

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 7
NIVELES**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

**LUIS JAVIER CALUA VÁSQUEZ
ALEJANDRO LARA COSTA**

ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez

Lima, octubre del 2012

RESUMEN

En este trabajo se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos y un semisótano, ubicado en el distrito de Surquillo, provincia de Lima, sobre un área de terreno de 390 m² aproximadamente. El suelo de cimentación corresponde a una grava con una capacidad portante de 30.00 ton/m². El diseño se realizó siguiendo lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El sistema estructural del edificio está compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Para el sistema de techos se usaron losas aligeradas con viguetas prefabricadas y losas macizas. El semisótano cuenta con muros de concreto armado. La cimentación consiste en zapatas aisladas, combinadas y conectadas. La profundidad de cimentación es 1.20 m. a partir del nivel de piso terminado del semisótano.

Para realizar el análisis del edificio tanto para cargas de gravedad como para las solicitaciones sísmicas se desarrolló un modelo tridimensional con diafragmas en cada piso.

Se usó el programa ETABS con el cual no pudo simularse el proceso constructivo y se recurrió a incrementar el área de columnas para uniformizar el acortamiento de los elementos verticales.

El análisis sísmico se desarrolló utilizando superposición espectral. Se obtuvieron derivas de 2.9 y 5.9 ‰ para la dirección X e Y respectivamente, valores menores a los permisibles por la norma.

El diseño en concreto armado se realizó utilizando el método de resistencia. Los criterios de predimensionamiento para vigas y columnas permitieron tener valores de cuantías moderados lográndose así evitar la congestión de acero de refuerzo. El criterio para predimensionar los muros permitió controlar la deriva lateral y dotar a la edificación de una resistencia adecuada.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....1

CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....2

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO..... 4

 2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN 4

 2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....4

 2.3. GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....8

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....9

 3.1. CARGAS DE DISEÑO.....9

 3.2. ANÁLISIS DE TECHOS.....9

 3.3. ANÁLISIS DEL EDIFICIO.....11

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO.....19

 4.1. INTRODUCCIÓN.....19

 4.2. MODELO DINÁMICO.....19

 4.3. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.....19

 4.4. ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.....21

 4.4.1. ESPECTRO DE DISEÑO.....21

 4.4.2. DESPLAZAMIENTOS, DERIVAS, JUNTA SÍSMICA Y
REGULARIDAD.....23

 4.4.3. CORTANTE DE DISEÑO Y ESTABILIDAD.....25

 4.5. FUERZAS INTERNAS.....27

 4.5.1. FACTOR DE ESCALA.....27



CAPÍTULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	28
5.1. TEORÍA DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	28
5.1.1. INTRODUCCIÓN.....	28
5.1.2. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	28
5.1.3. DISEÑO POR CORTANTE.....	29
5.1.4. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	30
5.2. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.....	31
5.2.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	31
5.2.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS MACIZAS...33	33
5.2.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS.....	37
5.3. DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES.....	41
5.3.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS.....	41
5.3.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	43
5.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	46
5.4.1. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA.....	47
5.4.2. DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA.....	49
CAPÍTULO 6: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	52
BIBLIOGRAFÍA.....	54

INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente trabajo es realizar el diseño en concreto armado y el análisis sismorresistente de un edificio multifamiliar de siete pisos y un semisótano, cumpliendo lo estipulado en las normas peruanas. Asimismo verificar que los criterios de predimensionamiento de los elementos estructurales empleados, sean acertados para el edificio en análisis.

La finalidad del presente trabajo es obtener el diseño final de un edificio que es sometido a la acción de cargas de sismo y cargas de gravedad.

En el capítulo 1 se describen las características del edificio, tales como su ubicación, características del suelo, arquitectura y sistema estructural a emplear.

El capítulo 2 refiere los criterios considerados para el predimensionamiento de los elementos estructurales que forman parte del edificio.

Para el análisis por cargas de gravedad del edificio, el capítulo 3 explica el uso de modelos unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales según sea el caso.

El capítulo 4 muestra el desarrollo del análisis sísmico para cumplir lo estipulado en la norma peruana de diseño sismorresistente E-030.

Finalmente el capítulo 5 desarrolla la teoría del diseño en concreto armado de todos los elementos estructurales, teniendo como referencia la norma peruana de concreto armado E-060.

CAPITULO 1: DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El proyecto desarrollado es un edificio destinado a viviendas ubicado entre la Av. Sergio Bernales y la Ca. Lola Pardo en el distrito de Surquillo. El estrato de apoyo de la cimentación característico de la zona corresponde a grava con una capacidad portante de $q_a = 30.00 \text{ ton/m}^2$.

El acceso al edificio se presenta por los dos frentes. Por la Av. Sergio Bernales se tiene un acceso vehicular, a través de dos rampas que conducen al semisótano y al primer nivel, además de un ingreso peatonal que conduce al hall de ascensores y a las escaleras. Por la Ca. Lola Pardo se tiene un acceso vehicular.

El edificio cuenta con un semisótano, siete pisos y una azotea. Está proyectado sobre un terreno de 390 m^2 aproximadamente. En el semisótano se disponen de 9 estacionamientos, la cisterna de agua con una capacidad de 20 m^3 y el cuarto de bombas. En el primer nivel se disponen de 10 estacionamientos adicionales, un salón de juegos y jardines. En el piso típico de 240 m^2 se encuentran dos departamentos por piso. A partir del área común del piso 7, se tiene acceso al cuarto de máquinas. La figura 1.1 muestra la planta de arquitectura del piso típico.

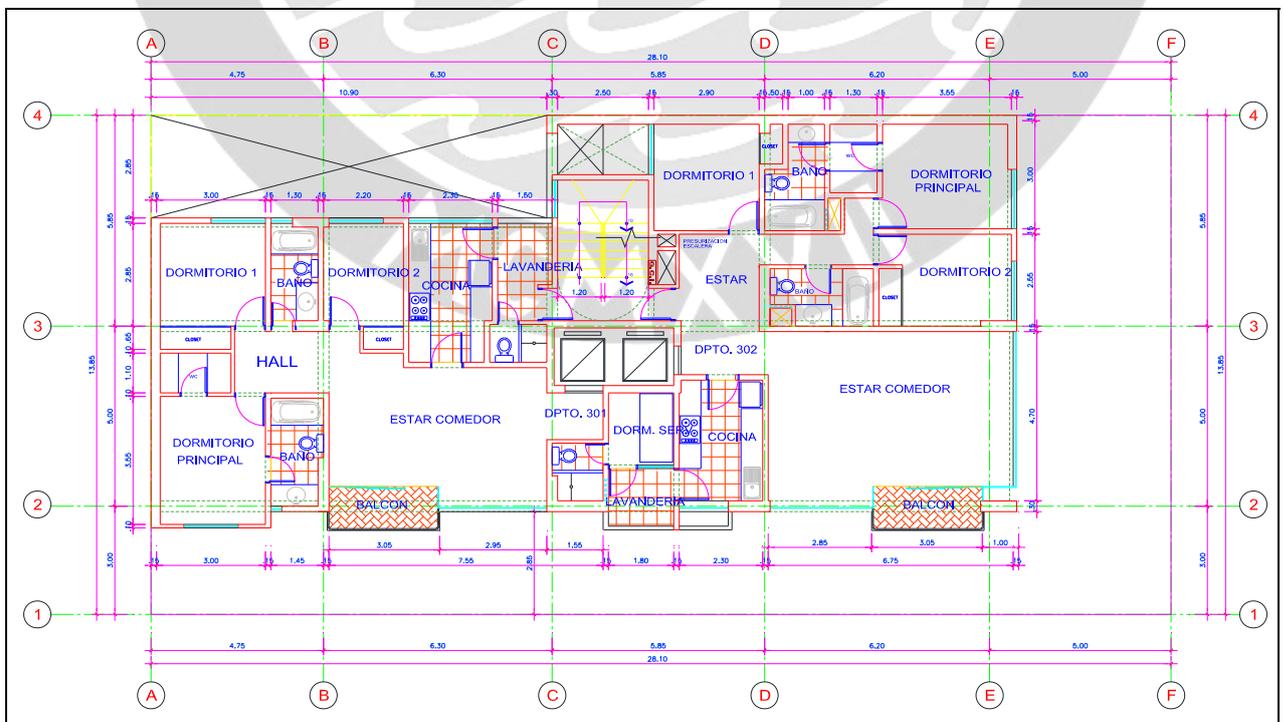


Figura 1.1 Planta de Arquitectura del Piso Típico

El acceso vertical a la edificación es a través de una escalera principal y dos ascensores (que conducen directamente a los departamentos) que se ubican en la zona central del edificio.

El planteamiento estructural que se decide realizar es en concreto armado, el sistema estructural está compuesto por losas aligeradas con viguetas prefabricadas, losas macizas, vigas, columnas y muros de corte. Además el semisótano cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro cuya función es resistir el empuje de tierras.

El concreto armado está compuesto por concreto con resistencia a la compresión de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo de grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia es 4200 kg/cm^2 . Los tabiques se consideran de albañilería de arcilla sólida.

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios de Estructuración

La etapa de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los elementos estructurales que conforman el sistema estructural sin alterar la arquitectura y sin afectar la funcionalidad del edificio.

Para cargas de gravedad:

El edificio debe contar con elementos que puedan transmitir las todas las fuerzas de gravedad hacia la cimentación. Se busca que las vigas se apoyen en columnas de manera que formen pórticos, evitando que crucen los dormitorios o ambientes amplios como la sala-comedor. Para el sistema de techo se emplea aligerado con viguetas prefabricadas, buscando en el mejor de los casos la continuidad de tramos y que el apoyo se produzca en la luz menor del paño. Se plantea el uso de losas macizas, en aquellos paños que tienen ductos, ya que los bordes libres no aseguran la continuidad de las viguetas de un aligerado. También se plantea las losas macizas en zonas de baño, para que las tuberías de desagüe no alteren el comportamiento de la losa aligerada.

Las vigas chatas se proyectan como una transición entre losa aligerada y losa maciza, donde no hay viga peraltada. En aligerado convencionales las vigas chatas tienen la función de cargar el peso de los tabiques paralelos al sentido del aligerado, pero con sistema de viguetas pretensadas, esta función de cargar el peso de los tabiques es mediante doble viguetas.

Para cargas de sismo:

Por estar en un país ubicado en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas para tener un adecuado comportamiento. Lo ideal es que la estructura sea lo más simple posible teniendo en cuenta los criterios indicados en la NTE E030 como: simetría, hiperestaticidad, uniformidad y continuidad; y dotarla de una rigidez, resistencia y ductilidad adecuada.

2.2 Predimensionamiento de los Elementos Estructurales

Mediante el predimensionamiento se busca dar dimensiones a los elementos estructurales según los criterios establecidos en la NTE E060 y teniendo en

cuenta las limitaciones de la arquitectura. Estas dimensiones deben verificarse en la etapa de diseño con opción a ser cambiadas de manera de buscar la mejor solución.

Losa Aligerada: Las recomendaciones para predimensionar el espesor del aligerado con sistema de viguetas pretensadas FIRTH se dan a través del “Manual de Diseño, Proceso Constructivo y de Detalles”, este espesor depende de la luz del paño. La tabla 2.1 muestra los espesores recomendados.

Tabla 2.1 Alturas de losa recomendadas considerando la funcionalidad de la losa

Entrepisos				
Luces (m)	0.00 - 5.10	5.10 - 6.00	6.00 - 7.50	7.50 - 8.50
Altura de losa (cm)	17	20	25	30
Espaciamiento entre viguetas (cm)	60	60	60	50

Azoteas (s/c = 100 kg/m ²)				
Luces (m)	0.00 - 6.00	6.00 - 6.50	6.50 - 8.00	8.00 - 8.50
Altura de losa	17	20	25	30
Espaciamiento entre viguetas (cm)	60	60	60	50

Por efectos de transporte y manipulación el manual establece longitudes máximas de viguetas que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2.2 Series máximas de viguetas por transporte y manipulación

Descripción	V101	V102	V103	V104	V105
Luz Máxima de Vigueta (m)	4.50	5.50	6.50	7.50	8.50

La máxima luz de paño para un aligerado en el proyecto es $L_{max} = 5.70$ m, por lo tanto se escogió un aligerado de 20 cm de espesor y 50 cm de espaciamiento entre viguetas. La figura 2.1 muestra la sección transversal del aligerado.

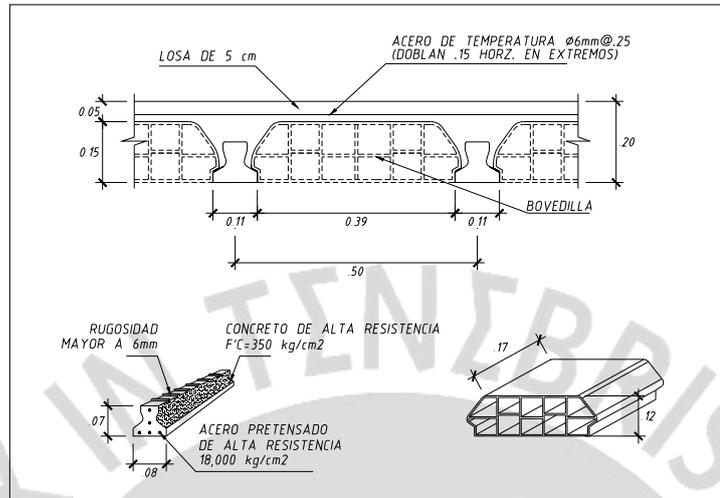


Figura 2.1 Sección transversal del aligerado

Losa Maciza: Para el predimensionamiento del espesor de las losas macizas se tiene en cuenta el criterio de la NTE E060, que sugiere para un adecuado control de deflexiones con sobrecargas menores a 300 kg/m^2 y luces menores a 7.50 m, la siguiente relación:

$$h \geq \frac{L}{30}$$

Los valores obtenidos con esta relación resultaron ser menores a 20 cm, pero se optó por escoger este espesor para uniformizar con la losa aligerada.

Vigas: El predimensionamiento consiste en establecer dimensiones para un peralte (h) y un ancho (b). El peralte se considera por lo general $1/12$ de la luz libre para vigas simplemente apoyadas o $1/14$ de la luz libre para vigas continuas. El ancho varía entre 30 y 50% de la altura, además la NTE E060 en el capítulo 21 "Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico" establece que el ancho no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni menor que 25 cm.

En nuestro caso el tramo de viga continua con mayor luz es de 6.00 m. por lo tanto: $h = 6.00/14 = 0.43 \text{ m}$. Y la viga simplemente apoyada con mayor luz es de 5.45 m. por lo que tenemos $h = 5.45/12 = 0.46 \text{ m}$. Para uniformizar el diseño se usa una viga típica de 25 x 50.

Columnas: Se predimensionan considerando solo la carga axial que presentan de tal forma que el esfuerzo axial máximo con cargas de servicio sea menor o igual al 45% de la resistencia del concreto (f'_c)

Por lo tanto el área requerida para las columnas será:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'_c}$$

Donde:

$P_{servicio}$ = Número de pisos x Área tributaria x Carga unitaria

La tabla 2.3 muestra los valores calculados para el predimensionamiento de las columnas C1 y C2 por carga axial, que se muestran en la figura 2.2.

Tabla 2.3 Predimensionamiento de columnas por carga axial

Columnas	Área Tributaria (m ²)	Carga Asumida (ton/m ²)	Carga Servicio (ton)	Área Requerida (cm ²)	Área Sección Elegida (cm ²)
C1	107	1.00	107	1133	25 x 100 = 2500
C2	196	1.00	196	2074	30 x 100 = 3000

Muros de corte: Para el predimensionamiento se asume que los esfuerzos cortantes generados por el sismo sean resistidos únicamente por el concreto, por lo tanto el área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

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

Para estimar la cortante basal del edificio en ambos sentidos se utilizó la expresión de norma la NTE E030 para el caso del análisis estático:

$$V_{estático} = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

La tabla 2.5 muestra el predimensionamiento de placas, con el área de corte de los muros requerida para satisfacer el criterio asumido.

