



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE UN SOTANO Y SIETE PISOS

PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

Noviembre

PRESENTADO POR:

CÉSAR RAMÍREZ GUANILO

LIMA – PERU

2009

Resumen de Tesis

En el presente trabajo se desarrolla la estructuración, análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas de 7 pisos y un semisótano. Este se encuentra ubicado en la ciudad de Lima sobre un suelo de perfil tipo S1 (capacidad portante 4.0 kg/cm²), en un lote en la Av. San Borja sur.

El terreno sobre el cual se edificará el proyecto tiene un área total de 301.2 m². El semisótano cuenta con un área de 301.2 m², mientras que los pisos típicos abarcan un área de 202.4 m² por piso, en suma el área construida es de 1816.8 m².

El semisótano cuenta con dos niveles; en uno de ellos se encuentra el tanque cisterna y el cuarto de maquinas, mientras que en el otro nivel se encuentran la zona de depósitos, el cuarto de acopio de basura y estacionamientos. En el primer nivel se encuentra el hall de ingreso al edificio y los estacionamientos restantes. Del segundo al séptimo nivel se sitúan los departamentos, considerándose dos por piso.

El edificio se estructura de la siguiente manera: en la dirección longitudinal el sistema es en base a muros de corte y en la dirección transversal, perpendicular a la fachada, es un sistema que consta de pórticos y placas que conforman la caja del ascensor, considerándose también como sistema de muros. Tanto el análisis como el diseño de la estructura se han realizado conforme a las normas contenidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para el análisis sísmico del edificio se han realizado dos modelos. En el primer modelo el edificio se analiza como un conjunto de pórticos unidos todos mediante un diafragma rígido y en el segundo modelo el edificio se analiza como dos bloques conectados por un diafragma flexible debido a la abertura que se presenta en planta en la zona central.

El sistema de techado es en base a losas aligeradas unidireccionales en todos los niveles, excepto en la zona comprendida entre los ejes F y G por tener una abertura.

INDICE GENERAL

Capítulo 1 Aspectos Generales

1.1.	Descripción del proyecto.....	7
1.2.	Cargas de diseño.....	7
1.3.	Método de diseño.....	7
1.4.	Materiales seleccionados.....	8

Capítulo 2 Estructuración..... 10**Capítulo 3 Predimensionamiento**

3.1.	Predimensionamiento de Losas Aligeradas.....	12
3.2.	Predimensionamiento de Losas Macizas.....	12
3.3.	Predimensionamiento de Vigas Peraltadas.....	13
3.4.	Predimensionamiento de Vigas Chatas.....	13
3.5.	Predimensionamiento de Columnas.....	14
3.6.	Predimensionamiento de Placas.....	14
3.7.	Predimensionamiento de Escaleras.....	15

Capítulo 4 Metrado de Cargas

4.1.	Metrado de Losas Aligeradas.....	16
4.2.	Metrado de Losas Macizas.....	17
4.3.	Metrado de Vigas.....	18
4.4.	Metrado de Columnas.....	19
4.5.	Metrado de Escaleras.....	21

Capítulo 5 Análisis Sísmico

5.1.	Modelo Estructural.....	24
5.2.	Parámetros de sitio y Características Estructurales.....	24
5.3.	Análisis Estático.....	26
5.4.	Análisis Dinámico.....	26
5.5.	Modos y Períodos Resultantes.....	28
5.6.	Desplazamientos Laterales.....	28
5.7.	Determinación del valor R.....	30
5.8.	Determinación de la regularidad de la estructura.....	30

Capítulo 6 Análisis Sísmico considerando Conexión Flexible

6.1.	Introducción.....	31
6.2.	Análisis Dinámico.....	31
6.3.	Modos y Períodos Resultantes.....	32
6.4.	Control de Desplazamientos Laterales.....	33
6.5.	Diseño de la conexión flexible.....	35

Capítulo 7 Diseño de Losas Aligeradas

7.1.	Diseño por Flexión.....	36
7.2.	Diseño por Cortante.....	40
7.3.	Refuerzo por Contracción y Temperatura.....	40
7.4.	Corte o Doblado del Refuerzo.....	41
7.5.	Diseño final del Aligerado	41

Capítulo 8 Diseño de Losas Macizas

8.1.	Método de Coeficientes.....	43
8.2.	Diseño por Flexión.....	44
8.3.	Diseño por Cortante.....	45
8.4.	Corte o Doblado del Refuerzo.....	46
8.5.	Diseño final de la losa maciza.....	46

Capítulo 9 Diseño de Vigas Peraltadas

9.1.	Diseño por Flexión.....	47
9.2.	Diseño por Cortante.....	49
9.3.	Diseño por Cortante para Vigas Sismorresistentes.....	50
9.4.	Empalme por Traslape del refuerzo.....	52
9.5.	Corte o Doblado del Refuerzo Longitudinal.....	54
9.6.	Diseño final de la viga VT-11.....	54

Capítulo 10 Diseño de Columnas

10.1.	Diseño por Flexocompresión.....	55
10.2.	Diseño por Flexión Biaxial.....	57
10.3.	Diseño por Cortante.....	57
10.4.	Requisitos de Espaciamiento de Estribos.....	58
10.5.	Esbeltéz de Columnas.....	59
10.6.	Empalme por Traslape del Refuerzo.....	60
10.7.	Diseño Final de la Columna.....	61

Capítulo 11 Diseño de Placas

11.1. Diseño por Flexocompresión..... 62

11.2. Diseño por Cortante..... 63

11.3. Refuerzo Mínimo..... 65

11.4. Diseño Final de la Placa 2..... 65

Capítulo 12 Diseño de la Cimentación

12.1. Diseño de Zapata Aislada..... 66

12.2. Diseño de Zapata Conectada..... 69

12.3. Diseño final de la cimentación..... 70

Capítulo 13 Diseño de Escaleras

13.1. Envoltentes de Cortante y Momento Flector..... 71

13.2. Diseño por Flexión..... 72

13.3. Diseño por Cortante..... 73

13.4. Diseño final de la escalera..... 73

Capítulo 14 Diseño de otros Elementos

14.1. Diseño de Muro de contención..... 74

14.2. Diseño de Calzaduras..... 77

14.3. Diseño de la Cisterna..... 79

Conclusiones.....	83
Bibliografía.....	85



CAP. 1 ASPECTOS GENERALES

1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto de vivienda multifamiliar corresponde a un edificio de 7 pisos y un sótano ubicado en el distrito de San Borja, Lima. El terreno sobre el cual se edificará el proyecto tiene un área total de 301.2 m². Los límites de propiedad los determinan los ejes 1 y 8 en la dirección longitudinal, y los ejes A y I para la fachada y la parte posterior respectivamente (ver plano TE-A Arquitectura).

El semisótano se divide en dos niveles, en el inferior se ubica la cisterna y el cuarto de máquinas, y en el superior se ubica la zona de depósitos de todos los departamentos, el cuarto de basura, 7 estacionamientos y la rampa de acceso.

En el primer nivel se encuentra el hall de ingreso al edificio, que incluye las escaleras que van hacia el semisótano y hacia los pisos superiores; también se cuenta con 7 estacionamientos, así como las rampas de acceso para vehículos.

A partir del 2do nivel hasta el 7mo se cuentan con 2 departamentos por piso en un área total de 202.4 m². Cada departamento cuenta con acceso directo desde el ascensor, sala comedor, cocina, lavandería, un estar, dos y medio baños y dos dormitorios (ver plano TE-A Arquitectura).

1.2 Cargas de Diseño

Las cargas para el diseño (especificadas en el Capítulo 4 del presente documento) deberán cumplir con lo señalado en la norma E.020 y E.030 del RNE.

1.3 Método de Diseño

Todos los elementos de concreto armado se diseñaran con el método de diseño por resistencia. Se amplifican las cargas muertas (CM) y vivas (CV) dependiendo del tipo de carga, para luego usar las combinaciones establecidas

en la Norma E.060 Concreto armado, en el artículo 10.2.1 obteniendo la carga última y la resistencia requerida.

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm S$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm S$$

Nota: En el mes de marzo del 2009 se ha publicado una nueva norma de Concreto Armado, donde se considera $1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$. Esta combinación no ha sido usada en la presente tesis.

Adicionalmente a los factores de amplificación, se usan factores de reducción Φ , dependiendo de la sollicitación, esto se especifica en el artículo 10.3.2 de la norma E.060:

- | | |
|--|---------------|
| - Para flexión sin carga axial | $\Phi = 0.90$ |
| - Para flexión con carga axial de tracción | $\Phi = 0.90$ |
| - Para flexión con carga axial de compresión y para flexión sin compresión | |
| • Elementos con refuerzo en espiral | $\Phi = 0.75$ |
| • Otros elementos | $\Phi = 0.70$ |
| - Para cortante sin o con torsión | $\Phi = 0.85$ |
| - Para aplastamiento en el concreto | $\Phi = 0.70$ |

1.4 **Materiales Seleccionados**

Para el diseño del edificio se usará únicamente concreto armado y acero de refuerzo. Las características se muestran a continuación:

- ❖ Concreto Armado: Es un material compuesto por concreto (piedra, arena, cemento, agua, aditivos) y acero, para resistir los esfuerzos de compresión y tracción respectivamente. Sus propiedades son:

Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E = 15000\sqrt{f_c} = 220\ 000$
kg/cm²

- ❖ Acero de refuerzo: Todas las barras para el concreto armado son de acero corrugado con las siguientes propiedades:

Limite de fluencia: $f_y = 4200$ Kg/cm²

Modulo de elasticidad: $E = 2\ 000\ 000$ kg/cm²



CAP. 2 ESTRUCTURACIÓN

La primera etapa para abordar un proyecto es realizar la estructuración del edificio. Esta etapa implica definir la ubicación de todos los elementos estructurales, llámense vigas, columnas, placas, losas, muros, etc. Se realiza en base a los planos de arquitectura y siguiendo las especificaciones especiales del arquitecto. Queda claro que los elementos antes mencionados deben de ser diseñados en una etapa posterior ante solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas.

Los criterios básicos a seguir son la funcionalidad, seguridad, simpleza, regularidad, estética, y por supuesto la economía del proyecto. Sin embargo, adicional a esto debe pensarse en la continuidad y uniformidad de los elementos estructurales como placas y columnas para garantizar una buena rigidez lateral, hiperestaticidad y monolitismo, etc.

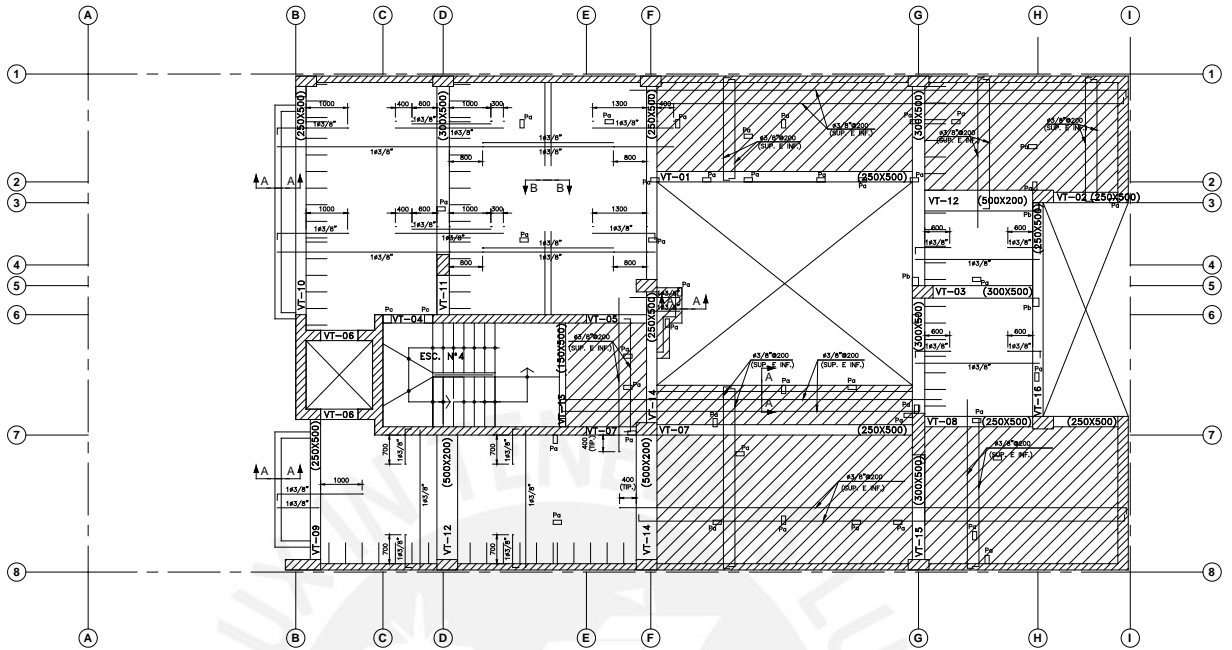
No siempre es posible cumplir con los criterios básicos de la estructuración, pues hay diseños de arquitectura que obligan al ingeniero a buscar soluciones simples en la medida de lo posible para garantizar la seguridad de la construcción y cumplir con los requisitos de arquitectura propuestos.

Para estructurar el edificio se ha definido placas en los ejes 1 y 8 ya que son linderos con vecinos, a fin de tener una adecuada rigidez lateral en la dirección perpendicular a la fachada. En la dirección paralela a la calle se puede considerar placas en el eje I (lindero posterior) y en la caja del ascensor.

Evidentemente en X-X (perpendicular a la calle) se tiene mucho mas rigidez y en la dirección Y-Y menos. En el capítulo de predimensionamiento se verificará si hay deficiencias de rigidez lateral en Y-Y; para reforzar esta dirección se consideró pórticos en los ejes B, D, F, G, H e I donde se han colocado columnas y algunas placas.

Las losas, como se verá en capítulos más adelante, han sido consideradas como aligeradas y de un espesor típico para uniformizar la construcción. Las viguetas de estas losas fueron orientadas paralelas a la menor dirección del paño procurando continuidad. Se consideró losas macizas en las zonas de los recibos de la escalera y al lado de la ventilación central para dar rigidez al diafragma. Este tema esta desarrollado en el capítulo 6.

Las vigas son peraltadas en su mayoría y de 50cm de peralte, en algunos casos se han considerado vigas chatas para no cerrar ambientes y darle amplitud.



CAP. 3 PREDIMENSIONAMIENTO

Una vez definida la estructuración se proceden a predimensionar todos los elementos. Este proceso consiste en dar de forma tentativa o definitiva las dimensiones de las vigas, columnas, placas, muros, etc. Luego del análisis por gravedad y análisis sísmico es que se definirán las dimensiones de todos los elementos debido a su requerimiento.

3.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas

La mayoría de losas en el proyecto se han estructurado como aligeradas tanto en el piso típico como en el semisótano. Para predimensionar el peralte de la losa seguimos el siguiente criterio (de Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Antonio Blanco):

Luz del tramo	Menores a 4m.	Entre 4 y 5.5m	Entre 5 y 6.5m	Entre 6 y 7.5m
Peralte Losa (cm)	17	20	25	30

Cabe resaltar que el predimensionamiento propuesto asume sobrecargas bajas; esto es para edificios de vivienda como el proyecto. De acuerdo a los requerimientos de las luces se ha optado por tomar losas de 20cm de peralte en todas las losas aligeradas, esto es para uniformizar el proceso de construcción.

3.2 Predimensionamiento de Losas Macizas

Se usaron losas macizas en los paños con forma irregular: zona de llegadas de las escaleras en su mayoría, así como algunos tramos en el semisótano. El criterio de predimensionamiento es el siguiente (de Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Antonio Blanco):

Luz del tramo	Menores a 4m.	Menores a 5.5m	Menores a 6.5m	Menores a 7.5m
Peralte Losa (cm)	12 o 13	15	20	25

Cabe resaltar que las losas siempre trabajaran en dos direcciones cuando tenga cuatro bordes formados por vigas, y solo si hay dos bordes apoyados en una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en esa dirección. También se debe mencionar que en losas con una dimensión considerablemente mayor, el cuadro anterior no es válido, ya que en este caso la losa trabajará principalmente en la dirección corta.

En nuestro caso se ha uniformizado el peralte de la losa en 20cm, no por criterios de cargas de gravedad sino por lograr un diafragma rígido en el plano, en la zona donde se tiene un ducto de ventilación e iluminación.

3.3 Predimensionamiento de Vigas Peralgadas

Las vigas que forman parte de un pórtico sismoresistente deben tener 25cm de ancho como mínimo, asimismo deben ser peraladas. Se puede tener vigas de menor espesor como 15 o 20cm. siempre que éstas no formen pórticos. (Artículo 11.3.2 de la norma E.060)

El peralte aproximado es de 1/10 a 1/12 de la luz libre, esta dimensión incluye al espesor de la losa de techo o piso.

3.4 Predimensionamiento de Vigas Chatas

Las vigas chatas al no formar parte de los pórticos principales tendrán la altura de la losa y el ancho dependiendo de la dimensión del elemento estructural al que se conecte y de las fuerzas cortantes que va a resistir. Suelen colocarse vigas chatas para recibir tabiques de albañilería o en zonas donde no pueda colocarse una viga peralada para tal fin.

3.5 Predimensionamiento de Columnas

Las columnas deben predimensionarse tomando en cuenta el efecto simultáneo debido a la carga axial y al momento flector al cual estarán sometidas. Es de esperarse que el efecto del sismo produzca mayores momentos en las columnas, que el caso de cargas de gravedad, por tanto debe buscarse tener más peralte en la dirección donde el momento flector es mayor. Para el caso de edificios configurados con un sistema mixto de columnas y placas, el momento flector debido al sismo logra reducirse significativamente, ya que gran parte de éste lo toman las placas orientadas en el sentido de análisis del sismo.

