

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS

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

FERNANDO ALEJANDRO MOROCHO MORALES

Asesor: Ing. Antonio Blanco Blasco

Lima, Enero del 2016

RESUMEN

El presente trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas de concreto armado, ubicado en el distrito Miraflores, provincia de Lima, sobre un terreno plano de 420 m².

El edificio cuenta con un nivel de sótano para estacionamientos, otro denominado semisótano-primer piso destinado también a estacionamientos e ingreso, y seis pisos adicionales superiores destinados a viviendas. El sistema estructural está conformado por muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Las losas de techos son aligerados convencionales y losas macizas.

Se desarrolló un modelo pseudotridimensional utilizando el programa SAP2000 para realizar el análisis por cargas de sismo. En dicho modelo, las losas de techo fueron representados por diafragmas rígidos, generándose 3 grados de libertad por piso. Los muros de corte son los elementos predominantes en ambas direcciones principales y controlarán los desplazamientos laterales inducidos por el sismo sobre la estructura.

Considerando una buena capacidad de resistencia del terreno (40ton/m²), la cimentación se calculó con cimientos corridos, zapatas aisladas, combinadas y conectadas en algunos casos, a una profundidad mínima de cimentación de 1.40m, según estudio de suelos.

El análisis y diseño se han realizado de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), cumpliendo con los requisitos sismorresistentes señalados en la norma E.030, verificando la resistencia de los elementos de concreto armado según la norma E.060, así como con la verificación de elementos no estructurales como tabiques de albañilería, de acuerdo a lo indicado en la norma E.070.

FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos".
 Área : Estructuras -Concreto Armado-
 Asesor : Ing. Antonio Blanco Blasco
 Alumno : FERNANDO ALEJANDRO MOROCHO MORALES
 Código : 2004.2126.2.412
 Tema N° : 311
 Fecha : Lima, 16 de octubre de 2012



DESCRIPCIÓN

Se realizará el proyecto de estructuras de un edificio de departamentos, que cuenta con un sótano destinado a estacionamientos, un nivel de semisótano y primer piso destinado también a estacionamientos y hall de recepción, y 6 pisos superiores para departamentos.

El edificio se ubicará en el distrito de Miraflores, en un terreno con capacidad admisible de 4Kg/cm².


PLAN DE TRABAJO

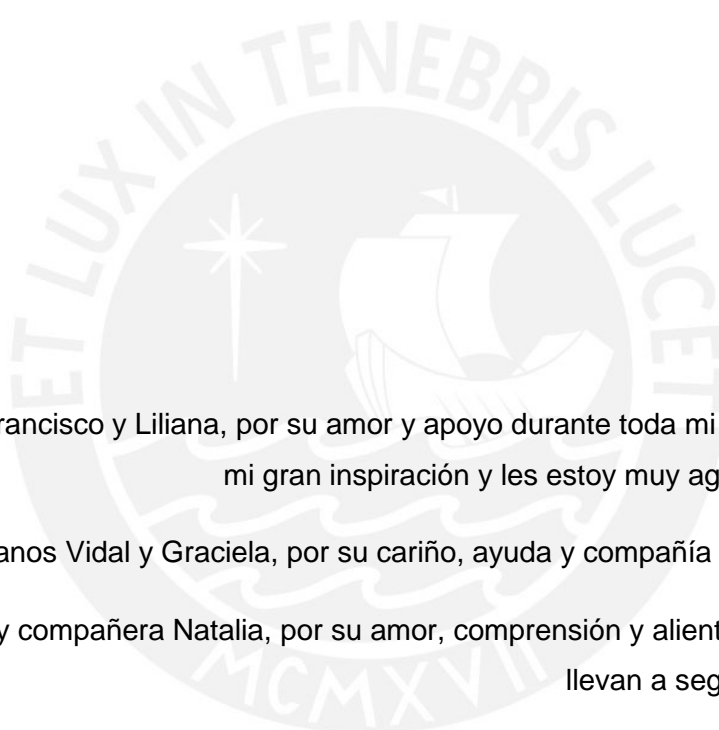
El alumno presentará los siguientes avances para las revisiones:

- 1) Estructuración, análisis sísmico preliminar y metrado de cargas.
- 2) Análisis cargas de gravedad, análisis sísmico final y diseño de encofrados.
- 3) Diseño de vigas, columnas y placas.
- 4) Diseño de cimentación, muros de contención, escaleras y otros.

NOTA

Extensión máxima: 100 página.



A mis padres Francisco y Liliana, por su amor y apoyo durante toda mi vida. Ustedes son mi gran inspiración y les estoy muy agradecido por todo.

A mis hermanos Vidal y Graciela, por su cariño, ayuda y compañía en todo momento.

A mi novia y compañera Natalia, por su amor, comprensión y aliento que siempre me llevan a seguir esforzándome.

A mis abuelos, tíos y primos, por su cariño incondicional que siempre tengo presente.

A todas las personas que no he podido nombrar, pero que de alguna manera me ayudaron a cumplir mis metas.

Gracias.

ÍNDICE

	PÁGINA
1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Arquitectura del Edificio	1
1.3. Consideraciones generales para el diseño	3
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1. Criterios de Estructuración	6
2.2. Predimensionamiento de los elementos estructurales	7
3. METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD	12
3.1. Cargas consideradas y pesos unitarios	12
3.2. Losas Aligeradas	12
3.3. Losas Macizas	13
3.4. Vigas peraltadas	13
3.5. Columnas	13
4. ANÁLISIS SÍSMICO	16
4.1. Introducción	16
4.2. Análisis por Combinación Modal Espectral	16
4.2.1. Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño	16
4.2.2. Modelo del Edificio	17
4.2.3. Modos y Periodos	20
4.2.4. Efectos de Torsión en planta	21
4.2.5. Desplazamiento de Respuesta	21
4.2.6. Cortante de Diseño	23
4.3. Junta de Separación Sísmica	25
5. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	27
5.1. Diseño por Flexión	28
5.2. Diseño por Cortante	33
5.3. Diseño por Flexocompresión	34

6. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS	35
6.1. Introducción	35
6.2. Diseño por Flexión	35
6.3. Diseño por Cortante	36
6.4. Ejemplo de Diseño Losas Aligeradas	42
6.5. Ejemplo de Diseño Losas Macizas	46
6.6. Ejemplo de Diseño Vigas Peraltadas	47
7. DISEÑO DE COLUMNAS	54
7.1. Introducción	54
7.2. Diseño por Flexocompresión	54
7.3. Diseño por Cortante	57
7.4. Ejemplo de Diseño por Flexocompresión	58
7.5. Ejemplo de Diseño por Cortante	60
8. DISEÑO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)	62
8.1. Introducción	62
8.2. Diseño por Flexocompresión	62
8.3. Diseño por Cortante	64
8.4. Ejemplo de Diseño por Flexocompresión	66
8.5. Ejemplo de Diseño por Cortante	68
9. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	69
9.1. Introducción	69
9.2. Ejemplo de Diseño	72
10. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS	78
10.1. Escalera	78
10.2. Tabiquería	79
10.3. Calzaduras	83
11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	85
11.1. Comentarios	85
11.2. Conclusiones	86
12. BIBLIOGRAFÍA	87

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURAS		PÁGINA
Figura 1.01	Planta de nivel semisótano y primer piso	2
Figura 1.02	Planta de niveles típicos 3° al 5°	2
Figura 2.01	Encofrado Planta Típica	8
Figura 2.02	Vista en planta Viga V-03	10
Figura 3.01	Diagrama de Cargas (últimas)	13
Figura 4.01	Espectro de diseño	17
Figura 4.02	Modelo Pseudo Tridimensional en programa Sap2000	18
Figura 5.01	Diagrama de esfuerzos con bloque equivalente	29
Figura 6.01	Corte teórico de fierro (general)	40
Figura 6.02	Corte teórico de fierro cuando hay refuerzo corrido (general)	41
Figura 6.03	Esquema de distribución de fierro en vigas (general)	41
Figura 6.04a	Cargas muertas (peso propio, piso terminado y tabiques)	43
Figura 6.04b	Carga viva en todos los tramos	43
Figura 6.04c	Carga viva en sólo dos tramos	43
Figura 6.04d	Carga Viva en un solo tramo	43
Figura 6.05a	Diagrama de Envolverte de Momentos Flectores	44
Figura 6.05b	Diagrama de Envolverte de Fuerzas Cortantes	44
Figura 6.06	Elevación de vigueta mostrando el refuerzo por flexión	45
Figura 6.07	Planta típica mostrando vigas analizadas	47
Figura 6.08	Diagrama de Cargas Últimas (1.4CM + 1.7CV)	48
Figura 6.09a	Diagrama de Momentos Flectores	48
Figura 6.09b	Diagrama de Fuerzas cortantes	48
Figura 6.10	Distribución de refuerzo en viga V-1	49
Figura 6.11	Diagrama de Cargas Últimas (1.4CM + 1.7CV)	50
Figura 6.12a	Diagrama de Momentos Flectores	50

Figura 6.12b	Diagrama de Fuerzas cortantes	50
Figura 6.13	Diagrama de Momentos por carga de sismo	
Figura 6.14	Distribución de refuerzo en viga V-5	53
Figura 7.01	Sección de columna P1	58
Figura 7.02	Diagrama de interacción columna P1 – Refuerzo 1	59
Figura 7.03	Diagrama de interacción columna P1 – Refuerzo 2 (definitivo)	60
Figura 7.04	Refuerzo de columna P1 en segundo sótano	61
Figura 8.01	Elementos de borde en placas	63
Figura 8.02	Sección Placa-1	65
Figura 8.03	Diagrama de Interacción Placa-1	67
Figura 8.04	Refuerzo de Placa-1 en primer piso	68
Figura 9.01	Distribución constante de presiones (Meyerhof)	70
Figura 9.02	Esquema de fuerzas actuantes que generan esfuerzo de corte en zapatas	71
Figura 9.03	Esquema de fuerzas actuantes que generan punzonamiento en zapatas	71
Figura 9.04	Esquema de fuerzas actuantes que generan flexión en zapatas	72
Figura 9.05	Vista en planta y dimensiones de zapata para columna P-1	74
Figura 10.01	Vista en planta de escalera	78

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS		PÁGINA
Tabla 3.01	Metrado Columna P1 (.35x.60) – Ejes C-3	14
Tabla 4.01	Masas traslacionales y rotacionales por piso	20
Tabla 4.02	Modos y Períodos	20
Tabla 4.03	Desplazamientos Máximos en XX:	22
Tabla 4.04	Desplazamientos Máximos en YY:	22
Tabla 4.05	Verificación de irregularidad en planta (condición 1)	23
Tabla 4.06	Verificación de irregularidad en planta (condición 2)	23
Tabla 4.07	Coeficiente de amplificación C para cada dirección	24
Tabla 4.08	Valores de cortante estático para cada dirección	25
Tabla 4.09	Comparación cortante estático vs cortante dinámico	25
Tabla 5.01	Factor de reducción de la resistencia (ϕ)	28
Tabla 5.02	Valores de “ ζ ” en función del tiempo de duración de la carga	32
Tabla 6.01	Fórmulas para obtener longitud de desarrollo	38
Tabla 6.02	Longitudes de desarrollo para concretos $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f'c=280\text{kg/cm}^2$	38
Tabla 6.03	Longitudes de desarrollo con gancho para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f'c=280\text{kg/cm}^2$	39
Tabla 6.04	Clasificación de tipo de empalmes	40
Tabla 7.01	Cargas columna P1 a nivel de sótano	58
Tabla 7.02	Valores P_u y M_u según combinaciones de carga	58
Tabla 8.01	Cargas Placa-1 en primer piso	66
Tabla 8.02	Valores de P_u y M_u de Placa-1 según combinaciones	66
Tabla 9.01	Cargas en zapata provenientes de columna P-1	72

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1 Objetivo

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño de un edificio de concreto armado destinado a viviendas, siguiendo los criterios y lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones de nuestro país.

Se intenta explicar, paso a paso, cuales son los principales puntos a tener en cuenta al momento de diseñar un edificio de concreto armado, comenzando por la estructuración y siguiendo por el diseño puntual de cada uno de los elementos que componen la estructura.

1.2 Arquitectura del edificio

El edificio se encuentra en un terreno de forma rectangular de 420 m² de área. Está ubicado en el distrito de Miraflores, Lima, y limita por 3 frentes con edificaciones vecinas. Cuenta con un nivel inferior de cisterna y cuarto de bombas, un nivel de sótano destinado a estacionamientos, un denominado nivel de semisótano y primer piso destinado también a estacionamientos y hall de recepción, y finalmente con 6 pisos superiores para departamentos.

El nivel de cisterna y cuarto de bombas, ubicado debajo del sótano, cuenta con un área aproximada de 67m², mientras que el sótano ocupa toda el área del terreno, 420m², e incluye 11 estacionamientos, 6 depósitos, espacio para circulación vehicular y el desarrollo de la rampa circular que sube al nivel superior.

Luego se tiene el nivel de semisótano y primer piso, que ocupa también toda el área del terreno, 420m², y cuenta con 12 estacionamientos, hall de ingreso, áreas de recepción y una rampa para llegar el nivel +0.00.

Finalmente, se tiene los pisos superiores, que ocupan un área en planta de 274m² aproximadamente, con excepción del 2º piso, que en la parte posterior cuenta con un área verde de jardín.

Los cuatro primeros niveles destinados a departamentos, pisos 2º, 3º, 4º y 5º, tienen la misma distribución, que consta de 02 departamentos por piso, mientras que el 6º y 7º nivel se han preparado para tener un sólo departamento por piso.

La altura total del edificio es de 19.15m, medidos a partir del nivel 0.00, con un altura de entre piso de 2.80 m para los pisos superiores.

A continuación se presentan las vistas en planta correspondientes a los niveles de semisótano-primer piso, y una planta típica del 3° al 5° nivel.

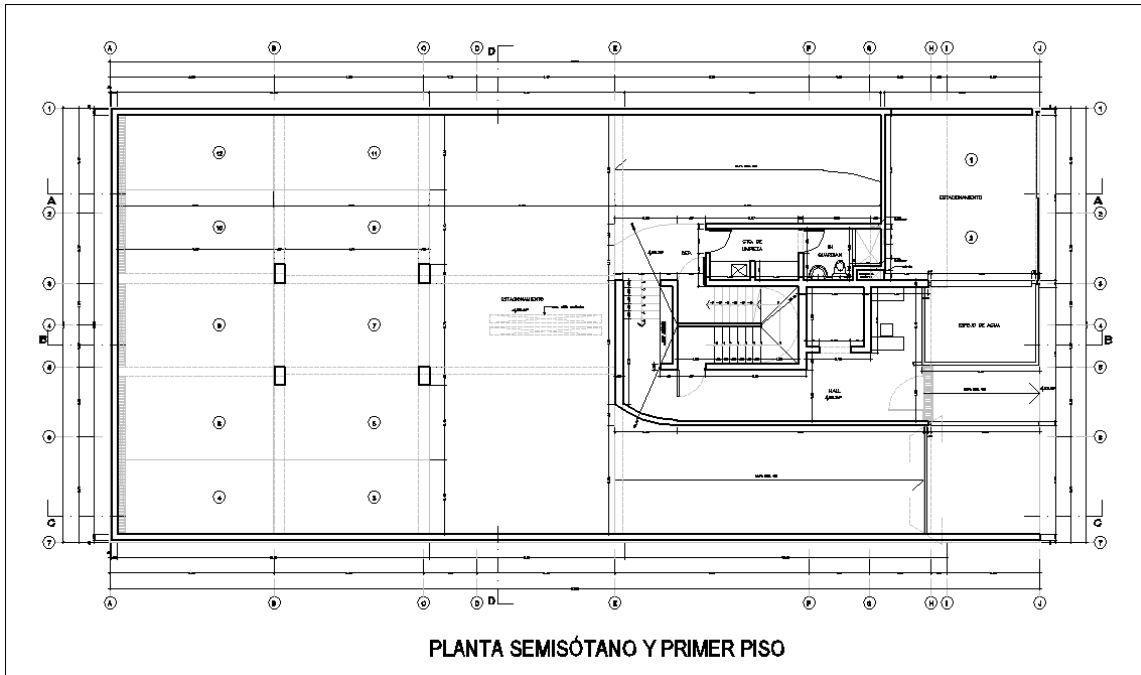


Figura 1.01 - Planta de nivel semisótano y primer piso

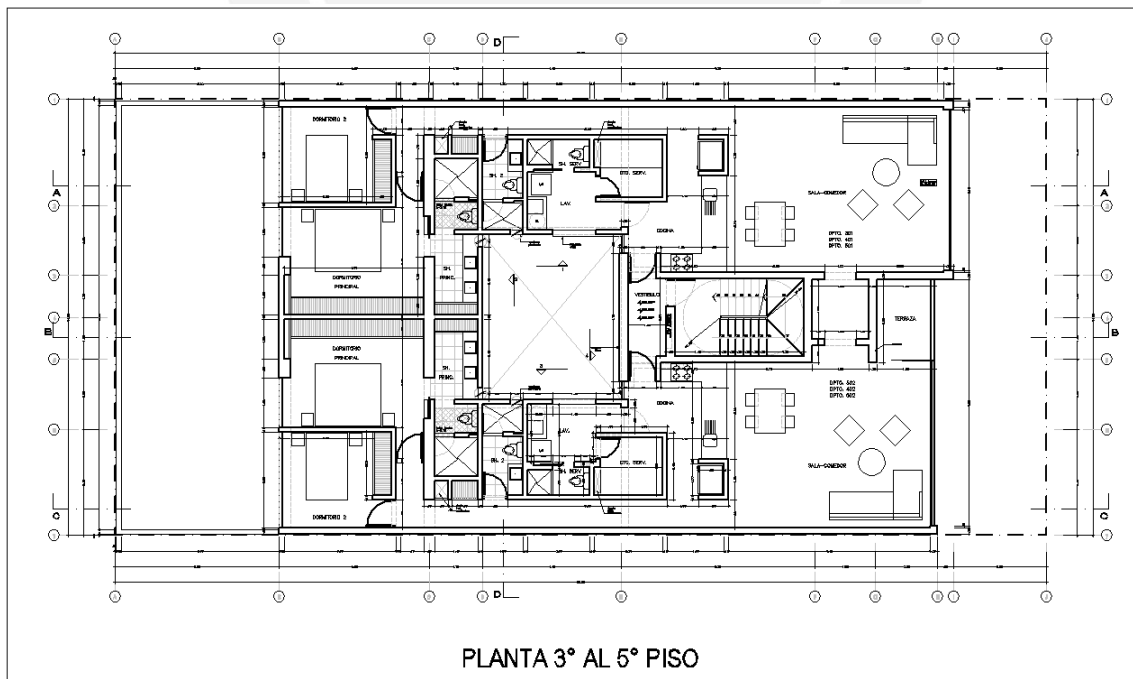


Figura 1.02 - Planta de niveles típicos 3° al 5°

1.3 Consideraciones generales para el diseño:

Normas empleadas:

Las Normas empleadas del Reglamento Nacional de Edificaciones son las siguientes (*):

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

(*) Ver referencias completas en página 87.

Cargas de diseño:

La característica más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real a las cargas, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir con algún margen todas las cargas previsible que puedan actuar sobre la estructura durante toda su vida útil. De otra parte, el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la NTE E.020 establece los valores mínimos de las sobrecargas que se deben considerar para el diseño de cualquier estructura, dependiendo del uso a la que va a estar sometida.

Para el presente proyecto, las cargas a considerar son las cargas muertas, las cargas vivas y las cargas debido a sismo.

Carga muerta (CM): Se consideran a todas aquellas cargas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida útil de la estructura, tales como el peso de los materiales, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo el peso propio, que se entiende serán permanentes.

Carga viva (CV): Se consideran las cargas debido al peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles.

Cargas de sismo (CS): Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura.

Para realizar el análisis de la estructura se considerarán varias hipótesis de cargas empleándose, en el presente caso, el programa SAP 2000 (ver modelo pseudotridimensional en figura 4.02)

Cada elemento de la estructura se diseñará mediante el método de Diseño por Resistencia. Esto consiste en amplificar las cargas actuantes o de servicio mediante algunos factores y en reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores de reducción. Por lo cual, cada elemento diseñado debe cumplir con la siguiente relación:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

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

Donde:

ϕR_n :	Resistencia de Diseño o Resistencia Suministrada.
ϕ :	Factor de Reducción de Resistencia, menor que la unidad.
R_n :	Resistencia Nominal o teórica del elemento.
S_1, S_2, S_n :	Cargas actuantes en servicio (muertas, vivas, sismo, viento, etc.).
C_1, C_2, C_n :	Factores de amplificación de carga, dependen del tipo de carga.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (NE060.09) establece la combinación de cargas actuantes con sus respectivos factores de amplificación, siendo las combinaciones las siguientes:

$$U1 = 1.4CM + 1.7 CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U3 = 0.9CM \pm CS$$

Del mismo modo, el reglamento también establece los factores de reducción de resistencia para los siguientes casos:

- 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

Materiales empleados:

Las características y propiedades mecánicas de los materiales que se utilizarán para la construcción de las estructuras de la edificación son las que se detallan a continuación:

Concreto

Para la preparación del concreto se utilizará Cemento Portland. Las propiedades del concreto son las siguientes:

- Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de elasticidad: $E = 15000\sqrt{f'c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$

Acero corrugado

La armadura estará constituida por barras de acero de superficie corrugada. El acero será de grado 60 y tendrá las siguientes propiedades:

- Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería

Para el presente proyecto, los tabiques y parapetos estarán formados por unidades de albañilería, huecas y elaboradas de manera industrial con material arcilla, cuyas propiedades son las siguientes:

- Resistencia característica a la compresión $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte $G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$

Los valores y fórmulas para realizar los análisis y diseños de los elementos de concreto armado, son los indicados en las Normas de diseño que sirven como referencia para el desarrollo del presente proyecto.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios de estructuración:

El diseño de la estructura debe asegurar la vida de las personas así como los elementos que se encuentren dentro del edificio ante las cargas que actúan sobre él. Se deberán respetar los criterios estructurales, arquitectónicos y de las demás especialidades, de manera que resulte una estructura segura y económicamente eficiente.

Los criterios adoptados para la realizar la estructuración del edificio son los siguientes:

a) Simplicidad y simetría

Se debe buscar que las estructuras presenten la mayor simplicidad y simetría posible, ya que éstas se comportan mejor ante sollicitaciones sísmicas, además que son más fáciles de idealizar y es posible predecir su comportamiento con un mayor nivel de precisión.

b) Resistencia y ductilidad

Debe proveerse a la estructura de una adecuada resistencia en todas las direcciones; es decir, que se deberá verificar el sistema de resistencia sísmica en por lo menos dos direcciones ortogonales de la estructura, a fin de garantizar su estabilidad.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

Toda estructura debe tener una disposición hiperestática de tal manera de lograr una mayor capacidad resistente, al permitir que la formación de rótulas plásticas disipe mejor la energía del sistema.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, evitando cambios bruscos en la rigidez de los elementos que generen concentraciones de esfuerzos.

e) Rigidez lateral

La estructura debe tener la suficiente cantidad de elementos estructurales, de manera que pueda resistir la acción de fuerzas laterales sin presentar deformaciones importantes, y así evitar los daños a las estructuras, elementos no estructurales, así como del pánico entre los ocupantes de los edificios.

f) Existencia de diafragmas rígidos

Se considerará como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, de tal manera que permita considerar a la estructura como una unidad con desplazamientos compatibles entre sí. Como consecuencia de esto se puede distribuir

las fuerzas horizontales aplicadas entre los pórticos y placas de acuerdo a su rigidez lateral.

g) Elementos no estructurales

En toda estructura se presentan elementos no estructurales como los parapetos, tabiquería, etc. Estos elementos tienen sobre la estructura efectos favorables y desfavorables. Como efecto favorable, se tiene que al ocurrir un sismo estos elementos colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, pues al agrietarse contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando de esta manera a los elementos resistentes. Como efecto desfavorable se tiene que aumentan el peso de la estructura y que al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

2.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales

Se presenta la planta típica del edificio (Figura 2.01), donde se aprecian los principales elementos a predimensionar como columnas, placas, losas y vigas.

