

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE CINCO NIVELES

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presentan los bachilleres:

Rodolfo Valentino Granados Sáenz
Jorge Junior López Wong

ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Enero del 2012

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de Chorrillos. El edificio se construirá sobre un relleno controlado de ingeniería con una capacidad portante de 10 ton/m². Como tema complementario se estudió la respuesta del edificio ante dos acelerogramas peruanos.

El sistema estructural consiste en muros de ductilidad limitada de 10 cm de espesor. El sistema de techos utilizado es de losas macizas de 10 cm de espesor en todos los ambientes, con excepción de los baños y del hall de la escalera, en donde se utilizó espesores de 20 cm y 15 cm respectivamente.

Para realizar el análisis estructural por cargas de gravedad y de sismo se desarrolló un modelo tridimensional que toma en cuenta la interacción entre muros perpendiculares. Las solicitaciones se obtuvieron de las normas técnicas E.020 (cargas) y E.030 (diseño sismorresistente). El diseño estructural de todos los elementos se realizó cumpliendo las especificaciones de la norma E.060.

Para lograr una mejor distribución de las solicitaciones sísmicas se recurrió al uso de vigas de acoplamiento en la fachada anterior y posterior del edificio.

Del presente trabajo se puede concluir que estructurar un edificio de pocos pisos con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada resulta ventajoso desde el punto de vista de desplazamientos laterales y de cuantías de refuerzo. El edificio tuvo derivas del orden de 0.6/1000 en la dirección X y 0.5/1000 en la dirección Y. Las cuantías de refuerzo fueron moderadas, lo que llevó a confirmar que los criterios de predimensionamiento fueron adecuados.

Los acelerogramas empleados en el estudio complementario fueron los de La Molina del 9 de noviembre de 1974 y de Pisco del 15 de agosto del 2007. Las señales fueron escaladas a 0.24 g para estudiar la respuesta del edificio ante un sismo con periodo de retorno de 43 años.

Las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo historia fueron 0.30/1000 en la dirección X y 0.17/1000 en la dirección Y. Para dicho análisis los muros se mantendrían dentro del rango elástico.

INDICE

| | |
|--|----|
| INTRODUCCIÓN | 3 |
| CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES | 5 |
| CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO..... | 7 |
| 2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION | 7 |
| 2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES..... | 7 |
| 2.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA | 7 |
| 2.2.2 LOSAS MACIZAS Y ESCALERAS..... | 10 |
| CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD | 12 |
| 3.1 CARGAS DE DISEÑO | 12 |
| 3.1.1 METRADO DE CARGAS DE LOSAS MACIZAS | 12 |
| 3.1.2 METRADO DE CARGAS DE ESCALERAS | 13 |
| 3.1.3 METRADO DE CARGAS DE MUROS..... | 14 |
| 3.2 MODELOS ESTRUCTURALES..... | 15 |
| 3.2.1 MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA Y RESULTADOS..... | 15 |
| 3.2.2 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO | 17 |
| 3.2.3 MODELO DE LA PLATEA DE CIMENTACION | 19 |
| CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO | 21 |
| 4.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MODELO..... | 21 |
| 4.2 PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO | 21 |
| 4.3 ANÁLISIS DINÁMICO..... | 23 |
| 4.3.1 ANALISIS DE MODOS DE VIBRACION..... | 23 |
| 4.3.2 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL | 24 |
| 4.3.3 DESPLAZAMIENTOS DE RESPUESTA | 24 |
| 4.3.4 CORTANTE DE DISEÑO | 25 |
| 4.4 FUERZAS INTERNAS | 26 |
| 4.5 JUNTA DE SEPARACION SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO | 28 |
| 4.6 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO | 30 |
| CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERA | 31 |
| 5.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS..... | 31 |
| 5.1.1 DISEÑO POR FLEXION..... | 31 |

| | |
|---|----|
| 5.1.2 DISEÑO POR CORTANTE | 33 |
| 5.1.3 CÁLCULO DE DEFLEXIONES..... | 34 |
| 5.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA Y ESCALERA DE UN PISO TIPICO.. | 36 |
| CAPITULO 6: DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO | 42 |
| 6.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO | 42 |
| 6.1.1 DISEÑO POR FLEXION..... | 42 |
| 6.1.2 DISEÑO POR CORTANTE | 42 |
| 6.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS..... | 44 |
| CAPITULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES | 47 |
| 7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS | 47 |
| 7.1.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN | 47 |
| 7.1.2 DISEÑO POR CORTANTE | 50 |
| 7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE MUROS | 53 |
| CAPITULO 8. DISEÑO DE CIMENTACION | 61 |
| 8.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACION..... | 61 |
| 8.1.1 COMPORTAMIENTO E IDEALIZACION DE LA PLATEA | 61 |
| 8.1.2 ESFUERZOS ACTUANTES EN EL SUELO | 62 |
| 8.1.3 DISEÑO POR FLEXION Y CORTANTE DE PLATEA..... | 63 |
| 8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACION..... | 64 |
| CAPITULO 9: RESPUESTA DINAMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS..... | 67 |
| 9.1 SEÑALES EMPLEADAS..... | 67 |
| 9.2 RESPUESTA DEL EDIFICIO ANTE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS..... | 70 |
| 9.2.1 RESPUESTA GLOBAL DE LA ESTRUCTURA | 70 |
| 9.2.2 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANALISIS TIEMPO HISTORIA..... | 71 |
| 9.2.3 RESPUESTA LOCAL DEL MURO CENTRAL..... | 73 |
| 9.3 VERIFICACION DE RESISTENCIA DEL ELEMENTO MÁS ESFORZADO | 74 |
| CAPITULO 10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES. | 77 |
| CAPITULO 11. BIBLIOGRAFIA..... | 79 |

INTRODUCCIÓN

En la ciudad de Lima se vienen construyendo en los últimos años edificios de viviendas entre cinco y siete pisos de manera masiva. El sistema estructural más empleado en este tipo de edificaciones es el de muros de ductilidad limitada, EMDL. Dicho sistema consiste en losas y muros portantes delgados de concreto armado de 10 y 12 cm de espesor. Debido al ahorro en costo y en tiempo de construcción, los EMDL han logrado una gran aceptación como alternativa de solución al problema de vivienda en el país.

El mayor uso de este sistema se presenta en edificaciones que tienen una gran densidad de muros y poca altura de entrepiso. Debido al poco espesor de los muros, el refuerzo se coloca sólo en una hilera centrada, por lo que no resulta factible utilizar núcleos confinados en los extremos. Por este motivo, los EMDL tienen consideraciones de diseño singulares que son presentadas en la norma E.060.

En el presente trabajo se desarrolla la estructuración, análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 5 pisos ubicado en el distrito de Chorrillos. La cimentación utilizada es una platea superficial apoyada sobre un relleno controlado de ingeniería con una capacidad portante de 10 Ton/m². Para el análisis se utilizó los software especializados ETABS, SAP2000 y SAFE, además de las consideraciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

El objetivo de la tesis es realizar el diseño estructural del edificio ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo como mínimo con las disposiciones de las normas. Como tema complementario se estudió la respuesta del edificio ante dos acelerogramas peruanos.

En el capítulo 1 se presenta de manera general el proyecto arquitectónico y se explica brevemente las consideraciones generales tomadas para el diseño estructural del edificio. La estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales son desarrollados en el capítulo 2.

En los capítulos 3 y 4 se presenta el análisis estructural integral del edificio así como el análisis de los elementos particulares del mismo. Primero se desarrolla el análisis por cargas de gravedad en donde se describe el metrado de cargas realizado y los modelos estructurales utilizados. Luego se presenta el análisis sísmico del edificio y los resultados obtenidos.

Los capítulos 5, 6, 7 y 8 están enfocados al diseño estructural de los elementos del edificio tales como losas macizas, escaleras, vigas de acoplamiento, muros y cimentación. En dichos capítulos se presentan las consideraciones particulares para el diseño de los distintos elementos así como un ejemplo de diseño para cada elemento mencionado.

En el capítulo 9 se presenta el tema complementario del trabajo, el cual consiste en estudiar la respuesta dinámica del edificio a acelerogramas peruanos. Se obtiene como resultado, la respuesta global de la estructura así como la respuesta local del muro más esforzado.

Finalmente se presenta en el capítulo 10 los comentarios finales del trabajo así como las conclusiones obtenidas del mismo.

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES

El edificio que se desarrolla en esta tesis forma parte de un condominio multifamiliar ubicado en el distrito de Chorrillos, Lima. El proyecto consta de 8 edificios con 4 tipos diferentes con un área total construida de 18500 m², en este caso se desarrolla el análisis y diseño estructural de uno de los módulos.

El módulo consiste en un edificio de 5 pisos con un área total de 295m² por nivel divididos en 4 departamentos. Cada departamento cuenta con un área de aproximadamente 69m² y consta de 3 dormitorios, dos baños, cocina, sala y comedor.

La figura 1.1 muestra la planta típica de arquitectura y la figura 1.2 muestra un corte.

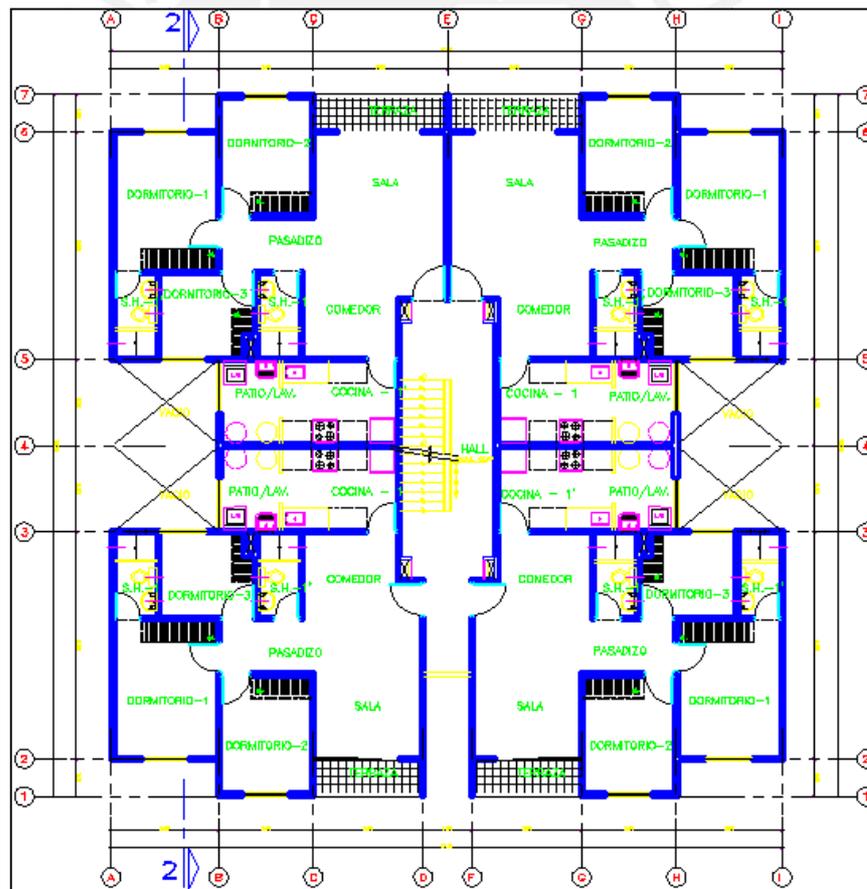


Figura 1.1. Planta de arquitectura del piso típico.

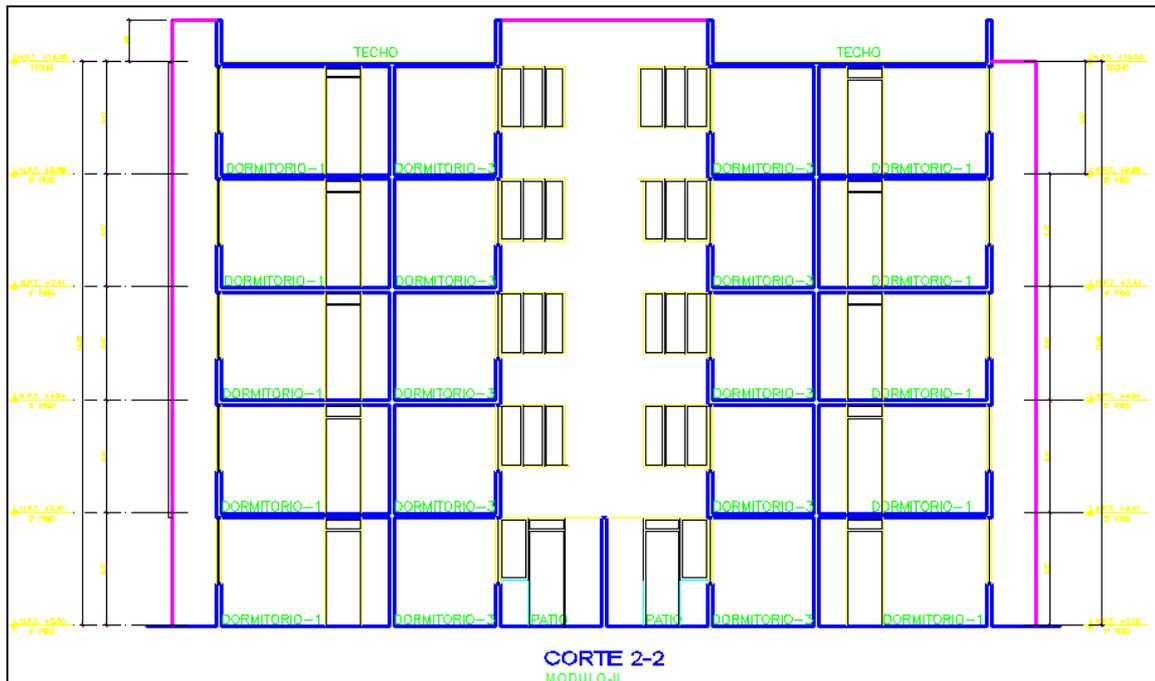


Figura 1.2. Corte de arquitectura 2-2.

La estructura es de concreto armado con una resistencia nominal del concreto de $f'c=175$ kg/cm^2 en todos los elementos estructurales. El sistema estructural que se plantea es el de muros de ductilidad limitada y para los techos se usan losas macizas. La tabiquería y parapetos son de ladrillos sílico-calcareos del tipo P10.

El acero de refuerzo para el concreto es de grado 60 siguiendo las especificaciones ASTM-A615 con un esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200$ kg/cm^2 .

La capacidad portante del suelo de cimentación es de 10 ton/m^2 .

Para el análisis y diseño del edificio se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones.

CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

Las estructuras con muros de ductilidad limitada (EMDL) resultan ser más económicas y rápidas en proceso constructivo que las edificaciones convencionales de concreto armado. Los EMDL suelen ser estructuras con una importante densidad de muros en ambas direcciones por lo que se aprovechará esta característica y se usarán todos los muros como portantes para resistir cargas de gravedad y también solicitaciones sísmicas. Debido a que las luces son cortas se usarán losas macizas de poco espesor que estarán apoyadas sobre los muros.

Dada la gran rigidez que aportan los muros, estos absorben la mayor parte de la fuerza cortante de sismo por lo que ya no es necesario utilizar pórticos. Además debemos tomar en cuenta los criterios de simplicidad y simetría de la estructura en planta para poder predecir mejor el comportamiento.

En cuanto a la cimentación se utilizará una platea de cimentación debido a la baja capacidad portante del suelo además de su facilidad constructiva y ahorro en tiempo.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Estos muros de concreto armado son los que deberán resistir las fuerzas cortantes en su plano inducidas por sismos. Para poder determinar la densidad de muros necesaria en cada una de las direcciones, se compara la fuerza basal aproximada con la resistencia a fuerzas cortantes de los muros de espesor 10cm.

Con los parámetros y requisitos generales del análisis sísmico que serán definidos más adelante, se calcula la fuerza basal aproximada y con esto la longitud de muro necesaria.

Para el valor del peso del edificio consideramos un ratio aproximado de 0.8 ton/m² de peso, por tanto para los 1475m² de área construida tenemos un peso aproximado de 1180 ton.

$$Z=0.4, U=1, C=2.5, S=1.2, R=4 \text{ y } P=1180 \text{ ton}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P = 354 \text{ ton}$$

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

El peralte efectivo de la sección se considera como 0.8 L.

Con el cortante de 354 ton verificamos que se necesita una longitud de muros en cada dirección de L=64.2 m.

Longitud de muros en la dirección Y=102.8m (Está bien con el predimensionamiento).

Longitud de muros en la dirección X=59.2 (En esta dirección se necesitará redistribuir los esfuerzos de los muros, ya sea aumentando el espesor de estos o agregando vigas de acoplamiento). Ver planta de la estructura en la figura 2.1.

Se considera que los muros no aportan rigidez para solicitaciones perpendiculares a su plano, pero se debe considerar que debido a su espesor, se pueden producir efectos de pandeo por cargas de gravedad.

Para el predimensionamiento de los muros por pandeo, se analiza el muro con mayor área tributaria y se verifica que la carga axial amplificada P_u sea menor que la carga permisible, tal como se indica en la norma E.060 en el artículo 14 acápite 14.5.2.

$$\phi P_n = 0.55 \times \phi \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Donde $\phi=0.7$, $k=1$ es el factor de longitud efectiva para muros no restringidos contra la rotación en sus extremos.

Además de esto el muro no debe ser menor de 1/25 de su altura, ni tampoco menor que 10cm.

Los muros de este edificio no tienen problemas de pandeo ya que todos se encuentran arriostrados por muros perpendiculares y cumplen con que el espesor es mayor a 1/25 de su altura.

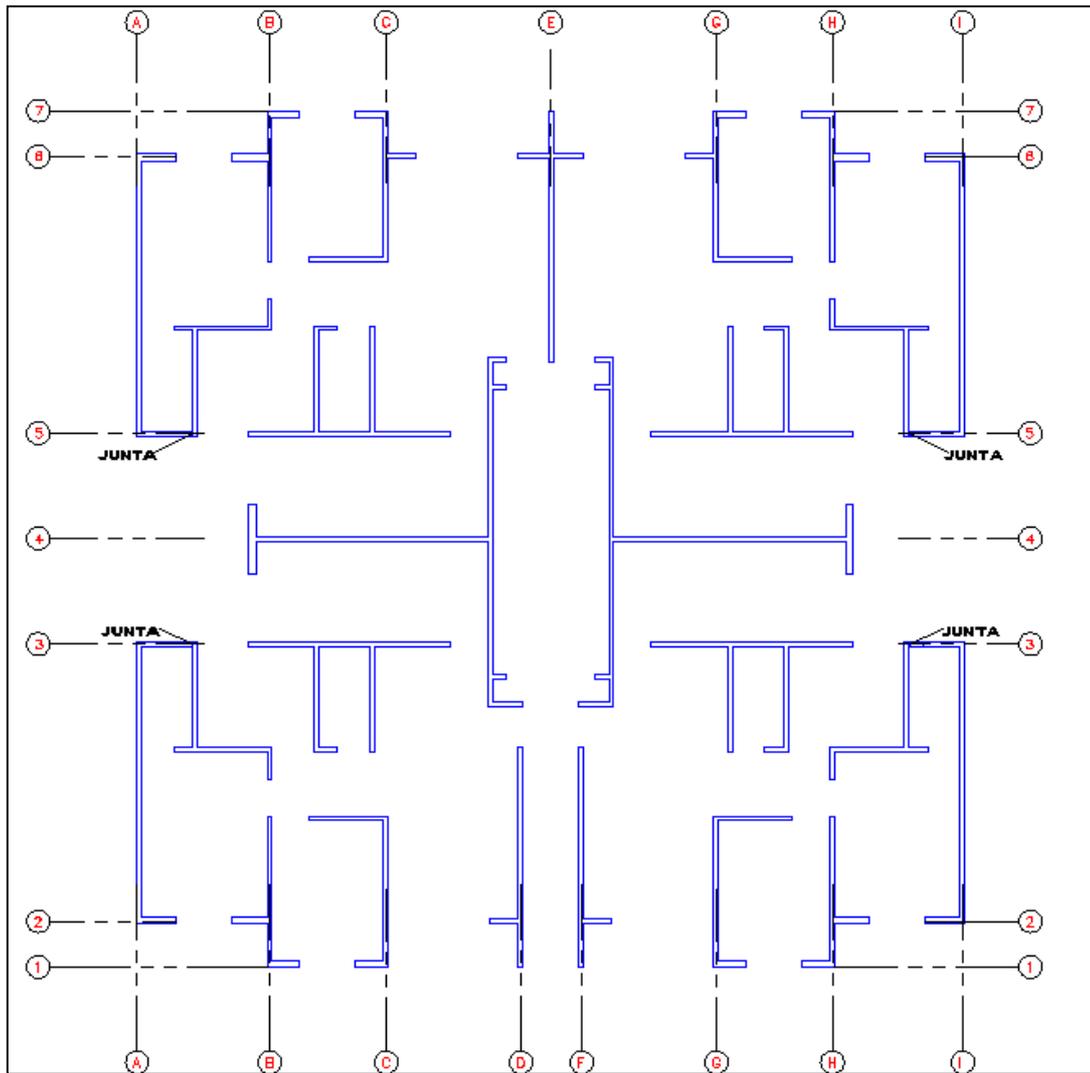


Figura 2.1. Esquema de muros estructurales del edificio. Se muestra la ubicación de las juntas que tendrá el edificio.

2.2.2 LOSAS MACIZAS Y ESCALERAS

Las losas macizas de concreto armado trabajan principalmente en dos direcciones, dada la distribución en planta que tiene el edificio. Para el predimensionamiento de las losas se usa la recomendación del Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro Estructuración y Diseño en Concreto Armado, donde el espesor del paño debe ser mayor al perímetro dividido entre 180.

$$h \geq (1560)/180$$

$$h \geq 8.67\text{cm}$$

De acuerdo a esto se usarán losas macizas de 10 cm de espesor en todos los paños excepto en los baños, donde se usará losas de 20 cm de espesor debido a que las tuberías estarán embutidas dentro de la losa.