Cuando las cargas son relativamente bajas (menores a 200ton) el asesor recomienda dimensionar las columnas en secciones de 1500 a 2000 cm³.

En nuestro caso tenemos columnas con carga axial baja; por ejemplo para la columna del eje G-5 se tiene 70ton de carga, por tanto consideramos un área de (30x50cm).

3.6 Predimensionamiento de Placas

Las placas de concreto son elementos importantes cuya función principal es la de absorber esfuerzos cortantes debidos al sismo. Al incluir placas en la estructura se estará mejorando la rigidez del edificio en el sentido en el que la placa esté orientada, aliviando así a los pórticos tradicionales formados por columnas y vigas.

Para tener una idea de la densidad de placas que debemos considerar verificamos el esfuerzo cortante en un piso producido por el sismo, considerando el ancho mínimo especificado en el artículo 15.4 de la norma E.060

El esfuerzo cortante del concreto es del orden de $0.53\sqrt{f'c} = 7.7\text{kg/cm}^2$

Verificaremos entonces la densidad mínima de placas que debería tener el proyecto.

Parámetros	Eje X	Eje Y
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	2.5
Coef. de reducción (R)	6	7
Área techada por piso (m ²)	202.4	202.4
Peso total (ton)	2683.0	2683.0
$V=ZUCS/R * P$ (ton)	447.2	383.3
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	7.7	7.7
Área necesaria (m ²)	5.8	3.75
Long necesaria (m)	38.6 – placas de 15cm	15.0 – placas de 25cm
Long existente (m)	52.2	16.1

Para el análisis en el eje Y se considera que al ser un sistema Dual, el 25% como mínimo de la fuerza sísmica horizontal será tomada por los pórticos.

3.7 Predimensionamiento de escalera

La escalera ha sido idealizada como una losa maciza armada en dos sentidos. Si bien de arquitectura viene un predimensionamiento de la garganta, debe afinarse este valor considerando los mismos criterios que para losas macizas.

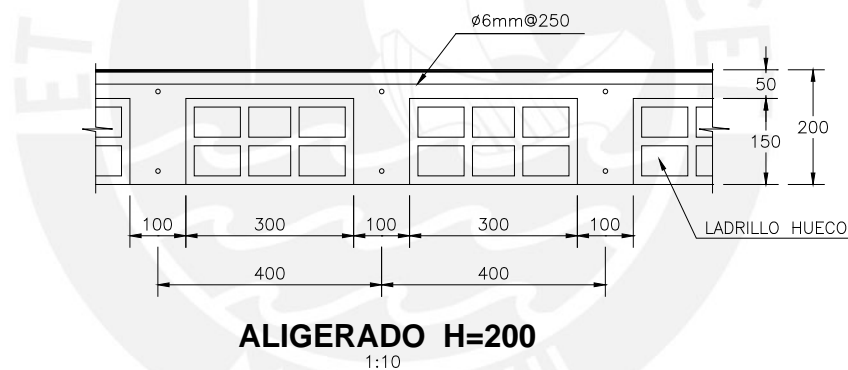
Por ejemplo para la escalera N°3 se tiene una distancia libre de 5.10m; por esto consideramos una garganta de 15cm, tal cual mostraba arquitectura. Las dimensiones de los pasos y contrapasos ya han sido definidas en la etapa del desarrollo de la arquitectura.

CAP. 4 METRADO DE CARGAS

Para realizar un análisis de cada elemento se realiza el metrado de cargas para losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas y escaleras. Este proceso consiste en hallar las áreas tributarias asociadas a cada elemento para, dependiendo de las solicitaciones a las que se encuentre, determinar el metraje.

4.1 Metrado de Losas Aligeradas

Para el metrado de cargas de las losas aligeradas consideramos viguetas típicas de 10cm de ancho espaciadas cada 40cm medido a ejes de la vigueta. La altura de la losa, según el predimensionamiento, es de 20cm (incluyendo los 5cm de la losa propiamente dicha). La figura siguiente muestra el detalle del aligerado:



El metrado de cargas es el siguiente:

CARGA MUERTA	
Peso Propio losa aligerada	300 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²
CARGA VIVA	
Sobrecarga vivienda (piso típico)	200 kg/m ²
Sobrecarga garajes (semisótano)	250 kg/m ²

Por tanto la carga última será:

$$Wu - \text{tipico} = 0.4 \cdot [1.5 \cdot (300 + 100) + 1.8 \cdot (200)]$$

$$Wu - \text{tipico} = 0.384t / m$$

$$Wu - \text{sot} = 0.4 \cdot [1.5 \cdot (300 + 100) + 1.8 \cdot (250)]$$

$$Wu - \text{sot} = 0.420t / m$$

Se usaron los factores de amplificación 1.5 para carga muerta y 1.8 para carga viva según el artículo 10.2.1 de la norma E.060 Concreto armado.

4.2 Metrado de Losas Macizas

Para las losas macizas de concreto armado se han considerado espesores de 20cm en todo el proyecto. Las cargas actuantes serán:

CARGA MUERTA	
Peso Propio losa maciza	480 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²
CARGA VIVA	
Sobrecarga vivienda (piso típico)	200 kg/m ²
Sobrecarga garajes (semisótano)	250 kg/m ²

Por tanto la carga última será:

$$Wu - \text{tipico} = [1.5 \cdot (480 + 100) + 1.8 \cdot (200)]$$

$$Wu - \text{tipico} = 1.230t / m^2$$

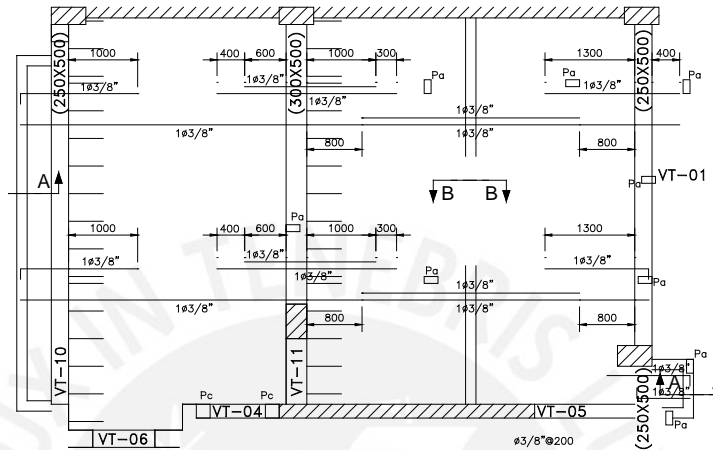
$$Wu - \text{sot} = [1.5 \cdot (480 + 100) + 1.8 \cdot (250)]$$

$$Wu - \text{sot} = 1.320t / m^2$$

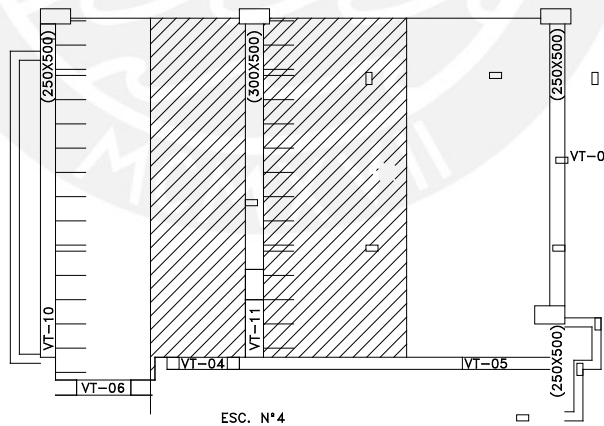
Se usaron los factores de amplificación 1.5 para carga muerta y 1.8 para carga viva según el artículo 10.2.1 de la norma E.060 Concreto armado.

4.3 Metrado de Vigas

Para el metrado de vigas se debe determinar la porción de losa que va a cargar cada elemento, esto se realiza siguiendo el método de áreas tributarias, y las cargas obtenidas anteriormente del metrado. Un ejemplo de metrado de vigas se muestra a continuación:



Analizaremos la viga VT-11, la cual soporta a una losa aligerada de 20cm de espesor. El área tributaria de la viga corresponde a la mitad de la luz del paño a cada lado de la viga. (Se muestra como la zona achurada)



La longitud total tributaria a ambos lados (área achurada en el gráfico) de la viga VT-11 es 3.95m lo que equivale a:

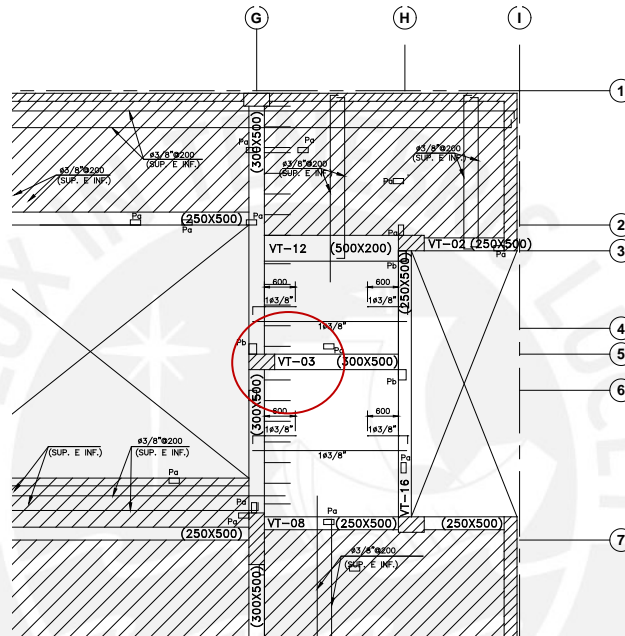
$$W_u = 3.95 \cdot [1.50 \cdot 400 + 1.8 \cdot 200]$$

$$W_u = 3.79t / m$$

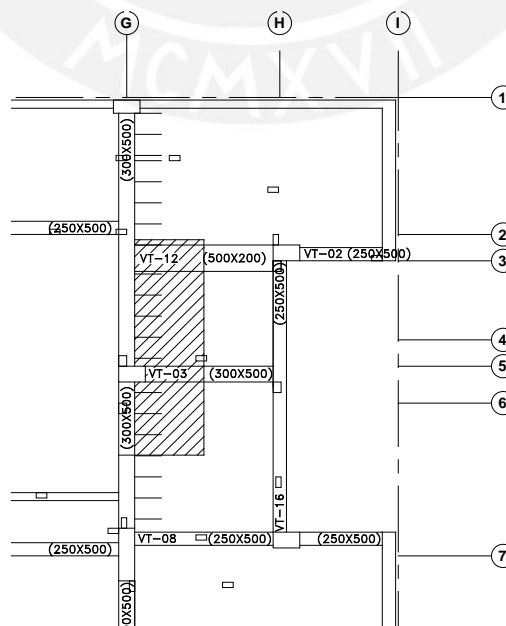
4.4 Metrado de Columnas

Las columnas son las encargadas de recibir a las vigas en ambos sentidos, por tanto, la carga a la que estén sometidas proviene del peso de la losa y del peso propio de la viga. El procedimiento al igual que en vigas consiste en determinar área tributaria de la columna.

A manera de ejemplo determinaremos la carga que va a recibirla columna entre los ejes G y 6.



El área tributaria de la columna será (área achurada):



Todos los elementos estructurales que estén dentro del área achurada deberán considerarse en el metrado de la columna.

Elemento	Área (m ²) / Long. (m)	Total (t) 1.5CM+1.8CV
Viga peraltada	4.80 m	2.60
Viga chata	1.30 m	0.47
Losa Aligerada	4.27 m ²	4.10
Columnas amarre	0.02 m ²	0.24
TOTAL (t)		7.41

La carga total hallada anteriormente corresponde a aquella aplicada en la parte superior de la columna, si quisiera evaluarse la carga en la base debe incluirse el peso propio de la columna.

Las placas tienen un procedimiento similar para evaluar el metrado de cargas, considerando área atributarias.

No se ha considerado la reducción debido a la carga viva en cada nivel, conservadoramente.

4.5 Metrado de escalera

Las escaleras al ser losas macizas armadas están sujetas a cargas muertas y vivas. Estas son:

CARGA MUERTA	
Peso Propio escalera	360 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²
CARGA VIVA	

Sobrecarga escaleras	200 kg/m ²
----------------------	-----------------------

Por tanto la carga última será:

$$W_u = [1.5 \cdot (360 + 100) + 1.8 \cdot (200)]$$

$$W_u = 1.050 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Se usaron los factores de amplificación 1.5 para carga muerta y 1.8 para carga viva según el artículo 10.2.1 de la norma E.060 Concreto armado.



CAP. 5 ANÁLISIS SISMICO

Los parámetros, procedimientos y condiciones de diseño sismo resistentes están especificadas en la norma E.030 del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones).

Los principios o filosofía del diseño según la norma son:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

Se sabe que realizar un diseño que cumpla todos los requisitos para una protección completa no es técnica ni económicamente factible. Por tanto la norma establece los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- La estructura no debería presentar daños ante sismos leves, que son los mas frecuentes.

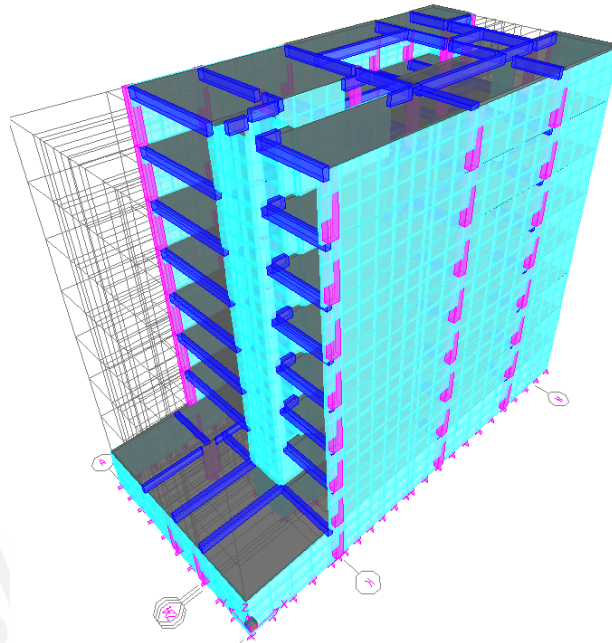
Es claro que la norma tolera el hecho que la edificación pueda dañarse mínimamente; esto se debe a que diseñar una estructura que resista un evento extraordinario representa un elevado presupuesto que la mayoría de contratistas no aceptaría.

Debe resaltarse lo importante de realizar un análisis sísmico en el proceso de diseño de la edificación, con la finalidad de que ante un evento sísmico pueda garantizarse todo lo expresado anteriormente.

5.1 Modelo estructural

Para el análisis sísmico se utilizó el programa ETABS NonLinear versión 9.5.0, en el cual se realiza un análisis tridimensional completo de toda la estructura. Se tomó como base todas las disposiciones de la norma E.030.

El modelo del edificio consta de siete pisos y un semisótano como se muestra a continuación:



Se realizaron dos modelos sísmicos, debido a que hay una reducción de planta considerable desde el primer nivel hasta el último. El primer modelo consiste en tener un solo diafragma rígido por piso, mientras que el segundo modelo considera que los pisos presentan dos diafragmas rígidos unidos por un diafragma flexible al lado de la abertura central. Este diafragma se ha idealizado como una losa maciza; el procedimiento de análisis se muestra en el siguiente capítulo.

5.2 Parámetros de sitio y características estructurales

A continuación se definen los parámetros de sitio y características estructurales mencionados en la norma E.030 Diseño Sismoresistente.

5.2.1 Factor de zona (Z):

El edificio se ubica en el distrito de San Borja, ciudad de Lima. De acuerdo a lo mencionado en la norma:

$$Z = 0.4$$

5.2.2 Condiciones geotécnicas (S) y T_p :

El tipo de suelo para la ubicación mencionada y su respectivo periodo es:

$$S = 1.0$$

$$T_p = 0.4$$

5.2.3 Factor de amplificación sísmica (C):

Efectuando el modelo sísmico se obtiene:

1° Modo en X: $T=0.12$ con el 59.8% de ratio de participación de masa.

1° Modo en Y: $T=0.38$ con el 56.9% de ratio de participación de masa.

Por tanto considerando solo el 1° modo:

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

$$C_x = 2.5$$

$$C_y = 2.5$$

5.2.4 Factor de uso e importancia (U):

$U = 1.0$ (Edificaciones comunes, vivienda)

5.2.5 Factor de reducción (R):

Se considera inicialmente un sistema en X e Y como de muros estructurales ($R=6$), para luego ser verificado. Ya que el edificio posee discontinuidades en el diafragma se considera un factor de $\frac{3}{4}$ que afecta al valor de R (la irregularidad se verifica en el ítem 5.8).

5.3 Análisis estático

Se realizó inicialmente un análisis estático del edificio para obtener la cortante estática a la cual estará sometida la estructura.