Tabla 2.5 Predimensionamiento de muros de corte

	SISMO XX	SISMO YY
Área de corte requerida (cm ²)	42000	35000
Área de PL - 01 (cm ²)	16875	3000
Área de PL - 02 (cm ²)	-	7875
Área de PL - 03 (cm ²)	10500	6750
Área de PL - 04 (cm ²)	-	5550
Área de PL - 05 (cm ²)	5375	1250
Área de PL - 06 (cm ²)	-	3750
Área de PL - 07 (cm ²)	-	4500
Área de PL - 08 (cm ²)	5100	3000
Área de PL - 09 (cm ²)	5100	3750
Área total de muros (cm ²)	42950	39425

2.3 Geometría del Sistema Estructural

La figura 2.2 muestra la estructuración del edificio, se puede apreciar la ubicación y orientación de cada uno de los elementos estructurales, además se muestra el sentido del aligerado y la disposición de las losas macizas.

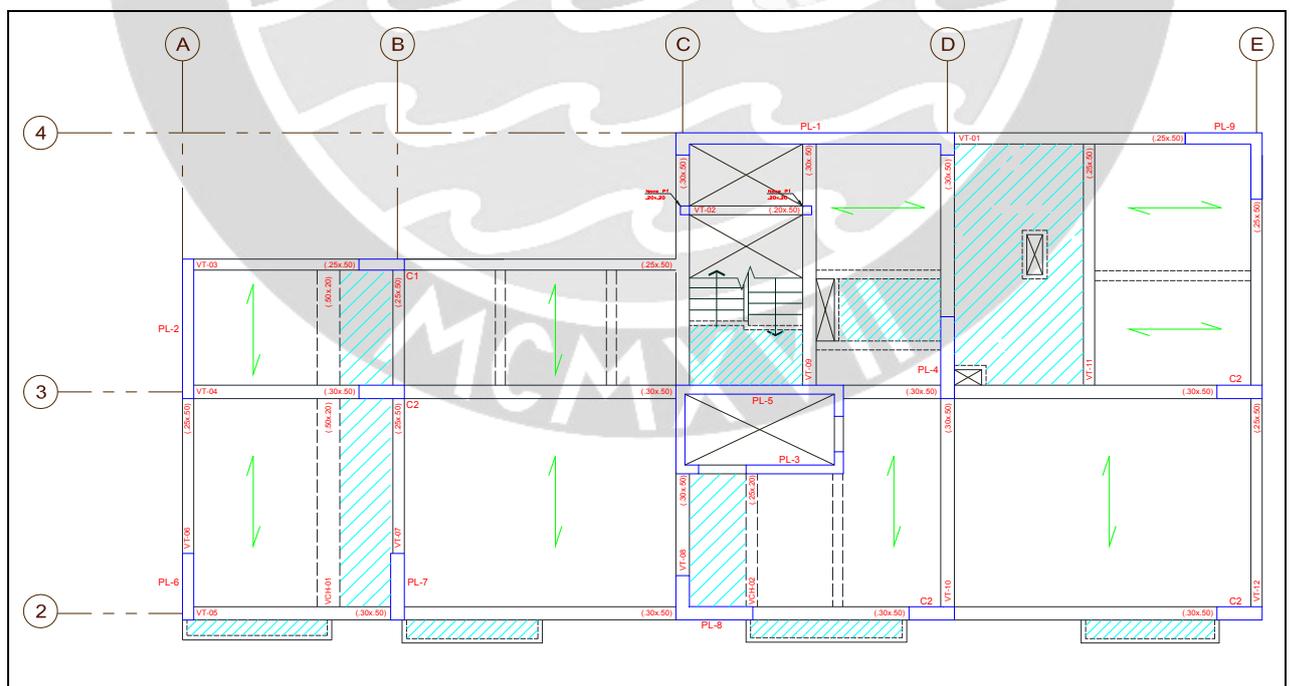


Figura 2.2 Estructuración de la planta típica

CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1. Cargas de diseño

Los valores de carga muerta se calcularon haciendo uso de los pesos unitarios de los materiales empleados (tabla 3.1) y los valores de carga viva corresponden a las sobrecargas utilizadas en los distintos ambientes del edificio (tabla 3.2), obtenidos de la Norma de Cargas E-020.

Tabla 3.1 Peso unitario de los materiales

MATERIAL	PESO UNITARIO (kg/m ³)
Concreto Armado	2400
Unidades de Albañilería de arcilla cocida sólidas	1800

Tabla 3.2 Sobrecargas

OCUPACIÓN O USO	SOBRECARGA (kg/m ²)
Estacionamiento de vehículos	250
Viviendas, corredores y escaleras	200

3.2. Análisis de techos

Losas Aligeradas: son elementos que trabajan en una sola dirección, por lo que se analizaron haciendo uso de un modelo unidimensional, donde las cargas que actúan sobre ella son asignadas por metro lineal, considerando como ancho tributario el correspondiente al ancho de la vigueta prefabricada Firth. Se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas o placas y empotradas cuando llegan a losas macizas. El programa de computación empleado para el análisis de las losas aligeradas fue SAP2000.

En la figura 3.1 se muestra el modelo con las cargas de gravedad que actúan sobre el aligerado ubicado entre los ejes B y C, y en la figura 3.2 su diagrama de momentos.

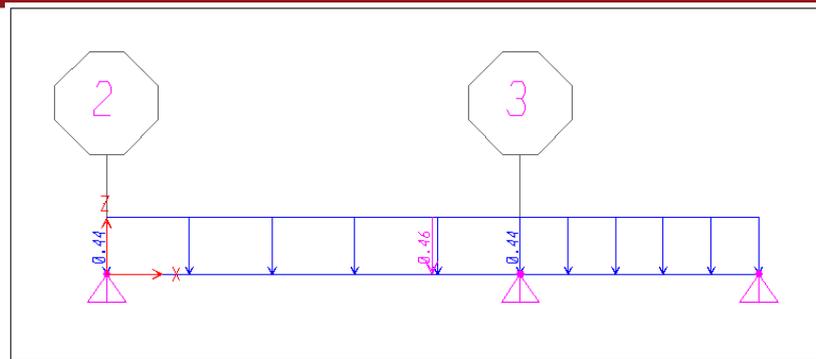


Figura 3.1 Modelo de un aligerado con cargas últimas

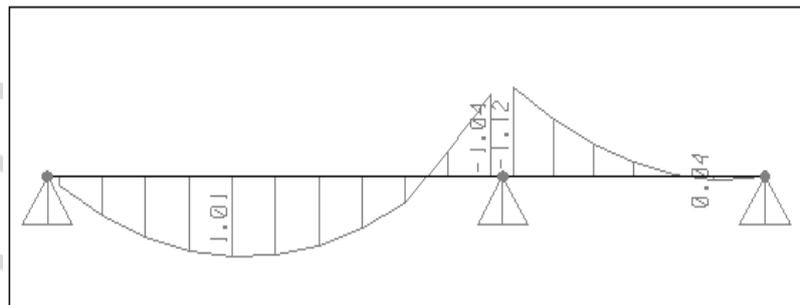


Figura 3.2 Diagrama de momentos del aligerado (ton.m)

Losas Macizas: Son elementos que trabajan en dos direcciones, por lo que se analizaron haciendo uso de un modelo bidimensional, donde las cargas que actúan sobre ella son asignadas por metro cuadrado. Se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas y placas, y empotradas si es que hay continuidad y se desarrolla momento negativo con la losa aligerada adyacente. El programa de computación empleado para el análisis de las losas macizas fue SAP2000.

Se muestra como ejemplo en las figura 3.3 el diagrama de momentos de una losa maciza del piso típico ubicada entre los ejes D y E y los ejes 3 y 4.

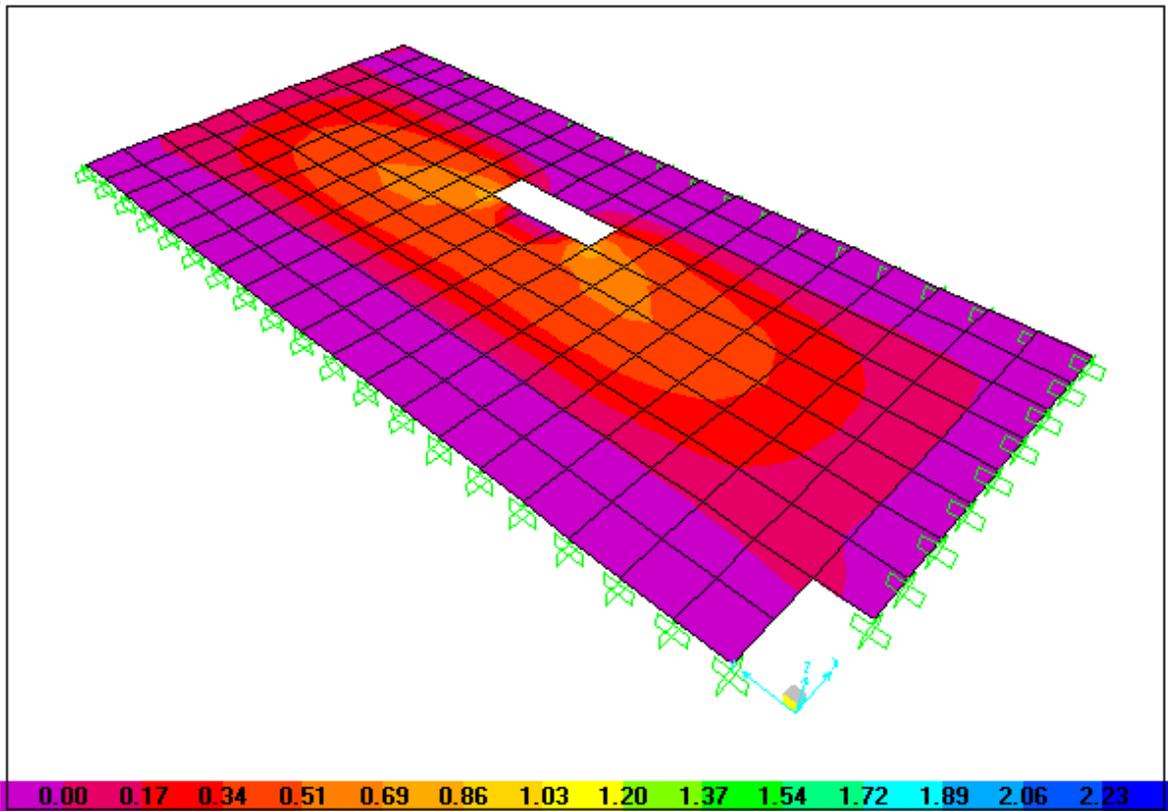


Figura 3.3 Diagrama de momentos en la dirección corta de la losa maciza (ton.m)

3.3. Análisis del edificio

Modelo Estructural:

Para el análisis de las vigas, placas y columnas se realizó un modelo tridimensional del edificio. Las vigas y columnas se modelaron como elementos unidimensionales (frames) y las placas como elementos bidimensionales (shells).

En el caso de las vigas, se les anuló la resistencia a la torsión asignándoles un coeficiente torsional muy pequeño igual a 0.0001, además se les asignó una conexión rotulada en los encuentros con otros elementos en los casos donde el acero de refuerzo no pueda desarrollar su longitud de anclaje y no se genere momento negativo.

Se asignó un diafragma rígido por cada piso y según las características del suelo, todos los elementos verticales se consideraron empotrados en la base.

Las cargas correspondientes al peso de las losas y la tabiquería situada sobre ellas, fueron asignadas a elementos de área (membranas) que sólo tienen la finalidad de transmitir las cargas a las vigas y placas.

El programa de computación empleado para el análisis del edificio fue ETABS. En la figura 3.4 se muestra una vista tridimensional del modelo.

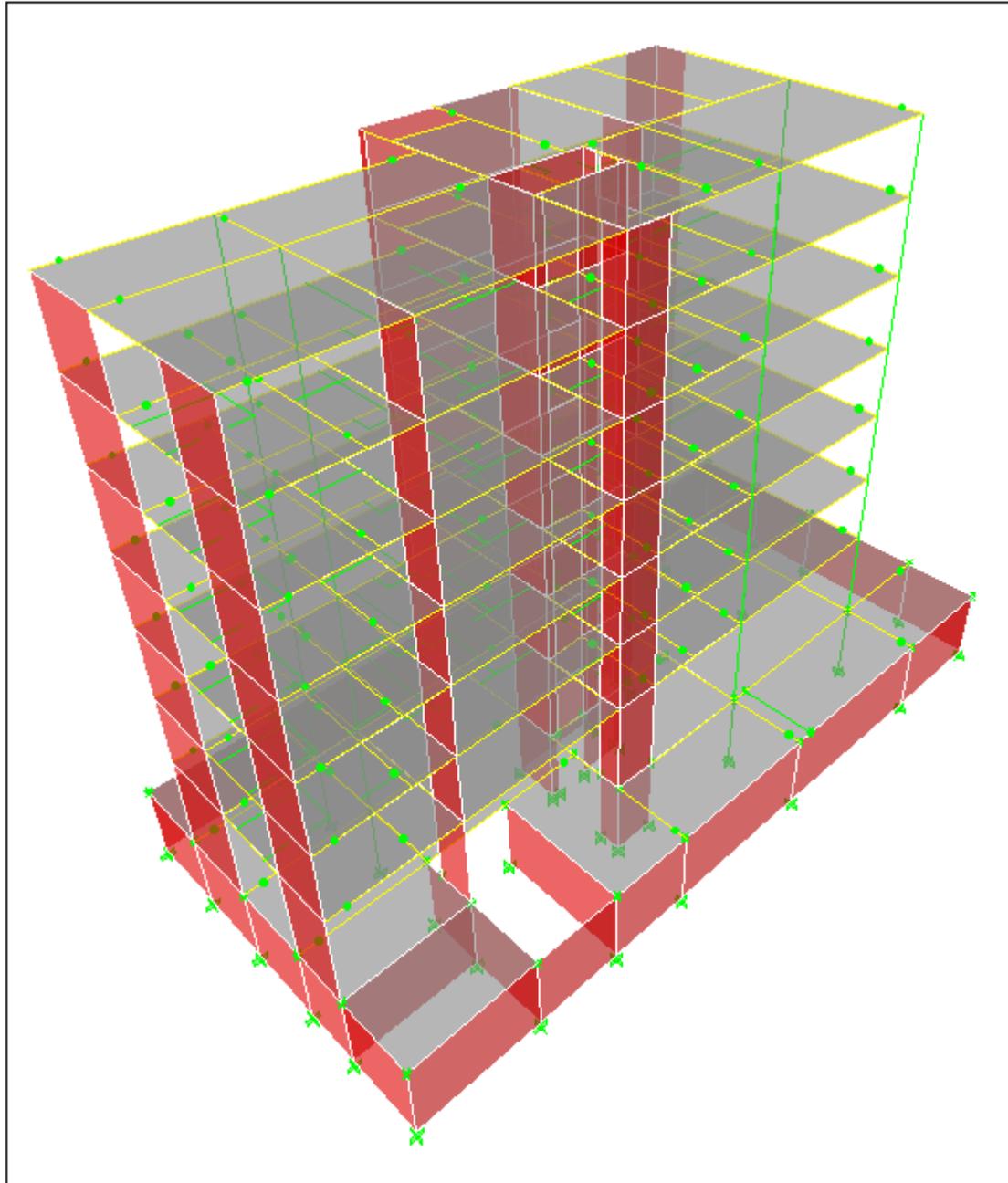


Figura 3.4 Vista tridimensional del modelo

Representación del Proceso Constructivo:

Al realizar el modelo tridimensional del edificio, este se resuelve con las cargas de todos los pisos en simultáneo, lo cual trae como consecuencia el acortamiento en las columnas. Este problema conlleva a que todas las vigas no tengan sus apoyos en el mismo nivel, por lo que los momentos flectores disminuyen en las vigas situadas sobre las columnas que más se acortan.

Se muestra la deformada del pórtico ubicado en el eje B (figura 3.5) donde se está generando este problema de acortamiento de columna y además se indican los valores de los desplazamientos verticales del punto A indicado en la figura 3.5 (tabla 3.3). También se muestra el diagrama de momento flector de las vigas del mismo pórtico (figura 3.6).

Tabla 3.3 Valores de desplazamientos verticales de la deformada del pórtico del eje B sin proceso constructivo (cm.)