El espesor de la losa puede variar si el cálculo de deflexiones no es satisfactorio para las condiciones del edificio.

Para la escalera se considera una garganta de 15 cm de espesor y la losa que la recibe también se considera de 15 cm de espesor.

Todos estos valores de predimensionamiento se verificarán al momento del diseño.

Luego de terminada la etapa de estructuración, el esquema estructural en planta se presenta en la figura 2.2. Losas macizas de espesores 10, 15 y 20 cm y muros de concreto armado de 10 cm de espesor.

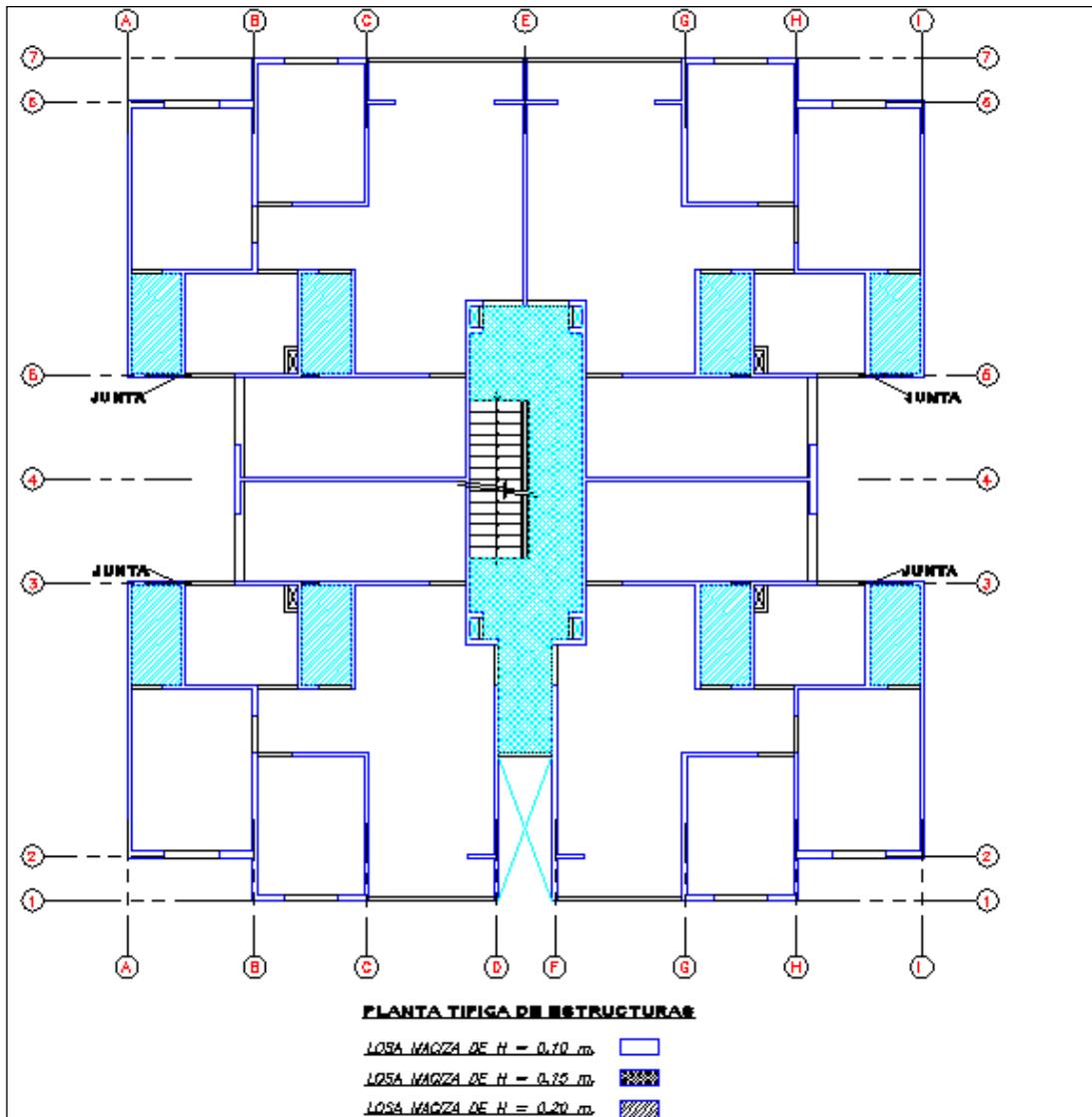


Figura 2.2. Esquema de estructuración del edificio. Se muestra espesores de losa y muros.

CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 CARGAS DE DISEÑO

Para este tipo de edificación se presentan dos tipos de cargas, las permanentes o muertas y las cargas vivas o sobrecarga.

La carga muerta se refiere a aquellas cargas de gravedad que actúan permanentemente sobre la estructura durante su vida útil y son: El peso propio de la estructura, acabados y tabiquería.

La carga viva o sobrecarga se refiere a cargas de gravedad móviles que pueden actuar sobre la estructura, por ejemplo: peso de los ocupantes, muebles, equipos, etc.

Las cargas vivas están estipuladas en la Norma de Cargas E.020, y sus valores dependen del uso que tendrá la estructura. En nuestro caso para edificación de vivienda la sobrecarga es de 200 kg/m^2 en los pisos típicos y 100 kg/m^2 en la azotea.

El peso específico del concreto armado es $\gamma=2400 \text{ kg/m}^3$ y se utilizó para los cálculos del metrado de cargas.

3.1.1 METRADO DE CARGAS DE LOSAS MACIZAS

Se tiene losas de 10, 15 y 20 cm de espesor, todas con la misma sobrecarga y un piso terminado de 5 cm. Se muestran en las tablas 1 y 2 los metrados de las losas macizas.

Tabla N°1. Metrado de cargas en losa maciza típica.

| Losa Techo Típico | Peso Propio (kg/m ²) | Piso Terminado (kg/m ²) | Total Carga Muerta (kg/m ²) | Total Carga viva (kg/m ²) |
|-------------------|----------------------------------|-------------------------------------|---|---------------------------------------|
| h=0.10m | 240 | 100 | 340 | 200 |
| h=0.15m | 360 | 100 | 460 | 200 |
| h=0.20m | 480 | 100 | 580 | 200 |

Tabla N°2. Metrado de cargas en losa maciza de azotea.

| Losa Techo Azotea | Peso Propio (kg/m ²) | Piso Terminado (kg/m ²) | Total Carga Muerta (kg/m ²) | Total Carga viva (kg/m ²) |
|-------------------|----------------------------------|-------------------------------------|---|---------------------------------------|
| h=0.10m | 240 | 100 | 340 | 100 |

3.1.2 METRADO DE CARGAS DE ESCALERAS

La escalera que une el 1° y 2° piso nace en la platea de cimentación y se apoya en una viga chata en el primer techo, los demás tramos nacen desde vigas chatas y se apoyan en vigas chatas.

El peso de la escalera viene dado por la siguiente fórmula (San Bartolomé, 1998), el metrado se resume en la tabla 3:

$$w(pp) = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

Donde:

- p (paso) = 25 cm
- cp (contrapaso) = 17.5 cm
- t (espesor de garganta) = 15 cm
- γ(peso específico del concreto)= 2400 kg/m³
- Ancho de escalera = 1.20 m

Tabla N°3. Metrado de cargas de escalera.

| Escalera | Peso Propio (kg/m ²) | Piso Terminado (kg/m ²) | Total Carga Muerta (kg/m ²) | Total Carga viva (kg/m ²) |
|----------|----------------------------------|-------------------------------------|---|---------------------------------------|
| h=0.15m | 649 | 100 | 749 | 200 |

3.1.3 METRADO DE CARGAS DE MUROS

El metrado de muros consiste en asignarle a cada muro la carga que le corresponde de las losas por áreas tributarias de cada uno de estos. Las áreas tributarias se determinan mediante el método del sobre.

Las cargas que reciben los muros corresponden a su peso propio, la porción de área tributaria de las losas macizas, piso terminado, tabiquería y sobrecarga.

La distribución de áreas tributarias en planta se muestra en la figura 3.1.

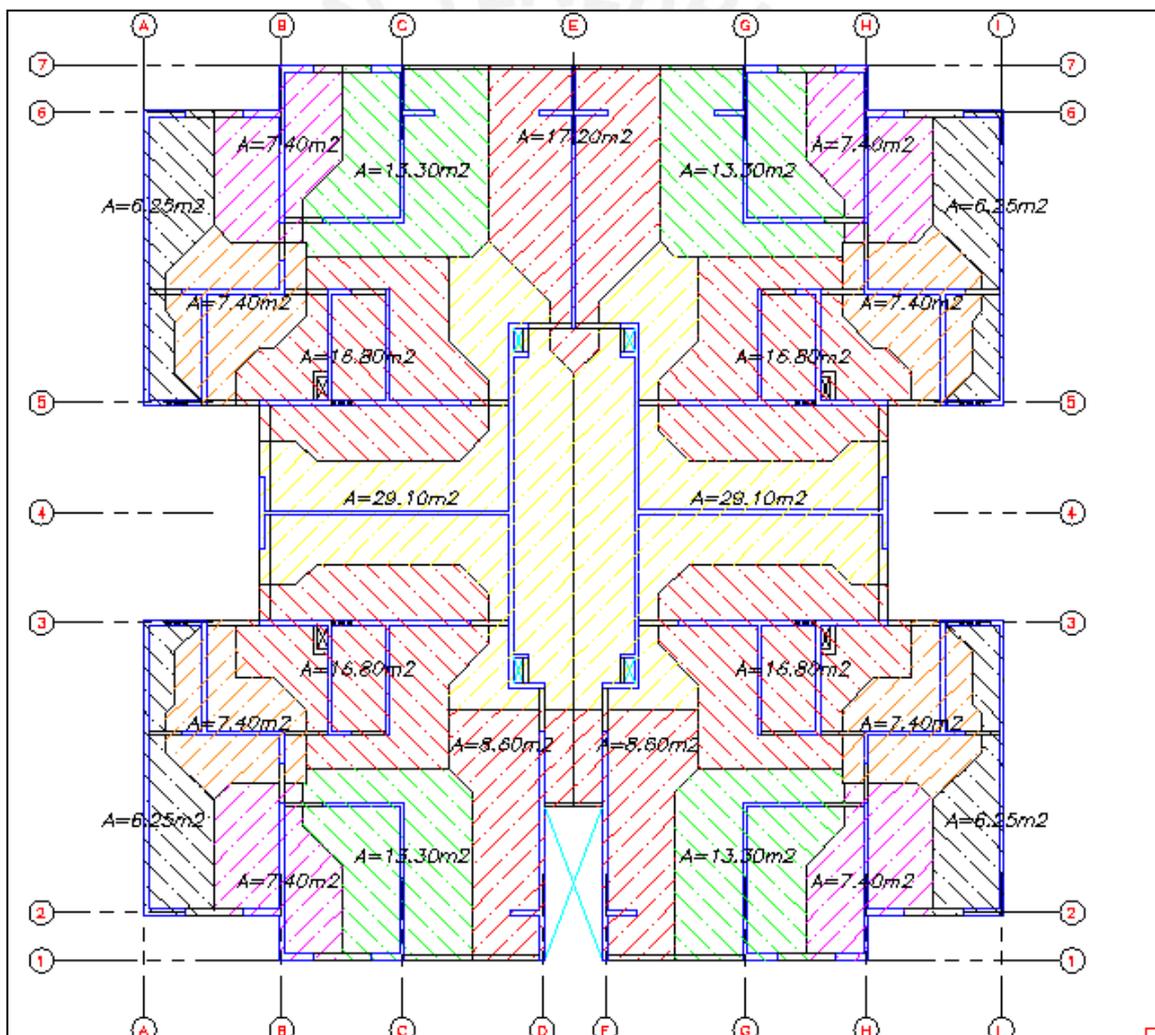


Figura 3.1. Área tributaria de muros.

Como ejemplo del metrado de cargas, se toma el muro del eje E cuya área tributaria es de 17.2 m². Considerando los valores de metrado de cargas de losas hallado en 3.1.1 se tiene la tabla 4, estos valores se compararán con el modelo estructural del edificio.

Tabla N°4. Metrado de cargas del muro del eje E.

| Muro eje E | |
|----------------------|------|
| L muro (m) | 6.9 |
| At (m ²) | 17.2 |

| muro eje E | Peso propio (ton/m ²) | Acumulado (ton) | Losa (ton/m ²) | Acumulado (ton) | carga viva (ton/m ²) | Acumulado (ton) |
|------------|-----------------------------------|-----------------|----------------------------|-----------------|----------------------------------|-----------------|
| Azotea | 4.14 | 4.14 | 5.85 | 5.85 | 1.72 | 1.72 |
| Piso4 | 4.14 | 8.28 | 5.85 | 11.70 | 3.44 | 5.16 |
| Piso3 | 4.14 | 12.42 | 5.85 | 17.54 | 3.44 | 8.6 |
| Piso2 | 4.14 | 16.56 | 5.85 | 23.39 | 3.44 | 12.04 |
| Piso1 | 4.14 | 20.7 | 5.85 | 29.24 | 3.44 | 15.48 |

| | |
|----------------|-------|
| CM total (ton) | 49.94 |
| CV total (ton) | 15.48 |

3.2 MODELOS ESTRUCTURALES

Se presentan el desarrollo de los modelos del edificio, las losas macizas, escaleras y solado de cimentación. Estos modelos se desarrollaron con ayuda de los programas SAP2000, ETABS y SAFE.

3.2.1 MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA Y RESULTADOS

Para el caso de la losa maciza se utilizó el programa SAP2000 donde se esquematiza la planta típica de la estructura y el análisis se realiza mediante elementos finitos (ver figura 3.2). Las losas son de espesores 10, 15 y 20 cm según sea el caso y se modela como apoyadas en los muros. Las cargas asignadas son las calculadas en el metrado de cargas.

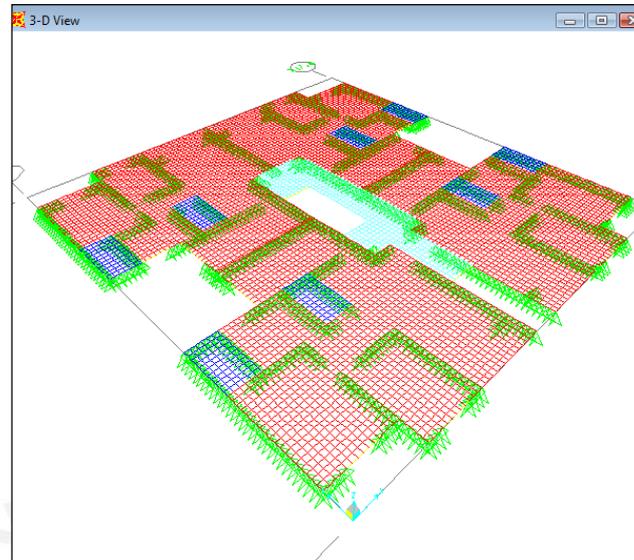


Figura 3.2. Modelo de elementos finitos para análisis de la losa maciza.

Los resultados del análisis de gravedad obtenido en el modelo para las dos direcciones principales se presentan en las figuras 3.3 y 3.4.

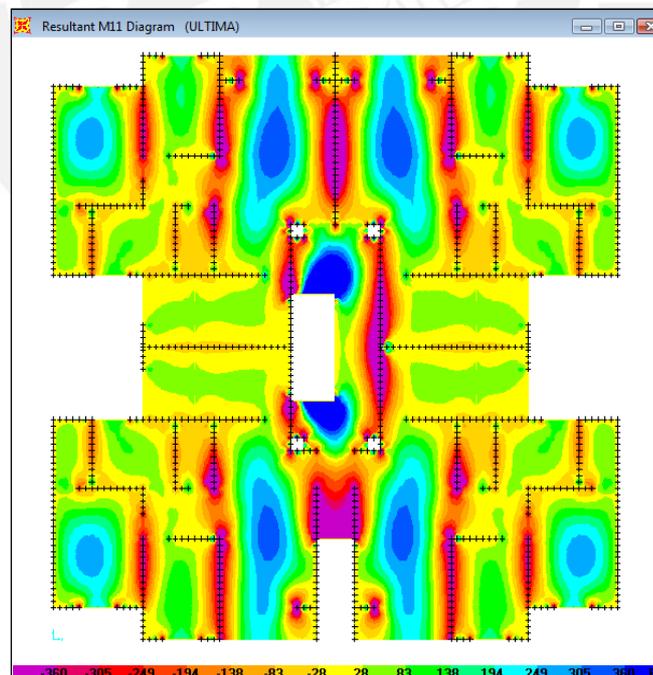


Figura 3.3. Momentos debidos a carga última en la dirección X-X.

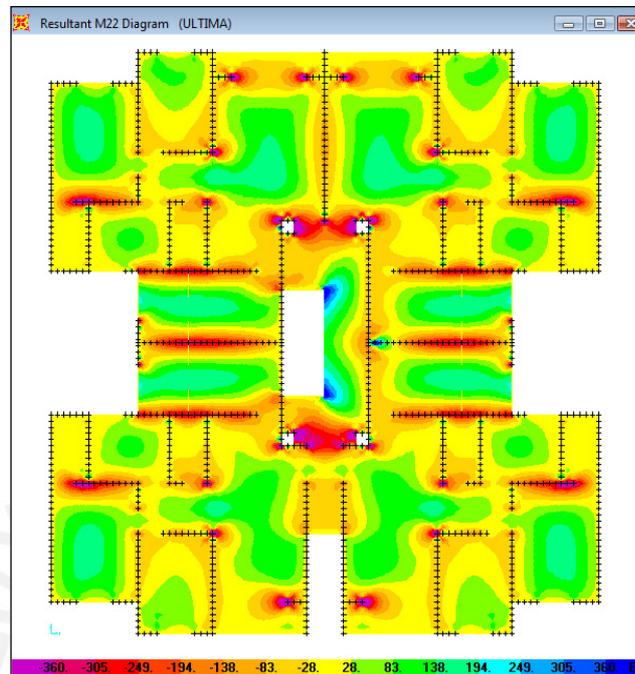


Figura 3.4. Momentos debidos a carga última en la dirección Y-Y.

3.2.2 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Para el edificio se desarrolla un modelo tridimensional usando el software ETABS, el cual nos facilita el análisis tanto a cargas de gravedad como para cargas laterales de sismo.

Las losas se consideran como áreas que distribuyen la carga de gravedad hacia los muros. Los muros se consideran como empotrados en su base y transmiten las cargas de gravedad y sismo hacia la cimentación.

En la figura 3.5 se presenta el modelo tridimensional del edificio.

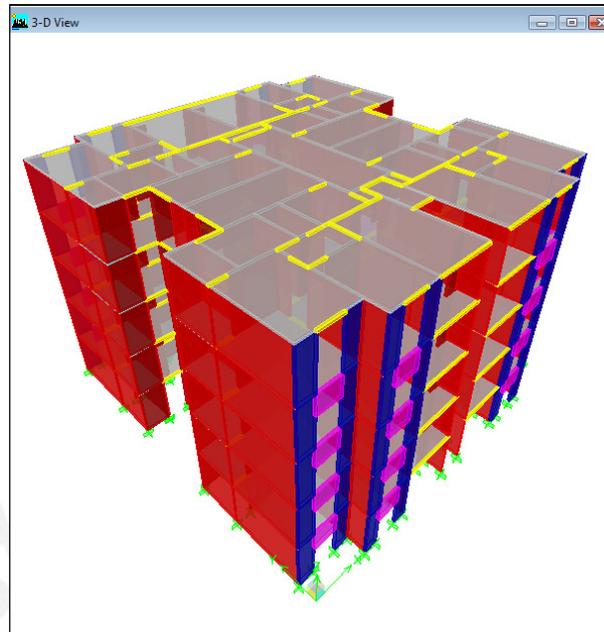


Figura 3.5. Modelo Estructural del edificio para análisis.

En la figura 3.6 se muestra una planta típica del modelo estructural del edificio donde se aprecian las losas macizas y también los muros de concreto armado.

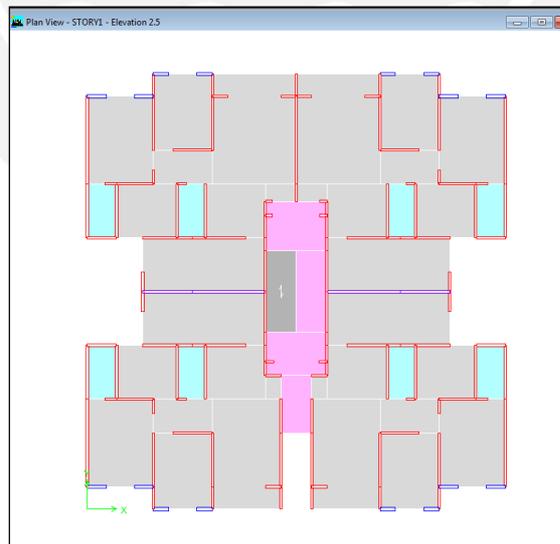


Figura 3.6. Planta del modelo estructural del edificio.

Como comprobación de los valores obtenidos con el modelo, se comparan los dichos resultados con los valores obtenidos del metrado de cargas, para el muro ubicado en el

eje E. Los valores del metrado se presentaron en la tabla N^o4, los resultados del modelo se muestran en la figura 3.7.