Se puede apreciar que en la dirección perpendicular a la fachada (XX) se tiene con grandes placas en ambos ejes perimétricos, así como de dos placas interiores en la zona de escaleras, por lo que se estima que para efectos de sismo se tendrá un buen comportamiento en esta dirección.

Por otro lado, en la dirección paralela a la fachada (YY), se ha dispuesto de placas de medianas dimensiones en los ejes E, F y G, así como de pórticos formados por columnas y vigas peraltadas en los ejes B y C, los cuales deberán proveer la rigidez lateral necesaria para efectos de sismo en esa dirección. Esto se verificará inicialmente mediante un análisis en el capítulo 4. Análisis Sísmico.

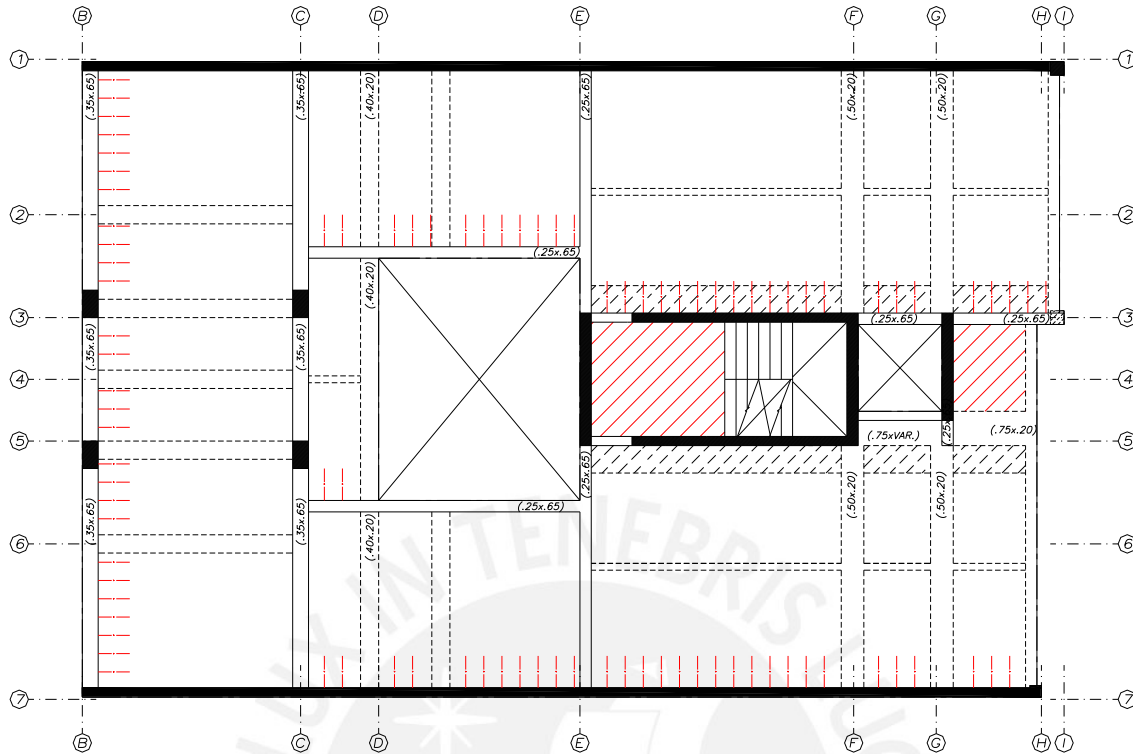


Figura 2.01 - Encofrado Planta Típica

a) Predimensionamiento de losas aligeradas unidireccionales:

Para el cálculo del espesor de las losas aligeradas armadas en una dirección se empleó el siguiente criterio, con una luz máxima de 5.30m presente en este edificio:

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Luz Libre}}{25} = \frac{530}{25} = 21\text{cm}$$

Se decidió emplear una losa aligerada de 20 cm de espesor, que es la solución convencional para luces de hasta 5.50 m.

b) Predimensionamiento de losas macizas en dos direcciones:

Para el cálculo del espesor de las losas macizas armadas en dos direcciones se emplearon, para un paño cuadrado de 5.15m de lado, los siguientes criterios:

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Luz Libre}}{40} = \frac{515}{40} = 13\text{cm}$$

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{4 \times 515}{180} = 11.5\text{cm}$$

Se decidió emplear una losa maciza de 20 cm de espesor en la zona de jardín del primer nivel, debido a las dimensiones del paño de losa y la presencia de tierra y agua. Además, en los pisos superiores, se consideró un espesor de losa maciza de $h=0.20$ m en la zona de hall de ascensores, no debido a cargas verticales, sino al hecho que en esta zona se debe asegurar el comportamiento de diafragma rígido de toda la losa de entrepiso como se explicó en el capítulo anterior. Por otro lado, con este espesor se logra homogeneizar el fondo de losa, considerando que también se tiene aligerados de 20cm de peralte.

c) Predimensionamiento de vigas peraltadas:

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, incluyendo esta altura el espesor de la losa del techo. El ancho mínimo para vigas sismorresistentes es 20 cm, pudiendo variar entre $0.30h$ a $0.50h$.

En los sótanos, las vigas peraltadas con mayor luz libre son las de los ejes 3 y 5 con 6.00 m. Por lo tanto se considerará un peralte de 0.55 m.

En los pisos superiores, las vigas peraltadas con mayor luz libre son las de los ejes C y E con 5.30 m. En este caso, se considera un peralte de 65cm, el cual cumple con los requerimientos de pre dimensionamiento, así como con los requerimientos arquitectónicos, y dicho peralte se considerará para todas las vigas peraltadas de los pisos superiores. Con respecto al ancho, se tomará 0.25 m para todas las vigas excepto para las vigas de los ejes B y C, para las cuales se ha estipulado un ancho de 0.35m, debido a que soportan mayor carga vertical y forman pórticos importantes para resistencia sísmica.

d) Predimensionamiento de vigas “chatas”:

Las vigas “chatas” son vigas que tienen el mismo peralte que la losa, y se usan generalmente para soportar tabiques que se apoyan paralelamente a la dirección de las losas aligeradas y para confinar los huecos de los ductos en las losas aligeradas. Se están considerando vigas “chatas” de 40x20cm para soportar tabiques en la dirección paralela a las viguetas del aligerado.

En el caso de confinamiento para ductos, éstos se han dispuesto de tal manera que se ubiquen entre las viguetas del aligerado, por lo que no fue necesario colocar vigas chatas para confinar los ductos. Por otro lado se colocó una viga chata a lo largo del eje F, uniéndola a la placa ubicada en este eje e intentando formar un pórtico. Dado que esta viga no podía ser peraltada debido a la arquitectura, se le dio un ancho de 50 cm. para tratar de aportar algo de rigidez a los largo de este pórtico.

Un caso particular de este proyecto es la viga chata V-03, ubicada sobre el eje 5, hacia la fachada (ver figura 2.02), la cual vuela una longitud de 1.85m soportando un tramo de aligerado y losa maciza. Por tal motivo, y para controlar su rigidez y deflexión, se ha considerado de ancho 75cm.

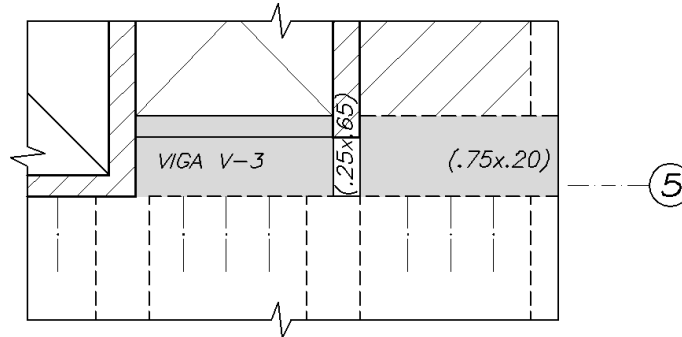


Figura 2.02 – Vista en planta Viga V-03

e) Predimensionamiento de columnas:

Las columnas son elementos que se encuentran sometidas principalmente a cargas axiales y momentos flectores, por lo cual deben en principio ser dimensionadas considerando estos dos efectos simultáneamente.

En el presente caso, al tener el edificio placas de dimensión considerable, que toman la mayor parte de las fuerzas de sismo, y además al tener la edificación buen número de pisos, es razonable considerar que el predimensionamiento de las columnas sólo sea por carga vertical.

Para dimensionar las columnas se empleó el siguiente criterio:

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

Donde:

$P(\text{servicio}) = (\text{Área tributaria de la columna}) \times (\# \text{ de pisos}) \times (\text{carga unitaria asumida}^*)$.

$f'c = \text{Resistencia a la compresión del concreto.}$

*Como carga unitaria asumida se suele utilizar el valor de 1ton/m².

Se hace el análisis de la columna ubicada sobre la intersección de los ejes 3/C (P1), considerando una resistencia del concreto de $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, y un $P_{(\text{servicio})} = 207 \text{ ton.}$

$$\text{Área bruta} = \frac{207000 \text{ kg}}{0.45 \times (210\text{kg/cm}^2)} = 2190 \text{ cm}^2$$

La columna P1, tiene dimensiones 0.35x0.60m, lo cual representa un área bruta de 2100cm², valor que es ligeramente inferior al predimensionamiento hecho para el área de esta columna. Sin embargo, al tratarse de un análisis muy preliminar, se consideran aceptables estas dimensiones, que serán finalmente verificadas cuando se realice el diseño de la columna. Si luego del diseño, este dimensionamiento no es suficiente, se deberá aumentar alguna de las dimensiones de la columna, a fin de tener mayor área, y en caso esto tampoco hubiese sido posible por motivos arquitectónicos, se tendrá que aumentar la calidad del concreto.

f) Predimensionamiento de placas:

Las placas son elementos que tienen como principal función absorber las fuerzas laterales de sismo, por lo que mientras más se coloquen, más porcentaje del cortante sísmico absorberán. Además, con la finalidad de limitar las deformaciones laterales, es conveniente combinar placas y pórticos según las posibilidades arquitectónicas.

Como método rápido y aproximado de predimensionamiento, se puede calcular el cortante basal del edificio, por el método estático, y colocar una cantidad de placas (longitud x espesor) que sea capaz de tomar en su totalidad estas fuerzas, procurando que no se exceda la capacidad máxima del conjunto de placas.

Se puede considerar un espesor mínimo de 15cm, siendo los espesores más comunes de 20, 25 y 30cm, mientras que la evaluación final de la longitud de las placas deberá hacerse luego de realizar un análisis sísmico.

Para el presente edificio, como se ha explicado al principio de este capítulo, se tiene grandes placas en la dirección perpendicular a la fachada (de 20cm y 25cm de espesor), mientras que se tiene tres placas de menores dimensiones en la dirección paralela a la fachada (de 25cm de espesor).

Los espesores de estas, como predimensionamiento, obedecen a requerimientos de arquitectura o a requerimientos estructurales para el anclaje del fierro que proviene de las vigas.

La verificación de la rigidez lateral del edificio con las placas dispuestas (predimensionadas) se realizará mediante un análisis sísmico, como se verá en el capítulo 4. Análisis Sísmico.

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

3.1 Cargas consideradas y pesos unitarios:

Las cargas consideradas corresponden a las indicadas para Cargas Muertas (CM) y Cargas Vivas (CV) en el acápite 1.3 del presente trabajo:

Para hallar las Cargas Muertas (CM) emplearemos los siguientes pesos unitarios:

- Concreto Armado 2400 kg/m^3
- Albañilería hueca 1400 kg/m^3
- Aligerado (h = 20 cm) 300 kg/m^2
- Acabados (piso terminado) 100 kg/m^2
- Tabiques e=0.14m 250 kg/m^2
- Tabiques e=0.24m 420 kg/m^2

Para el caso de Cargas Vivas (CV), se usarán los valores de la tabla 3.2.1 de la Norma de Cargas E.020.

- Viviendas 200 kg/m^2
- Corredores y escaleras (viviendas) 200 kg/m^2
- Garajes para parqueos de autos 250 kg/m^2
- Azotea 100 kg/m^2

3.2 Metrado de Losas Aligeradas:

A manera de ejemplo, se realizará el metrado de las viguetas ubicadas entre los ejes B-C/1-7, en el encofrado 1°Piso (Niv.+2.30).

Viguetas de Aligerado h=20cm

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

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

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

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

Tabique e=14cm

$$\text{Pu} = 250 \times 0.40 \times 2.60 \times 1.40 \quad (\text{altura libre de tabique } h=2.60\text{m})$$

$$\mathbf{Pu = 364 \text{ kg}}$$

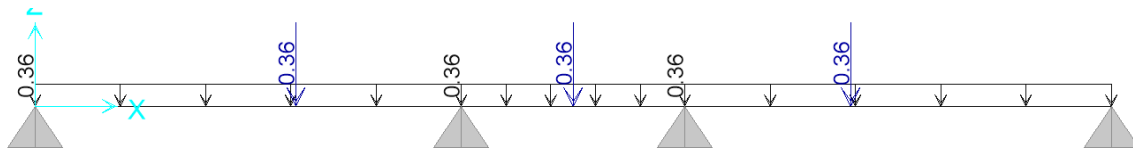


Figura 3.01 - Diagrama de Cargas (últimas)

3.3 Metrado de Losas Macizas:

Se realizará el metrado de un paño de losa maciza de 5.05m x 5.15m y de 20cm de espesor, el cual soportará una altura de jardín de 0.50m, ubicada en el nivel +2.30m.

Losa maciza h=20cm

Peso propio	=	2400 x 0.20 x 1.40	=	672 kg/m ²
Jardín	=	1800 x 0.50 x 1.40	=	1260 kg/m ²
Sobrecarga	=	200 x 1.70	=	340 kg/m ²
Wu	=	2272 kg/m²		

3.4 Metrado de Vigas Peraltadas:

El metrado de vigas se obtendrá considerando las cargas que le transmite el aligerado a la losa maciza, así mismo también se considerará las cargas que actúan directamente sobre ella, como su peso propio, tabiquería y parapetos, si fuera el caso. A continuación mostramos el metrado para la viga V-1 (0.25x0.55) ubicada a lo largo de eje 3 en el encofrado del sótano (Niv.-1.60).

Viga V-1 (0.25x0.55)

Peso propio	=	2400 x 0.25 x 0.55 x 1.40	=	462 kg/ml
Aligerado	=	300 x 3.95 x 1.40	=	1660 kg/ml
Piso terminado	=	100 x 4.20 x 1.40	=	588 kg/ml
Sobrecarga	=	250 x 4.20 x 1.70	=	1785 kg/ml
Wu	=	4495 kg/ml		

3.5 Metrado de Columnas:

El metrado de cargas de las columnas se realizará mediante el método de áreas tributarias, dentro de las cuales se considerará el peso propio de las columnas, así como todas las cargas (vivas y muertas) que se encuentren dentro de esta área (vigas, losas, acabados, tabiquería, etc). A continuación mostramos (tabla 3.01) el metrado de la columna P-1 (0.35x0.60) ubicada sobre la intersección de los ejes B-3:

Tabla 3.01 – Metrado Columna P1 (.35x.60) – Ejes C-3

Nivel	Elemento	Peso Unitario (kg/m ó kg/m ²)	Área o Longitud (m ó m ²)	Peso Parcial (kg)	Peso Acumulado (kg)	
Azotea	Aligerado h=0.20	300	15.20	4560.00		
	Viga 0.25x0.65	390	3.00	1170.00		
	Viga 0.35x0.65	546	4.00	2184.00		
	Viga 0.40x0.20	192	10.10	1939.20		
	Columna	504	2.80	1411.20		
	Piso Terminado	100	21.20	2120.00		
	Sobrecarga (azotea)	100	21.20	2120.00		
				CM	13384.40	13384.40
				CV	2120.00	2120.00
PISO 2 AL 6	Aligerado h=0.20	300	15.20	4560.00		
	Viga 0.25x0.65	390	3.00	1170.00		
	Viga 0.35x0.65	546	4.00	2184.00		
	Viga 0.40x0.20	192	10.10	1939.20		
	Columna	504	2.80	1411.20		
	Tabique (e=0.15;h=2.15)	537.5	13.05	7014.38		
	Tabique (e=0.30;h=2.15)	1075	3.30	3547.50		
	Piso Terminado	100	21.20	2120.00		
	Sobrecarga (vivienda)	200	21.20	4240.00		
				CM	23946.28	133115.78
				CV	4240.00	23320.00
	PISO 1	Aligerado h=0.20	300	18.70	5610.00	
Viga 0.25x0.65		390	5.15	2008.50		
Viga 0.35x0.65		546	3.75	2047.50		
Viga 0.40x0.20		192	6.10	1171.20		
Columna		504	3.85	1940.40		
Tabique (e=0.15;h=2.15)		537.5	13.05	7014.38		
Tabique (e=0.30;h=2.15)		1075	3.30	3547.50		
Piso Terminado		100	23.75	2375.00		
Sobrecarga (vivienda)		200	23.75	4750.00		
				CM	25714.48	158830.25
				CV	4750.00	28070.00

SÓTANO 1	Aligerado h=0.20	300	21.10	6330.00		
	Viga 0.25x0.65	390	5.15	2008.50		
	Viga 0.35x0.65	546	3.75	2047.50		
	Columna	504	2.80	1411.20		
	Piso Terminado	100	23.75	2375.00		
	Sobrecarga (autos)	250	23.75	5937.50		
				CM	14172.20	173002.45
				CV	5937.50	34007.50

Como resultado, se tiene que las cargas totales en servicio, para la columna P1 de los ejes C-3 es:

Pm = 173 ton
Pv = 34 ton



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Introducción:

El análisis sísmico se realiza para verificar que el edificio cumpla los requisitos de rigidez especificados en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente (control de la deriva máxima), para determinar las fuerzas internas de diseño en los elementos estructurales, así como para calcular la junta de separación sísmica.

El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio. Para ello se usa el modelo tridimensional empleado para el análisis por cargas verticales y se asignan masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad, que corresponden a dos traslaciones horizontales y a una rotación perpendicular a la losa. Las masas se obtuvieron del modelo, en base a las cargas aplicadas al mismo. Para esto se consideró el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

4.2 Análisis por combinación modal espectral:

El análisis dinámico de las edificaciones se puede realizar mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo historia. En este caso, por ser una edificación convencional, se usó el procedimiento de combinación modal espectral.

4.2.1. Parámetros sísmicos y espectro de diseño

Se definió un espectro elástico de pseudo aceleraciones siguiendo los lineamientos de la Norma Peruana E.030 de la siguiente manera:

$$S_a = (ZUCS / R) \times g$$

Donde:

a) Factor de Zona (Z):

El edificio en análisis se encuentra en la ciudad de Lima ubicada en la zona 3.

$$Z = 0.4$$

b) Categoría de la Edificación y Factor de uso (U):

Este edificio por ser un edificio de viviendas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia califica en la Categoría C, edificaciones comunes. (U = 1.0)

c) Parámetro de Suelo (S):

El perfil del suelo, correspondiente al terreno donde se ubica el edificio (Distrito de Miraflores), es del tipo S1, pues el terreno califica como suelo muy rígido (grava densa) al tener una capacidad portante de 4.0 kg/cm².

$$S = 1.0$$

$$T_p = 0.4 \text{ seg.}$$

d) Factor de Amplificación Sísmica (C):

Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. Depende del período de la estructura y del tipo de suelo.

$$C = 2.5x(T_p / T); \quad C \leq 2.50$$

e) Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Se considera que la resistencia sísmica en este edificio está dada principalmente por placas de concreto armado en ambas direcciones, por lo que el Coeficiente de Reducción Sísmica será:

$$R_x = 6$$

$$R_y = 6$$

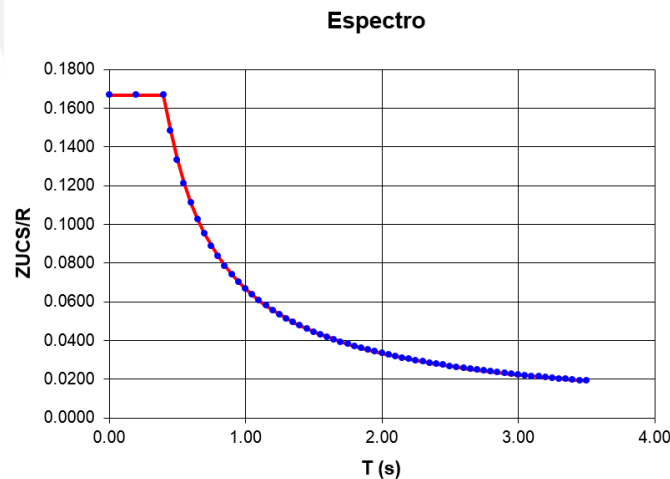


Figura 4.01 – Espectro de diseño

4.2.2. Modelo del Edificio

Para realizar el análisis sísmico del edificio se ha usado el programa Sap2000 Versión 14.2.4. Se hizo un análisis pseudotridimensional de pórticos planos de concreto armado.

Es decir, pórticos independientes en ambas direcciones unidos entre sí por medio de diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso, modelando el efecto de las losas de piso. Con este diafragma se compatibilizan los desplazamientos de cada uno de los pórticos planos del edificio.

Para modelar todos los elementos del edificio se consideró elementos tipo “frame” (Barras Prismáticas). Estos son elementos lineales que soportarán esfuerzos por corte, flexión, así como fuerzas axiales.

El nivel de semisótano-primer piso se incluyó en el modelo pues a pesar de contar con grandes muros en casi todo el perímetro, lo cual restringe casi totalmente el movimiento, hacia la fachada no se cuenta con estos muros, por lo que ese extremo de la planta sí presentaría desplazamientos considerables.

El nivel de sótano, que sí presenta muros en todo el perímetro, también se incluyó en el modelo para dar continuidad a los elementos del semisótano-primer piso. De haber empotrado la base del semisótano-primer piso se habría restringido el desplazamiento y el giro de esas columnas y placas, lo cual no es correcto, pues si bien es cierto el desplazamiento sí estaría casi restringido por los muros del sótano, no así el giro.