PISO	Punto A
7mo.	0.17
6to.	0.14
5to.	0.11
4to.	0.09
3er.	0.06
2do.	0.03
1er.	0.01
Semisótano	0.00

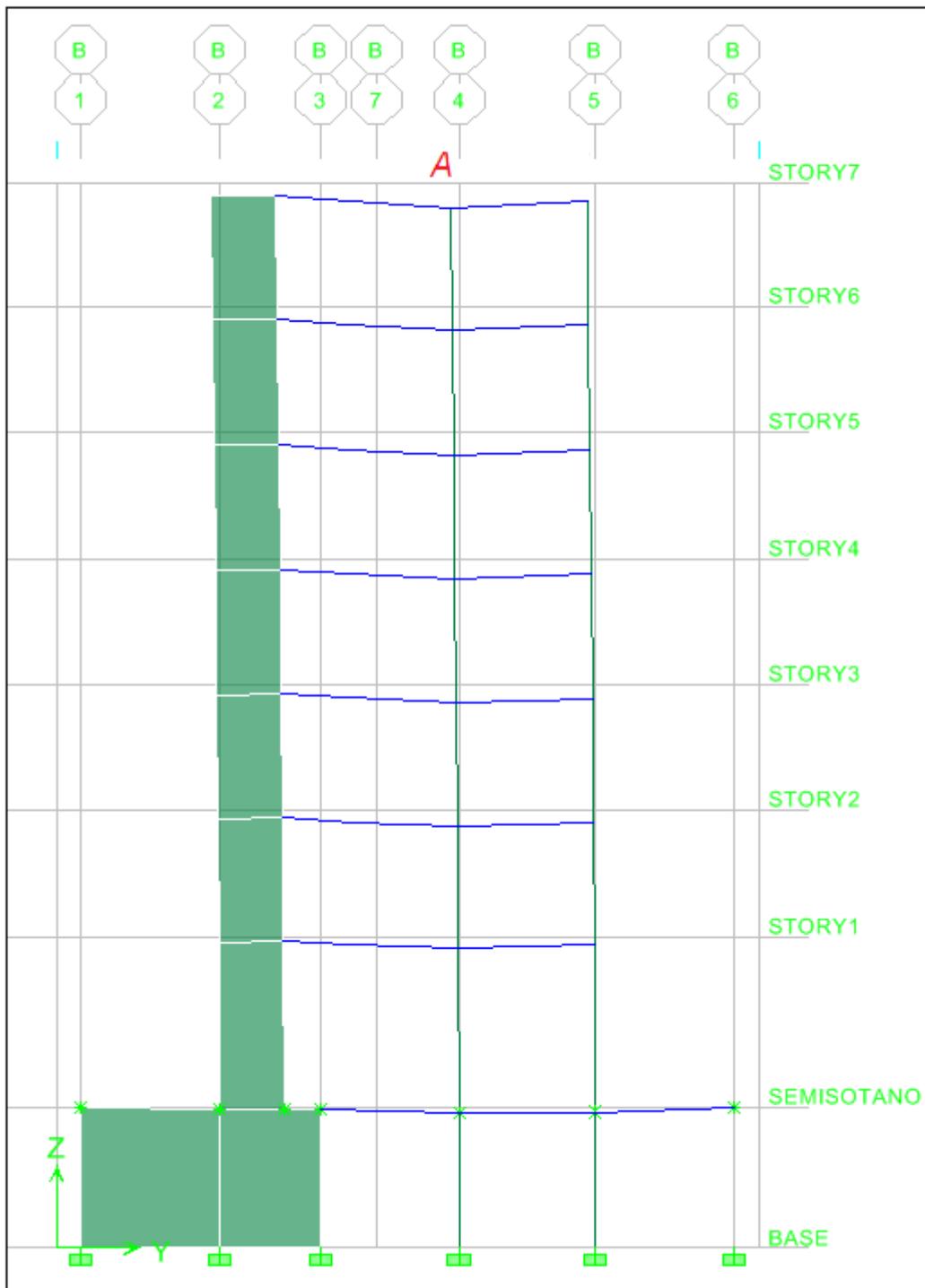


Figura 3.5 Deformada del pórtico del eje B sin proceso constructivo

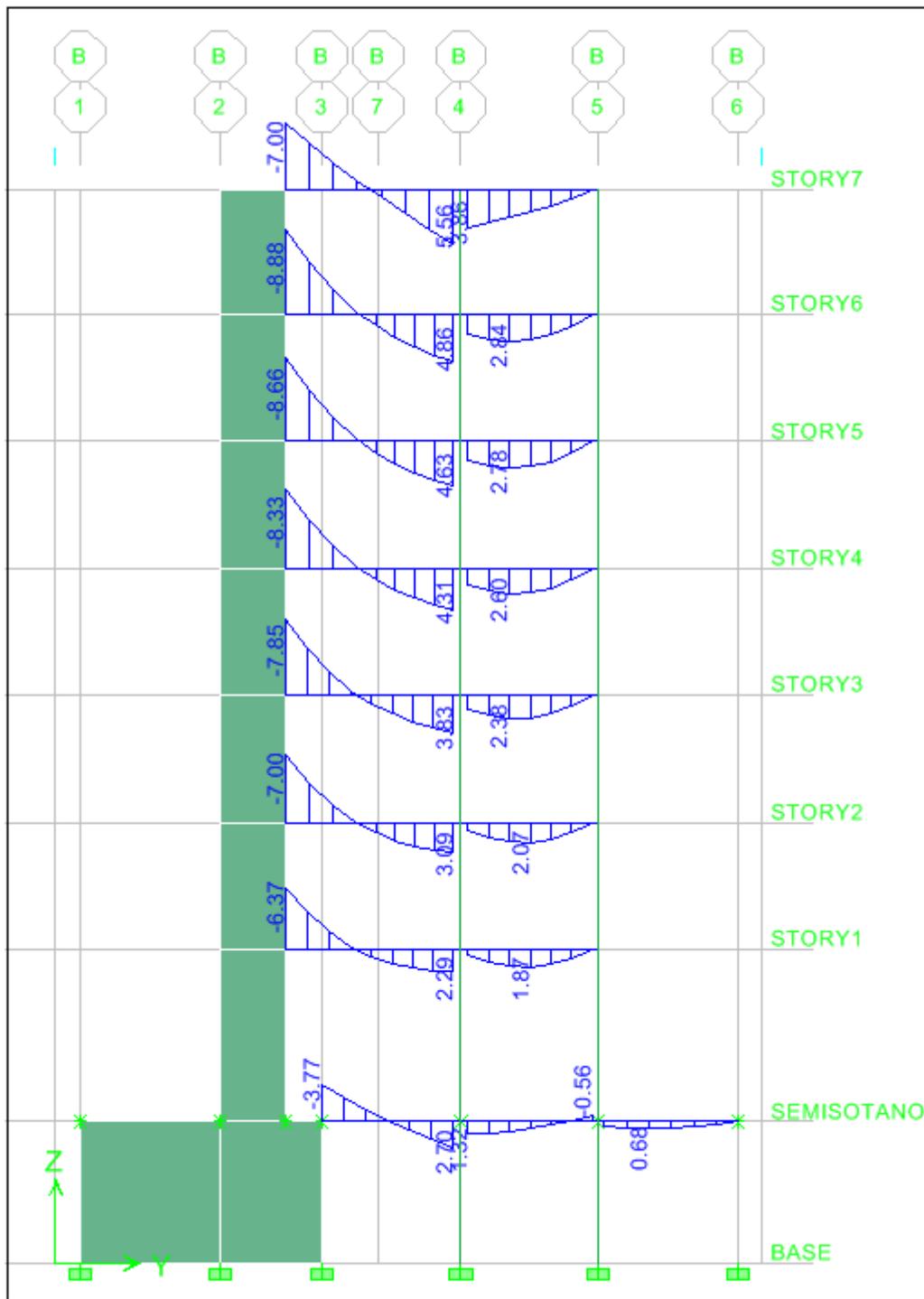


Figura 3.6 Diagrama de momentos de vigas del pórtico del eje B sin proceso constructivo (ton.m)

Lo que sucede en la realidad es que al construirse cada piso, las columnas se van nivelando con el mismo vaciado de cada techo y estas no se acortan.

En la actualidad existen programas de computación que simulan el proceso constructivo, tal es el caso del ETABS. Sin embargo en nuestro caso, esta simulación no corrigió completamente el problema del acortamiento de columnas, por lo que se tuvo que incrementar el factor de área donde persistía el problema.

Se muestra la deformada (figura 3.7), los valores de desplazamientos verticales del punto A (tabla 3.4) y el diagrama de momento flector de las vigas (figura 3.8) del pórtico del eje B después de las modificaciones descritas.

Tabla 3.4 Valores de desplazamientos verticales de la deformada del pórtico del eje B con incremento de factor de área en columnas (cm.)

PISO	Punto A
7mo.	0.07
6to.	0.08
5to.	0.08
4to.	0.07
3er.	0.05
2do.	0.04
1er.	0.02
Semisótano	0.00

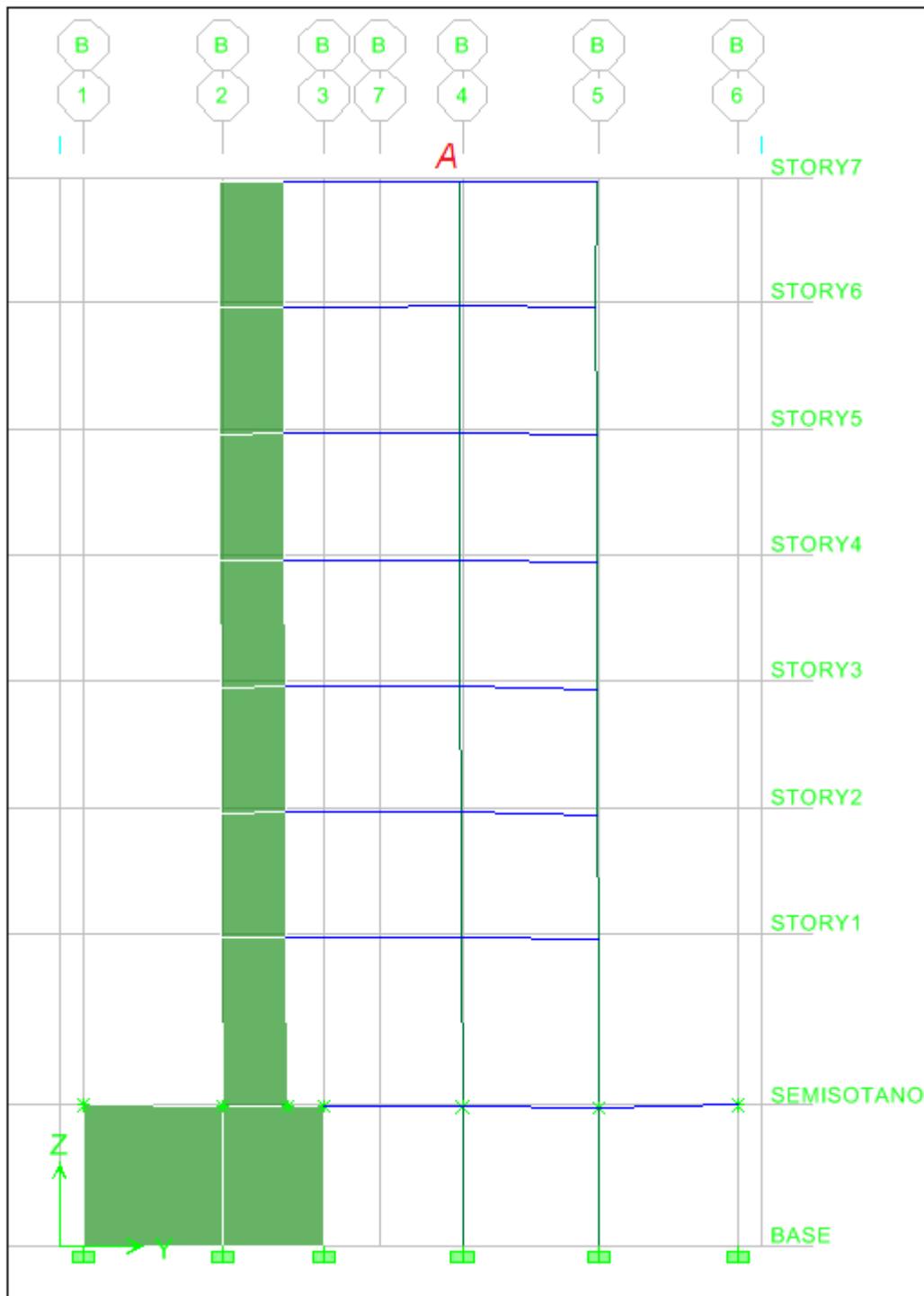


Figura 3.7 Deformada del pórtico del eje B con incremento de factor de área en columnas

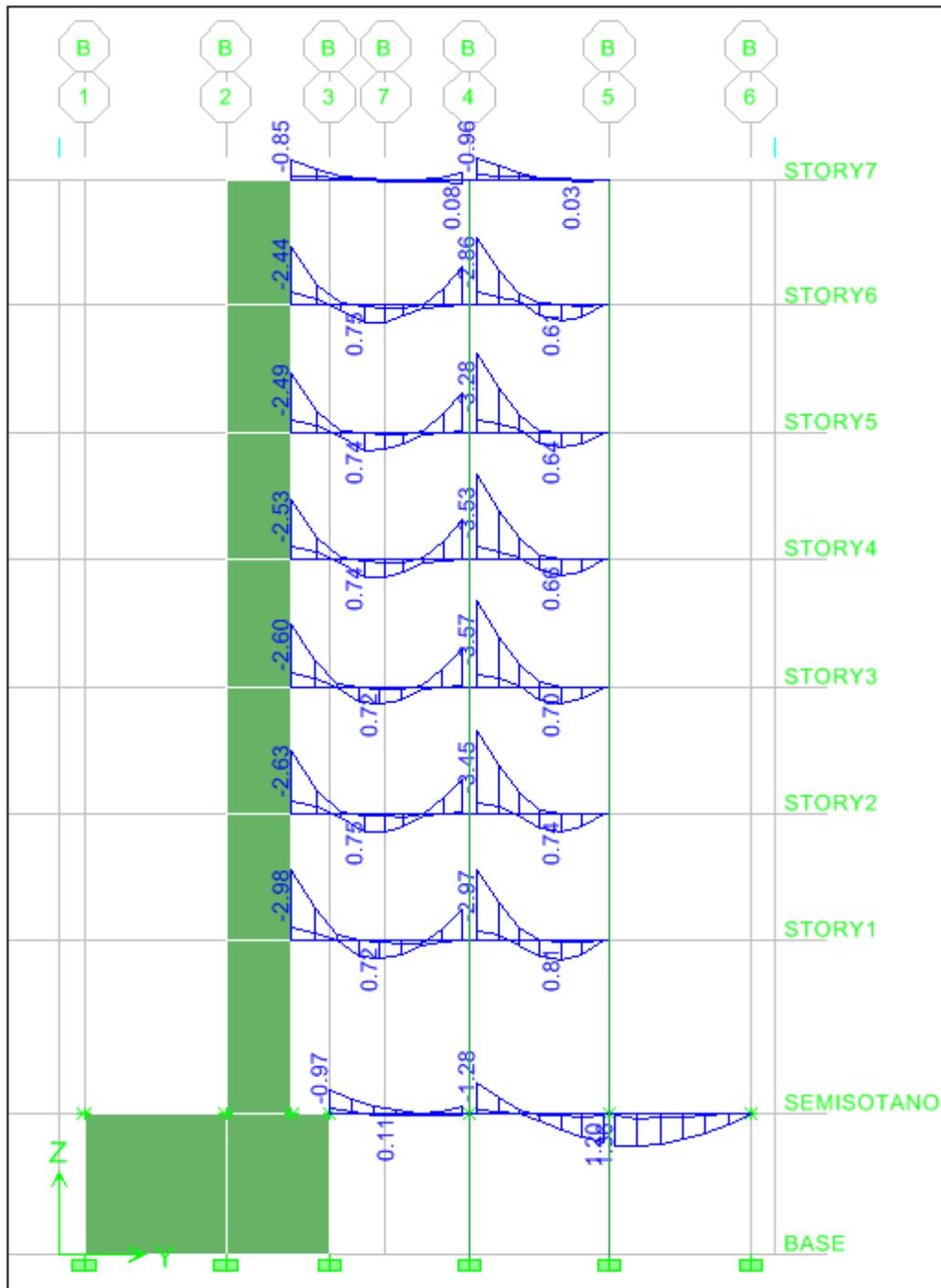


Figura 3.8 Diagrama de momentos de vigas del pórtico del eje B con incremento de factor de área en columnas (ton.m)

CAPITULO 4: ANALISIS SÍSMICO

4.1 Introducción

El objetivo del análisis sísmico es verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez especificados en la NTE E030: Diseño Sismo Resistente, determinar las fuerzas internas de diseño de los elementos estructurales del edificio y calcular la junta de separación sísmica.