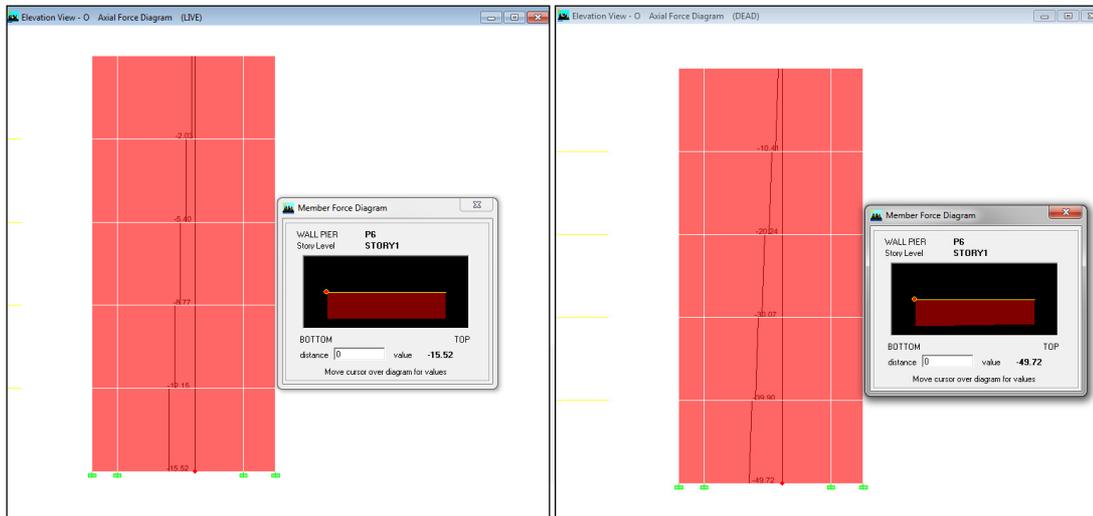


Figura 3.7. Valores de cargas de gravedad obtenidas del modelo estructural.

Los valores de carga axial obtenidos del modelo para el muro del eje E son: Carga muerta = 49.72 ton y carga viva = 15.52 ton. Estos valores son muy similares a los obtenidos por el metrado de cargas con áreas tributarias.

Por lo tanto, para todos los demás cálculos se usarán los valores obtenidos del modelo ya que se obtienen valores muy similares a los valores del metrado de cargas.

3.2.3 MODELO DE LA PLATEA DE CIMENTACION

El modelo de la platea de cimentación se realiza con el software SAFE v8 el cual realiza un análisis mediante elementos finitos. Para realizar el modelo se necesita establecer la geometría que tendrá la platea, la ubicación de los muros, y también introducir las cargas del edificio ya sean estas de gravedad o de sismo.

En este caso se exportan las cargas desde del modelo del edificio en ETABS, luego de esto se ingresan los datos como espesor de la platea y coeficiente de balasto del suelo, el cual está en función de la capacidad portante del terreno.

La platea es una losa apoyada sobre el suelo, por lo tanto el terreno solo resiste esfuerzos de compresión, esta condición también la tiene en cuenta el programa.

En la figura 3.8 se muestra el modelo estructural de la platea de cimentación del edificio.

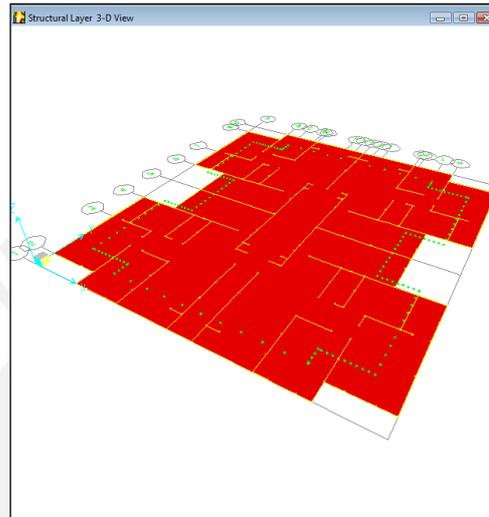


Figura 3.8. Modelo estructural de la platea de cimentación.

Del modelo de la platea de cimentación se obtienen las presiones resultantes en el terreno por cargas de gravedad, donde se comprueba que las presiones son como máximo 10ton/m² (ver figura 3.9).

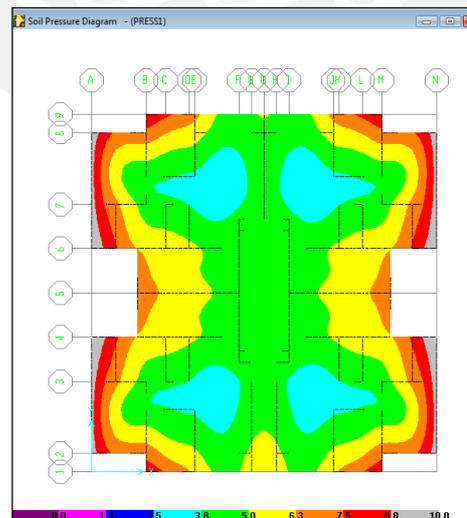


Figura 3.9. Presiones en el suelo debido a cargas de gravedad.

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

Para el diseño de la estructura no solo son necesarias las condiciones de gravedad, sino también se debe tener en cuenta las sollicitaciones sísmicas, las cuales producen cargas laterales en la estructura. Para calcular la magnitud de estas cargas y los desplazamientos que producen, se realiza un análisis sísmico siguiendo los lineamientos de la norma peruana de diseño sismo resistente.

El tipo de sistema estructural usado es el de muros de ductilidad limitada en ambas direcciones de análisis.

De acuerdo a la norma, esta estructura califica como regular ya que cumple con los requisitos de regularidad en altura, torsional, esquinas entrantes y continuidad del diafragma.

4.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MODELO.

En el modelo se toma en cuenta la interacción entre muros de direcciones perpendiculares, de manera que se logra una aceptable representación de la rigidez del edificio y de la distribución de las sollicitaciones internas.

Los techos se consideran como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación.

El peso utilizado para el análisis según la norma es de 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva. La masa se considera concentrada a nivel del centro de masa del diafragma.

Los desplazamientos laterales inelásticos se calcularon con el análisis dinámico, al multiplicar 0.75 el factor de reducción de fuerza sísmica a los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

4.2 PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Para cuantificar la carga sísmica, la norma E.030 se basa en parámetros específicos de la estructura en estudio. A continuación se identifican dichos parámetros y sus valores para realizar el análisis.

Parámetros de sitio (Z)

En el artículo 5 de la norma E.030, se divide el territorio nacional en tres zonas diferentes y a cada una de estas le asigna un factor Z. Este valor Z se define como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El edificio en estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Lima, por lo tanto, pertenece la Zona 3 y su factor es **Z = 0.4**.

Condiciones geotécnicas

Estos parámetros toman en cuenta las propiedades del suelo, periodo fundamental de vibración, y velocidad de propagación de ondas de corte. Según el estudio de suelos realizado en el terreno del proyecto, corresponde a un tipo de suelo S2.

Tabla N°5.

| Parámetros de suelo | | | |
|---------------------|--------------------|--------|-----|
| Tipo | Descripción | Tp (s) | S |
| S2 | Suelos intermedios | 0.6 | 1.2 |

Factor de amplificación sísmica

Según la norma E.030 este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta de la estructura con respecto a la aceleración del suelo.

$$C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$$

Categoría de la edificación

De acuerdo a la norma sismo resistente los edificios se clasifican en cuatro categorías: A, B, C y D de acuerdo a la importancia en su uso. Para edificios de vivienda se considera como una edificación común por tanto su categoría es C con un factor de uso **U=1.0**.

Sistema estructural.

El sistema estructural empleado para el edificio es de muros de ductilidad limitada por tanto el factor de reducción de fuerza sísmica es **R=4**, considerando que la estructura

cumple con los requisitos de regularidad en altura, torsional, esquinas entrantes y continuidad del diafragma.

4.3 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se desarrolla siguiendo el procedimiento de combinación modal espectral requerido en la norma E.030.

4.3.1 ANALISIS DE MODOS DE VIBRACION

Los modos de vibración de una estructura dependen de su rigidez y de su distribución de masas. Cada modo de vibración se asocia a una forma y periodo. Se considera un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura, en este caso se consideró diafragmas rígidos con 3 grados de libertad por piso, por lo tanto, se tienen un total de 15 modos. Los periodos de cada modo se muestran en la siguiente tabla.

Tabla N°6. Periodos de los modos de vibración del edificio.

| Modo | Periodo T(seg) | Masa participativa X-X (%) | Masa Participativa Y-Y (%) |
|------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 0.143 | 73.17 | 0.00 |
| 2 | 0.113 | 0.00 | 72.12 |
| 3 | 0.097 | 0.01 | 0.00 |
| 4 | 0.039 | 18.51 | 0.00 |
| 5 | 0.029 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0.028 | 0.00 | 20.86 |
| 7 | 0.020 | 5.31 | 0.00 |
| 8 | 0.015 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 0.014 | 0.00 | 4.99 |
| 10 | 0.013 | 2.19 | 0.00 |
| 11 | 0.010 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 0.010 | 0.80 | 0.00 |
| 13 | 0.009 | 0.00 | 1.63 |
| 14 | 0.008 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 0.008 | 0.00 | 0.39 |

4.3.2 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

Para las dos direcciones de análisis se utilizó el espectro inelástico de pseudo aceleraciones de la norma E.030 para representar las sollicitaciones sísmicas. Este espectro se define según la siguiente expresión.

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

La respuesta de los modos de vibración analizados se combina utilizando el criterio de combinación cuadrática completa.

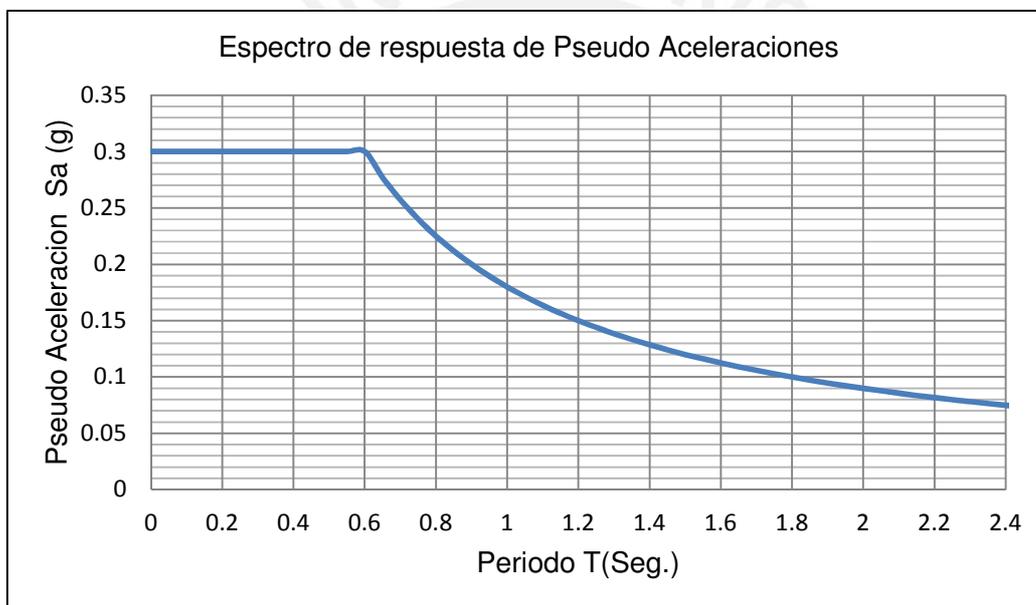


Figura 4.1. Espectro de Pseudo Aceleraciones.

4.3.3 DESPLAZAMIENTOS DE RESPUESTA

Los desplazamientos se obtienen del análisis lineal elástico del modelo estructural en ETABS con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Estos valores obtenidos se multiplicarán por 0.75R para considerar las incursiones inelásticas que tendrá la estructura ante un sismo severo.

Los resultados de desplazamientos inelásticos del edificio se muestran en la tabla N°7.

Tabla N°7. Desplazamientos laterales inelásticos del edificio.

| NIVEL | X - X | | | Y-Y | | |
|-------|---------------------|--------------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------------|-------------------------|
| | Desp. Absoluto (cm) | Desp. Relativo Δi (cm) | Deriva $\Delta i/h$ (‰) | Desp. Absoluto (cm) | Desp. Relativo Δi (cm) | Deriva $\Delta i/h$ (‰) |
| 5 | 0.66 | 0.15 | 0.61 | 0.42 | 0.12 | 0.49 |
| 4 | 0.51 | 0.15 | 0.61 | 0.30 | 0.09 | 0.36 |
| 3 | 0.36 | 0.15 | 0.61 | 0.21 | 0.09 | 0.36 |
| 2 | 0.21 | 0.15 | 0.61 | 0.12 | 0.09 | 0.36 |
| 1 | 0.06 | 0.06 | 0.24 | 0.03 | 0.03 | 0.12 |

La norma sismo resistente establece una deriva máxima de 0.005. Los valores máximos de los desplazamientos y derivas se muestran en la tabla N°8.

Tabla N°8. Desplazamientos inelásticos máximos del edificio.

| Máximo Desplazamiento Azotea X-X (cm) | Máximo Desplazamiento Azotea Y-Y (cm) | Máxima Deriva X-X (‰) | Máxima Deriva Y-Y (‰) |
|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 0.66 | 0.42 | 0.61 | 0.49 |

4.3.4 CORTANTE DE DISEÑO

Según la norma E.030, los resultados del análisis dinámico deben ser escalados en función de la fuerza cortante basal resultante del análisis estático. En este caso se escala al 80% de la cortante basal dado que el edificio califica como regular.

El cortante basal estático se calcula con la siguiente expresión:

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

Del análisis modal los periodos con mayor masa participativa son menores al valor $T_p=0.6s$, por tanto el coeficiente de amplificación sísmica es 2.5 para ambas direcciones de análisis X e Y.

El peso de la edificación (P) se obtiene sumando el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, para edificaciones de categoría C.

En la tabla N°9 se muestra el peso total del edificio obtenido del modelo estructural.

Tabla N°9. Peso de la estructura.

| Piso | Área de la planta (m ²) | Masa (Ton.S2/m) | Peso (Ton) | Peso por unidad de área (Ton/m ²) |
|--------|-------------------------------------|-----------------|------------|---|
| Piso 1 | 292.74 | 23.13 | 226.88 | 0.775 |
| Piso 2 | 292.74 | 23.00 | 225.63 | 0.771 |
| Piso 3 | 292.74 | 23.00 | 225.63 | 0.771 |
| Piso 4 | 292.74 | 23.00 | 225.63 | 0.771 |
| Azotea | 292.74 | 16.57 | 162.52 | 0.555 |
| | | Total | 1066.29 | |

El peso total de la estructura es de 1066 ton, y los valores de peso por metro cuadrado son valores razonables para edificios de muros de ductilidad limitada.

Al tratarse de un edificio regular se escala la cortante dinámica al 80% del estático, los factores resultantes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N°10. Fuerzas cortantes basales.

| | V estática (Ton) | V dinámica (Ton) | 80% V estático (Ton) | Factor |
|-----------|------------------|------------------|----------------------|--------|
| Sismo X-X | 319.89 | 242.69 | 255.91 | 1.05 |
| Sismo Y-Y | 319.89 | 241.25 | 255.91 | 1.06 |

4.4 FUERZAS INTERNAS

Con los factores obtenidos para escalar las fuerzas internas, se muestran los resultados de las sollicitaciones sísmicas de la estructura en las figuras 4.2, 4.3 y 4.4.

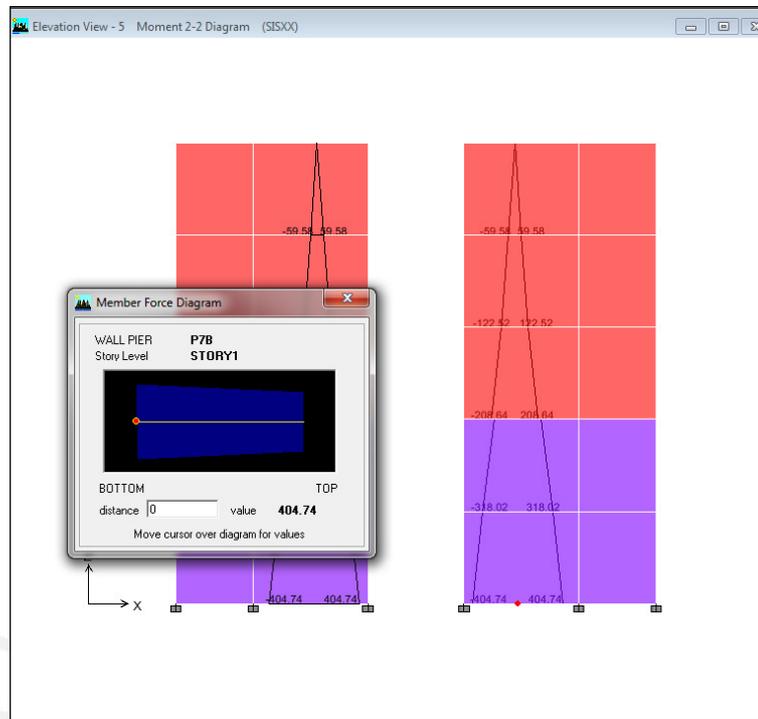


Figura 4.2. Momentos flectores y debido al sismo en la dirección X-X en el eje 4. Se muestran los valores máximos obtenidos.

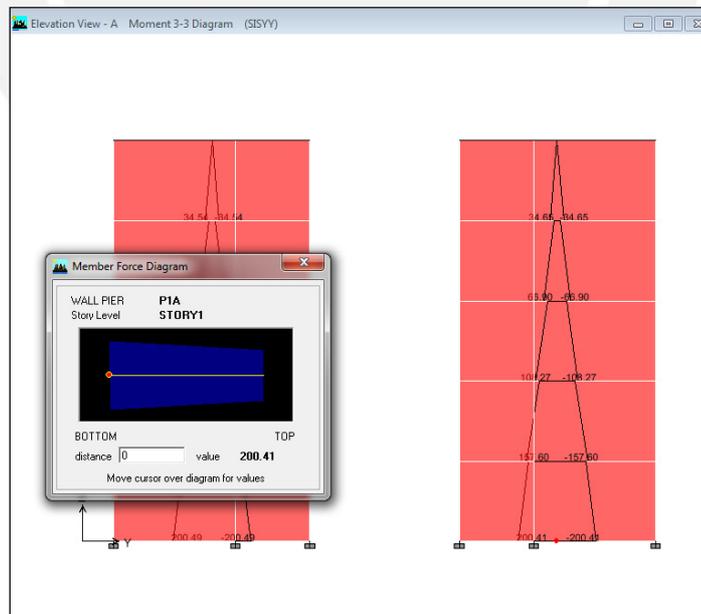


Figura 4.3. Momentos flectores debido al sismo en la dirección Y-Y en el eje A. se muestran los valores máximos obtenidos.

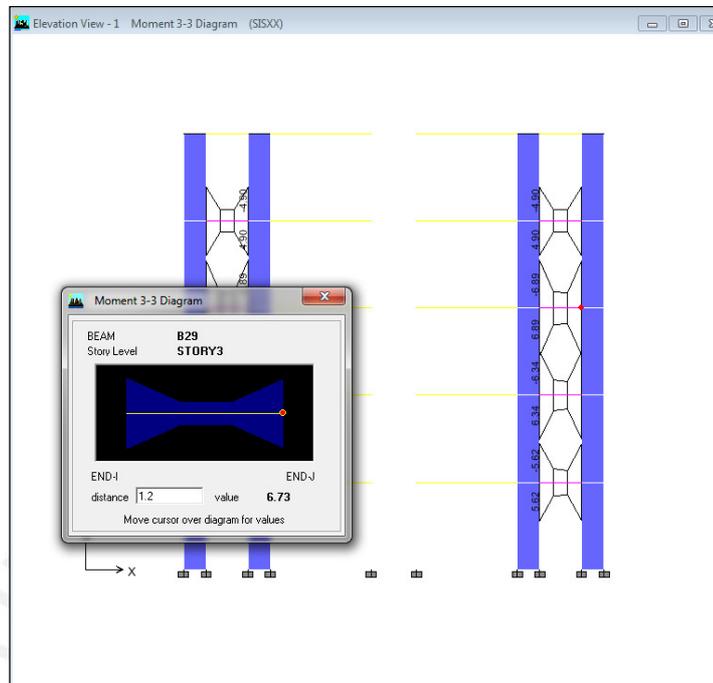


Figura 4.4. Momentos flectores en vigas de acoplamiento debido al sismo en la dirección X-X en el eje 1. Se muestran los valores máximos obtenidos.

4.5 JUNTA DE SEPARACION SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

La norma E.030 en el acápite 15.2 señala que se debe considerar una junta de separación sísmica (s) entre edificios colindantes para evitar cualquier contacto entre los edificios durante un sismo. Los parámetros que establece para calcular dicha junta son los siguientes:

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $S > 3$ 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.

Por lo tanto, dado que en nuestro caso el valor de $h = 1235$ cm se tiene que:

$$s = 5.9\text{cm}$$

La norma también indica que el edificio se debe retirar 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 $s/2$.

En nuestro caso el desplazamiento máximo calculado fue de 2.37cm, por lo tanto:

$$2/3 \text{ del desplazamiento máximo} = (2/3) \times 0.66 = \mathbf{0.44\text{cm}}$$

$$\text{Valor de } s/2 = 5.9 / 2 = \mathbf{3.0\text{cm}}$$

Finalmente se consideró que el edificio se retirará **5cm** de los límites de propiedad adyacentes.

La estructura también debe ser capaz de resistir momentos de volteo debido a las fuerzas sísmicas por eso se calcula el factor de seguridad de volteo considerando que dicho factor debe ser mayor a 1.5.