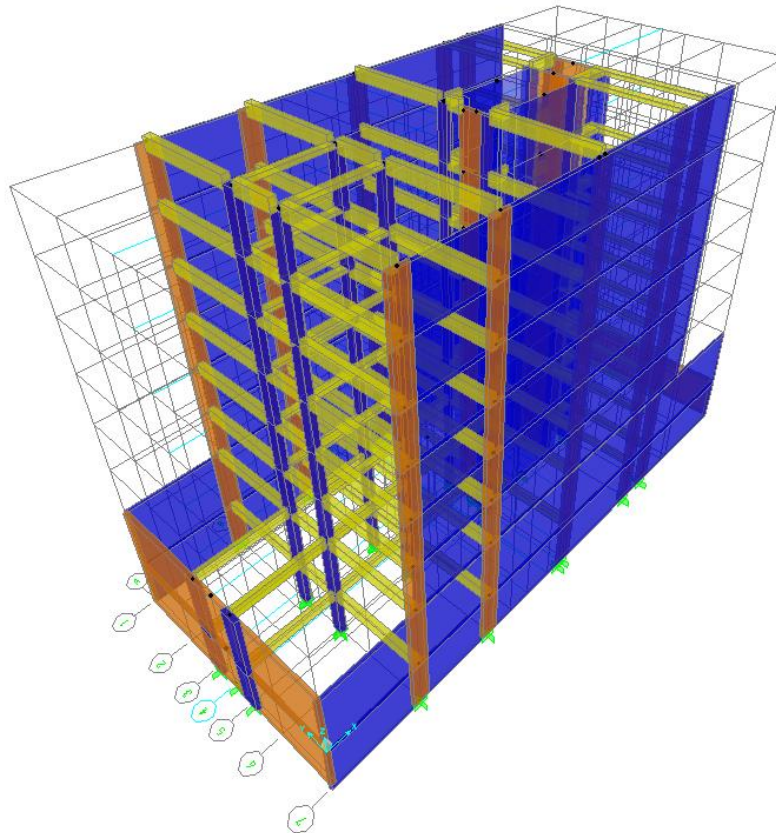


Figura 4.02 - Modelo Pseudo Tridimensional en programa Sap2000

Las características consideradas para el concreto armado fueron las siguientes:

- Módulo de Elasticidad: $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- Modulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de Corte: $G = 9.5 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$

La masa del edificio se modeló discretizándola en cada uno de los niveles de entrepiso. Esta masa fue ubicada en el centro de gravedad del área en planta de cada piso, uniéndosela al diafragma rígido de entrepiso.

Para obtener el peso que se considerará para el modelo sísmico de un piso típico se consideró el 100% de la Carga Muerta y el 25% de la Carga Viva según el artículo 16 numeral 16.3 de la Norma Sismorresistente al considerarse el edificio de categoría C.

Peso de piso típico = Peso por cargas muertas + 0.25(Peso por cargas vivas)

Peso de piso típico = $270.5 + 0.25 \times 53.8 = 283.95 \text{ ton}$.

Por m² tenemos $283.95 / 269.7 = 1.05 \text{ ton/m}^2$

Masa traslacional = $283.95 / 9.81 = 28.94 \text{ ton} \times \text{seg}^2/\text{m}$

Para obtener la “masa rotacional” calculamos el momento polar de inercia de la planta de un piso típico.

Momento polar de inercia = Momento de Inercia I_x + Momento de Inercia I_y

Momento polar de inercia = $4730 + 10970 = 15700 \text{ m}^4$

Masa Rotacional = (Momento Polar / Área) x Masa Traslacional

Masa Rotacional = $15700 / 269.7 \times 28.95 = 1685 \text{ ton} \times \text{seg}^2 \times \text{m}$

Para el peso de la azotea se consideraron los mismos porcentajes de carga viva, usándose una sobrecarga de 100 kg/m^2 :

Peso = $218.2 \text{ ton} + 26.63 \times 0.25 = 224.85 \text{ ton}$

Por m² tenemos $224.85 / 266.3 = 0.84 \text{ ton/m}^2$

Masa Traslacional = $224.9 / 9.81 = 22.94 \text{ ton} \times \text{seg}^2/\text{m}$

Masa Rotacional = $15243 / 266.3 \times 22.92 = 1312 \text{ ton} \times \text{seg}^2 \times \text{m}$

A continuación se muestra un cuadro resumen de las masas traslacionales y rotacionales, así como los niveles de cada entrepiso.

Tabla 4.01 – Masas traslacionales y rotacionales por piso

NIVEL	H acumulada	Área	Peso	Masa Traslacional	Masa Rotacional
	(m)	(m ²)	(ton)	(ton x seg ² /m)	(ton x seg x m)
Sótano 1	2.80	420.00	442.19	45.08	4090
Piso 1	6.65	370.39	389.95	39.75	3004
Piso 2	9.45	269.70	283.95	28.94	1685
Piso 3	12.25	269.70	283.95	28.94	1685
Piso 4	15.05	269.70	283.95	28.94	1685
Piso 5	17.85	269.70	283.95	28.94	1685
Piso 6	20.65	266.30	280.37	28.58	1636
Piso 7	23.45	266.30	224.85	22.92	1312

Para efectos de modelo se consideró que las columnas y placas se encuentran empotradas en su base. Se consideró esto ya que nos encontramos sobre un terreno duro (grava típica de Lima), por lo que se asumió que el probable giro en las zapatas de placas y columnas sería mínimo.

Para el modelo de los pórticos se consideraron brazos rígidos en todos los extremos de las vigas y columnas. Para el caso de las placas, no se consideró brazos rígidos en sus extremos, ya que dichas placas tienen una inercia mucho mayor al de las vigas que llegan a sus extremos.

4.2.3. Modos y períodos

Se obtuvieron los períodos fundamentales de los modos de vibración resultantes en cada dirección principal del edificio.

Tabla 4.02 – Modos y Períodos

Modo	Periodo (seg)	% Masa Participativa	
		XX	YY
1	0.755	0.00%	64.05%
2	0.192	0.06%	12.05%
3	0.139	0.01%	6.18%
4	0.135	71.76%	0.02%
5	0.087	0.00%	7.33%
6	0.056	0.00%	1.78%
7	0.044	0.00%	2.70%
8	0.043	19.74%	0.00%
9	0.040	0.00%	3.12%
10	0.030	0.00%	0.67%
11	0.026	0.02%	1.36%
12	0.025	0.03%	0.44%

Del cuadro anterior, los modos significativos para el análisis en la dirección XX son los modos 4 y 8, cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 91.50%; mientras que en la dirección YY, los modos significativos son los modos 1, 2, 3 y 5, con los cuales se obtiene 89.61% de masa efectiva. El período fundamental de la estructura en la dirección XX queda definido por el modo 4 y en la dirección YY por el modo 1. Con estos períodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

$$T_{xx} = 0.135 \text{ seg.}$$
$$T_{yy} = 0.755 \text{ seg.}$$

Para cada una de las direcciones, se utiliza un espectro elástico de pseudoaceleraciones definido por los parámetros sísmicos indicados anteriormente. En base al espectro en mención, se obtiene los valores máximos de respuesta de cada uno de los modos de vibración del edificio.

Para combinar estas respuestas modales y estimar la respuesta máxima de la estructura se usó la Combinación Cuadrática Completa (CQC). Con esta combinación obtenemos esfuerzos internos, así como desplazamientos globales y deformaciones.

4.2.4. Efectos de torsión en planta

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa, donde se aplicará las fuerzas horizontales en cada nivel, la N.T.E. E.030 indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

La dimensión del edificio en la dirección XX es 21.70 m y en la dirección YY es 13.90 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

$$\text{Dirección XX: } e_x = 21.70 \times 0.05 = 1.085 \text{ m}$$

$$\text{Dirección YY: } e_y = 13.90 \times 0.05 = 0.695 \text{ m}$$

En el presente modelo, las masas de cada piso fueron asignadas a un punto que se ha desplazado las distancias halladas anteriormente en planta.

4.2.5. Desplazamiento de respuesta

Del Análisis Dinámico y la Superposición Modal se hallaron los desplazamientos elásticos y lineales de la estructura. Para hallar los desplazamientos máximos esperados se multiplican los resultados hallados por el coeficiente de reducción sísmica (R) y además por 0.75 según indica la norma.

Para el caso de edificios de Concreto Armado, la Norma Peruana establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado en los puntos de máximo desplazamiento, de dos pisos consecutivos, no deberá exceder de 0.007 la altura de entrepiso.

Tabla 4.03 - Desplazamientos Máximos en XX:

NIVEL	H entrepiso (m)	Desplazamiento Elástico (m)	Desplazamiento Inelástico (m)	Desplazamiento de Entrepiso (m)	Deriva (Di/hi)
Sótano 1	2.80	0.000078	0.000351	0.000351	0.00013
Piso 1	3.85	0.000214	0.000963	0.000612	0.00016
Piso 2	2.80	0.000357	0.001607	0.000644	0.00023
Piso 3	2.80	0.000514	0.002313	0.000707	0.00025
Piso 4	2.80	0.000675	0.003038	0.000725	0.00026
Piso 5	2.80	0.000830	0.003735	0.000698	0.00025
Piso 6	2.80	0.000973	0.004379	0.000644	0.00023
Piso 7	2.80	0.001096	0.004932	0.000554	0.00020
				Deriva máxima	0.00026

Tabla 4.04 - Desplazamientos Máximos en YY:

NIVEL	H entrepiso (m)	Desplazamiento Elástico (m)	Desplazamiento Inelástico (m)	Desplazamiento de Entrepiso (m)	Deriva (Di/hi)
Sótano 1	2.80	0.000102	0.000459	0.000459	0.00016
Piso 1	3.85	0.001201	0.005404	0.004808	0.00125
Piso 2	2.80	0.003388	0.015245	0.009842	0.00352
Piso 3	2.80	0.006271	0.028218	0.012973	0.00463
Piso 4	2.80	0.009402	0.042310	0.014092	0.00503
Piso 5	2.80	0.012515	0.056316	0.014007	0.00500
Piso 6	2.80	0.015456	0.069551	0.013236	0.00473
Piso 7	2.80	0.018203	0.081915	0.012363	0.00442
				Deriva máxima	0.00503

Se observa que los desplazamientos de entrepiso no superan en ningún caso el límite permisible por la Norma Peruana. La deriva máxima obtenida en la dirección XX es 0.00026 y en la dirección YY es 0.00503.

Una vez verificada esta condición, se deberá efectuar el análisis de giros para evaluar si el edificio presenta irregularidad torsional en planta, para lo cual, según la norma E.030, se deberán cumplir dos condiciones:

(a) que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del valor del máximo permisible indicado en la Tabla N° 8 del Artículo 15 (15.1).

Luego, si se cumple la primera condición, deberá verificarse también que:

(b) que el cociente entre el desplazamiento de entrepiso en el extremos del edificio y el valor del desplazamiento del centro de masas sea mayor a 1.3.

Este análisis se realizará sólo para la dirección YY, pues en la dirección XX el edificio es claramente regular al presentar grandes placas (similares) en los extremos y placas también considerables hacia el centro.

Tabla 4.05 – Verificación de irregularidad en planta (condición 1)

CONDICIÓN 1

(Desp.promedio.entrepiso > 50%Desp.permitido.entrepiso)

NIVEL	H entrepiso (m)	Desplazamiento Promedio Entrepiso (m)	50% Desplazamiento Permitido Entrepiso (m)	Resultado
Sótano 1	2.80	0.000461	0.009800	REGULAR
Piso 1	3.85	0.003749	0.013475	REGULAR
Piso 2	2.80	0.009736	0.009800	IRREGULAR
Piso 3	2.80	0.012833	0.009800	IRREGULAR
Piso 4	2.80	0.013890	0.009800	IRREGULAR
Piso 5	2.80	0.013777	0.009800	IRREGULAR
Piso 6	2.80	0.012982	0.009800	IRREGULAR
Piso 7	2.80	0.012062	0.009800	IRREGULAR

Se observa que esta condición se da desde el piso 2 al 7, por lo que se procederá a verificar la segunda condición.

Tabla 4.06 – Verificación de irregularidad en planta (condición 2)

CONDICIÓN 2

(Desp.máximo.entrepiso > 1.3 Desp.promedio.entrepiso)

NIVEL	H entrepiso (m)	Desplazamiento Máximo Entrepiso (m)	1.3 Desplazamiento Promedio Entrepiso (m)	Resultado
Sótano 1	2.80	0.000459	0.000599	REGULAR
Piso 1	3.85	0.004808	0.004914	REGULAR
Piso 2	2.80	0.009842	0.012657	REGULAR
Piso 3	2.80	0.012973	0.016682	REGULAR
Piso 4	2.80	0.014092	0.018058	REGULAR
Piso 5	2.80	0.014007	0.017910	REGULAR
Piso 6	2.80	0.013236	0.016877	REGULAR
Piso 7	2.80	0.012363	0.015681	REGULAR

En este caso ningún entrepiso cumple con la segunda condición, por lo que se concluye que el edificio no presenta irregularidad torsional.

4.2.6. Cortante de diseño

La norma peruana de diseño sismorresistente NTE E.030 establece que para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en el edificio no será menor que el 80% del valor calculado por el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar la fuerza cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico, con excepción de los desplazamientos.

En el presente trabajo, se ha verificado que la estructura es regular, sin embargo, falta comparar el cortante basal del análisis dinámico con el que se obtiene con el método estático.

- **Cortante estático (Ve)**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, en la dirección de análisis considerada, se determina con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Donde:

- Z = 0.4 Factor de zona.
- U = 1 Coeficiente de uso e importancia.
- S = 1 Perfil del suelo.
- C = 2.5 (Tp/T) Factor de amplificación sísmica (C ≤ 2.5).
- R = 6 Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.
- P = 2473 ton Peso total del edificio.

El valor de la fuerza cortante total en la base de la estructura depende del factor de amplificación sísmica “C”, que a su vez depende del período del edificio en la dirección de análisis “T”, y del periodo característico del tipo de suelo “Tp” (Tp=0.4seg para el tipo de suelo S1). Según la norma, el período de la estructura puede tomarse de un análisis dinámico, por lo que se tomarán los valores hallados anteriormente:

$$T_{xx} = 0.135 \text{ seg.}$$

$$T_{yy} = 0.755 \text{ seg.}$$

A continuación se presenta una tabla con los valores del coeficiente de amplificación sísmica “C” a emplear para el cálculo de la fuerza cortante en la base de la estructura:

Tabla 4.07 – Coeficiente de amplificación C para cada dirección

Dirección de Análisis	Periodo (seg)	Factor de Amplificación C	C/R
Dirección XX	0.135	2.5	0.417
Dirección YY	0.755	1.325	0.221

Se verifica que en ambas direcciones la relación C/R es mayor al mínimo 0.125. Con estos valores, se procede a hallar los cortantes basales para ambas direcciones, así como el 80% de estos valores.

Tabla 4.08 – Valores de cortante estático para cada dirección

Dirección de Análisis	V estático (ton)	80% V estático (ton)
Dirección XX	412.2	329.8
Dirección YY	218.4	174.7

- **Cortante dinámico (V_{dín})**

Por otro lado, en base al Análisis Dinámico y la Superposición Modal se hallaron los siguientes resultados de Fuerza Cortante en la base del edificio (V dinámico):

$$V_{xx} = 299 \text{ ton.}$$

$$V_{yy} = 147 \text{ ton.}$$

En base a los resultados obtenidos, se observa que los valores relacionados al 80% del cortante estático, para ambas direcciones de análisis, son mayores a los cortantes dinámicos, por lo que los primeros serían los cortantes de diseño de nuestro edificio.

Además, los resultados obtenidos del análisis dinámico deberán escalarse un factor que será el resultado del cociente entre estos cortantes. A continuación se presentan estos factores para cada dirección de análisis:

Tabla 4.09 – Comparación cortante estático vs cortante dinámico

Dirección de Análisis	80% V estático (ton)	V dinámico	Factor de Amplificación
Dirección XX	329.8	299.0	1.10
Dirección YY	174.7	147.0	1.19

4.3 Junta de separación sísmica:

Para evitar el contacto entre estructuras vecinas durante el movimiento sísmico, la norma especifica una distancia mínima (s) que debe ser mayor a los siguientes valores:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- 3 cm.
- $S = 3 + 0.004(h - 500)$ h y s en cm.

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

Al no conocer los desplazamientos de las edificaciones vecinas, sólo podemos hallar el valor de “s” según dos de los criterios, considerando la altura del edificio 19.15m

- $S = 3 \text{ cm.}$
- $S = 3 + 0.004(1915 - 500) = 8.66 \text{ cm}$

Adicional a esto, la norma también indica que el edificio deberá separarse del límite de propiedad una distancia que no será menor que:

- $2/3$ del desplazamiento máximo del edificio, hallado según Artículo 16 (16.4) de la norma E.030.
- $S/2$, según valor de S calculado anteriormente.

Como no conocemos el desplazamiento del edificio vecino, no podemos establecer un valor exacto de la junta, sin embargo, sí podemos cumplir con el criterio de separarnos del límite de propiedad una distancia mínima según lo indicado anteriormente. Así tenemos para cada dirección:

Dirección XX

- $2/3$ Máximo Desplazamiento = $2/3 * 0.493 = 0.32 \text{ cm}$
- $S/2 = 8.66/2 = 4.33$

Dirección YY

- $2/3$ Máximo Desplazamiento = $2/3 * 8.27 = 5.51 \text{ cm}$
- $S/2 = 8.66/2 = 4.33$

Entonces nuestro edificio se separará del límite de propiedad las siguientes dimensiones a partir del nivel +0.00.

- 6cm a lo largo de los ejes 1 y 7.
- 5cm a lo largo de los ejes A y J.

CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Empezaremos este capítulo definiendo tres conceptos fundamentales para el diseño en concreto armado:

- Resistencia** : Capacidad para oponerse a la rotura.
Rigidez : Capacidad para oponerse a la deformación.
Estabilidad : Capacidad para mantener el equilibrio.

Para el diseño en concreto armado se utiliza el método a la rotura, también conocido como el Diseño por Resistencia. Este método consiste en que todas las secciones deben tener una resistencia de diseño (capacidad) por lo menos igual a la resistencia requerida (demanda).

Resistencia de diseño: Es la resistencia nominal de la sección afectada por los factores de reducción de resistencia.

Resistencia requerida: Es la que se obtiene por las combinaciones de las cargas amplificadas.

Nominalmente se puede escribir como sigue:

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

Donde:

M_n, V_n, P_n : Valores de momento nominal, cortante nominal y axial nominal respectivamente

M_u, V_u, P_u : Valores de momento último, cortante último y axial último respectivamente

Factores de amplificación de carga y combinaciones.

La norma establece una serie de combinaciones de carga, asociadas a factores de amplificación, para determinar las cargas últimas de diseño. En el presente proyecto, las cargas que generan las combinaciones predominantes son: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga de Sismo (CS), y las combinaciones relacionadas a estas cargas, según el capítulo 9.2 de la norma E.060, son los siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Factores de reducción de resistencia.

Tabla 5.01 – Factor de reducción de la resistencia (ϕ)

Solicitaciones en la sección	Factor de reducción (ϕ)
Flexión sin carga axial	0.90
Cortante y Torsión	0.85
Flexocompresión con refuerzo en estribos	0.70
Flexocompresión con refuerzo en espiral	0.75
Aplastamiento	0.70

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

Las deflexiones tienen que ser calculadas y evitar que excedan los límites que nos da la norma E-060. No solo se deben controlar por problemas en la apariencia, sino también por los daños que pueden causar a los elementos no estructurales o el mal funcionamiento que puede generar en la estructura.

En la fisuración se debe controlar el ancho de las grietas y evitar que excedan de ciertos límites definidos en la norma para garantizar un comportamiento satisfactorio de la sección, asegurando una durabilidad y un comportamiento adecuado así como una estética aceptable.

Diseño para lograr un comportamiento dúctil: También se le conoce como Diseño por Capacidad y es un método que busca prevenir que una sección falle de una forma no deseada, como sería una falla por cortante (tipo de falla frágil), por lo que se busca que cualquier sección de una viga o una columna falle primero por flexión (tipo de falla dúctil) antes que falle por cortante.

5.1 Diseño por flexión:

El diseño que

a) Hipótesis de diseño:

Se debe cumplir con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.

- Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas.
- Adherencia entre el acero y el concreto, no se presenta deslizamiento.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones (relaciones constitutivas, $\sigma-\epsilon$)
- El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.
- La deformación en compresión última del concreto es $\epsilon_c = 0.003$
- Se puede asumir un bloque de compresiones rectangular.

b) Bloque de compresiones:

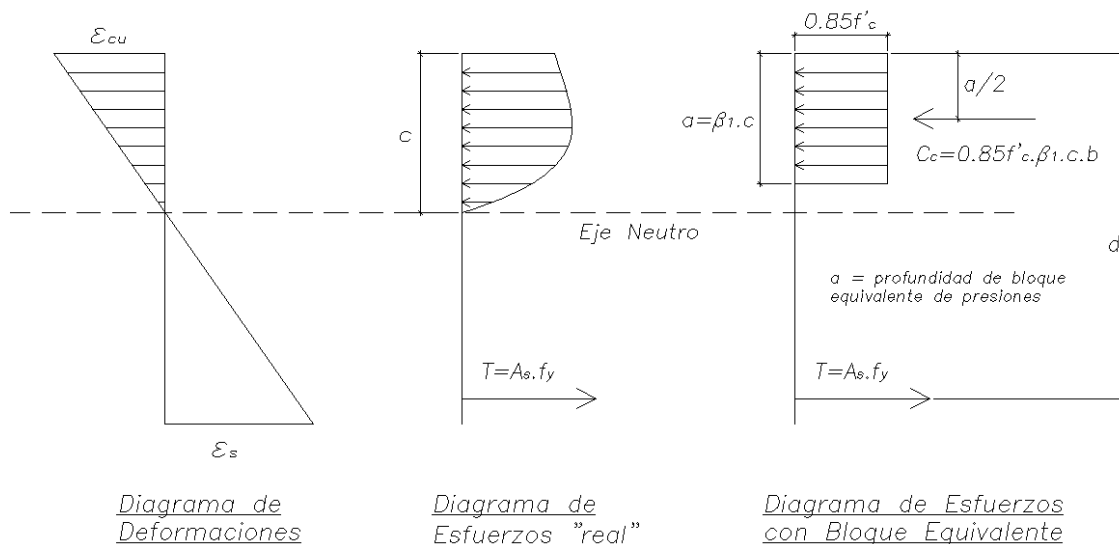


Figura 5.01 – Diagrama de esfuerzos con bloque equivalente

El diagrama de esfuerzos del concreto se puede reemplazar por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85f'_c$ desde el borde de la sección transversal hasta una distancia $a = \beta_1 \cdot c$, donde:

- $d =$ peralte efectivo
- $b =$ ancho de elemento
- $c =$ distancia al eje neutro desde el borde de la sección
- $\beta_1 =$ 0.85 hasta $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, para resistencias mayores este valor desciende a raíz de 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 que aumenta la resistencia del concreto.