4.2 Modelo Dinámico

Para realizar el modelo dinámico del edificio se idealiza mediante diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, en el cual se deben definir las masas y rigideces del edificio.

La idealización del edificio se basa en el modelo tridimensional creado para el análisis por cargas de gravedad, a este modelo se asignaron los diafragmas rígidos para cada piso del edificio. Para asignar las propiedades inerciales del edificio 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. La masa en cada nivel se define considerando el peso propio de los elementos además de las cargas asignadas en el modelo. De acuerdo a la categoría del edificio (categoría C) se tomará el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4.3 Análisis de Modos de Vibración

Los modos de vibración dependen de las características de rigidez y la distribución de las masas en la estructura, a su vez cada modo está asociado a una forma y un periodo de vibración.

El programa de cómputo utilizado determina los periodos naturales y modos de vibración de la estructura. La tabla 4.1 muestra los modos de vibración de la estructura con sus respectivos periodos y porcentaje de masa participativa.

Tabla 4.1 Modos de vibración, periodos y porcentaje de masa participativa

Modo	Periodo	Masa Participativa Dirección X (%)	Masa Participativa Dirección Y (%)
1	0.682	10.21	48.41
2	0.505	38.20	25.98
3	0.369	26.64	3.42
4	0.176	1.51	9.23
5	0.122	6.76	4.71
6	0.081	10.13	0.30
7	0.079	0.31	3.05
8	0.053	1.68	1.43
9	0.045	0.12	1.34
10	0.036	2.55	0.05
11	0.030	0.55	0.09
12	0.030	0.02	1.11
13	0.022	0.75	0.01
14	0.022	0.10	0.22
15	0.020	0.12	0.33
16	0.017	0.01	0.07
17	0.016	0.26	0.01
18	0.015	0.02	0.15
19	0.014	0.04	0.01
20	0.012	0.02	0.06
21	0.010	0.00	0.02

Para cada dirección de análisis solo se consideraran los modos de vibración cuya suma de masas participativas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero además deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes. Las tablas 4.2 y 4.3 muestran los modos considerados en cada dirección.

Tabla 4.2 Modos de vibración predominantes en la dirección XX

Modo	Periodo	Masa Participativa Dirección X (%)
2	0.505	38.20
3	0.369	26.64
1	0.682	10.21
6	0.081	10.13
5	0.122	6.76
Suma		91.95

Tabla 4.3 Modos de vibración predominantes en la dirección YY

Modo	Periodo	Masa Participativa Dirección Y (%)
1	0.682	48.41
2	0.505	25.98
4	0.176	9.23
5	0.122	4.71
3	0.369	3.42
Suma		91.76

4.4 Análisis por Superposición Espectral

Se realizó un análisis por superposición espectral, donde las solicitaciones sísmicas son representadas por un espectro inelástico de pseudoaceleraciones presentado en la NTE E030.

El objetivo de realizar este tipo de análisis es obtener la respuesta máxima esperada tanto para fuerzas internas en cada uno de los elementos estructurales del edificio, como para valores globales de la estructuras, ya sean estos fuerzas o desplazamientos. Estos valores se estiman mediante combinaciones, la utilizada en este caso es la combinación cuadrática completa (CQC)

4.4.1 Espectro de Diseño: Es el que define la NTE E030 mediante la siguiente ecuación:

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

Donde los parámetros utilizados son los siguientes:

- Factor de zona: $Z = 0.40$ (Zona sísmica 3)
- Factor de Uso: $U = 1.00$ (Categoría C, edificación común)
- Coeficiente de Amplificación Sísmica: C , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración en el suelo y depende del periodo fundamental de la estructura en cada dirección.
- Factor de suelo: $S = 1.00$ (Suelo tipo S1)
- Coeficiente de Reducción de Solicitaciones Sísmicas: $R = 4.50$ (Sistema estructural basado en muros de concreto armado, estructura irregular) Este coeficiente representa que ante un sismo severo la estructura puede incursionar en el rango inelástico. Para estructuras irregulares, los valores de R deberán ser tomados como 0.75 de los valores iniciales.
- Aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

La figura 4.1 muestra el espectro utilizado en el análisis sísmico

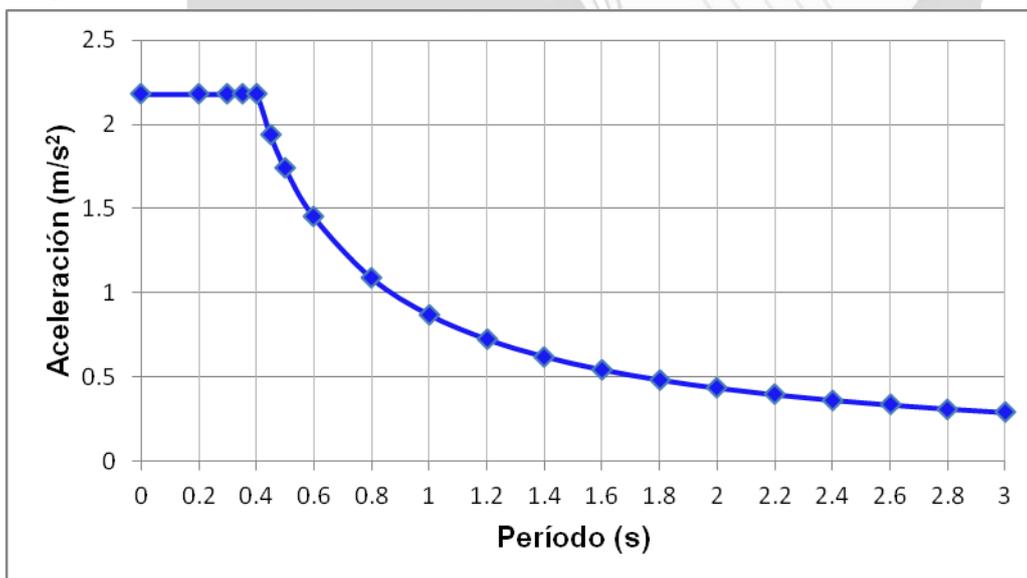


Figura 4.1 Espectro de pseudoaceleraciones

4.4.2 Desplazamientos, derivas, junta sísmica y regularidad

Los desplazamientos obtenidos para el modelo realizado corresponden a un análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Para considerar que la estructura es sometida a un sismo severo con incursiones en el rango inelástico, los valores de desplazamiento serán multiplicados por 0.75R.

La tabla 4.4 muestra los valores de desplazamientos de entrepiso elásticos, inelásticos y la deriva en cada piso del edificio, para cada dirección.

Tabla 4.4 Desplazamientos elásticos e inelásticos de cada entrepiso

	Desplazamiento de entrepiso elástico (cm)		Desplazamiento de entrepiso inelástico (cm)		Deriva (‰)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 1	0.15	0.34	0.51	1.15	1.404	3.193
Piso 2	0.19	0.43	0.65	1.45	2.444	5.481
Piso 3	0.22	0.47	0.74	1.57	2.801	5.933
Piso 4	0.23	0.46	0.77	1.56	2.919	5.876
Piso 5	0.22	0.42	0.76	1.43	2.852	5.410
Piso 6	0.21	0.37	0.71	1.26	2.673	4.759
Piso 7	0.19	0.32	0.64	1.07	2.460	4.097

La NTE E030 establece un límite en la deriva de 0.007 para estructuras de concreto armado. Para la estructura analizada se obtuvieron derivas de 0.0029 y 0.0059 para la dirección X e Y respectivamente, ambos valores menores a lo establecido en la norma, por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.

La norma establece que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas durante un movimiento sísmico.

Los parámetros a tener en cuenta para el cálculo de la junta sísmica del edificio son los siguientes:

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

□ $s > 3 \text{ cm}$

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

Para el cálculo de la junta sísmica se consideran los desplazamientos inelásticos para cada dirección los cuales se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Desplazamientos elásticos e inelásticos de cada nivel

	Desplazamiento de nivel elástico (cm)		Desplazamiento de nivel inelástico (cm)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 1	0.15	0.34	0.51	1.15
Piso 2	0.34	0.77	1.15	2.60
Piso 3	0.56	1.24	1.90	4.17
Piso 4	0.79	1.70	2.67	5.73
Piso 5	1.01	2.12	3.42	7.16
Piso 6	1.22	2.50	4.13	8.43
Piso 7	1.41	2.65	4.77	8.94

El desplazamiento máximo en la azotea en la dirección X es de 4.77, con lo que se obtuvo $s = 2/3 (4.77) = 3.18 \text{ cm}$

El desplazamiento máximo en la azotea en la dirección Y es de 9.49, con lo que se obtuvo $s = 2/3 (9.49) = 6.33 \text{ cm}$

Además la altura del edificio es de $h = 1945 \text{ cm}$, por lo que se obtiene un valor de $s = 4.40 \text{ cm}$. Por lo tanto, se decide colocar junta de 6.00 cm para cada dirección.

La NTE E030 en el acápite de configuración estructural establece que una estructura presenta irregularidad torsional cuando el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible, además en cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

La tabla 4.6 muestra los valores del índice de giro en cada nivel.

Tabla 4.6 Control del giro en planta

	Deriva CM (‰)		Índice de Giro Deriva Max./Deriva CM	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Piso 1	0.619	1.069	2.27	2.99
Piso 2	1.783	2.929	1.37	1.87
Piso 3	2.038	3.311	1.37	1.79
Piso 4	2.165	3.184	1.35	1.85
Piso 5	2.165	2.929	1.32	1.85
Piso 6	2.165	2.675	1.23	1.78
Piso 7	2.038	2.292	1.21	1.79

4.4.3 Cortante de Diseño y Estabilidad

Para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

A continuación se verificó si el coeficiente de reducción sísmica asumido fue el correcto, para esto debemos analizar qué porcentaje de fuerza cortante actúa sobre las columnas y placas. La tabla 4.7 muestra la distribución de fuerzas cortantes en placas y columnas.

Tabla 4.7 Distribución de fuerzas cortantes en placas y columnas

	Cortante Basal	
	Dirección X	Dirección Y
Cortante en Columnas (ton)	10.84	4.71
Cortante en Placas (ton)	171.29	189.84
Cortante Total (ton)	182.13	194.55
% Placas	94.05	97.58

El porcentaje de fuerza cortante que toman las placas en ambas direcciones es mayor al 80% de la cortante basal, por lo que se verifica que el sistema estructural (muros estructurales) asumidos es correcto. Además por ser un edificio irregular, el valor de R es reducido por 0.75, finalmente el coeficiente de reducción sísmica utilizado fue de $R = 4.50$ en ambas direcciones.

Para el caso del análisis estático, el cortante basal en cada dirección se estima de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{estático} = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Con los periodos de los modos predominantes en cada dirección se obtiene el coeficiente de amplificación sísmica. El procedimiento utilizado fue calcular el coeficiente para cada uno de los modos y luego ponderar estos valores utilizando el porcentaje de masa participativa de cada modo, los resultados obtenidos son:

$$C_{xx} = 2.17$$

$$C_{yy} = 1.81$$

El peso de la edificación (P) se obtiene usando el 100% de la carga permanente y el 25% de la carga viva.

La tabla 4.8 muestra las fuerzas cortantes basales del edificio para cada dirección del análisis estático.

Tabla 4.8 Fuerzas cortantes basales del caso estático

	C	V _{estática} (ton)
Dirección X	2.17	297
Dirección Y	1.81	248

En el acápite Cimentaciones de la NTE E030 especifica que toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad deberá ser mayor o igual a 1.50.

La figura 4.2 muestra el esquema de las fuerzas actuantes y resistentes.

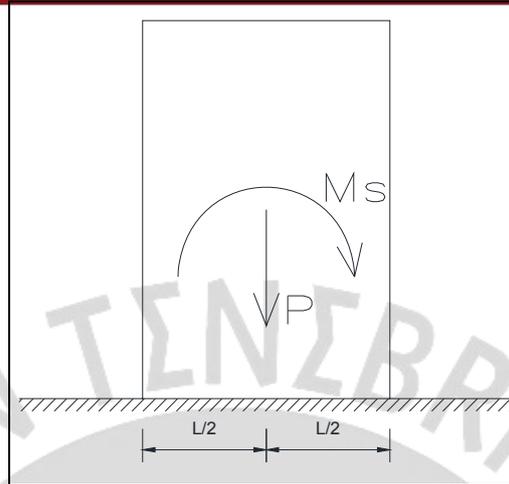


Figura 4.2 Esquema de fuerzas actuantes y resistentes

Factor de seguridad = Momento estabilizante / Momento Volcante

Dirección X: $FS_{xx} = (1541 \text{ ton} \times 11.80 \text{ m}) / 2180 \text{ ton.m} = 8.34$

Dirección Y: $FS_{yy} = (1541 \text{ ton} \times 5.40 \text{ m}) / 1840 \text{ ton.m} = 4.52$

Los factores de seguridad son mayores que 1.5, se comprueba estabilidad del edificio.

4.5 Fuerzas Internas

4.5.1 Factor de escala

Luego de realizado el análisis dinámico se obtuvo que la fuerza cortante basal era menor que el 90% de la cortante basal del caso del análisis estático, por lo que fue necesario escalar todos los resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos.

En la tabla 4.9 se puede apreciar el factor de escala obtenido para cada dirección.

Tabla 4.9 Factor de escala para cada dirección

	$V_{\text{estática}}$	$V_{\text{dinámica}}$	$90\% V_{\text{estática}}$	f
SISMO XX	297.23	164.22	267.51	1.63
SISMO YY	247.63	141.51	222.87	1.57

CAPITULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

5.1. Teoría del diseño en concreto armado

5.1.1. Introducción

El diseño en concreto armado se desarrolló utilizando el concepto del Método a la Rotura o también llamado Diseño por Resistencia. A través de este método se hace que la resistencia de diseño sea mayor o igual que la resistencia última requerida.

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Se entiende por resistencia de diseño (ΦR_n) como aquella resistencia nominal del elemento afectada por los factores de reducción de resistencia. La resistencia requerida (R_u) sería aquella que resulta de la combinación de las cargas amplificadas.

Los factores de amplificación y las combinaciones de carga para obtener las cargas últimas son:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

5.1.2. Diseño por flexión

Todo elemento estructural sometido a flexión, tienen una zona en su sección transversal que se encuentra bajo esfuerzos de compresión y otra que se encuentra bajo esfuerzos de tracción. La zona en compresión es tomada por el concreto que se supone con una distribución uniforme llamada “bloque equivalente de compresiones” y la zona en tracción es tomada por el acero de refuerzo. En la figura 5.1 se muestra la representación gráfica del “bloque de compresiones”.

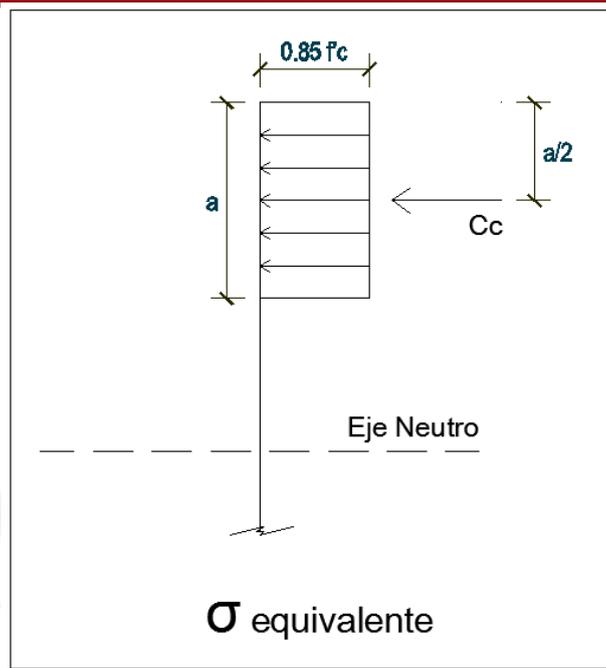


Figura 5.1 Bloque equivalente de compresiones

Considerando una sección rectangular de ancho “b”, del equilibrio estático se deducen las fórmulas de la altura del bloque de compresiones (a) y del acero requerido por flexión (A_s).