Nivel	Area (m2)	Peso (t)
Azotea	212.5	217.8
Piso típico	212.5	225.8
Sótano	301.2	320.0
	Total	1892.5

Peso total del edificio

Parámetros para el análisis:

Periodo según Norma E-030		
	X	Y
Ct =	60	45
h =	21.2	21.2
T= h/Ct =	0.35	0.47

Z =	0.4
U =	1
S =	1
C =	2.5
P =	1892.5
Rx =	4.5

Por tanto, la cortante basal actuante es:

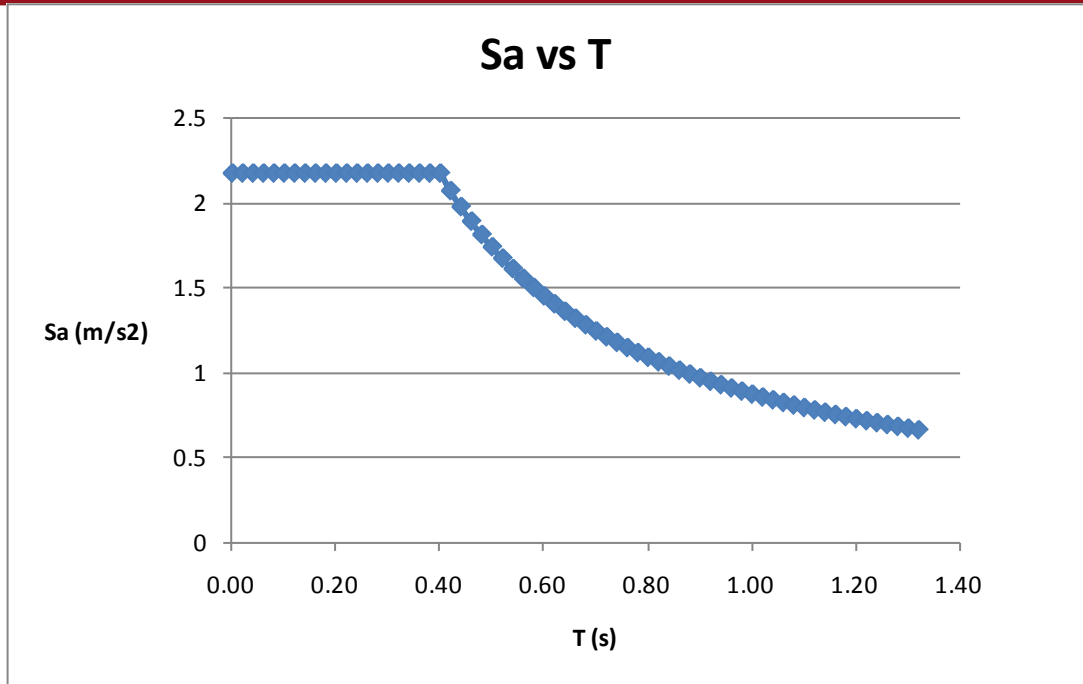
V =	0.2222	P
V =	420.6	t

5.4 Análisis dinámico

Para el análisis dinámico del edificio se ha considerado un espectro de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal, el cual está definido en el artículo 18 de la E.030 Diseño Sismoresistente.

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

El Espectro para la dirección X es:



Este espectro fue aplicado en el ETABS para incluir el efecto del sismo en la dirección X e Y sobre la edificación.

Según la norma se deberá considerar como fuerza cortante mínima en la base para cada dirección el 80% si la edificación es regular y el 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con lo establecido. Como la edificación es irregular se trabajará con 90%.

Del análisis dinámico se obtuvo:

	A. Dinamico	A. Estatico
Vxx (ton)	409.0	420
Vyy (ton)	328.0	420

	Fuerza Cortante en la base del edificio (ton)			
Direccion	Vest (ton)	Vdin(ton)	90%Vest	Factor
X-X	420	409.0	378.00	0.92
Y-Y	420	328.0	378.00	1.15

Por tanto se usaron los factores especificados en el cuadro anterior. Para la dirección X se consideró un factor de 1 en el programa de diseño.

5.5 Modos y periodos resultantes

Usando el programa ETABS se efectuó el análisis de modos y periodos utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) de los efectos individuales de todos los modos. Se muestran los resultados:

Mode	Period	UX	UY
1	0.381	0.00	56.90
2	0.125	15.16	0.92
3	0.119	59.81	0.19
4	0.091	0.01	22.99
5	0.049	0.05	7.27
6	0.039	3.95	2.11
7	0.038	12.33	0.34
8	0.030	0.00	2.83
9	0.022	0.00	2.49
10	0.022	0.99	0.25
11	0.021	3.84	0.05
12	0.018	0.00	1.82
13	0.016	0.00	0.86
14	0.015	1.30	0.20
15	0.015	0.89	0.42
16	0.014	0.05	0.26
17	0.012	0.79	0.02
18	0.012	0.23	0.03
19	0.011	0.32	0.01
20	0.010	0.13	0.01
21	0.010	0.12	0.00
22	0.009	0.03	0.00
23	0.009	0.01	0.00
24	0.008	0.00	0.01

Donde:

Ux es el ratio de participación de masa en X

Uy es el ratio de participación de masa en Y

5.6 Desplazamientos laterales

El cálculo de los desplazamientos se realizó con el programa ETABS. El valor que se obtiene del análisis dinámico debe multiplicarse por 0.75 veces el coeficiente de reducción (R) para saber el desplazamiento real.

5.6.1 Desplazamiento de entrepiso

Según la norma E.030 debe controlarse la deriva de entrepiso, siendo este valor menor a 0.007 (artículo 15). La tabla con los resultados es la siguiente (valores en m.):

Desplazamientos Laterales en X-X						
Nivel	Desplazamiento del CM	Desplazamiento inelastico	Altura he(m)	Desplazamiento de entrepiso(d)	Deriva d/he	Verificación <0.007
Azotea	0.00110	0.00371	21.2	0.00034	0.0001	SI
7	0.00100	0.00338	18.55	0.00068	0.0003	SI
6	0.00080	0.00270	15.9	0.00034	0.0001	SI
5	0.00070	0.00236	13.25	0.00068	0.0003	SI
4	0.00050	0.00169	10.6	0.00034	0.0001	SI
3	0.00040	0.00135	7.95	0.00068	0.0003	SI
2	0.00020	0.00068	5.3	0.00034	0.0001	SI
1	0.00010	0.00034	2.65	0.00034	0.0001	SI
Desplazamientos Laterales en Y-Y						
Nivel	Desplazamiento del CM	Desplazamiento inelastico	Altura he(m)	Desplazamiento de entrepiso(d)	Deriva d/he	Verificación <0.007
Azotea	0.01140	0.03848	21.2	0.00641	0.0024	SI
7	0.00950	0.03206	18.55	0.00709	0.0027	SI
6	0.00740	0.02498	15.9	0.00709	0.0027	SI
5	0.00530	0.01789	13.25	0.00641	0.0024	SI
4	0.00340	0.01148	10.6	0.00540	0.0020	SI
3	0.00180	0.00608	7.95	0.00338	0.0013	SI
2	0.00080	0.00270	5.3	0.00203	0.0008	SI
1	0.00020	0.00068	2.65	0.00068	0.0003	SI

5.6.2 Junta de separación sísmica

Se realiza con la finalidad de evitar el contacto de la estructura con edificaciones vecinas durante un sismo. Debe de haber una distancia mínima “s”, la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

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

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, es decir el nivel de la azotea (21.6m). El valor de s para la tercera condición es 9.64cm.

La norma dice además que la distancia que se retirará la edificación de los lotes adyacentes no será menor que los 2/3 del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que s/2. Por tanto el valor mínimo que deberemos retirarnos es $2/3 * 2.9 = 2.0$ cm o $9.64/2 = 4.82$ cm.

Finalmente se tomó un retiro total de 5.0cm a ambos lados de la edificación.

5.7 Determinación del valor de R

De acuerdo a una inspección visual de la estructuración el edificio se asumieron los valores de R en ambos sentidos, considerando que los muros estructurales tomarían más del 80% del cortante producido por el sismo. A continuación se muestran los porcentajes absorbidos por los muros estructurales:

Dirección X-X				
Cortante total (t)	Cortante muros (t)	% tomado	Sistema	Valor de R
409	400	97.80	Muros	6
Dirección Y-Y				
Cortante total (t)	Cortante muros (t)	% tomado	Sistema	Valor de R
328	292	89.02	Muros	6

Por tanto los valores de R asumidos son correctos.

5.8 Determinación de la regularidad de la estructura

La norma E.030 indica que los coeficientes de reducción R deben de multiplicarse por 0.75 en caso la estructura califique como irregular. La evaluación se muestra a continuación:

Irregularidades estructurales en altura:

- Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Los elementos estructurales sismorresistentes no tienen niveles con piso blando, por tanto esta irregularidad no se aplica.

- Irregularidad por Masa

No existe variación de masas en la edificación

- Irregularidad Geométrica Vertical

No existe variación en el área en planta de la edificación

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

No existe discontinuidad en los sistemas sismorresistentes.

Irregularidades estructurales en planta:

- Irregularidad torsional

Desplazamiento (cm)		
	XX	YY
Superior Izq	0.0259	0.95
Inferior Der	0.0245	0.81
Promedio	0.0252	0.88
1.3 Promedio	0.0335	1.17

No existe irregularidad Torsional

- Esquinas entrantes

No existen esquinas entrantes considerables

- Discontinuidad del diafragma

Al existir una gran abertura dentro del edificio se han considerado dos tipos de análisis para diafragma rígido y flexible. Por esto es necesario considerar a la edificación como irregular por discontinuidad del diafragma.

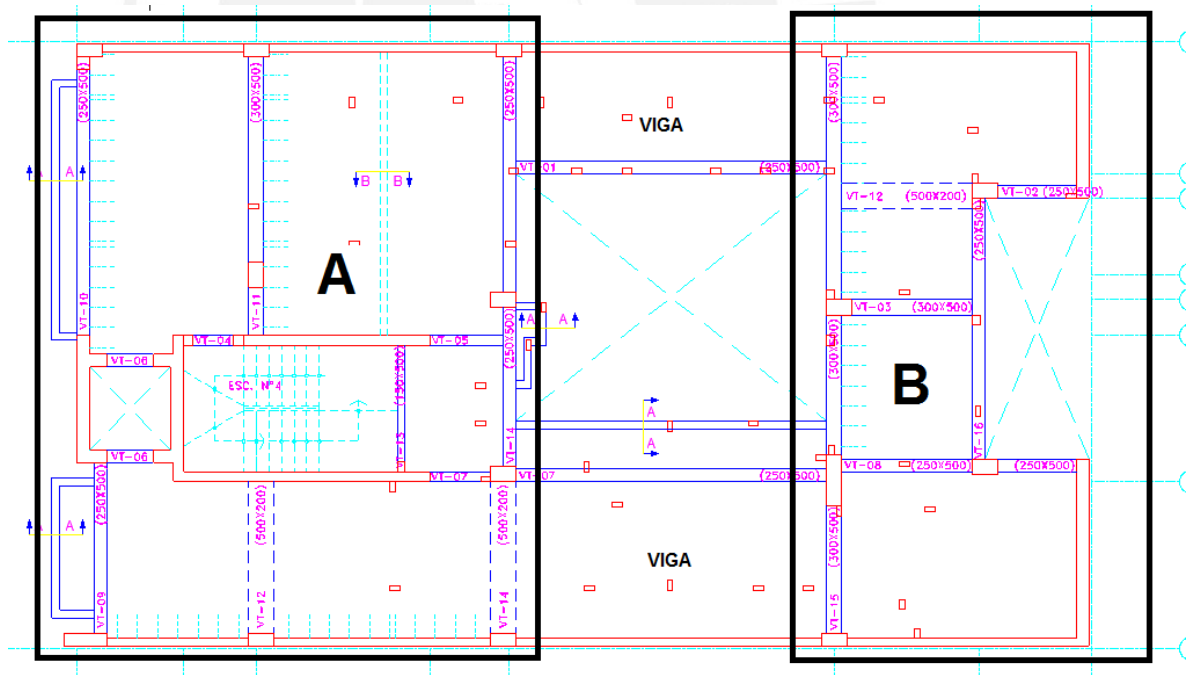
CAP. 6 ANALISIS SISMICO CONSIDERANDO CONEXIÓN FLEXIBLE

6.1 Introducción

Como se vio en el capítulo anterior el modelo presentado considera un diafragma rígido por piso desde el semi sótano hasta el último nivel. Al evaluar la regularidad del edificio se llegó a la conclusión de que existen discontinuidades en el diafragma debido a la abertura central. Por tanto cabe la posibilidad que el edificio tenga un comportamiento como dos bloques unidos con un diafragma flexible; los resultados se compararán con el modelo considerando diafragma rígido.

6.2 Análisis Dinámico

Para modelar el edificio se consideró que ambos bloques están unidos mediante una viga de concreto cuyas dimensiones son el ancho de la losa mas la viga, y su espesor.



Cada piso tendrá dos diafragmas rígidos (en A y B) los cuales estarán unidos mediante la viga.

Los parámetros considerados para el sismo son los mismos que en el caso anterior solo que se aplicará a cada bloque por separado:

Z =	0.4
U =	1
S =	1
C =	2.5
P =	1892.5
Rx =	4.5

El peso de los bloques A y B es 1187t y 705.5t respectivamente. Del análisis obtenemos los siguientes valores de cortantes dinámica y estática:

Bloque A

	A. Dinamico	A. Estatico
Vxx (ton)	270.0	263
Vyy (ton)	220.0	263

Fuerza Cortante en la base del edificio (ton)				
Direccion	Vest (ton)	Vdin(ton)	80%Vest	Factor
X-X	263	270.0	236.70	0.88
Y-Y	263	220.0	236.70	1.08

Bloque B

	A. Dinamico	A. Estatico
Vxx (ton)	130.0	156
Vyy (ton)	244.0	156

Fuerza Cortante en la base del edificio (ton)				
Direccion	Vest (ton)	Vdin(ton)	80%Vest	Factor
X-X	156	130.0	140.40	1.08
Y-Y	156	244.0	140.40	0.58

Observamos que los factores de amplificación para los bloques A y B están debajo de 1 o cercanos, por lo que el diseño considerando diafragma rígido es válido hasta el momento.

6.3 Modos y periodos resultantes

Se obtuvieron los siguientes modos y periodos resultantes:

Mode	Period	UX	UY
1	0.374	0.00	56.58
2	0.127	3.73	0.77
3	0.114	70.42	0.03
4	0.102	0.00	16.12
5	0.096	0.00	0.00
6	0.093	0.01	0.05
7	0.090	0.00	0.01
8	0.085	0.00	4.10
9	0.082	0.00	0.31
10	0.081	0.00	0.03
11	0.070	0.00	0.11
12	0.070	0.00	0.04
13	0.059	0.00	0.05
14	0.058	0.00	0.04
15	0.052	0.02	2.13
16	0.050	0.02	6.39
17	0.049	0.00	0.03
18	0.049	0.00	0.01
19	0.043	0.00	0.00
20	0.043	0.00	0.02
21	0.043	0.00	0.10
22	0.040	0.01	0.05
23	0.039	0.11	0.56
24	0.037	16.15	0.01

Se observa que los periodos y ratios de participación de la masa son muy similares a los resultados del análisis con diafragma rígido. La variación es de 2% en promedio.

6.4 Comparación de desplazamientos laterales

De la misma manera que para el análisis anterior, se obtuvieron los desplazamiento del CM de cada piso, pero en este caso los resultados por separado del bloque A y B.

Desplazamientos Laterales en X-X Bloque A						
Nivel	Desplazamiento del CM	Desplazamiento inelastico	Altura he(m)	Desplazamiento de entrepiso(d)	Deriva d/he	Verificación <0.007
Azotea	0.00100	0.00338	21.2	0.00034	0.0001	SI
7	0.00090	0.00304	18.55	0.00034	0.0001	SI
6	0.00080	0.00270	15.9	0.00034	0.0001	SI
5	0.00070	0.00236	13.25	0.00068	0.0003	SI
4	0.00050	0.00169	10.6	0.00034	0.0001	SI
3	0.00040	0.00135	7.95	0.00068	0.0003	SI
2	0.00020	0.00068	5.3	0.00034	0.0001	SI
1	0.00010	0.00034	2.65	0.00034	0.0001	SI

Desplazamientos Laterales en Y-Y Bloque A						
Nivel	Desplazamiento del CM	Desplazamiento inelastico	Altura he(m)	Desplazamiento de entrepiso(d)	Deriva d/he	Verificación <0.007
Azotea	0.01240	0.04185	21.2	0.00675	0.0025	SI
7	0.01040	0.03510	18.55	0.00709	0.0027	SI
6	0.00830	0.02801	15.9	0.00709	0.0027	SI
5	0.00620	0.02093	13.25	0.00675	0.0025	SI
4	0.00420	0.01418	10.6	0.00608	0.0023	SI
3	0.00240	0.00810	7.95	0.00473	0.0018	SI
2	0.00100	0.00338	5.3	0.00270	0.0010	SI
1	0.00020	0.00068	2.65	0.00068	0.0003	SI

Desplazamientos Laterales en X-X Bloque B						
Nivel	Desplazamiento del CM	Desplazamiento inelastico	Altura he(m)	Desplazamiento de entrepiso(d)	Deriva d/he	Verificación <0.007
Azotea	0.00100	0.00338	21.2	0.00034	0.0001	SI
7	0.00090	0.00304	18.55	0.00034	0.0001	SI
6	0.00080	0.00270	15.9	0.00034	0.0001	SI
5	0.00070	0.00236	13.25	0.00068	0.0003	SI
4	0.00050	0.00169	10.6	0.00034	0.0001	SI
3	0.00040	0.00135	7.95	0.00068	0.0003	SI
2	0.00020	0.00068	5.3	0.00034	0.0001	SI
1	0.00010	0.00034	2.65	0.00034	0.0001	SI

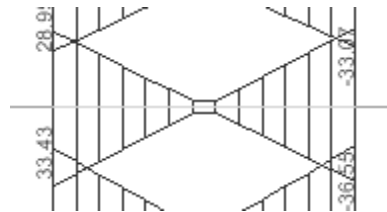
Desplazamientos Laterales en Y-Y Bloque B						
Nivel	Desplazamiento del CM	Desplazamiento inelastico	Altura he(m)	Desplazamiento de entrepiso(d)	Deriva d/he	Verificación <0.007
Azotea	0.00890	0.03004	21.2	0.00574	0.0022	SI
7	0.00720	0.02430	18.55	0.00574	0.0022	SI
6	0.00550	0.01856	15.9	0.00574	0.0022	SI
5	0.00380	0.01283	13.25	0.00540	0.0020	SI
4	0.00220	0.00743	10.6	0.00405	0.0015	SI
3	0.00100	0.00338	7.95	0.00169	0.0006	SI
2	0.00050	0.00169	5.3	0.00101	0.0004	SI
1	0.00020	0.00068	2.65	0.00068	0.0003	SI

Comparando con el caso de diafragma rígido los desplazamientos laterales son muy similares en ambos bloques. Se tiene una diferencia de 6% aproximadamente.