Planteando la ecuación de igualdad de fuerzas en la sección, se tiene que:

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

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

Y el momento nominal de la sección es igual al par generado por estas fuerzas, que es:

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

Para las ecuaciones anteriores y para las sucesivas, se definen los siguientes términos a usarse:

c) Cuantía máxima, acero balanceado y acero mínimo:

La cuantía se define como $\rho = A_s/bd$. La cuantía balanceada se da cuando se produce una falla balanceada, que se obtiene cuando el concreto llega a su deformación última al mismo tiempo que el acero llega a su deformación de fluencia ϵ_y . La cuantía balanceada y el acero máximo de una sección se calculan de la siguiente manera:

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

$$A_{s_{max}} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d$$

El área mínima de acero será la necesaria para que la sección resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) que se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \quad ; \quad f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Y para secciones rectangulares y secciones "T" con el ala en compresión, el área de acero mínima no será menor que:

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

d) Deflexiones inmediatas

Ocurren inmediatamente después de aplicadas las cargas. Para elementos de concreto de peso normal se usa un módulo de elasticidad de $E = 15000\sqrt{f'_c}$. Si el $M_{servicio} > M_{cr}$ se usa la inercia de la sección transformada agrietada (I_e), en caso contrario se usa la

inercia de la sección no agrietada, o inercia bruta (I_g). El momento de inercia "Ie" se obtiene de la siguiente manera:

- Para secciones sin acero en compresión:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2$$

Donde:

c = profundidad del eje neutro

d = peralte efectivo de la sección

n = relación entre módulos de elasticidad del acero y concreto (E_s/E_c)

A_s = Acero en Tracción

- Para secciones con acero en compresión

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2 + (2n - 1)A_s'(c - d)^2$$

Donde:

A_s' = Acero en Compresión

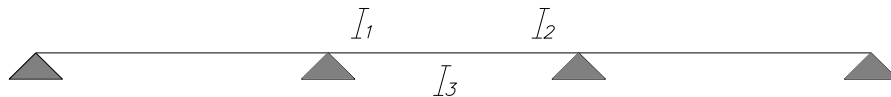
- En elementos continuos de sección constante, la inercia efectiva (I_e) viene dada por:

$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

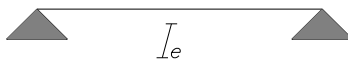
Donde:

I_{e1}, I_{e2} : Inercia agrietada en secciones extremas

I_{e3} : Inercia agrietada en sección central



- Para elementos simplemente apoyados se considera el momento de inercia de la sección central.



- Para elementos en voladizo se considera el momento de inercia en el apoyo del voladizo.



e) Deflexiones diferidas:

Se da principalmente debido a factores como el creep y la retracción. El creep o flujo plástico es la deformación inelástica del concreto bajo cargas sostenidas, adicional a las deformaciones elásticas producidas por los esfuerzos aplicados. Por su parte, la retracción es el acortamiento que experimenta el concreto en el proceso de endurecimiento y secado.

Las fórmulas del ACI y de la Norma Peruana no pueden diferenciar la parte de la deflexión que es originada por el creep y la parte debida a la retracción, por lo que estiman estas deflexiones en conjunto, en base a expresiones muy simplificadas que provienen del ajuste de resultados experimentales, y que se expresa en función de la deflexión inmediata.

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda (\text{Deflexión inmediata})$$

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

Donde:

- ρ' : cuantía de acero en compresión ($A's/bd$) en el centro del tramo para vigas simples o continuas y en el apoyo para voladizos.
- ζ : Parámetro en función de la duración de la carga aplicada

Tabla 5.02 – Valores de “ ζ ” en función del tiempo de duración de la carga

Duración de la carga	Valor de ζ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Finalmente, la Norma establece los límites permisibles de las deflexiones, los cuales varían según el tipo de elemento y si estos comprometen o no elementos no estructurales

que puedan sufrir daños. Cuantitativamente, estos límites se expresan como una fracción de la luz libre.

5.2 Diseño por cortante:

La resistencia al corte del concreto (V_n) está dada por la suma del aporte del concreto (V_c) y el aporte del refuerzo (V_s) y se escribe de la siguiente manera: $V_n = V_c + V_s$. A su vez, la resistencia proporcionada por el concreto puede representarse mediante la siguiente expresión:

$$V_c = V_{cz} + V_{ay} + V_d, \quad \text{donde:}$$

- V_{cz} : Fuerza cortante que toma el concreto comprimido.
 V_{ay} : Fuerza cortante que se obtiene debido a la trabazón entre los agregados
 V_d : Fuerza cortante que toma el acero longitudinal.

Dado que resulta muy complicado desarrollar un cálculo individual de las componentes antes mencionadas, la norma peruana E-060 nos da las siguientes ecuaciones para calcular V_c :

- a) Cuando hay flexión y corte:

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

- b) Cuando hay también compresión axial:

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

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

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

- Donde: A_v : Área de sección de estribos
 s : separación entre estribos

La norma limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte:

$$V_{s\text{máx}} = 2.10 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

Adicionalmente la Norma exige para los estribos verticales:

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d, \quad s \leq 0.60\text{m} \quad \text{ó} \quad s \leq 0.5d$$

$$\text{Si } V_s > 1.10 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d, \quad s \leq 0.30\text{m} \quad \text{ó} \quad s \leq 0.25d$$

Si la fuerza cortante V_u es tal que $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, se deberá colocar estribos mínimos según:

$$A_{v\text{mín}} = 3.50 \cdot bw \cdot \frac{s}{f_y}$$

Para vigas sísmicas, el cortante asumido por el acero no debe ser mayor que:

$$V_{s\text{máx}} = 1.60 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

5.3 Diseño por flexocompresión:

Los elementos que están principalmente sometidos a flexocompresión son las columnas y los muros de corte, o también denominados placas en nuestro país. El diseño de estos elementos se hace siguiendo las mismas hipótesis del diseño por flexión, pero considerando adicionalmente los efectos de esbeltez.

Adicional a los efectos antes descritos, se encuentra la flexión biaxial, que se presenta casi siempre si se consideran los efectos de sismo en una dirección y de cargas de gravedad en la otra. Cuando uno de los efectos en una dirección no es considerable, el elemento se puede analizar sólo por flexión uniaxial.

Un concepto fundamental para el diseño de los elementos sometidos a flexocompresión es el denominado Diagrama de Interacción, que se define como el lugar geométrico delimitado por las infinitas combinaciones de M_n y P_n que originan la falla de una sección.

Los elementos tipo columnas o placas tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla. Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o placa y la distribución del acero de refuerzo se puede construir un diagrama de interacción nominal (M_n vs P_n) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

El procedimiento de diseño consiste primero en generar o suponer una sección de una columna o una placa con una cuantía de acero y crear su diagrama de interacción de diseño. Después se deben obtener los puntos (M_u, P_u), resultado de hacer todas las combinaciones de carga, y lograr que estos puntos se encuentren sobre o dentro del diagrama de interacción de diseño. En caso contrario se debe aumentar la cuantía de acero en la sección hasta lograr que los puntos entren en el diagrama.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

6.1 Introducción:

Estos elementos generalmente se diseñan para responder a requerimientos por flexión y cortante, siendo su diseño por flexión el más importante.

El diseño se realizará por resistencia última, es decir, las cargas de servicio o las fuerzas internas serán incrementadas mediante factores, mientras que las resistencias nominales serán reducidas por factores de reducción de resistencia (ϕ).

Las disposiciones generales que se deben cumplir en el diseño de estos elementos están definidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060.

6.2 Diseño por flexión:

Para calcular los momentos amplificados de diseño (M_u) se hizo uso del programa SAP 2000 para analizar las viguetas de aligerados y vigas por cargas de gravedad. Los momentos sísmicos se obtuvieron del modelo sísmico pseudotrídimensional mostrado anteriormente.

En base a estos valores se procedió a construir las envolventes de momentos flectores para obtener los momentos amplificados de diseño en los extremos y centro del elemento. Hecho esto se procede a calcular el refuerzo necesario en dichos puntos:

- Se calcula el factor $K_u = M_u/bd^2$
- Usando una tabla de cuantías en función de K_u , obtenemos la cuantía necesaria (ρ).
- El refuerzo requerido será: $A_s = \rho b d$
- Por último elegimos el refuerzo adecuado tal que cumpla las condiciones dadas en la Norma E.060.

Las condiciones dadas en la Norma E.060 son las siguientes:

- El refuerzo elegido debe ser mayor que el refuerzo mínimo. Para el caso de secciones rectangulares:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

El porcentaje de refuerzo (ρ) proporcionado no deberá de exceder $0.75 \rho_{bd}$, donde ρ_{bd} es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada.

6.3 Diseño por corte:

Cuando la fuerza cortante V_u exceda de ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_u < \phi(V_c + V_s)$$

Donde:

V_u : Resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Resistencia nominal al corte de la sección.

V_c : Resistencia al corte proporcionada por el concreto.

ϕ : Factor de reducción ($F=0.85$)

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

Donde:

d : Peralte efectivo

b_w : Ancho de la sección

f'_c : Resistencia característica del concreto

$$V_s = A_v f_y d / s$$

Donde:

A_v : Área de las ramas de los estribos que atraviesan el alma.

s : Espaciamiento de estribos.

f_y : Resistencia a la fluencia del acero.

En vigas que forman eje con la estructura, es decir que conectan columnas o placas (vigas sísmicas), se debe asegurar un comportamiento dúctil, para lo cual se debe cumplir dos objetivos fundamentales:

- a) Se debe confinar al concreto en las zonas cercanas a los apoyos, puesto que allí están los máximos esfuerzos de compresión debido a los momentos de flexión y porque allí están los máximos esfuerzos de corte. La Norma indica que en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento se deberá colocar el primer estribo a 5 cm de la cara y el resto a un espaciamiento menor o igual al menor valor de:
 - $d/4$
 - 8 db longitudinal
 - 30 cm.
- b) El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no debe exceder de $0.5d$.

Una vez que se han cumplido estos dos objetivos V_u deberá hallarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes. Así por ejemplo para una viga con carga distribuida:

$$V_{u_i} = (M_{n_i} + M_{n_j}) / l_n + w_u \cdot l_n / 2$$

En esta expresión M_{n_i} y M_{n_j} son los momentos nominales reales a flexión que tiene la viga (Con los refuerzos de acero que realmente se especificaron en el diseño).

Otras consideraciones importantes

La Norma especifica ciertas condiciones para el corte, colocación, recubrimientos y empalmes de refuerzo.

- **Detalles de refuerzo**

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

- **Límites para el espaciamiento del refuerzo**

En la Norma E.060 se especifica que el espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, 2.5 cm ó 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 4 cm para el caso de vigas y 2 cm. para el caso de losas. Si el concreto está expuesto al ambiente o en contacto con el suelo para elementos con barras de 5/8" o menores se tendrá un recubrimiento de 4 cm; para elementos con barras de 3/4" o mayores el recubrimiento será de 5 cm.

• **Desarrollo y empalmes de refuerzo**

En la Norma E-060 se especifica que la tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de elementos de concreto armado, deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección mediante una longitud de desarrollo. La longitud de desarrollo básica (l_{db}) para barras corrugadas sometidas a tracción será:

Tabla 6.01 – Fórmulas para obtener longitud de desarrollo

Condiciones	Alambres corrugados o barras de 3/4" y menores	Barras de 7/8" y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrollados no menor a d_b , con recubrimiento libre no menor que d_b , y estribos a lo largo de l_d	$(f_y \times Y_t \times Y_e \times 1) / (8.2\sqrt{f_c}) \times d_b$	$(f_y \times Y_t \times Y_e \times 1) / (6.6\sqrt{f_c}) \times d_b$

Donde:

d_b : diámetro de la barra
 Y_t, Y_e y 1: diferentes factores de modificación de longitud de desarrollo.

A continuación presentamos las longitudes de desarrollo básico de los diferentes 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 6.02 – Longitudes de desarrollo para concretos $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ y $f'_c=280\text{kg/cm}^2$

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 30 cm de concreto.
- 1.3 Para casos de concretos livianos.
- 1.5 Barras ó alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3 d_b o espaciamento menor que 6 d_b .
- 1.2 Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.

En ningún caso la longitud de desarrollo deberá ser menor de 30 cm.

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:

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

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

- $Ldg = 8 db$
- $Ldg = 15 \text{ cm}$
- $Ldg = 0.075 \times Ye \times l \times fy / \sqrt{f'c} \times db$

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

Tabla 6.03 – Longitudes de desarrollo con gancho para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f'c=280\text{kg/cm}^2$

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**

Para poder realizar empalmes en elementos flexionados, interesará 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: $le = 1.0 ld$

Empalme tipo B: $le = 1.3 ld$

Donde le no debe ser menor de 30 cm.

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

Tabla 6.04 – 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**

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

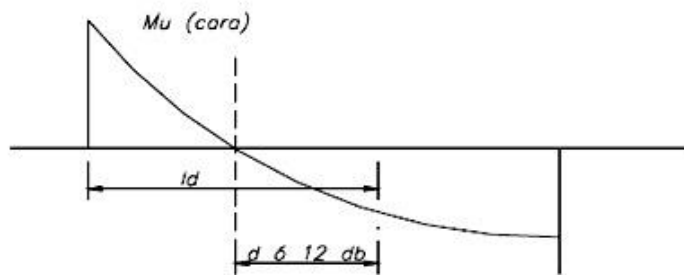


Figura 6.01 – Corte teórico de fierro (general)

- b) Cuando se use refuerzo continuo y otro de menor longitud se debe cumplir:
- 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.

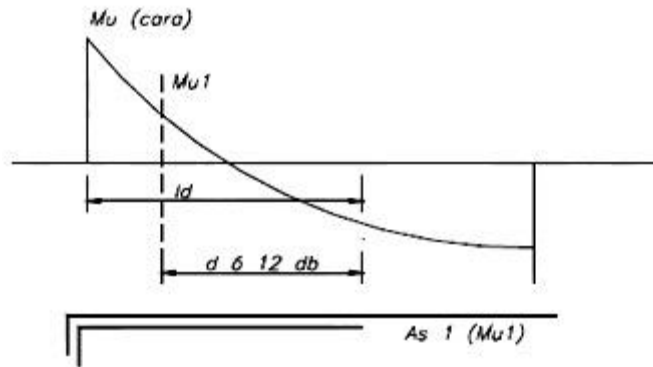


Figura 6.02 – Corte teórico de hierro cuando hay refuerzo corrido (general)

• **Condiciones para vigas sísmicas**

- A lo largo de la viga deberá existir refuerzo continuo constituido por dos barras, tanto en la parte superior como en la parte inferior, con un área de acero no menor a 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 “ld” 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 1/3 de la resistencia al momento negativo en la misma cara del nudo extremo superior. (*) $As_{mín} = 0.7 \sqrt{f'c} bw d / fy$

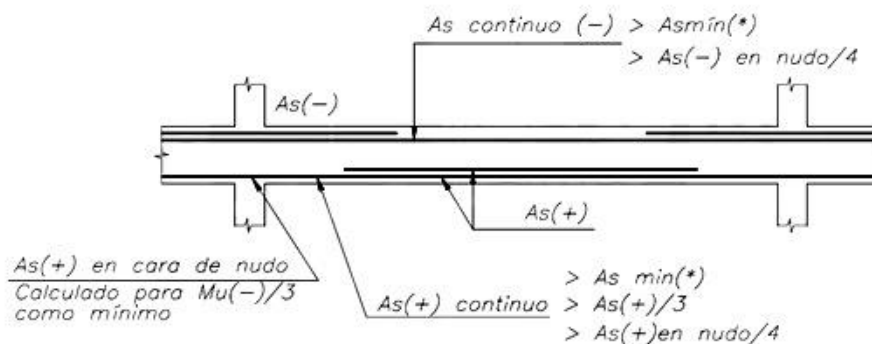


Figura 6.03 – Esquema de distribución de hierro en vigas (general)

- **Redistribución de momentos**

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

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

Adicionalmente la norma indica que la redistribución de momentos deberá hacerse solamente cuando:

$$\rho \text{ ó } (\rho - \rho') \leq 0.5 \rho b$$

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

- **Fisuración**

En la Norma E.060 se 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.

$$Z = fs \sqrt[3]{A' \cdot dc}$$

Donde:

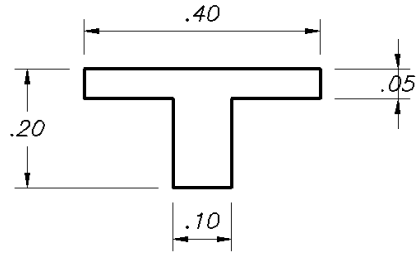
$fs = 0.6 f_y$ (valor estimado)

A' = Área de concreto que rodea cada varilla.

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

6.4 Ejemplo diseño losas aligeradas:

Mediante el Programa Sap2000 se procede a analizar una vigueta de 20cm de peralte, y de sección típica, ubicada en el encofrado del 1° Piso, entre los ejes B y C. El metrado de estas viguetas ya se hizo anteriormente en el capítulo 3.



Sección Típica de Vigueta $h=.20m$

A continuación se muestran los diagramas de carga considerando la alternancia de carga viva:

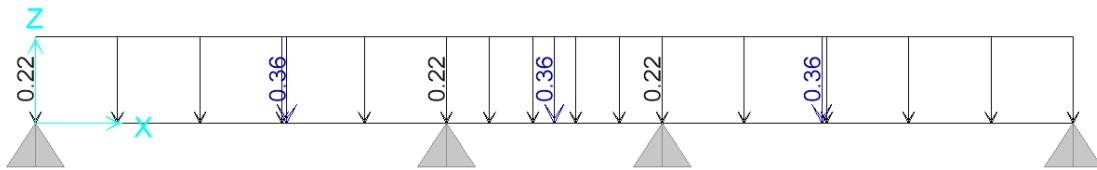


Figura 6.04a - Cargas muertas (peso propio, piso terminado y tabiques)

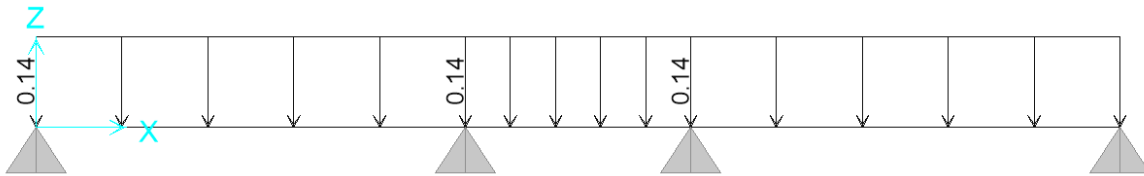


Figura 6.04b - Carga viva en todos los tramos

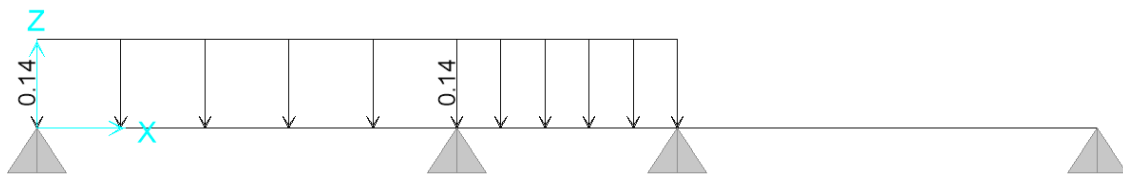


Figura 6.04c - Carga viva en sólo dos tramos



Figura 6.04d - Carga Viva en un solo tramo

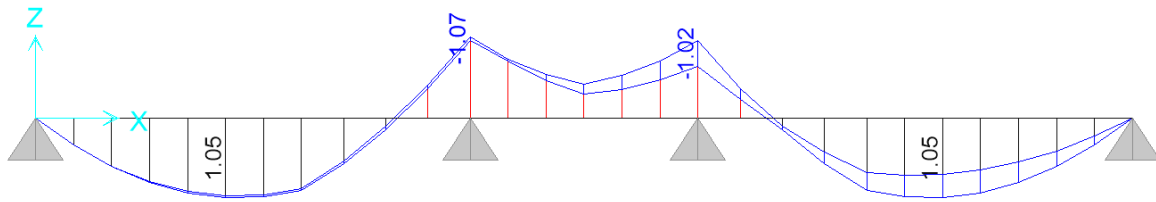


Figura 6.05a - Diagrama de Envolvente de Momentos Flectores

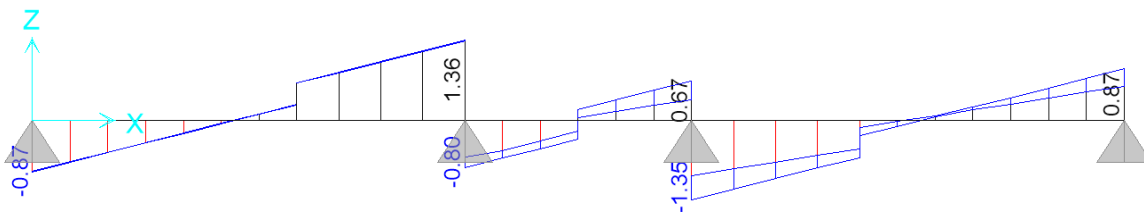


Figura 6.05b - Diagrama de Envolvente de Fuerzas Cortantes

En base a los resultados obtenidos, se procederá realizar el diseño por flexión y cortante:

Diseño por flexión:

- $Mu(+)$ = 1.05 ton-m (máximo momento positivo)

En base a la experiencia de diseño, se sabe que el bloque comprimido no supera el espesor de la losa superior, es decir, los 5cm superiores. Por lo tanto se considerará un ancho de este bloque comprimido de 40cm.

$b = 40\text{cm}$

$d = 17\text{cm}$ (considerando que el aligerado es de 20cm y son 3cm de recubrimiento)

$Ku = M/bd^2 = 9.10$

$P = 0.0025$

$As(+)$ = 1.68cm²

Se colocarán $1\phi 1/2" + 1\phi 3/8" = 2.00\text{cm}^2$

La altura del bloque comprimido "a" es igual a 0.99cm, con lo cual se verifica la suposición inicial.

- $Mu(-)$ = 1.0717 ton-m (máximo momento negativo)

En este caso, la compresión se da en la parte inferior, con lo que el ancho del bloque comprimido es con seguridad 10cm.

$b = 10\text{cm}$
 $d = 17\text{cm}$ (considerando que el aligerado es de 20cm y son 3cm de recubrimiento)
 $K_u = M/bd^2 = 37.00$
 $P = 0.0113$
 $A_s(+)= 1.92\text{cm}^2$
 Se colocarán $1\phi 1/2" + 1\phi 3/8" = 2.00\text{cm}^2$
 La altura del bloque comprimido "a" es igual a 4.52cm.

En el tramo central no se llega a presentar momento positivo, debido a que es considerablemente más corto que los tramos aledaños, y se tiene siempre momento negativo, el cual será tomado por el acero de $1\phi 1/2"$ superior que se colocará corrido.

Adicional a este refuerzo, que responde a una sollicitación estructural, se deberá colocar un refuerzo por temperatura en la losa de 5cm superior, el cual deberá ser:

$A_{s(\text{temp})} = 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25\text{cm}^2/\text{ml}$.
 Se colocará doble malla de $\phi 1/4"@.25 = 1.28\text{cm}^2/\text{ml}$.

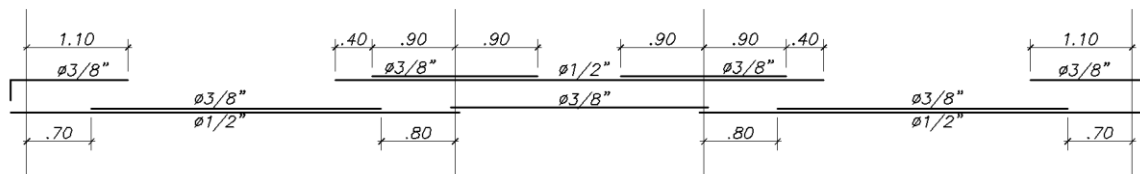


Figura 6.06 - Elevación de vigueta mostrando el refuerzo por flexión

Diseño por cortante:

Se evaluará el cortante V_u en dos extremos que presentan las mayores fuerzas. Este cortante deberá ser el ubicado a una distancia "d" de la cara del apoyo, donde "d" es el peralte efectivo. Por otro lado, dado que las viguetas no llevan estribos, todo el cortante deberá ser resistido sólo por el concreto.

