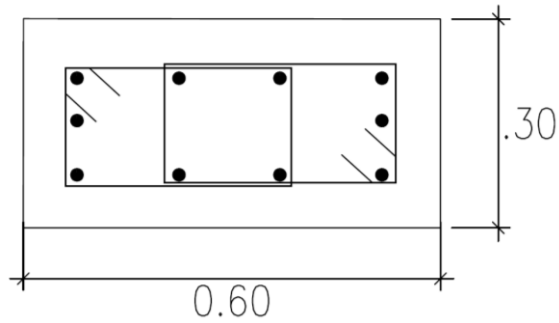


Figura 8. 3 Distribución inicial de acero para la columna COL 02

A partir de la sección planteada se puede realizar el siguiente diagrama interacción y ubicar las cargas últimas para verificar si se encuentran dentro del mismo:

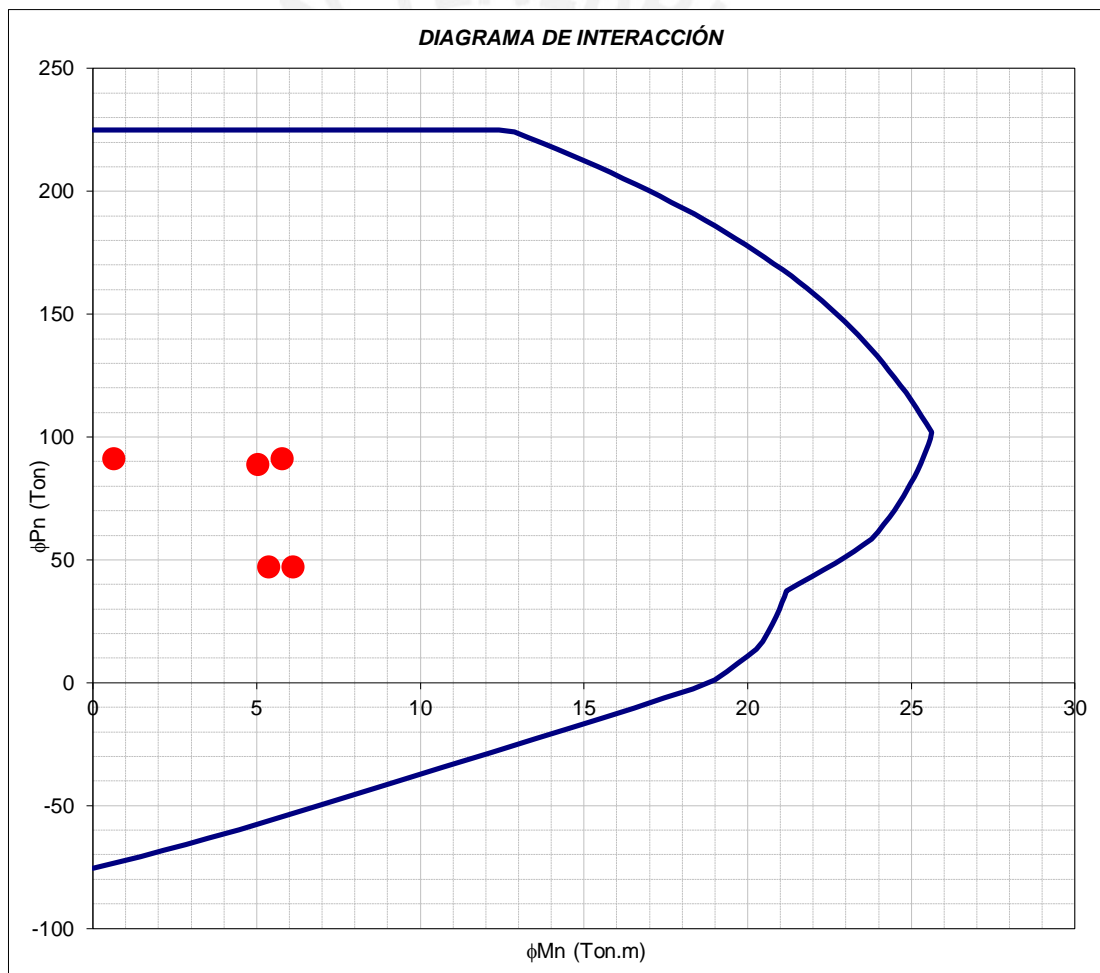


Figura 8. 4 Diagrama de interacción para la columna COL 02 con los puntos (Mu, Pu) ubicados

Observamos que los puntos (Mu, Pu) se ubican por debajo de las curvas de resistencia, con un margen razonable considerando que se tiene una cuantía mínima de acero en la sección.

Diseño por Cortante

Se calcularán las fuerzas cortantes últimas mediante un diseño por capacidad, el cual considera las capacidades en los nudos de la columna. Para esto, tenemos los valores de P_u para cada combinación y mediante los diagramas de interacción se obtiene la capacidad M_n de la columna.

Tabla 8. 3 Momentos nominales de la columna relacionados con P_u para cada combinación

Combinaciones	Carga axial última : P_u (ton)	Fuerza cortante última : V_u (ton)	Momento nominal de la sección : M_n (ton-m)
1.4CM+1.7CV	127.69	0.2	24.28
1.25(CM+CV)+S	132.86	2.78	23.96
1.25(CM+CV)-S	88.66	2.43	25.28
0.9CM+S	90.94	2.72	25.35
0.9CM-S	46.74	2.48	22.43

Se observa que el momento nominal máximo es 25.28 ton-m proveniente de la combinación de cargas 1.25(CM+CV)-S, la cual no presenta la mayor carga axial. Por lo tanto la fuerza cortante última de diseño sería:

$$V_u = \frac{2M_n}{L_n} = \frac{2(25.28)}{3.00} = 16.85$$

Calculando el aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'_c}(30)(54) \left(1 + \frac{88.66}{140 \times 25 \times 70}\right) = 10.58 \text{ ton}$$

Dado que $V_u > \phi V_c$, se requerirá usar estribos dobles de $\phi 3/8"$ los cuales a su vez proveerán confinamiento al acero longitudinal de la sección. Calculando la resistencia y el espaciamiento requeridos para el refuerzo, tenemos:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 7.06 \text{ ton.} \quad \therefore s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{7060} = 46 \text{ cm}$$

Usamos $A_v = 1.42$ debido que en el peor de los casos, solo trabajarían dos capas de refuerzo transversal. De esta manera, por fuerza cortante se requieren 46 cm de espaciamiento.

Sin embargo, se deberá considerar los lineamientos dispuestos en la Norma E.060 para estribos por confinamiento, los cuales fueron mencionados previamente en este capítulo.

De esta forma, se obtienen los siguientes valores para L_o y S_o :

- $L_n/6 = 300/6 = 50 \text{ cm}$
 - La mayor dimensión = 60 cm
 - 50 cm
- } L_o debe ser el mayor de estos valores, resultando $L_o = 60 \text{ cm}$.

El espaciamiento, S_o dentro de esta zona de confinamiento (L_o) no será mayor que:

- $8d_b(\phi 5/8") = 8 \times 5 \times 2.54/8 = 12.70 \text{ cm}$.
 - La mitad de la menor dimensión: $30/2 = 15 \text{ cm}$
 - 10 cm
- } $S_o = 10 \text{ cm}$.

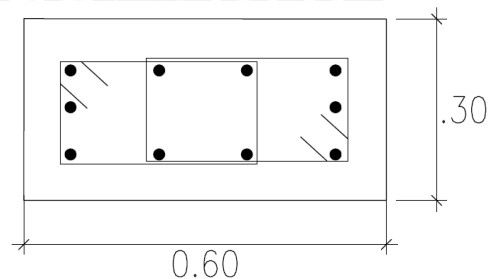
Fuera de la zona de confinamiento (L_o), el espaciamiento no será mayor que:

- El requerido por V_u : 46 cm
 - $d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm}$
 - $16d_b = 25.40$
 - $48 d_b (\phi 3/8") = 45.72 \text{ cm}$
 - La menor dimensión: 30 cm
 - 30 cm
- } $S = 25 \text{ cm}$.

Por lo tanto, la distribución del refuerzo transversal final será:

1 estribo $\phi 3/8"$: 1@0.05, 6@0.10. Resto@0.25m a cada extremo.