6.5 Diseño de la conexión flexible

Se diseña como si se tratase de una viga, considerando el efecto de la flexión producida y la resistencia al corte del elemento.

El diagrama de momento flector (t.m) en el sentido 2-2 es:



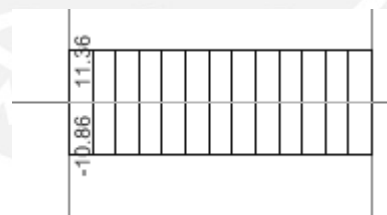
	Flexión
M =	36.6 t.m
Ku =	4.73
ρ =	0.13%
Asmin =	4.20 cm ²
As =	ϕ 3/8" @200

Por corte la resistencia del concreto es:

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

$$V_c = 26.3t$$

La fuerza de corte actuante Vu en la viga es 11.36t, por tanto cumple:



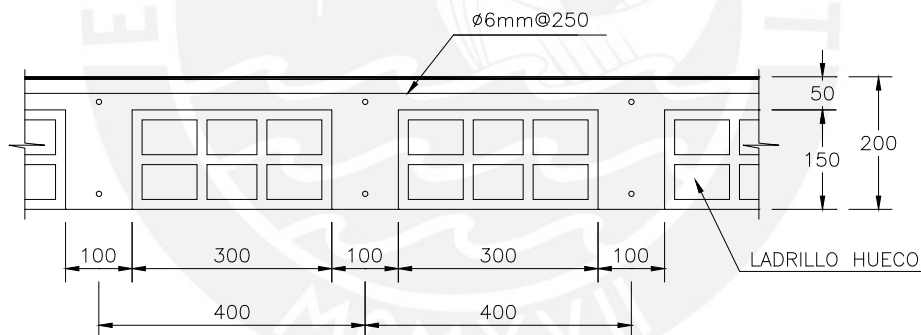
CAP. 7 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas son elementos estructurales horizontales que separan a dos niveles consecutivos las cuales se apoyan sobre vigas o muros estructurales. Desde el punto de vista arquitectónico cumplen la función de separar diferentes pisos en una construcción. Estructuralmente deben ser capaces de transmitir las cargas muertas y vivas a las vigas.

Además forman un diafragma rígido intermedio para soportar la fuerza sísmica de la estructura. Dependiendo del tipo de paños pueden usarse losas aligeradas armadas en una o dos direcciones; en este caso se consideraron losas aligeradas armadas en un solo sentido.

Al análisis presentado corresponde a la aplicación de cargas de gravedad según las combinaciones de la norma E.060 Concreto Armado.

La sección típica de la losa se muestra a continuación:

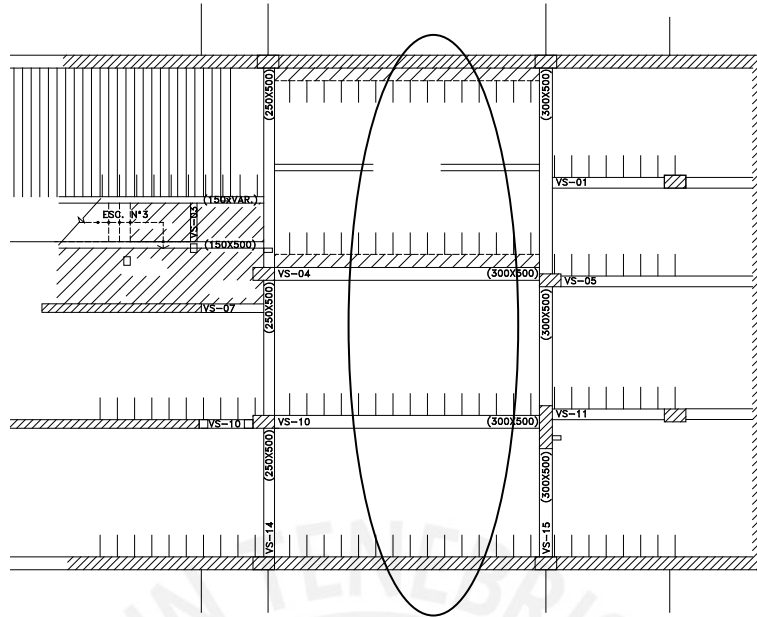


ALIGERADO H=200

1:10

7.1 Diseño por Flexión

El análisis y diseño de las losas aligeradas se realiza por vigueta. Para ejemplos prácticos se realizará el diseño del tramo 1,5,7,8 entre los ejes F y G.



Carga muerta

- Peso losa aligerada 300 kg/m^2
- Piso terminado 100 kg/m^2

Carga viva

- Sobrecarga estacionamiento 250 kg/m^2

Por tanto la carga última se hallará luego de considerar la combinación de $1.5CM + 1.8CV$ como crítica:

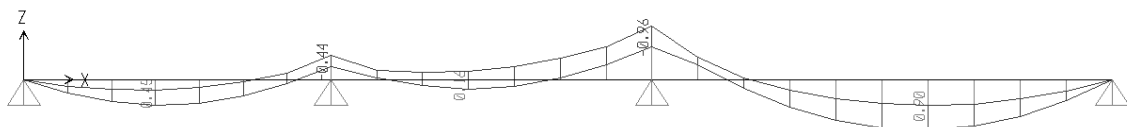
$$CM = 1.5 \cdot (400) \cdot 0.4 = 240 \text{ kg/m}$$

$$CV = 1.8 \cdot (250) \cdot 0.4 = 180 \text{ kg/m}$$

$$Wu = 420 \text{ kg/m}$$

Luego del análisis con la carga última aplicada se obtuvieron los siguientes diagramas:

DMF (ton.m)



Si bien la vigueta es de sección transversal "T", esta se asume para momentos positivos y negativos, como si fuese una sección rectangular. Para momentos positivos se tendrá una sección de 40cm de base por 17cm de peralte, y para secciones con momento negativo se tendrá 10cm de base por 17cm de peralte.

Para el diseño se tomó el momento flector último, para determinar el área de acero se usaron las siguientes fórmulas:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$Ku = \phi \cdot f'c \cdot w(1 - 0.59w)$$

$$w = \rho \cdot \frac{fy}{f'c}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

Se determina la cuantía de acero, la cual debe cumplir lo siguiente:

- El acero mínimo debe garantizar una resistencia mínima tal que:

$$\phi Mn^+ \geq 1.5M_{cr}^+ \quad \text{Donde } M_{cr} \text{ es el momento de agrietamiento de la sección.}$$

$$\phi Mn^- \geq 1.5M_{cr}^-$$

$$M_{cr} = \frac{fr \cdot Ig}{Y_t} \quad \text{Donde: } fr = 2 \cdot \sqrt{f'c}$$

- El acero colocado debe cumplir con:

$$As_{colocado} \geq 1.33As_{necesario}$$

- El acero máximo no debe exceder de:

$As_{max} \leq 0.75Asb$ Donde Asb es el área de acero que produce la falla balanceada. La cuantía relacionada a esta falla es:

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

Ya definidas las condiciones de diseño se hallan las siguientes áreas de acero mínimas y máximas para momentos positivos y negativos:

Peralte (m)	As ⁺ min (cm ²)	As ⁻ min (cm ²)	As ⁺ max (cm ²)	As ⁻ max (cm ²)
0.20	1.29	0.61	7.50	2.70

Para el tramo de aligerado analizado se tiene:

Acero negativo:

	Apoyo 7	Apoyo 5
M- =	0.44 t.m	0.96 t.m
Ku =	9.09	19.83
ρ =	0.25%	0.56%
As =	0.50 cm ²	1.20 cm ²
As =	1 φ 3/8"	2 φ 3/8"

Acero positivo:

	Apoyo 8-7	Apoyo 5-1
M+ =	0.45 t.m	0.90 t.m
Ku =	2.32	4.65
ρ =	0.06%	0.12%
As =	0.50 cm ²	1.10 cm ²
As =	1 φ 3/8"	2 φ 3/8"

Podría darse el caso de que para momentos positivos el espesor del bloque de compresiones exceda el espesor del ala. Para verificar lo asumido se determina el espesor "a" del bloque de compresiones como sigue:

$$0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a = As \cdot fy$$

Para la zona de máximo momento flector positivo se colocó 2Ø3/8" (1.42cm²). Por tanto el espesor "a" es 1cm, valor menor al espesor del ala; entonces lo asumido trabajando con una sección rectangular es correcto.

7.2 Diseño por Cortante

Para cumplir el diseño por corte de la losa aligerada solo se toma en cuenta el aporte del concreto, ya que no se colocan estribos.

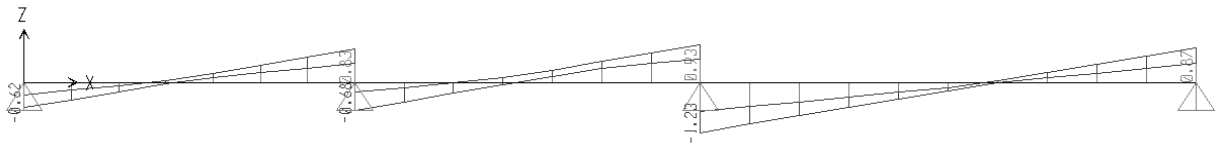
$$\phi Vc \geq Vu$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi Vc = 1.22t$$

Del análisis se obtuvo el diagrama de fuerza cortante:

DFC (ton)



El valor de V_u máximo es 1.30t en el tramo 5-1; por tanto es necesario utilizar ensanches para mejorar la resistencia al corte de la losa aligerada.

Se optó por usar un ensanche alterno, entonces el ancho a considerar será de 25cm.

$$\phi V_c = 2.77t$$

La longitud del ensanche se determina con:

$$x = \frac{V_u - \phi V_c}{w_u}$$

$$x = 0.21m$$

Conservadoramente se ha colocado un ensanche alterno de 30cm.

7.3 Refuerzo por contracción y temperatura

Según el artículo 7.10 de la norma E.060 el refuerzo por temperatura que deberá proveerse en la losa de 5cm de espesor de concreto tendrá una cuantía de 0.18%, esto es:

$$A_{temp} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.90cm^2$$

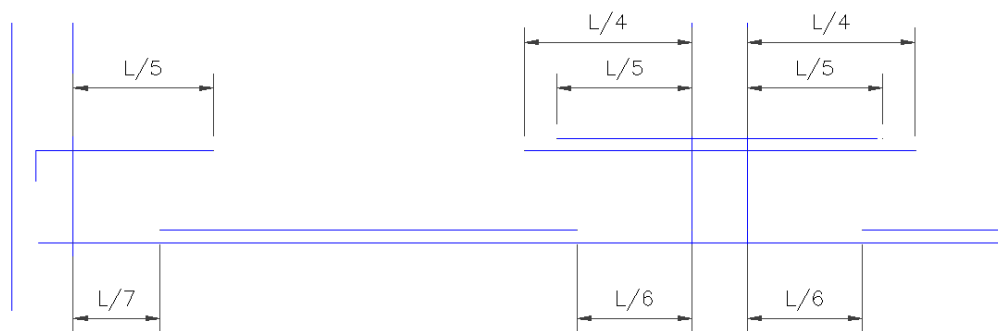
Por tanto se ha usado: $\emptyset 6mm @ 25 cm (1.12cm^2)$

7.4 Corte o doblado del refuerzo

Hay zonas donde no es necesario colocar acero de refuerzo; con el fin de tener un diseño económico se opta por cortar las varillas para tener bastones siguiendo las recomendaciones (artículo 8.8 de la norma E.060):

- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d o $12 d_b$, la que sea mayor. Se exceptúan los apoyos articulados y los extremos en voladizo.
- $1/4$ de la luz libre para los bastones negativos en apoyos interiores, y $1/5$ en apoyos exteriores.
- $1/6$ de la luz libre para los bastones positivos en apoyos interiores, y $1/7$ en apoyos exteriores.

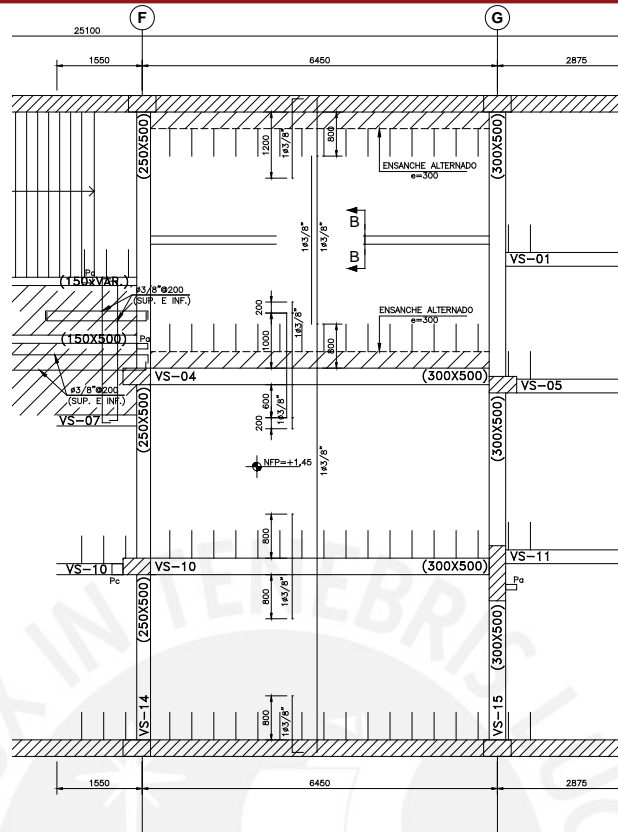
El esquema siguiente muestra lo explicado anteriormente:



Debe tenerse cuidado con esa consideración para el corte del refuerzo ya que hay casos en que se tienen paños contiguos de longitudes distintas, donde tiene que considerarse la mayor de las longitudes de corte a ambos lados del nudo.

7.5 Diseño final del aligerado

El diseño final del tramo evaluado es:



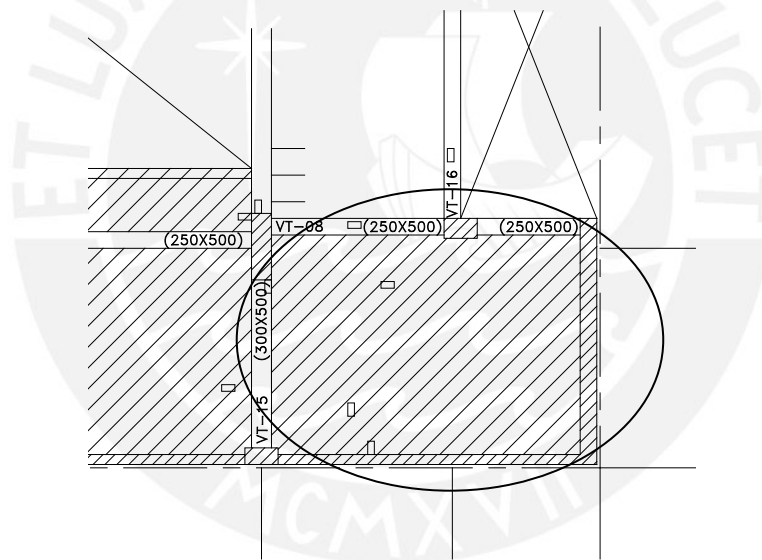
CAP. 8 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Para el diseño de losas macizas se realizó un procedimiento distinto al de losas aligeradas ya que las losas a diseñar trabajan en dos sentidos, mientras que las losas aligeradas sólo en uno.

Se usó el método de los coeficientes para determinar los momentos flectores en la losa de concreto y luego realizar el diseño.

8.1 Método de los Coeficientes

Como ejemplo se diseñará la losa comprendida entre los ejes G-I y 8-7 (4.92x3.42m)



Del Ítem 4.2 se obtuvo una carga última de 1.23 t/m^2 a ser aplicada en toda el área de la losa.