Cabe mencionar que la norma permite incrementar la resistencia al corte de las viguetas en un 10%, debido al factor de grupo, es por eso que se considerará un factor de 1.10 a la resistencia de éstas.

- $V_{u1} = 0.81 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

En este caso se tiene que $V_{u1} < \phi V_c$, por lo tanto no será necesario colocar ensanche.

- $Vu_1 = 1.30 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

En este caso se tiene que $Vu_1 > \phi V_c$, por lo tanto sí será necesario colocar ensanche, que en este caso será alternado y de 60cm de longitud desde la cara del apoyo. A esta distancia, el cortante se reduce a 1.14ton, que es menor a la resistencia del concreto.

6.5 Ejemplo diseño losas macizas:

Se realizará el metrado de un paño de losa maciza de 2.70x5.05m y de 20cm de espesor, el cual soportará el patio trasero del segundo piso, ubicada en el nivel +2.30m. Las dimensiones de esta losa se acercan a la proporción 1:2 de sus lados (1:1.87), por lo que de manera conservadora se diseñará considerando que la losa trabaja en una dirección

Losa maciza h=20cm

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.20 \times 1.40 = 672 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \times 1.40 = 140 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 1.70 = 340 \text{ kg/ml}$$

$$\mathbf{Wu = 1152 \text{ kg/ml}}$$

Además, se tiene una carga puntual ubicada exactamente al centro del tramo, correspondiente a un tabique de 15cm de espesor y 2.10m de altura.

Tabique e=15cm

$$P_u = 250 \times 2.10 \times 1.40 = 735 \text{ kg}$$

Con estas cargas, se obtiene un momento máximo de signo positivo de 1.55 ton-m, y un cortante máximo a "d" de la cara de 1.73ton.

Diseño por flexión:

- $Mu(+)$ = 1.55 ton-m (máximo momento positivo)

Dado que los esfuerzos obtenidos corresponden a una franja de 1m de ancho, este será el ancho del bloque comprimido.

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

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

$$K_u = M/bd^2 = 5.40$$

$$P = 0.0014$$

$$As(+)$$
 = 2.45cm²

Se colocará doble malla (superior e inferior) $\phi 3/8"@.20$, es decir 3.55cm²/ml.

Por otro lado, la cuantía mínima exigida por la Norma Peruana es $0.0018bh$, que corresponde a $0.0018(100)(20)$, es decir $3.60\text{cm}^2/\text{ml}$. Esto es considerando la suma de los refuerzos en ambas caras, por lo que se está cumpliendo.

Diseño por cortante:

Se evaluará el cortante V_u a una distancia “d” de la cara del apoyo, donde “d” es el peralte efectivo. Por otro lado, dado que las losas tampoco llevan estribos, todo el cortante deberá ser resistido sólo por el concreto.

- $V_{u1} = 1.73 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

En este caso se tiene que $V_{u1} < \phi V_c$, por lo tanto no será necesario colocar ensanche.

6.6 Ejemplo diseño vigas peraltadas:

Se realizará el análisis de dos vigas peraltadas: una que soportará sólo cargas de gravedad, y otra que además de las cargas de gravedad también formará pórtico resistente a sismo. A continuación se muestran sombreadas las vigas antes mencionadas:

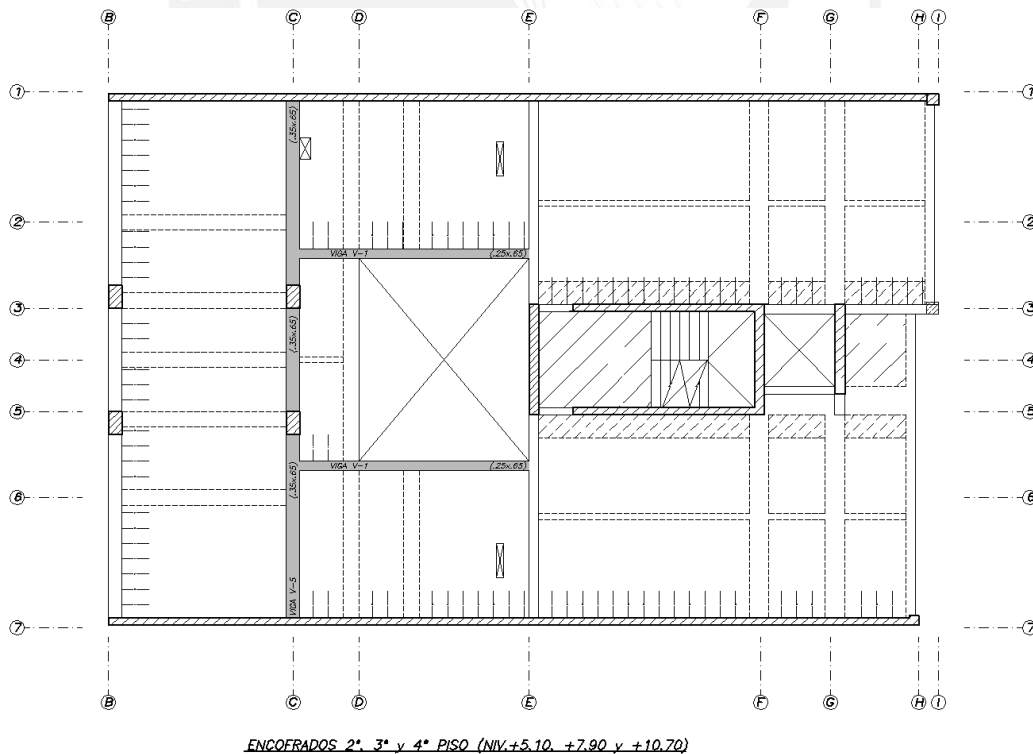


Figura 6.07 – Planta típica mostrando vigas analizadas

Viga V-1 (.25x.65)

Como ya se mencionó antes, esta viga trabajará sólo para soportar cargas de gravedad, pues no forma pórtico alguno resistente a sismo.

A continuación se muestra el diagrama de cargas amplificadas y los resultados de momentos flectores y fuerzas cortantes, obtenidos a partir del metrado y análisis:

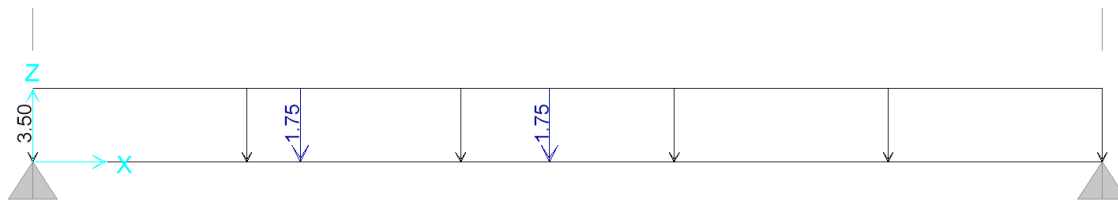


Figura 6.08 - Diagrama de Cargas Últimas (1.4CM + 1.7CV)

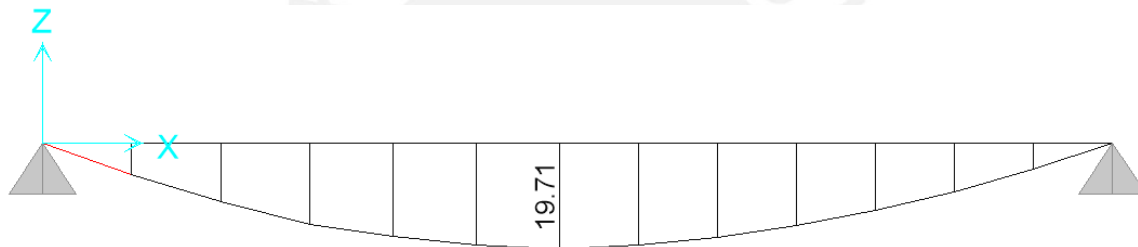


Figura 6.09a - Diagrama de Momentos Flectores

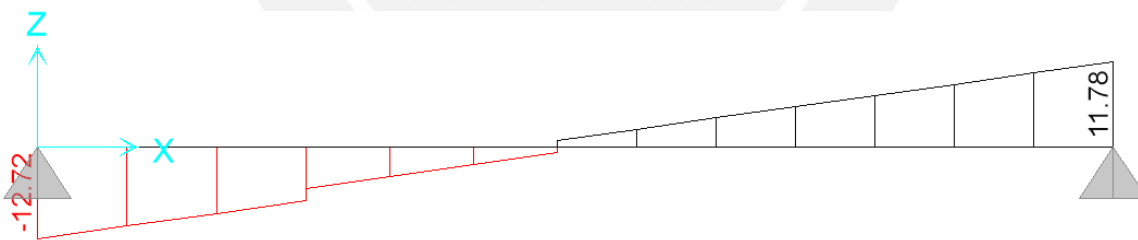


Figura 6.09b - Diagrama de Fuerzas cortantes

Diseño por flexión:

- $M_u(+)$ = 19.71 ton-m (máximo momento positivo)

$b = 25\text{cm}$

$d = 59\text{cm}$

$K_u = M/bd^2 = 22.65$

$P = 0.0065$

$A_s(+)$ _{necesario} = 9.57cm²

Por otro lado, la Norma Peruana indica los límites del refuerzo, siendo las cantidades de acero mínimas y máximas las siguientes:

$$A_{s_{\min}} = 3.56\text{cm}^2 \quad (\text{Acero requerido debido a } 1.2M_{cr})$$

$$A_{s_{\max}} = 23.51\text{cm}^2 \quad (75\% \text{ del acero que genera la falla balanceada})$$

Por lo tanto, como refuerzo superior corrido se colocará $2\phi 5/8"$ ($A_s=4\text{cm}^2$), mientras que como refuerzo inferior se colocará $2\phi 3/4"$ corridos, y $2\phi 5/8"$ de refuerzo adicional a manera de bastón, haciendo un total de 9.68cm^2 .

Diseño por cortante:

Se evaluará el cortante V_u a una distancia "d" de la cara del apoyo, donde "d" es el peralte efectivo. En caso el concreto sólo no sea capaz de tomar la fuerza cortante, se deberá verificar que el aporte de los estribos satisfaga la sollicitación.

- $V_{u1} = 10.65 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 9.63 \text{ ton}$$

En este caso se tiene que $V_{u1} > \phi V_c$, por lo tanto, la resistencia adicional necesaria debe ser aportada por los estribos.

Para efectos de diseño, se tiene que $V_u = \phi (V_c + V_s)$, de donde se obtiene:

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 10.65 / 0.85 - 9.63 = 1.20 \text{ ton}$$

Por otro lado, la fuerza aportada por los estribos viene dada por la siguiente expresión:

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s$$

Considerando estribos de $\phi 3/8"$ ($A_v = 1.42\text{cm}^2$), se obtiene:

$s = 293\text{cm}$, que es la separación teórica de estribos para resistir el cortante sollicitado. Sin embargo, este valor es muy alto, por lo que se dispondrá de la siguiente manera:

1 estribo $\phi 3/8"$: 1@.05, 8@.15, Rto@.30

A continuación se muestra la elevación de la viga V-1 analizada, donde se observa la distribución del refuerzo longitudinal y de los estribos:

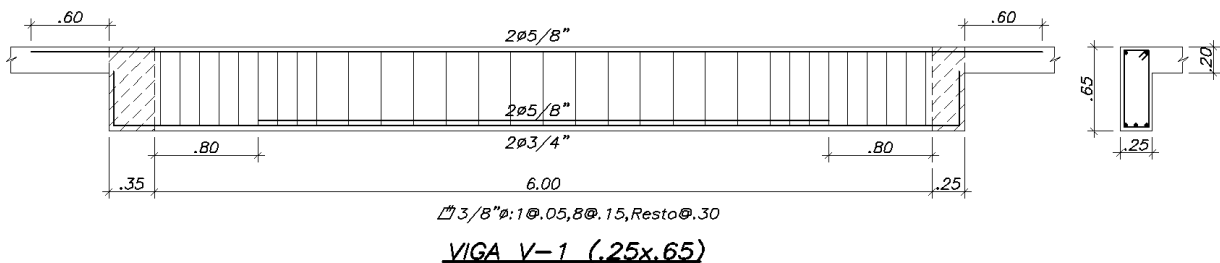


Figura 6.10 – Distribución de refuerzo en viga V-1

Viga V-5 (.35x.65)

Esta viga tiene doble función: soportar cargas de gravedad y formar pórtico resistente a sismo.

A continuación se muestra el diagrama de cargas amplificadas y los resultados de momentos flectores y fuerzas cortantes, obtenidos a partir del metrado y análisis:

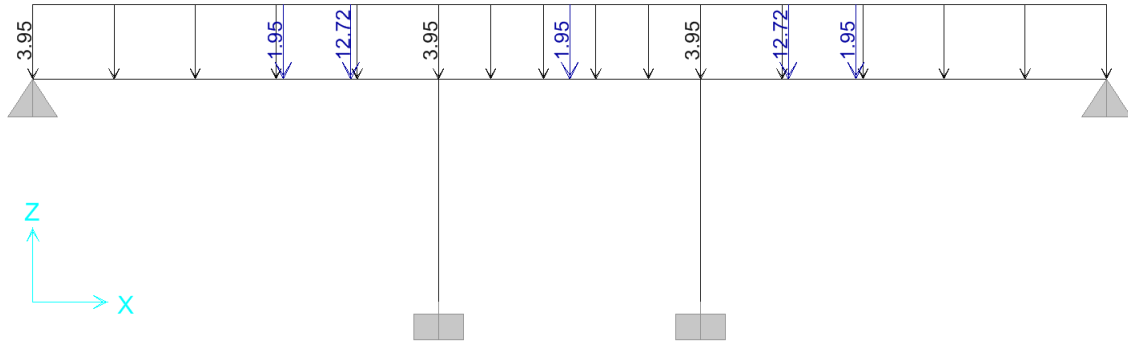


Figura 6.11 - Diagrama de Cargas Últimas (1.4CM + 1.7CV)

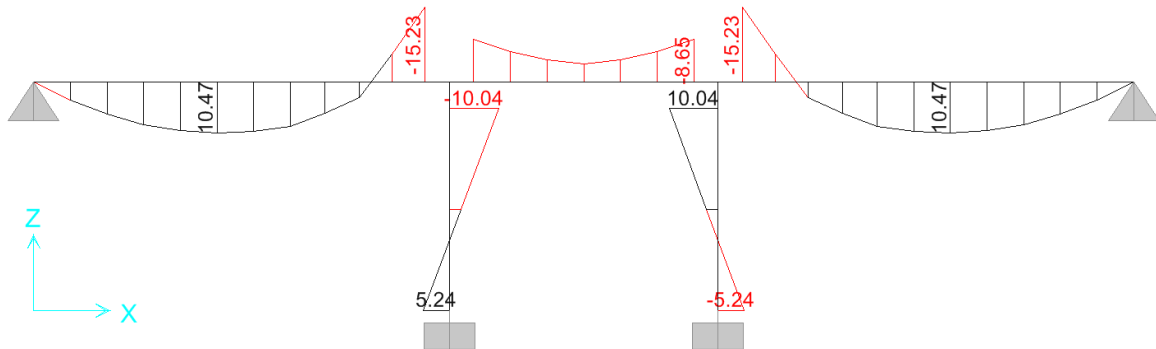


Figura 6.12a - Diagrama de Momentos Flectores

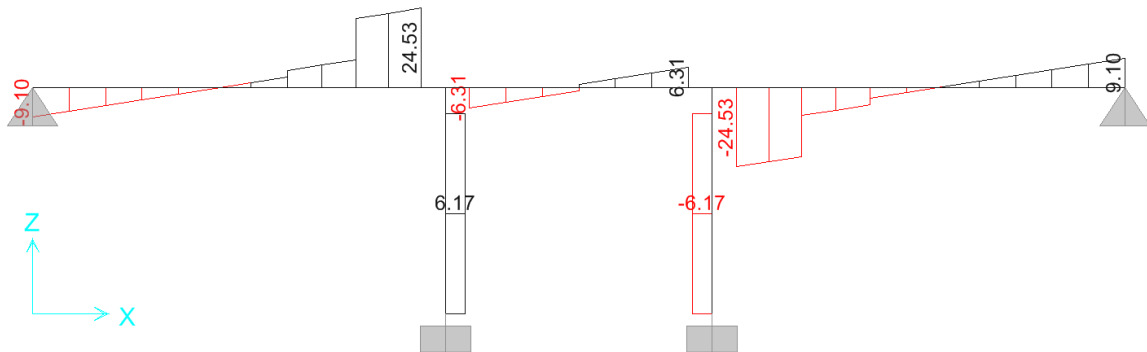


Figura 6.12b - Diagrama de Fuerzas cortantes

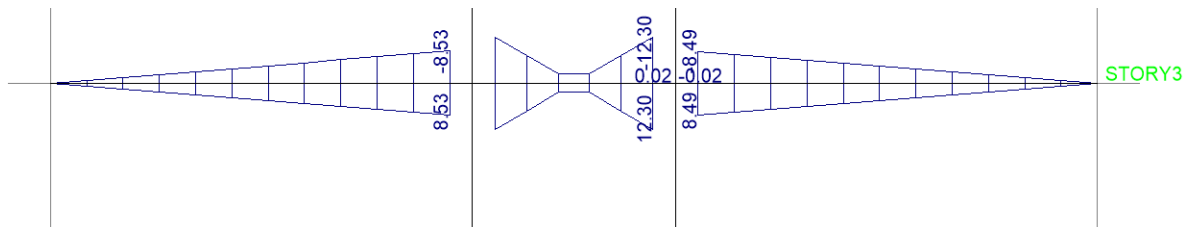


Figura 6.13 - Diagrama de Momentos Flectores por cargas de sismo

Los diagramas de momentos y cortantes por gravedad y sismo se muestran de manera independiente dado que los análisis correspondientes se hicieron en modelos computacionales separados. No se muestra un diagrama de envolvente, sin embargo, ambos efectos sí son combinados de acuerdo a lo indicado por la norma para determinar las cargas últimas de diseño, como se observa en el diseño por flexión de la viga en el apoyo con la columna.

Diseño por flexión:

Momento positivo al centro de un tramo

- $M_u(+)$ = 10.47 ton-m (máximo momento positivo por cargas de gravedad)

$$b = 35\text{cm}$$

$$d = 59\text{cm}$$

$$K_u = M/bd^2 = 8.59$$

$$P = 0.0023$$

$$A_{s(+)\text{necesario}} = 4.83\text{cm}^2$$

Por otro lado, la Norma Peruana indica los límites del refuerzo, siendo las cantidades de acero mínimas y máximas las siguientes:

$$A_{s\text{mín}} = 4.99\text{cm}^2 \quad (\text{Acero requerido debido a } 1.2M_{cr})$$

$$A_{s\text{máx}} = 32.91\text{cm}^2 \quad (75\% \text{ del acero que genera la falla balanceada})$$

Por lo tanto, como refuerzo inferior corrido se colocará $3\phi 5/8$ ($A_s=6\text{cm}^2$), sin necesidad de bastones adicionales al centro de los tramos. Cabe mencionar que por efecto del sismo, es posible que se generen momentos positivos en la cara de los apoyos de la viga, lo cual se verificará a continuación.

Momento positivo en un apoyo

- $M_u(-)$ = 15.23 ton-m (máximo momento negativo por cargas de gravedad)
- $M_s (+/-)$ = 12.30 ton-m (momento por sismo en el apoyo)

Aplicando las combinaciones de la norma, se obtiene un máximo momento positivo en el apoyo de $M(+)= 5.23 \text{ ton-m}$

$$b = 35\text{cm}$$

$$d = 59\text{cm}$$

$$K_u = M/bd^2 = 4.29$$

$$P = 0.0012$$

$$A_s(+)\text{ necesario} = 2.38\text{cm}^2$$

Se requiere un área de acero menor al mínimo, por lo tanto, se mantendrá el refuerzo corrido de $3\phi 5/8"$ ($A_s=6\text{cm}^2$), como refuerzo inferior en el apoyo.

Momento negativo en un apoyo

- $M_u(-) = 15.23 \text{ ton-m}$ (máximo momento negativo por cargas de gravedad)
- $M_s (+/-) = 12.30 \text{ ton-m}$ (momento por sismo en el apoyo)

Aplicando las combinaciones de la norma, se obtiene un máximo momento positivo en el apoyo de $M(+)= 24.13 \text{ ton-m}$

$$b = 35\text{cm}$$

$$d = 59\text{cm}$$

$$K_u = M/bd^2 = 19.81$$

$$P = 0.0056$$

$$A_s(+)\text{ necesario} = 11.58\text{cm}^2$$

Por otro lado, la Norma Peruana indica los límites del refuerzo, siendo las cantidades de acero mínimas y máximas las siguientes:

$$A_{s\text{mín}} = 4.99\text{cm}^2 \quad (\text{Acero requerido debido a } 1.2M_{cr})$$

$$A_{s\text{máx}} = 32.91\text{cm}^2 \quad (75\% \text{ del acero que genera la falla balanceada})$$

Por lo tanto, como refuerzo superior corrido se colocará $3\phi 5/8"$ ($A_s=6\text{cm}^2$), y se adicionarán $2\phi 3/4"$ ($A_s=5.68\text{cm}^2$) a manera de bastones en los apoyos centrales de la viga, haciendo un área total de $A_s = 11.68\text{cm}^2$.

Diseño por cortante:

Se evaluará el cortante V_u a una distancia "d" de la cara del apoyo, donde "d" es el peralte efectivo. En caso el concreto sólo no sea capaz de tomar la fuerza cortante, se deberá verificar que el aporte de los estribos satisfaga la solicitud.

- $V_{u1} = 22.10 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 13.48 \text{ ton}$$

En este caso se tiene que $V_{u1} > \phi V_c$, por lo tanto, la resistencia adicional necesaria debe ser aportada por los estribos.

Para efectos de diseño, se tiene que $V_u = \phi (V_c + V_s)$, de donde se obtiene:
 $V_s = V_u / \phi - V_c = 22.10 / .85 - 15.86 = 10.40 \text{ ton}$

Por otro lado, la fuerza aportada por los estribos viene dada por la siguiente expresión:
 $V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s$

Considerando estribos de $\phi 3/8"$ ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$), se obtiene:

$s = 34.70 \text{ cm}$, que es la separación teórica de estribos para resistir el cortante solicitado. Sin embargo, este valor es muy alto, por lo que se dispondrá de la siguiente manera:

En la zona cercana a los apoyos centrales (columnas), se ha decidido colocar estribos a menor espaciamiento que el mínimo, dado que se tiene una viga peraltada (V-1) que llega y se apoya. Por este motivo, los estribos se colocarán espaciados 10cm, una distancia de 1.20m.

1 estribo $\phi 3/8"$: 1 @ .05, 12 @ .10, 3 @ .15, Rto @ .30

En la zona cercana a los límites de propiedad, la fuerza cortante es mucho menor, por lo que se colocarán estribos mínimos.