Resultando la siguiente sección final:



$10 \phi 5/8"$
 $2 \square 3/8": 1@.05,$
 $6@.10, Rto@.25 \text{ c/ext.}$

Figura 8. 5 Sección de la columna COL 2

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS

Las placas son también denominadas muros de corte debido al gran porcentaje de cortante basal que absorben. Estos elementos reciben cargas verticales y horizontales paralelas a su plano, las cuales son provenientes principalmente de solicitaciones sísmicas. En nuestro medio son muy utilizadas debido a su alta rigidez y resistencia a desplazamientos laterales y fuerzas cortantes.

9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión es el mismo que el empleado para el diseño de columnas (Capítulo 5.3). Sin embargo, de acuerdo a la esbeltez del elemento, su comportamiento por flexión varía notablemente, por lo tanto el diseño del refuerzo por flexión debe diferenciarse para los siguientes casos:

Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)

En muros esbeltos el comportamiento es similar al de las columnas, donde las fallas más probables son del tipo dúctil, debido a la formación de rótulas plásticas en la base. El diseño se hará por flexocompresión. En el presente proyecto se cuenta únicamente con este tipo de muros.

Muros bajos ($H/L < 1$)

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento, por ello la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento se asemeja más al de una viga de gran peralte y no al de un elemento sometido a flexocompresión.

Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse mediante la siguiente expresión obtenida del libro de Blanco, 1994:

$$Mu = \phi A_s f_y z \quad \text{donde: } z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right); \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \text{ y } z = 1.2H; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

Por otro lado, se determinará la necesidad de elementos de borde según los siguientes lineamientos de la Norma E.060:

Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado

Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{du}{hm}\right)}$$

Donde lm es la longitud del muro en el plano horizontal y hm es la altura total del mismo, du es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a hm .

El valor de “c” corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño du . El cociente du/hm no debe tomarse menor que 0.005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho de ala efectiva definida anteriormente. Deberá utilizarse el mayor valor de c que se obtenga de considerar compresión en cada extremo del muro.

Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre lm y $\frac{Mu}{4Vu}$.

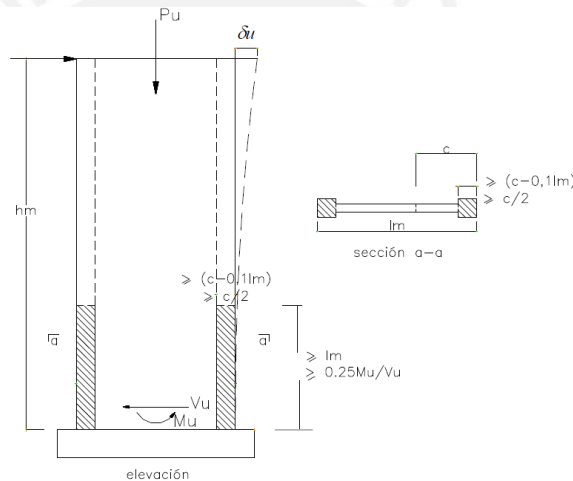


Figura 9. 1 Elementos de borde en placas

En donde se requieran elementos de borde confinados de se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c-0.1lm)$ y $c/2$
- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos especificados para columnas.
- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8” para barras longitudinales

de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

- El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 250 mm.

El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.

El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde

Por otro lado, debido a que las placas son elementos sometidos a bajos esfuerzos de compresión. Para realizar un análisis preliminar supondremos que la placa trabaja solo por flexión, por tanto el refuerzo aproximado de los núcleos será:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot d \cdot f_y}$$

Donde:

Mu: Momento de diseño obtenido del análisis

d: Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo

As: Área de refuerzo requerido

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.9$)

Se concluirá el diseño por flexocompresión verificando que los esfuerzos actuantes sean menores a los resistentes mediante el diagrama de interacción para el acero elegido.

9.2 DISEÑO POR CORTANTE

La Norma E.060 en sus artículos 11.10.3 y 11.10.10, indica las consideraciones para el diseño de refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} t d; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1f'_c \qquad V_c = 0; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} < 0.1f'_c$$

Donde t es el espesor del muro y d el peralte efectivo, el cual deberá ser calculado mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones; sin embargo la Norma E.060 permite el uso de $d=0.8L$

Así mismo, se proponen los siguientes límites para las resistencias calculadas:

$$V_c \leq \alpha_c \sqrt{f'_c} t d; \text{ donde: } \alpha_c = 0.80; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \quad \text{y} \quad \alpha_c = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

Además, se especifica un límite para el valor de $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión:

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} t d$$

Si $V_u \leq 0.27\sqrt{f'_c} t d$, se requerirá refuerzo mínimo $\rho_h = 0.0015$

Si $V_u \geq 0.27\sqrt{f'_c} t d$, se requerirá refuerzo mínimo $\rho_h = 0.0025$

Así mismo, la cuantía de refuerzo vertical mínima es $\rho_v = 0.0025$.

9.3 DISEÑO SÍSMICO POR CAPACIDAD

La Norma E.060 en su artículo 21.9.5.3, referente a las disposiciones para el diseño sísmico de muros estructurales, señala que la fuerza cortante última de diseño debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro:

$$V_{u_{diseño}} \geq V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad \frac{M_n}{M_u} \leq R$$

Y este diseño se realizará en una altura medida desde la base y no menor de L_m y $M_u/(4V_u)$. Esto con el fin de prevenir la formación de rótulas plásticas en los primeros pisos donde hay mayores esfuerzos.

9.4 EJEMPLO DE DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN DE PLACA:

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la placa PL-01 ubicada en el eje E/11-12, Debido a su ubicación y geometría, esta placa recibe momentos importantes en la dirección YY, por otro lado los momentos en la dirección XX son despreciables.

Para la placa, cuyas dimensiones son 0.20x4.05m, se obtuvieron los siguientes resultados provenientes del análisis estructural:

Tabla 9. 1 Cargas obtenidas del análisis para la placa PL-01

CARGA	Carga axial (ton)	Fuerza cortante (ton)	Momento YY (ton-m)
Carga Muerta	71.93	3.00	5.20
Carga Viva	9.64	0.85	3.10
Carga de Sismo	46.12	23.21	134.20

Obtenemos las combinaciones de carga Pu y Mu según lo especificado por la Norma E.060.

Tabla 9. 2 Valores de Pu, Vu y Mu obtenidos de las combinaciones para la placa PL-01

Combinaciones	Carga axial última : Pu (ton)	Fuerza cortante última : Vu (ton)	Momento último : Mu YY (ton-m)
1.4CM+1.7CV	117.09	5.65	12.55
1.25(CM+CV)+S	148.09	28.02	144.58
1.25(CM+CV)-S	55.84	-18.40	123.83
0.9CM+S	110.86	25.91	138.88
0.9CM-S	18.61	20.51	129.52

A partir de los resultados obtenidos se procederá a realizar una estimación del acero para la primera iteración mediante la expresión mencionada previamente.

Con Mu = 144.58 ton-m.

$$A_s = \frac{144.58 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.8 \times 405} = 11.81 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se usarán 4 aceros de 5/8" de diámetro en cada núcleo, formando un área total de 16cm²

Por otro lado, el esfuerzo distribuido vertical y horizontal se obtiene según el mínimo para placas:

$$A_{s_{min}} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.0 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el refuerzo horizontal y vertical tendrá la siguiente distribución:

2 varillas de 3/8"@0.275 m.

Seguidamente, el mayor valor del eje neutro “c” para las cargas últimas es de 97cm. y corresponde a los valores de $P_u = 148.09$ ton y $M_u = 144.58$ ton-m.

Verificando la necesidad de núcleos según lo especificado en la norma:

$$L_m = 405\text{cm}, h_m = 1860\text{cm}, d_u/h_m = 0.005 \rightarrow \therefore c \geq \frac{405}{600 \times 0.005} \geq 165\text{cm}.$$

Dado que $c = 97\text{cm}$ es menor que 165cm , no es necesario tener elementos de borde. No obstante, como buena práctica de diseño se usarán núcleos de 20cm de longitud en cada extremo.