Definimos el parámetro m :

$$m = \frac{l_s}{l_l}$$

Donde:

l_s : luz menor del paño analizado medida centro a centro de los apoyos

II: luz mayor del paño analizado

El momento flector queda definido por:

$$Mu = C \cdot wu \cdot l_s^2$$

$$M_x^0 = -0.1096 \cdot 1.23 \cdot 3.42^2 = -1.58t.m$$

$$M_{xCP} = 0.0309 \cdot 1.23 \cdot 3.42^2 = 0.44t.m$$

$$M_{yCP} = 0.0553 \cdot 1.23 \cdot 3.42^2 = 0.80t.m$$

8.2 Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión se trabajo con una sección rectangular de 100cm de lado y usando las siguientes fórmulas:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$Ku = \phi \cdot f'c \cdot w(1 - 0.59w)$$

$$w = \rho \cdot \frac{fy}{f'c}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

Se tiene en cuenta los límites establecidos por la norma E.060:

$$As_{MAX}^+ = 0.75 \cdot (2.13\% \cdot b \cdot d) = 27.16 \text{ cm}^2/m$$

$$As_{MIN}^- = 0.0018 \cdot b \cdot d = 3.60 \text{ cm}^2/m$$

La norma también menciona que se puede considerar satisfecho el requerimiento de acero mínimo en una sección siempre que:

$$As_{colocado} \geq 1.33As_{necesario}$$

Para la losa maciza se tiene:

Acero Positivo:

	Centro 8-7	Centro G-I
M+ =	0.80 t.m	0.44 t.m
Ku =	2.77	1.52
ρ =	0.07%	0.04%
As =	1.30 cm ²	0.7 cm ²
As =	ϕ 3/8" @250	ϕ 3/8" @250

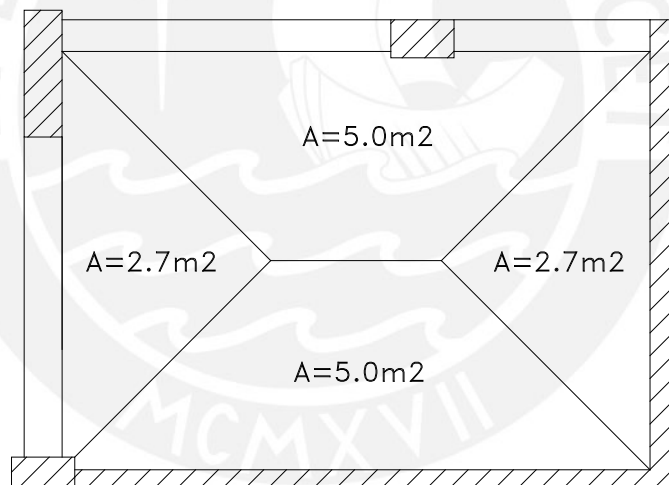
Acero Negativo:

	Apoyo G
M- =	1.58 t.m
Ku =	5.47
ρ =	0.15%
As =	2.50 cm ²
As =	ϕ 3/8" @250

El acero hallado es muy bajo, menos que la cuantía mínima por tanto se ha decidido colocar $\phi 3/8'' @ 200$ superior e inferior en ambos sentidos.

8.3 Diseño por Cortante

Para hallar la fuerza cortante V_u se aplica el método del sobre; el cual especifica las áreas tributarias que reciben cada apoyo de la losa maciza.



La fuerza cortante será:

$$V_{ux} = 1.23 \cdot 2.7 = 3.32t$$

$$V_{uy} = 1.23 \cdot 5.0 = 6.15t$$

Ya que no es posible colocar estribos para el refuerzo por corte en losas macizas, todo el esfuerzo debe ser absorbido por el concreto:

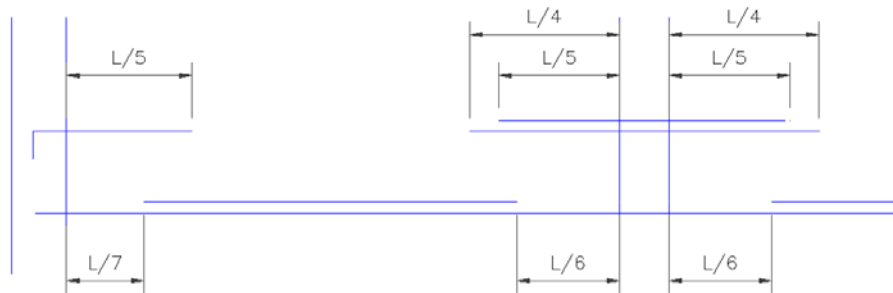
$$\phi V_{cx} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 270 \cdot 17 = 29.9t$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 500 \cdot 17 = 55.5t$$

Para ambos sentidos se cumple el diseño por corte.

8.4 Corte o doblado del refuerzo

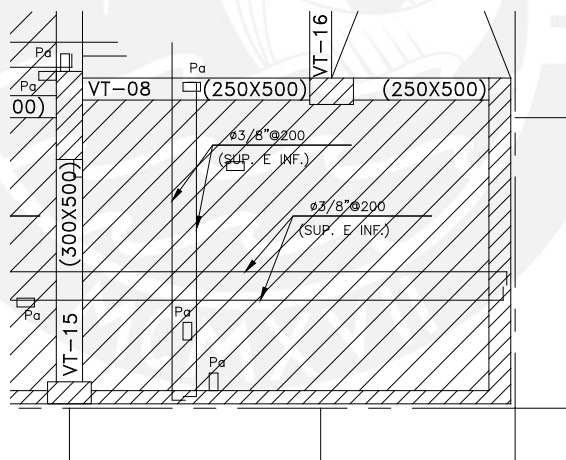
Para el corte del refuerzo se usa la misma distribución que para losas aligeradas:



Debe tenerse la misma consideración para el corte del refuerzo que lo expuesto en el ítem 7.4.

8.5 Diseño final de la losa maciza

El diseño final de la losa maciza se muestra a continuación:



CAP. 9 DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas peraltadas son elementos estructurales que soportan las losas aligeradas, macizas y muros de albañilería. Se apoyan en columnas y placas formando pórticos.

Las vigas deben diseñarse para resistir esfuerzos de flexión y cortante considerando las cargas muertas, vivas y las cargas de sismo que absorban.

9.1 Diseño por flexión

El mismo criterio y fórmulas que en losas se usan para el diseño de vigas:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$Ku = \phi \cdot f'c \cdot w(1 - 0.59w)$$

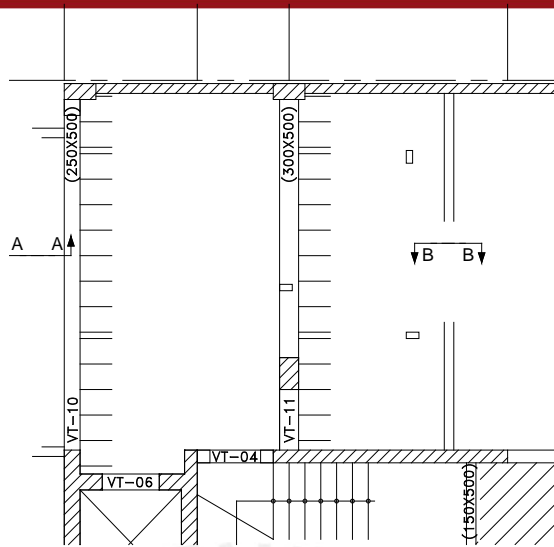
$$w = \rho \cdot \frac{fy}{f'c}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

Del mismo modo se tienen las áreas de acero mínimo y máximo para una viga de 30x50:

Base (m)	Peralte (m)	As min (cm ²)	As max (cm ²)
0.30	0.50	3.31	22.08

Tomamos como ejemplo de diseño la viga VT-11 (30x50).



Del ETABS tomamos el diagrama de momento flector envolvente para todas las combinaciones de carga:

DMF (t.m)



Para la losa maciza se tiene:

Acero Positivo:

	Centro 6-1
M+ =	6.60 t.m
Ku =	11.36
ρ =	0.31%
As =	4.10 cm ²
As =	3 ϕ 5/8"

Acero Negativo:

	Apoyo 6	Apoyo 1
M=	8.76 t.m	12.5 t.m
Ku =	15.08	21.6
ρ =	0.42%	0.61%
As =	5.50 cm ²	8.1 cm ²
As =	3 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"

Según norma debe de proveerse un refuerzo continuo a lo largo de toda la viga, con un área de acero mínimo como se ve líneas arriba. Además se debe cumplir que:

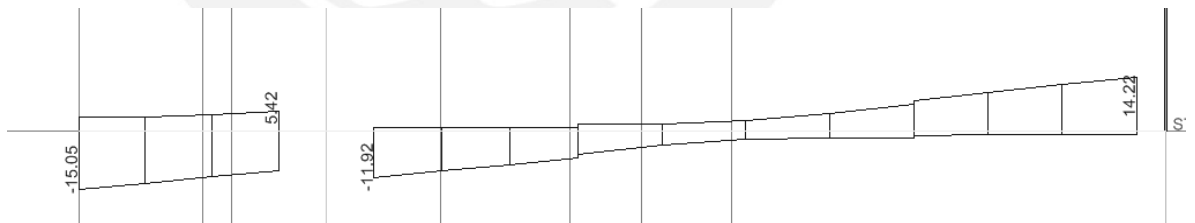
- El refuerzo no deberá ser menor a $\frac{1}{4}$ del área máxima requerida en los nudos, ni menor que el acero mínimo por flexión
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no será menor que $\frac{1}{3}$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

Como acero longitudinal se ha considerado 2 ϕ 5/8" con bastones de 5/8" y 3/4".

9.2 Diseño por cortante

De los resultados del ETABS obtenemos el siguiente diagrama de fuerza cortante:

DFC (t)



Para el diseño por cortante se considera tanto el aporte de los estribos como el del concreto. La fuerza cortante última se toma a una distancia "d" medida desde la cara de apoyo de la viga.

El aporte del concreto es (según el artículo 13.1 de la norma E.060):

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

$$V_c = 10.14t$$

Para la viga en análisis se tiene $V_u=13.5t$

Por tanto la resistencia que debe aportar el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 5.74t$$

El espaciamiento para cumplir V_s es (considerando estribos de 3/8"):

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

$$s = 45.7cm$$

Según el artículo 13.3.3 existe una limitación para el espaciamiento de los estribos:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1x\sqrt{f'_c}cbxd \quad \text{entonces,} \quad s \leq 0.60m \text{ o } s \leq d/2$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1x\sqrt{f'_c}cbxd \quad \text{entonces,} \quad s \leq 0.30m \text{ o } s \leq d/4$$

El espaciamiento máximo es: $s_{max}=22cm$

Por tanto se tiene la siguiente distribución de estribos:

$$1 @ 50, 6 @ 150, \text{ Rto. } @ 200$$

9.3 Diseño por cortante para vigas sismoresistentes

Para el diseño por cortante para vigas que resistan sismo se siguen los lineamientos del artículo 13.7 de la norma E.060 respecto a consideraciones que deben tener aquellos elementos que resistan fuerzas de sismo.

$$V_u = V_{u_{ISOSTATICO}} + \frac{Mn_{IZQUIERDO} + Mn_{DERECHO}}{l_n}$$

Donde:

M_n con las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre

V_u isos. es la fuerza cortante calculada para cargas permanentes

l_n es la luz libre del tramo

Por tanto para la viga en análisis se tiene:

Mn izquierda = 15.0 t.m

Mn derecha = 12.2 t.m

Vu = 11.2 t

Entonces:

$$Vu = 11.2 + \frac{15 + 12.2}{6.15} = 15.62t$$

Trabajando de igual manera que el caso anterior obtenemos que se necesita una fuerza Vs tomada por el acero:

Vs = 8.23t

s = 31.8cm

En el artículo 13.7.1.3 se dice que deberá confinarse por sismo usando estribos hasta una distancia de 2 veces el peralte de la viga con un espaciamiento que no exceda de:

- 0.25d
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 30cm

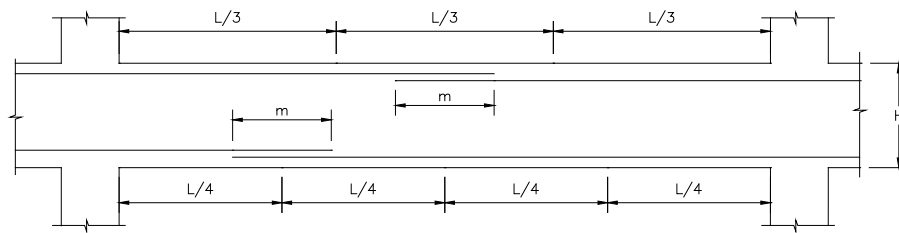
Para la viga analizada se tiene que es necesario confinar hasta una distancia de 88cm medidos desde la cara de la columna con un espaciamiento máximo de 10cm, esto es:

1@50, 9@100 Rto. @200mm

9.4 Empalme por traslape del refuerzo

Las varillas de acero vienen en longitudes de 9m, por tanto en obra al momento de armarlas se tendrá que traslapar algunas de ellas. Esta superposición no debe hacerse en cualquier sección de la viga, sino en aquella donde el esfuerzo por flexión sea bajo (según artículo 8.9 de la E.060).

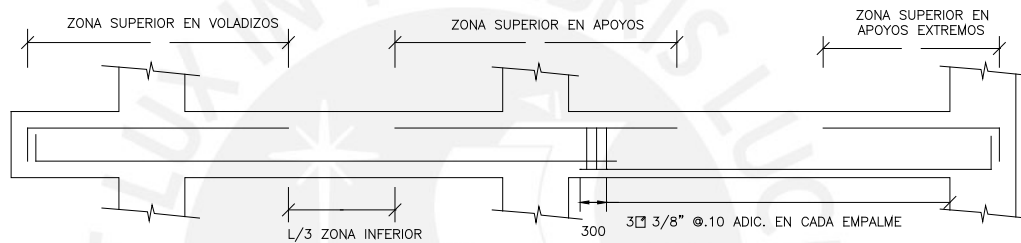
Por ejemplo, para momentos flectores positivos se recomienda traslapar las varillas a $\frac{1}{4}$ de la luz libre de la viga medida desde la cara de apoyo. Para momentos flectores negativos se debe traslapar en el tercio central de la viga.



TRASLAPES PARA VIGAS Y LOSAS

S/E

Así mismo, se recomienda no hacer empalmes en las zonas siguientes:



ZONAS EN LAS QUE NO DEBEN HACERSE EMPALMES.

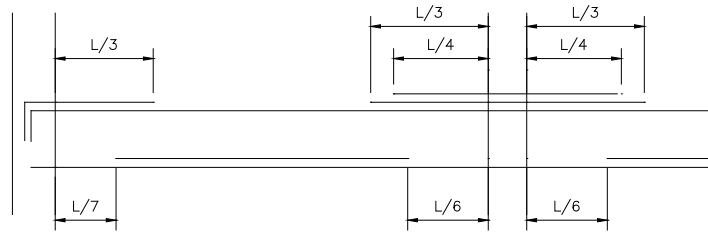
La longitud “m” del empalme depende la longitud de desarrollo de la barra en tracción y su fórmula es:

$$Le = 1.3 \cdot ld$$

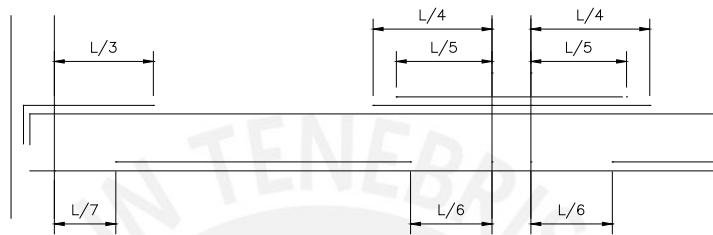
VALORES m				
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H	H < 300	H < 300	H ≥ 300
3/8"	400	400	400	400
1/2"	400	400	400	500
5/8"	450	450	450	600
3/4"	550	550	550	700
1"	900	900	900	1250

9.5 Corte o doblado del refuerzo

De la misma manera que en el caso de aligerados y losas macizas se usó la siguiente distribución para el corte del refuerzo longitudinal para vigas que soportan sismo:

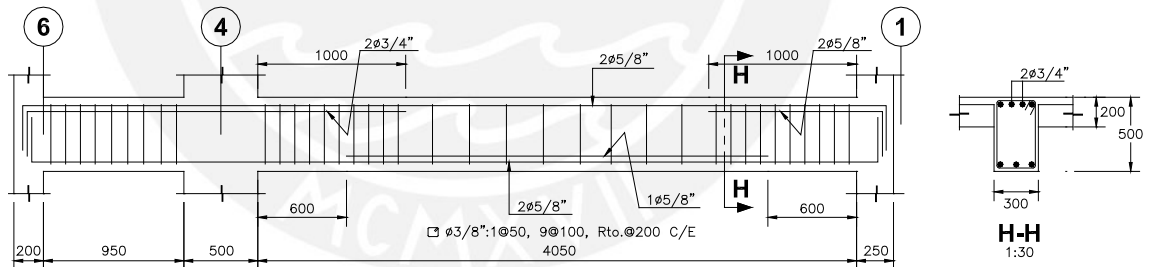


Para vigas que no soportan sismo:



9.6 Diseño final de la viga VT-11

Luego de verificar la viga según se ha mostrado en los puntos anteriores obtenemos el siguiente refuerzo:



VT-11 (300x500)
1:30

CAP. 10 DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se le denomina flexocompresión. Se asumen las mismas hipótesis del diseño por flexión considerando que habrá que verificar la esbeltez del elemento.