1 estribo $\phi 3/8"$: 1 @ .05, 8 @ .15, Rto @ .30

A continuación se muestra la elevación de la viga V-5 analizada, donde se observa la distribución del refuerzo longitudinal y de los estribos:

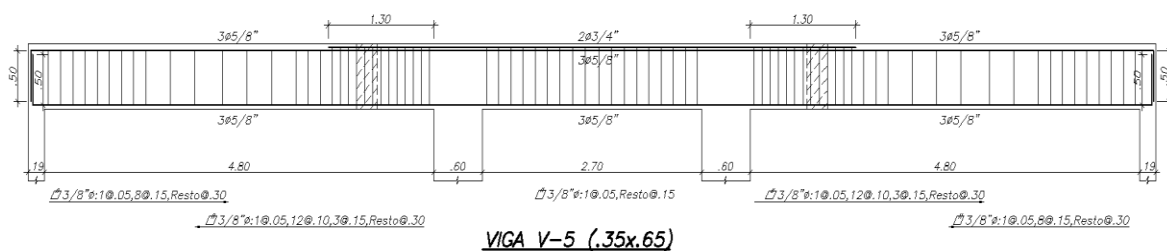


Figura 6.14 – Distribución de refuerzo en viga V-5

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 Introducción

Las columnas de nuestra estructura están sometidas a solicitaciones de gravedad y sismo, por lo que el diseño de las mismas se hará cumpliendo con las condiciones mínimas de la Norma E.060 para columnas.

Se diseñarán por flexo-compresión y luego por fuerza cortante.

7.2 Diseño por flexo-compresión

La resistencia última de un elemento en compresión pura no debe tomarse mayor que:

$$\phi P_n(\max) = 0.80 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

Es decir un 80% de la carga axial máxima P_o , para columnas con estribos, donde:

$P_n(\max)$: Resistencia nominal en compresión pura.

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi=0.70$)

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento.

A_{st} : Área del refuerzo de acero longitudinal.

Además de las cargas de gravedad y de sismo a las que se encuentran sometidas las columnas también actúan sobre ellas los momentos flectores provenientes de cargas de gravedad y de sismo. Para considerar el efecto de estos momentos en la columna se evalúa la siguiente expresión:

$$M_c = d_l M_{uv} + d_g M_{us}$$

Donde:

d_l : Factor que corrige el momento debido a cargas de gravedad. (Efecto local de esbeltez)

d_g : Factor que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos. (Efecto global de esbeltez)

M_c : Momento de diseño corregido.

M_{uv} : Momento debido a cargas verticales amplificadas provenientes de un análisis de primer orden.

M_{us} : Momento debido a cargas laterales amplificadas provenientes de un análisis de Primer orden.

El efecto local de esbeltez se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$d_l = C_m / (1 - P_u / \phi P_c) \geq 1.0$$

Donde:

P_u : Carga amplificada actuante sobre la columna.

P_c : Carga crítica de pandeo.

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.70

C_m : Coeficiente que considera la relación de los momentos en los nudos y el tipo de curvatura.

$$P_c = p^2 EI / (ln)^2$$

$$EI = E_c I_g / 2.5 (1 + bd)$$

$$C_m = 0.60 + 0.4M_1/M_2 \geq 0.4 \quad bd = M_{cm} / M_{total}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_g : Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada)

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

M_{cm} : Máximo momento debido a carga muerta.

M_{total} : Máximo momento debido a la carga total.

l_n : Luz libre de la columna en la dirección analizada.

M_1 : Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna.

M_2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna.

Si los cálculos muestran que no existe momento en ambos extremos, o que las excentricidades calculadas en los extremos son menores a $(1.5 + 0.03h)$ en cm, M_1 y M_2 en el cálculo de CM, deberá basarse en una excentricidad mínima de $(1.5 + 0.03h)$ en cm., alrededor de cada eje principal por separado, donde h es el peralte de la columna en la dirección analizada.

Los efectos locales pueden ser despreciados si:

$$l_n / r < 34 - 12 M_1/M_2$$

Donde:

r : radio de giro de la sección transversal del elemento en compresión.

El efecto de esbeltez global se evalúa a través de las siguientes expresiones:

$$d_g = 1/(1-Q) \quad Q = (\sum P_u) u / (V_u h)$$

$$d_g = 1 / (1 - \sum P_u / F \sum P_c)$$

Donde:

- Q : Índice de estabilidad del entrepiso.
 ΣP_u : Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.
 u : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del edificio, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden.
 V_u : Fuerza cortante amplificada al nivel de entrepiso, debido a cargas laterales.
 h : Altura del entrepiso considerado.

La primera expresión se utiliza sólo si se conoce las deformaciones laterales de entrepiso. La Norma también establece que si el índice de estabilidad Q es menor que 0.06 se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente, de tal manera que los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar ($d_g = 1$).

Si el índice de estabilidad tiene un valor entre 0.06 y 0.25, los efectos globales de esbeltez deberán considerarse multiplicando todos los elementos flectores de vigas y columnas producidos por las cargas laterales amplificadas y obtenidas mediante un análisis elástico de primer orden por el factor d_g .

Después de analizar las columnas en cada dirección se debe realizar un análisis biaxial debido a que nuestras columnas están sometidas simultáneamente a flexión en sus dos direcciones. Para realizar este análisis se puede emplear la ecuación de Bresler como lo indica la Norma. E.060.

$$1/P_u \leq 1/FP_{nx} + 1/FP_{ny} + 1/FP_{no}$$

Donde:

- P_u : Resistencia última en flexión biaxial.
 FP_{nx} : Resistencia de diseño para la misma columna bajo acción de momento únicamente en X. ($e_y = 0$).
 FP_{ny} : Resistencia de diseño para la misma columna bajo acción de momento únicamente en Y. ($e_x = 0$).
 FP_{no} : Resistencia de diseño para la misma columna bajo acción de carga axial únicamente. ($e_x = e_y = 0$).

Esta ecuación es válida para valores de :

$$P_u / FP_{no} \geq 0.1$$

Para valores menores de 0.1 se debe usar la siguiente relación:

$$M_{ux} / FM_{nx} + M_{uy} / FM_{ny} \leq 1.0$$

Donde FM_x y FM_y son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes x e y .

7.3 Diseño por cortante

El cálculo de la fuerza cortante es similar al descrito en el capítulo de diseño de vigas, es decir que el diseño se basa en las siguientes expresiones:

$$V_u \leq F V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n : Resistencia Nominal.

V_c : Resistencia Nominal del concreto a la fuerza cortante.

V_s : Resistencia Nominal del refuerzo q a la fuerza cortante.

El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante es similar de las vigas con la única diferencia que en este caso esta resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d (1 + 0.0071 N_u / A_g)$$

La fuerza cortante (V_u) debe determinarse a partir de los momentos nominales que provienen de la capacidad de la columna por flexión.

Las recomendaciones de la Norma respecto a la distribución de estribos son las siguientes:

- Se debe colocar en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud "lo" medida desde la cara del nudo que no sea menor que:
 - $L_n/6$
 - Máxima dimensión de la columna.
 - 45 cm.
- Estos estribos estarán espaciados una distancia que no sea mayor que:
 - La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento "lo" no debe ser mayor que:
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - La menor dimensión del elemento.
 - 30 cm.

7.4 Ejemplo de diseño por flexocompresión:

Se diseñará una de las columnas P1 ubicadas en el eje C, de dimensiones .35x.60m y que van desde la cimentación hasta el último nivel. Dado que se trata de un edificio de muros estructurales, las principales fuerzas de sismo son tomadas por las placas, sin embargo, para analizar la presente columna se considerarán las fuerzas de sismo que actúan en la dirección YY, ya que es la dirección que presenta claramente placas de menor dimensión, además que forma un pórtico estructural en esa dirección. La geometría de la sección se presenta a continuación:

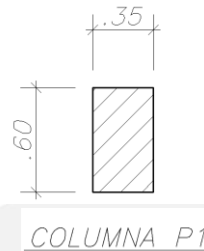


Figura 7.01 – Sección de columna P1

Para el ejemplo se tomarán las cargas correspondientes al nivel de sótano, que es donde se presentan las mayores compresiones por carga de gravedad:

Tabla 7.01 – Cargas columna P1 a nivel de sótano

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
Carga Muerta (CM)	173.00	1.65
Carga Viva (CV)	34.00	0.27
Carga Sismo (CSyy)	39.25	3.24

Efectuando las combinaciones de carga, obtenemos:

Tabla 7.02 – Valores Pu y Mu según combinaciones de carga

	Pu (ton)	Muyy (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	300.00	2.77
1.25(CM+CV) + CS	298.00	5.64
1.25(CM+CV) - CS	219.50	0.84
0.9CM + CS	194.95	4.73
0.9CM - CS	116.45	1.76

Para efectuar el diagrama de interacción se considerará 10φ3/4” como refuerzo longitudinal, lo que significa un área de acero $A_s=28.4\text{cm}^2$ y una cuantía de 1.35%, que cumple con la disposición de refuerzo mínimo ($\rho=1\%$).

Por otro lado, el concreto a utilizar en todo el edificio es $f'c=210\text{Kg/cm}^2$.

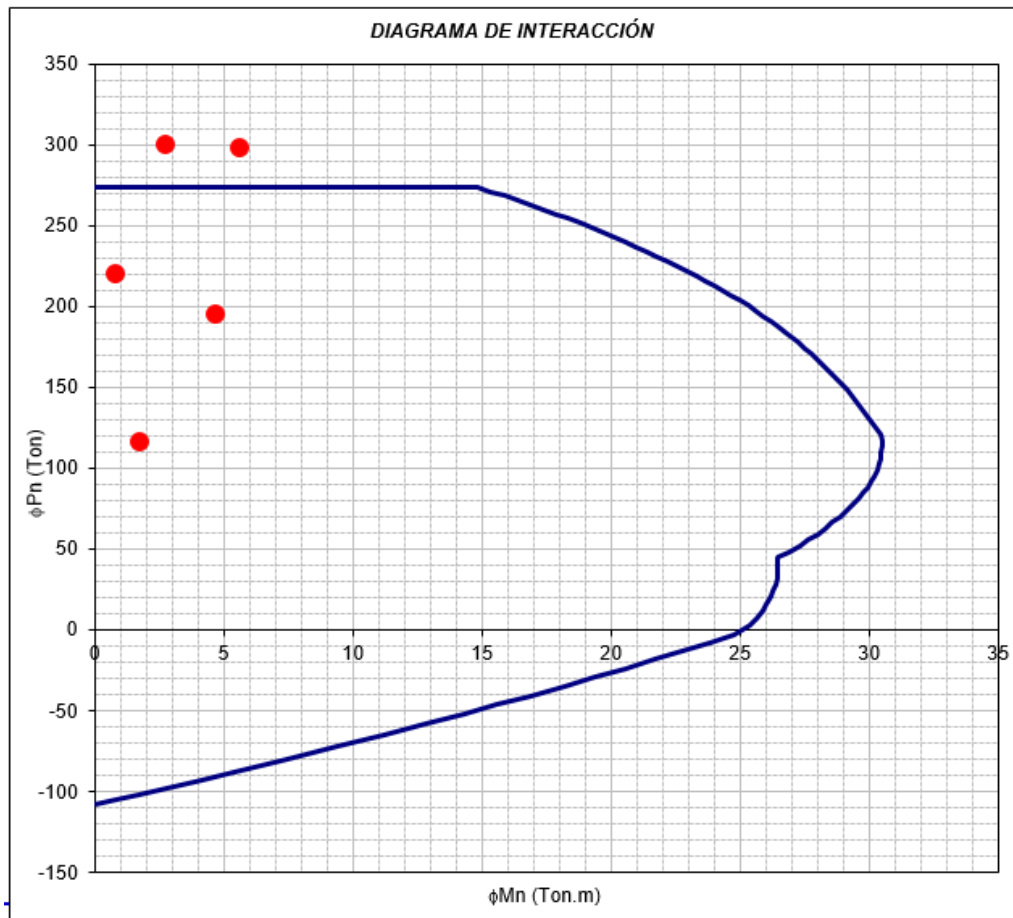


Figura 7.02 – Diagrama de interacción columna P1 – Refuerzo 1

Se observa que dos de los puntos correspondientes a las combinaciones caen fuera del diagrama de interacción de la columna, con el acero colocado anteriormente. Estos puntos corresponden a los de mayor carga axial, por lo que debemos aumentar la capacidad de la columna mediante una de las siguientes dos opciones:

- Aumentar la cuantía
- Aumentar el $f'c$

Dado que la cuantía actual aún es relativamente baja ($\rho=1.35\%$), probaremos aumentando el refuerzo longitudinal a $10\phi 1"$, lo que significa un área de acero $A_s=51\text{cm}^2$ y una cuantía $\rho=2.43\%$, con lo cual también se está aún por debajo de la máxima cuantía recomendada 4% .

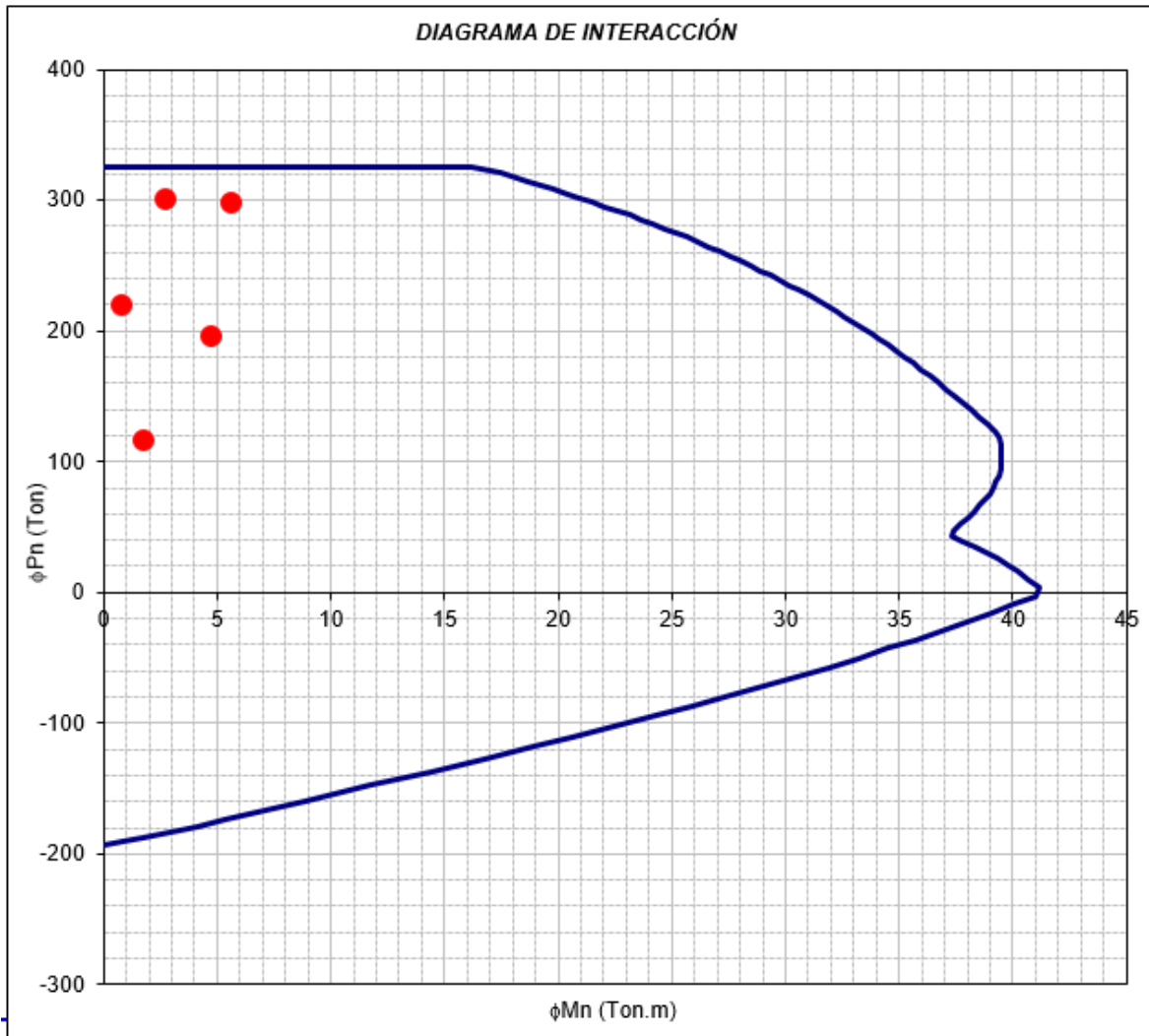


Figura 7.03 – Diagrama de interacción columna P1 – Refuerzo 2 (definitivo)

En este caso, se observa que todos los puntos caen dentro del diagrama de interacción, con lo cual el diseño de la columna por flexocompresión es adecuado.

7.5 Ejemplo de diseño por cortante:

La fuerza cortante última se obtiene a partir de las resistencias nominales a flexión, para lo cual se tiene que utilizar el diagrama de interacción realizado.

Para $P_u=300\text{ton}$, se obtiene el momento nominal $M_n=24\text{ton}\cdot\text{m}$.

Además, la luz libre $l_n = 3.05$, tomada desde el lomo superior de la zapata hasta el fondo de viga del encofrado del nivel de sótano.

$$V_u = \frac{2Mn}{ln} = \frac{2(24)}{3.05} = 15.74 \text{ ton}$$

El cortante resistido por el concreto se calcula mediante:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d (1 + 0.0071 N_u / A_g)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 35 \times 60 (1 + 0.0071 \times 300000 / 35 \times 60)$$

$$\phi V_c = 27.6 \text{ ton}$$

Se tiene que el propio concreto es capaz de resistir la sollicitación por cortante, por lo tanto se colocará cumpliendo con los requerimientos mínimos, de la siguiente manera:

3 Estribos $\phi 3/8$ " : 1@.05, 6@.10, Resto @.25, desde cada extremo.

El diseño final de la columna se presenta a continuación:

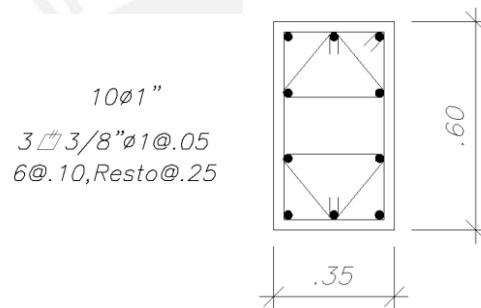


Figura 7.04 – Refuerzo de columna P1 en segundo sótano

El diseño presentado corresponde al requerido para las cargas del nivel de sótano, que son las de mayor carga axial. Dado que en los pisos superiores la carga axial disminuye, el diseño de la columna podría variarse, disminuyendo la cuantía de acero progresivamente, pero siempre cumpliendo con el mínimo valor de $\rho=1\%$.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

8.1 Introducción

Las placas o muros de corte son llamados así por el gran porcentaje de cortante basal que absorben. Se caracterizan entonces por tener carga vertical, mucho cortante y mucho momento flector, sobre todo en los primeros pisos.

De acuerdo a esto se hará el diseño para responder a las sollicitaciones de flexocompresión y cortante.

8.2 Diseño por flexo-compresión

Las placas o muros de corte se diseñarán siguiendo los lineamientos generales establecidos para elementos sometidos a flexo-compresión, de acuerdo a la norma E.060. Es decir, se realizará un diagrama de interacción en donde se analizará la relación entre carga axial y momento flector.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante.

En muros con alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura total del muro.

- **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:

$$c \geq l_m / 600 (d_u / h_m)$$

l_m es la longitud del muro en el plano horizontal y h_m la altura total del mismo. d_u es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a h_m .

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 d_u . El cociente d_u / h_m en la ecuación no debe tomarse menor que 0.005.

Para muros con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir en 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 l_m y $M_u/4V_u$. Además 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 $(c-0.1l_m)$ 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 30 cm 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 8mm. 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 de 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.
 - 25 cm.
- 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, 30 cm 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 gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

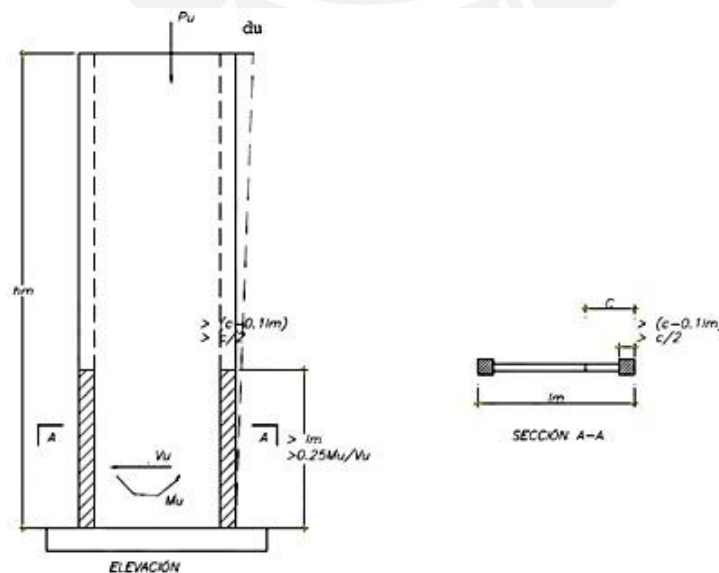


Figura 8.01 – Elementos de borde en placas

Debido a que las placas son elementos sometidos a bajos esfuerzos de compresión para realizar el primer análisis supondremos que la placa trabaja solo por flexión, por tanto el refuerzo aproximado en los núcleos será.

$$A_s = M_u / (d \times f_y \times F)$$

$$\phi = 0.90$$

Donde:

- Mu: Momento de diseño
 d: Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo.
 As: Área de refuerzo requerido.
 fy: Esfuerzo de fluencia del acero.
 φ: Factor de reducción de resistencia.

Además se definirá la longitud del núcleo confinado según los parámetros indicados previamente.

El segundo paso será el de realizar los diagramas de interacción de la placa y de los núcleos respectivamente, para verificar que los esfuerzos actuantes no sean mayores que los resistentes.

8.3 Diseño por cortante

Siguiendo la filosofía de la Norma E.060, el diseño de placas estará orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esa razón que se amplifica la fuerza cortante de la placa de manera que la falla sea por flexión y no por corte; por lo que para realizar el diseño debemos cumplir con lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times t \times d$$

$$V_u \text{ no deberá exceder de } 2.6 \sqrt{f'_c} \times t \times d$$

En este punto debemos calcular el factor que amplifica a la fuerza cortante (V_{ua}), que es la relación de momento nominal de la sección asociada a P_u (M_{ur}) y el momento último proveniente del análisis (M_{ua}), obteniendo una fuerza cortante última (V_u):

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

El factor resultante de la división de M_{ur} entre M_{ua} no deberá exceder de R , puesto que ya estaríamos diseñando para un V_u elástico.

Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro l_m , $M_u/4V_u$, ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_m / l_m no excede de 2.0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

El área de este refuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

Donde la cuantía de refuerzo debe ser mayor o igual a 0.0025, el espaciamiento de este refuerzo no deberá ser mayor que $L/3$, $3t$ ó 40 cm.

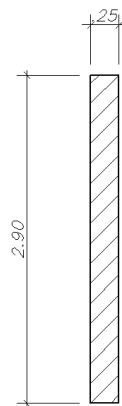
Respecto a la cuantía de refuerzo vertical, la Norma nos dice que será igual a:

$$r_v = (0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(r_h - 0.0025)) \geq 0.0025$$

No siendo necesario que sea mayor que el refuerzo horizontal, el espaciamiento de este refuerzo no deberá exceder de $L/3$, $3t$ ó 40 cm.