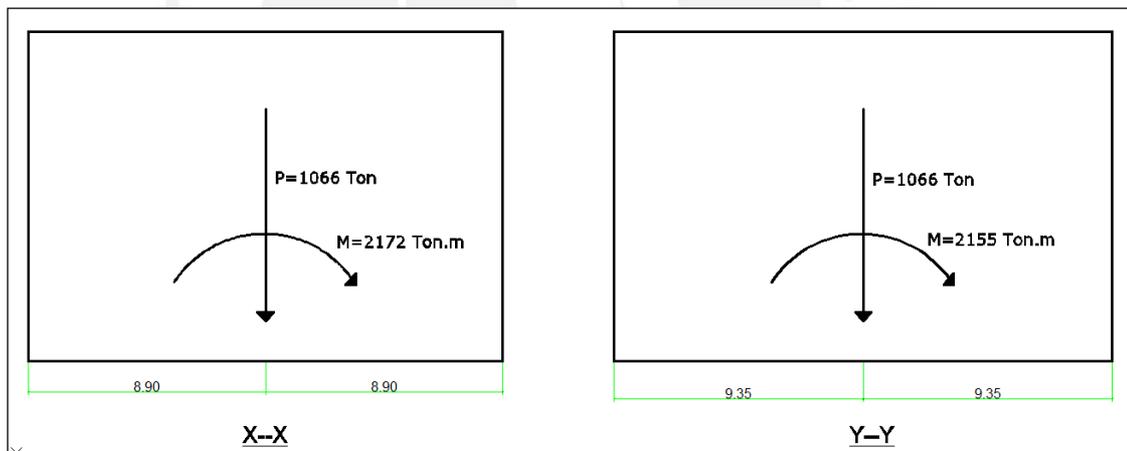


Figura 4.5. Momentos actuantes y peso del edificio.

Factor de seguridad = Momento estabilizante / Momento volcante

$$\text{Dirección XX: } FS_{xx} = (1066 \text{ ton} \times 8.90 \text{ m}) / 2172 \text{ Ton.m} = 4.37$$

$$\text{Dirección YY: } FS_{yy} = (1066 \text{ ton} \times 9.35 \text{ m}) / 2155 \text{ Ton.m} = 4.63$$

Los factores cumplen con holgura el factor de seguridad requerido por lo que no tendrá problemas de volteo.

4.6 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

Diseño a la rotura

También llamado diseño por resistencia, este método consiste en dotar a la sección en análisis de una resistencia (capacidad), igual o mayor a la resistencia requerida (demanda).

La resistencia de diseño se define como la resistencia nominal de la sección en análisis multiplicada por los factores de reducción de resistencia (menores a la unidad). Por otro lado, la resistencia requerida es la que se obtiene al multiplicar las combinaciones de carga por los factores de amplificación.

Combinaciones de carga y factores de amplificación

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

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

Factores de reducción de resistencia

- Flexión $\phi = 0.9$
- Cortante $\phi = 0.85$
- Carga axial $\phi = 0.7$

Para las diferentes solicitaciones las resistencias nominales que deben satisfacerse son:

- Flexión $\phi M_n \geq M_u$
- Cortante $\phi V_n \geq V_u$
- Carga axial $\phi P_n \geq P_u$

CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERA

Las dimensiones de la losa se calcularon en la parte de predimensionamiento, el diseño se realiza por flexión y cortante de acuerdo a la norma de concreto armado E.060.

5.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS

5.1.1 DISEÑO POR FLEXION

Hipótesis de diseño

El diseño por flexión supone que deben cumplirse las condiciones de equilibrio de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y leyes constitutivas.

- Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de la carga (hipótesis de Navier).
- Existe adherencia entre el concreto y el acero, es decir no se producen deslizamientos entre ellos.
- Se desprecia la resistencia del concreto en tracción.
- Se utiliza el bloque de equivalente de compresiones, con un valor constante de $0.85f'c$ distribuido en una distancia $a=\beta_1xc$, donde c es el eje neutro, y β_1 es un valor que depende de la resistencia del concreto, para concreto de hasta $f'c=280$ kg/cm^2 $\beta_1=0.85$.
- La deformación de compresión última del concreto es $\epsilon_{cu}=0.003$

Las siguientes ecuaciones son válidas para calcular la profundidad del bloque equivalente de compresiones (a) y la resistencia nominal a flexión de la viga (M_n). Además el factor de reducción de resistencia a la flexión es $\phi = 0.9$.

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} ; \quad \phi M_n = 0.9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) ;$$

Donde: As : Área de acero requerida por flexión (cm^2).

fy : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm^2).

$f'c$: Resistencia característica a la compresión del concreto (kg/cm^2).

b : Ancho de la viga (cm).

d : Peralte efectivo de la sección (cm).

El diseño por flexión se satisface cuando se cumple el criterio básico del diseño a la rotura $R_u \leq \phi R_n$. En el caso particular de flexión se requiere que el momento último M_u obtenido del análisis estructural sea menor que la resistencia ϕM_n obtenida de la ecuación descrita anteriormente.

Cuantía balanceada, acero mínimo y acero máximo

Adicionalmente al procedimiento de diseño descrito se debe verificar que el acero calculado cumpla con los requerimientos mínimos y máximos que exige la norma E.060. En cuanto al área de acero mínimo que se debe colocar el elemento sometido a flexión para que soporte al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} ; f_r = 2 \sqrt{f'c}$$

También para flexión se utiliza la siguiente expresión para el cálculo del acero mínimo

$$A_s \min = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Con respecto al área acero máximo que se debe colocar para garantizar que el acero de refuerzo fluya antes que se agote la capacidad de deformación del concreto, se necesita conocer primero la cuantía balanceada de la sección la cual calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu} \cdot E_s}{\epsilon_{cu} \cdot E_s + f_y}$$

Donde:

E_s : Modulo de elasticidad del acero

ϵ_{cu} : Deformación de agotamiento en compresión del concreto

La cuantía máxima de acero se fija en $0.75\rho_b$, de esta expresión se puede calcular el acero máximo según:

$$A_s \text{ max} = 0.75\rho_b \cdot b \cdot d$$

5.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante fue tomado del capítulo 11.8 de la NTE E.060, en donde se indica que la fuerza cortante última V_u debe ser menor que la resistencia ϕV_n que considera el aporte tanto del concreto como del acero de refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s$$

Se indica también que la resistencia a la fuerza cortante no debe exceder el valor máximo indicado en dicha norma:

$$V_n < 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Además se debe considerar que la contribución del concreto se evalúa según:

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

Una vez culminado el cálculo del refuerzo necesario para cumplir las sollicitaciones de resistencia por flexión y cortante, se debe especificar las longitudes que deben anclar las barras de acero dentro de los muros adyacentes. Esto se debe a que es necesario dotar de una capacidad de adherencia a las barras que van a sufrir sollicitaciones de tracción. El cálculo de las longitudes también llamadas de desarrollo (l_d) se efectúa mediante las siguientes expresiones del capítulo 12 de la NTE E.060:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.5 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{cb + Ktr}{db} \right)} \right) \cdot db$$

Donde: Ψ_t : Factor de modificación para barras superiores = 1.3.

Ψ_e : Factor de modificación para barras sin tratamiento epóxico = 1.0.

Ψ_s : Factor de modificación para barras de $\frac{3}{4}$ " y menores = 0.8.

λ : Factor de modificación para uso de concreto de peso normal = 1.0.

cb : Menor valor entre: (a) La distancia del centro de una barra a la superficie más cercana del concreto. Y (b) La mitad de la separación centro a centro de las barras que se desarrollan.

$Ktr = 0$, valor permitido como simplificación de diseño.

db : Diámetro de la barra que se desarrolla.

Además: el valor de $\left(\frac{cb + Ktr}{db}\right)$ no debe tomarse mayor a 2.5.

5.1.3 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Deflexiones inmediatas

Las deflexiones inmediatas ocurren al momento de aplicarse las cargas. estas deflexiones se verifican en etapa de servicio, si es que el momento de servicio es mayor al momento de agrietamiento, entonces ya no se debe usar la inercia bruta (I_g) de la sección para el cálculo de deflexiones sino la inercia agrietada (I_{cr}) que viene dada por la siguiente expresión:

$$I_{ef} = \frac{bc^3}{3} + n.A_s.(d - c)^2 + (2n - 1).A'_s.(c - d')^2$$

Donde:

n : relación de módulos de elasticidad del concreto y el acero.

C : eje neutro de la sección fisurada.

d : peralte efectivo del acero en tracción.

d' : peralte efectivo del acero en compresión.

A'_s : acero en compresión

La inercia efectiva para elementos continuos se calcula con un promedio ponderado de los valores de inercia agrietada en diferentes secciones del tramo en análisis.

Esta expresión muestra lo anteriormente dicho:

$$I_{ef} = \frac{I^{-}cr1 + I^{-}cr2 + 2I^{+}cr3}{4}$$

Donde:

$I^{-}cr1$: Inercia agrietada en el primer apoyo

$I^{-}cr2$: Inercia agrietada en el segundo apoyo

$I^{+}cr3$: Inercia agrietada en el centro de la luz del tramo

Deflexiones diferidas

Las deflexiones a largo plazo se dan por efectos propios del tipo de material, en este caso el concreto sufre estas deflexiones debido al fenómeno del creep y la retracción plástica.

Según la norma E.060 las deflexiones diferidas se con las siguientes expresiones

Deflexión diferida = λ (Deflexión inmediata)

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

Donde:

ρ' : Es la cuantía de acero en compresión de la sección en análisis (A's/b.d)

ζ : Parámetro que se obtiene según la tabla N°11.

Tabla N°11. Valores del parámetro ζ

| Duración de la carga | Valor de ζ |
|----------------------|------------------|
| 1 mes | 0.7 |
| 3 meses | 1 |
| 6 meses | 1.2 |
| 12 meses | 1.4 |
| 5 años o más | 2 |

Deflexiones permisibles

La norma E.060 establece los valores límites tanto para deflexiones inmediatas como para las diferidas de acuerdo al tipo de elemento y la función que cumple, estos límites se expresan en la tabla N°12.

Tabla N°12. Deflexiones máximas admisibles.

| DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES | | |
|--|--|---------------------|
| Tipo de elemento | Deflexión considerada | Límite de deflexión |
| Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva | $l/180^*$ |
| Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva | $l/360$ |
| Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)† | $l/480‡$ |
| Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | | $l/240§$ |

5.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA Y ESCALERA DE UN PISO TÍPICO

La norma E.060 establece que la cuantía mínima de acero requerida por temperatura es de 0.0018, del mismo modo la separación del refuerzo no será mayor de 3 veces el espesor de la losa ni mayor a 45cm, por tanto con este valor se calcula la malla corrida que tendrán las losas.

Del predimensionamiento tenemos que el espesor de la losa es de 10cm, por tanto el acero mínimo requerido es 1.8cm^2 , este acero se reparte en una sola malla centrada por tanto el acero colocado es de $\phi 8\text{mm}@0.25\text{m}$.

Con la malla colocada se tiene que el momento nominal de resistencia, con $b = 100 \text{ cm}$ y $d = 5 \text{ cm}$, es $\phi M_n = 0.36 \text{ ton.m}$. Por lo tanto, si en el análisis se tienen momentos últimos mayores, se tendrán que colocar bastones para resistir las solicitaciones.

Los momentos últimos del análisis se presentan en las figuras 5.1 y 5.2.

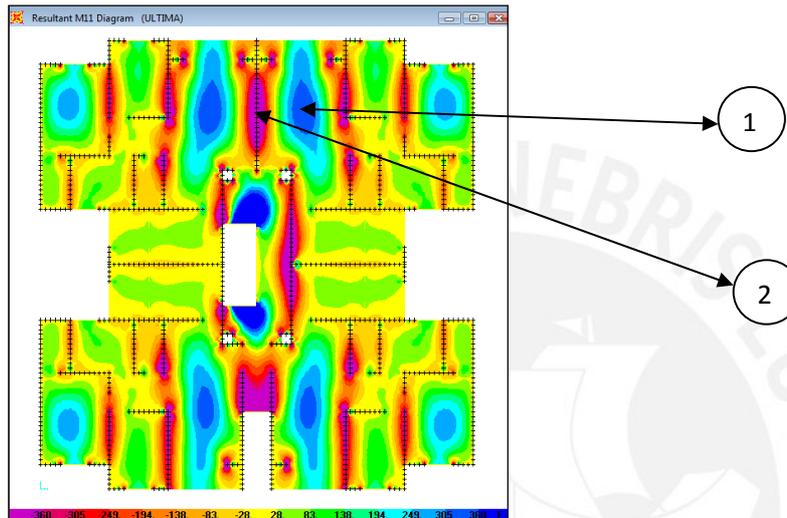


Figura 5.1. Momentos en la losa maciza en la dirección X-X. Se muestran los momentos máximos obtenidos positivos y negativos en la losa.

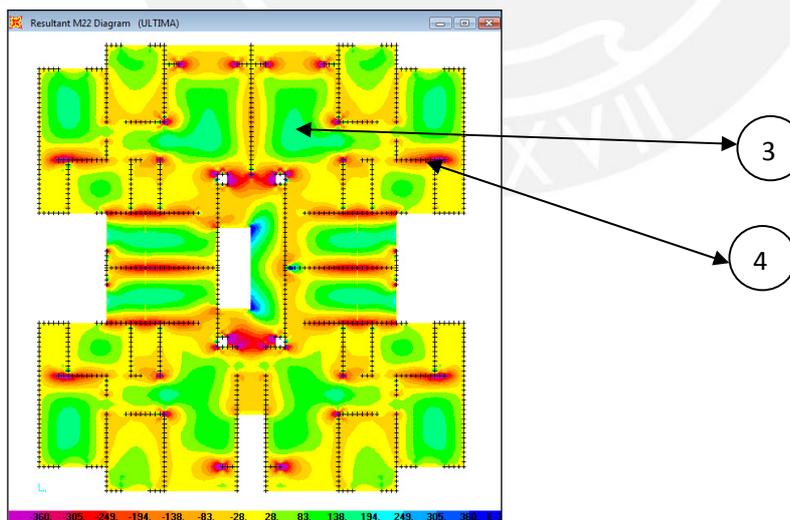


Figura 5.2. Momentos en la losa maciza en la dirección Y-Y. Se muestran los momentos máximos obtenidos positivos y negativos en la losa.

Con los momentos últimos obtenidos del análisis se halla el área de acero requerido y el acero finalmente colocado en las losas. Los resultados se muestran en la tabla N°13.

Tabla N°13. Diseño por flexión y corte de las losas macizas.

| | X-X | | Y-Y | |
|---|--------------------------|--------------------------|-----------|--------------------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Mu (Ton.m) | 0.6 | -0.75 | 0.22 | -0.53 |
| As (cm²) Requerido | 3.13 | 4.02 | 1.08 | 2.74 |
| Refuerzo colocado | Φ8mm@0.25 + Φ6mm@0.25 | Φ8mm@0.25 +Φ 8mm@0.25 | Φ8mm@0.25 | Φ8mm@0.25 + Φ6mm@0.50 |
| As Colocado (cm²) | 3.2 | 4 | 2 | 2.6 |
| Vu (Ton) | 1.25 | 1.25 | 0.85 | 0.85 |
| ΦVc (Ton) | 2.98 | 2.98 | 2.98 | 2.98 |

Una vez que el diseño satisface los requisitos de resistencia, se verifican las condiciones de servicio es decir las deflexiones.

Se calcula el momento de agrietamiento de la sección de losa maciza por metro lineal.

Para la losa de $h=10\text{cm}$ y $b=100\text{cm}$, se tiene que $M_{cr}=0.44\text{ton}\cdot\text{m}$

Si el momento actuante en servicio (M_a) no supera el momento de agrietamiento entonces se considera la inercia bruta de la sección (I_g) en caso contrario se utilizara la inercia efectiva (I_{ef}).

Del análisis realizado, los momentos para cargas de servicio (cargas muerta y viva) no superan el momento de agrietamiento de la sección por tanto la losa trabaja en el rango elástico en la etapa de servicio por lo que las deflexiones se trabajan con la inercia bruta de la sección y se obtienen directamente del modelo estructural.

- Deflexión inmediata por 100% carga muerta

$$\Delta i \text{ cm} = 0.8 \text{ mm}$$

- Deflexión inmediata 100% carga viva

$$\Delta i \text{ cv} = 0.5 \text{ mm}$$

- Deflexión inmediata 30% carga viva

$$\Delta i \text{ cv} = 0.15 \text{ mm}$$

- Deflexiones diferidas, para un periodo de 5 años $\lambda=2$

$$\Delta d \text{ cm} = 1.6 \text{ mm}$$

$$\Delta d \text{ cv}(30\%) = 0.3 \text{ mm}$$

- Deflexión máxima

$$\Delta_{\text{total Max}} = \Delta i \text{ cm} + \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ cv} (30\%)$$

$$\Delta_{\text{total Max}} = 0.8 + 0.5 + 1.6 + 0.3 = 3.2 \text{ mm}$$

- Las deflexiones máximas permitidas según la norma E.060 son las siguientes:

$$\text{Deflexión inmediata } L/180 = 3500/180 = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Deflexión diferida } L/240 = 3500/240 = 15 \text{ mm}$$

Los valores obtenidos cumplen largamente los requisitos de deflexiones establecidos en la norma E.060, por lo que las losas macizas de este edificio no tendrán problemas de deflexiones ni será necesario aplicar contraflecha alguna.

En la figura 5.3 se muestra parte del diseño final de las losas.

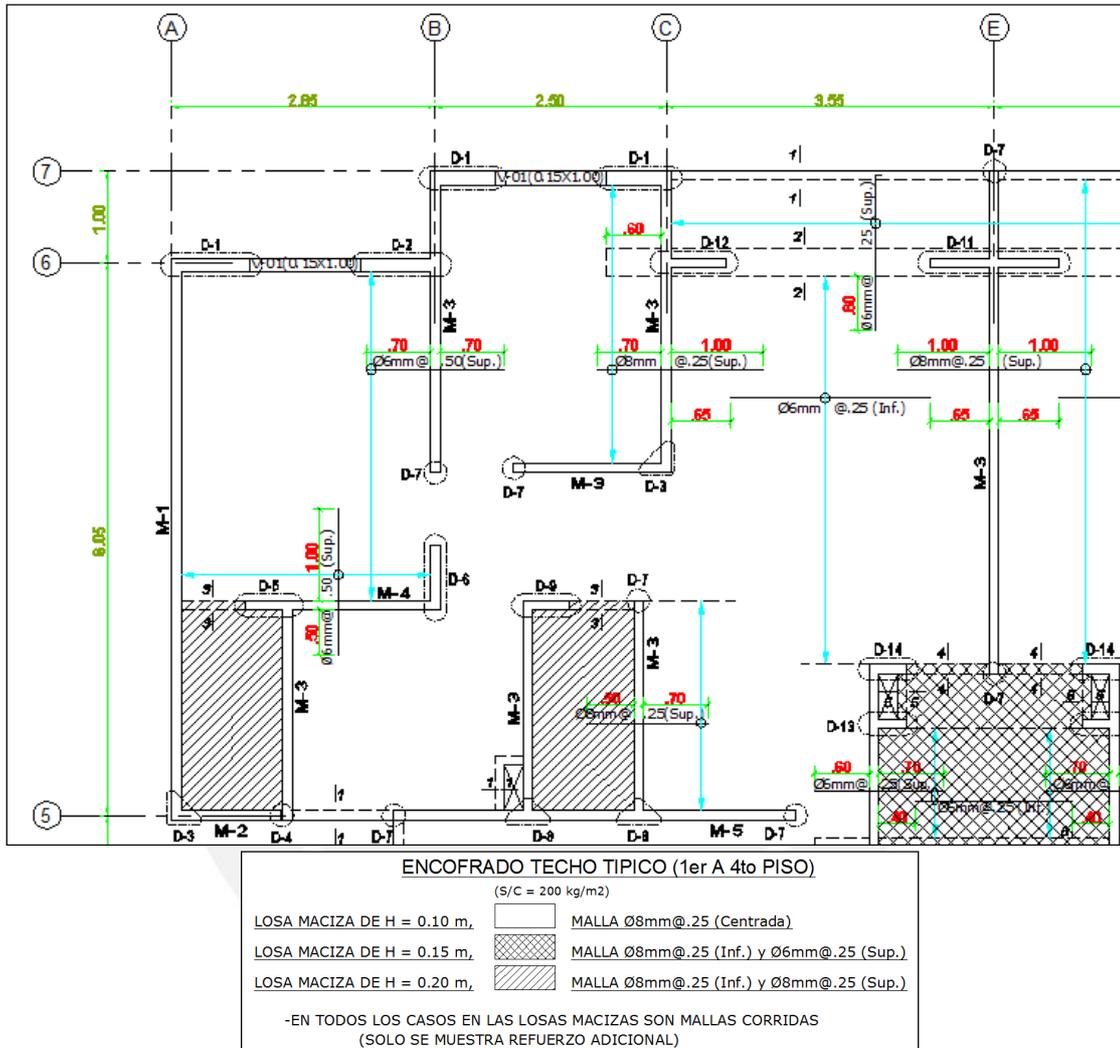


Figura 5.3. Acero de refuerzo en losas macizas.

Para el diseño de la escalera se consideró como un elemento que trabaja en una dirección. La figura 5.4 muestra el diagrama de momento flector obtenido del análisis.

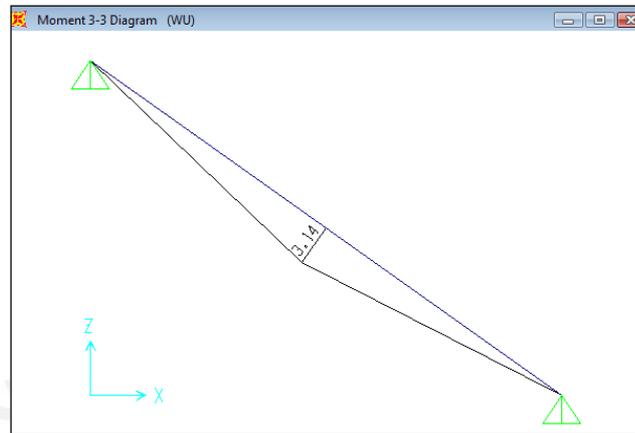


Figura 5.4. Diagrama de momento flector de la escalera.