Compresión en el concreto = Tracción en el acero

$$C_c = T$$

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

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

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)}$$

El factor de reducción (ϕ) considerado por flexión es 0.90.

5.1.3. Diseño por cortante

La resistencia al corte de una sección transversal (V_n) está dada por el aporte del concreto (V_c) y de los estribos (V_s).

$$V_n = V_c + V_s$$

El valor de V_c se calcula como:

$$V_c = 0.53 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d$$

Donde “ b_w ” y “ d ” son el ancho y el peralte de la sección respectivamente.

El valor de V_s se calcula a una distancia “ d ” de la cara y está dada por la siguiente expresión:

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

Donde A_v es el área de acero del estribo que resiste el corte y s es la separación entre estribos.

El factor de reducción (Φ) considerado por cortante es 0.85.

5.1.4. Diseño por flexocompresión

Para una determinada sección transversal de concreto y una distribución de refuerzo conocida se pueden obtener infinitas combinaciones de M_n y P_n que generan la falla de la sección. Al graficar dichas combinaciones se obtiene lo que se conoce como “diagrama de interacción”.

Para el diseño se debe construir el diagrama de interacción de la sección afectado por el factor de reducción Φ , además la resistencia por carga axial se debe limitar a un valor de $0.8 \Phi P_o$.

El factor de reducción (Φ) considerado para flexocompresión es 0.70.

El procedimiento de diseño consiste en definir una sección de concreto con una determinada cuantía de acero y graficar su diagrama de interacción. Luego se verifica que las puntos (M_u, P_u) obtenidos de las combinaciones de carga, estén contenidos sobre o dentro del diagrama, en caso de no ser así, se procede a aumentar la cuantía de acero en la sección hasta que los puntos entren en el diagrama.

En la figura 5.2 se muestra el diagrama de interacción de diseño representado por las combinaciones de ΦM_n y ΦP_n .

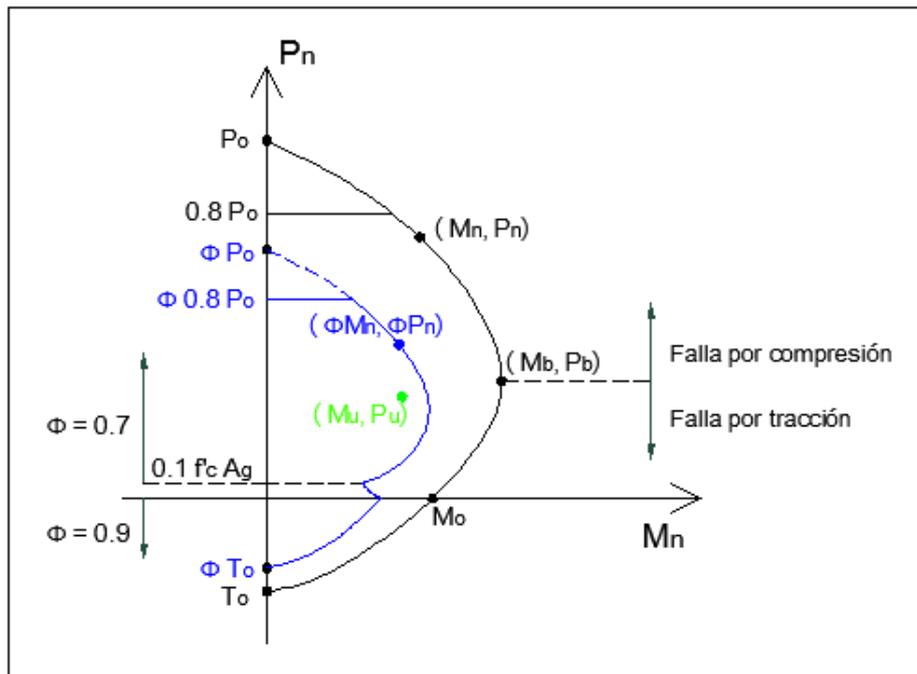


Figura 5.2 Diagrama de interacción de diseño

5.2. Diseño de losas y vigas

5.2.1. Consideraciones para el diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas utilizadas fueron viguetas prefabricadas FIRTH. En ellas, el momento positivo es tomado por uno de los tipos de viguetas prefabricadas especificadas en el manual de FIRTH. Para los momentos negativos se diseña la vigueta como una sección rectangular.

El corte es tomado absolutamente por el concreto (no hay aporte de estribos). Para losas aligeradas la resistencia al corte puede amplificarse en un 10% y en caso se tenga un V_u mayor se puede hacer uso de ensanches alternados o corridos.

Ejemplo de diseño de losa aligerada:

Como ejemplo se muestra el diseño del aligerado ubicado en el piso típico entre los ejes B y C. En la figura 5.3 se muestra el diagrama de momentos flectores y en la figura 5.4 el diagrama de fuerzas cortantes.

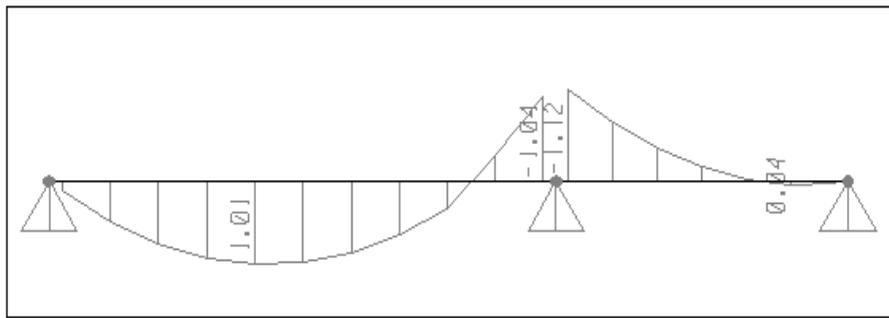


Figura 5.3 Diagrama de momentos flectores (ton.m)

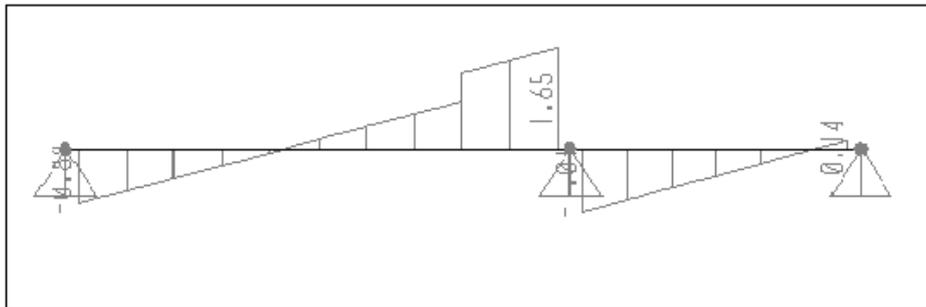


Figura 5.4 Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

Se va a diseñar el primer tramo, ubicado entre los ejes 2 y 3.

El aligerado es de 20 cm de peralte con viguetas espaciadas cada 50 cm.

Para un momento negativo $M_u^- = 1.12 \text{ ton.m}$ se necesita un $A_s = 2.03 \text{ cm}^2$. Se colocan bastones de $1\Phi 1/2" + 1\Phi 3/8"$.

Para un momento positivo $M_u^+ = 1.01 \text{ ton.m}$ se necesita de una vigueta V102 la cual tiene un momento resistente de $\Phi M_n = 1.28 \text{ ton.m}$

El corte calculado a "d" de la cara que corresponde a 0.32m del eje de la viga es $V_u = 1.57 \text{ ton}$, el cual es mayor al resistente $\Phi V_c = 1.50 \text{ ton}$, por lo que se hace uso de ensanches alternados. Recién a 0.30m de la cara de la viga se tiene un $V_u = 1.50 \text{ ton}$, pero teniendo en cuenta que el largo del ladrillo a usar en el aligerado es de 25cm usaremos un ensanche de 50cm teniendo que retirar así dos ladrillos.

El diseño final del aligerado se muestra en la figura 5.5.

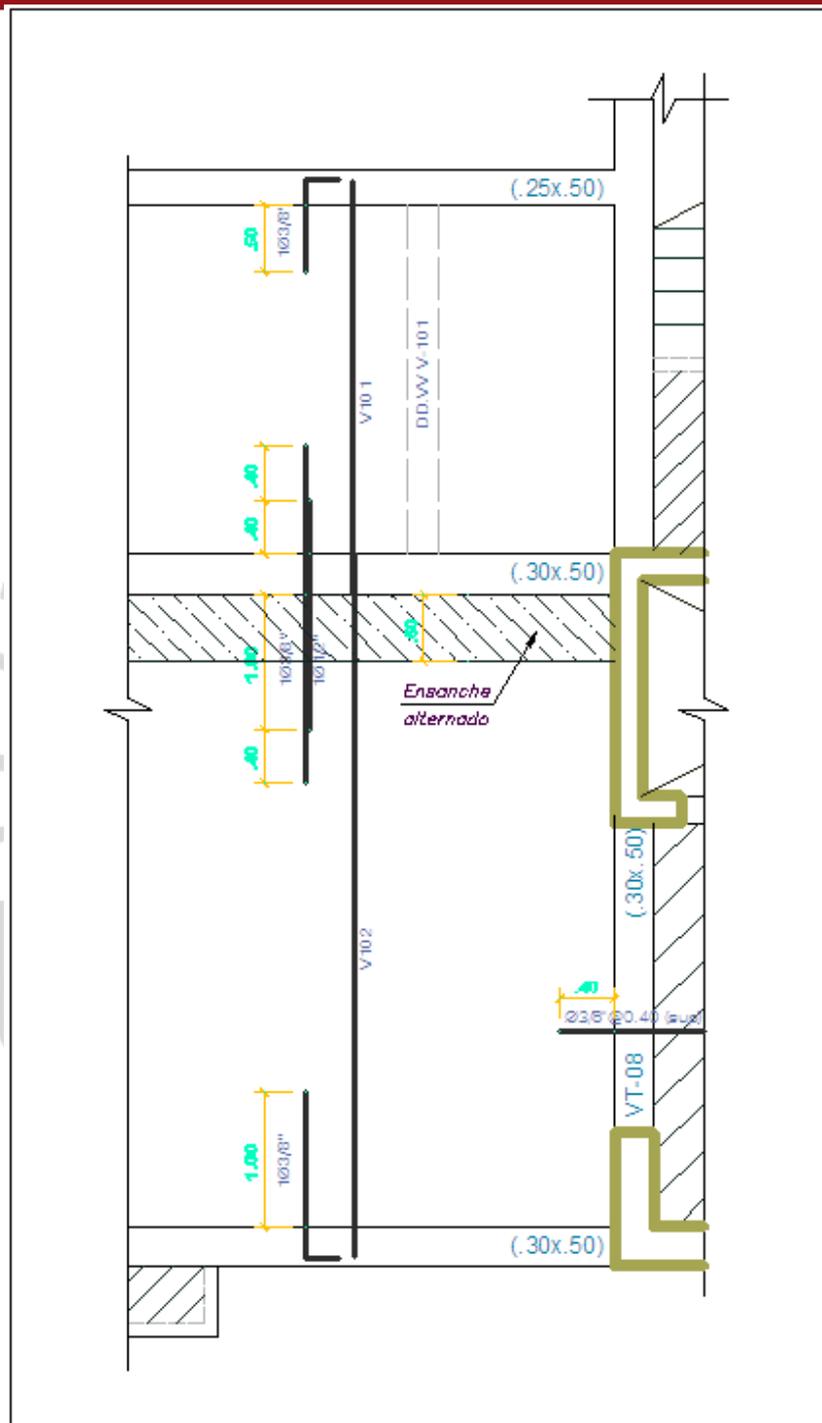


Figura 5.5 Diseño final de losa aligerada

5.2.2. Consideraciones para el diseño de losas macizas

El acero mínimo a considerar en las losas macizas corresponde a una cuantía de 0.0018, asimismo la separación de las varillas de acero no deberán exceder el valor de tres veces el espesor de la losa ni de 45cm.

La resistencia al corte, al igual que las losas aligeradas, es tomada sólo por el concreto ya que las losas macizas no llevan estribos.

Ejemplo de diseño de losa maciza:

Como ejemplo en las figuras 5.6 y 5.7 se muestran los diagramas de momento en ambas direcciones de la losa maciza del piso típico ubicada entre los ejes D y E y los ejes 3 y 4.

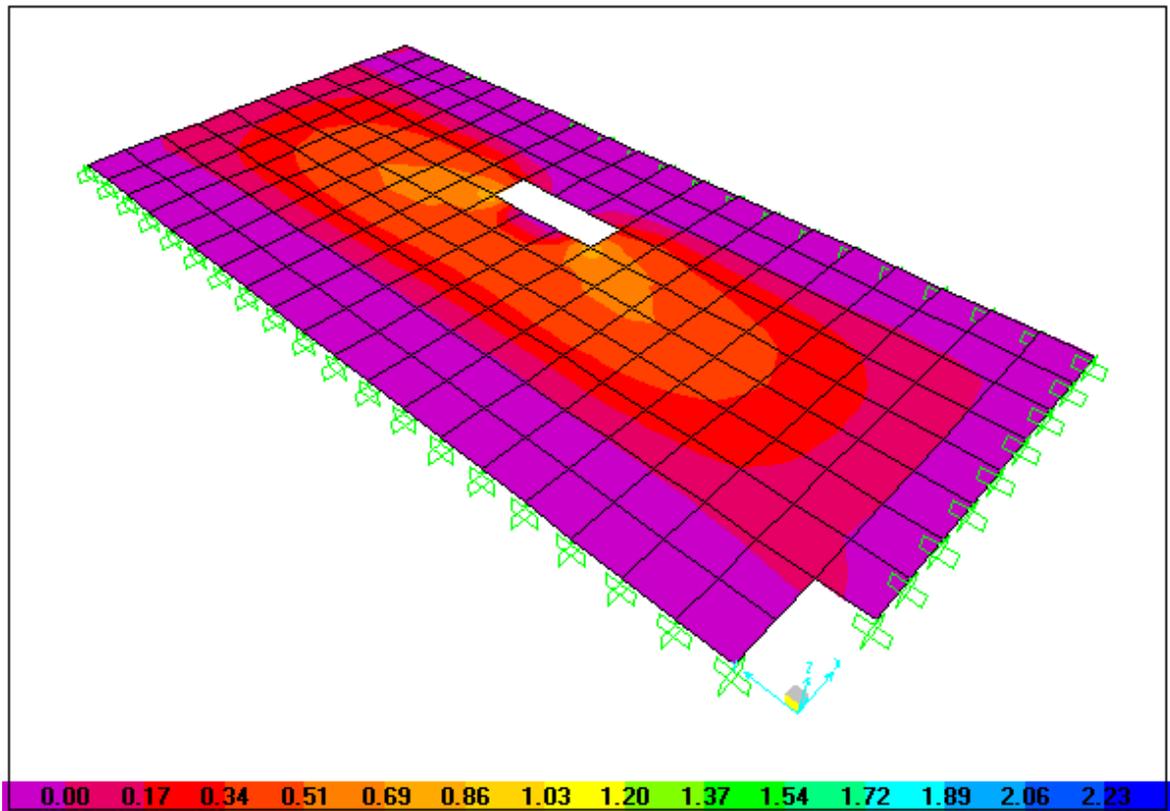


Figura 5.6 Diagrama de momentos en la dirección corta de la losa maciza (ton.m)