A continuación se presenta un ejemplo de diseño por flexocompresión y por cortante, para una placa de nuestro edificio.

Se analizará la denominada Placa-1, ubicada sobre el eje E, y que forma un pórtico resistente junto con vigas peraltadas. Se trata de una placa de sección rectangular, de dimensiones 0.25x2.90m, y cuya geometría se muestra a continuación



PLACA-1

Figura 8.02 – Sección Placa-1

8.4 Ejemplo de diseño por flexocompresión:

Los máximos esfuerzos por flexión se presentan en el primer piso y son los siguientes:

Tabla 8.01 – Cargas Placa-1 en primer piso

	Axial (ton)	Momento Flector (ton-m)	Cortante (ton)
Carga Muerta (CM)	105.31	7.30	4.80
Carga Viva (CV)	19.29	1.42	0.97
Carga Sismo (CS)	4.56	180.00	39.06

Luego, aplicando las combinaciones de la Norma, se obtienen los siguientes valores de Pu y Mu, que serán utilizados para analizar la flexocompresión en la placa.

Tabla 8.02 – Valores de Pu y Mu de Placa-1 según combinaciones

	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	180.23	12.63
1.25(CM+CV) + CS	160.31	190.90
1.25(CM+CV) - CS	151.19	169.10
0.9CM + CS	99.34	186.57
0.9CM - CS	90.22	173.43

Con la finalidad de obtener un refuerzo aproximado en los núcleos confinados, se tomará el mayor momento actuante, y se considerará que la placa trabaja sólo a flexión, sin considerar la carga axial.

$$Mu = 190.90 \text{ ton-m}$$

$$As = Mu / (0.9 \times fy \times 0.80 L) , \quad \text{se considera como } d = 0.8L$$

$$As = 19090000 / (0.90 \times 4200 \times 0.80 \times 290) = 21.77 \text{ cm}^2$$

Tentativamente se colocarán 6φ3/4" en cada núcleo y una longitud del núcleo de 50 cm.

El refuerzo distribuido vertical se obtiene según el mínimo para placas:

$$As = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Colocaremos 2 varillas de 3/8"@20 cm.

El mayor valor del eje neutro "c" es de 73cm, y corresponde a los valores de Pu=160.31ton y Mu=190.93 ton-m

Primero verificaremos si es necesario tener núcleos confinados según los requerimientos de la Norma.

$l_m = 290 \text{ cm}$
 $h_m = 2340 \text{ cm}$
 $du = 6.98 \text{ cm.}$
 $du / h_m = 0.003 \rightarrow du / h_m = 0.005$
 $c \geq 290 / (600 \times 0.005) \geq 97 \text{ cm.}$

Dado que $c=73\text{cm}$ es menor que 97cm , calculados según la fórmula anterior, no es estrictamente necesario tener elementos de borde. Sin embargo, como buena práctica de diseño, decidimos sí colocarlos

Por otro lado, según la norma, la longitud mínima del núcleo confinado debe ser:

- $C - 0.1 \times l_m = 73 - 0.1 \times 290 = 44 \text{ cm,}$ ó
- $C/2 = 73 / 2 = 37.5 \text{ cm.}$

Se dispondrá una longitud de 50cm para el núcleo confinado o elemento de borde.

Diagrama de Interacción

En base al refuerzo anteriormente calculado, se procede a realizar el diagrama de interacción correspondiente.

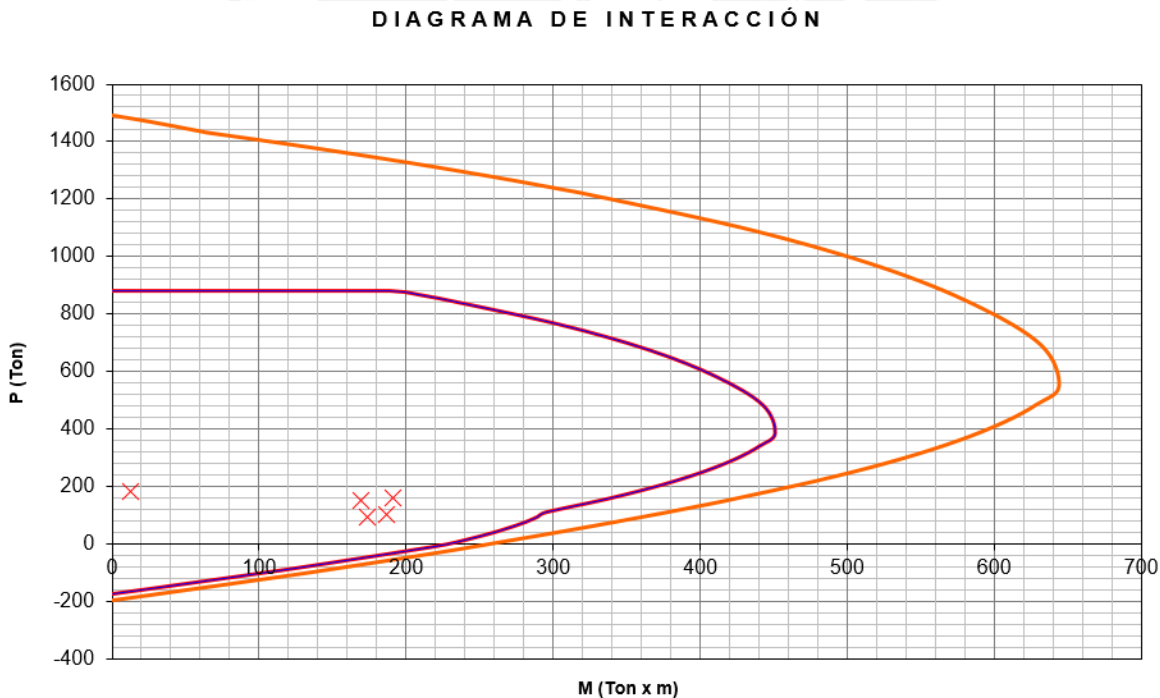


Figura 8.03 – Diagrama de Interacción Placa-1

En este diagrama se observa que todos los puntos de las combinaciones de la norma, compuestos por P_u y M_u , están dentro del diagrama. Por lo tanto el diseño es adecuado.

8.5 Ejemplo de diseño por cortante:

Como ya tenemos la cuantía necesaria de los núcleos, podemos hallar la cantidad de refuerzo necesario para cumplir los requerimientos por corte, usando las expresiones antes nombradas:

Para el piso 1 consideraremos:

$V_{ua} = 39.10$ ton (Cortante actuante)

$M_{ur} = 425$ ton-m (Momento resistente)

$M_n = 190.90$ ton-m (Momento nominal)

Con lo que obtenemos:

$V_u = 39.10 \times 425 / 190.90$

$V_u = 39.10 \times 2.23$ (El factor de amplificación de cortante es 2.23)

$V_u = 87$ ton

Calculo del cortante resistido por el concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times .53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 230 = 37.5 \text{ ton.}$$

Cálculo resistido por el refuerzo:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (87 - 37.5) / 0.85 = 58.23 \text{ ton.}$$

Cálculo de separación de estribos, estimando 2 filas de varillas de $\phi 3/8"$:

$$s = N \times A_s \times f_y \times d / V_s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 230 / 58230 = 23.57 \text{ cm.}$$

La solicitud por cortante requiere que se coloquen 2 varillas $\phi 3/8"$ cada máximo 23.57cm en el primer piso.

Por otro lado, calculamos la cuantía mínima horizontal:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Se colocarán 2 varillas de $3/8"@20$ cm. a lo largo de toda la altura de la placa, lo que significa un área de acero colocado de $A_s = 7.10 \text{ cm}^2$. Con esto se está cumpliendo con el espaciamiento requerido y con la cuantía mínima para refuerzo horizontal.

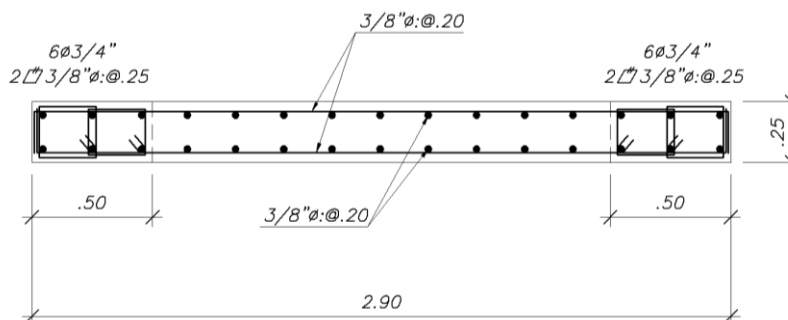


Figura 8.04 – Refuerzo de Placa-1 en primer piso

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

9.1 Introducción:

Del estudio de suelos tenemos el esfuerzo admisible del suelo, el nivel mínimo de cimentación, el asentamiento diferencial máximo, el factor de corte estático y dinámico y recomendaciones adicionales para la cimentación.

Tomando estas consideraciones, el objetivo de este capítulo será determinar un sistema de cimentación que transmita las cargas hacia el suelo, de tal manera que los esfuerzos producidos por estas sean menores que la presión admisible del suelo.

El diseño de la cimentación se realizará siguiendo las recomendaciones dadas por la Norma E.050 y la Norma E.060.

Es común que en edificaciones similares a la nuestra, se haga uso de cimentaciones superficiales, como son las zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas, cimientos corridos y losas o plateas de cimentación.

En nuestro caso emplearemos zapatas aisladas y combinadas en los casos en que los elementos estructurales tomen momentos sísmicos muy grandes con relación a la carga axial máxima que actúa sobre ellos. Debemos tener en cuenta también que la Norma de suelos y cimentaciones especifica que la profundidad de cimentación debe ser como mínimo 0.80 m. Según las condiciones de nuestro suelo la profundidad mínima de cimentación será de 1.50 m.

Descripción de la cimentación a diseñar

Antes de efectuar el diseño de las cimentaciones se hará el dimensionamiento de su área en planta, de manera de obtener una presión actuante menor ó igual a la presión admisible indicada en el estudio de suelos. Para nuestro caso 4.0 kg/cm^2 .

Entonces nuestro diseño se realizará en dos etapas:

a) Dimensionamiento en planta de la cimentación.

Para esta etapa usaremos cargas de servicio incrementadas en un porcentaje de 5% para tener en cuenta el peso propio de la zapata.

b) Diseño de la cimentación propiamente dicha.

En este paso se incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

Diseño de la cimentación

El diseño de hace con las siguientes consideraciones:

- Para un primer tanteo en el dimensionamiento se usan las cargas axiales de gravedad y se disminuye la resistencia del terreno para dejar holgura para cuando se verifique con los momentos y cargas de sismo.
- La verificación de esfuerzos sobre el terreno se realiza con cargas de gravedad y sismo sin amplificar, usándose una distribución de presiones constante (Meyerhof) en el caso de zapatas rectangulares.

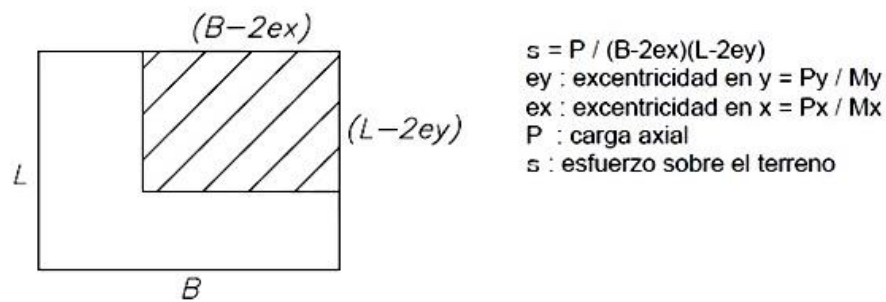


Figura 9.01 – Distribución constante de presiones (Meyerhof)

También es posible usar la expresión general para la verificación de esfuerzos en el terreno:

$$\sigma = (P + P_p) / A \pm My / I$$

Donde:

A : Área de la sección

M : Momento actuante

I : Inercia de la sección.

Y : Distancia a la fibra mas alejada de la sección

El diseño se realiza con las combinaciones reglamentarias de carga y está conformando por las siguientes verificaciones:

Verificación por corte

Se realiza a “d” de la cara de la columna o placa, para ello se utilizan las siguientes expresiones, teniendo en cuenta que en la zapata no se utilizan estribos.

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq F V_n$$

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

$$V_u = (s_u - P_{pu}) \times B \times (X - d)$$

Donde:

S_u = esfuerzo último de diseño

P_{pu} = peso propio de la zapata por m^2 amplificado

X = volado de la zapata

d = peralte efectivo de la zapata

B = ancho de la zapata

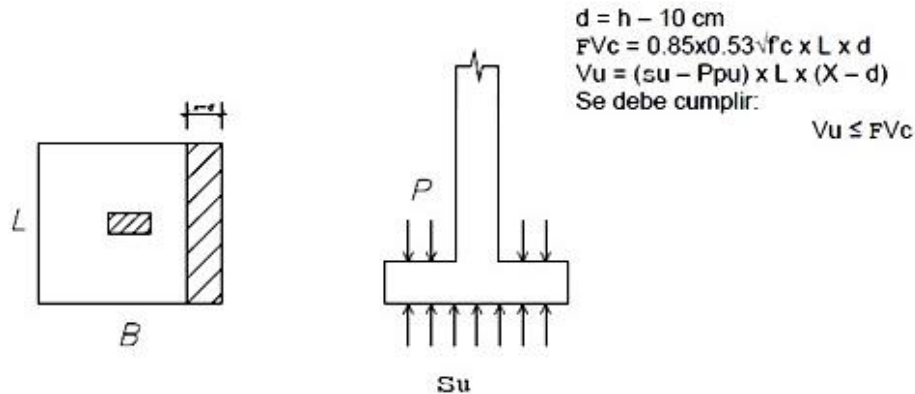


Figura 9.02 – Esquema de fuerzas actuantes que generan esfuerzo de corte en zapatas

El punzonamiento es una falla que se puede presentar cuando no hay vigas sino que las cargas actuantes en una losa van hacia la columna directamente en dos direcciones.

Cuando hay vigas la carga de la losa va hacia la viga y luego esta va hacia la columna; en estas situaciones no hay efecto de punzonamiento, sino de cortante en una dirección.

En el caso de una zapata podemos observar que esta (una losa que vuela en dos direcciones) va hasta la columna en dos direcciones y por consiguiente se genera un efecto de cortante en dos direcciones alrededor del perímetro de la columna.

Experimentos realizados en laboratorio nos enseñan que así como la falla por cortante aparece a una distancia “ d ” de la cara, la falla por punzonamiento aparece a una distancia “ $d/2$ ” de la cara de la columna.

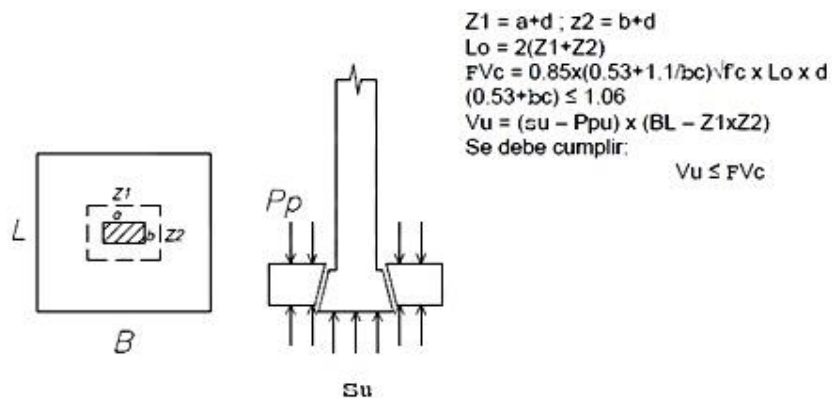
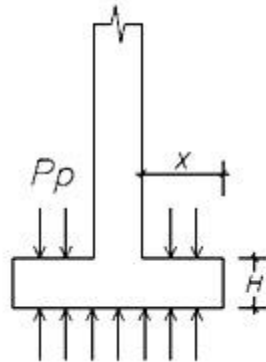


Figura 9.03 – Esquema de fuerzas actuantes que generan punzonamiento en zapatas

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas, aunque el caso de los volados se puede emplear la siguiente expresión para cada dirección:



El momento por unidad de ancho será:
 $Mu = (su - Pp) X^2 / 2$
 $Mu = 0.90As \times fy \times (d - As \times fy / 2 \times 0.85f'c \times b)$
 Donde $d = h - 10$
 de donde obtenemos As

Figura 9.04 – Esquema de fuerzas actuantes que generan flexión en zapatas

9.2 Ejemplo de diseño de Zapata Aislada:

Se presentará como ejemplo el diseño de la zapata aislada correspondiente a la columna P1 (.30x.60) del eje C3, cuyas cargas se presentan a continuación:

Tabla 9.01 – Cargas en zapata provenientes de columna P-1

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
Carga Muerta (CM)	173.00	1.65
Carga Viva (CV)	34.00	0.27
Carga Sismo (CSyy)	39.25	3.24

Sólo se consideran los momentos actuantes en la dirección YY, pues en la dirección XX son casi nulos. De la misma manera, los únicos esfuerzos por sismo representativos corresponden a los del movimiento en la dirección YY.

Además, de acuerdo al estudio de suelos, la capacidad admisible del suelo es:

$$Qa = 4\text{kg/cm}^2 = 40\text{ton/m}^2$$

- **Predimensionamiento**

El predimensionamiento se realiza con las cargas de servicio sin considerar sismo, pero considerando el peso propio de la zapata como un 5% de la carga total, para el caso de un suelo “bueno” como en el del presente proyecto.

$$A = 1.05 \times (173 + 34) / (40) = 5.44 \text{ m}^2$$

Por otro lado, para obtener una zapata concéntrica con la columna y tener volados iguales en todas las direcciones, la diferencia entre los lados de la zapata debe ser la misma que la diferencia de lados de la columna

$$L - B = 0.60 - 0.35 = 0.25 \text{ m.}$$

Entonces se obtiene una zapata de dimensiones $B = 2.25 \text{ m.}$ x $L = 2.50 \text{ m.}$, lo que significa un área de $A = 5.625 \text{ m}^2$. Asumiremos inicialmente que la altura de la zapata (peralte) es de 0.60 m.

$$\text{Peso de zapata} = 2.40 \times 2.25 \times 2.50 \times 0.60 = 8.10 \text{ ton}$$

- **Verificación de Esfuerzos en el suelo**

Para estas verificaciones se debe tener en cuenta que $\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$ sin sismo y que para el caso de sismo este esfuerzo se ve afectado por un factor de incremento de por lo menos 20% de la capacidad del suelo.

Por lo tanto se tiene los siguientes valores:

- $\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$ (sin sismo)
- $\sigma = 40 \times 1.20 = 48 \text{ ton/m}^2$ (con sismo)

Verificación sin sismo

$$P = P_{cm} + P_{cv} + \text{Peso zapata}$$

$$P = 173 + 34 + 8.10 = 215.1 \text{ ton}$$

$$M = M_{cm} + M_{cv}$$

$$M = 1.65 + 0.27 = 1.92 \text{ ton-m}$$

Utilizaremos la distribución general de esfuerzos, cuya fórmula aplicada es:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{215.1}{5.625} + \frac{6 \times 1.92}{2.25 \times 2.50^2} = 38.24 + 0.82$$

$$\sigma_1 = 39.06 \text{ ton/m}^2$$

Se aprecia que no se sobrepasa la capacidad admisible del suelo en condiciones sin sismo.

Verificación con Sismo en YY

Los valores por sismo deben dividirse por 1.25 para pasarlos de rotura a servicio:

$$\begin{aligned} P_{\text{sismo}} &= 39.25/1.25 = 31.40 \text{ ton} \\ M_{\text{sismo}} &= 3.24/1.25 = 2.59 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

Dado que los momentos por sismo son bajos, y el axial por sismo, a pesar de ser considerable no es comparable con las cargas de gravedad sumadas, se analizará sólo el caso en el cual las fuerzas de sismo contribuyan a aumentar la presión sobre el suelo, ya que es la condición crítica.

$$\begin{aligned} P &= P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}} + \text{Peso zapata} + P_{\text{sismo}} \\ P &= 173 + 34 + 8.10 + 31.40 = 246.5 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= M_{\text{cm}} + M_{\text{cv}} + M_{\text{sy}} \\ M &= 1.65 + 0.27 + 2.59 = 4.51 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

Utilizaremos la distribución general de esfuerzos, cuya fórmula aplicada es:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{246.5}{5.625} + \frac{6 \times 4.51}{2.25 \times 2.50^2} = 43.82 + 1.92 \\ \sigma_1 &= 45.74 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Como se mencionó anteriormente, en condición de sismo, la capacidad admisible del suelo se considera incrementada en un 20%, siendo de 48ton/m². Por lo tanto, se aprecia que no se sobrepasa la capacidad admisible del suelo en condiciones con sismo.

Una vez verificada el área de la zapata en planta, se muestra su geometría:

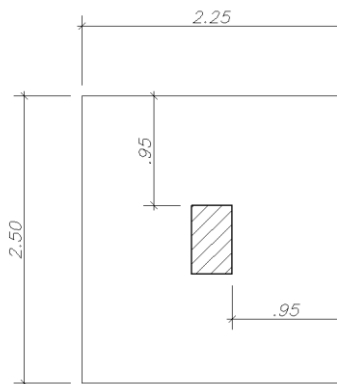


Figura 9.05 – Vista en planta y dimensiones de zapata para columna P-1

- **Cálculo del Esfuerzo Último del suelo:**

El suelo reaccionará contra la zapata con una presión máxima que corresponde a la mayor de presión de entre las dos hipótesis anteriores.

Para hallar la respuesta del suelo en el caso sin sismo, se debería utilizar la respuesta a la combinación 1.4CM + 1.7CV, pero también es válido utilizar un factor equivalente de 1.55 para amplificar la presión del suelo calculada. Entonces tenemos:

$$\sigma_{u1} = 39.06 \times 1.55 = 60.54 \text{ ton/m}^2$$

Por otro lado, la respuesta del suelo para el caso de sismo resulta simplemente de amplificar la presión hallada en su hipótesis por un factor de 1.25, resultando:

$$\sigma_{u2} = 45.74 \times 1.25 = 57.18 \text{ ton/m}^2$$

De los dos valores anteriores, se escoge el mayor de ellos, que es:

$$\sigma_u = 60.54 \text{ ton/m}^2$$

- **Verificación por Punzonamiento:**

Se tienen volados iguales en ambas direcciones de la zapata, de longitud 0.95m. Como hemos supuesto una altura de zapata $h=0.60\text{m}$, el peralte efectivo es $d=0.50\text{m}$.