Diagrama de Interacción:

En base al refuerzo previamente calculado, se procede a realizar el diagrama de interacción correspondiente:

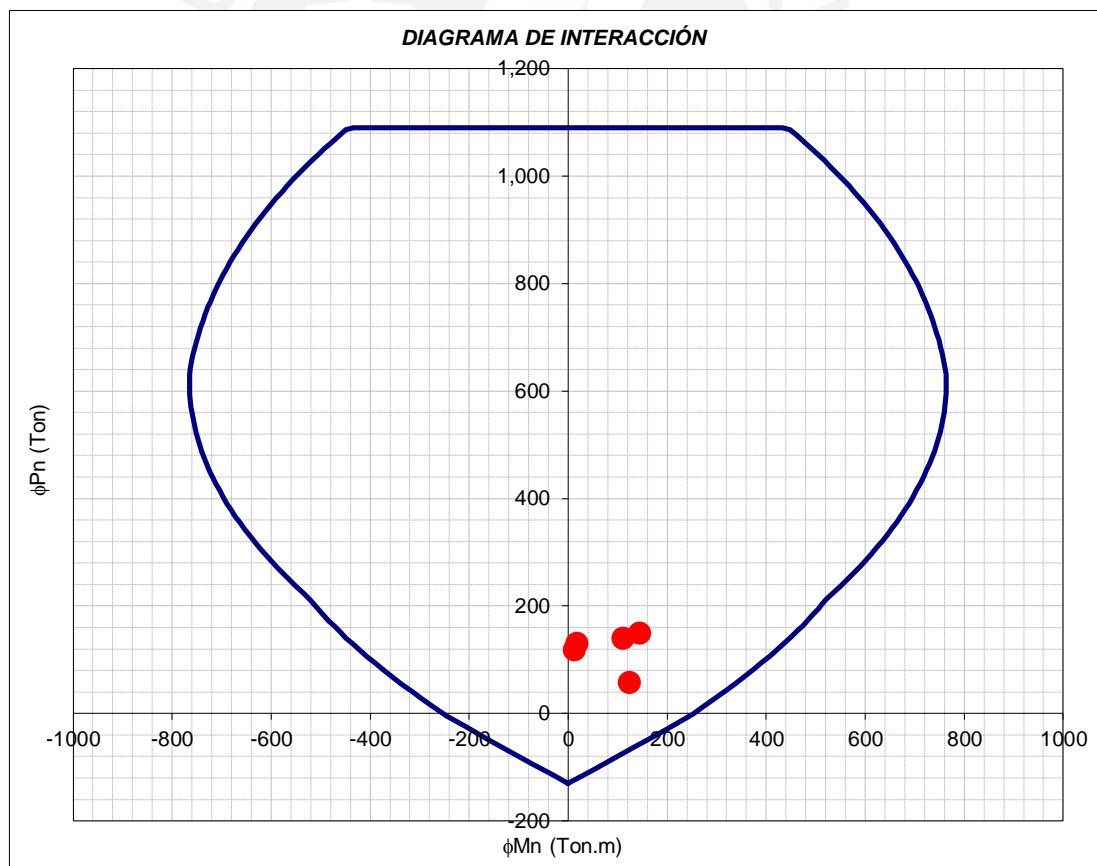


Figura 9. 2 Diagrama de interacción ϕM_n vs ϕP_n para la placa PL-01

Notamos que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos para las cargas últimas a las cuales está solicitada la placa, manteniendo un margen aceptable.

Diseño por corte:

Verificaremos el aporte del concreto a la resistencia por cortante:

$P_u = 148.09 \text{ ton}$, $P_u/Ag = 18.28 \text{ kg/cm}^2$ valor menor al $10\%f'_c$, por lo tanto se desprecia el aporte del concreto a la resistencia. ($V_c = 0$)

El valor de cortante última es $V_u = 28.02$, proveniente de la combinación $1.25(CM+CV)+S$. La capacidad asociada a la carga $P_u = 148.09 \text{ ton}$ es $M_n = 516 \text{ ton-m}$. Por lo tanto, hallando la fuerza cortante de diseño se obtiene:

$$V_{u\text{diseño}} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right) = 28.02 \times \frac{516}{144.18} = 100 \text{ ton}; \quad \frac{516}{148.18} = 3.6 \leq R = 6$$

El esfuerzo cortante V_u deberá ser tomado íntegramente por el refuerzo horizontal, calculando la resistencia requerida para el acero tenemos:

$$V_s = V_n = 100 \text{ ton.}$$

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} t d = 2.6\sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 405 = 305.19 \text{ ton (Se cumple con el límite)}$$

Ahora, calculando la cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y t d} = \frac{100\,000}{4200 \times 20 \times 0.8 \times 405} = 0.37\% \text{ (Mayor a } 0.25\%)$$

Por lo tanto, el área de acero para un metro de altura será:

$$A_s = \rho_b h = 0.37\% \times 20 \times 100 = 7.35 \text{ cm}^2$$

Este acero será distribuido en dos caras, resultando cada cara un total de 3.67 cm^2 . Entonces, el acero horizontal serán 2 barras de $1/2''$ de diámetro, por ende se procede a hallar la separación:

$$s = \frac{A_b}{A_s} = \frac{1.29}{3.67} = 35.15 \text{ cm}$$

Donde: $s_{max} = 3t = 3 \times 20 = 60 \text{ cm}$. y por cuantía mínima $s_{max} = 51.6 \text{ cm}$

Correspondería una separación de 30 cm ; sin embargo el espaciamiento vertical es de 27.5 cm , por ello se brindará cierto exceso y se procederá a usar el mismo espaciamiento para el refuerzo horizontal.

Refuerzo horizontal para los pisos 1 y 2: $1\phi 1/2'' @ 0.275 \text{ m}$.

Para los pisos superiores (3° al 7° piso) no es necesario realizar el diseño por capacidad, por ende habrán menores solicitaciones por cortante. Por ejemplo, para el piso 3 se tiene un valor de $V_u = 19.8 \text{ ton} = V_s \rightarrow s = 195 \text{ cm}$ (Usando acero horizontal de 3/8")

Por tanto, a partir del piso 3 se colocará acero horizontal de 3/8" de diámetro espaciado a 27.5cm.

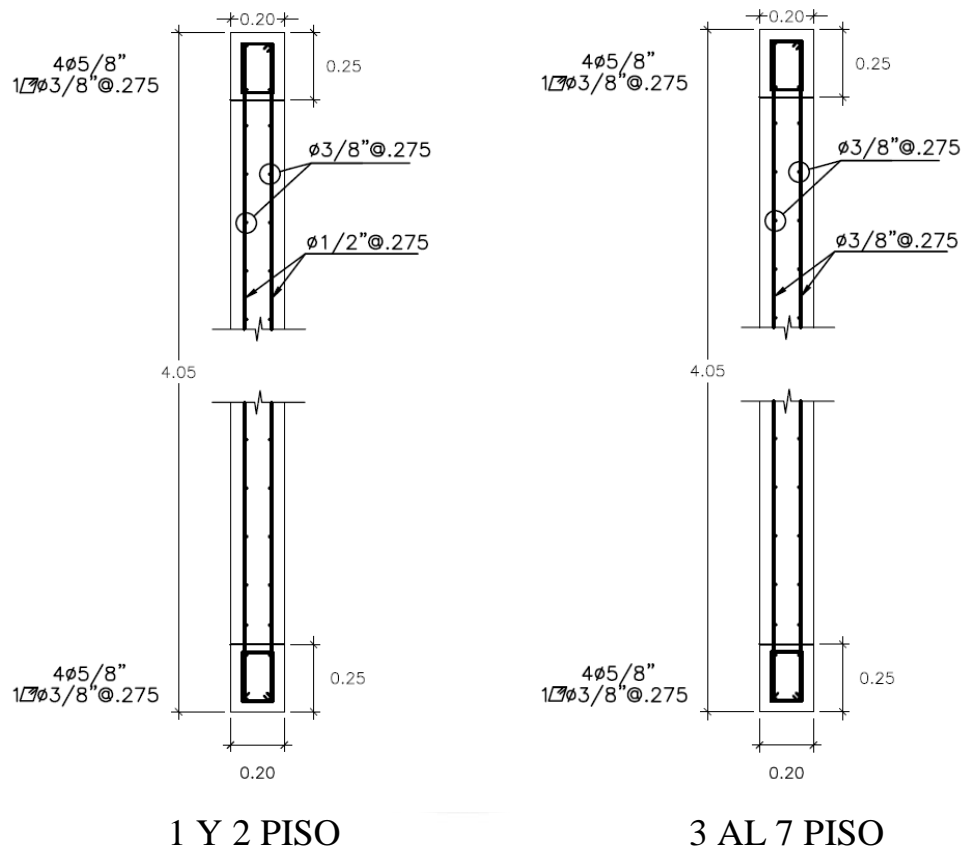


Figura 9. 3 Distribución del acero de la placa PL-01 para todos los pisos

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones cumplen la función de transmitir las cargas de los elementos verticales hacia el terreno. Mediante un estudio de suelos se obtendrán los valores del esfuerzo admisible del suelo, el nivel mínimo de cimentación, el asentamiento diferencial máximo, el factor de corte estático y dinámico y recomendaciones adicionales.