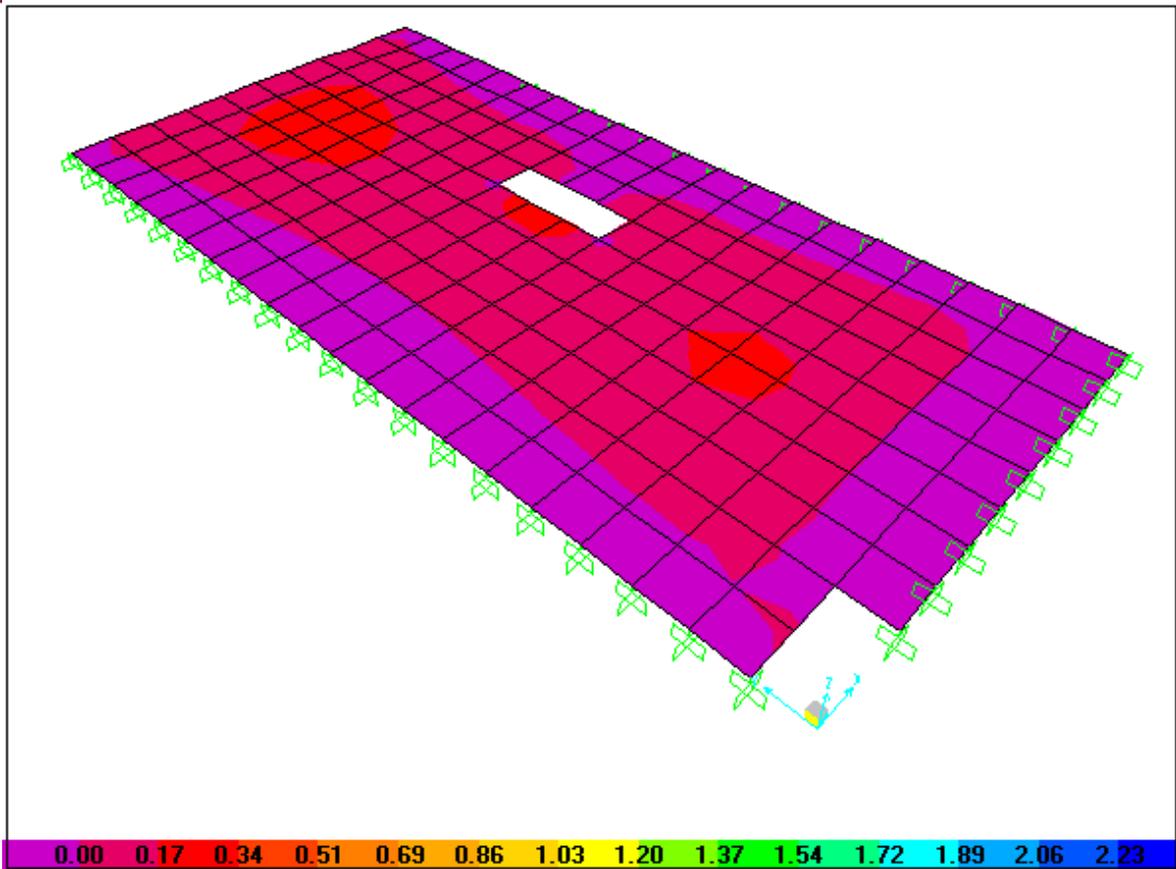


Figura 5.7 Diagrama de momentos en la dirección larga de la losa maciza (ton.m)

El diseño por flexión y corte se realiza por un metro de ancho. En la tabla 5.1 se muestra el cálculo del diseño de la losa maciza

Tabla 5.1 Cálculo del diseño de losa maciza

	M ⁻ (dirección corta)	M ⁺ (dirección corta)	M ⁻ (dirección larga)	M ⁺ (dirección larga)
M _u (ton.m)	-1	+0.70	-0.65	+0.25
A _s (cm ²)	1.57	1.10	1.02	0.39
Refuerzo colocado	Φ3/8"@.40	Malla corrida de Φ3/8"@.20	(1Φ3/8"+1Φ1/2")@.50	Malla corrida de Φ3/8"@.20
A _s colocado (cm ²)	1.78	3.55	4	3.5

Los momentos positivos en ambas direcciones fueron tomados por la malla corrida inferior que cumple con la cuantía mínima requerida. El momento negativo en la dirección larga, requería un área de acero de 1.02 cm² pero se colocó mucho más debido a que el diseño del aligerado que se empotra en la losa maciza así lo requería.

En la figura 5.8 se muestra el diseño final de la losa maciza.

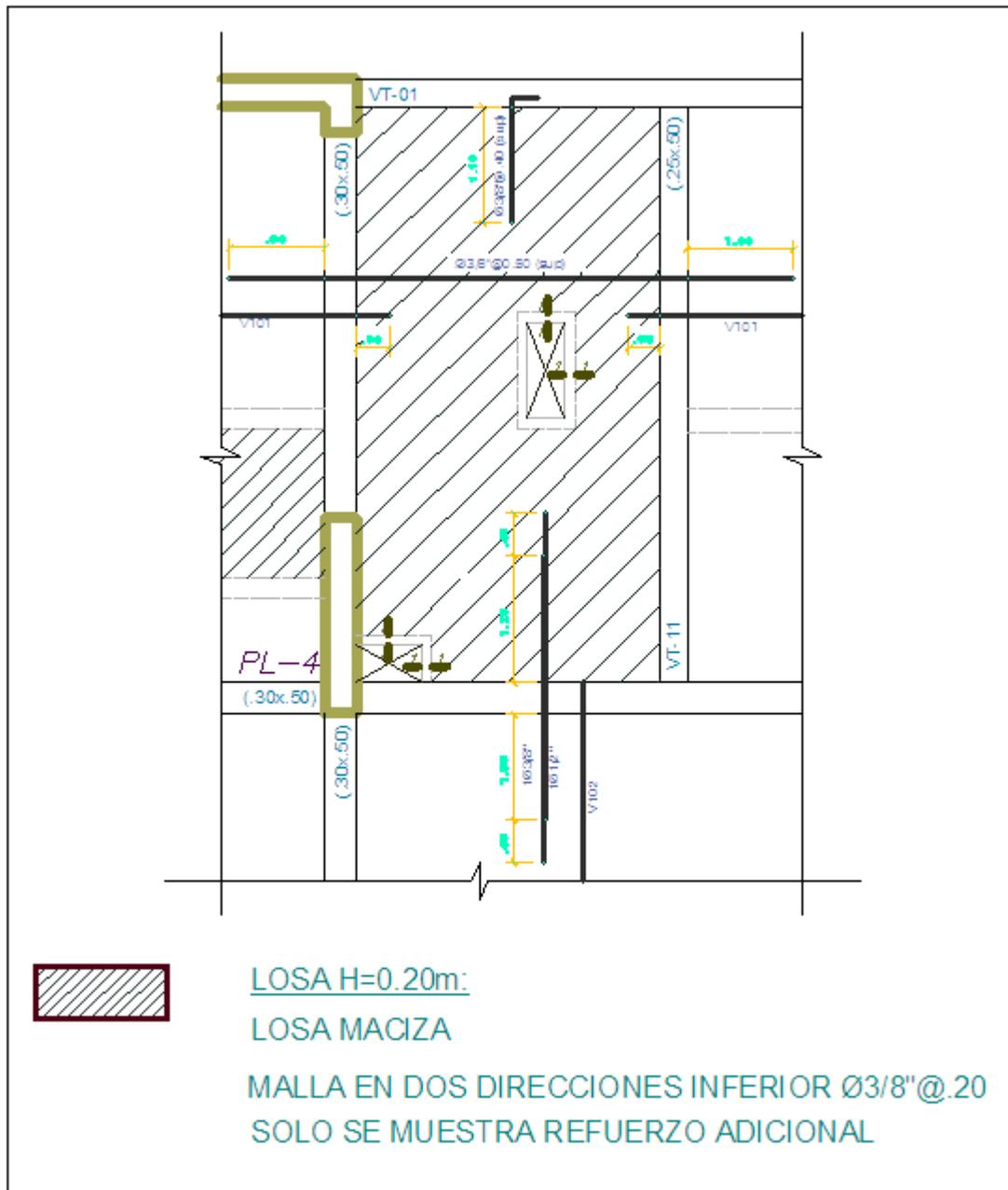


Figura 5.8 Diseño final de losa maciza

5.2.3. Consideraciones para el diseño de vigas

El acero mínimo por flexión que se considera para secciones rectangulares es:

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

Disposiciones Especiales de la Norma E060 para vigas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I:

- En los extremos de las vigas, el momento nominal positivo debe ser por lo menos igual a la tercera parte del momento nominal negativo en ese extremo.
- El momento nominal negativo y positivo en cualquier sección de la viga debe ser mayor a la cuarta parte del momento máximo nominal que se pueda llegar a tener en cualquier sección de la viga.
- El ancho mínimo de las vigas será de 25 cm.
- La relación ancho/peralte de las vigas no será menor a 0.3.
- No deben hacerse empalmes traslapados dentro de una zona igual a dos veces el peralte de la viga, medida desde la cara del nudo.
- En cada extremo de la viga se deben disponer estribos cerrados de confinamiento. Estos estribos deben estar en una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, medida desde la cara del nudo, estando el primer estribo a una distancia no mayor a 10 cm. El espaciamiento de los estribos de confinamiento debe ser menor o igual a:
 - o $d/4$, sin ser necesario que el espaciamiento sea menor a 15 cm.
 - o 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal de menor diámetro.
 - o 24 veces el diámetro del refuerzo usado como estribo.
 - o 30 cm.
- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento de los estribos debe ser menor o igual a $d/2$.
- Diseño por capacidad: La finalidad del diseño por capacidad es darle a la sección una resistencia al corte mayor que la

resistencia a la flexión, previniendo así que la viga sufra una falla frágil antes que una dúctil.

La fuerza cortante última por capacidad es igual a la suma del cortante isostático más el cortante hiperestático producido por la suma de momentos nominales dividido entre la longitud libre de la viga (figura 5.9)

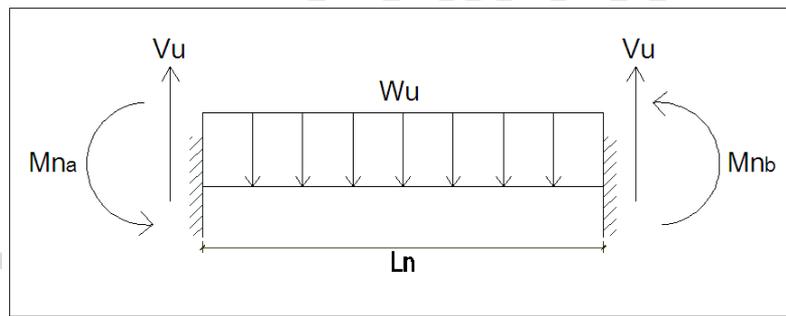


Figura 5.9 Diseño por capacidad en vigas

$$V_u = \frac{Mn_a + Mn_b}{L} + V_{u \text{ isostático}}$$

$$V_u = \frac{Mn_a + Mn_b}{L} + Wu \cdot Ln$$

Ejemplo de diseño por capacidad de viga peraltada:

Como ejemplo se muestra el diseño de la viga VT-06 del piso típico de 25 cm de ancho y 50 cm de altura. En las figura 5.10 se muestra la envolvente del diagrama de momentos y en la figura 5.11 del diagrama de fuerzas cortantes.

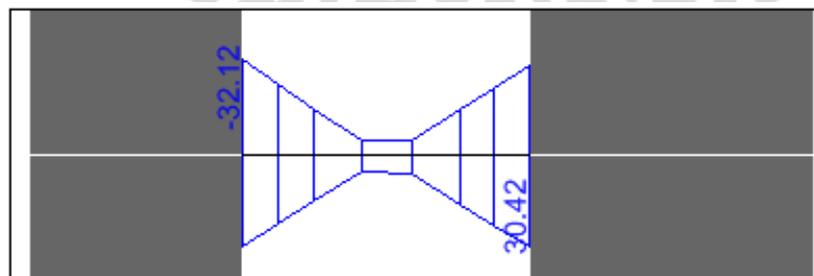


Figura 5.10 Diagrama de envolvente de momento flector (ton.m)

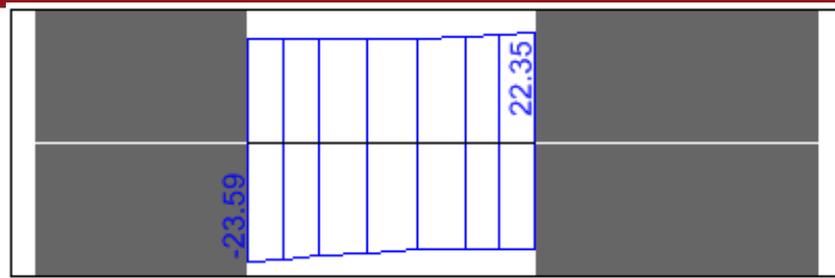


Figura 5.11 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (ton.m)

En la tabla 5.2 se muestra el cálculo del diseño por flexión y en la tabla 5.3 el cálculo del diseño por corte.

Tabla 5.2 Cálculo del diseño por flexión

	M ⁻	M ⁺
Mu (ton)	-32.12	+30.42
As (cm ²)	23.40	22.22
Refuerzo colocado	4Φ1"+1Φ3/4"	4Φ1"+1Φ3/4"
As colocado (cm ²)	23.24	23.24

Tabla 5.3 Cálculo del diseño por corte

	M ⁻
Vu (ton)	23.59
Refuerzo colocado	Φ3/8"
As colocado (cm ²)	1.42
"s" calculado (cm)	13
d/4 (cm)	10.5
"s" colocado (cm)	10

Conociendo el área de acero colocada por flexión (4Φ1" + 1Φ3/4" superior e inferior) se calculó el momento nominal $M_n = 34.46$ ton.m. Luego se halla el valor de V_u por requerimientos de capacidad.

$$V_u = \frac{34.46 + 34.46}{2.7} + \frac{1.8 \times 2.7}{2}$$

$$V_u = 27.9 \text{ ton}$$

En la tabla 5.4 se muestra el cálculo del diseño por corte para el V_u de capacidad.

Tabla 5.4 Cálculo del diseño por corte de capacidad

	M ^r
Vu (ton)	27.9
Refuerzo colocado	Φ3/8"
As colocado (cm ²)	1.42
"s" calculado (cm)	10

Se verifica que colocando estribos de 3/8" espaciados a 10 cm. se está cumpliendo con los requisitos de capacidad.

En la figura 5.12 se muestra el diseño final de la viga VT-06.

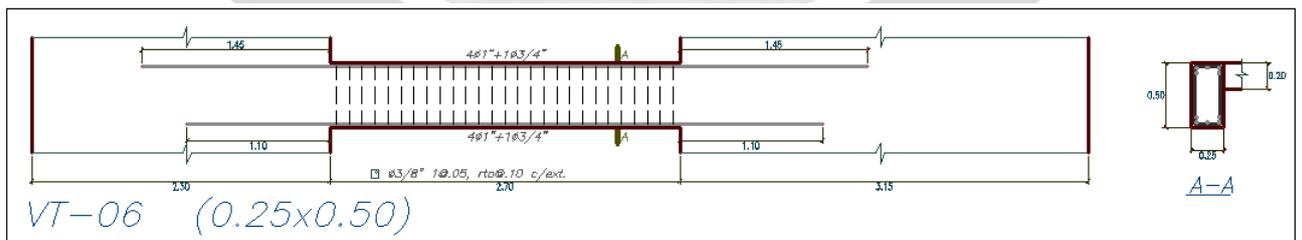


Figura 5.12 Diseño final de viga VT-06

5.3 Diseño Elementos Verticales

5.3.1 Consideraciones para el diseño de columnas

Disposiciones Especiales de la Norma E060 para columnas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I

- La resistencia especificada a la compresión del concreto, f'_c , no debe ser menor que 210 kg/cm^2 .
- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%, cuando se exceda el 4% de cuantía los planos deben incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga – columna.
- Debe proporcionarse una distribución de estribos cerrados en una longitud de confinamiento L_o que no debe ser menor que el mayor entre:
 - o Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - o La mayor dimensión de la sección transversal.
 - o 50 cm.

En la zona de confinamiento se colocan estribos una distancia S_o que no debe exceder el menor de:

- o Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- o La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- o 10 cm.

Fuera de la zona de confinamiento se colocan estribos una distancia S que no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni 30 cm.