10.1 Diseño por Flexocompresión

Resolveremos la columna C3 correspondiente al eje D

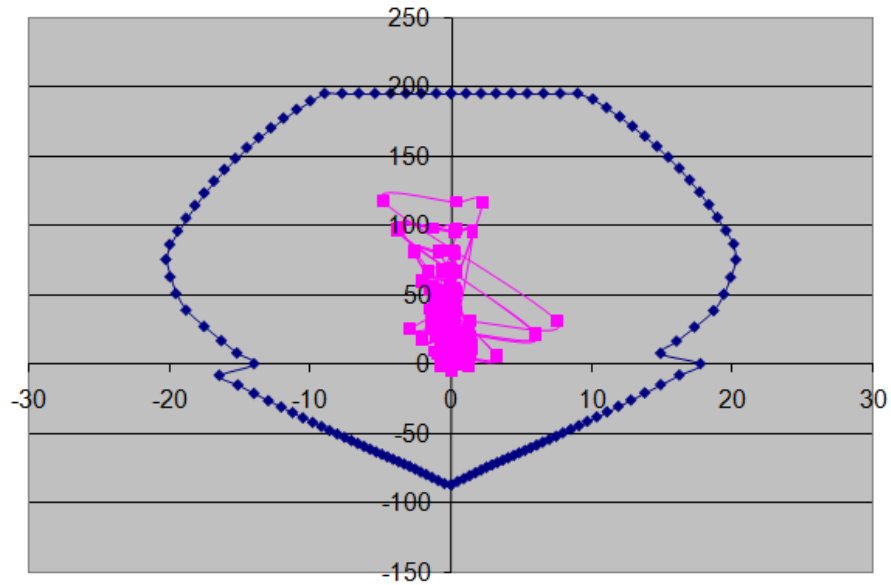
El diseño se hace por flexocompresión y por corte considerando las cargas amplificadas mediante las combinaciones especificadas en el diseño de vigas. En el cuadro siguiente se muestran las cargas obtenidas del análisis.

Combinaciones	X-X		Y-Y	
	Pu (t)	Mu (t.m)	Pu (t)	Mu (t.m)
1.5CM+1.8CV	65.10	0.00	65.10	0.40
1.25(CM+CV)±CS	53.48	0.33	65.07	0.38
0.9CM±CS	33.56	0.21	45.15	0.26

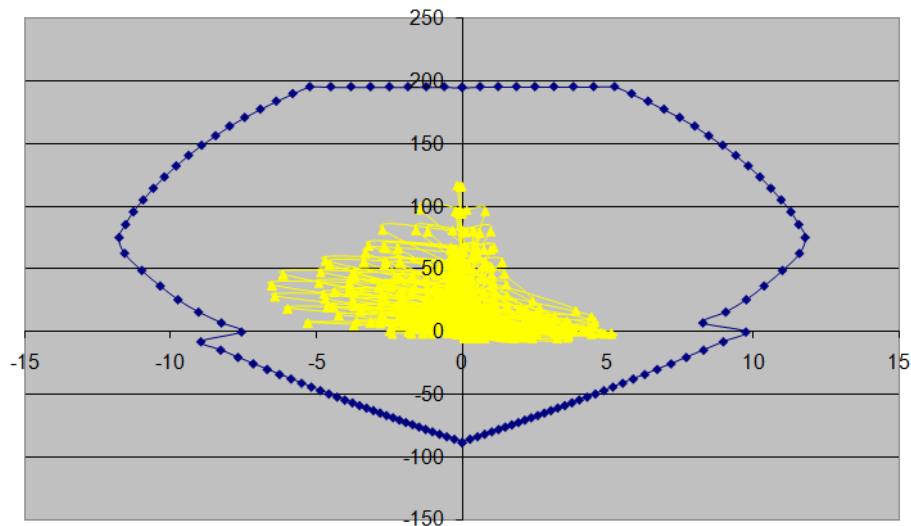
Para diseñar las columnas por flexocompresión se construyó un diagrama de interacción para cada dirección. El diagrama de interacción se obtiene en base a las dimensiones de la sección transversal y a la cantidad y distribución de acero de refuerzo vertical colocado.

Para un refuerzo de $4\emptyset 3/4 + 6\emptyset 5/8$ repartidos en 4 capas se obtiene el siguiente diagrama de interacción:

Dirección X-X



Dirección Y-Y



Según el diagrama de interacción mostrado, las columnas están correctamente diseñadas empleando el refuerzo propuesto, ya que todos los puntos de las combinaciones de cargas están dentro del área del diagrama.

10.2 Diseño por Flexión biaxial

Para las columnas de esta edificación, no hubo ninguna que presentara momentos flectores altos en ambas direcciones. La flexión biaxial es crítica cuando los momentos por cargas de gravedad debida generalmente a las vigas operan en ambos sentidos.

10.3 Diseño por Cortante

Según el artículo 13.7.2, la fuerza cortante V_u debe determinarse a partir de las resistencias nominales (M_n) en los extremos la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

La mayor carga axial da un momento de 20.2 t.m del diagrama de interacción. Por tanto V_u será:

$$V_u = \left[\frac{M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}}}{l_n} \right]$$

$$V_u = 18.8t$$

La contribución del concreto para miembros sujetos a compresión es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \cdot \left[1 + \frac{0.0071 \cdot N_u}{A_g} \right]$$

Donde:

N_u es la carga axial última y se expresa en Kg.

A_g es el área bruta de la sección expresada en cm^2 .

$$V_c = 13.86t$$

Es necesario entonces, calcular la contribución del acero de refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{18.8}{0.85} - 13.86 = 8.26t$$

Por tanto el espaciamiento del refuerzo será:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \times 0.71) \times (4200) \times (46)}{8260} = 33.20 \text{ cm}$$

10.4 Requisitos de espaciamiento de estribos

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento “lo” medida desde la cara del nudo, la cual no será menor que:

- Un sexto de la luz libre.
- 45 cm.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.

En este caso tenemos que la sección de la columna C3 es de 30x50cm. y una altura libre de 2.15 m., por lo tanto la zona de confinamiento tendrá una distancia de 50cm.

Los estribos que se encuentran dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s” que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La menor dimensión del elemento.
- 30 cm.

Por tanto usando el siguiente espaciamiento se cumplen con los requisitos antes mencionados: 1@50, 6@100, Rto.@200mm

10.5 Esbeltez de Columnas

La esbeltez de las columnas se evalúa, según el artículo 12.10 de la norma E.060, utilizando un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 y δ_g para efectos individuales y en conjunto.

El momento de diseño viene dado por:

$$M_c = \delta_1 * M_{uv} + \delta_g * M_{us}$$

Donde:

Muv: Momento debido a cargas verticales amplificadas, provenientes de un análisis de Primer orden.

Mus: Momento debido a cargas laterales amplificadas, provenientes de un análisis de Primer orden.

δ_1 : Factor de corrección por esbeltez local.

δ_g : Factor de corrección por esbeltez global.

10.5.1 Efecto local de esbeltez

El factor δ_1 deberá aplicarse a los resultados del análisis de primer orden y se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

Donde:

P_u : carga especificada actuante sobre la columna

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.7$)

P_c : carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler $\rightarrow P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{l_n^2}$)

C_m : coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el

tipo de curvatura: $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$

Además:

$$EI = EcI_g / [2.5(1 + \beta d)]$$

Puede despreciarse el efecto local de esbeltez si se cumple que:

$$\frac{L_n}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

L_n : luz libre de la columna en la dirección analizada

R: radio de giro de la sección transversal $\left(\sqrt{\frac{I}{A}}\right)$

M1: momento flector menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M2: momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Revisando los momentos de las comunas se aprecia que se presenta el caso de doble curvatura, por tanto bastará con verificarse que $\frac{L_n}{r} < 34$.

Luz libre de las columnas para ambas direcciones = 2.65-0.50=2.15m.

Para secciones rectangulares tenemos que $r = 0.30 \cdot h$ entonces,

$$r_y = 0.30 \cdot 0.50 = 0.150\text{m.} \quad r_x = 0.30 \cdot 0.30 = 0.090\text{m.}$$

Por lo tanto tendremos:

$$r_y = \frac{2.15}{0.150} = 14.3 < 34 \quad r_x = \frac{2.15}{0.09} = 23.9 < 34$$

Se concluye entonces que los efectos de esbeltez local pueden ser despreciados e iguales en 1 en todos los casos.

10.5.2 Efecto global de esbeltez

Según el artículo 12.10.2.2 el factor δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_1 = \frac{1}{1-Q} \quad \text{ó} \quad \delta_1 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}}$$

El factor Q representa el índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

$$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot u}{V_u \cdot h}$$

Donde:

P_u : Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u: deformación relativa de entrepiso.

Vu: fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales.

h: altura del entrepiso considerado.

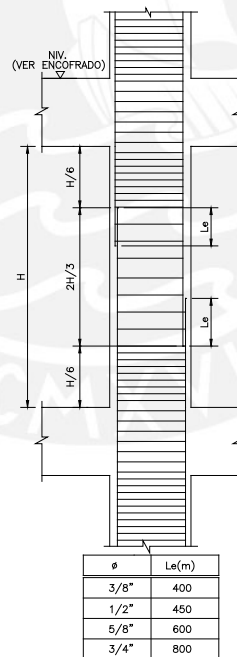
Por tanto el valor de Q será:

$$Q = \frac{65000 \cdot 0.0001}{195 \cdot 245} = .00014 \leq 0.06$$

Los efectos de esbeltez global pueden ser despreciados debido a que $Q \leq 0.06$.

10.6 Empalmes por traslape del refuerzo

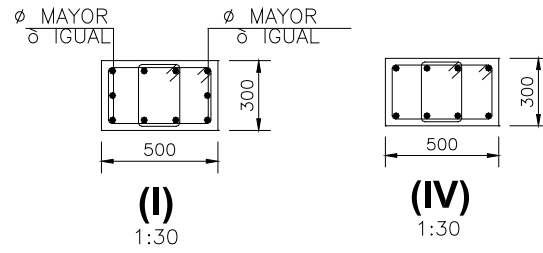
Los traslapes de las varillas longitudinales se recomiendan realizarse en las siguientes zonas:



NOTA.- EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DECONFINAMIENTO.
DETALLE DE EMPALME DE ARMADURA EN COLUMNAS
S/E

10.7 Diseño final de la columna

Finalmente presentamos el diseño de la columna C3.



Del sótano al 1° Piso: 4Ø3/4" + 6Ø5/8" (I)

Del 2° Piso al 4° Piso: 10Ø5/8" (I)

Del 5° Piso al 7° Piso: 8Ø5/8" (IV)



CAP. 11 DISEÑO DE PLACAS

Al igual que para columnas, las placas o muros de corte se diseñaron para flexocompresión y para corte. Para aplicar los lineamientos establecidos en la norma para flexocompresión se debe cumplir que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1.

La placa más larga del edificio tiene:

$H=21.2\text{m}$ y $L=20.05\text{m}$, por tanto $H/L=1.1$

11.1 Diseño por Flexocompresión

Se colocará esfuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de planta.

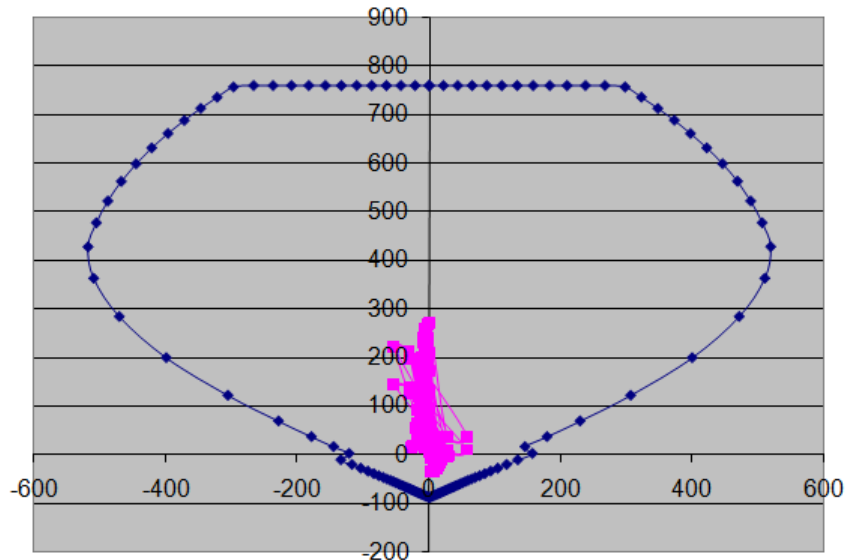
Realizaremos el diseño de la Placa 2 del proyecto. Las cargas debido a las combinaciones del reglamento son:

Combinaciones	X-X		Y-Y	
	Pu (t)	Mu (t.m)	Pu (t)	Mu (t.m)
1.5CM+1.8CV	269.00	0.56	269.00	3.65
1.25(CM+CV)±CS	265.00	5.30	220.00	56.80
0.9CM±CS	187.00	4.30	142.00	55.80

Al igual que para el caso de columnas deberá construirse el diagrama de interacción dependiendo de la cantidad de acero vertical colocado en los núcleos y en toda la sección del elemento.

Según el artículo 15.4.3 de la norma E.060 la distancia “d” se podrá tomar como 0.8L.

Por tanto se consideró un refuerzo de 6Ø5/8” en núcleos de 40x20cm de área obteniendo el siguiente diagrama de interacción (en t y t.m).



Observamos que todas las combinaciones de carga a las que estará sujeta la placa son resistidos por el refuerzo colocado.

11.2 Diseño por Cortante

Los muros se diseñarán por cortante de acuerdo a:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

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

Y V_n no deberá exceder de: $2.6 * \sqrt{f'_c} * t * d$

Además para que el aporte del concreto pueda considerarse se deberá cumplir lo siguiente (según el artículo 15.4.3 de la norma E.060 Concreto Armado):

$$\frac{N_u}{A_g} \geq 0.1 * f'_c$$

Donde:

N_u es la carga axial última y se expresa en Kg.

Ag es el área bruta de la sección expresada en cm^2 .

La fuerza cortante de diseño deberá cumplir con lo siguiente:

$$Vu \geq Vu_{\text{análisis}} \left[\frac{Mu_{\text{teórico}}}{Mu_{\text{análisis}}} \right] * W\gamma$$

Donde:

Mu teórico: momento flector teórico asociado a Pu que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad \emptyset .

$W\gamma$: factor de amplificación dinámica, según:

$$W\gamma = 0.9 + n/10, \quad \text{si } n \leq 6$$

$$W\gamma = 1.3 + n/30, \quad \text{si } 6 \leq n \leq 15$$

Si: $n \geq 15$ se usara $n = 15$ Siendo n el número de pisos

Si se evalúa la resistencia al corte considerando el factor de amplificación dinámica, los resultados serían demasiado elevados al incrementarse las fuerzas de diseño. Por tanto el factor se ha considerado igual a 1.

La expresión para calcular la fuerza cortante de diseño quedó de la siguiente manera:

$$Vu \geq Vu_{\text{análisis}} \left[\frac{Mu_{\text{teórico}}}{Mu_{\text{análisis}}} \right]$$

$$Vu = 90.5t$$

La resistencia que proporciona el concreto podrá considerarse si:

$$\frac{Nu}{Ag} \geq 0.1 * f'c, \quad \text{por tanto } 35.8 \geq 21 \quad \text{consideramos el aporte del concreto como:}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d$$

$$Vc = 4.54t$$

Calculamos Vs de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 101.0t$$

Entonces lo que deberá resistir el refuerzo horizontal (considerando varillas de 1/2") es:

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

$$s = 17cm$$

11.3 Refuerzo Mínimo

Tanto para el acero de refuerzo vertical como para el horizontal la cuantía mínima según el artículo 15.4.3.5 de la norma E.060 es:

$$\rho \geq 0.0025$$

Cuando V_u sea menor que $0.5\phi V_c$, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical podrán reducirse a:

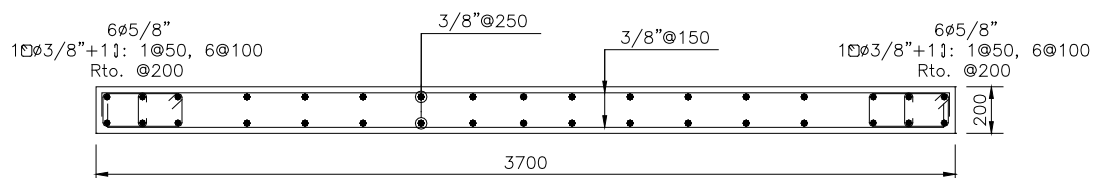
$$\rho_h \geq 0.0020 \qquad \rho_v \geq 0.0015$$

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

Cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en dos caras.

11.4 Diseño Final de la Placa 2

Finalmente se muestra el diseño de la Placa 2:



PLACA 2

1:25

CAP. 12 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para el diseño de las cimentaciones debe de tenerse los resultados de un estudio de suelos donde se indiquen todas sus propiedades. Se ha asumido que el edificio se construirá en San Borja considerando una capacidad admisible del suelo de 4kg/cm².

Principalmente se tienen zapatas aisladas para las columnas interiores y zapatas excéntricas para las columnas perimétricas; éstas últimas fueron conectadas con vigas de cimentación a otras zapatas interiores.

Para las zapatas de las placas se ha considerado una sola cimentación debido a la cercanía de los elementos.

12.1 Diseño de Zapatas Aisladas

Se realizó el análisis para la zapata de la columna C4 perteneciente a los ejes G y 5. Primeramente se verifica por gravedad para dar una dimensión tentativa, luego se incluye en efecto del sismo para hallar las dimensiones finales de la cimentación.