En el presente proyecto se cuenta con zapatas combinadas, aisladas y conectadas. Así mismo, el estudio de mecánica de suelos especifica una presión admisible de 4 kg/cm^2 y una profundidad mínima de cimentación de 1.20m.

10.1 DISEÑO DE LA CIMENTACION

El diseño de la cimentación considerará los siguientes puntos:

El predimensionamiento consistirá en evaluar un área de zapata suficiente como para transmitir al suelo esfuerzos menores a su resistencia admisible.

$$\text{Área} = \frac{(P_{cm} + P_{cv})(1 + \%Pp)}{\sigma_{adm}} \quad \text{y} \quad \text{Área} = \frac{(P_{cm} + P_{cv})(1 + \%Pp) + P_{cs}}{1.3\sigma_{adm}}$$

Donde:

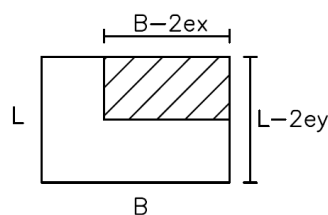
$\%Pp = 15$ a 8% para suelos donde: $0.5 < \sigma_{adm} < 2 \text{ kg/cm}^2$

$\%Pp = 8$ a 4% para suelos donde: $2 < \sigma_{adm} < 4 \text{ kg/cm}^2$

Se tendrán volados en ambos sentidos, L_{vx} y L_{vy} los cuales se considerarán iguales siempre que sea posible.

Luego de elegir las dimensiones tentativas de la zapata, se procederá a verificar los esfuerzos causados por cargas de gravedad y sismo sin amplificar.

Los esfuerzos sobre el terreno se hallaron mediante la distribución de presiones constante en zapatas rectangulares planteada por Meyerhoff.



$$S = P / (B - 2ex)(L - 2ey)$$

Donde:

ey : excentricidad en la dirección YY (M_y/P_y)

ex : excentricidad en la dirección XX (M_x/P_x)

s : esfuerzo sobre el terreno

Figura 10. 1 Distribución constante de presiones según Meyerhoff (FUENTE: Propia)

Así mismo, también se usará la expresión general para la verificación de esfuerzos en el terreno:

$$\sigma = \frac{(P + Pp)}{A} \pm \frac{My}{I}$$

Donde:

A : Área de la zapata

M : Momento actuante

I : Inercia de la zapata en la dirección a evaluar

Y : Distancia de la fibra más alejada de la zapata

Seguidamente, se procederá a realizar la verificación por corte, punzonamiento y el diseño por flexión usando las combinaciones reglamentarias de carga.

10.2 VERIFICACION POR CORTE POR PUNZONAMIENTO

Se debe verificar que el peralte asumido, sea suficiente para que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes producidas por el efecto de punzonamiento, ya que las zapatas no llevan refuerzo por corte debido a la dificultad en su colocación.

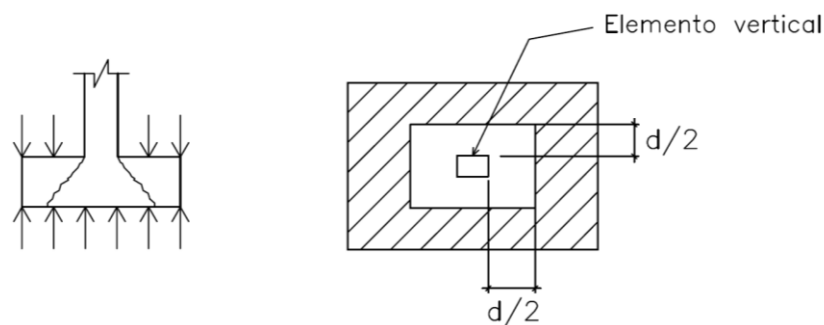


Figura 10. 2 Sección crítica usada para la verificación del corte por punzonamiento
(FUENTE: PROPIA)

La resistencia requerida por punzonamiento (V_u) se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

A_o = Área encerrada por la sección crítica = $(Dx + d)(Dy + d)$, siendo D la dimensión del elemento vertical según su dirección.

Por otro lado, ϕVc será el menor de los siguientes valores:

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

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

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

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica = $2(Dx+Dy+2d)$

d = Peralte efectivo de la zapata, considerando un recubrimiento de 10cm.

α_s = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes. Se toma 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquinas.

β = Cociente de la división entre la dimensión mayor y menor de la columna.

Por último, deberá cumplirse que $\phi Vc > Vc$, de lo contrario se requerirá aumentar el peralte de la zapata.

10.3 VERIFICACION POR CORTE POR FLEXIÓN

Se analiza a una distancia “d” de la cara del elemento, mediante las siguientes expresiones:

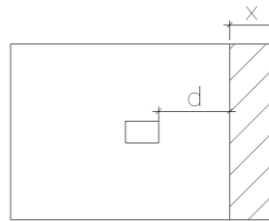


Figura 10. 3 Sección crítica usada para la verificación del corte por flexión (FUENTE: PROPIA)

Para la dirección XX: $Vu = \sigma_u Ly(Lvx - d)$, $\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (Ly) d$

Para la dirección YY: $Vu = \sigma_u Lx(Lvy - d)$, $\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (Lx) d$

En ambas direcciones deberá cumplirse que $\phi Vc > Vc$, de lo contrario se requerirá aumentar el peralte de la zapata.

10.4 DISEÑO POR FLEXIÓN

La zapata se diseñará por flexión considerando los extremos como vigas en voladizo em potradas en la cara del elemento. Por esta razón, se producirán momentos importantes que traccionarán las fibras interiores de la zapata y se deberá reforzar la parte inferior de la zapata en ambas direcciones.

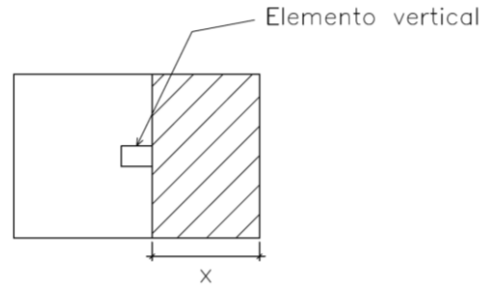


Figura 10. 4 Sección a analizar para estimar los esfuerzos por flexión (FUENTE: PROPIA)

Por lo tanto, se calculará la resistencia por flexión en cada dirección de la siguiente manera:

- Para la dirección XX: $Mu = \sigma_u Lv^2 / 2$ ton-m/ml
- Para la dirección YY: $Mu = \sigma_u Lvy^2 / 2$ ton-m/ml

Por último, deberá tenerse en cuenta que la cuantía mínima para el refuerzo inferior en zapatas es de 0.0018. Así mismo, la separación no será mayor de 3h, ni de 40

10.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la zapata aislada correspondiente a la columna COL01 (0.25x0.85) del eje D/1, cuyas cargas obtenidas del análisis estructural se presentan a continuación:

Tabla 10. 1 Cargas obtenidas del análisis para la zapata a diseñar

Carga	Carga axial : Ps (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
Carga Muerta (CM)	71.1	1
Carga Viva (CV)	12.6	0.5
Carga Sismo (CS)	3.95	21.3

Dado que los momentos en la dirección XX son ínfimos, se analizará únicamente los momentos en la dirección YY producidos por el sismo en la dirección XX y las cargas de servicio.