Ejemplo de diseño de columna:

Como ejemplo se dispone a diseñar la columna C2 (0.30x1.00), la tabla 5.5 muestra las combinaciones de diseño que serán utilizadas para verificar que estos valores estén dentro del diagrama de interacción.

Tabla 5.5 Combinaciones de diseño para la columna C2 en el primer nivel

	Pu (ton)	Mu3-3 (ton.m)	Mu2-2 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	285.41	-4.31	-0.95
1.25(CM+CV)+CSX	223.46	9.68	2.31
1.25(CM+CV)-CSX	266.92	-16.79	-3.96
0.90CM+CSX	122.40	11.65	2.63
0.90CM-CSX	165.85	-14.82	-3.64
1.25(CM+CV)+CSY	224.73	8.50	2.20
1.25(CM+CV)-CSY	265.64	-15.61	-3.84
0.90CM+CSY	123.67	10.47	2.52
0.90CM-CSY	164.58	-13.64	-3.52

La figura 5.13 muestra la distribución de acero colocado, con el cual se obtuvo el diagrama de interacción que se muestra en la figura 5.14

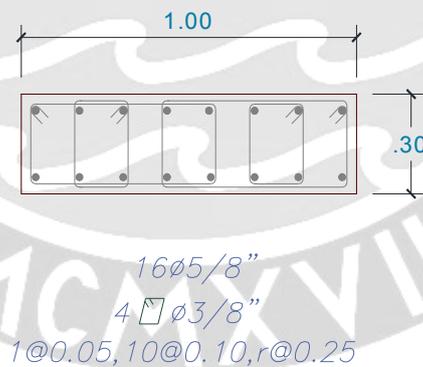


Figura 5.13 Distribución de refuerzo en columna C2

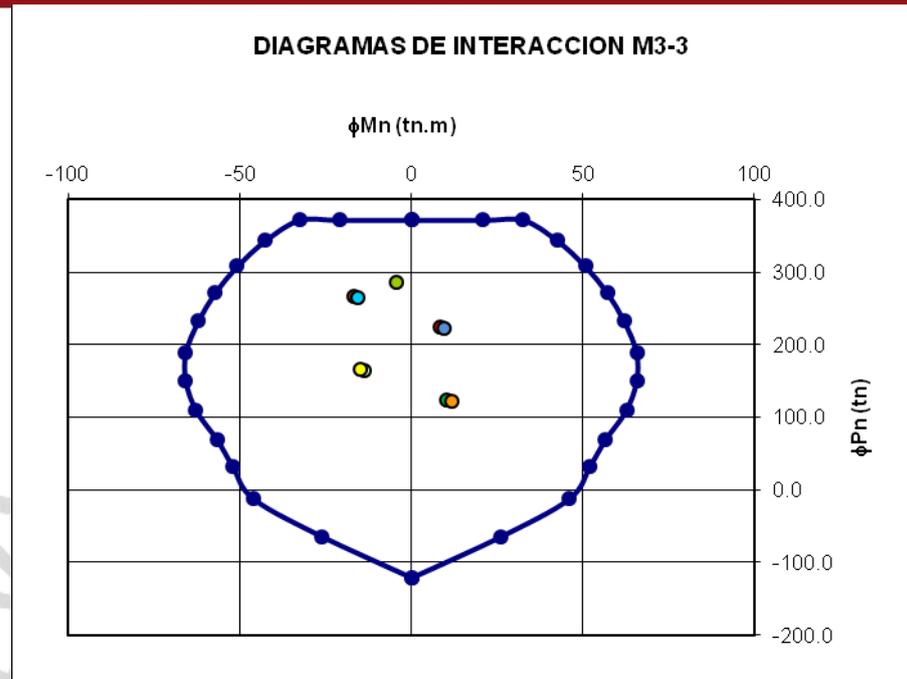


Figura 5.14 Diagrama de Interacción de la columna C2 en el primer piso

5.3.2 Consideraciones para el diseño de muros de corte

Disposiciones Especiales de la Norma E060 para muros estructurales de concreto reforzado:

- El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre los elemento que le proporcionen apoyo lateral ni menor que 15 cm.
- Cuando el muro de corte se convierte en un muro exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo en los sótanos será de 20 cm.
- Las cuantías mínimas para el refuerzo horizontal y vertical en los muros de corte son las siguientes:

$$\text{Si } V_u < 0.265 \sqrt{f'_c A_{cw}} \quad \rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

$$\text{Si } V_u > 0.265 \sqrt{f'_c A_{cw}} \quad \rho_h \geq 0.0025 \quad \rho_v \geq 0.0025$$

- La resistencia al corte del concreto en los muros se estima con la siguiente expresión:

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

El valor de α_c es 0.80 para $h_m/l_m < 1.50$, 0.53 para $h_m/l_m > 2.00$ y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para h_m/l_m entre 1.50 y 2.00.

- El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.
- Se debe garantizar que se produzca primero una falla por flexión antes que una falle por corte, para esto la cortante de diseño V_u debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq V_{uG} \left(\frac{M_u}{M_{uG}} \right)$$

Ejemplo de diseño de muro de corte:

Como ejemplo se muestra el diseño de la placa PL-03 en el primer nivel. Similar al caso del diseño de una columna, la tabla 5.6 muestra las combinaciones de diseño, la figura 5.15 muestra el refuerzo colocado en la placa, con el cual se obtuvo los diagramas de interacción para los ejes locales 3 y 2, asignados a los elementos *pie* según el programa ETABS (figuras 5.16 y 5.17).

Tabla 5.6 Combinaciones de diseño para la placa PL-03 en el primer nivel

	Pu (ton)	Mu3-3 (ton.m)	Mu2-2 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	262.82	-72.01	-52.49
1.25(CM+CV)+CSX	96.57	462.76	110.70
1.25(CM+CV)-CSX	359.75	-589.03	-200.92
0.90CM+CSX	10.86	484.34	129.24
0.90CM-CSX	274.04	-567.46	-182.39
1.25(CM+CV)+CSY	82.00	506.33	245.43
1.25(CM+CV)-CSY	374.33	-632.60	-335.65
0.90CM+CSY	-3.72	527.90	263.97
0.90CM-CSY	288.62	-611.03	-317.12

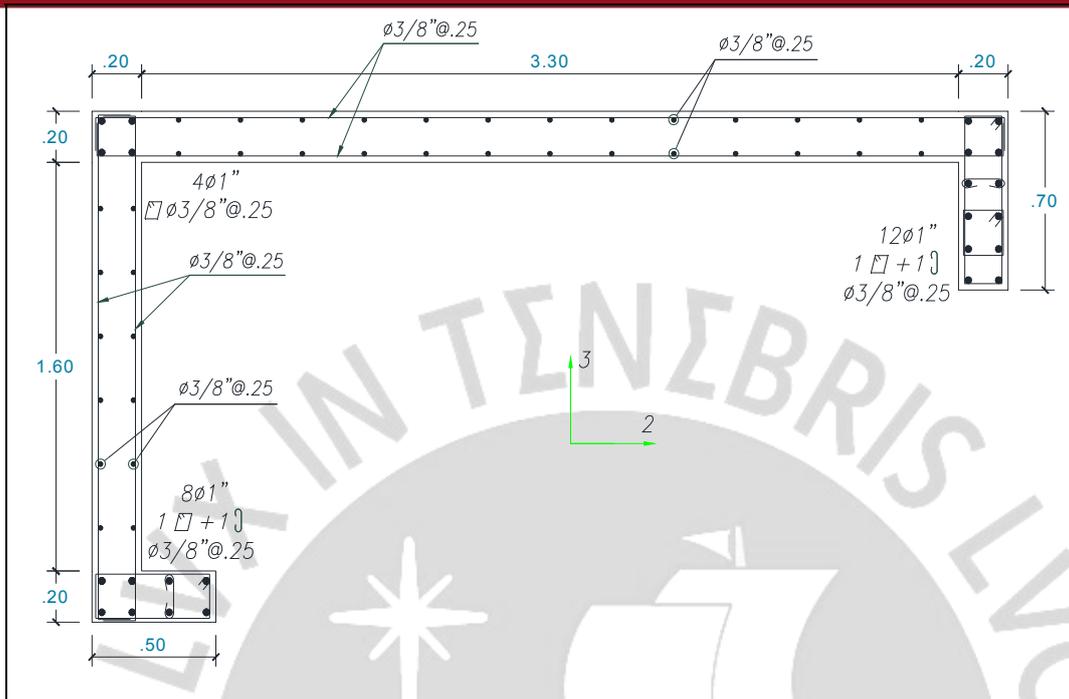


Figura 5.15 Distribución de refuerzo en la placa PL – 03

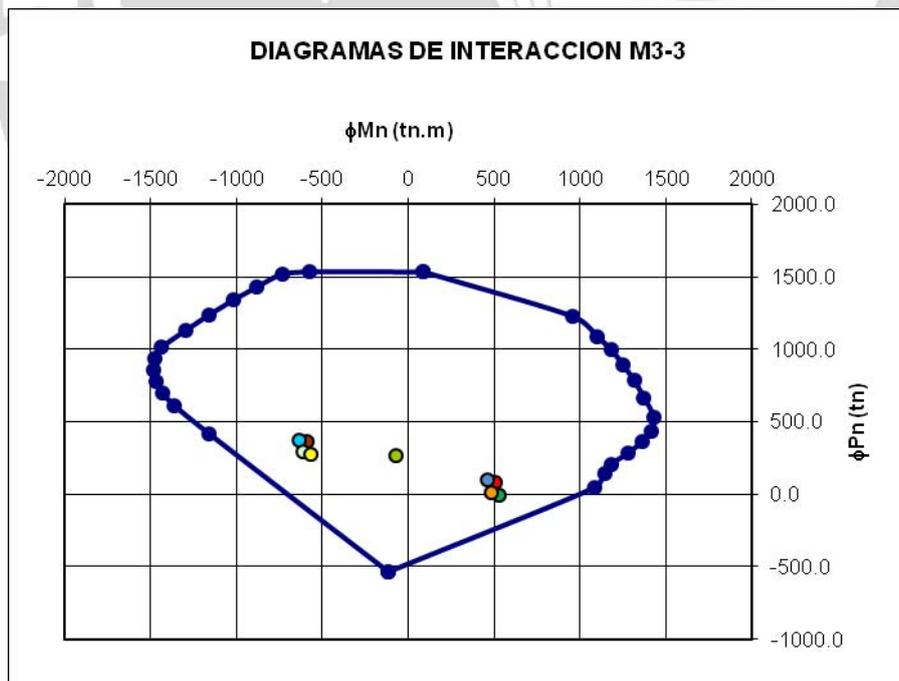


Figura 5.16 Diagrama de Interacción de la placa PL-03 en el eje 3

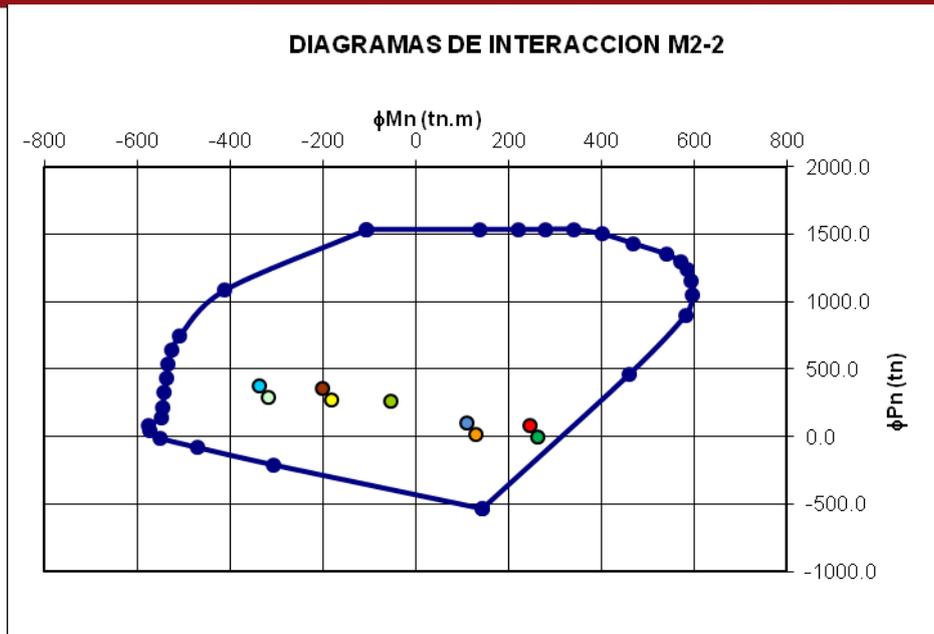


Figura 5.17 Diagrama de Interacción de la placa PL-03 en el eje 2

5.4 Diseño de Cimentación

El diseño consiste en calcular las dimensiones de la zapata para garantizar que no se excedan los esfuerzos admisibles en el suelo, no se presenten asentamientos diferenciales y que la resistencia sea mayor o igual que las solicitaciones últimas.

La distribución de presiones bajo la zapata se puede asumir de forma lineal y el esfuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Para una carga excéntrica mayor a $L/6$, al evaluar la ecuación anterior se obtiene un valor negativo (tracción) para σ a lo largo de uno de los bordes de la zapata. Ya que en el área de contacto entre el suelo y la zapata no puede transmitirse tracción, la ecuación deja de ser válida en este caso, por lo que las presiones de contacto se distribuyen como se muestra en la figura 5.18 y la presión máxima puede determinarse a partir de la siguiente expresión:

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

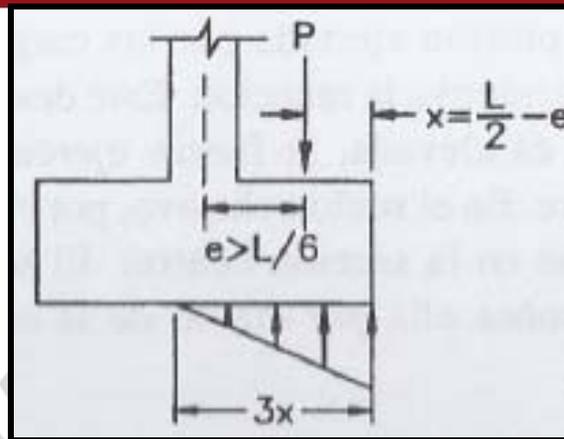


Figura 5.18 Distribución de presiones debido a la excentricidad de carga.

5.4.1 Diseño de Zapata Aislada

Preliminar al diseño se procede a realizar un predimensionamiento de la zapata, para esto se trabaja con cargas axiales en servicio provenientes de la columna adicionando un 5% por el peso propio de la zapata. En nuestro caso tenemos una carga axial de $P_s = 215$ ton, agregando el peso de la zapata tenemos una carga final de $P_s = 226$ ton. Según el estudio de mecánica de suelos la capacidad portante del terreno es de 30 ton/m^2 , por lo que se requiere un área de $A = P_s / \sigma = 7.53 \text{ m}^2$. A la sección de la columna le asignamos volados iguales de 1.10 m, con lo que se obtiene una zapata de 2.50×3.20 , con un área de 8.00 m^2 . Se verifica que el esfuerzo obtenido $\sigma = 226 / 8.00 = 28.25 \text{ ton/m}^2$ es menor al establecido en el estudio de mecánica de suelos.

Con las dimensiones en planta ya obtenidas, ahora debemos calcular el peralte de la zapata de tal forma que sea el concreto que resista las fuerzas cortantes que provienen de las presiones del suelo.

- Corte Simple: La resistencia del concreto a corte simple viene dada por la siguiente expresión:

$$\Phi V_s = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d$$

Donde $d = h - 10$

- Corte Doble o Punzonamiento: Este tipo de corte se genera debido a las cargas concentradas provenientes de las columnas, para verificar el diseño por punzonamiento se asume una zona crítica a

d/2 de la cara de la columna. La resistencia del concreto al punzonamiento viene dada por la expresión:

$$\Phi V_c = 0.85 \times \frac{1.1}{\beta_c} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde: b_o = Perímetro de la zona crítica.

β_c = Relación entre el largo y el ancho de la zapata.