12.1.1 Verificación por gravedad

Para las cargas de gravedad sin amplificar (asumiendo distribución lineal):

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

Donde:

P = Carga axial en servicio (muerta y viva)

B= Lado mayor de la zapata

L = Lado menor de la zapata

M = Momento Flector en servicio

Por tanto asumimos una cimentación de 2.0x1.8m de lados:

$$\sigma = \frac{(66+14.2)}{2 \cdot 1.8} + \frac{6 \cdot 1.6}{2 \cdot 1.8^2}$$

$$\sigma = 23.8t/m^2$$

Las dimensiones asumidas cumplen con la verificación por carga de gravedad.

12.1.2 Verificación por sismo

La capacidad portante del suelo puede amplificarse en un 20% al considerar el efecto del sismo; por tanto será de 48t/m².

Sismo Y-Y

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot My}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma = \frac{(80.2-8.4)}{2 \cdot 1.8} + \frac{6 \cdot 1.1}{2 \cdot 1.8^2}$$

$$\sigma = 21.0t/m^2$$

Sismo X-X

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot My}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma = \frac{(80.4)}{2 \cdot 1.8} + \frac{6 \cdot 1.6}{1.8 \cdot 2^2}$$

$$\sigma = 23.7t/m^2$$

Las dimensiones asumidas siguen cumpliendo con lo asumido inicialmente.

12.1.3 Reacción amplificada del suelo

Por simplificación en los cálculos se ha considerado un factor de amplificación de 1.6 para la condición de esfuerzo crítica; esta es 38.1t/m².

12.1.4 Diseño por corte

En el diseño por corte se tiene en cuenta que éste podría producirse debido a la fuerza cortante y al punzonamiento de la zapata (artículo 16.2 de la E.060):

Por Cortante:

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

V_u es la fuerza actuante a “d” de la cara de la columna en todo el ancho de la zapata

V_c es la resistencia del área de corte de la zapata

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 180 \cdot 50 = 69t$$

$$V_u = 3.81 \cdot 25 \cdot 180 = 17.1t$$

Entonces cumple el diseño por cortante

Por Punzonamiento:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

b_o es el perímetro de la sección de corte por punzonamiento, delimitada por un rectángulo a $d/2$ de la cara de la columna.

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 360 \cdot 50 = 276t$$

$$V_u = 38.1 \cdot (2 \cdot 1.8 - 0.8 \cdot 1.0) = 107t$$

12.1.5 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se evaluó el momento flector en la cara del volado:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot c^2}{2}$$

$$M_u = 10.7t \cdot m$$

$$K_u = 4.28$$

$$\rho = 0.11\%$$

$$A_s = 5.5cm^2$$

El acero usado será $\emptyset 5/8$ ”@250 en ambas direcciones y únicamente en la cara inferior en contacto con el terreno.

12.2 Diseño de Zapatas Conectadas

Hay casos donde la columna tiene una zapata excéntrica ya que el límite de propiedad está detrás del elemento. En este caso se ha optado por usar vigas

de cimentación para que el momento flector producto de la excentricidad sea tomado por la viga. Para la zapata excéntrica el procedimiento de diseño es igual que para zapatas aisladas.

Se idealizó la viga como simplemente apoyada en el centroide de las zapatas que une y considerando una carga vertical en el volado de la viga como se muestra:



Del análisis obtuvimos el DMF (t)



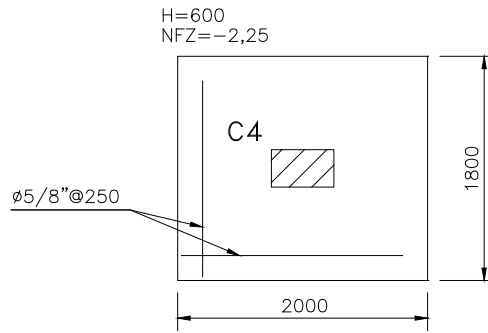
El diseño en concreto armado será:

	Viga
M- =	2.72 t.m
Ku =	2.21
ρ =	0.24%
As =	4.8 cm ²
As =	5 ϕ 3/4"

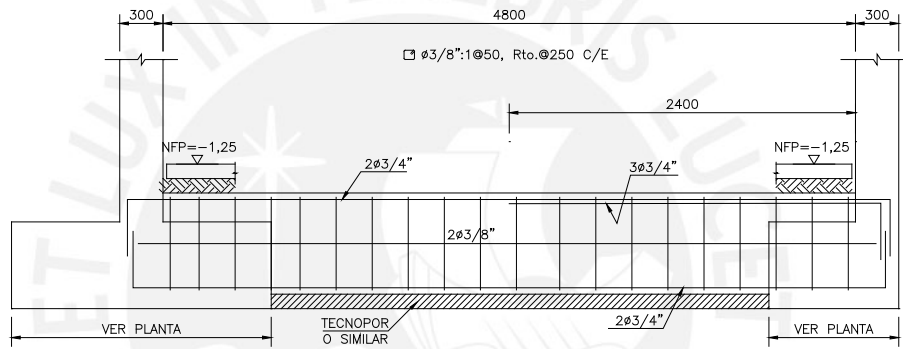
El diseño en concreto armado será:

12.3 Diseño Final de la Cimentación

El diseño final de la zapata es:



El diseño final de la viga de cimentación es:

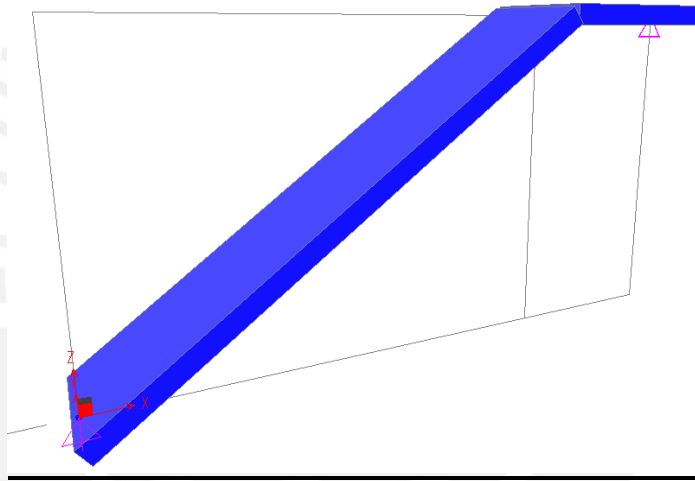


CAP. 13 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras ya han sido dimensionadas dependiendo de los requerimientos arquitectónicos del proyecto. Para el diseño en concreto armado se considera a la escalera como una losa maciza, teniéndose que hacer el diseño por flexión y corte.

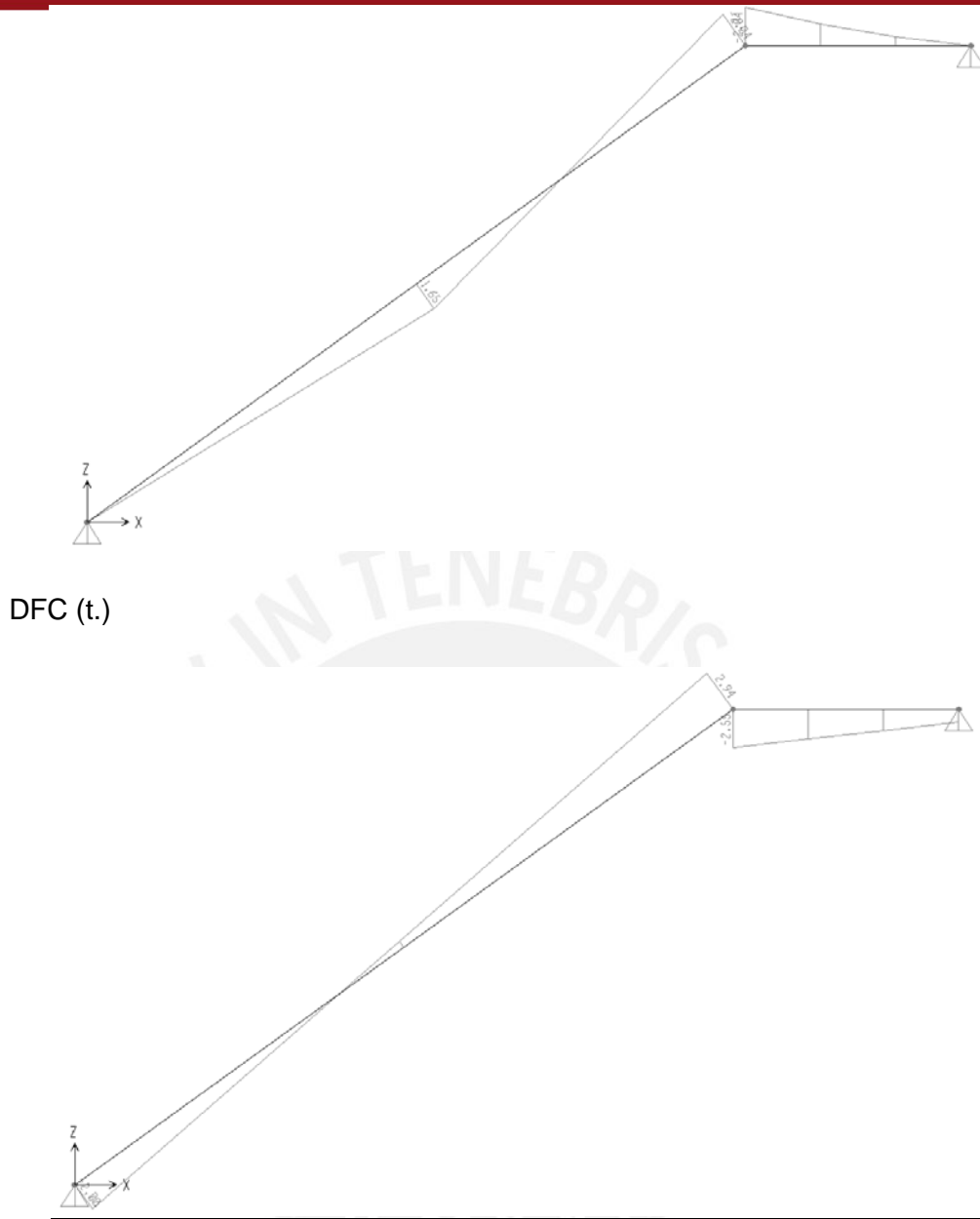
13.1 Envolventes por cortante y momento flector

Para el análisis de la escalera se idealizó la misma considerando una viga simplemente apoyada de 1m de ancho.



Se aplicaron las cargas calculadas en el Ítem 4.5 del presente documento, obteniendo del análisis los siguientes diagramas:

DMF (t.m)



13.2 Diseño por Flexión

En el diseño por flexión se consideró como acero longitudinal:

	M+	M-
M =	1.65 t.m	2.00 t.m
Ku =	11.46	13.89
ρ =	0.31%	0.38%
As =	3.80 cm ²	4.60 cm ²
As =	ϕ 1/2" @250	ϕ 1/2" @250

El refuerzo transversal a la escalera se calcula con el uso de la cuantía mínima que debe tener la losa (0.18%):

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \phi 3/8'' @ 200$$

13.3 Diseño por Cortante

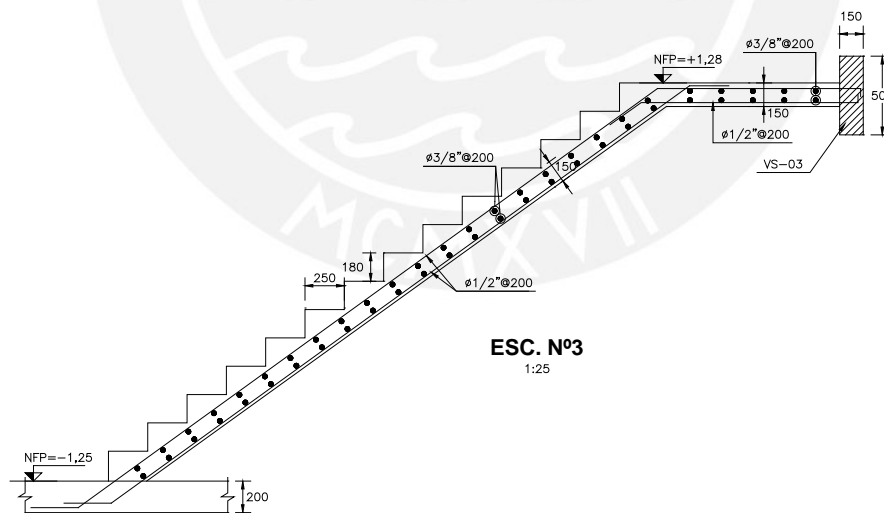
En el diseño por corte se considera únicamente el aporte del concreto, ya que no lleva estribos para el control del corte:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.83 t$$

Comparando con el V_u por corte obtenido del SAP se tiene que $V_u < \phi V_c$, por tanto el espesor elegido es adecuado.

13.4 Diseño final de la escalera

El diseño final de la escalera se muestra a continuación

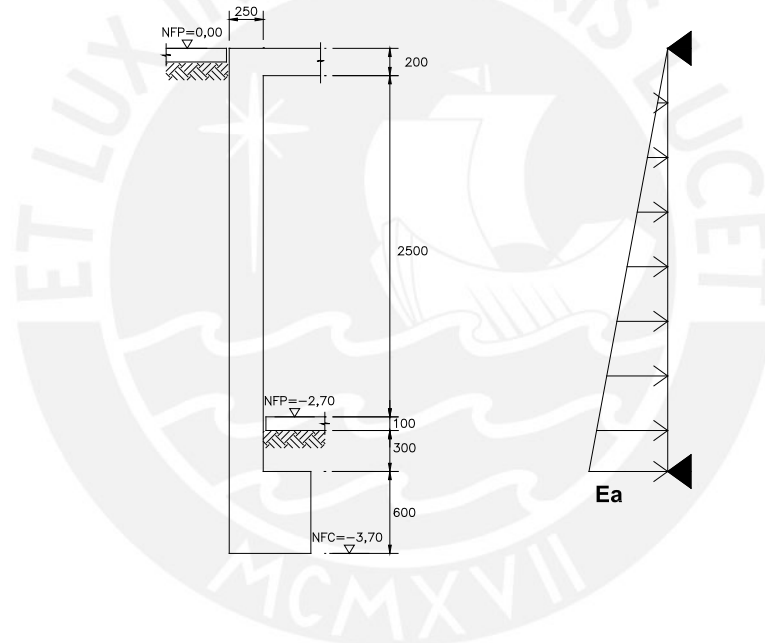


CAP. 14 DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

Dentro del presente capítulo se desarrolla el diseño de otros elementos como los muros de contención y los muros de la cisterna.

14.1 Diseño de Muro de Contención

Los muros de contención son elementos verticales que se diseñan para resistir el empuje del suelo. Se idealizan con un apoyo fijo en cada losa de los sótanos y en la cimentación y se diseña para 1m de ancho de muro.



La presión que ejerce el suelo se asume como triangular y es igual a:

$$Ea = Ka \cdot \gamma \cdot H$$

$$Ea = 1.86t / m$$

Donde:

Ka es el coeficiente de empuje activo $Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$

γ es el peso específico del suelo

H es la altura enterrada del muro

14.1.1 Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión se determinó el diagrama de momento flector (t.m.):



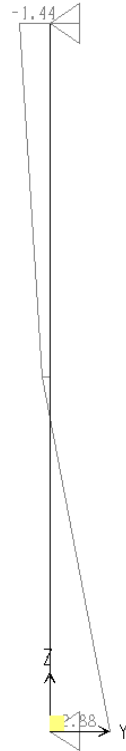
El diseño para el momento máximo es:

	Flexión
M- =	1.68 t.m
Ku =	3.81
ρ =	0.20%
Asmin =	4.20 cm ²
As =	ϕ 3/8" @200

Como refuerzo horizontal se decidió tomar $\phi 3/8" @ 250$ como mínimo por temperatura.

14.1.2 Diseño por Cortante

Al no llevar estribos, el muro de contención se diseña para que el concreto sea el elemento que resiste íntegramente los esfuerzos de corte producidos por el muro. El diagrama de fuerzas cortantes del análisis es (t.):



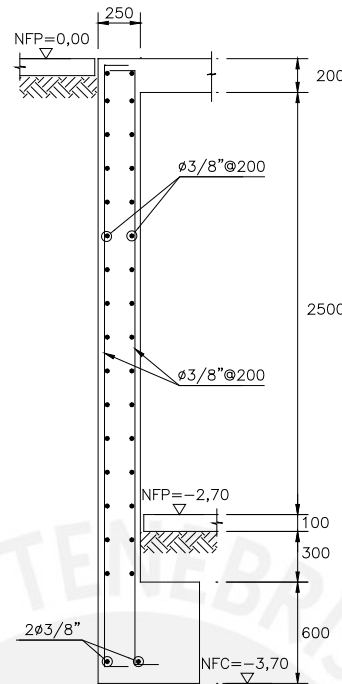
La fuerza que resiste el concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 21 = 13.7t$$

Como se observa la resistencia al corte del muro es mucho mayor a la fuerza aplicada debido al empuje del terreno.