Predimensionamiento:

El predimensionamiento se realiza usando las cargas en servicio sin considerar sismo, pero teniendo en cuenta el peso propio de la zapata como un 5% de la carga total debido a la alta resistencia del suelo ($\sigma_{adm} = 4kg/cm^2$). Además, se usara un esfuerzo del suelo reducido al 90%.

De esta forma:

$$\hat{\text{Área zapata}} = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{0.9\sigma_{adm}} = \frac{1.05(71.1 + 12.6)}{0.9(40)} = 2.58m^2$$

Considerando volados iguales de 62.5 cm en ambas direcciones, se obtiene una zapata de 2.10 x 1.50 m, con un área de $3.15m^2$. Seguidamente, se procederá a verificar los esfuerzos en las esquinas por acción de los momentos y cargas últimas teniendo en cuenta los siguientes datos:

- Peralte de la zapata = 60cm.
- Peso propio de la zapata = $3.15 \times 0.60 \times 2.4 = 4.54$ ton

Se verificara mediante los siguientes 3 casos de carga:

Cargas de gravedad únicamente:

- $P = 4.54 + 71.1 + 12.6 = 88.24$ ton.
- $M_{yy} = 1.0 + 0.5 = 1.50$ ton-m

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6(M)}{B(L)^2} = \frac{88.24}{3.15} \pm \frac{6(1.50)}{1.5(2.1)^2} = 28.01 \pm 1.36$$

$$\therefore \sigma_{min} = 26.65 \text{ y } \sigma_{max} = 29.37 \frac{\text{ton}}{m^2} < \sigma_{adm} = 40 \frac{\text{ton}}{m^2} \text{ (OK)}$$

Cargas de gravedad + sismo en XX:

- $P = 3.95/1.25 + 88.24 = 91.40$ ton
- $M_{yy} = 21.30/1.25 + 1.50 = 18.54$ ton-m

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6(M)}{B(L)^2} = \frac{91.40}{3.15} \pm \frac{6(18.54)}{1.5(2.1)^2} = 29.01 \pm 16.82$$

$$\therefore \sigma_{min} = 12.19 \text{ y } \sigma_{max} = 45.83 \frac{\text{ton}}{m^2} < 1.3\sigma_{adm} = 52 \frac{\text{ton}}{m^2} \text{ (OK)}$$

Se observa que en ningún caso se supera la resistencia admisible del suelo. Lo siguiente será evaluar el esfuerzo último del suelo, el cual se halló de la combinación $1.25(CM+CV)+CS$, la cual se obtiene amplificando el esfuerzo hallado previamente ($45.83\text{ton}/m^2$) por un factor de 1.25.

$$\sigma_u = 45.83(1.25) = 57.29 \text{ ton}/m^2$$

Verificación del corte por punzonamiento

Considerando volados iguales en ambas direcciones de la zapata y un peralte efectivo de 0.50m se procede a calcular la resistencia requerida V_u :

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (0.85 + 0.50)(0.25 + 0.50) = 1.01m^2$$

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_o) = 57.29(3.10 - 1.01) = 119.74m^2$$

Calculando la resistencia de diseño ϕV_c , se tiene:

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(0.85 + 0.25 + 2 \times 0.5) = 4.20 m$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d = 0.85(0.53) \sqrt{210} \times 420 \times 50 \left(1 + \frac{2}{\frac{85}{25}}\right) = 217.74 ton$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \sqrt{f'c} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) b_o d = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 50}{420} + 2\right) \sqrt{210}(420)50 \\ = 389.12 ton$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 420 \times 50 = 274.19 ton$$

Se observa que en todos los casos se cumple la condición $\phi V_c > V_u$.

Verificación del corte por flexión

Se evalúa la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c :

Para la dirección XX:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d) = 57.29 \times 1.5(0.625 - 0.5) = 10.74 ton$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (L_y) d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 210 \times 50 = 68.55 ton$$

$$\phi V_c > V_u. \rightarrow OK.$$

Para la dirección YY:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d) = 57.29 \times 2.1(0.625 - 0.5) = 15.04 ton$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (L_x) d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 150 \times 50 = 48.96 ton$$

$$\phi V_c > V_u. \rightarrow OK.$$

Diseño por flexión

Se procede a calcular las resistencias requeridas por flexión:

Como $L_v = L_{vx} = L_{vy} = 0.625\text{m}$.

$$M_u = \sigma_u L_v^2 / 2 = 57.29 \times 0.625^2 / 2 = 11.19 \text{ ton.}$$

Considerando $b = 100\text{cm}$ y $d = 50\text{cm}$ se obtiene:

$$A_s = 6.00\text{cm}^2 \rightarrow \rho = 0.0012 < \rho_{min} = 0.0018.$$

$$\therefore A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9.0 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará: $1\phi 5/8"@0.20\text{m}$ de acero inferior en cada dirección.

Por último, se presenta la distribución del refuerzo en planta para la zapata diseñada.

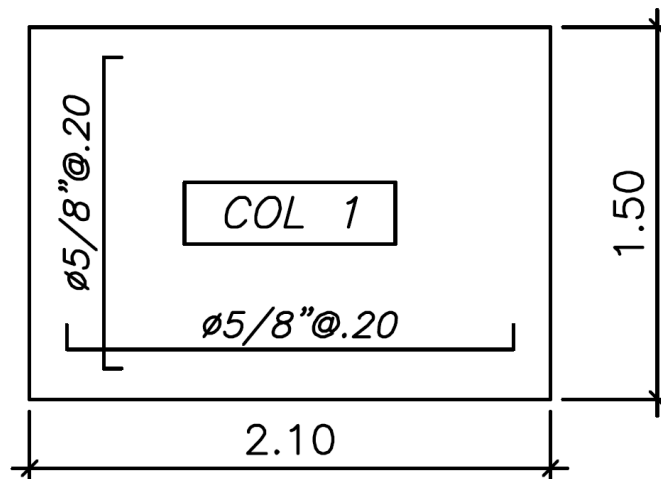


Figura 10. 5 Distribución de acero en planta para la zapata de la Columna COL 02(FUENTE: PROPIA)

CAPÍTULO 11: ELEMENTOS ADICIONALES

11.1 DISEÑO DE ESCALERAS:

En el presente proyecto, se tienen escaleras convencionales de varios tramos, apoyadas en placas o losas. Este tipo de elementos serán analizadas y diseñadas como losas macizas en una dirección, simplemente apoyadas en los extremos.

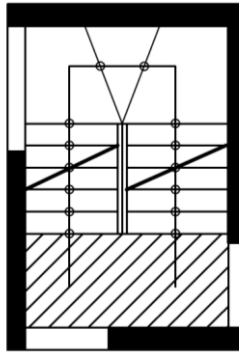


Figura 11.1. 1 Vista en planta de la escalera principal del proyecto (FUENTE: PROPIA)

Se tienen tres tramos de escaleras; sin embargo se simplificará el análisis separando la escalera en dos tramos iguales.

Metrado de cargas:

- Paso (p) = 25cm
- Contra paso (cp) = 17.5 cm
- Garganta (t) = 15 cm
- Sobrecarga = 200 kg/ m^2

Se considera que la escalera resiste únicamente cargas por gravedad y se procede a hallar a su peso propio mediante la siguiente formula:

$$\omega_{propio} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 2.4 \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25}\right)^2} \right] = 0.65 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto, considerando un metro de ancho y 100 kg/ m^2 para la carga del piso terminado, se tiene:

En el descanso (losa maciza inferior)

$$CM = 0.15 \times 1.00 \times 2.4 + 1.00 \times 0.10 = 0.46 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_u = 1.4 \times 0.46 + 1.7 \times 0.2 = 0.984 \text{ ton/m}$$

En el tramo inclinado:

$$CM = 0.65 \times 1.00 + 1.00 \times 0.10 = 0.75 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\omega_u = 1.4 \times 0.75 + 1.7 \times 0.2 = 1.39 \text{ ton/m}$$

Se muestra a continuación el modelo estructural y las cargas obtenidas del análisis:

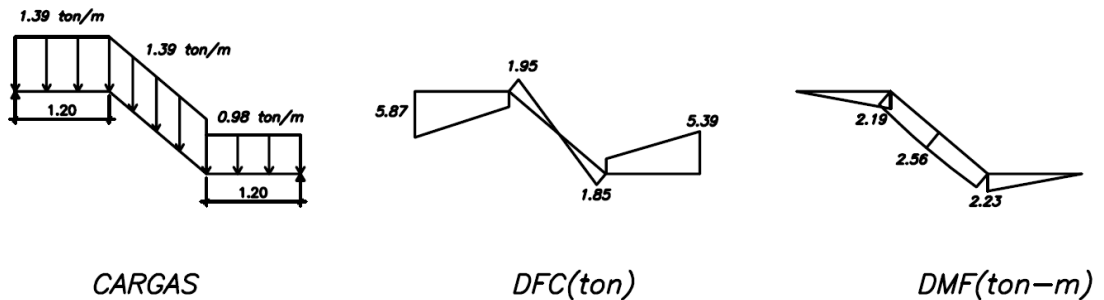


Figura 11.1. 2 Modelo estructural y cargas obtenidas para un tramo de la escalera

Diseño por corte

Se procederá a verificar el corte usando una sección de $b=100\text{cm}$ y $d=12\text{cm}$:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ ton}$$

Comparando con el cortante último obtenido del análisis $V_u = 5.87 \text{ ton}$, notamos que $\phi Vc > V_u$. Por lo tanto se cumple con el diseño por corte.

Diseño por flexión

Del DMF se obtienen diferentes valores de momento para cada tramo, se deberá tener en cuenta que el descanso inferior representa a la losa maciza la cual tendrá un espesor de 20cm.

En el tramo inclinado:

$$M_u = 2.56 \text{ ton-m}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 12\text{cm}$$

$$A_s = 6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore 1\phi 1/2" @ 0.20\text{m}$$

En el descanso:

$M_u = 2.23 \text{ ton-m}$

$b = 100\text{cm}$

$d = 17\text{cm}$

$A_s = 3.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore 1\emptyset 3/8''@0.20\text{m}$.

Seguidamente, se procede a calcular el acero mínimo por temperatura:

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Por último, para el acero mínimo se colocará una malla de $1\emptyset 3/8''$ espaciado a una distancia de 20, 25 o 40cm como se muestra en la distribución de acero en elevación para un tramo de la escalera:

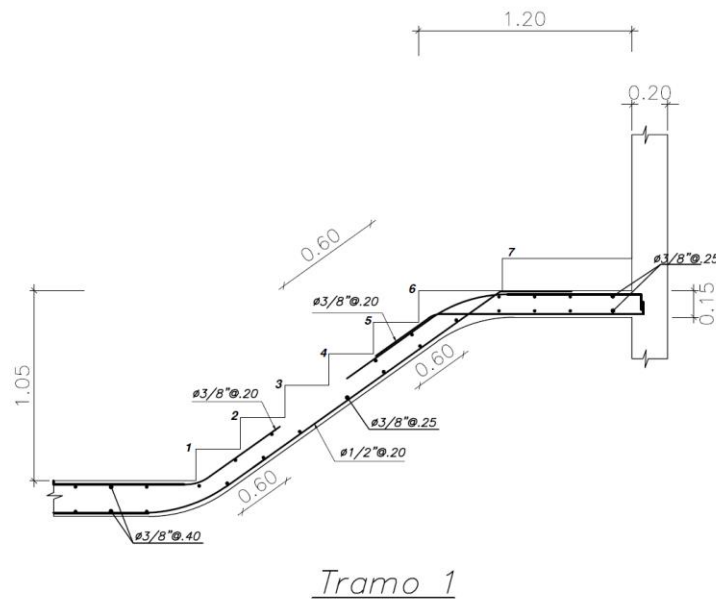


Figura 11.1. 3 Vista en elevación del acero de un tramo de la escalera principal (FUENTE: PROPIA)

11.2 DISEÑO DE LA CISTERNA:

Las paredes de la cisterna representan un caso especial de muros de contención en los cuales se tendrán en cuenta los siguientes puntos:

- Según la Norma E.060, el empuje hidrostático se amplifica por 1.4 y el empuje de suelos se amplifica por 1.7 para ser llevado a condiciones últimas.
- Se debe considerar los diferentes escenarios de carga a los que están sometidos los muros, debido que la presencia del agua en la cisterna no es constante. Por ello, se diseñará en el caso más crítico (Cuando la cisterna está vacía y hay empuje del suelo).
- La cuantía mínima para muros en contacto con el agua es 0.0028 según el ACI, con el objetivo de minimizar las fisuras y evitar la corrosión del refuerzo.

En el presente proyecto, se diseñarán los muros únicamente por cargas de empuje de suelos o cargas de empuje hidrostático según corresponda.

Cargas de empuje de suelos:

Se tienen los siguientes datos para el diseño:

- K_A : Coeficiente de empuje activo de suelo = 0.33
- γ : Peso específico del suelo = 1900 kg/m^3
- H : Altura del muro de la cisterna = 2.05m
- $\omega_{s/c}$: Sobrecarga actuante en el terreno = 200 kg/m
- t : Espesor del muro = 30cm
- E_A : Empuje activo del suelo, carga distribuida triangular
- $E_{s/c}$: Empuje producido por la sobrecarga, carga distribuida rectangular

Por lo tanto, los empujes últimos serán:

$$E_A u = 1.7 \times 0.33 \times 1900 \times 2.05 = 2185.1 \text{ kg/m}$$

$$E_{s/c} u = 1.7 \times 0.33 \times 200 = 112.2 \text{ kg/m}$$

De esta manera, se presenta el diagrama de cargas, fuerza cortante y momento flector para el elemento:

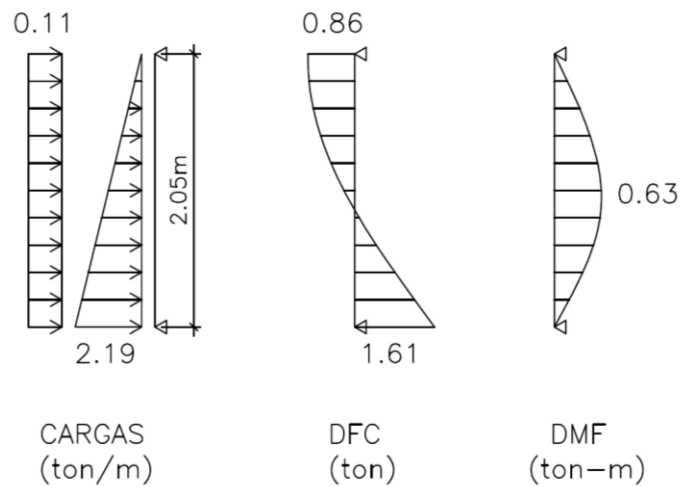


Figura 11.2. 1 Diagrama de cargas, fuerzas y momentos para el muro de la cisterna por carga de suelos

Se procede a calcular el valor de la resistencia del concreto a la fuerza cortante, considerando un peralte efectivo $d=21\text{cm}$ (4cm de recubrimiento).

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'c} b w . d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 13710 \text{ kg} \\ &= 13.7 \text{ ton}\end{aligned}$$

Comparando con el valor de fuerza cortante última obtenido del análisis $V_u = 1.33$ ton Observamos que $\phi V_c > V_u$.

Seguidamente, se calcula el refuerzo requerido por flexión:

$$\text{Con } M_u=0.63, b = 100\text{cm y } d = 21\text{cm} \rightarrow A_s = 0.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Comparando el valor obtenido con la cantidad mínima de acero:

$$A_{s_{min}} = 0.0028bh = 0.0028 \times 100 \times 25 = 7.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

De esta forma, se colocarán el acero mínimo mediante 2 mallas de $\phi 3/8"@175\text{cm}$, en ambas caras del muro.