Por otro lado, el efecto del punzonamiento se da a $d/2$ de la cara de la columna, por lo tanto se deben obtener las propiedades de la sección formada a esa distancia.

$$b_o = 2(0.25+0.35+0.25) + 2(0.25+0.6+0.25) = 2(0.85) + 2(1.10) = 3.90\text{m}$$

$$A_o = 0.85 \times 1.10 = 0.935\text{m}^2$$

$$\text{Área zapata} = 5.625\text{m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento:

$$V_u = \sigma_u (A_{zap.} - A_o) = 60.54 (5.625 - 0.935)$$

$$V_u = 284 \text{ ton}$$

Cortante de resistente por punzonamiento:

Se debe tomar el menor valor que resulta luego de aplicar 3 diferentes fórmulas que consideran la resistencia al cortante en dos direcciones. Para este caso, el menor valor se da utilizando la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d;$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} (390) (50)$$

$$\phi V_c = 255 \text{ ton}$$

Se aprecia que $V_u > \phi V_c$, por lo tanto la zapata no resiste el cortante por punzonamiento. Ante esto, se puede aumentar el peralte de la zapata o la resistencia del concreto. Se optará por incrementar el peralte de la zapata a $h=0.70\text{m}$, es decir $d=0.60\text{m}$.

Las nuevas propiedades de la sección, con peralte efectivo $d=0.60\text{m}$, son:
 $b_o = 2(0.30+0.35+0.30) + 2(0.30+0.6+0.30) = 2(0.95) + 2(1.20) = 4.30\text{m}$
 $A_o = 0.95 \times 1.20 = 1.14\text{m}^2$

Nuevo Cortante de diseño por punzonamiento:

$$V_u = \sigma_u (A_{\text{zap.}} - A_o) = 60.54 (5.625 - 1.14)$$

$$V_u = 272 \text{ ton}$$

Nuevo Cortante de resistente por punzonamiento:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d;$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} (430) (60)$$

$$\phi V_c = 337 \text{ ton}$$

En este caso, se aprecia que $V_u < \phi V_c$, por lo tanto el diseño es adecuado por punzonamiento.

- **Verificación por Cortante:**

El cortante se analiza a una distancia “d” desde la cara de la columna, y al tener volados iguales se puede analizar para una dirección por metro de ancho

Cortante de diseño:

$$V_u = 60.54 (0.95 - 0.60) = 21.19 \text{ ton}$$

Cortante resistente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (100) (60)$$

$$\phi V_c = 39 \text{ ton}$$

Como $V_u < \phi V_c$, el diseño es adecuado por cortante.

- **Verificación por Flexión:**

Se analizará la flexión para un volado de $L=0.95\text{m}$, calculando el momento a la cara de la columna, por metro de ancho.

$$M = 60.54 (0.95)^2 / 2 = 27.32 \text{ton-m}$$

$$K_u = 7.59$$

$$\rho = 0.0021$$

$$A_s = 12.34 \text{cm}^2$$

Se colocarán varillas de $\phi 3/4'' @ .20$, lo que significa un área de acero de $A_s = 14.20 \text{ cm}^2$, con lo cual se cumple con el área de acero requerida.



CAPÍTULO 10: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

10.1 Diseño de Escalera:

El diseño de la escalera se realizará considerando sólo las cargas de gravedad. A continuación se presenta la vista en planta de la escalera principal, en la cual se observa que está prácticamente encerrada entre placas. Si bien es cierto presenta 3 tramos, dos de ellos de características similares, para efectos de diseño se considerará que el tramo central en forma parte de los dos tramos principales. Por lo tanto se trata de dos vigas que se apoyan hacia un lado en la losa maciza, firmemente apoyada sobre placas, y hacia el otro lado sobre una placa de concreto.

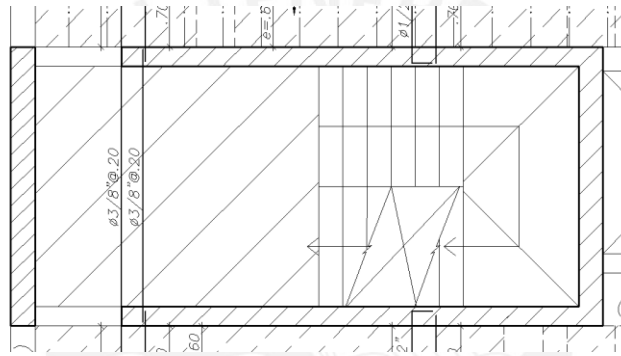


Figura 10.01 – Vista en planta de escalera

Dada la similitud de las vigas consideradas, se analizará sólo una. Esta viga en realidad no es horizontal sino inclinada, y su carga repartida se puede calcular de la siguiente manera:

Suponiendo un espesor de garganta $e=15\text{cm}$, se puede calcular el peso de la losa inclinada junto con los pasos y contrapasos mediante la siguiente expresión:

$$P_p = \gamma_{\text{concreto}} \times \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P} \right)^2} \right] = 650 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

Cp:	Contrapaso	=	0.175m
P:	Paso	=	0.25m
T:	Espesor garganta	=	0.15m

Si realizamos el metrado por metro de ancho, tenemos:

Peso propio =	650 x 1.40	=	910 kg/m
Piso terminado =	100 x 1.40	=	140 kg/m
Sobrecarga =	200 x 1.70	=	340 kg/m

Con lo cual se obtiene un $w_u = 1.39 \text{ kg/m}$.

Como práctica común de diseño, se suele resolver la viga de la escalera suponiendo que se trata de una viga simplemente apoyada, con la carga repartida calculada anteriormente. Suponiendo esto tenemos.

Diseño por Flexión

$$M_u = 1.39 \times (2.70)^2 / 8 = 1.27 \text{ ton-m}$$

El área de acero requerida se calcula como si se tratara de una losa maciza, con un espesor equivalente al espesor de la garganta, en este caso 15cm, es decir, un peralte efectivo de 12cm.

$$A_s = 2.88 \text{ cm}^2$$

Se colocará un refuerzo de $\phi 3/8" @ .20$, tanto inferior como superior, con lo cual se cumple con la demanda requerida.

Diseño por Cortante

$$V_u = 1.39 \times 2.70 / 2 = 1.88 \text{ ton}$$

Al igual que una losa maciza, el concreto propio debe ser capaz de resistir esta sollicitación.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (100) (12) = 7.83 \text{ ton}$$

Se observa que $V_u < \phi V_c$, con lo cual el diseño por cortante es adecuado.

10.2 Diseño de la tabiquería:

La tabiquería se considera como un elemento no estructural por lo que sus componentes deberán ser diseñados siguiendo los criterios indicados en el Capítulo 6 de la Norma Sismorresistente E.030.

Por lo general, es necesario colocar elementos de confinamiento que sirvan de apoyo a la albañilería, con la finalidad de resistir las fuerzas perpendiculares a su plano. Estos elementos pueden ser columnetas, losas o vigas de concreto armado.

Las cargas críticas que el conjunto por efecto de la tabiquería son debidas a sismo y son perpendiculares a su plano. Dicha fuerza se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

C1: Valor de que se toma de la tabla 9 del artículo 23 del capítulo 6 de la Norma E.030 (Sismorresistente).

P: Peso del conjunto tabiquería-elementos de confinamiento

Z y U: Valores de la Norma E.030 utilizados en el análisis sísmico de toda la estructura

La fórmula anterior arroja valores en estado de rotura y sirve para diseñar los elementos de confinamiento, asumiendo que reciben una parte de la fuerza horizontal (carga tributaria), que estará en función de cómo esté apoyada la tabiquería en ellos, y se diseñarán con las fórmulas tradicionales de concreto armado

Para el diseño de la albañilería específicamente usaremos las expresiones 9.1.6 y 9.1.7 de la Norma E.070 (Albañilería) que son expresiones que arrojan valores en servicio.

$$w = 0.8 \times Z \times U \times C1 \times \gamma \times e$$

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

Donde:

- w: Carga sísmica por metro cuadrado de muro en kg/cm².
 γ: Densidad de albañilería
 e: Espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeo)
 Ms: Momento flector distribuido por unidad de longitud en kg-m/m.
 M: Coeficiente de momento (adimensional) en la Tabla 12 de la Norma E.070.
 a: Dimensión crítica del paño de albañilería, en metros.

Los diferentes posibles valores de C1 se muestran a continuación:

Elementos que pueden caer fuera de la edificación:	C1 = 1.30
Tabiques interiores:	C1 = 0.90
Cercos:	C1 = 0.60

- **Diseño de la tabiquería interior**

Se analizará el caso de los tabiques de arcilla de sogá, para los cuales se ha dispuesto de columnetas de arriostre de 30x14 cm cada 2.70m a ejes de estas. Estos muros se considerarán apoyados en tres de sus lados, mediante las losa de encofrado en sus borde inferior, y mediante las columnetas antes mencionadas en sus extremos laterales.

Verificaremos el espaciamiento de las columnetas de arriostre mediante las expresiones (9.1.6) y (9.1.7) y considerando un esfuerzo admisible de tracción por flexión (f't) de la albañilería confinada de 1.50 kg/cm² tal como se indica en la Norma de Albañilería.

Utilizando las expresiones (9.1.6) y (9.1.7) y considerando un peso de los tabiques de 250 kg/m² para 14cm de espesor (γ x e), un factor C1 de 0.9 para tabiques interiores, obtenemos:

$$w = (0.80) (0.4) (1.0) (0.9) (250) = 72 \text{ kg/m}^2$$

Luego, se tiene que la altura máxima vertical de los tabiques es 2.60m, mientras que la distancia libre horizontal es 2.40m, por lo que utilizando la Tabla 12 de la Norma E.070 (Caso 2 - Muro con tres bordes arriostrados) obtenemos lo siguiente:

$$b/a = 2.60/2.40 = 1.083$$

$$m = 0.115$$

$$M_s = (0.115) (72) (2.40)^2 = 47.69 \text{ kg-m/m} = 4769 \text{ kg-cm/m}$$

El momento de inercia de un muro de 14 cm de espesor por metro de ancho es $I = 22866.7 \text{ cm}^4$, por lo que aplicando la fórmula simple de esfuerzo ($\sigma = Mc/I$), se obtiene un esfuerzo en tracción actuante en la albañilería es de 1.46 kg/cm^2 . Este valor de esfuerzo en tracción es menor al límite permitido por la norma (1.50 Kg/cm^2) con lo cual se verifica que la separación entre columnetas de 2.70m es adecuada.

Para el diseño de las columnetas de amarre se usará la expresión que nos brinda la fracción del peso del tabique que se usará como fuerza horizontal.

$$V = (0.4) (1.0) (0.9) P = 0.36P$$

El peso a usarse del tabique será de 250 kg/m^2 .

Se considerarán las columnetas fijadas superior e inferiormente a las losas de encofrados, de altura libre 2.60m, y recibiendo 2.70m como ancho tributario de tabique. Esta suposición es un poco conservadora, ya que en realidad parte del tabique se apoya también en la losa inferior y no sólo en las columnetas.

$$W_{\text{columneta}} = 0.36 \times 250 \times 2.70 = 243 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u = 243 \times (2.60)^2 / 8 = 205 \text{ kg-m}$$

Dado que la columneta dispuesta es de dimensiones .30x.14, se analizará por flexión considerando lo siguiente:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$$

$$K_u = 5.65$$

$$\rho = 0.0015$$

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán $2\phi 3/8''$ en cada extremo de la columna, equivalentes a 1.42 cm^2 por cada cara. En total $4\phi 3/8''$ por columneta.

Por corte se obtiene:

$$V_u = 243 \times 2.60 / 2 = 315 \text{ Kg.}$$

$\phi V_c = 2200 \text{ Kg}$, valor que es suficiente para resistir el cortante solicitado.

Por lo tanto, se considerarán columnetas de .30x.14 con 4 ϕ 3/8" y estribos de 1/4": 1@5, 5@10, Rto@25.

- **Diseño de cercos perimétricos**

Para el caso de los cercos perimétricos se sigue la misma teoría, pero con la diferencia que las columnas de confinamiento trabajan en voladizo, empotradas sólo en su base; el muro ahora se puede considerar apoyado en sus cuatro bordes, pues se coloca una viga solera de concreto en la parte superior, y el coeficiente sísmico C1 es ahora 0.60.

Para el presente caso se tiene que el cerco perimétrico es de 14cm de espesor (15cm terminado), y de altura libre 2.80m. Por lo tanto, se ha dispuesto de columnetas .14x.40m cada 3.45m como máximo (a ejes) y una viga solera superior de sección .14x.25. El peso que se ha considerado para muros de 14cm de espesor es 250kg/m².

Con estas nuevas consideraciones se obtiene para el análisis de la albañilería:

$$w = (0.80) (0.4) (1.0) (0.6) (250) = 48 \text{ kg/m}^2$$

Luego, se tiene que la altura máxima vertical de los tabiques es 2.55m, mientras que la distancia libre horizontal es 2.50m, por lo que utilizando la Tabla 12 de la Norma E.070 (Caso 1 - Muro arriostrado en sus cuatro bordes) obtenemos lo siguiente:

$$b/a = 3.05/2.55 = 1.20$$

$$m = 0.0659$$

$$M_s = (0.0659) (48) (2.55)^2 = 20.57 \text{ kg-m/m} = 2057 \text{ kg-cm/m}$$

El momento de inercia de un muro de 14 cm de espesor por metro de ancho es $I = 22866\text{cm}^4$, por lo que aplicando la fórmula simple de esfuerzo ($\sigma = Mc/I$), se obtiene un esfuerzo en tracción actuante en la albañilería es de 0.63 kg/cm². Este valor de esfuerzo en tracción es menor al límite permitido por la norma (1.50 Kg/cm²) con lo cual se verifica que la separación entre columnetas de 3.20m, para una altura total del muro de 2.80m es adecuada.

Para el diseño de las columnetas de amarre se usará la expresión que nos brinda la fracción del peso del tabique que se usará como fuerza horizontal.

$$V = (0.4) (1.0) (0.6) P = 0.24P$$

El peso a usarse del tabique será de 250 kg/m².

Se considerarán las columnetas empotradas sólo en su extremo inferior. Este empotramiento se da a la altura de la losa del encofrado de semisótano, y se debe tener

especial cuidado en que los fierros de estas columnetas anclen efectivamente en el muro de donde nacen. Se tiene una altura de cerco de 2.80m, y cada columna recibe 3.45m como ancho tributario de tabique.

$$W_{\text{columneta}} = 0.24 \times 250 \times 3.45 = 207 \text{ kg/ml.}$$

$$M_u = 207 \times (2.80)^2 \times 2/3 = 1082 \text{ kg-m}$$

Dado que la columneta dispuesta es de dimensiones .14x.40, se analizará por flexión considerando lo siguiente:

$$b = 40\text{cm}$$

$$d = 14 - 3 = 11\text{cm}$$

$$K_u = 22.36$$

$$\rho = 0.0064$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2$$

Se colocarán $2\phi 1/2'' + 1\phi 3/8''$ en cada extremo de la columna, equivalentes a 3.29cm^2 por cada cara. En total $4\phi 1/2'' + 2\phi 3/8''$ por columneta.

Por corte se obtiene:

$$V_u = 207 \times 2.80 = 580 \text{ Kg.}$$

$\phi V_c = 2870 \text{ Kg}$, valor que es suficiente para resistir el cortante solicitado.

Por lo tanto, se considerarán columnetas de .14x.40 con $4\phi 1/2'' + 2\phi 3/8''$ y estribos de $1/4''$: $1@5$, $5@10$, $R@25$.

10.3 Diseño de calzaduras:

Se usa el término calzadura para referirnos a muros de contención, de gravedad, hechos con carácter provisional, cuando se hace una excavación en un terreno colindante con algún vecino o calle.

También se usa el término cuando se tiene la necesidad de "calzar" una cimentación existente, es decir, colocar una calzadura por debajo de ésta, con la finalidad de transmitir las cargas actuantes a un estrato mejor y más profundo.

En el presente trabajo nos referiremos a la primera acepción, y analizaremos el caso relacionado al corte 6-6, del plano de calzaduras. En este, la calzadura tienen un ancho que varía (aumenta) con la altura, y llega hasta una profundidad de 7.70m

Se deberá analizar la estabilidad del muro considerando las fuerzas actuantes y resistentes a volteo y desplazamiento, como el empuje activo del suelo, el empuje por la sobrecarga actuante en la parte superior, y la cohesión aparente que se presenta en el suelo.

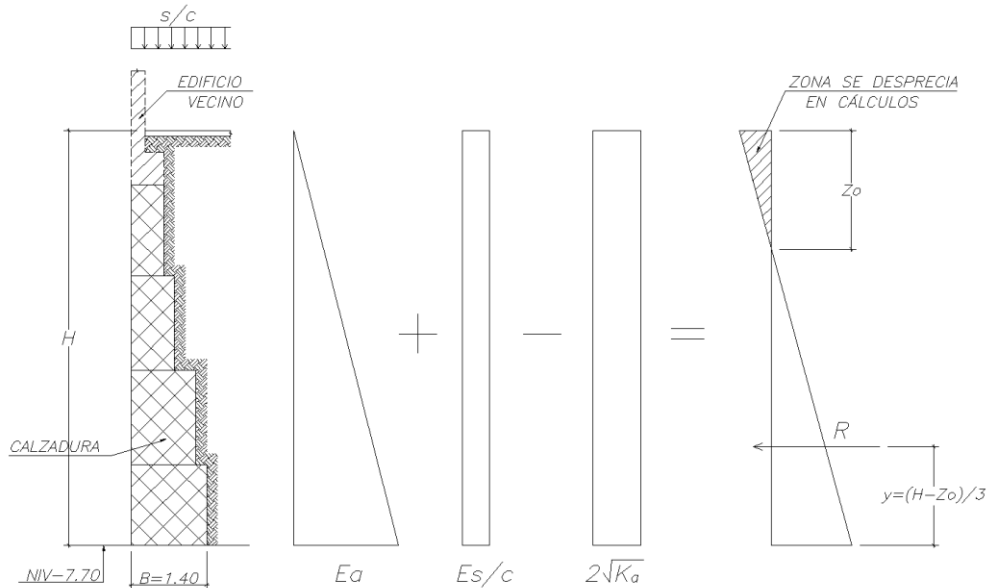


Figura 10.03 – Diagrama de fuerzas actuantes en calzada

Las fuerzas distribuidas que actúan son las siguientes:

- *Empuje activo* (E_a) = $\gamma H K_a$
- *Empuje por sobrecarga* ($E_{s/c}$) = $s/c \cdot K_a$
- *Cohesión* = $2c \sqrt{K_a}$

Donde:

H =	Altura desde la superficie	=	7.70m
γ =	Peso específico del terreno	=	1.85 ton/m ³
K _a =	Coefficiente de empuje activo del terreno	=	0.27
s/c =	Sobrecarga actuante	=	2 ton/m ²
c =	Cohesión aparente del terreno	=	2 ton/m ²

Para hallar los factores de seguridad al deslizamiento y volteo, deberán considerarse otras fuerzas resistentes como el peso propio de la calzada y el suelo sobre ella, así como la fuerza de fricción generada, para lo cual se ha considerado un coeficiente de fricción de ($\mu=0.45$). Los factores de seguridad obtenidos son los siguientes:

FS_{deslizamiento} = 1.57
 FS_{volteo} = 1.49

Con lo cual se verifica que la calzada cumple con los factores de seguridad requeridos para garantizar su estabilidad.

CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

11.1 Comentarios:

- De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis sísmico y del análisis por cargas de gravedad, se ha verificado que en muchos elementos los esfuerzos que gobiernan son los relacionados a efectos sísmicos. Por eso, dado que nos encontramos en un país sísmico, resulta muy importante emplear correctamente la norma de diseño sismorresistente.
- El análisis de irregularidad torsional en planta se realizó sólo para el movimiento en la dirección YY de la planta, debido a que en la dirección XX se cuenta con grandes y buena cantidad de placas casi simétricamente distribuidas, con lo que en base a la experiencia se puede asumir que el edificio es claramente regular en esa dirección.
- En los elementos sometidos a flexión y corte, (como vigas), y a flexo-compresión y cortante (como columnas y placas), se siguió la filosofía de diseño que busca brindar más capacidad por cortante, para así evitar una falla frágil; mientras que por otro lado, la falla por flexión es una falla dúctil.
- El presente proyecto parte de una arquitectura definida y relativamente típica para terrenos con 3 vecinos y una sola fachada hacia la calle. Se tiene la posibilidad de colocar grandes placas en el sentido perpendicular a la calle (en los ejes límites), con lo cual se controla fácilmente los desplazamientos en esta dirección, mientras que en la dirección paralela a la calle se tiene menor rigidez lateral, debido a que no se puede colocar grandes o gran cantidad de placas. En este caso, se buscó aprovechar la zona de ascensores y escaleras para colocar muros de corte, y formar pórticos resistentes a sismo en los ejes que fuera posible, sobre todo hacia los extremos (fachada anterior y posterior).

11.2 Conclusiones:

- Los criterios de predimensionamiento empleados para estimar el peralte de las vigas y las secciones de las columnas son ampliamente utilizados, y en el presente trabajo se comprobó que proporcionan buenos resultados, dirigiendo el diseño a que las estructuras no presenten excesiva congestión de acero.

- Se verificó que el edificio cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos indicados por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. En la dirección XX, que presenta gran rigidez, se obtuvo una deriva máxima de entrepiso de 0.026%; mientras que para la dirección YY, que presenta menos rigidez lateral, se obtuvo una deriva máxima de 0.508%. Por lo tanto, en ambos casos se cumple que las derivas máximas de entrepiso del edificio son menores que la máxima permitida por la norma de 0.7%.
- El edificio no presenta irregularidad torsional en planta en ninguna de las dos direcciones de análisis. Para el caso de la dirección YY, que es la crítica, se verificó que la primera condición ($Desp.promedio.entrepiso > 50\%Desp.permitido.entrepiso$) sí se presentaba en algunos entrepisos, sin embargo, la segunda condición ($Desp.máximo.entrepiso > 1.3 Desp.promedio.entrepiso$) no se presentó en ninguno, por lo que se concluye que el edificio es regular para este caso.
- En el análisis se obtuvo que la fuerza cortante basal obtenida por el método dinámico era menor que el 80% (estructura regular) de la cortante basal obtenida por el método estático, por lo que fue necesario escalar los resultados (momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales de sismo) por 1.10 y 1.19 en la dirección perpendicular a la fachada (XX) y paralela a la fachada (YY) respectivamente.
- Como resultado del análisis sísmico se ha obtenido una deriva de 0.503% para la dirección YY. Si bien es cierto este valor es aceptable para estructuras de concreto armado, se encuentra en el límite permitido para la albañilería (0.5%). Por lo tanto, se recomienda para este caso tener especial cuidado en aislar los elementos no estructurales, como tabiques y parapetos de albañilería, de la estructura de concreto principal, para evitar que estos elementos puedan verse afectados (rajados, fisurados, etc)
- Los criterios generales recibidos durante mi etapa en la universidad, y la experiencia y conocimientos que he obtenido a lo largo de mi trabajo, me han brindado la capacidad de poder diseñar una estructura que cumpla con todos los parámetros señalados por los diferentes códigos y normas que empleamos, que pueda comportarse de manera adecuada frente a distintas sollicitaciones (principalmente cargas de gravedad y sismo), y que sea sobretodo segura.

CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA

- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.070 Albañilería. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- American Concrete Institute. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-14) y Comentario (ACI 318RS-14). Farmington Hills : ACI.
- Blanco Blasco, Antonio. (1995). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Blanco Blasco, Antonio. (1997). Diseño y construcción de cimentaciones. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2005). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Harmsen Gómez de La Torre, Teodoro. (2003). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima, Perú: Fondo Editorial Pucp.
- Muñoz Peláez, Alejandro. (1999). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé, Ángel. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé, Ángel. (1998). Construcciones de Albañilería, Comportamiento sísmico y diseño estructural. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.