14.1.3 Diseño por final del muro

El diseño final del muro se muestra a continuación:

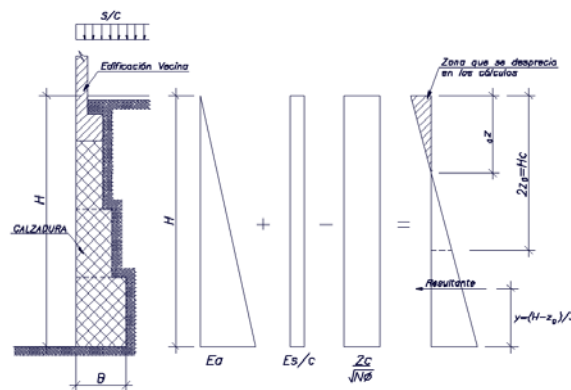


14.2 Diseño de Calzaduras

Se ha incluido el diseño de calzaduras ya que el nivel más bajo de cimentación es -5.20m. Para esto se tuvieron las siguientes consideraciones:

- El ángulo de fricción interna del suelo es 30°
- La cohesión aparente del suelo es de 0.3 kg/cm^2

Las fuerzas que actúan como empuje son (Fuente: Conferencia Calzaduras – ABB):



En el esquema mostrado anteriormente se ha considerado el empuje debido al suelo (K_a), el empuje debido a la sobrecarga ($E_{s/c}$) y el empuje debido a la

cohesión aparente del suelo ($2c/N\phi$), la cual actúa en sentido contrario a los empujes del suelo y de la sobrecarga. (Fuente: Conferencia Calzaduras – ABB)

Para el muro más profundo (-5.20m) se tienen los siguientes empujes:

$$Ea = Ka \cdot \gamma \cdot H = 2.50t/m$$

$$Es/c = Ka \cdot s/c = 0.08t/m$$

$$\frac{2c}{\sqrt{N \cdot \phi}} = 3.46t/m$$

Por tanto el empuje en la base del muro será:

$$w = Ea + Es/c - \frac{2c}{\sqrt{N \cdot \phi}} = -0.88t/m$$

El ser este valor negativo, nos indica que la cohesión aparente del suelo hace que los empujes debido al suelo y a la sobrecarga sean despreciables. Sin embargo, conservadoramente se opta por tomar una cohesión aparente igual a 0 para hacer el diseño, entonces:

$$Fa = Ea \cdot \frac{H}{2} + Es/c \cdot H = 6.90t \quad \text{Fuerza de deslizamiento actuante}$$

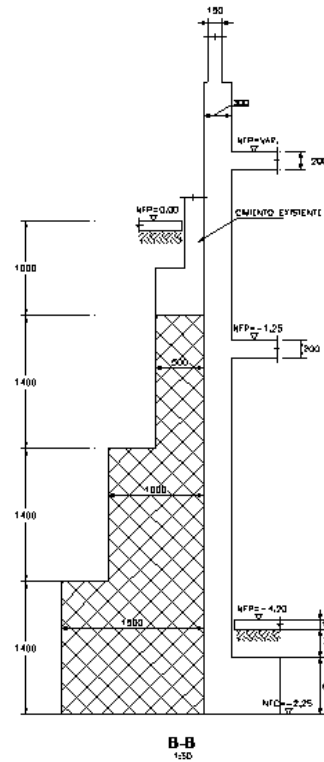
$$Ma = Ea \cdot \frac{H^2}{6} + Es/c \cdot \frac{H^2}{2} = 12.0t \cdot m$$

Asumiendo un FS=1.20 tanto al volteo como al deslizamiento (por recomendación del asesor) se tiene que el ancho de la calzada en la base es:

$$B = \frac{FSd \cdot Fa}{\mu \cdot (\gamma \cdot H + s/c)} = 1.25m \quad \text{por deslizamiento}$$

$$B = \sqrt{\frac{FSv \cdot Ma \cdot 2}{\gamma \cdot H + s/c}} = 1.50m \quad \text{por volteo}$$

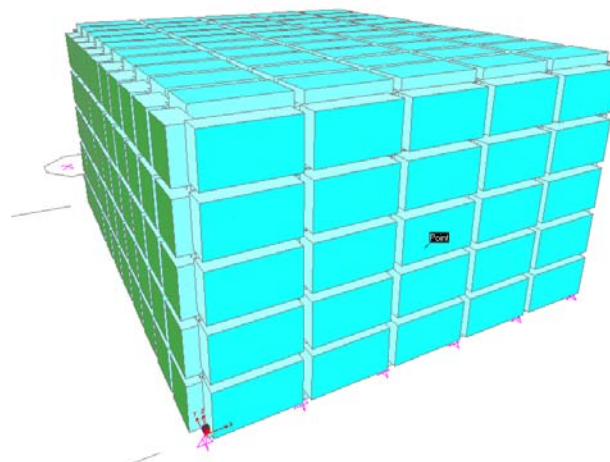
Por tanto se considera un ancho de la calzada de 1.50m en la base.



14.3 Diseño de la Cisterna

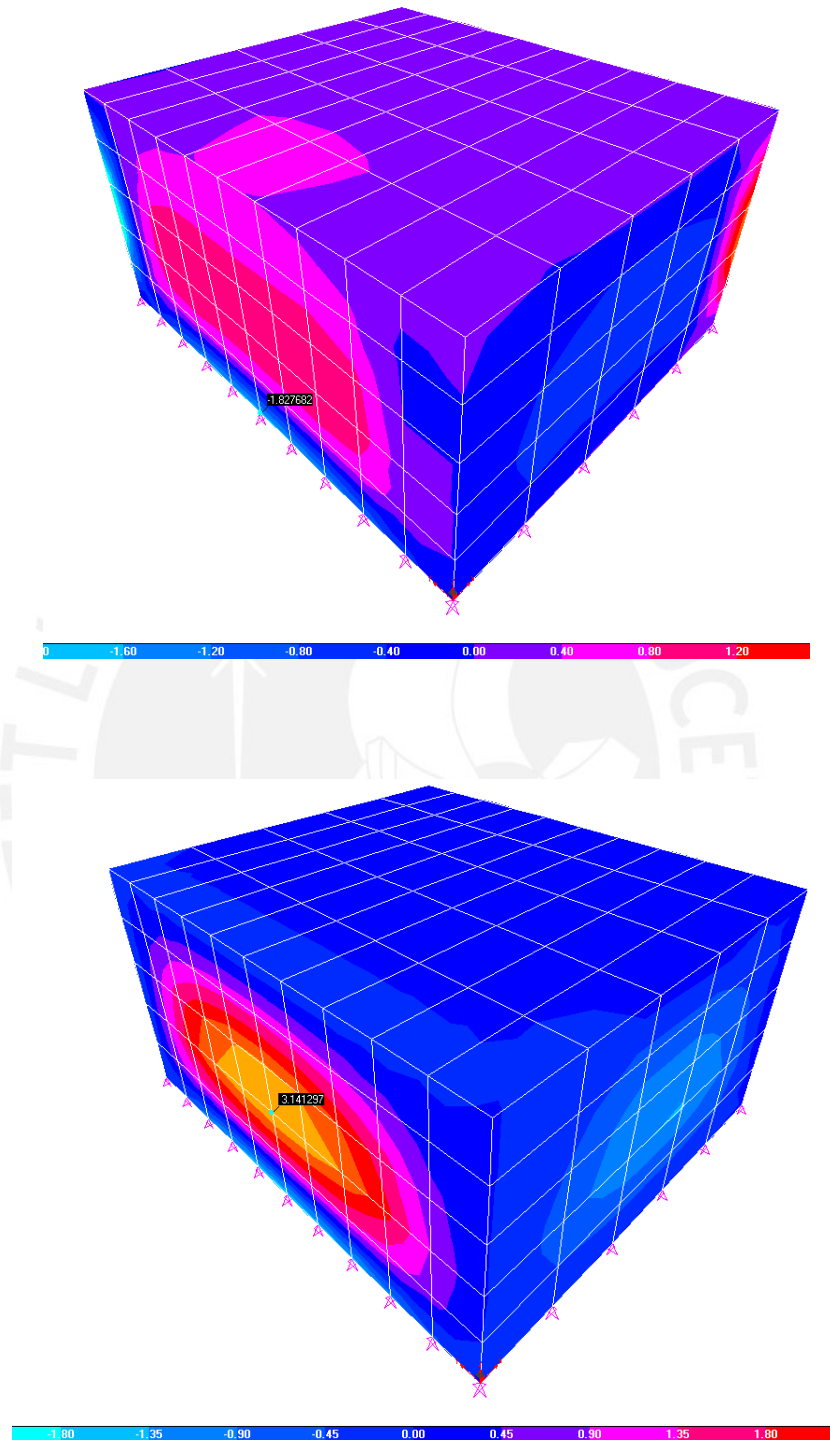
La cisterna es el elemento estructural encargado de contener agua en su interior para fines de consumo o contra incendio. A diferencia de los muros de contención, en este caso el empuje hidrostático es el que actúa sobre el elemento.

La cisterna se modeló con un elemento bidimensional en el SAP2000 considerando al empuje del agua con una distribución triangular.



14.2.1 Diseño por Flexión

Luego del análisis se obtuvo el siguiente diagrama de momento flector (t.m) por 1m de ancho de muro para ambos sentidos:

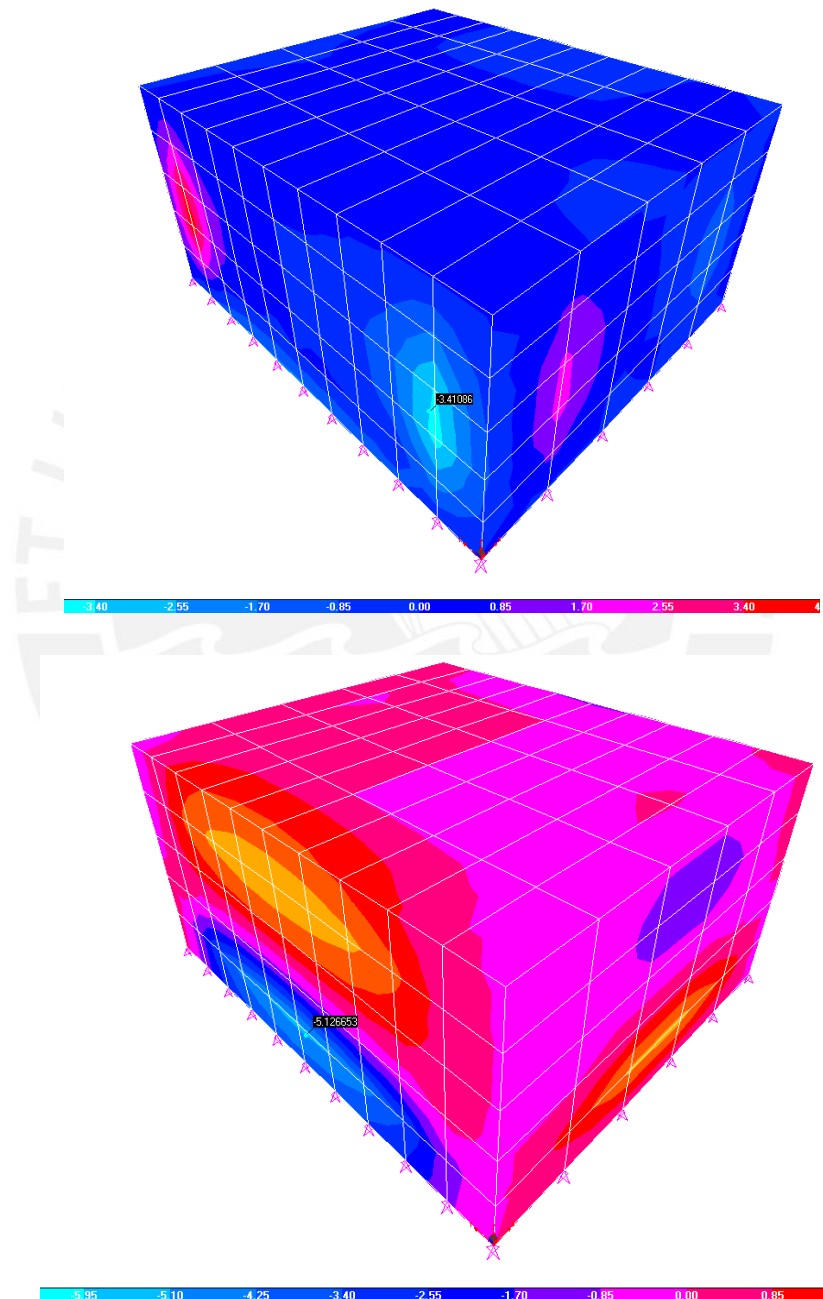


En el diseño por flexión se decidió considerar conservadoramente $\varnothing 1/2''@200$ para el refuerzo vertical y $\varnothing 3/8''@200$ para refuerzo horizontal; esto a pesar

que por los valores de momentos tendría que colocarse una cuantía mínima (0.20%)

14.2.2 Diseño por Cortante

El diagrama de fuerza cortante, también para ambos sentidos se muestra a continuación (t.)

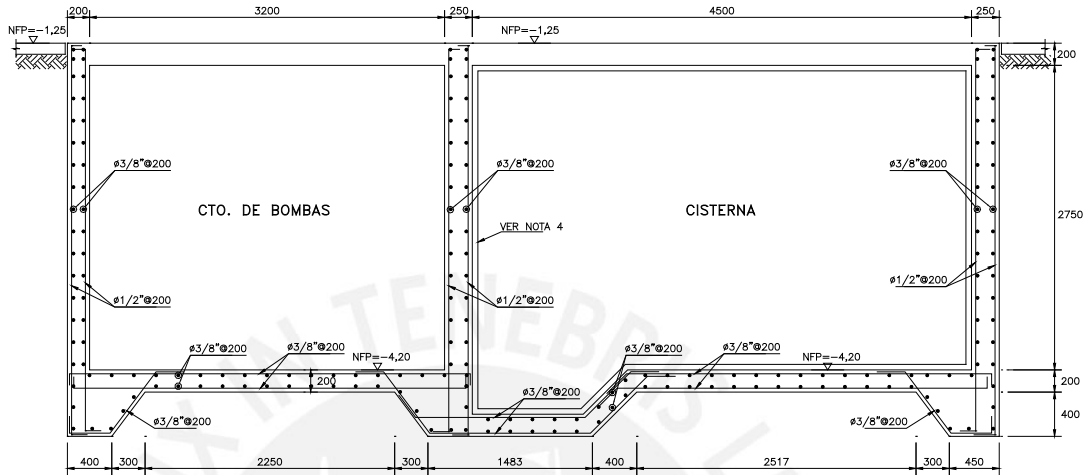


Al igual que en muros de contención, los muros de la cisterna no llevan estribos; por tanto la resistencia al corte debe ser evaluada considerando únicamente el aporte del concreto, esto es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 21 = 13.7t \text{ valor mayor a } V_u \text{ del análisis.}$$

14.2.3 Diseño por final del muro

El diseño final del muro se muestra a continuación:



CONCLUSIONES

- Inicialmente el proyecto contemplaba colocar muros de albañilería perimétricos. Con el fin de mejorar la resistencia en X-X del edificio ante un sismo se optó por reemplazar la albañilería por concreto armado, formándose así una gran placa que será la encargada de tomar gran parte de la cortante sísmica en la dirección X-X. Para el sentido Y-Y se optó por orientar en la medida de lo posible algunas columnas y aumentar el ancho de las placas, tanto las que rodean el ascensor como las del eje 1. Ambas modificaciones se hicieron con el fin de diseñar al edificio con el sistema de muros estructurales, donde gran parte de la cortante de entrepiso (más del 80%) es soportada por las placas. Se concluye que la inclusión de placas es beneficioso para mejorar el comportamiento del edificio.
- La inclusión de varios muros de concreto armado ayudó también a controlar los desplazamientos laterales; éstos pueden verse en el capítulo de análisis sísmico concluyendo que en ambos sentidos están muy por debajo de la tolerancia que da la norma para edificios de concreto armado.
- Inicialmente se consideró importante realizar el análisis con dos bloques separados ya que se tienen casos de aberturas grandes. Se debe considerar losas macizas alrededor de la abertura para garantizar una buena conexión entre ambos bloques. Mediante este análisis se buscó resultados que reflejen un comportamiento más real de la estructura y así poder comparar los resultados para ambos casos. Como se apreció los resultados estuvieron muy cercanos y no tuvieron mayor variación, concluyéndose que para este caso, no hubiese sido necesario hacer el análisis con conexión flexible entre los bloques A y B. Esta conclusión no puede extrapolarse a otros proyectos; queda a criterio del proyectista saber si hará un diseño flexible como el presentado en la presente tesis.
- En el diseño de las columnas se aprecia que los valores de los momentos flectores son muy bajos, predominando el comportamiento a compresión. Esto se debe a la inclusión de grandes placas en ambos sentidos que soportan los esfuerzos de corte del sismo, que a su vez son los causantes de la flexión en las columnas.
- En el diseño de la cisterna se cuidó de verificarla también cuando no hay suelo a su alrededor. Esto podría darse en caso que se requiera hacer una prueba

hidráulica antes de rellenar el perímetro con suelo. Es importante tener en cuenta esta condición de carga ya que podría ocasionar una falla de todo el elemento.

- Para el diseño de calzaduras se concluye que, para el tipo de suelo especificado, no hubiese sido necesario calzar los cimientos vecinos, ya que la cohesión aparente del suelo actúa a favor de la estabilidad. Sin embargo, la cohesión aparente puede perderse cuando hay presencia de agua o durante sismos. Es por esto que el diseño de las calzaduras se ha hecho considerando una cohesión aparente de 0.



BIBLIOGRAFIA

- Antonio Blanco Blasco, *“Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”*, 1997
- Antonio Blanco Blasco, *“Conferencia de calzaduras”*
- Arthur Nilson, *“Diseño de estructuras de concreto”*, McGraw Hill 12ª Edición
- Gianfranco Ottazzi Pasino, *“Apuntes del curso concreto armado 1”*, 2003
- Teodoro Harmsen, *“Diseño de estructuras de concreto armado”*, 2000
- Reglamento Nacional de Edificaciones