Cargas de empuje hidrostático:

- $\gamma_{agua} = 1,000 \text{ kg/m}^3$
- $H_{agua} = 1.60\text{m}$
- $H_{muro} = 2.05\text{m}$
- $t_{muro} = 30\text{cm}$

El empuje último del agua será:

$$E_{agua} u = 1.4 \gamma H_{agua} = 1.4 \times 1000 \times 1.6 = 2240 \text{ kg/m} = 2.24 \text{ ton/m}$$

Seguidamente, se muestra a continuación el diagrama de cargas asignado al modelo estructural idealizado y sus resultados:

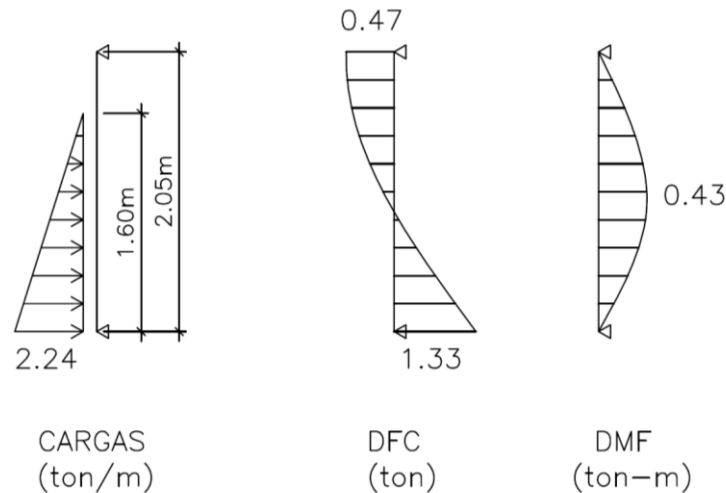


Figura 11.2. 2 Diagrama de cargas, fuerzas y momentos para el muro de la cisterna por carga hidrostática

Se procede a calcular el valor de la resistencia del concreto a la fuerza cortante, considerando un peralte efectivo $d=21\text{cm}$ (4cm de recubrimiento).

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b w . d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 13710 \text{ kg} \\ &= 13.7 \text{ ton} \end{aligned}$$

Comparando con el valor de fuerza cortante última obtenido del análisis $V_u = 1.33$ ton Observamos que $\phi V_c > V_u$.

Seguidamente, se calcula el refuerzo requerido por flexión:

$$\text{Con } \mu = 0.63, b = 100\text{cm y } d = 21\text{cm} \rightarrow A_s = 0.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Comparando el valor obtenido con la cantidad mínima de acero:

$$A_{s_{min}} = 0.0028 b h = 0.0028 \times 100 \times 25 = 7.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

De esta forma, se colocarán el acero mínimo mediante 2 mallas de $\phi 3/8" @ 175\text{cm}$, en ambas caras del muro.

Finalmente, se realizará el diseño de la losa maciza en la base de la cisterna. El análisis de estos elementos se realizó mediante el programa ETABS, considerando las siguientes cargas:

- Peso propio: $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado: $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Peso del agua: $= 1600 \text{ kg/m}^2$
- Sobrecarga: $= 200 \text{ kg/m}^2$
- $\therefore w_u = 3.392 \text{ ton/m}^2$

De esta manera, se obtienen los siguientes momentos y fuerzas cortantes:

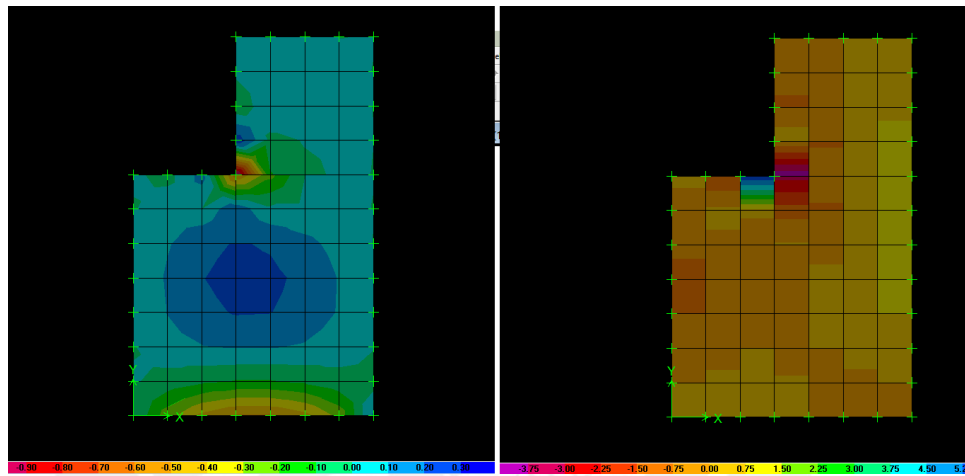


Figura 11.2. 3 Diagrama de momentos y fuerza cortante para la losa de la cisterna

Analizando el momento máximo para las dos direcciones se obtiene:

$$Mu (+) = 0.30 \text{ ton-m}, b = 100 \text{ y } d = 17\text{cm} \rightarrow As = 0.47\text{cm}^2/\text{ml}$$

Comparando el valor obtenido con la cantidad de acero mínimo según Norma E.060

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6\text{cm}^2/\text{ml}$$

Por lo tanto se colocará acero mínimo mediante 2 mallas de $\phi 3/8''@0.20\text{m}$.

Por último, se muestra la distribución de acero para los muros de la cisterna y la losa inferior:

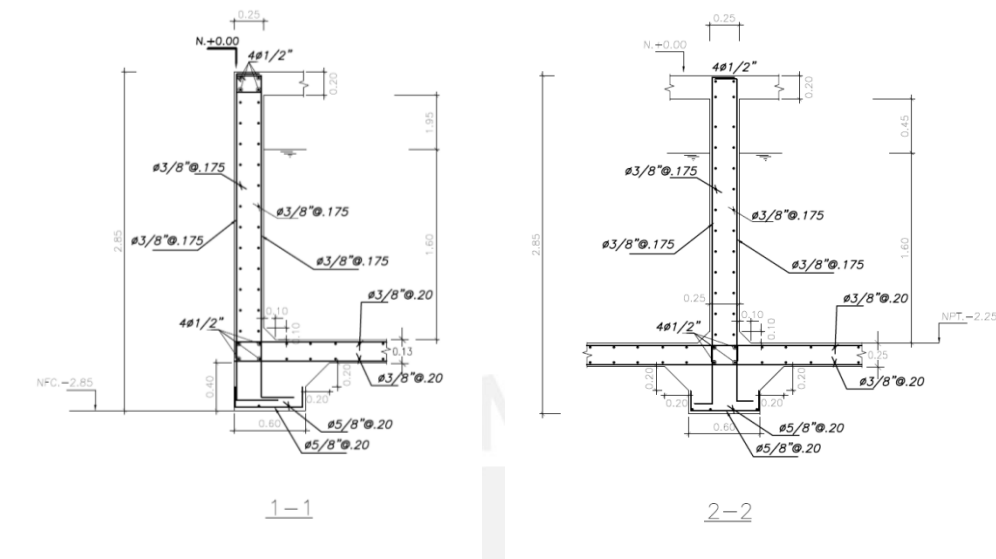


Figura 11.2. 4 Distribución del acero para los muros y la losa de la cisterna

CAPITULO 12: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

La presente tesis cumple con su objetivo principal, el cual consiste en analizar sísmicamente y diseñar en concreto armado un edificio de viviendas de siete pisos ubicado en el distrito de San Isidro, siguiendo los criterios y lineamientos especificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. Así mismo, se demuestra que la metodología aplicada, aprendida a lo largo de la línea de cursos de estructuras de la Universidad, complementada con el uso de las Normas empleadas para el análisis sísmico y el diseño en concreto armado, fue la indicada y se obtiene como resultado un diseño expresado en planos estructurales que pueden ser usados en obra por un constructor.