Para nuestro caso se escoge un peralte $h = 60$ cm. por lo tanto, la resistencia del concreto al corte simple es $\Phi V_c = 104$ ton y la resistencia al punzonamiento es $\Phi V_c = 311$ ton, valores mayores a los cortantes últimos de cortante simple y doble, $V_u = 84$ ton y $V_u = 298$ ton respectivamente. Se comprueba que el peralte asumido cumple las condiciones de diseño por corte.

Para el diseño por flexión se asume como acero mínimo lo considerado para losas macizas ($0.0018.b.h$). Para calcular el acero por flexión, se determina el esfuerzo último y luego se toma una franja unitaria para realizar el diseño. El valor de momento último (M_u) se toma a la cara de la columna.

En nuestro caso tenemos $M_u = 26$ ton.m, con este momento se obtiene un área de $A_s = 20.43$ cm², por lo tanto el acero a flexión colocado fue: $\Phi 3/4" @ .20$.

La figura 5.19 muestra las dimensiones en planta de la zapata y la distribución de acero.

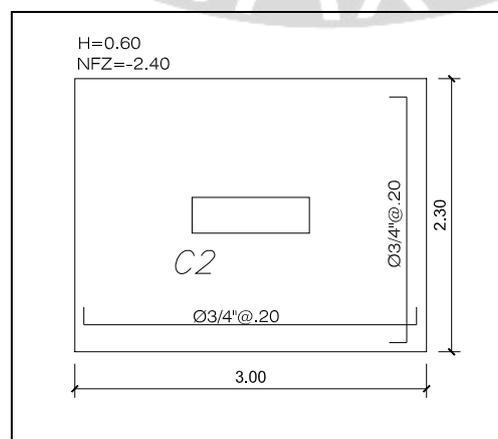


Figura 5.19 Diseño de zapata para la columna C2

5.4.2 Diseño de Zapata Conectada

La cimentación de los muros perimetrales genera por lo general presiones mayores a las admisibles del terreno, esto debido a la excentricidad que presentan. Para absorber los momentos producidos por estas excentricidades, las zapatas son conectadas mediante vigas con suficiente rigidez, de este modo no se obtienen valores de esfuerzos muy elevados en el borde exterior de la zapata excéntrica.

Para el predimensionamiento de la zapata excéntrica se considera que las presiones en el suelo son uniformes, considerando las cargas de gravedad y de sismo sin amplificar se divide entre la capacidad portante del terreno para obtener el ancho de la zapata. En nuestro caso para la zapata de la placa PL – 02, se obtiene un ancho de 80 cm.

Para calcular el acero por flexión se realizó un modelo de elementos finitos de la cimentación, considerando como apoyos las placas y las vigas de cimentación conectadas a las zapatas de las columnas interiores.

La figura 5.20 muestra el modelo que se utilizó para el diseño de la zapata conectada y la figura 5.21 muestra el diagrama de momentos en la dirección Y.

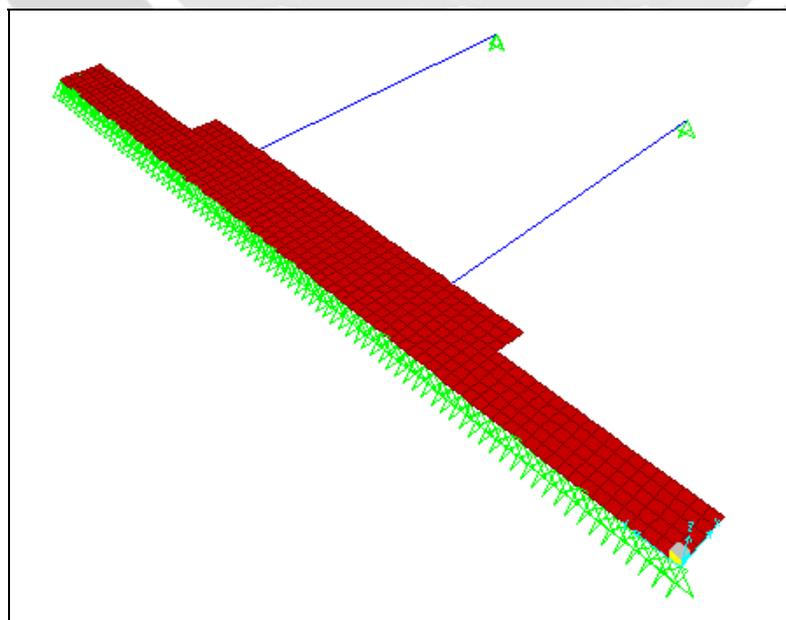


Figura 5.20 Modelo utilizado para el diseño de la zapata conectada

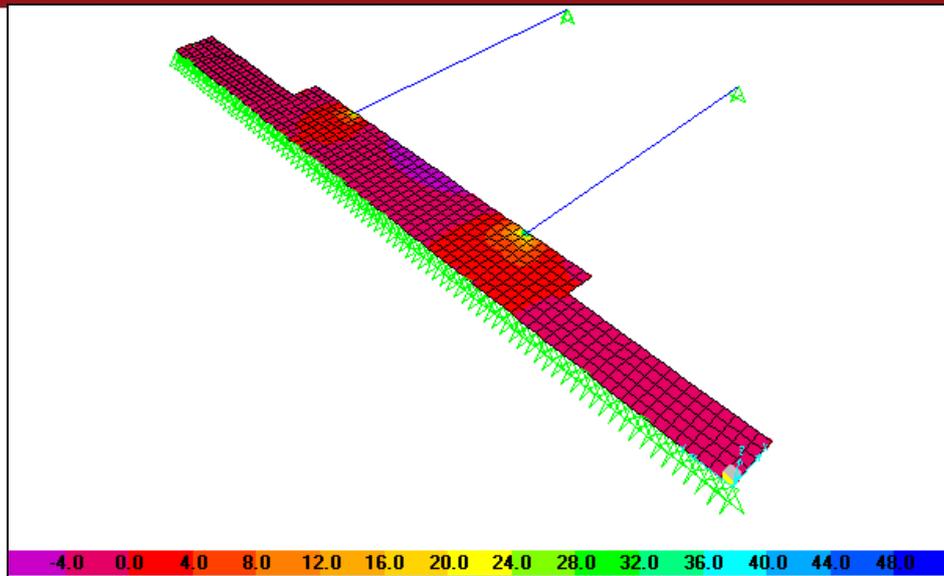


Figura 5.21 Diagramas de momento en la dirección Y

La figura 5.22 muestra la representación del diseño, con las características de la zapata y el acero en flexión colocado.

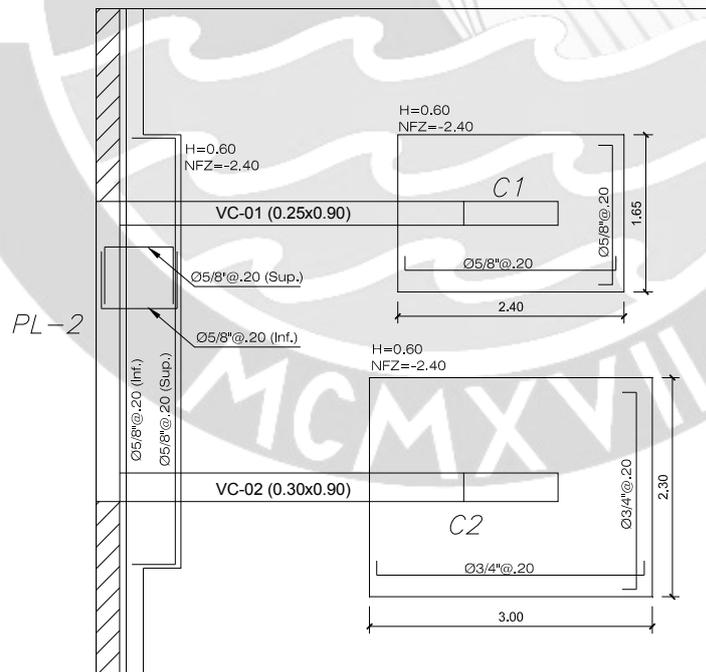


Figura 5.22 Diseño de la zapata excéntrica

A partir del modelo, también obtenemos el momento de diseño para la viga de cimentación. La figura 5.23 muestra el diseño de la viga de cimentación.

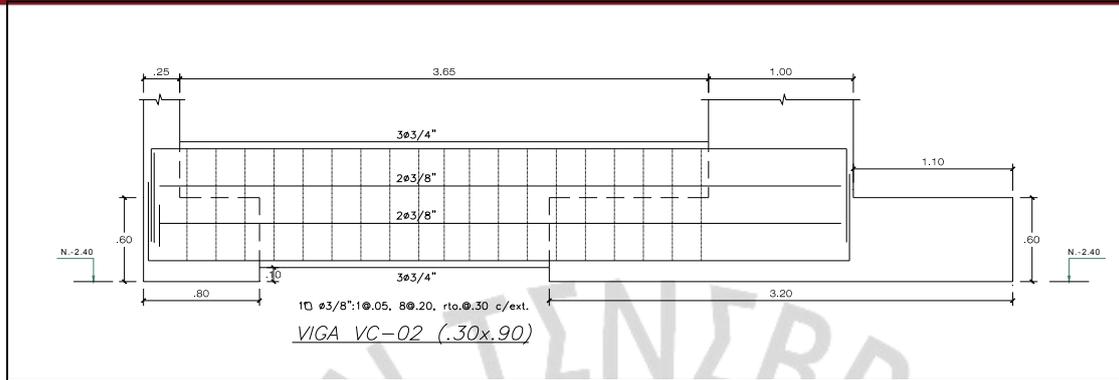
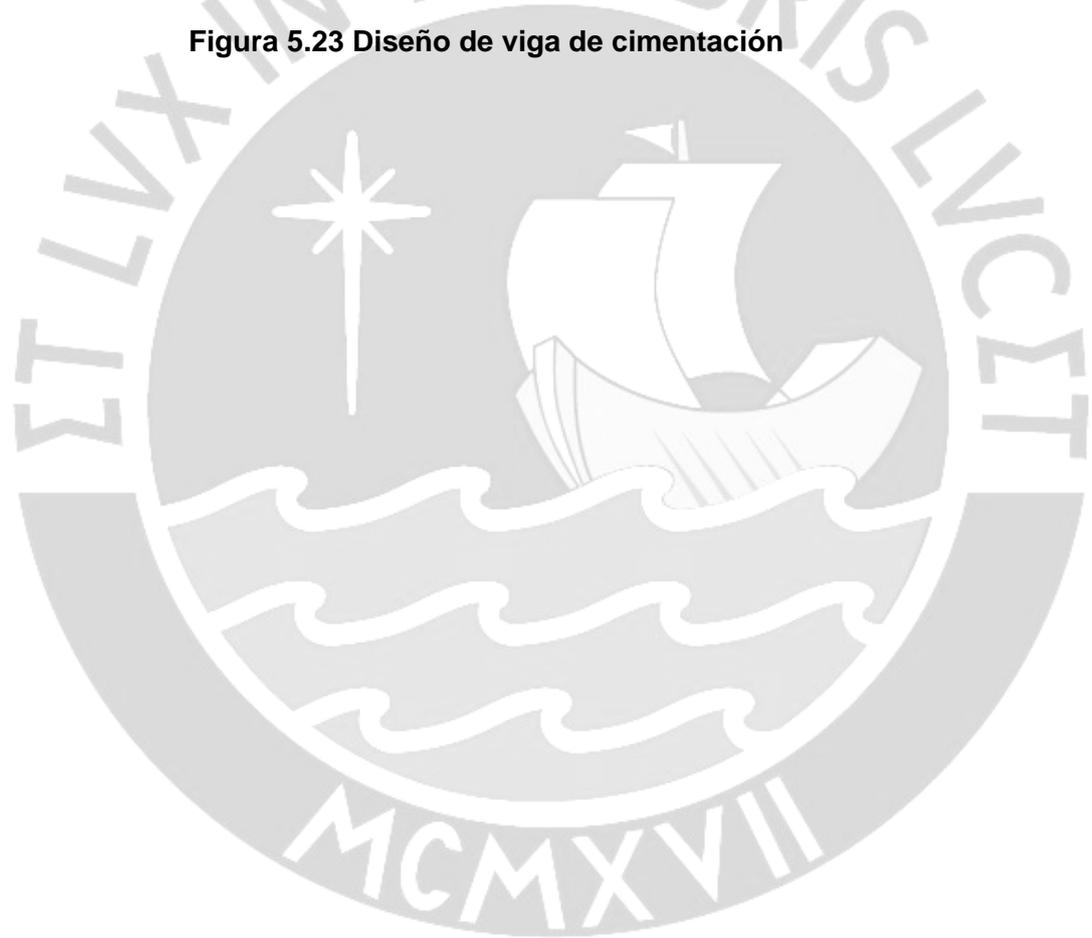


Figura 5.23 Diseño de viga de cimentación



CAPITULO 6: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

□ Estructuración y Predimensionamiento

- o Considerar como criterios de predimensionamiento para vigas las relaciones $L/12$ y $L/14$; y para columnas solo las fuerzas axiales, permite obtener cuantías de acero bajas evitando el congestionamiento del acero en los elementos estructurales.
- o El criterio para predimensionar los muros de cortas, asumiendo que las fuerzas de corte son resistidas únicamente por el concreto, nos permite tener un adecuado control de derivas y armado de acero.

□ Análisis por carga de Gravedad

- o Cuando se construye un edificio las columnas que reciben más carga se acortan más, pero se van nivelando con el vaciado de cada techo hasta quedar todas al mismo nivel horizontal. La simulación del proceso constructivo considerado en el programa de computación empleado, no corrigió completamente el problema de acortamiento de columnas, lo cual ocasionó que las fuerzas internas de las vigas varíen notoriamente a tal punto de tener una inversión de momentos, apareciendo momentos positivos en los apoyos.
- o Para solucionar el problema de la inversión de momentos en las vigas, se procedió a aumentar el factor de área en las columnas, haciéndolas axialmente más rígidas y evitando así su acortamiento. Con esto se logró diagramas de momentos en vigas con valores coherentes, donde ya no se presentó la inversión de momentos.

□ Análisis Sísmico

- o Inicialmente se estableció que el sistema estructural en ambas direcciones era de muros estructurales de concreto armado. Esta suposición se comprobó con los resultados del análisis sísmico al verificar que la suma de cortantes en los muros eran mayor al 80% de la cortante basal en ambas direcciones.
- o Desde el inicio se consideró la estructura como irregular por esquinas entrantes. Luego de realizado el análisis sísmico se encontró también que la estructura era irregular por torsión.

- o Se obtuvieron derivas del orden de 2.9 y 5.9 ‰ para las direcciones X e Y respectivamente. Estos valores son menores a los permitidos por la norma para el sistema estructural empleado.
 - o Del análisis se obtiene que la cortante basal por el método dinámico es menor al 90% de la cortante basal del método estático, por lo que fue necesario escalar los resultados (exceptuando los desplazamientos) por 1.63 y 1.57 para la dirección X e Y respectivamente.
- **Diseño en Concreto Armado**
- o La distribución de estribos en las vigas estuvo dada por requisitos de confinamiento, inclusive en las vigas diseñadas por capacidad.
 - o La cimentación se estructuró empleando zapatas aisladas para los elementos verticales interiores, y zapatas conectadas con vigas de cimentación para los elementos verticales del perímetro.

BIBLIOGRAFIA

1. BAZAN Enrique, MELI Roberto, *Diseño Sísmico de Edificio*, 2003, Sexta Edición.
2. BLANCO BLASCO, Antonio, *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*, 2da. ed., Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1994.
3. GONZALEZ CUEVAS Oscar, ROBLES FERNANDEZ-VILLEGAS Francisco, *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, 2005, Cuarta Edición.
4. HARMSSEN, Teodoro E., *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, 2005, Cuarta Edición.
5. MUÑOZ PELAEZ, Juan Alejandro, *Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica*, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
6. NILSON, Arthur H., *Diseño de Estructuras de Concreto*, 2000, Duodécima Edición.
7. OTAZZI PASINO, Gianfranco, *Apuntes del curso Concreto Armado 1*, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2010.
8. WILSON, Edward L., *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*, 2009, Cuarta Edición.
9. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Reglamento Nacional de Edificaciones*, El Peruano, Lima, 2009.
10. FIRTH INDUSTRIES PERÚ S.A., *Manual de Diseño, Proceso Constructivo y de Detalles*.