Con el momento ultimo de 3.14ton-m y una sección $b=100\text{cm}$, $d=12.5\text{cm}$ se calcula el acero requerido por flexión: $A_s=7.23\text{cm}^2$, con lo cual colocamos $\Phi 12\text{mm}@0.15$.

La distribución de la armadura de refuerzo colocada en la escalera se muestra en la figura 5.5.

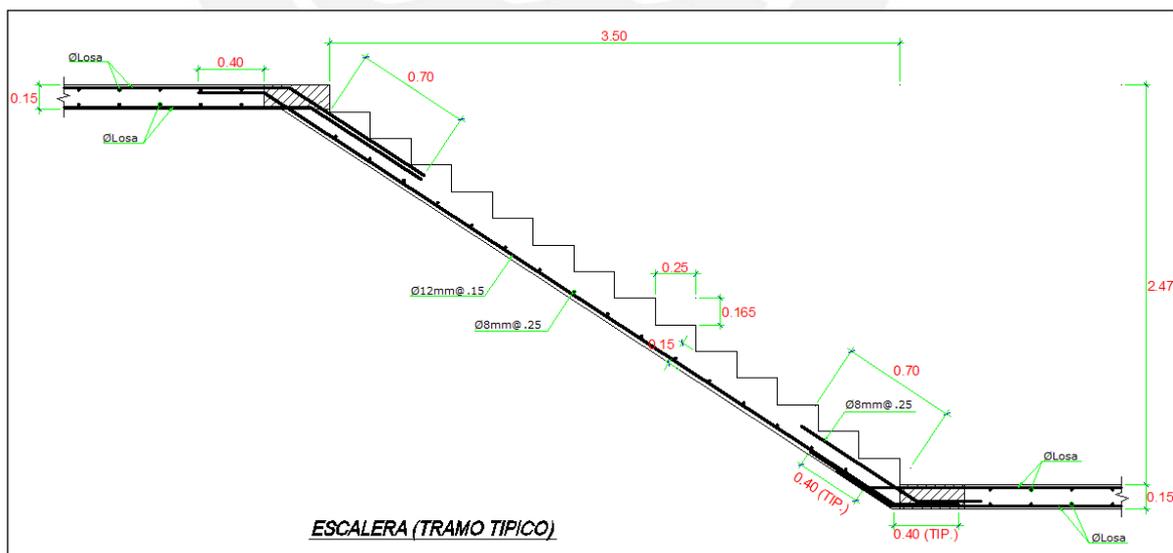


Figura 5.5. Detalle de refuerzo de la escalera.

CAPITULO 6: DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO

De acuerdo a la norma E.060, en caso se recurra a vigas de acoplamiento entre muros, estas deben diseñarse para desarrollar un comportamiento dúctil y deben tener un espesor mínimo de 15 cm. Debido a esta disposición de la norma también se debió aumentar el espesor de los muros unidos por estas vigas a 15 cm.

Las consideraciones para el diseño fueron tomadas de los criterios dados por Nilson, A. y de las fórmulas indicadas en la NTE E.060.

6.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO

El edificio tiene una viga de luz igual a 1.20 m y un peralte de 1.00 m, dado por la altura del parapeto.

Se define como viga de gran peralte a aquella que tiene una relación luz/peralte (l_r/h) menor a 4 ó 5. Por tal razón, la viga entra en esta denominación.

6.1.1 DISEÑO POR FLEXION

Nilson, A. discute en su libro el comportamiento de las vigas de gran peralte. En este indica, al iniciar el tema, que la hipótesis de Navier (las secciones planas permanecen planas después de la deformación) no se cumple para este caso. Sin embargo, más adelante agrega que *“La teoría, confirmada mediante ensayos, indica que la resistencia a flexión puede predecirse con suficiente precisión utilizando los mismos métodos empleados para vigas de dimensiones normales”*.

Lo explicado por Nilson, A. nos indica que se puede emplear la hipótesis del bloque equivalente de compresiones de la norma NTE E.060. Por lo tanto, las consideraciones para el diseño por flexión son las mismas presentadas para el diseño de las losas macizas en el capítulo 5.

6.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

La resistencia a corte de la viga de acoplamiento se debe calcular considerando el aporte del concreto como del acero de refuerzo. La resistencia al corte que proporciona el

concreto se calcula de la misma manera que en el caso de las losas macizas presentado en el capítulo 5.

En caso que V_u exceda la resistencia a corte proporcionada por el concreto ϕV_c donde $\phi = 0.85$, se debe proveer de refuerzo por cortante. La resistencia del dicho refuerzo se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \cdot \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \cdot \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] \cdot f_y \cdot d$$

Donde: A_v : Área de acero de refuerzo vertical (estribos) (cm^2).
 s : Espaciamiento de estribos a lo largo de la luz de la viga (cm).
 A_{vh} : Área de acero de refuerzo horizontal distribuido en el alma (cm^2).
 s_2 : Espaciamiento del refuerzo horizontal en el peralte de la viga (cm).

De dicha expresión se puede apreciar que el aporte del refuerzo horizontal es más significativo que el aporte de los estribos.

Como disposición de la norma también se aclara que $A_v \geq 0.0025 \cdot b \cdot s$ y que $s \leq d/5 \dots \text{ó} \dots 30\text{cm}$. Además también se indica que $A_{vh} \geq 0.0015 \cdot b \cdot s_2$ y que $s_2 \leq d/5 \dots \text{ó} \dots 30\text{cm}$.

Por otro lado, como se comentó al inicio de este capítulo, se debe asegurar que la viga tenga un comportamiento dúctil. De esta disposición de la norma se entiende que debemos buscar que la viga no falle por cortante dado que dicha falla muestra un comportamiento frágil. Para garantizar esto se debe calcular la fuerza cortante última asociada al mecanismo de falla por flexión.

De dicho principio se obtiene la siguiente expresión:

$$V_{u \text{ diseño}} = V_{u \text{ isostático}} + V_{u \text{ capacidad}} \quad ; \quad V_{u \text{ diseño}} = \frac{W_u \cdot L_n}{2} + \left(\frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} \right)$$

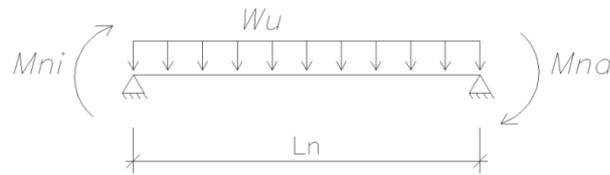


Figura 6.1. Capacidad en vigas.

6.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS

A manera de ejemplo se presenta el diseño de la viga del piso típico. En la figura 6.2 se muestra una elevación donde se aprecia las envolventes de los diagramas de momentos flectores. De donde se obtiene que el momento último máximo es $Mu = 8.66 \text{ ton.m}$. Con este valor se diseñará la sollicitación a flexión de las vigas de todos los pisos.

Conocido el valor de la sollicitación última a flexión, obtenido del análisis. Se presenta a continuación el procedimiento del diseño por flexión de la viga mencionada:

- $A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0.7 \cdot \sqrt{175}}{4200} \cdot 15 \cdot 92 = 3.0 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ propuesto}} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow (3\phi 12 \text{ mm})$
- $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{3.39 \cdot 4200}{0.85 \cdot 175 \cdot 15} = 6.38 \text{ cm}$
- $\phi Mn = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) = 0.9 \cdot 3.39 \cdot 4200 \cdot (92 - \frac{6.38}{2}) = 11.38 \text{ ton.m}$
- $Mu < \phi Mn \rightarrow 8.66 < 11.38$.

Del procedimiento descrito anteriormente se puede concluir que el diseño por flexión es satisfactorio. Por lo tanto, continuaremos con el diseño por cortante, ya que es necesario conocer la resistencia nominal a flexión de la viga para calcular el cortante por capacidad con el que se diseñará la viga.

- $\phi Mn = 11.38 \rightarrow Mn = 12.64 \text{ ton.m}$
- $Vu_{\text{capacidad}} = \frac{Mni + Mnd}{Ln} = \frac{12.64 + 12.64}{1.2} = 21.07 \text{ ton}$.

- $Vu_{isostático} = \frac{Wu \cdot Ln}{2} = 2.0 \text{ ton.}$ (obtenido del análisis ante cargas de gravedad).
- $Vu_{diseño} = Vu_{isostático} + Vu_{capacidad} = 2.0 + 21.07 = 23.07 \text{ ton.}$
- $\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 15 \cdot 92 = 8.22 \text{ ton.}$

Como $Vu > \phi Vc$ entonces es necesario proveer de acero de refuerzo que proporcione resistencia al cortante que no va a poder tomar el concreto.

- $s \leq d / 5 \dots \acute{o} \dots 30 \text{ cm} \rightarrow s \leq 18.4 \text{ cm} \rightarrow s = 15 \text{ cm.}$
- $Av \geq 0.0025 \cdot b \cdot s \rightarrow Av \geq 0.0025 \cdot 15 \cdot 15 \rightarrow Av \geq 0.56 \text{ cm}^2.$
- $Av = 1.0 \text{ cm}^2.$ (estribos $\rightarrow \phi 8 \text{ mm}$).
- $s_2 \leq d / 5 \dots \acute{o} \dots 30 \text{ cm} \rightarrow s_2 \leq 18.4 \text{ cm} \rightarrow s_2 \approx 16.8 \text{ cm.}$ (4 capas de refuerzo).
- $Avh \geq 0.0015 \cdot b \cdot s_2 \rightarrow Avh \geq 0.0015 \cdot 15 \cdot 16.8 \rightarrow Avh \geq 0.38 \text{ cm}^2.$
- $Avh = 1.0 \text{ cm}^2.$ (refuerzo horizontal $\rightarrow 2\phi 8 \text{ mm}$).
- $\phi Vs = 0.85 \cdot \left[\frac{1.0}{15} \cdot \left(\frac{1 + \frac{120}{92}}{12} \right) + \frac{1.0}{16.8} \cdot \left(\frac{11 - \frac{120}{92}}{12} \right) \right] \cdot 4200 \cdot 92 = 20 \text{ ton}$
- $\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs = 8.22 + 20 = 28.22 \text{ ton}$
- $Vu < \phi Vn \rightarrow 23.07 < 28.20$

Del procedimiento descrito anteriormente se puede concluir que el diseño por cortante es satisfactorio. Finalmente, con el refuerzo necesario para garantizar que se cumplan los requerimientos de la norma, es necesario especificar las respectivas longitudes de anclaje. A continuación se muestra el procedimiento de diseño:

Para las barras de $\phi 8 \text{ mm}$:

$$ld = \left(\frac{4200}{3.5 \cdot \sqrt{175}} \cdot \frac{1.3 \cdot 1.0 \cdot 0.8 \cdot 1.0}{(2.5)} \right) \cdot 0.8 = 31.2 \text{ cm.}$$

$$ld = 35 \text{ cm.}$$

Para las barras de $\phi 12 \text{ mm}$: $ld = 75 \text{ cm}$

Se presenta en la figura 6.2 el detalle del refuerzo colocado en las vigas tanto en elevación como en corte:

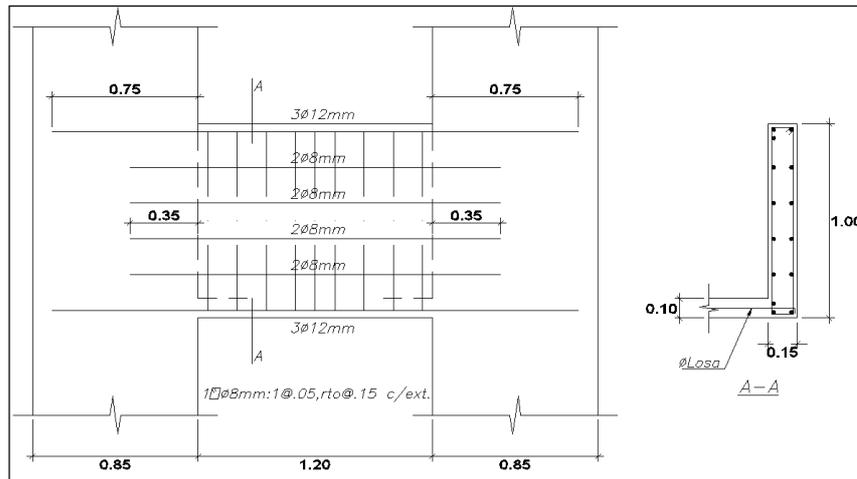


Figura 6.2. Detalle del refuerzo colocado en viga típica.

CAPITULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS

Las consideraciones para el diseño de los muros fueron tomadas del Reglamento Nacional de Edificaciones; en sus acápite correspondientes a diseño en concreto armado (E.060) y diseño sismorresistente (E.030).

Se denominan muros de ductilidad limitada debido a que estos no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. Los muros son de 10 cm de espesor, de manera que no es posible tener núcleos debidamente confinados en sus extremos.

7.1.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para verificar que se cumpla el diseño por flexocompresión se debe graficar un diagrama de interacción. Dicho diagrama se define como el lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección.

El gráfico de los diagramas de interacción para fines del presente trabajo se realizó mediante el uso del programa de cómputo *ETABS*, el cual cuenta con una extensión llamada *Section Designer*.

El procedimiento consiste en dibujar la sección que se quiere diseñar, y luego asignar un armado propuesto del refuerzo. Seguidamente el programa genera los puntos que forman el diagrama de interacción, de manera que se puedan exportar dichos puntos y dibujar el gráfico en una hoja de cálculo.

La figura 7.1 muestra la ventana del programa *ETABS*, en donde se debe dibujar la sección que se quiere diseñar. La figura 7.2 muestra los puntos generados por el programa, con los que se procederá a exportar a una hoja de cálculo de manera que se pueda graficar allí el diagrama de interacción.

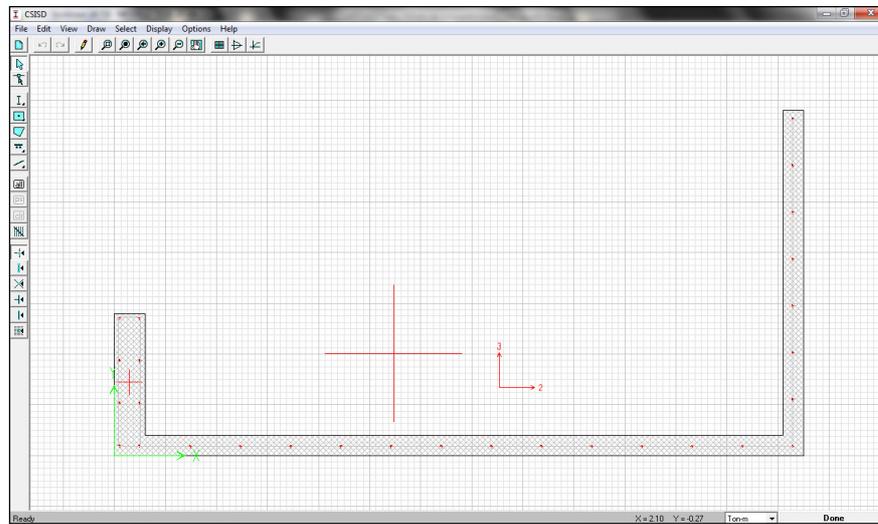


Figura 7.1. Interfaz de la extensión Section Designer del programa ETABS.

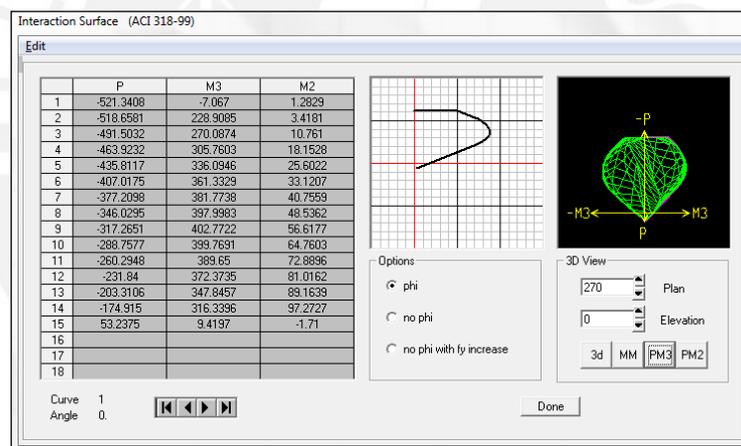


Figura 7.2. Puntos generados para la obtención del Diagrama de Interacción.

Una vez que se obtiene de manera gráfica el diagrama de interacción ($\phi P_n, \phi M_n$), se procede a insertar los puntos correspondientes a los casos de carga últimos (P_u, M_u). El diseño a flexocompresión consiste en garantizar que todos los puntos se encuentren dentro del diagrama. La figura 7.3 muestra un diagrama de interacción con los puntos (P_u, M_u) que se encuentran dentro de dicho diagrama.

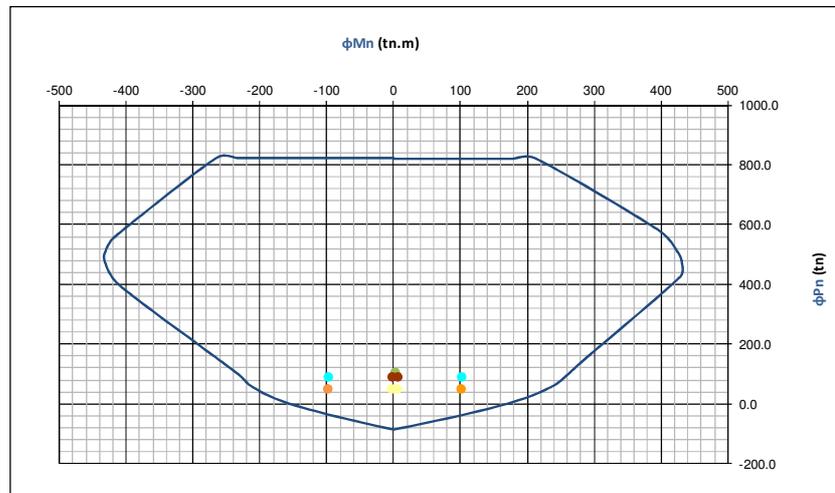


Figura 7.3. Diagrama de interacción de un muro típico.

El diseño por flexocompresión es un proceso iterativo ya que se debe aumentar o disminuir el refuerzo para lograr que los puntos se encuentren dentro del diagrama, lo más cercano posible al borde.

La norma peruana exige que en edificios de más de tres pisos, como es nuestro caso, se debe proveer del refuerzo necesario para garantizar que $M_n \geq 1.2M_{cr}$. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

De lo anterior se sabe que el momento de agrietamiento resulta de las ecuaciones básicas de la resistencia de los materiales. El cual obedece la siguiente expresión de manera que se pueda despejar el momento de agrietamiento:

$$\frac{M_{cr}}{S} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c} \quad ; \quad M_{cr} = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right)$$

Otra de las disposiciones descritas en la norma peruana es aquella que regula la necesidad de confinamiento de los extremos de los muros. Para saber si no es necesario confinar los muros, la profundidad del eje neutro “c” deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta_m}{h_m} \right)}$$

Donde: l_m : Longitud del muro.

h_m : Altura total del muro.

Δ_m : Desplazamiento inelástico del muro a una altura h_m .

Además: el valor de $\left(\frac{\Delta_m}{h_m}\right)$ no debe tomarse menor que 0.005.

Cuando el valor de “c” no cumpla con dicha expresión, los extremos de los muros deberán confiarse con estribos cerrados. Para lo cual deberá incrementarse el espesor del muro a 15 cm.

Cuando no sea necesario confinar los extremos del muro, el refuerzo deberá espaciarse de manera tal que su cuantía esté por debajo del 1% del área en el cual se distribuye.

7.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

La fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual al cortante último proveniente del análisis estructural (V_{ua}), amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento último proveniente del análisis estructural (M_{ua}). De lo anterior se deriva la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$$

Para el cálculo de M_n se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25 f_y$, es decir $f_{y_e} = 5250 \text{Kg} / \text{cm}^2$.

El procedimiento descrito para el cálculo de la fuerza cortante última de diseño (V_u) se obtiene de buscar que el muro falle primero por flexión, de manera que la fuerza sísmica no aumente luego que ocurra esto. Es por esta razón que se le da una sobre resistencia al muro para la acción de la fuerza cortante.

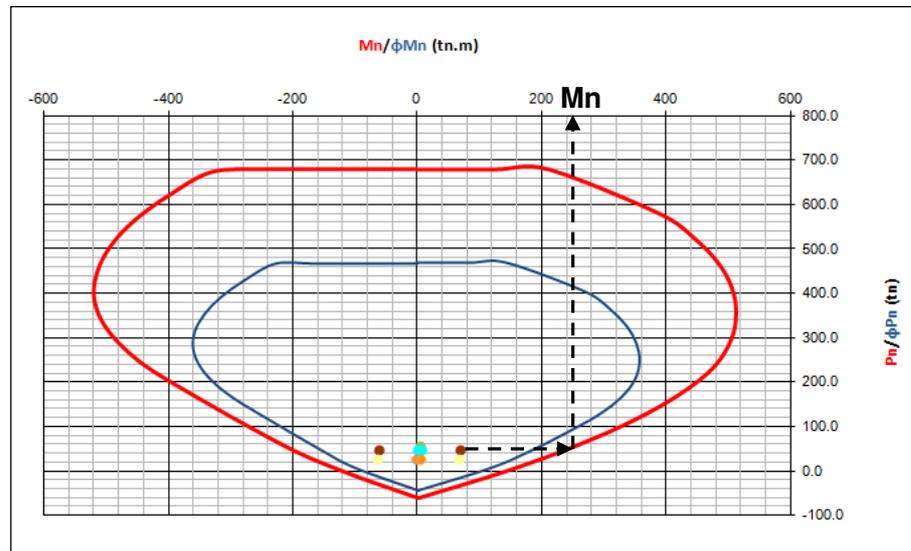


Figura 7.4. Obtención de Mn para amplificar fuerza cortante.

El valor máximo del cociente amplificador de la fuerza cortante es “R” ya que si se llegase a amplificar por un factor mayor, estaríamos diseñando el muro para que trabaje en el régimen elástico.

El reglamento además indica que para la mitad superior del edificio se podrá usar 1.5 como valor máximo del cociente (Mn / Mua).

Luego de conocida la fuerza cortante última de diseño se debe calcular la resistencia al corte de los muros. La cual se podrá determinar con la siguiente expresión indicada en la norma de muros de ductilidad limitada:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} + A_c \cdot \rho_h \cdot f_y)$$

Donde: $\phi = 0.85$, Factor de reducción de resistencia para cortante.

$A_c = 0.8L$, Área de corte en la dirección analizada.

ρ_h : Cuantía de refuerzo horizontal del muro.

$\alpha = 0.80$, Si $(h_m / l_m) \leq 1.5$.

$\alpha = 0.53$, Si $(h_m / l_m) \geq 2.5$

Si: $1.5 < \left(\frac{hm}{lm}\right) < 2.5$, α se obtiene de interpolar entre 0.53 y 0.80.

De la expresión anterior se puede afirmar que mientras menor sea la relación entre la altura total del muro y la longitud del mismo, el aporte del concreto a la resistencia al cortante del muro será mucho más significativo.

Cabe destacar que se debe considerar como valor máximo de la resistencia nominal a fuerza cortante el siguiente valor:

$$V_n < 2.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c$$

El diseño por corte fricción es parte del diseño por cortante. Para esto el refuerzo vertical distribuido se debe diseñar para garantizar una adecuada resistencia al cortante por fricción en la base de todos los muros. La resistencia al cortante por fricción se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y)$$

Donde: $\phi = 0.85$, Factor de reducción de resistencia para cortante.

$\mu = 0.6$, Módulo de fricción del concreto endurecido (sin tratamiento).

$N_u = 0.9 \cdot N_M$, Fuerza normal última (en función de la carga muerta).

$A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100$, Área del refuerzo vertical (cm^2).

Con los dos principios de diseño por fuerza cortante descritos anteriormente se debe calcular el refuerzo vertical y horizontal distribuido en el alma del muro de ductilidad limitada. Sin embargo, tales refuerzos deben cumplir con las siguientes limitaciones de cuantías mínimas:

Si $V_u > 0.5 \cdot \phi V_c$, entonces: $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v \geq 0.0025$.

Si $V_u < 0.5 \cdot \phi V_c$, entonces: $\rho_h \geq 0.0020$ y $\rho_v \geq 0.0015$.

Si $\left(\frac{hm}{lm}\right) \leq 2$, entonces: $\rho_v \geq \rho_h$.

Tabla N°15. Cargas últimas de diseño para el muro en la dirección X.

| COMBINACION | Pu (ton) | Vu (ton) | Mu (ton.m) |
|--------------------|----------|----------|------------|
| 1.4CM + 1.7CV | 179.36 | 0.06 | 14.36 |
| 1.25(CM + CV) + CS | 153.64 | 35.78 | 416.90 |
| 1.25(CM + CV) - CS | 153.64 | -35.68 | -392.58 |
| 0.9CM + CS | 88.75 | 35.76 | 411.28 |
| 0.9CM - CS | 88.75 | -35.70 | -398.20 |

Tabla N°16. Cargas últimas de diseño para el muro en la dirección Y.

| COMBINACION | Pu (ton) | Vu (ton) | Mu (ton.m) |
|--------------------|----------|----------|------------|
| 1.4CM + 1.7CV | 179.36 | 0.17 | 0.45 |
| 1.25(CM + CV) + CS | 153.64 | 24.29 | 256.55 |
| 1.25(CM + CV) - CS | 153.64 | -24.01 | -255.78 |
| 0.9CM + CS | 88.75 | 24.21 | 256.39 |
| 0.9CM - CS | 88.75 | -24.09 | -255.94 |

Una vez obtenidas las cargas últimas provenientes de las combinaciones de la norma E.060, se procede a calcular el aporte del concreto a la resistencia a fuerza cortante. De esa manera se podrá obtener una primera aproximación del refuerzo distribuido en el alma. A continuación se muestra la memoria de dicho cálculo:

$$hm = 12.50m.$$

Para la dirección X:

- $lm_x = 4.85m;$ $\left(\frac{hm}{lm}\right)_x = \left(\frac{12.50}{4.85}\right) = 2.58;$ $\alpha_x = 0.53$
- $\phi V_{c_x} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} = 0.85 \cdot 12 \cdot 0.8 \cdot 485 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} = 27.75ton$
- $\phi V_{c_x} / 2 = 13.88ton$
- $Vu_x = 35.78ton;$ $Vu_x > \phi V_{c_x} / 2;$ $\rho_v \geq 0.0025$
- $Asv_x = 0.0025 \cdot 100 \cdot 12 = 3cm^2 / m \rightarrow \phi 8mm @ .15$

Para la dirección Y:

- $lm_y = 7.60m;$ $\left(\frac{hm}{lm}\right)_y = \left(\frac{12.50}{7.60}\right) = 1.64;$ $\alpha_y = 0.76$

- $\phi V_{c_y} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} = 0.85 \cdot 10 \cdot 0.8 \cdot 760 \cdot 0.76 \cdot \sqrt{175} = 51.96 \text{ ton}$
- $\phi V_{c_y} / 2 = 25.98 \text{ ton}$
- Como: $(h_m / l_m) \leq 2$, entonces: $\rho_v \geq \rho_h$.
- $V_{u_y} = 24.29 \text{ ton}$; $V_{u_y} \approx \phi V_{c_y} / 2$; $\rho_h = \rho_v = 0.0025$
- $A_{s_{v_y}} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 8 \text{ mm} @ .20$

Con el refuerzo vertical distribuido calculado en ambas direcciones se procedió a generar el diagrama de interacción. En el mismo gráfico se ingresó los puntos correspondientes a las cargas últimas amplificadas provenientes de las combinaciones.

En un primer intento, con la malla distribuida mínima, el diseño no cumplió lo requerido para la flexocompresión en la dirección X. Por lo tanto, se optó por agregar $1\phi 12 \text{ mm}$ en cada extremo del muro M-8, con lo cual el diseño culminó siendo satisfactorio. Las figuras 7.6 y 7.7 muestran los diagramas de interacción del muro para las direcciones X e Y respectivamente.

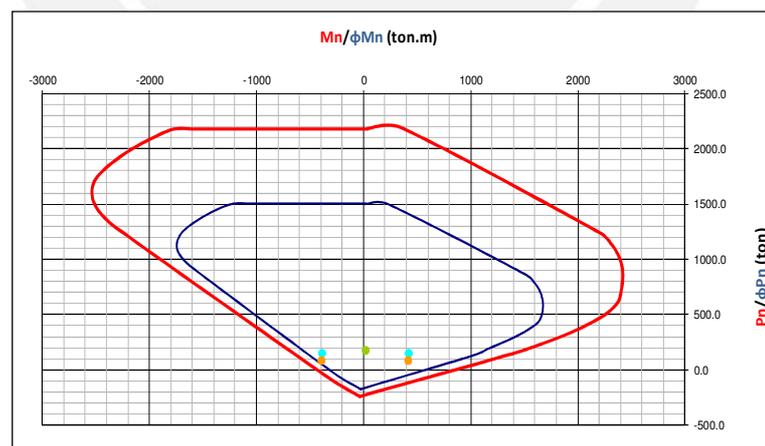


Figura 7.6. Diagramas de interacción para el muro en la dirección X.

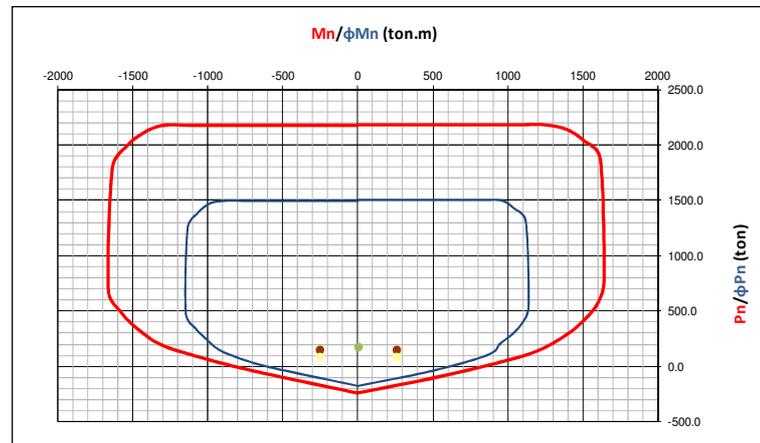


Figura 7.7. Diagramas de interacción para el muro en la dirección Y.

En ambas figuras, el diagrama dibujado de color azul es el correspondiente a la resistencia de diseño ($\phi P_n, \phi M_n$); y el diagrama dibujado de color rojo es el correspondiente a la resistencia nominal (P_n, M_n), el cual será necesario para el diseño por cortante mostrado más adelante.

Una vez que el diseño por flexocompresión se ha cumplido satisfactoriamente se debe verificar las especificaciones de la norma en cuanto al momento de agrietamiento y la compresión en los extremos de los muros.

Para la dirección X:

- $A = 1.70m^2$; $I_y = 6.05m^4$; $y = 2.85m$; $S_y = 2.10m^3$
- $M_{cr} = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = 2100000 \cdot \left(2\sqrt{175} + \frac{153640}{1700} \right) = 745ton.m$
- $1.2M_{cr} = 895ton.m$
- Para $P_u = 153.64ton \rightarrow M_{n_x} = 1100ton.m \rightarrow M_n > 1.2M_{cr}$

Para la dirección Y:

- $A = 1.70m^2$; $I_y = 5.35m^4$; $y = 3.60m$; $S_y = 1.49m^3$
- $M_{cr} = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = 1490000 \cdot \left(2\sqrt{175} + \frac{153640}{1700} \right) = 530ton.m$
- $1.2M_{cr} = 640ton.m$

- Para $P_u = 153.64 \text{ ton} \rightarrow M_{n_y} = 1200 \text{ ton.m} \rightarrow M_n > 1.2 M_{cr}$

Del cálculo presentado se puede concluir que con el refuerzo colocado se garantiza que la resistencia de diseño de la sección fisurada sea mayor que el momento flector que genera el agrietamiento por flexión.

Para estudiar la necesidad de confinamiento en los bordes fue necesario hallar la profundidad del eje neutro de la sección "c", correspondiente a los casos de carga últimos. El procedimiento consiste en tantear valores de "c" hasta que el Pn obtenido sea igual a Pu.

Se sabe que:

- $P_n = C_c + \sum C_{s_i} - \sum T_{s_i}$

Donde: C_c : Resultante del bloque equivalente de compresiones.

C_{s_i} : Fuerza de cada capa de acero en compresión.

T_{s_i} : Fuerza de cada capa de acero en tracción.

La profundidad del eje neutro resultó ser igual a 24 cm. Las fuerzas descritas anteriormente se hallaron de la siguiente manera:

- $a = 0.85 \cdot c = 0.85 \cdot 24 = 20.4 \text{ cm}$. (profundidad del bloque de compresiones).

- $C_c = 0.85 \cdot 175 \cdot (10 \cdot 170 + 12 \cdot 10.4) = 271 \text{ ton}$

- $\epsilon_{s_i} = 0.003 \left(\frac{c - y_i}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{24 - y_i}{24} \right)$

- $f_{s_i} = \epsilon_{s_i} \cdot E_s$; Donde: $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg / cm}^2$

Si: $\epsilon_{s_i} \geq 0.0021$, entonces: $f_{s_i} = 4200 \text{ Kg / cm}^2$

- $F_{s_i} = f_{s_i} \cdot A_{s_i}$

- $\sum Cs_i - \sum Ts_i = -117\text{ton}$
- $Pn = 271 - 117 = 154\text{ton}$; $Pu \approx Pn$

Se calculó también el valor límite de “c”.

- $$c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta_m}{h_m} \right)} = \frac{485}{600 \times (0.005)} = 165\text{cm}$$

Como $c = 24\text{ cm}$ para $Pu = 153.64\text{ton}$, se concluyó que no fue necesario confinar los bordes del muro. Entonces se colocó el refuerzo en los muros de manera que la cuantía esté por debajo del 1% del área en el cual se distribuye.

Una vez culminado el diseño por flexocompresión, se procede a diseñar el muro para la sollicitación por cortante. El procedimiento de diseño para ambas direcciones se muestra a continuación.

Para la dirección X:

- $Mn_x = 1400\text{ton.m}$; $Mu_x = 417\text{ton.m}$; $\left(\frac{Mn}{Mu} \right)_x = \left(\frac{1400}{417} \right) = 3.35$
- $Vu_x = Vua \cdot \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 35.78 \cdot 3.35 = 120\text{ton}$
- $\phi Vn_{MAX} = 0.85 \cdot 2.7 \cdot \sqrt{175} \cdot 0.8 \cdot 485 \cdot 12 = 141.36\text{ton}$
- $\phi Vc_x = 27.75\text{ton}$
- $Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{120 - 27.75}{0.85} = 108.50\text{ton}$
- $Vs = Ac \cdot \rho_h \cdot fy \rightarrow \rho_h = \frac{Vs}{Ac \cdot fy} = \frac{108500}{12 \cdot 0.8 \cdot 485 \cdot 4200} = 0.0055$
- $Ash_x = 0.0055 \cdot 100 \cdot 12 = 6.6\text{cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 12\text{mm} @ .15$

Para la dirección Y:

- $Mn_y = 1200\text{ton.m}$; $Mu_y = 257\text{ton.m}$; $\left(\frac{Mn}{Mu} \right)_y = 4$ (valor máximo).

- $Vu_y = Vu_a \cdot \left(\frac{Mn}{M_{ua}} \right) = 25 \cdot 4 = 100 \text{ ton}$
- $\phi Vn_{MAX} = 0.85 \cdot 2.7 \cdot \sqrt{175} \cdot 0.8 \cdot 760 \cdot 10 = 185 \text{ ton}$
- $\phi Vc_y = 51.96 \text{ ton}$
- $Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{100 - 51.96}{0.85} = 59 \text{ ton}$
- $Vs = Ac \cdot \rho_h \cdot fy \rightarrow \rho_h = \frac{Vs}{Ac \cdot fy} = \frac{59000}{10 \cdot 0.8 \cdot 760 \cdot 4200} = 0.0023$
- $Ash_x = 0.0023 \cdot 100 \cdot 10 = 2.3 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 8 \text{ mm} @ .20$

Además del diseño por cortante del muro, el cual conlleva a la obtención del refuerzo distribuido horizontalmente en el muro; también se debe verificar el diseño de cortante por fricción. Con el refuerzo vertical distribuido uniformemente que se colocó en el alma para generar el diagrama de interacción, se debe verificar que la resistencia al cortante por fricción sea mayor que la cortante última. El procedimiento de diseño para ambas direcciones se muestra a continuación.

- $N_u = 0.9 \cdot N_M = 0.9 \cdot 98.61 = 88.75 \text{ ton}$

Para la dirección X:

- $A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100 = 0.0025 \cdot 12 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 / m$
- $\phi Vn = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot fy) = 0.85 \cdot 0.6 \cdot (88750 + 3 \cdot 4200) = 52 \text{ ton}$
- $Vu_x = 36 \text{ ton}$
- $Vu_x < \phi Vn$

Para la dirección Y:

- $A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100 = 0.0025 \cdot 10 \cdot 100 = 2.5 \text{ cm}^2 / m$
- $\phi Vn = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot fy) = 0.85 \cdot 0.6 \cdot (88750 + 2.5 \cdot 4200) = 50 \text{ ton}$
- $Vu_y = 25 \text{ ton}$
- $Vu_y < \phi Vn$

La figura 7.8 muestra el detalle del refuerzo en el muro central.

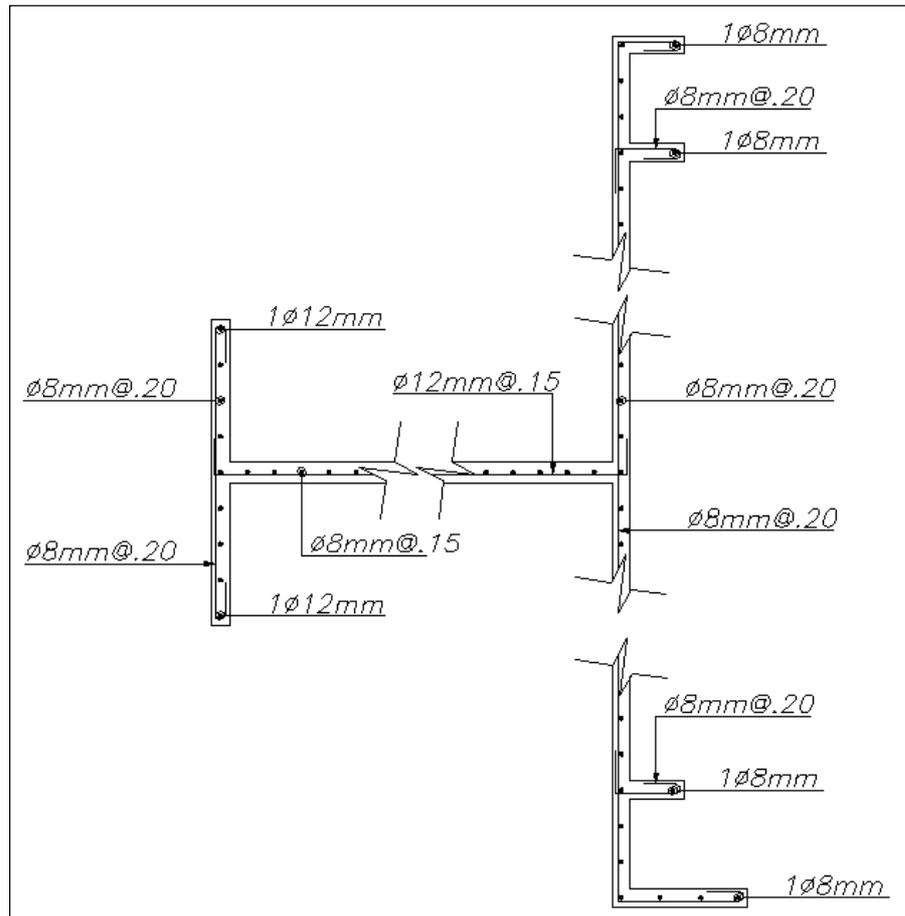


Figura 7.8. Detalle del refuerzo colocado en el muro central.

CAPITULO 8. DISEÑO DE CIMENTACION

Los tipos de cimentación usados comúnmente en edificios conformados por muros portantes, ya sea de albañilería o de concreto armado, son cimientos corridos y plateas de cimentación superficiales. En el caso particular del presente proyecto, se ha optado por la solución de la platea de cimentación.

8.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACION

8.1.1 COMPORTAMIENTO E IDEALIZACION DE LA PLATEA

El comportamiento de la platea de cimentación consiste en una losa flexible apoyada sobre resortes con una rigidez igual al módulo de reacción de subrasante. La cual se deforma ante la acción de las cargas provenientes de los muros. Las presiones generadas sobre el terreno tienen una distribución no lineal. La figura 8.1 muestra la imagen del comportamiento de la platea así como la idealización del mismo.

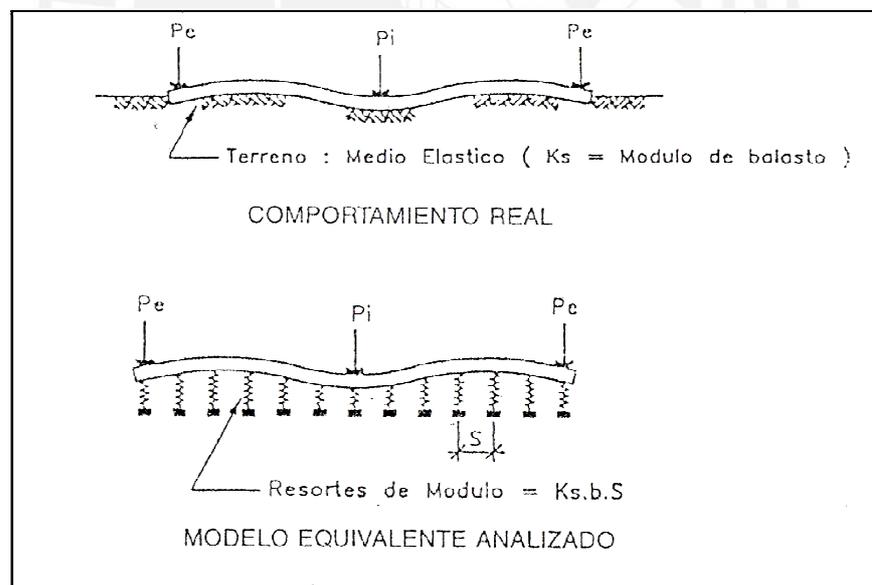


Figura 8.1. Comportamiento de la platea e idealización del suelo.

(Fuente: Rivera, J. Plateas de cimentación para edificios en base a muros portantes.)

Para el análisis de la cimentación se utilizó el programa de cómputo SAFE versión 8. Dicho programa emplea el método de elementos finitos para la obtención de las

presiones actuantes en el terreno y los esfuerzos internos en la platea de cimentación. El programa no toma en cuenta las tracciones en el suelo.

El suelo sobre el cual se va a cimentar la estructura se considera dentro del modelo de la platea como un conjunto de resortes distribuidos uniformemente bajo toda la superficie. La rigidez de los resortes (k) es igual al modulo de reacción de la subrasante, o más comúnmente llamado módulo de balasto. Para una presión admisible de 1.0 kg/cm^2 , el manual del programa SAFE recomienda usar un valor de " k " igual a 2.2 kg/cm^3 .

La figura 8.2 muestra la imagen del modelo estructural usado para el análisis de la platea de cimentación superficial.

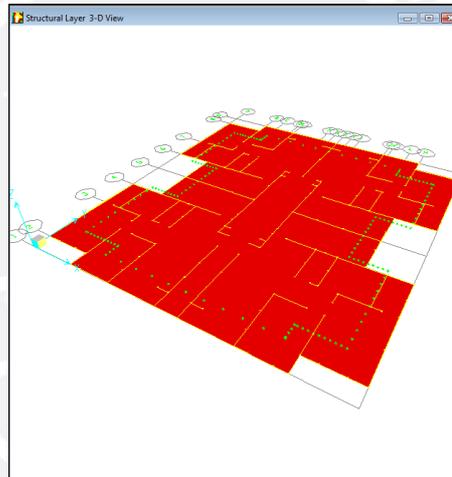


Figura 8.2. Modelo estructural de la platea de cimentación.

8.1.2 ESFUERZOS ACTUANTES EN EL SUELO

El estrato de apoyo de la platea es un relleno controlado de ingeniería con una presión máxima admisible de 1.00 kg/cm^2 . Dicha presión no debe ser excedida por las presiones provenientes de los casos de carga sin contar las acciones sísmicas.

La presión admisible del suelo puede incrementarse en 30% según indica la norma E.060. Esto aplica sólo para los casos de carga que incluyan los efectos sísmicos. Entonces, la presión admisible del suelo se considerará igual a 1.30 kg/cm^2 en los casos donde participen las cargas provenientes del sismo.

A continuación se presentan las combinaciones con las cuales se va a verificar las presiones actuantes sobre el terreno:

$$CM + CV$$

$$CM + CV \pm 0.8CS_x$$

$$CM + CV \pm 0.8CS_y$$

La figura 8.3 muestra la distribución de presiones en el suelo debido a las cargas de gravedad.

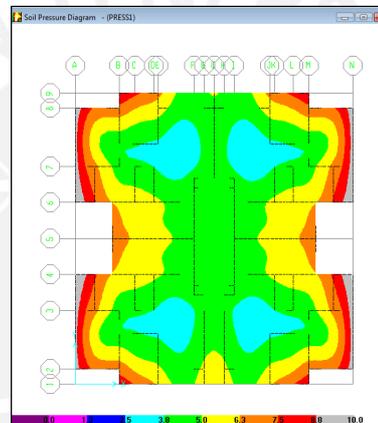


Figura 8.3. Presiones en el suelo debido a cargas de gravedad ($CM + CV$).

8.1.3 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE DE PLATEA

Las consideraciones de flexión y cortante son las mismas que se tuvieron para el diseño de la losa maciza en el capítulo 5. Esto se debe a que, después de todo, la platea de cimentación es también una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones.

Las figuras 8.4 y 8.5 muestran la distribución de momentos flectores y fuerzas cortantes en la platea en ambas direcciones para las combinaciones de gravedad.

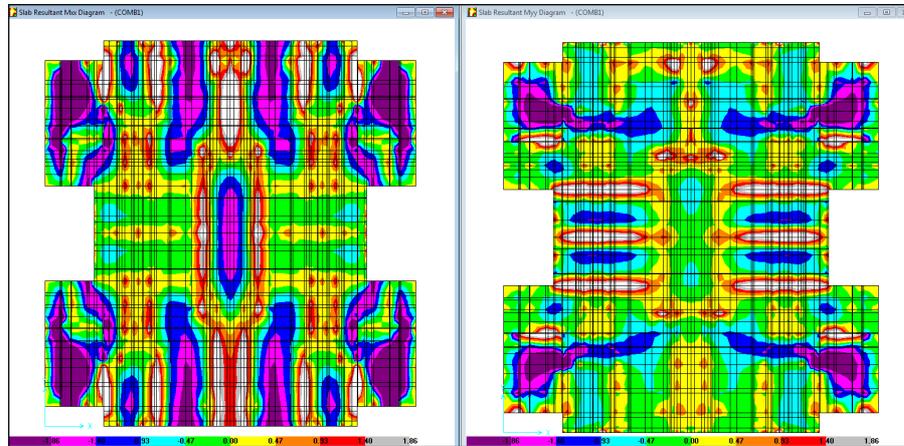


Figura 8.4. Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4CM +1.7CV).

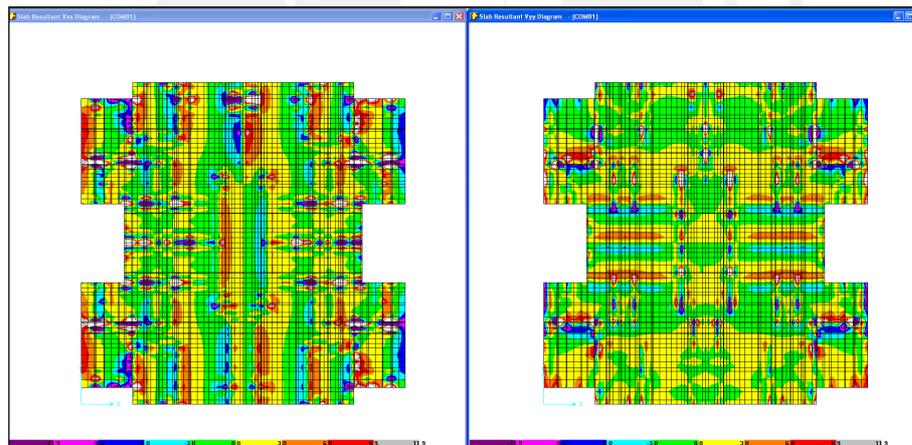


Figura 8.5. Distribución de fuerzas cortantes en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4CM +1.7CV).

8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACION

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño para el paño comprendido entre los ejes A – B y 5 - 6. La tabla N°17 muestra los momentos últimos obtenidos en ambas direcciones, así como el área de acero requerido y el refuerzo colocado.

Tabla N°17. Diseño de refuerzo en platea de cimentación.

| Dirección X | | Dirección Y | |
|--|--|--|--|
| Mu neg. (ton.m) | Mu pos. (ton.m) | Mu neg. (ton.m) | Mu pos. (ton.m) |
| -3.9 | +3.5 | -3.1 | +2.7 |
| As neg. (cm ²) | As pos. (cm ²) | As neg. (cm ²) | As pos. (cm ²) |
| 5.4 | 4.8 | 4.2 | 3.7 |
| Refuerzo colocado neg. | Refuerzo colocado pos. | Refuerzo colocado neg. | Refuerzo colocado pos. |
| Φ8mm@0.20(malla) + Φ8mm@0.20(inf.) | Φ8mm@0.20(malla) + Φ8mm@0.20(sup.) | Φ8mm@0.20(malla) + Φ6mm@0.20(inf.) | Φ8mm@0.20(malla) + Φ6mm@0.20(sup.) |

Se consideró colocar una malla corrida superior e inferior de manera que se cumpla los requisitos de contracción y temperatura.

El diseño por fuerza cortante también se verificó en la platea de cimentación. El procedimiento de diseño se detalla a continuación.

- $Vu_x = 10.50 \text{ ton.}$
- $Vu_y = 9.80 \text{ ton.}$
- $\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 100 \cdot 20 = 11.92 \text{ ton.}$
- $Vu < \phi Vc$ (En las dos direcciones)

De lo mostrado se puede concluir que el diseño es satisfactorio tanto para la sollicitación de flexión como para cortante. La figura 8.6 muestra el esquema del armado de la porción de la platea que se tomó de ejemplo.

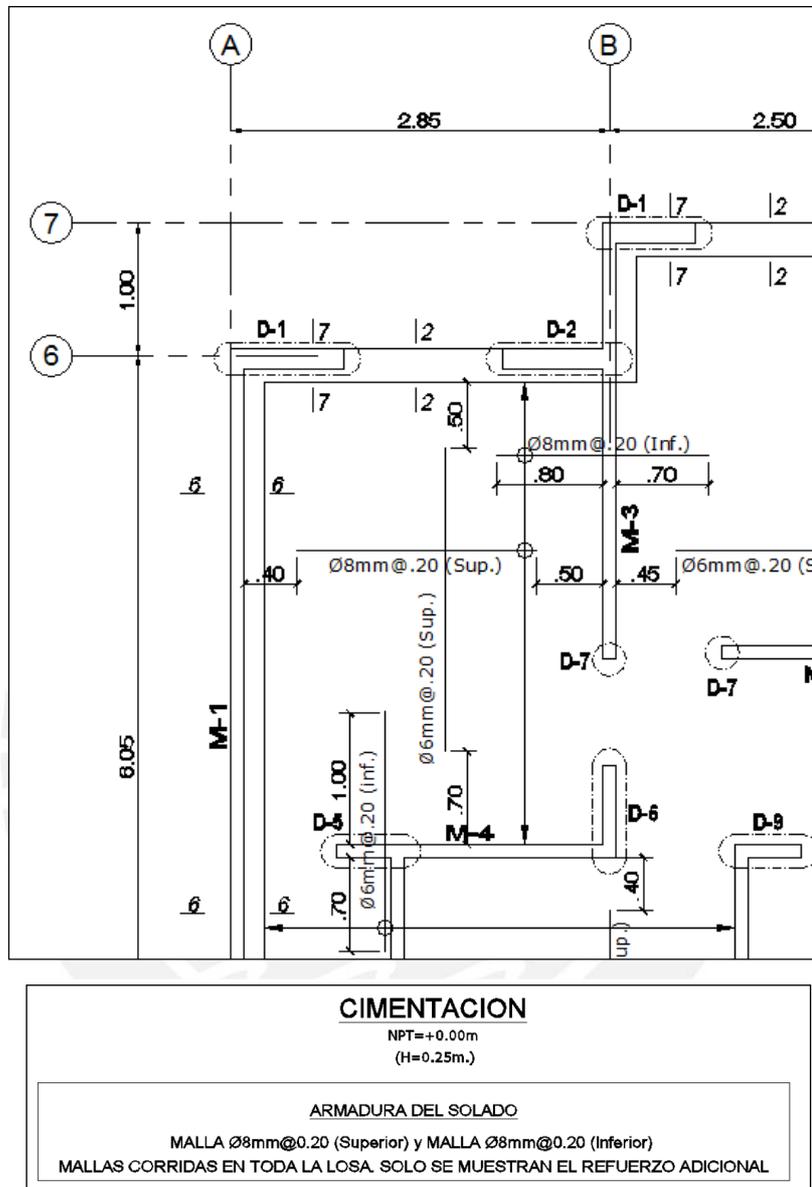


Figura 8.6. Detalle del refuerzo en platea de cimentación.

CAPITULO 9: RESPUESTA DINAMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS

El presente capítulo tiene como objetivo estudiar el comportamiento dinámico del edificio ante la acción de sismos frecuentes. Estos serán representados por los acelerogramas registrados de los sismos de Lima (9 de noviembre de 1974) y Pisco (15 de agosto del 2007), escalados a una aceleración pico de 0.24 g.

La aceleración de 0.24 g corresponde a los sismos en la costa peruana sobre suelo tipo S_2 que tienen una probabilidad de excedencia de 69% en 50 años. Lo que equivale decir, que tiene un periodo de retorno de 43 años.

Para el estudio del comportamiento dinámico del edificio se realizó un análisis global de desplazamientos en el nivel superior, fuerzas cortantes y momentos volcantes basales. Además se hizo un análisis local del comportamiento del muro central en las dos direcciones principales.

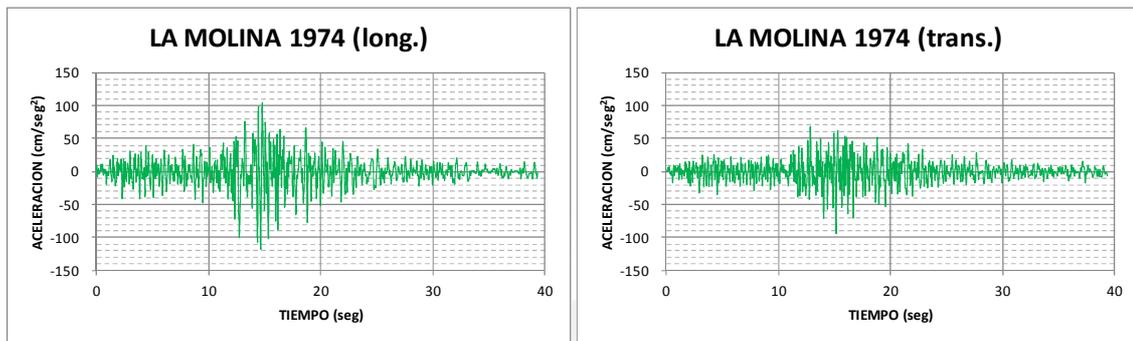
9.1 SEÑALES EMPLEADAS

Se emplearon dos señales, cada una con dos registros de aceleración correspondiente a sus componentes longitudinal y transversal.

La primera señal corresponde al sismo ocurrido en la ciudad de Lima el día 9 de noviembre de 1974. El registro se obtuvo de la estación ubicada en la Universidad Nacional Agraria de La Molina (MOL). La segunda señal corresponde al sismo ocurrido en la ciudad de Pisco el día 15 de agosto del 2007. El registro se obtuvo de la estación ubicada en la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica (ICA2). De aquí en adelante se hace referencia a las señales como LA MOLINA 1974 y PISCO 2007 respectivamente.

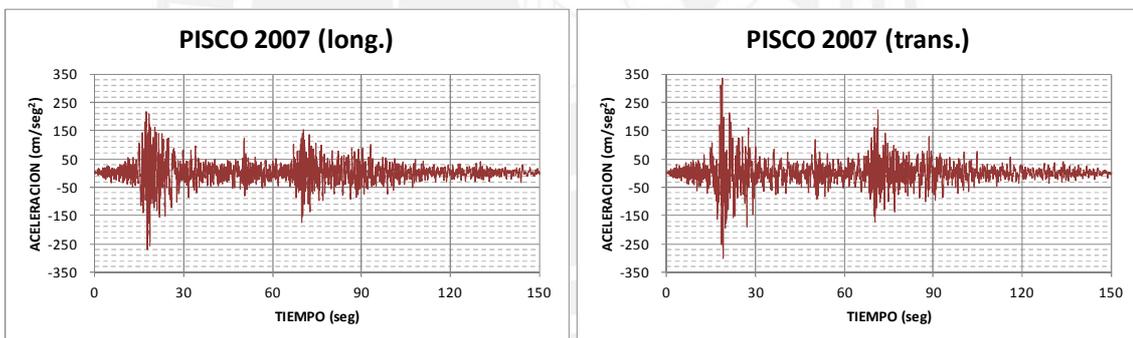
Se eligieron estas señales porque se intenta representar las características locales del suelo dentro de ellas. El tipo de suelo usado para la cimentación del edificio en estudio es similar al tipo de suelo de La Molina y de Pisco, ya que al encontrarse en Chorrillos, el tipo de suelo para la cimentación es del tipo S_2 .

Las figuras 9.1(a), 9.1(b), 9.2(a) y 9.2(b) muestran los acelerogramas registrados para los sismos mencionados. Se indica también las aceleraciones máximas en el suelo de cada registro para cada componente.



Figuras 9.1(a) y 9.1(b). Acelerogramas sismo La Molina 1974, componentes longitudinal y transversal.

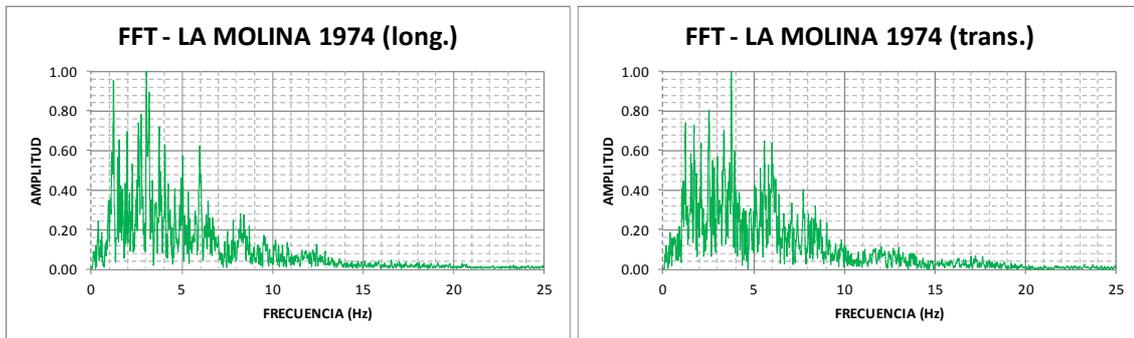
Aceleración máxima del suelo: 116.79 cm/sec² (long.) - 93.71 cm/sec² (trans.)



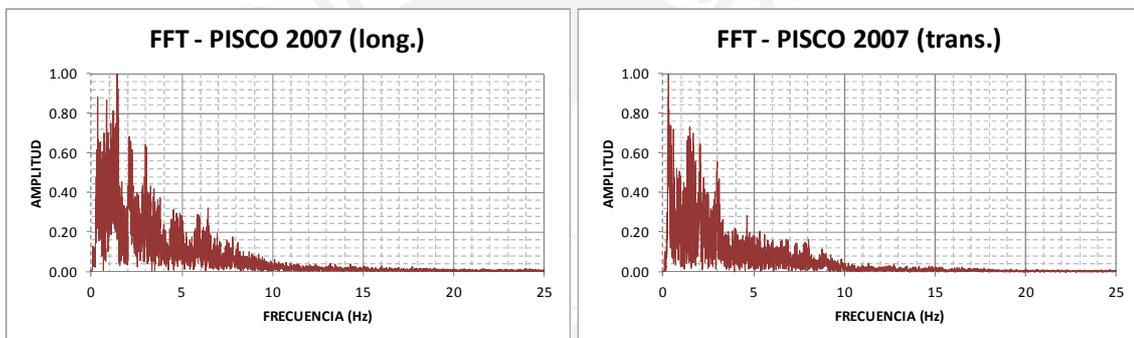
Figuras 9.2(a) y 9.2(b). Acelerogramas sismo Pisco 2007, componentes longitudinal y transversal.

Aceleración máxima del suelo: 272.21 cm/sec² (long.) - 334.11 cm/sec² (trans.)

Las figuras 9.3 (a), 9.3(b), 9.4(a) y 9.4(b) muestran las transformadas rápidas de Fourier (FFT). Con esta operación numérica se puede determinar la frecuencia fundamental de vibración del suelo para cada registro.



Figuras 9.3(a) y 9.3(b). Transformadas rápidas de Fourier sismo La Molina 1974, componentes longitudinal y transversal.



Figuras 9.4(a) y 9.4(b). Transformadas rápidas de Fourier sismo Pisco 2007, componentes longitudinal y transversal.

De los gráficos de FFT mostrados se puede observar que para el sismo de LA MOLINA 1974 se obtuvieron frecuencias significativas dentro del intervalo de 1.0 a 6.0 Hz. Por otro lado, para el sismo de PISCO 2007, se obtuvieron frecuencias significativas dentro del intervalo de 0.2 a 3.0 Hz.

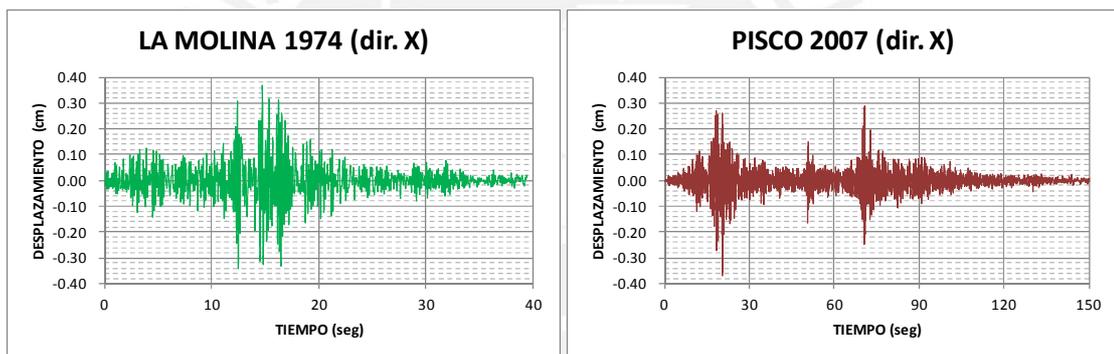
De lo explicado en el párrafo anterior se puede deducir que las estructuras con frecuencias fundamentales de vibración que caigan dentro de estos intervalos para cada señal, van a sentir una amplificación de la aceleración. En nuestro caso, se espera que existan mayores aceleraciones cuando sea analizado con los acelerogramas de LA MOLINA 1974, ya que el periodo fundamental de la estructura en ambas direcciones es bajo.

9.2 RESPUESTA DEL EDIFICIO ANTE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS

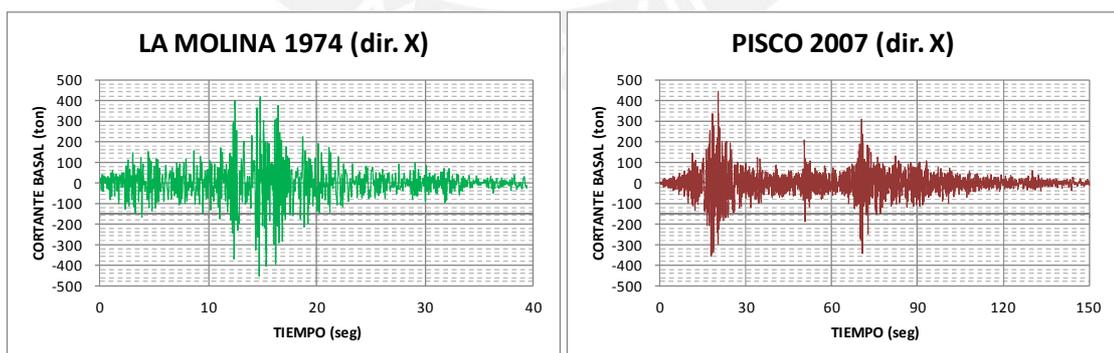
Para el análisis tiempo historia presentado en este capítulo, se asumió un comportamiento lineal y elástico de la estructura. Este tipo de análisis es permitido por la norma E.030 para edificaciones que no son especialmente importantes.

9.2.1 RESPUESTA GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

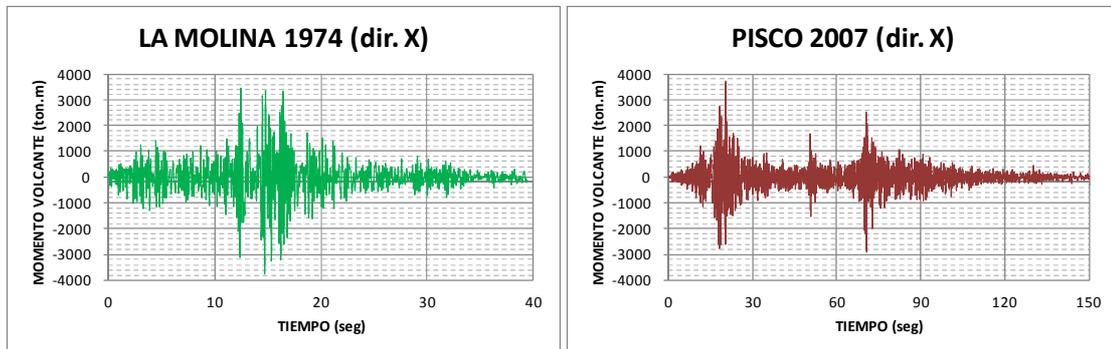
Las figuras 9.5(a), 9.5(b), 9.6(a), 9.6(b), 9.7(a) y 9.7(b) muestran los resultados de la respuesta global del edificio. Estos consisten en las historias de desplazamientos a nivel de la azotea, fuerzas cortantes basales y momentos volcantes del edificio en la dirección de la fachada (X).



Figuras 9.5 (a) y (b). Historia de desplazamientos en la azotea en la dirección X.



Figuras 9.6 (a) y (b). Historia de fuerzas cortantes basales en la dirección X.



Figuras 9.7 (a) y (b). Historia de momentos volcantes en la dirección X.

9.2.2 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ANALISIS TIEMPO HISTORIA

Para poder interpretar los resultados obtenidos de la respuesta global de la estructura es conveniente graficar los espectros de pseudo aceleración para cada señal. Esto se hace para poder determinar la aceleración máxima a la cual fue sometida la base de la estructura y de este modo conocer la respuesta máxima para cada periodo presente en la estructura.

La figura 9.8 muestra los espectros de pseudo aceleración de cada señal junto con el espectro de diseño de la norma E.030.

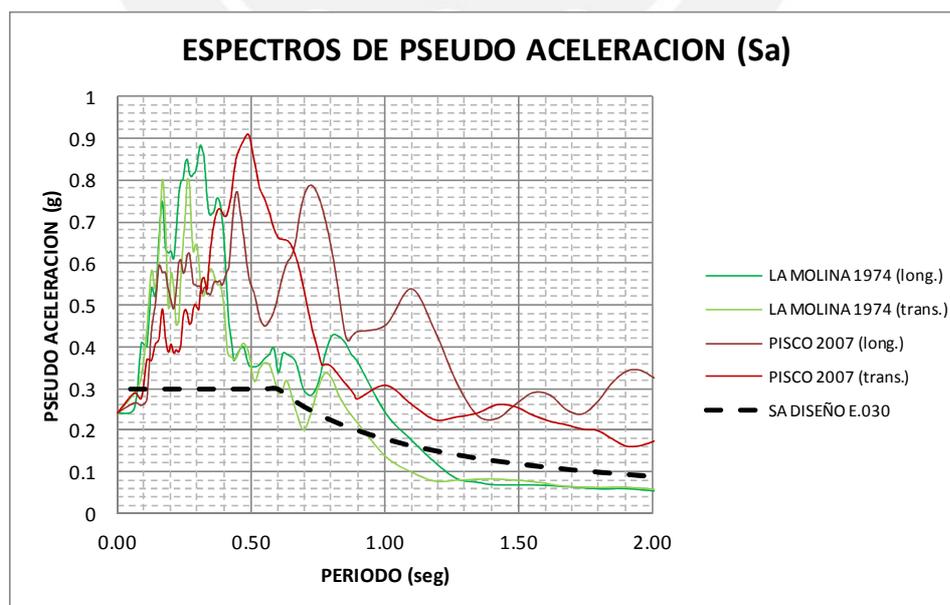


Figura 9.8. Espectros de pseudo aceleración (amortiguamiento = 5%).

Del gráfico anterior se puede apreciar que para los periodos fundamentales de vibración ($T_x = 0.143$ seg, $T_y = 0.113$ seg), las pseudo aceleraciones se amplifican y alcanzan valores mayores al valor especificado en el espectro de diseño de la norma E.030.

A manera de comparación se muestra la tabla N°18, en donde aparecen los resultados obtenidos del análisis lineal tiempo historia para los acelerogramas de los dos sismos. Dichos valores son analizados y comparados con los valores obtenidos del análisis espectral modal especificado en la norma E.030.

Tabla N°18. Resultados obtenidos de los análisis espectral modal y tiempo historia.

| DIRECCION DE ANALISIS | DIRECCION X | | | DIRECCION Y | | |
|----------------------------|--------------------------------|-------------------|---------------|-------------|-------------------|---------------|
| | SISMO DE ANALISIS NTE E.030 | LA MOLINA 1974 | PISCO 2007 | NTE E.030 | LA MOLINA 1974 | PISCO 2007 |
| Desplazamiento Azotea (cm) | 0.72 | 0.37 | 0.37 | 0.45 | 0.21 | 0.17 |
| Cortante Basal (ton) | 256.00 | 450.00 | 443.00 | 256.00 | 421.00 | 338.00 |
| Momento Volcane (ton.m) | 2273.00 | 3728.00 | 3720.00 | 2305.00 | 3453.00 | 2773.00 |

Con los resultados obtenidos se genera la tabla N°19, en donde se muestra la relación de las respuestas con respecto a los resultados obtenidos del análisis espectral modal de la norma E.030.

Tabla N°19. Relación de las respuestas con respecto al análisis espectral modal.

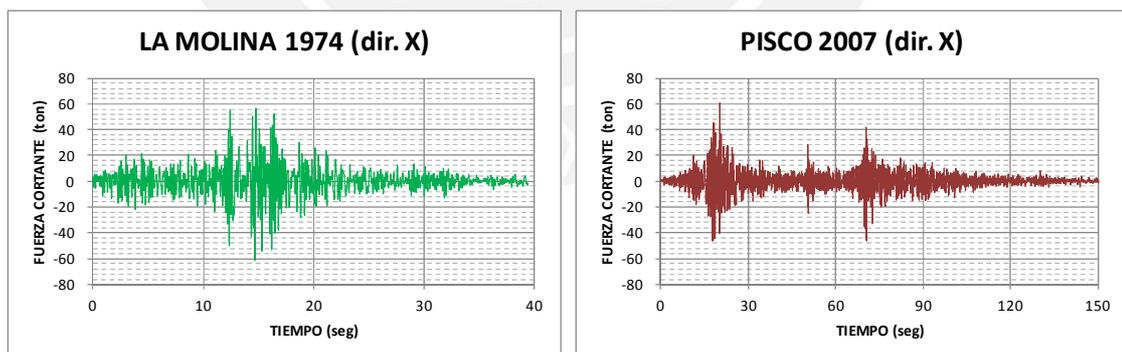
| DIRECCION DE ANALISIS | DIRECCION X | | DIRECCION Y | |
|------------------------------|-------------------|---------------|-------------------|---------------|
| | LA MOLINA 1974 | PISCO 2007 | LA MOLINA 1974 | PISCO 2007 |
| Desp. TH/ Desp. E.030 | 0.51 | 0.51 | 0.47 | 0.38 |
| V basal TH/ V basal E.030 | 1.76 | 1.73 | 1.64 | 1.32 |
| M volc. TH/ M volc. E.030 | 1.64 | 1.64 | 1.50 | 1.20 |

Se puede apreciar de las tablas mostradas que, en cuanto a desplazamientos, los valores obtenidos del procedimiento de la norma E.030 son mayores que aquellos obtenidos del análisis tiempo historia. Esto se debe a que los desplazamientos obtenidos por la norma son desplazamientos inelásticos, resultado de multiplicar los valores dados del análisis con el sismo reducido por 0.75 R. Esto sucede en ambas direcciones.

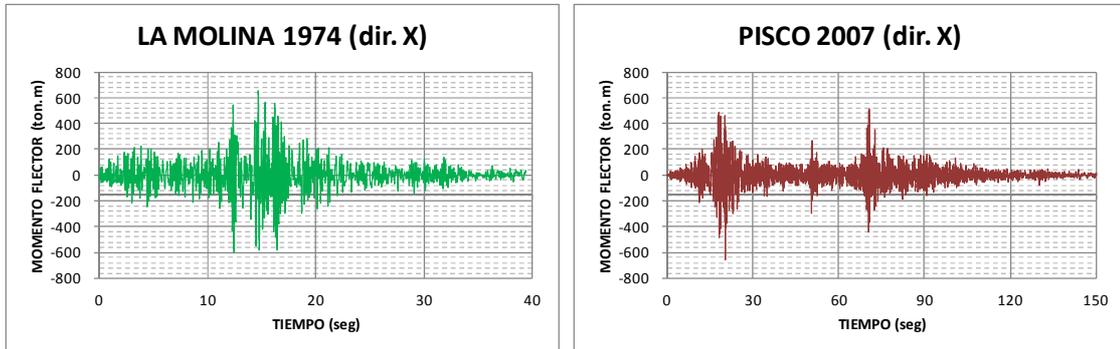
Con respecto al cortante basal y al momento volcante, en las dos direcciones se aprecia que lo obtenido del análisis tiempo historia resulta mayor que lo obtenido del análisis espectral modal de la norma E.030. Además que en la dirección X hay mayor diferencia que en la dirección Y. Asimismo, como el periodo en la dirección Y es menor que en la dirección X, la amplificación en dicha dirección será menor. Esto se puede apreciar también de la figura 9.8.

9.2.3 RESPUESTA LOCAL DEL MURO CENTRAL

Se estudia la respuesta del muro central ante la acción de los acelerogramas de análisis ya que este es el elemento vertical más esforzado en ambas direcciones. Las figuras 9.9(a), 9.9(b), 9.10(a) y 9.10(b) muestran las fuerzas cortantes y momentos flectores basales en la dirección X.



Figuras 9.9 (a) y (b). Historia de fuerzas cortantes en la dirección X.



Figuras 9.10 (a) y (b). Historia de momentos flectores en la dirección X.

Del análisis presentado en las figuras anteriores se obtiene la tabla N°20, en donde se muestran los resultados máximos de la respuesta en el tiempo para las distintas señales.

Tabla N°20. Fuerzas internas máximas en muro analizado.

| DIRECCION DE ANALISIS | DIRECCION X | | DIRECCION Y | |
|-------------------------|----------------|------------|----------------|------------|
| | LA MOLINA 1974 | PISCO 2007 | LA MOLINA 1974 | PISCO 2007 |
| Fuerza Cortante (ton) | 61.00 | 60.00 | 37.00 | 29.00 |
| Momento Flector (ton.m) | 653.00 | 652.00 | 376.00 | 303.00 |

Se puede apreciar de la tabla anterior que en la dirección X la respuesta máxima es bastante similar. Esto se debe a que el valor de pseudo aceleración espectral (figura 9.8) es similar para los sismos de LA MOLINA 1974 y PISCO 2007.

En la dirección Y la diferencia es apreciable aunque no en gran magnitud. Esto se debe a que si observamos la figura 9.8, la amplificación que genera la componente transversal del sismo de Pisco difiere con la del sismo de La Molina para $T = 0.113$ seg.

9.3 VERIFICACION DE RESISTENCIA DEL ELEMENTO MÁS ESFORZADO

Para poder verificar la resistencia del elemento más esforzado se debe proceder a aplicar las combinaciones para generar los estados de carga que estarían presentes ante la

ocurrencia de un sismo frecuente. Las tablas N°21 y N°22 muestran las combinaciones de carga para cada sismo analizado en cada dirección.

Tabla N°21. Combinación de fuerzas internas máximas en la dirección X.

| SISMO | COMBINACION | P (ton) | V (ton) | M (ton.m) |
|----------------|------------------|---------|---------|-----------|
| LA MOLINA 1974 | CM + 0.25CV + CS | 104.69 | 61.00 | 653.00 |
| | CM + 0.25CV - CS | 104.69 | -61.00 | -653.00 |
| PISCO 2007 | CM + 0.25CV + CS | 104.69 | 60.00 | 652.00 |
| | CM + 0.25CV - CS | 104.69 | -60.00 | -652.00 |

Tabla N°22. Combinación de fuerzas internas máximas en la dirección Y.

| SISMO | COMBINACION | P (ton) | V (ton) | M (ton.m) |
|----------------|------------------|---------|---------|-----------|
| LA MOLINA 1974 | CM + 0.25CV + CS | 104.69 | 37.00 | 383.88 |
| | CM + 0.25CV - CS | 104.69 | -37.00 | -368.12 |
| PISCO 2007 | CM + 0.25CV + CS | 104.69 | 29.00 | 310.88 |
| | CM + 0.25CV - CS | 104.69 | -29.00 | -295.12 |

Con las cargas generadas por las combinaciones se procede a comparar con la resistencia nominal a flexocompresión de la sección y con la resistencia nominal a cortante. Esto quiere decir que no se usará el factor de reducción de resistencia para la comparación. Las figuras 9.11 y 9.12 muestran los diagramas de interacción de la sección del muro para las dos direcciones en análisis.

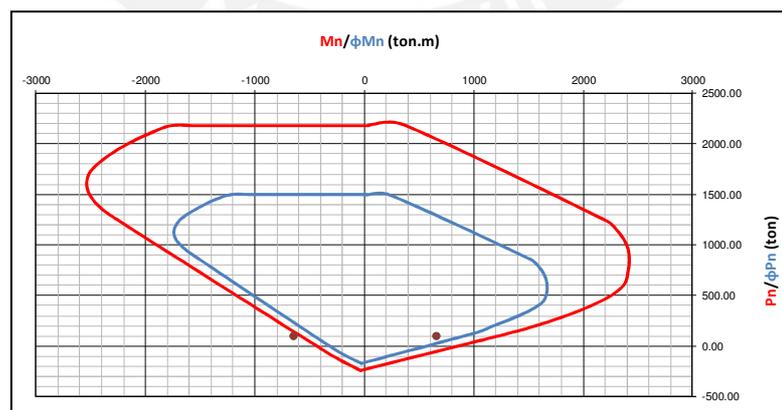


Figura 9.11. Diagrama de interacción del muro en la dirección X.

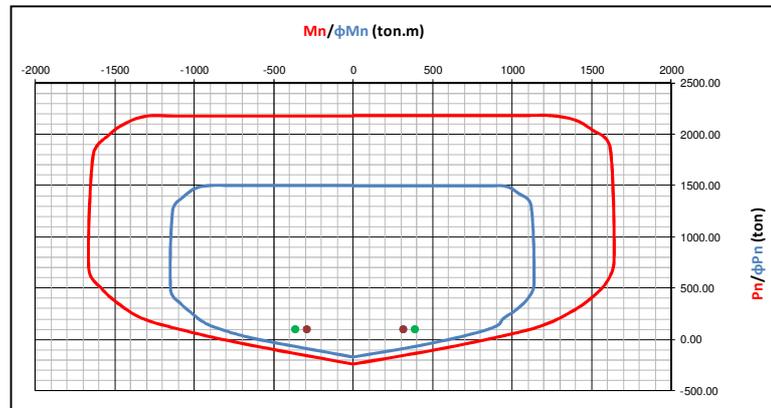


Figura 9.12. Diagrama de interacción del muro en la dirección Y.

De los gráficos presentados se puede apreciar que los puntos caen dentro del diagrama de interacción para la dirección Y. En la dirección X el punto correspondiente al sentido negativo del sismo cae fuera del diagrama. Esto quiere decir que ante la ocurrencia de los sismos de LA MOLINA 1974 y PISCO 2007 sobre la dirección X, el muro central tendrá una ligera incursión al rango inelástico.

En cuanto a la resistencia por cortante, a continuación se presenta la comparación de la fuerza proveniente del análisis sísmico con la resistencia nominal del muro.

En la dirección X:

$$V_n = A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} + A_c \cdot \rho_h \cdot f_y = 12 \cdot 0.8 \cdot 485 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{175} + 0.0063 \cdot 4200) = 155 \text{ ton.}$$

$$V_u = 61 \text{ Ton. Entonces, } V_u < V_n$$

En la dirección Y:

$$V_n = A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} + A_c \cdot \rho_h \cdot f_y = 10 \cdot 0.8 \cdot 760 \cdot (0.76 \cdot \sqrt{175} + 0.0025 \cdot 4200) = 125 \text{ ton.}$$

$$V_u = 37 \text{ Ton. Entonces, } V_u < V_n$$

De los cálculos realizados se puede apreciar que, efectivamente, el muro posee en ambas direcciones una sobre resistencia notable ante la sollicitación de fuerzas cortantes.

CAPITULO 10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

Predimensionamiento

- El criterio de predimensionamiento usado en las losas macizas (Perímetro/180) permitió controlar adecuadamente las deflexiones en las losas de 10 cm de espesor.
- Utilizar un espesor de 15 cm en la losa maciza del hall de la escalera permitió que los esfuerzos provenientes de la carga transmitida por la escalera sean moderados.
- Se debió utilizar losas macizas de 20 cm de espesor en la zona de los baños para que puedan pasar embebidas las tuberías de agua y desagüe.
- El espesor de los muros fue dimensionado en su mayoría con 10 cm por exigencias arquitectónicas. Dados los pocos niveles del edificio, las luces cortas entre muros y la presencia de aletas perpendiculares, los requerimientos de pandeo se satisfacen con un espesor de 10 cm y alturas de 2.5 m.
- La distribución de muros es definida por arquitectura, y dada la densidad de muros en el eje Y (3.9%), se pudo predimensionar los muros con el criterio de considerar que sólo el concreto resistirá la fuerza sísmica horizontal. En cambio, en el eje X (2.7%), fue necesario adicionar vigas de acoplamiento para redistribuir los esfuerzos en los muros.

Análisis y Estructuración

- El edificio contaba con una buena densidad de muros en las dos direcciones (mayor a 2.5%). Por su distribución en planta y en altura, se clasificó al edificio como regular. La simetría en planta permitió que el edificio no tuviera efectos de torsión.
- Se recurrió al uso de vigas de acoplamiento en la fachada anterior y posterior del edificio con el fin de incrementar las solicitaciones sísmicas en los muros de

fachada. Con esto se logró que el muro central reduzca sus fuerzas internas y pueda diseñarse sin congestión de refuerzo.

- La estructura tuvo una adecuada rigidez lateral, ya que los desplazamientos relativos de entrepiso resultaron menores a los máximos valores permitidos. En la dirección X se tuvo una deriva de 0.61/1000 y en la dirección Y se tuvo una deriva de 0.49/1000. En ambas direcciones se cumple con la exigencia de la norma E.030 que limita la distorsión máxima a 5/1000.
- El uso de programas de cómputo permite optimizar el proceso de estructuración, ya que se pueden realizar iteraciones sucesivas hasta llegar a obtener resultados favorables en corto tiempo.

Diseño Estructural

- Las solicitaciones de flexocompresión en los muros se cubrieron usando cuantías bajas de refuerzo en los extremos.
- El mayor valor del cociente momento resistente / momento requerido fue 4. Esto llevó a diseñar los muros con una fuerza cortante superior a la del análisis. En los muros de la fachada anterior y posterior no se consideró el aporte del concreto a la resistencia a corte. Esto se debe a que la carga axial debido a las combinaciones que incluyen las fuerzas sísmicas es bastante bajo.
- Se verificó que no es necesario confinar los extremos de los muros, razón por la cual no fue necesario agregar cabezas a los muros ni incrementar el espesor de los mismos.

Respuesta Dinámica a Acelerogramas

- Los resultados del análisis tiempo historia muestran que la estructura tendría una ligera incursión en el rango inelástico si ocurriera un sismo frecuente paralelo a la dirección de la fachada (dir. X). En la dirección transversal, la estructura se mantendría en el rango elástico.
- Las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo historia fueron de 0.30/1000 en la dirección X y 0.17/1000 e la dirección Y.

CAPITULO 11. BIBLIOGRAFIA.

BLANCO BLASCO, ANTONIO, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado.
Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición.
Lima, 1996-1997.

MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO, Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima, 2009.

NILSON, ARTHUR H., Diseño de estructuras de concreto.
McGraw Hill, 12a edición.
Bogotá, 2000.

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Diseño en Concreto Armado.
Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.
Lima 2007.

RIVERA FEIJOO, JULIO, Plateas de cimentación para edificios en base a muros portantes.
Cimentaciones de concreto armado en edificaciones, Capítulo Peruano ACI.
Lima, 1998.

SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL, Análisis de Edificios
Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
Lima 1998.

SECCION INGENIERIA CIVIL, Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima, 2010.

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES (CISMID), Red Acelerográfica (REDACIS) Base de Datos.

Lima, 2007.

<<http://www.cismid-uni.org/redacis>>

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas.

Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismorresistente.

Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto Armado.

Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.

NORMAS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

SENCICO, 2004.

ETABS Nonlinear Version 9.7.0. Computers and Structures Inc.

Copyright 1984-2010

SAP2000 Advanced Version 14.2.4. Computers and Structures Inc.

Copyright 1976-2010

SAFE Standard Version 8.1.1. Computers and Structures Inc.

Copyright 1978-2007