12.1 ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

- El espesor de las losas elegido fue adecuado pues se pudo controlar los momentos y fuerzas cortantes que los solicitaban. No obstante, los paños más grandes y con mayor densidad de tabiques requirieron ensanches para poder controlar los esfuerzos por corte.
- Las reglas prácticas para el predimensionamiento de vigas recogidas del libro de *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (Blanco, 1994) fueron adecuadas para este proyecto, pues se controlaron las cargas de las vigas con un margen aceptable. Sin embargo, dado que ninguna viga se vio sobre esforzada, podría disminuirse el peralte de estas a 55 o 50cm dependiendo de su importancia.
- Las columnas presentaron un área adecuada para las solicitaciones a las que estaban expuestas. De hecho, la columna COL01 presentaba una sobre resistencia en relación a los esfuerzos a los que estaba solicitada, por ello se trabajó con un área menor para el diseño (20x85cm), la cual nos permitió utilizar menor cantidad de acero ($\rho_{COL\ 1} = 0.9\%$)
- Comparando el análisis traslacional y el análisis dinámico es posible comprobar la precisión de cada uno. En el análisis traslacional idealizamos a los pórticos en una misma dirección, resistiendo cargas establecidas por la Norma E.030 y, aunque su uso es válido para una estimación de la cantidad de placas en una dirección, deberá comprobarse el predimensionamiento en un análisis dinámico.
- La distribución de muros de corte presentada en el proyecto es el resultado del análisis de varias iteraciones de predimensionamiento de placas. Los

primeros modelos, verificados mediante un análisis traslacional, presentaban deformaciones menores a la máxima exigida por la Norma E.030 (Derivas menores a 0.007). Sin embargo, analizando la estructura mediante el modelo dinámico, se presentaban problemas de irregularidad torsional debido a tener una excesiva cantidad de placas en distintas ubicaciones. Esta irregularidad ocasionaba que las resistencias de diseño aumentaran y el modelo traslacional con las nuevas cargas no cumpla con los requerimientos de la Norma E.030. Por ello, se planteó una distribución de placas que ocasionara la menor torsión posible y que cumpla con los requerimientos de rigidez exigidos por la Norma E.030

- Será necesario definir una ubicación para las placas que mantenga la simetría de la estructura en planta y que aporte la suficiente rigidez como para controlar los desplazamientos de la estructura debido a sismo. De esta manera, podemos conservar el cálculo de la cantidad de m^2 en elementos verticales para el área construida del proyecto. Se cuenta con $11m^2$ de placas y $0.6m^2$ de columnas para un área construida de $197m^2$.

12.2 ANÁLISIS SÍSMICO

- El modelo realizado se basó únicamente en los elementos sismorresistentes de la estructura, de los cuales se obtendrían los momentos de sismo para el diseño. Los valores de cargas por gravedad fueron obtenidos mediante un metrado de los planos de arquitectura y estructuras.
- Los periodos fundamentales para la estructura obtenidos del análisis modal fueron 0.23s para YY y 0.62s para XX, los cuales corresponden a la rigidez lateral en cada dirección. En la dirección YY se tienen placas de importantes dimensiones, las cuales brindan una alta rigidez y por tanto un menor periodo de vibración. Por otro lado, la cantidad de placas es menor en la dirección XX, por lo que le corresponde un mayor periodo de vibración.
- Los valores obtenidos en el análisis sísmico para las derivas de entrepiso fueron 5.3‰ en XX y 1.14‰ en YY. Esto se relaciona con la densidad de muros presente en cada dirección. Además, en ninguna dirección se presentan derivas mayores al límite permitido en la Norma E.030 para edificios de concreto armado (7‰).
- Se comprobó que el sistema estructural era de muros de corte en el análisis dinámico y traslacional para los ejes YY y XX, dado que la suma de cortantes en los muros eran mayor al 80% de la cortante basal. Así mismo, se amplificaron las

cargas por 1.02 en XX y 1.1 en YY de acuerdo a lo dispuesto en la Norma E.030 para que la cortante basal sea por lo menos 80% del valor de la cortante estática. Esta consideración resulta importante, ya que si los resultados del análisis dinámico son mucho menores que los del estático, se estaría restando margen de seguridad al diseño.

12.3 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- Las losas fueron diseñadas únicamente por cargas de gravedad, no se realizó alternancia de carga viva debido a la poca probabilidad de que suceda un escenario de ese tipo. Se asignaron fierros de 3/8" y 1/2" únicamente, los cuales son los recomendados en los libros *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (Ottazzi, 2005) y *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (Blanco, 1994). Además, se buscó uniformizar las longitudes de los cortes de fierro debido a que se usarán estos aceros en todos los pisos y resulta más práctico y económico optimizar la longitud de las varillas con el fin de evitar desperdicios.
- Para el diseño de vigas, se obtuvieron los mayores momentos debido a sismo en los pórticos en la dirección XX. Por otro lado, en la dirección YY gobernaron las cargas por gravedad debido a la longitud de las vigas, las cuales cargan la mayoría de paños de aligerado y losas macizas. En cuanto al refuerzo transversal, gobernó el diseño por capacidad, principalmente en las vigas de menor longitud de luz. En todos los casos de vigas sísmicas el espaciamiento del refuerzo transversal fue designado por los requisitos por confinamiento establecidos en el Capítulo 21 de la Norma E.060, los cuales resultaron mayores a los requerimientos por fuerza cortante del análisis.
- El acero asignado a las columnas y placas fue el suficiente para resistir las demandas por carga axial y momento flector últimos obtenidos del análisis. Por un lado, en las columnas no se tuvo la necesidad de reducir el refuerzo longitudinal en los pisos superiores ya que se trabajó con el acero mínimo en todos los pisos. Por otro lado, en las placas PL-07 y PL-10 sí se redujo la cantidad de acero en los núcleos para los pisos superiores. La transición del acero se realizó cambiando la mitad del refuerzo del núcleo a un diámetro menor para un piso y la otra mitad para el piso siguiente, con el fin de evitar zonas de transición débiles.
- En cuanto al diseño de cimentaciones, el análisis se realizó mediante el programa SAFE y fue validado mediante cálculos para las zapatas aisladas, comprobando la veracidad de sus resultados. Las dimensiones de las zapatas, aunque son conservadoras, simplifican el diseño y brindan un margen aceptable de seguridad

en caso de presentarse excentricidades altas para las zapatas combinadas. Por otro lado, los cimientos corridos poseen un volado de 1.00m el cual aunque resulta adecuado al trabajar en conjunto con la viga de cimentación colocada, obteniéndose esfuerzos aceptables y controlando los asentamientos de las zapatas.

- Las vigas de cimentación se colocaron con el fin de controlar los momentos por excentricidad provenientes de las placas ubicadas en los límites perimetrales. Así mismo, se considera que todas las uniones entre viga de cimentación y placa son simplemente apoyadas.

12.4 PROYECTO EN GENERAL

- El uso de programas para analizar edificios resulta una herramienta muy útil y práctica; sin embargo debe ir acompañado de un buen criterio para elaborar el modelo y una adecuada interpretación de los resultados. No es conveniente confiar totalmente en los resultados obtenidos de dichos programas. Por ello, se deberá realizar una validación de lo obtenido.
- Es importante especificar todos los detalles adicionales que se crean convenientes en los planos de estructuras, dado que el constructor se basará en estos y en el caso se omita algún detalle importante, podría ocasionarse un error constructivo. Además, el diseño de cada elemento deberá ser constructivamente posible.
- Los conceptos generales obtenidos mediante los cursos de la línea de estructuras de la universidad, presentan escenarios aislados de diseño para cada elemento, en un proyecto real no sucede así. El criterio del diseñador influirá en la manera de analizar los elementos en conjunto y de poder simplificar algunos análisis estructurales.
- Los inconvenientes presentados a lo largo del diseño del proyecto ocasionaron cambios que debieron ser consultados con la arquitectura. En el caso del presente proyecto el diseñador tiene la libertad de decidir la arquitectura y modificarla con el fin de que se ajuste a lo planteado en estructuras. No obstante, la presente tesis muestra un diseño estructural que trata de contrarrestar en lo menor posible con lo planteado por arquitectura.
- Por último, ya que se trata de un proyecto real, se debe considerar la importancia que tendrá, así como el diseño estructural, la constructibilidad, estética y funcionalidad de los ambientes diseñados, los cuales deben cumplir una función que respete las normas y brinde satisfacción y bienestar al usuario.

BIBLIOGRAFÍA:

- Muñoz, Alejandro. (2003) Ingeniería Sismorresistente. 2da Edición. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ottazzi Pasino, G. (2007). Principales Cambios Norma Peruana de Concreto Armado NTE E.060.
- Ottazzi Pasino, G. (2005). Apuntes del curso concreto armado 1. Lima – Perú: Fondo Editorial PUCP
- Ortega, Juan Emilio (2015) Diseño de estructuras de Concreto Armado (Tomo I y II). Lima – Perú. Editorial Macro
- Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (1999). Riesgo sísmico de edificios peruanos. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016). NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030 Ingeniería Sismorresistente. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 Cargas. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones