



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 CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE DIEZ PISOS,
UBICADO EN UNA ESQUINA DE MIRAFLORES, DENTRO DE UN
CONJUNTO CONFORMADO POR TRES EDIFICIOS**

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

Carlos Eduardo Huari Wilson

ASESOR: Antonio Blanco Blasco

Lima, Julio del 2010

RESUMEN

El presente trabajo se desarrolla con el objetivo de diseñar un edificio de departamentos de 10 pisos, ubicado en Miraflores, en el departamento de Lima. Además el edificio posee un tanque elevado y cuarto de máquinas en la azotea y una cisterna para agua debajo del primer nivel.

El edificio se extiende sobre un área de 400.65 m²., en un suelo gravoso con características comunes al suelo típico de Lima y con una capacidad admisible de 4 kg/cm² a una profundidad de cimentación de -1.60m.

Todos los análisis y cálculos de diseño se hicieron de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a las distintas normas que lo componen.

El sistema estructural empleado está conformado en dos direcciones perpendiculares por muros de corte y vigas, los cuales a su vez transmiten las cargas a la cimentación y ésta al suelo. Como consecuencia del análisis sísmico se han obtenido los desplazamientos y derivas máximas del edificio, encontrándose dichos valores dentro de los márgenes admisibles.

Para la estructuración del edificio se hizo uso de losas aligeradas en una dirección y también de losas macizas armadas en dos direcciones, lo cual hizo posible la formación del diafragma rígido en cada piso del edificio.

El análisis sísmico se hizo mediante el uso del programa ETABS, con el cual se modeló el edificio y se aplicaron las fuerzas de sismo, obteniéndose así los valores de momentos y fuerzas cortantes correspondientes.

Para el diseño en concreto armado se hizo uso también del programa SAP2000, mediante el cual se modelaron las losas macizas y se obtuvieron las fuerzas resultantes correspondientes, obteniéndose así resultados más reales para los elementos asimétricos.

Finalmente, para la cimentación se hizo uso de zapatas aisladas y combinadas debido a la magnitud de las cargas de diseño y a las características del suelo.

*A mis padres y amigos por su
apoyo constante durante los años
de universidad y después de ésta.*



INDICE GENERAL

página

CAPITULO I: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	1
1. Características principales	1
2. Diseño del proyecto	2
3. Aspectos generales del diseño	2
4. Datos de los materiales	4
 CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN	 5
1. Criterios de estructuración: Generalidades	5
2. Criterios de estructuración: Caso particular del edificio	7
 CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES	 11
1. Predimensionamiento de losas	11
A. Losas aligeradas	11
B. Losas macizas	12
2. Predimensionamiento de vigas peraltadas	13
3. Predimensionamiento de vigas chatas	14
4. Predimensionamiento de placas y columnas	14
5. Predimensionamiento de la cisterna y tanque elevado	15
6. Predimensionamiento de las escaleras	16
 CAPITULO IV: METRADO DE CARGAS DE ELEMENTOS PRINCIPALES ..	 17
1. Generalidades	17
2. Metrado de cargas en losas aligeradas	18
3. Metrado de cargas en losas macizas	18
4. Metrado de cargas en vigas chatas	19
5. Metrado de cargas en vigas peraltadas	19

CAPITULO V: ANÁLISIS SÍSMICO.....	21
1. Modelo estructural	21
2. Parámetros de sitio	25
3. Análisis Estático	29
4. Análisis Dinámico	29
5. Modos de vibración y períodos fundamentales	30
6. Control de desplazamientos laterales	31
A. Desplazamientos relativos de entrepiso	31
B. Junta de separación sísmica	33
7. Estabilidad del edificio por los efectos de segundo orden ó P-Delta.....	33
 CAPITULO VI: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	 35
1. Análisis estructural	35
2. Diseño por flexión	35
3. Diseño por corte	36
4. Determinación del ensanche	37
5. Refuerzo por contracción y temperatura:	37
6. Cortes de fierro	38
7. Deflexiones	38
8. Ejemplo de diseño	39
 CAPITULO VII: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	 44
1. Análisis estructural	44
2. Diseño por flexión	44
3. Diseño por corte	45
4. Refuerzo por contracción y temperatura	46
5. Ejemplo de diseño	46

CAPITULO VIII: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS 51

1. Análisis estructural	51
2. Diseño por flexión	51
3. Diseño por corte	52
4. Espaciamiento entre estribos	53
5. Empalmes por traslape	53
6. Corte de fierro	54
7. Ejemplo de diseño	55

CAPITULO IX: DISEÑO DE VIGAS CHATAS 60

1. Análisis estructural	60
2. Diseño por flexión	60
3. Diseño por corte	61
4. Espaciamiento entre estribos	62
5. Ejemplo de diseño	62

CAPITULO X: DISEÑO DE PLACAS 66

1. Análisis estructural	66
2. Efecto de la esbeltez	67
3. Acero de refuerzo mínimo	67
4. Diseño por flexo-compresión	68
5. Diseño por corte	69
6. Confinamiento en los extremos de las placas	70
7. Ejemplo de diseño	72

CAPITULO XI: DISEÑO DE LA CIMENTACION 79

1. Análisis estructural	79
2. Zapatas aisladas	79
3. Zapatas combinadas	82
4. Ejemplo de diseño	84
<i>A. Diseño de una zapata aislada</i>	<i>84</i>
<i>B. Diseño de zapatas combinadas</i>	<i>87</i>

CAPITULO XII: DISEÑO DE ESCALERAS	93
1. Análisis estructural	93
2. Diseño por flexión	93
3. Ejemplo de diseño	93
 CAPITULO XIII: DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO Y CISTERNA	 99
 CAPITULO XIV: CONCLUSIONES	 100
 BIBLIOGRAFIA	 102



CAPITULO I: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1. Características principales

El proyecto que se describe a continuación es un edificio de 10 pisos cuyas principales características se detallan en el siguiente cuadro resumen:

Proyecto	Trabajo de Tesis
Tipo de proyecto	Edificio Multifamiliar
Area de terreno	400.65 m ²
Area techada total	4006.50 m ²
Nro. de pisos	10
Nro. de dptos.	39 (4 por piso)
Altura de piso	2.57 m
Características	02 ascensores, escalera de emergencia, cuarto de máquinas y tanque elevado.

El edificio se encuentra ubicado en una esquina por lo que posee dos frentes de 28.60m y 21.40m respectivamente, por el de menor dimensión se encuentra el ingreso peatonal y por el más grande el ingreso vehicular.

El primer piso consta de una sala de espera y 3 departamentos, así como las áreas comunes donde se ubican los ingresos a la escalera y el ascensor.

En los demás pisos la distribución es típica, son 4 departamentos por piso con las mismas características en todos. Los estacionamientos se encuentran fuera del área ocupado por los departamentos.

En los pisos típicos, los departamentos se pueden agrupar en dos tipos: 3 dormitorios, sala-comedor, cocina, lavandería, baño principal, secundario y de visitas, cuarto y baño de servicio; y los de 2 dormitorios, estar familiar, sala-comedor, cocina-lavandería, baño principal y baño secundario.

Posee una escalera de emergencia y 02 ascensores para el transporte vertical de personas y en el techo del último piso se encuentran el cuarto de máquinas

para el ascensor y el tanque elevado, a los cuales se accede por medio de la escalera de emergencia.

En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características arquitectónicas del edificio, éste se ha estructurado en base a pórticos formados por columnas o placas y vigas. Así mismo se ha resuelto emplear losas aligeradas y macizas de 20cm de espesor en todos los pisos.

Los cálculos referentes al comportamiento del edificio bajo la acción de cargas verticales y horizontales provenientes de un sismo se hicieron a través del programa de cálculo de estructuras por elementos finitos Etabs, el cual nos proporciona una mayor similitud de nuestro modelo de estructura con la realidad y de ésta manera obtener un diseño más eficiente que nos permitirá reducir los costos de construcción de la estructura al no estar sobrediseñada.

2. Diseño del proyecto

El diseño para éste proyecto está hecho en base al actual “**Reglamento Nacional de Edificaciones**” (RNE) el cual a su vez se divide en los siguientes capítulos de acuerdo a la etapa de diseño:

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

3. Aspectos generales del diseño

El diseño está hecho en base a las diferentes normas arriba mencionadas, así, de acuerdo con la norma E.060 el diseño que se hará será un Diseño por Resistencia, el cual es en esencia un diseño por estados límites y más precisamente por estados límites últimos desarrollados por cualquier elemento, éste método es aplicable a cualquier sollicitación de fuerza como flexión, cortante, torsión, etc.

Para que una estructura pueda soportar en forma segura las diferentes sollicitaciones, se debe asegurar que en cada una de las secciones de sus elementos se cumpla¹:

Resistencia \geq Efecto de Cargas
 Resistencia Suministrada o Proporcionada \geq Resistencia Requerida
 Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

Para el diseño en concreto armado es necesario aplicar algunos factores de amplificación de cargas con el objetivo de reproducir una situación de carga extrema cuya probabilidad de ser excedida será baja, aquí se muestran los factores a tomar en cuenta:

Factores de carga para diseño en C°A° - Norma Peruana
1.4 CM + 1.7 CV
0.9 CM + CSX
0.9 CM + CSY
1.25 (CM + CV) + CSX
1.25 (CM + CV) + CSY

Donde: CM: Carga Muerta
 CV: Carga Viva
 CSX: Carga proveniente del sismo paralela al eje X
 CSY: Carga proveniente del sismo paralela al eje Y

Asimismo, existen otros factores que sirven para reducir la resistencia nominal de las secciones con el objetivo de reproducir mejor las condiciones reales que presentan un gran número de incertidumbres relacionadas a los materiales, las dimensiones reales, diferencias con la modelación, tipos de falla, etc. Estos son:

¹ Tomado del libro “Apuntes del Curso de Concreto Armado 1” de Gianfranco Ottazzi Pasino, Sexta edición, PUCP 2005-1

Factores de reducción de resistencia – Norma Peruana	
Solicitación	Factor de reducción
Flexión	0.90
Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
Elementos con Espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.65

4. Datos de los materiales

Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	15000√f _c = 217371 kg/cm ²
Módulo de Poisson (u)	0.15
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm ²

CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN

La estructuración consiste en la adecuada distribución de los elementos estructurales, llámese columnas, placas, vigas, losas, etc, para que conformen la estructura del edificio de modo tal que éste pueda resistir las solicitaciones de peso, sismo u otro de la manera más adecuada y teniendo en cuenta la economía de su construcción, su estética, la funcionalidad y, lo más importante, la seguridad de la estructura.

Una adecuada estructuración permitirá realizar un mejor modelo con el cual se conseguirá un análisis estructural más preciso, así también, debemos tener en cuenta que para ello una estructura debe ser lo más sencilla posible; de esta manera su modelo se realizará con mayor facilidad y exactitud.

1. Criterios de estructuración: Generalidades

a. *Simplicidad y simetría*

Por este criterio tenemos que las estructuras más simples tendrán un mejor comportamiento frente a sismos, esto se debe a que al momento del diseño se puede predecir mejor el comportamiento de estructuras simples y, además, una estructura simple será mucho más fácil de idealizar que una estructura compleja que en muchos casos incluso se deben hacer simplificaciones en el modelo alejándonos de la realidad para su diseño.

La simetría también es un tema importante, ya que mientras exista simetría en la estructura en ambas direcciones habrá una menor diferencia de posición entre el centro de masas y el centro de rigidez, lo que evitará que se produzcan fuerzas de torsión sobre el edificio, las cuales pueden incrementar los esfuerzos debidos al sismo hasta sobrepasar los esfuerzos resistentes, lo cual podría ser muy destructivo para el edificio.

b. Resistencia y Ductilidad

La estructura de cualquier edificación debe tener una adecuada resistencia a cargas eventuales de sismo y cargas permanentes propias, la resistencia a cargas de sismo debe proporcionarse en al menos las dos direcciones ortogonales, para garantizar la estabilidad de la estructura. Debido a que las cargas de sismo son eventuales y de corta duración, la resistencia de la estructura podrá ser menor que las solicitaciones máximas de sismo, pero compensada con una adecuada ductilidad de sus elementos. Esta ductilidad de los elementos les permitirá a algunos entrar en la etapa plástica de sus esfuerzos, creándose rótulas plásticas que ayudarán a disipar mejor la energía sísmica.

Además, teniendo en cuenta que el concreto es un material de naturaleza frágil, se debe dar una adecuada ductilidad a los elementos, tratando que fallen primero dúctilmente, por ejemplo por flexión, y luego frágilmente, como por ejemplo por corte.

c. Hiperestaticidad y Monolitismo

La hiperestaticidad de las estructuras mejora la capacidad resistente de una edificación frente a fuerzas sísmicas, ya que permite la formación de varias rótulas plásticas, las cuales a medida que se produzcan ayudarán a disipar la energía producida por el sismo.

El monolitismo de la estructura reside en el hecho que toda la estructura debe trabajar como si fuera un solo elemento por ser de un mismo material.

d. Uniformidad y Continuidad de la Estructura

La estructura debe mantener una continuidad tanto vertical como horizontal en toda la edificación, de manera que no se produzcan cambios bruscos de rigidez de los elementos para evitar concentraciones de esfuerzos.

e. Rigidez Lateral

La rigidez lateral en una edificación ayuda a que ésta pueda resistir mayores fuerzas horizontales sin sufrir deformaciones importantes. Estas

deformaciones son las que a menudo causan mayores daños a los elementos no estructurales generan mayor pánico en los usuarios de la edificación.

Dado esto, es necesario que una estructura posea elementos verticales como muros o placas, los cuales pueden ser combinados con pórticos formados por columnas y vigas, que le den mayor rigidez lateral a la estructura.

f. Existencia de Diafragmas Rígidos

Es necesario que las losas posean una gran rigidez axial en toda su extensión, para que su comportamiento sea realmente como el de un diafragma rígido, lo cual es una hipótesis que se toma como verdadera para el diseño y el análisis del edificio. Para tener en cuenta esto, es necesario que las losas no tengan muchos ductos o aberturas grandes que puedan provocar fallas en la losa durante el sismo, lo que pondría en riesgo su condición de diafragma rígido.

g. Influencia de Elementos No Estructurales

Los elementos no estructurales deben ser tomados en cuenta durante la estructuración del edificio, ya que por ejemplo un tabique ubicado junto a una placa de concreto armado, aumentará la rigidez lateral en dicha placa y, por lo tanto, absorberá mayores esfuerzos que podrían sobrepasar los esfuerzos de diseño de la placa, lo cual podría originar su falla.

2. Criterios de estructuración: Caso particular del edificio.

Para nuestro caso la estructuración la hacemos considerando a cada elemento como se detalla a continuación:

a. Muros o placas:

Para estructurar nuestro edificio el primer paso a seguir es la identificación de la cantidad y el posicionamiento de los elementos verticales que se

encuentran presentes en todos los pisos del edificio, ya que éstos serán el soporte del edificio siendo los encargados de transmitir las cargas hacia el suelo.

En la Figura 2.1 tenemos un plano del piso típico del edificio ya estructurado, podemos observar en color azul los muros que se repiten a lo largo de todos los pisos, los cuales serán los apoyos principales. En este caso solamente los muros serán los transmisores de carga vertical ya que este edificio no posee columnas.

b. Vigas

Adicionalmente a los muros tenemos vigas, la mayoría de las cuales sirven de unión entre muro y muro haciendo las veces de amarre entre los elementos verticales, pero además existen otras vigas cuya importancia es mayor, ya que además de servir de amarre resisten cargas importantes provenientes de las losas. Estas vigas al ser de mayores dimensiones (sobre todo longitud), ayudarán también al comportamiento del edificio de manera que trabajen como pórticos frente a solicitaciones sísmicas.

Así podemos observar en la Figura 2.1 las vigas en los ejes O, N y L las cuales por sus características y ubicación ayudarán a mejorar el comportamiento de la estructura frente a sismos u otra sollicitación de carga lateral.

c. Losas

Otro elemento estructural de gran importancia son las losas o techos del edificio, éstos, para nuestro edificio en estudio, son de dos tipos: aligeradas y macizas, las cuales fueron elegidas de acuerdo a algunos criterios que se irán comentando más adelante.

Las losas sirven de amarre a toda la estructura y su funcionamiento nos asegura un comportamiento de diafragma rígido más uniforme para la estructura, al permitir que todos los elementos de un mismo nivel se desplacen en la misma dirección.

En nuestro edificio se ha dispuesto el uso de losas aligeradas en una dirección, tratando en su mayoría que sean continuas de modo que la carga sobre éstas se reparta mejor y tenga un mejor comportamiento estructural. También se han definido losas macizas armadas en dos direcciones en las zonas cercanas a ductos o aberturas a manera de rigidizar dichas zonas y, de esta manera, la losa tenga mayor resistencia al corte que una losa aligerada frente una fuerza sísmica; también en los paños con áreas o formas irregulares a manera de facilitar su construcción y finalmente en la zona de los baños.

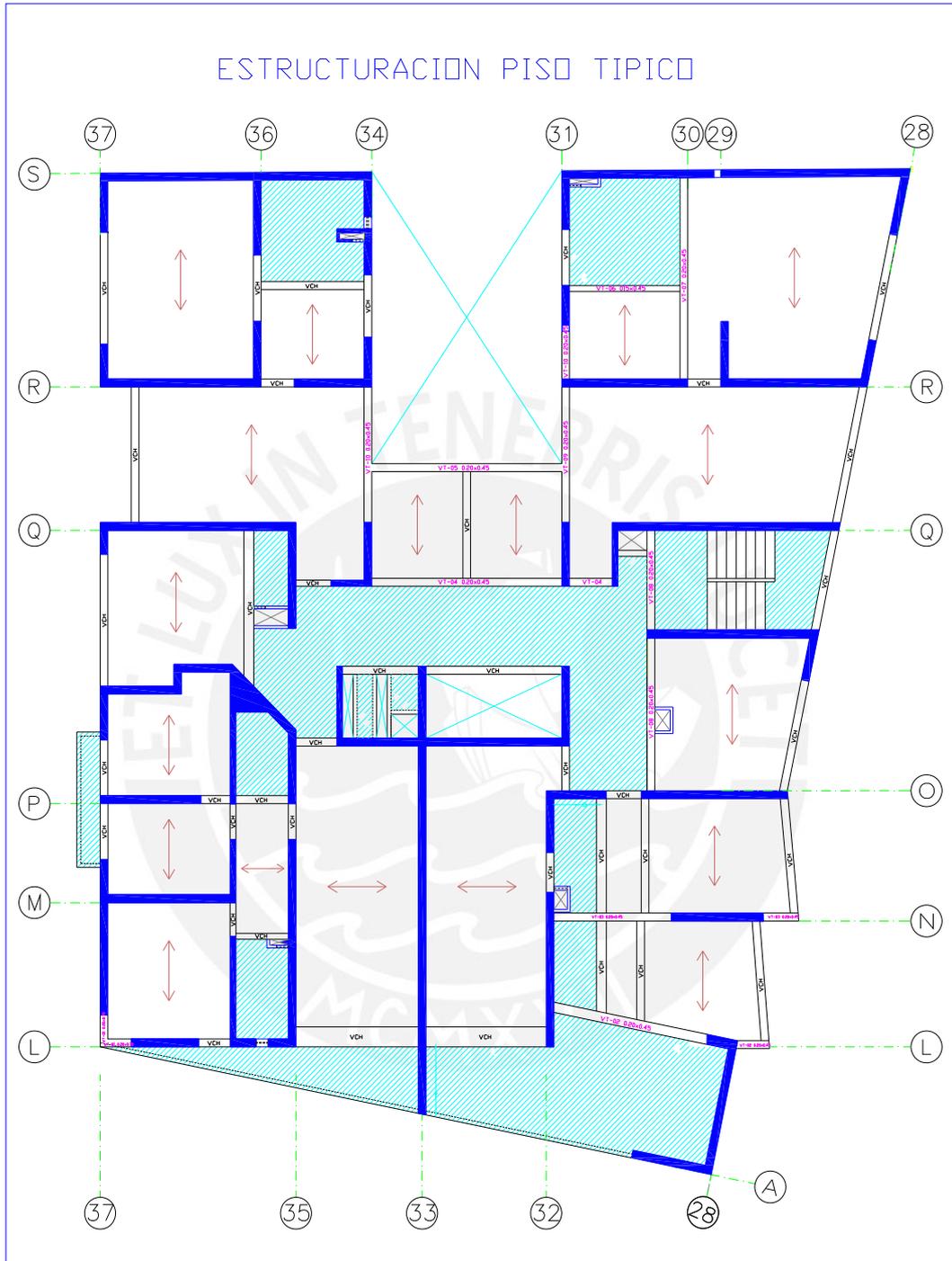
Podemos observar en la figura 2.1 la manera como se han dispuesto las losas aligeradas en una dirección (la flecha dibujada indica la dirección de armado) y las losas macizas armadas en dos direcciones de manera sombreada.

d. Otros elementos

También existen otros elementos cuya estructuración cabe ser mencionada, como son el tanque elevado, el cuarto de máquinas, las escaleras y la cisterna.

Para nuestro caso tanto el tanque elevado y el cuarto de maquinas se ubican en el techo del último piso, en ambos casos su estructura estará formada por los elementos verticales como son los muros y vigas de gran peralte, que en conjunto formarán las paredes de los mismos. Ambos poseerán una losa maciza de piso y techo. Para el caso del tanque elevado se debe tener en cuenta las cantidades de acero mínimo ya que al trabajar en contacto con el agua no deberá tener ninguna rajadura.

Las escaleras son elementos cuya estructuración y diseño es de suma importancia por ser una vía de evacuación, sin embargo, éstas serán diseñadas sólo para cargas verticales, ya que su rigidez es muy pequeña comparada con la de las placas que la sostienen. Podemos agregar que la escalera trabaja como una losa maciza inclinada y su diseño se hará como tal.



- Losa Aligerada
- Losa Maciza

Figura 2.1

CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES

El predimensionamiento de elementos nos sirve como un punto de partida sobre el cual definiremos las dimensiones de los elementos estructurales, ya sean vigas, columnas, placas, losas, etc.

Este predimensionamiento es sólo una base para las dimensiones de los elementos, por lo tanto, éstas deberán ser afinadas o reajustadas de acuerdo a las solicitaciones reales de carga luego de haber realizado los cálculos correspondientes para completar el diseño final de la estructura.

Las fórmulas que se darán a continuación provienen de la experiencia de muchos ingenieros, por lo que han sido transcritas a la norma peruana de edificaciones como recomendaciones para una buena estructuración. Estas ecuaciones tendrán mejores resultados para situaciones de edificaciones con cargas moderadas o regulares teniendo en cuenta los casos más comunes de edificaciones, por lo tanto, no servirán para casos extremos de cargas o estructuras especiales.

1. Predimensionamiento de losas

A. Losas aligeradas

Para el predimensionamiento de losas aligeradas continuas se puede partir de la premisa que especifica la Norma Peruana de Concreto Armado E.060 en su capítulo 10.4.1.1, en el cual, dada la configuración de un techo aligerado formado por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30x30 cm con distintas alturas (según el espesor del aligerado) y con una losa superior de 5 cm, el espesor total de la losa puede estimarse como la luz libre dividida por 25, siempre y cuando las luces sean menores que 7.5 m y la sobrecarga aplicada sobre dicho aligerado sea menor que 300 kg/m². Estas consideraciones se cumplen para no tener que verificar deflexiones al ser éstas imperceptibles; además, en el caso de existir tabiques, se deberán tomar consideraciones especiales de refuerzo o el uso de vigas chatas si el tabique se encuentra paralelo a la dirección del aligerado.

Dado lo anterior, para nuestro caso la mayor luz libre existente es del orden de 5 m en el paño comprendido entre los ejes 30, 28, R y S, para lo cual tendríamos:

$$\boxed{h = \frac{l}{25}} \longrightarrow \boxed{\begin{matrix} h = \frac{500cm}{25} \\ h = 20cm \end{matrix}}$$

Por lo tanto, requerimos una losa aligerada de al menos 20 cm de espesor. Se puede usar mayores espesores para aminorar posibles efectos de vibración sobre la losa, que puedan causar incomodidad a los ocupantes, esto sobretodo en el caso de estacionamientos cuando el predimensionamiento de la losa está al límite por tratarse de cargas móviles.

B. Losas macizas

Como criterio práctico y basado en la experiencia, se estima para predimensionamiento del espesor de las losas macizas que éste sea igual a la luz libre dividida por 40 ó también el perímetro del paño dividido por 180.

En nuestro caso la mayor luz libre es de 3.20 m ubicada entre los ejes 32, 28, A y L, ó el perímetro de 14.84 m entre los mismos ejes, entonces tenemos:

$$\boxed{h = \frac{l}{40}} \longrightarrow \boxed{\begin{matrix} h = \frac{320cm}{40} \\ h = 8cm \end{matrix}} \quad \text{ó}$$

$$\boxed{h = \frac{p}{180}} \longrightarrow \boxed{\begin{matrix} h = \frac{1484cm}{180} \\ h = 8.2cm \end{matrix}}$$

En ambos casos el espesor de losa requerida es de 8 cm, el cual es a su vez muy pequeña, sobretodo en ambientes como baños y cocinas en los cuales se tienen tuberías de desagüe de 3" y 4" las cuales necesitan al menos una losa de espesor igual a 15 cm para poder atravesar dichos ambientes. En el caso de éste proyecto se ha decidido usar losas macizas

de 20 cm para tener mayor holgura. Esta losa de mayor espesor también ayuda a mejorar la rigidez en las zonas donde existen ductos o aberturas.

En las zonas de arranque y de llegada de las escaleras, la losa mantendrá su espesor de 20 cm aún cuando la garganta de la escalera sea menor para mantener la uniformidad del techo.

Para el tanque elevado y el cuarto de máquinas la losa de piso será también de 20 cm de espesor para soportar sin problema el peso del agua, sin embargo, para el techo se puede reducir a una losa de 15 cm ya que no poseerá carga alguna más que su propio peso.

2. Predimensionamiento de vigas peraltadas

El predimensionamiento de las vigas también se hace en base a criterios basados en la experiencia, según los cuales podemos considerar un peralte del orden de un décimo a un doceavo de la luz libre, dicho peralte incluye la losa del piso o techo. En cuanto al ancho de la viga, éste no debe ser menor a 25cm según la Norma Peruana E.060 y puede variar entre el 30% y 50% de la altura del peralte para el caso de pórticos o elementos sismo-resistentes, se podrán tener menores espesores en el caso de vigas que no formen pórticos.

Para nuestro caso, la mayor luz libre corresponde a la viga típica VT-08 cuya luz libre es del orden de 5.05 m, para la cual predimensionando tendremos:

$$\boxed{\frac{l}{14} \text{ ó } \frac{l}{12} > h} \longrightarrow \boxed{\frac{5.05}{14} \text{ ó } \frac{5.05}{12} > h}$$

$$0.36m \text{ _ ó _ } 0.42m > h$$

Por lo tanto, la viga VT-08 tendrá un peralte de 0.45m y una base de 0.20 (44% del peralte) con lo cual cumplimos con el predimensionamiento de las vigas, por homogeneidad todas las demás vigas tendrán las mismas dimensiones ya que con éste peralte cumplimos con la altura mínima de 2.10m.

3. Predimensionamiento de vigas chatas

Las vigas chatas son las vigas que se encuentran en la losa sin sobresalir de ésta y su función principal es soportar y transmitir los esfuerzos de los tabiques ó muros dispuestos en la misma dirección de la losa aligerada a las vigas, muros y columnas. Sólo se deben usar cuando se tienen luces cortas.

Por lo tanto, estas vigas no soportarán grandes momentos flectores más sí grandes esfuerzos de corte por lo que su predimensionamiento se basará principalmente en un diseño por corte.

Para su predimensionamiento debemos hallar la fuerza cortante actuante sobre éstas vigas y hacer el diseño en función a éste esfuerzo cortante máximo, además se puede usar como peralte el espesor de la losa teniendo que variar sólo el ancho de la viga en caso de requerir mayores resistencias.

4. Predimensionamiento de placas y columnas

Debido a su propia configuración éste edificio no posee columnas, todos los elementos verticales son placas o muros de concreto armado sobre los cuales descansarán las vigas y losas de cada techo.

Para el predimensionamiento de placas, es difícil establecer un número ya que mientras mayor sea la cantidad de placas la estructura podrá resistir mayores fuerzas sísmicas, lo cual aliviará los esfuerzos sobre los pórticos (en el caso existiesen).

De acuerdo con la norma E.060 el mínimo espesor de placa debe ser 10 cm, ésto junto a la longitud de los elementos permitirá hallar un valor de esfuerzo cortante resistente que puede compararse al esfuerzo cortante actuante, reflejado por la cortante basal sísmica, de ésta manera hacer una verificación del efecto sísmico sobre la estructura.

5. Predimensionamiento de la cisterna y tanque elevado

Para el predimensionamiento de la cisterna y del tanque elevado debemos hallar primero la dotación mínima necesaria de agua para este edificio, así mismo, para una combinación de cisterna, bomba de elevación y tanque elevado se requiere una capacidad de cisterna igual a las tres cuartas parte de la dotación total diaria de agua para el edificio, y de la tercera parte para el tanque elevado.

La dotación necesaria de agua de este edificio de acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones está relacionada con la cantidad de dormitorios por departamento que hay, esto es, para un departamentos de 2 y 3 dormitorios se requieren 850 y 1200 litros de agua, respectivamente. Para nuestro edificio hacemos el siguiente cálculo:

	<i>Dptos. 2 dorm.</i>	<i>Dptos. 3 dorm.</i>	<i># pisos</i>	<i>Total</i>
<i>1er Piso</i>	1x850	2x1200	1	3250
<i>Piso típico</i>	2x850	2x1200	9	36900
				40150 lt/día

Además la dotación de agua contra incendios será no menor a 15 m^3 (15000 lt), la cual puede estar dividida en 5 m^3 (5000 lt) en el tanque elevado y 10 m^3 (10000 lt) en la cisterna.

Por lo tanto, tenemos para el tanque elevado:

$$\text{Volumen: } 1/3 * 40150 + 5000 = 18383 \text{ lt}$$

$$\text{Area destinada: } 10.72 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura de agua: } 18.383/10.72 = 1.71 \text{ m.}$$

$$\text{Altura de tanque elevado: } 1.71 + 0.50 \text{ (alt. libre)} = 2.20 \text{ m.}$$

Para la cisterna:

$$\text{Volumen: } 3/4 * 40150 + 10000 = 40113 \text{ lt}$$

$$\text{Area destinada: } 9.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura de agua: } 40.113/10.81 = 3.7 \text{ m.}$$

$$\text{Altura libre de la cisterna: } 3.70 + 0.50 \text{ (alt. libre)} = 4.20 \text{ m.}$$

6. Predimensionamiento de las escaleras

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones para el predimensionamiento de escaleras se debe asegurar que la suma del paso y dos veces el contra-paso no sea mayor a 64 cm, por lo tanto tendremos:

Altura de piso: 2.57 m.

Nro. de contra-pasos: 15

Altura de contra-pasos (CP): $2.57/15 = 0.171$ m.

Ancho de paso (P): 0.25 m.

Por lo tanto: $P+2CP = 25+2*17.1 = 59.2$ cm < 60 cm OK CUMPLE!

Para el espesor mínimo de la garganta, podemos seguir como recomendación práctica como 1/25 de la altura de piso, esto es:

garganta: $2.57/25 = 0.10$ m.

Sin embargo conservaremos los 0.15 m de espesor de garganta de escalera de acuerdo a los planos de arquitectura.

El ancho de escalera debe ser como mínimo 1.20 m, de acuerdo con el RNE, por lo tanto, el diseño final será para este ancho.

CAPITULO IV: METRADO DE CARGAS DE ELEMENTOS PRINCIPALES

1. Generalidades:

Definición de carga muerta: es el peso de los materiales de los que está formada la edificación, así como también de equipos u otros que sean de carácter permanente en la edificación.

Definición de carga viva: es el peso de los ocupantes, materiales, equipos y cualquier otro objeto móvil que sea soportado por la edificación y que no tenga carácter de permanente.

Por lo tanto, tenemos algunas consideraciones generales que son dadas por la Norma Peruana de Cargas E.020 para nuestro caso de viviendas multifamiliares:

Cargas muertas:	
Peso techo aligerado (h = 20 cm)	300 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
Muro de ladrillo tabiques (h=2.37m, e=15cm)	640 kg/m
Muro de ladrillo alféizares (h=1.0m, e=15cm)	270 kg/m
Cargas vivas:	
Techos típicos	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Techo azotea	100 kg/m ²

Dado esto procederemos a hallar los valores de carga utilizados para el diseño de los diferentes elementos estructurales.

2. Metrado de cargas en losas aligeradas

La carga en las losas aligeradas se refleja en la cantidad de carga que soportarán las viguetas de la losa, por lo tanto se hará el metrado de carga para una vigueta convencional de 0.40m de ancho, y en la cual se deberá tomar en cuenta las condiciones de apoyo para el diseño. Cada vigueta debe soportar su peso propio, el del piso que sostiene y además, en el caso de existir tabiquería cuya dirección sea perpendicular a la dirección de las viguetas, se deberá tener en cuenta como carga puntual.

Así, para una vigueta de 0.40m de ancho, tenemos las siguientes cargas por metro lineal:

	<i>Cálculos</i>	<i>Total</i>
<i>Carga Muerta</i>		
Peso propio aligerado 0.20m	0.30x0.40	0.12 ton/m
Peso piso terminado	0.10x0.40	0.04 ton/m
	Wcm	0.16 ton/m
<i>Carga Viva</i>		
Aligerado	0.20x0.40	0.08 ton/m
	Wcv	0.08 ton/m
<i>Cargas Puntuales</i>		
Tabiquería (e=15cm, h=2.37m)	1.8x0.15x0.40x2.37	Pcm = 0.26 ton
Alféizar (e=15cm, h=1.00m)	1.8x0.15x0.40x1.00	Pcm = 0.11 ton

3. Metrado de cargas en losas macizas

Las cargas sobre las losas macizas son básicamente de peso propio, ya que para este edificio las losas están como solución a problemas constructivos, como exceso de tuberías en baños y pasadizos junto al ascensor, losa y techo de cisterna, etc, y normalmente están en paños libres de tabiquería.

Estas cargas se calculan para 1 m^2 , y son:

	<i>Cálculos</i>	<i>Total</i>
<i>Carga Muerta</i>		
Peso propio losa 0.20m de espesor	2.4x0.20	0.48 ton/m ²
Peso piso terminado	0.10	0.10 ton/m ²
	Wcm	0.58 ton/m ²
<i>Carga Viva</i>		
Carga para losa de techo regular	0.20	0.20 ton/m ²
	Wcv	0.20 ton/m ²

4. **Metrado de cargas en vigas chatas**

Las mayores cargas sobre las vigas chatas son generalmente inducidas por el peso del tabique que sostienen y también, si fuese el caso, por un porcentaje de la losa aligerada o maciza que se podría apoyar sobre dicha viga chata.

Así tenemos las siguientes cargas por metro lineal:

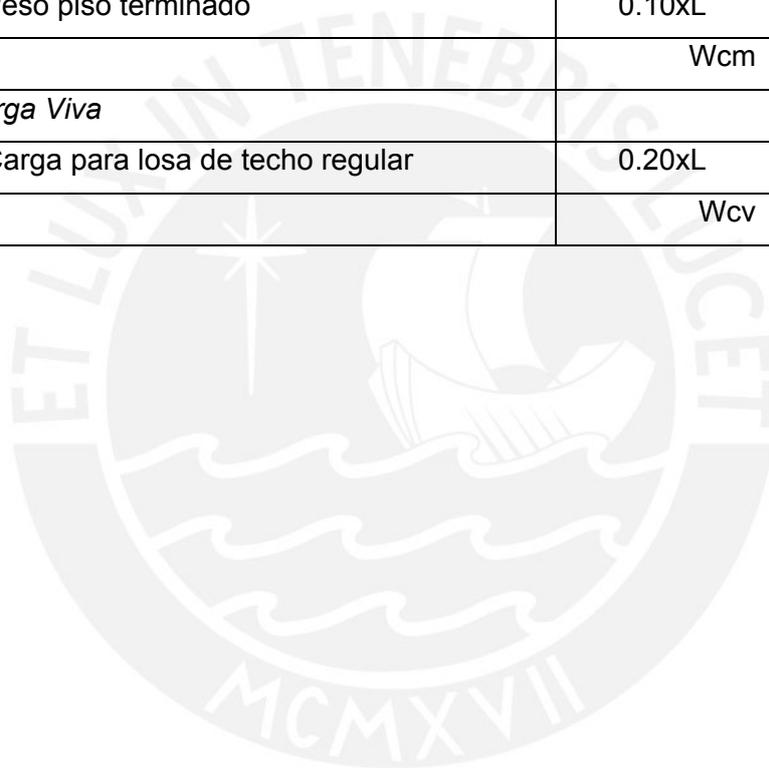
	<i>Cálculos</i>	<i>Total</i>
<i>Carga Muerta</i>		
Peso propio de la viga de sección 0.20x0.20m	2.4x0.20x0.20	0.096 ton/m
Tabiquería (e=15cm., h=2.57m.)	1.8x0.15x2.57	0.694 ton/m
	Wcm	0.790 ton/m

5. **Metrado de cargas en vigas peraltadas**

Las vigas peraltadas podrán recibir una mayor cantidad de carga, debido a su peralte le otorga una mayor resistencia y, por lo tanto, una mayor capacidad para recibir cargas.

La viga peraltada de mayor repetición en nuestra edificación es una de sección 0.20m x 0.45m. El metrado que desarrollaremos a continuación será por metro lineal para la viga VT-03, la cual sostendrá un área tributaria de ancho $L=2.70\text{m}$:

<i>Viga peraltada VT-03 (0.20x0.45)</i>		
	<i>Cálculos</i>	<i>Total</i>
<i>Carga Muerta</i>		
Peso propio de la viga	$2.4 \times 0.20 \times 0.45$	0.22 ton/m
Peso techo con área tributaria de ancho L	$0.30 \times L$	0.81 ton/m
Peso piso terminado	$0.10 \times L$	0.27 ton/m
	Wcm	1.30 ton/m
<i>Carga Viva</i>		
Carga para losa de techo regular	$0.20 \times L$	0.54 ton/m
	Wcv	0.54 ton/m



CAPITULO V: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis estructural del edificio consiste en estudiar el probable comportamiento del edificio a medida que sus elementos principales reciban cargas ya sean de gravedad por el peso propio del edificio, y cargas horizontales como las de sismo.

Este análisis se hace de acuerdo a la Norma de Diseño Sismo-Resistente E.030 dada por el RNE, en la cual nos define dos tipos de análisis a tomar en cuenta, dependiendo de las características de regularidad y altura del edificio, los cuales son: análisis estático y análisis dinámico. Ambos se hacen para las dos direcciones principales del edificio y de manera independiente, en este caso X e Y.

Para poder realizar dicho análisis sísmico se ha hecho uso de un programa computacional llamado Etabs, el cual basándose en un sistema de análisis por elementos finitos sobre un modelo de la estructura calculará de manera inmediata los esfuerzos que se producen en ella por la aplicación de las cargas, tanto las de gravedad como las de sismo.

1. Modelo estructural

Antes de elaborar el modelo se deben hacer algunos cálculos que serán utilizados para el análisis estático y dinámico posteriormente. Lo primero es el cálculo de los centros de masa para cada piso de la estructura, éstos representan el total de la masa aplicada sobre cada piso representada en un punto en cada planta de la estructura. Para esto será necesario hallar el peso de cada piso y del edificio. Según la norma E.030, el peso de la edificación se calcula como el total de la carga muerta más el 25% de carga viva, por tratarse de una edificación de categoría C. Luego de hallar el peso de cada nivel y del edificio, calcularemos la inercia rotacional del edificio.

El peso del edificio de acuerdo al metrado de cargas efectuado y a las consideraciones mencionadas anteriormente es de 387 ton por piso, por lo tanto el edificio total pesará alrededor de 3870 ton asumiendo que la azotea tendrá el mismo peso que el resto de los pisos.

A continuación un resumen de los valores encontrados:

	1er	Azotea		Peso (ton)	Masa (ton-s ² /m)	I rotacional (ton-m-s ²)
Área (m ²)	400.65	400.65				
X =	-	-	Piso típico	387	39.45	3003.82
Y =	-	-	Azotea	387	39.45	3003.82
Ix (m ⁴)	17967.5	17967.5	Número Pisos	10.00	h (m)	2.57
Iy (m ⁴)	12539.4	12539.4				

Luego, definimos algunas características generales del modelo:

La altura de entrepiso es 2.57 m. en todos los pisos, así como también la distribución geométrica de todos los muros es la misma para todos los pisos, por lo tanto, no existirán variaciones entre una planta y otra.

Las losas tienen como objetivo que los desplazamientos sean los mismos para todos los muros de un mismo piso, debido a la rigidez axial de la misma, lo que comúnmente llamamos diafragma rígido.

A continuación en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3, observamos el modelo utilizado para el análisis sísmico de este edificio, el corte en uno de los ejes y la planta típica del edificio. Además observamos los siguientes elementos de acuerdo al color que corresponde:

Placas: color rojo.

Vigas: color azul.

Losas aligeradas: color naranja.

Losas macizas: color gris.

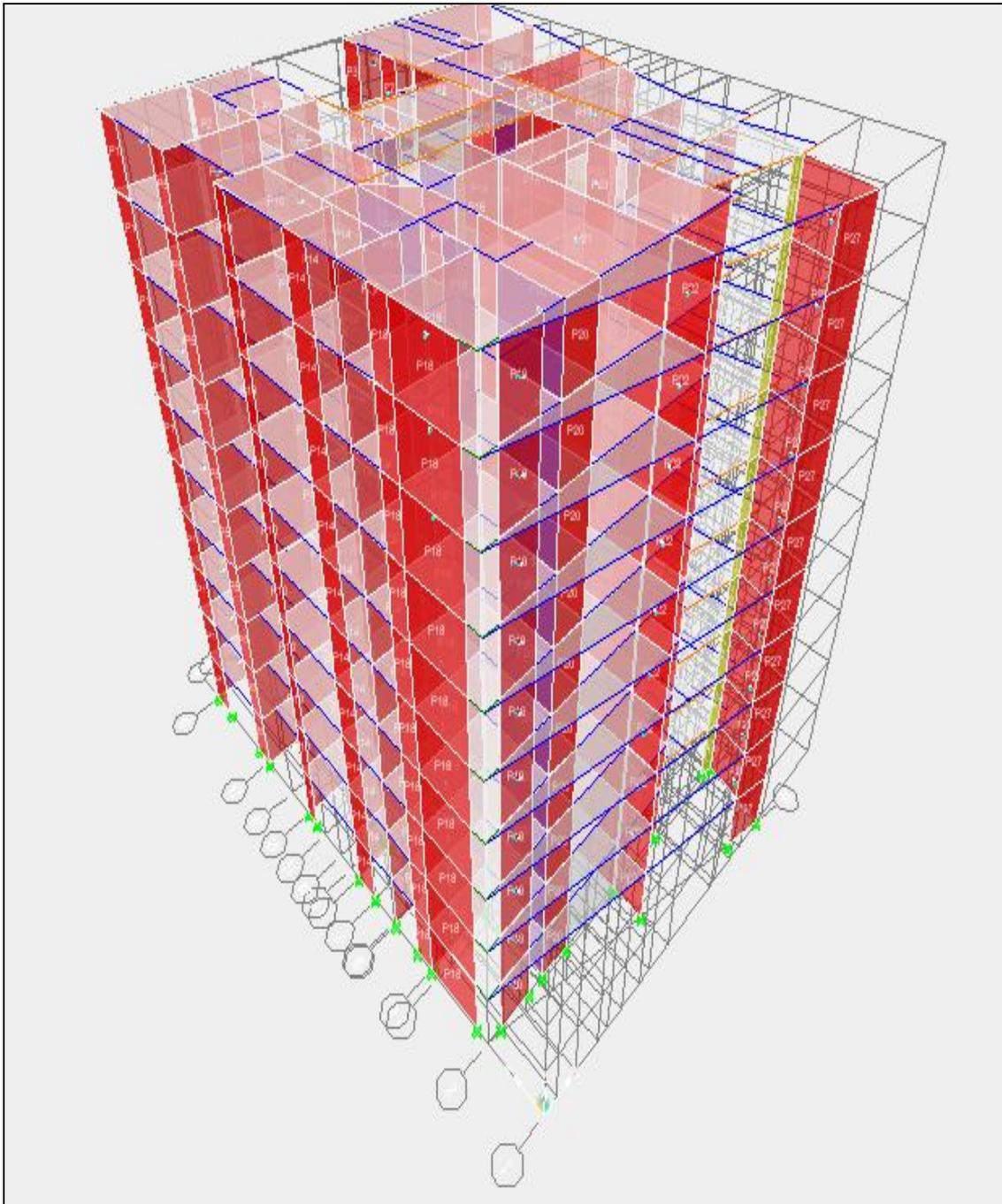


Figura 5.1: modelo en 3D

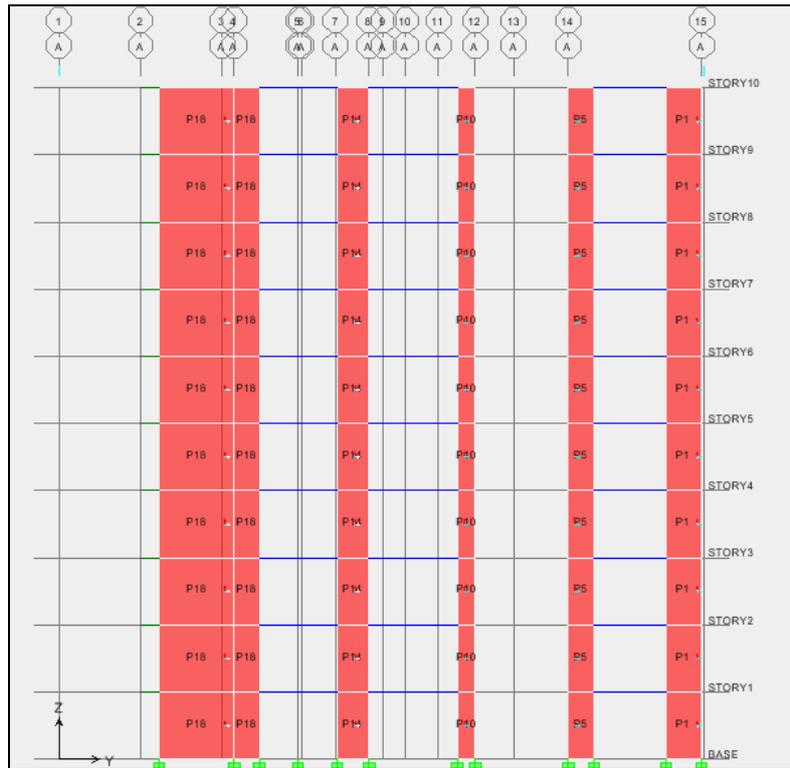


Figura 5.2: corte eje A

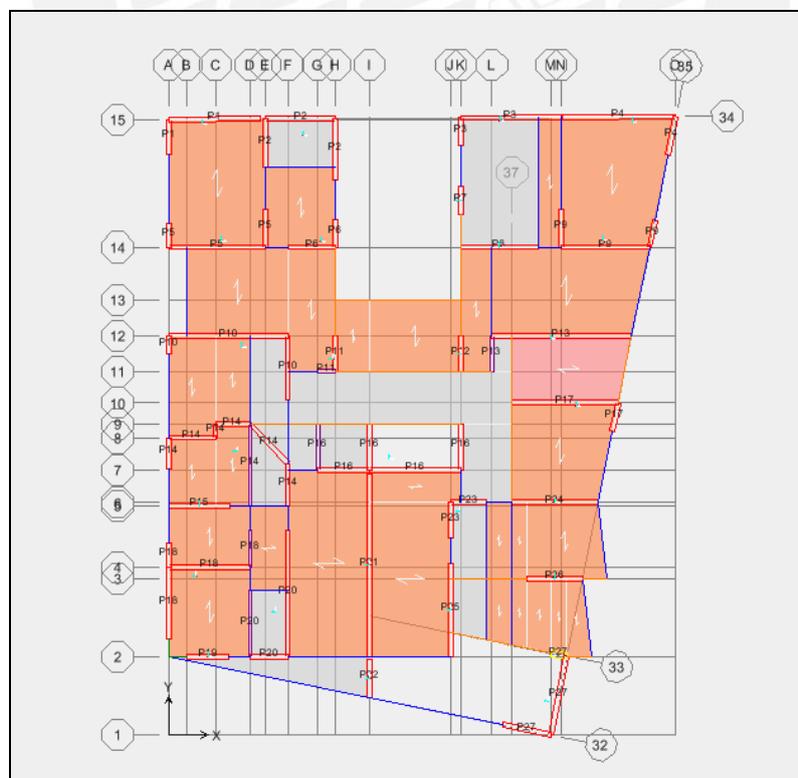


Figura 5.3: planta típica

2. Parámetros de sitio

De acuerdo con la norma de E.030 se definen ciertos valores para el diseño sismoresistente de acuerdo con las características propias de cada proyecto, para desarrollar el análisis estructural lo más aproximado a la realidad.

Dichos parámetros son los siguientes:

- Factor de Zona
- Condiciones Geotécnicas.
- Período Fundamental de la Edificación.
- Factor de Amplificación Sísmica.
- Categoría de la Edificación y Factor de Uso.
- Configuración Estructural.
- Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.
- Excentricidad Accidental.

a. *Factor de Zona (Z)*

De acuerdo a la ubicación del proyecto, éste pertenece a una determinada zonificación según el mapa de zonificaciones, el cual para asignar un valor se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con respecto a su epicentro, así como en información neotectónica.

De acuerdo con esto para nuestro edificio que se ubica en la ciudad de Lima, tenemos:

$$\mathbf{ZONA = 3} \qquad \mathbf{Z = 0.4}$$

b. *Condiciones Geotécnicas*

Esto tiene que ver con el tipo de suelo sobre el cual está ubicado nuestro edificio. La clasificación de los suelos se hace en base a sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, su período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte. Los suelos se han clasificado en 4 tipos de los cuales nuestro edificio está ubicado, de acuerdo a las características del suelo limeño, dentro de los suelos tipo S1 que equivale a roca o suelos muy rígidos, éste suelo posee también un periodo fundamental que lo caracteriza, así:

Tipo de suelo = S1

$T_p = 0.4 \text{ seg}$

b. Período Fundamental de la Edificación (T)

El período fundamental de un edificio se estima mediante un procedimiento de análisis dinámico según el cual se toma en consideración las características de rigidez y distribución de masas de la estructura. Así se determinó para nuestro edificio los siguientes valores:

Dirección X: $T_{xx} = 0.48 \text{ seg.}$

Dirección Y: $T_{yy} = 0.74 \text{ seg.}$

c. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este coeficiente se define dependiendo de la ubicación del edificio y del suelo sobre el cual se construirá el mismo. Este valor representa el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. De acuerdo con la norma E.030 se define así:

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

Teniendo en cuenta que los valores de T y T_p ya se definieron anteriormente, reemplazando tendremos:

$$\text{En X :} \quad C_{xx} = 2.5 \times (0.4/0.48) = 2.08$$

$$\text{En Y :} \quad C_{yy} = 2.5 \times (0.4/0.74) = 1.35$$

d. Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)

De acuerdo al uso que se va a dar a éste edificio, tenemos según la norma E.030 que pertenece a la categoría C de Edificaciones Comunes, cuyas características de falla son ocasionar pérdidas de cuantía intermedia como en viviendas, oficinas, etc, y por consiguiente el valor asignado será 1.

Edificación Tipo C

Factor de Uso (U) = 1

e. Configuración Estructural

De acuerdo con esto, el objetivo es definir la regularidad de una estructura, esto se hace según los siguientes criterios de irregularidades en altura y planta:

Irregularidades estructurales en altura:

- *Irregularidades de rigidez (piso blando)*
De acuerdo con esto se comparan la suma de las áreas de las secciones transversales de un piso con el otro, lo que para nuestro caso siempre será de igual valor, dado que tenemos una sola planta típica para los 10 pisos.
- *Irregularidades de masa*
Al igual que el anterior criterio, en nuestro edificio cada piso es igual al otro por lo que tendrán la misma masa en todos los pisos, excepto en la azotea.
- *Irregularidad geométrica vertical*
Esto se refiere a la continuidad vertical de muros en una dirección entre un piso y otro adyacente debe ser la misma, lo cual para nuestro edificio se cumple siempre.
- *Discontinuidad en los sistemas resistentes*
No existe ninguna discontinuidad en los elementos verticales puesto que la distribución de todos ellos para un piso es la misma para todos los demás.

Irregularidades estructurales en planta:

- *Irregularidad torsional*
De acuerdo con los desplazamientos relativos de entrepiso hallados podemos concluir que en ambas direcciones, sobretodo en la dirección Y-Y, dichos desplazamientos son mayores que el 50% del máximo indicado por la norma para edificios de concreto (0.007), como se muestra en el cuadro más adelante, por lo tanto existirá irregularidad torsional y el edificio será clasificado como irregular debido a la torsión producida por fuerzas horizontales sobre éste.

- *Esquinas entrantes*
Debido a la uniformidad de las plantas no existen esquinas entrantes pronunciadas en nuestro edificio.
- *Discontinuidad de diafragma*
Nuestro edificio no presenta este tipo de discontinuidad ya que el diafragma rígido se mantiene a lo largo de toda la losa sin ser interrumpido seriamente por algún ducto.

En conclusión podemos decir que la estructura de nuestro edificio es *IRREGULAR* en ambas direcciones principales debido a la torsión que se genera al aplicar cargas de sismo.

f. *Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.*

El sistema estructural se clasifica según el material usado en la misma y según el conjunto de elementos predominantes que forman parte del sistema estructural sismorresistente en cada dirección, para nuestro caso toda la estructura se construirá con concreto armado y debido a su configuración, basada en muros estructurales, el factor de reducción correspondiente en cada dirección será 6. Sin embargo la norma E.030 también especifica que, si se tratase de un edificio irregular, éste valor será reducido a los $\frac{3}{4}$ del mismo, por lo que tendremos:

$$\text{En X-X : Muros estructurales} \quad R_x = \frac{3}{4} \times 6 = 4.5$$

$$\text{En Y-Y : Muros estructurales} \quad R_y = \frac{3}{4} \times 6 = 4.5$$

g. *Excentricidad Accidental.*

Debido a la incertidumbre con respecto a la ubicación de los centros de masa, la norma indica que se debe considerar una excentricidad accidental del 5% de la longitud correspondiente a cada lado de la edificación perpendicular a la dirección de las fuerzas, según esto tenemos:

$$\text{en la dirección X-X: } L = 21.75 \quad e_x = 1.09 \text{ m}$$

$$\text{en la dirección Y-Y: } L = 20.65 \quad e_y = 1.03 \text{ m}$$

3. Análisis Estático

Por medio de este método de análisis se representan las solicitaciones sísmicas que actúan sobre cada nivel de la edificación, estas fuerzas las hallamos por medio de la siguiente relación basada en los datos obtenidos anteriormente:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \cdot P$$

Esta relación nos da como resultado la fuerza cortante en la base como porcentaje del peso de la edificación ($P = 3870$ ton), así tenemos:

Dirección	Fuerza Cortante en la base (V)		C/R
	% del Peso Total	Valor en ton.	
X	20.04	775.46	0.461 > 0.125
Y	13.06	505.56	0.300 > 0.125

Estos valores de fuerza cortante se podrían aplicar a la estructura de manera repartida por piso para el análisis estático por fuerzas sísmicas del edificio de acuerdo a una relación matemática que indica la norma, pero ésta también nos indica que éste análisis sólo es válido para edificios de hasta 45 m de altura y con una estructura regular.

4. Análisis Dinámico

El análisis dinámico de una edificación puede hacerse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia, el primero se usa regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales. Dicho esto, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral.

Para cada dirección de análisis se usará un espectro de pseudo aceleraciones que se define por la siguiente relación:

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

El espectro usado es el que describe de acuerdo a los estudios realizados del comportamiento típico de un movimiento sísmico para suelo del tipo S1 en la ciudad de Lima.

Para nuestro edificio se determinó la respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración obtenidos, dicha respuesta máxima también puede estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

Por otro lado, la fuerza cortante mínima en la base no será menor al 90% de la fuerza obtenida del análisis estático por ser una estructura regular, de acuerdo a lo indicado en la norma E.030, así tenemos:

	V _{dinámico}	V _{estático}	condición	V _{min (90%)}	Factor
SISMO X-X	450.22	775.46	IRREGULAR	697.91	1.55
SISMO Y-Y	346.73	505.56	IRREGULAR	455.01	1.31

Mediante este método obtenemos también las fuerzas internas de todos los elementos que componen la estructura y también los parámetros globales de la misma, como son: los modos de vibración del edificio, los valores de fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, derivas, etc., los cuales se mostrarán más adelante en los cuadros respectivos.

5. Modos de vibración y períodos fundamentales:

Así tenemos los diferentes modos de vibración de la estructura, su período correspondiente y la cantidad de masa involucrada en cada modo.

Modo	Periodo (seg.)	% Masa	
		X-X	Y-Y
1	0.740	2.743	48.010
2	0.621	14.102	17.365
3	0.483	49.034	0.344
4	0.139	1.104	14.451
5	0.120	5.103	5.741
6	0.090	14.944	0.138
7	0.058	0.487	4.225
8	0.050	1.648	2.362
9	0.038	4.475	0.056
10	0.034	0.346	1.751
11	0.030	0.756	1.406
12	0.024	0.121	0.817
13	0.023	2.039	0.074
14	0.021	0.381	0.874

15	0.018	0.105	0.459
16	0.016	1.049	0.024
17	0.016	0.163	0.559
18	0.015	0.067	0.282
19	0.013	0.221	0.036
20	0.013	0.343	0.234
21	0.013	0.134	0.265
22	0.011	0.034	0.065
23	0.011	0.159	0.179
24	0.011	0.001	0.008
25	0.011	0.196	0.083
26	0.010	0.075	0.093
27	0.009	0.100	0.041
28	0.009	0.021	0.029
29	0.008	0.041	0.023
30	0.008	0.010	0.007

Se muestran resaltados los valores de los de modos fundamentales para cada dirección, ya que involucran la mayor cantidad de masa de la edificación, es así como el período fundamental relacionado con el eje X se da en el modo 3 con 0.483 segundos y el relacionado con el eje Y es 0.740 segundos y corresponde al modo 1. Además tenemos que entre los primeros 9 modos significativos se encuentra el 90% de la masa involucrada para cada dirección.

6. Control de desplazamientos laterales

A. Desplazamientos relativos de entrepiso

Para el cálculo de los desplazamientos laterales, multiplicamos el desplazamiento resultante por 0.75 R (R es el factor de reducción en cada dirección del análisis), de acuerdo con la norma E.030, además, éste desplazamiento no deberá exceder 0.007 la altura de entrepiso de 2.57 m. (0.007 por ser de concreto armado) ó 1.80 cm, así tenemos:

Desplazamientos para un sismo en la dirección X-X:

Numero de piso	Deriva relativa	Deriva relativa x0.75R	altura de entrepiso	Desplazamiento relativo	Desplazamiento acumulado
----------------	-----------------	------------------------	---------------------	-------------------------	--------------------------

			(m)	(cm)	(cm)
1	0.00017	0.0006	2.57	0.15	0.15
2	0.00042	0.0014	2.57	0.36	0.51
3	0.00061	0.0021	2.57	0.53	1.04
4	0.00077	0.0026	2.57	0.67	1.71
5	0.00090	0.0030	2.57	0.78	2.49
6	0.00099	0.0033	2.57	0.86	3.35
7	0.00105	0.0035	2.57	0.91	4.25
8	0.00108	0.0036	2.57	0.94	5.19
9	0.00109	0.0037	2.57	0.95	6.13
10	0.00109	0.0037	2.57	0.94	7.08

Desplazamientos para un sismo en la dirección Y-Y:

Numero de piso	Deriva relativa	Deriva relativa x0.75R	altura de entrepiso	Desplazamiento relativo	Desplazamiento acumulado
			(m)	(cm)	(cm)
1	0.00025	0.0008	2.57	0.22	0.22
2	0.00061	0.0021	2.57	0.53	0.74
3	0.00089	0.0030	2.57	0.77	1.52
4	0.00112	0.0038	2.57	0.97	2.49
5	0.00129	0.0044	2.57	1.12	3.60
6	0.00142	0.0048	2.57	1.23	4.83
7	0.00150	0.0051	2.57	1.30	6.13
8	0.00154	0.0052	2.57	1.34	7.47
9	0.00156	0.0053	2.57	1.35	8.82
10	0.00155	0.0052	2.57	1.35	10.16

Por lo tanto, podemos observar que ningún desplazamiento es mayor que 1.80 cm (límite de desplazamientos de entrepiso para el concreto armado), siendo los valores resaltados los máximos acumulados para sismos en ambas direcciones.

Además podemos observar el desplazamiento total para el sismo en la dirección paralela al eje X es de 7.02 cm, y para el sismo en la dirección paralela al eje Y es de 10.09 cm.

B. Junta de separación sísmica

Es el espacio físico de separación que debe haber entre dos edificaciones para evitar que estas choquen entre sí durante un movimiento sísmico, este espacio (s) deber ser el mayor de los siguientes:

$s = 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.

$s > 3$ cm.

$s = 3 + 0.004 (h - 500)$ cm (h es la altura a la que se calcula el valor de s)

Para nuestro caso, el primer criterio no es aplicable ya que no poseemos información sobre las posibles edificaciones contiguas a la nuestra por lo que sólo revisaremos los dos últimos. Para el último el valor para h es 25.50m por lo que: $s=11.2$.

Finalmente, el valor de la junta de acuerdo con la norma E.030 será no mayor a los $2/3$ del desplazamiento real calculado ni menor a $s/2$, por lo tanto:

desplazamiento máximo = 10.09cm

entonces $2/3 \times 10.09 = 6.73$ cm

luego: $s/2 = 11.2/2 = 5.60$ cm

La junta de separación será de 6.73cm \approx **7cm**.

7. Estabilidad del edificio por los efectos de segundo orden ó P-Delta

Los efectos de segundo orden por naturaleza pueden ser muy perjudiciales para el edificio, solo que podrán omitirse en el caso que especifica la norma E.030, esto es si el índice de estabilidad (Q) es menor que 0.1, así tenemos la siguiente expresión:

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_{ei} \cdot R}$$

Para el caso de nuestra edificación tenemos:

Nro. de piso	Altura (m)	Peso (ton)	EJE X			EJE Y		
			Desplazamiento relativo (cm)	Fuerza cortante (ton)	Qx-x	Desplazamiento relativo (cm)	Fuerza cortante (ton)	Qy-y
	<i>He</i>	<i>Ni</i>	Δi	<i>Vi</i>		Δi	<i>Vi</i>	
10	2.57	401	0.937	131.80	0.00246	1.3348	94.13	0.0049
9	2.57	801	0.939	268.11	0.00243	1.3400	179.71	0.0052
8	2.57	1202	0.929	371.13	0.00260	1.3279	236.80	0.0058
7	2.57	1603	0.900	452.35	0.00276	1.2892	279.11	0.0064
6	2.57	2003	0.849	519.22	0.00283	1.2178	315.92	0.0067
5	2.57	2404	0.771	575.60	0.00278	1.1102	351.90	0.0066
4	2.57	2805	0.665	622.72	0.00259	0.9613	387.26	0.0060
3	2.57	3205	0.528	659.79	0.00222	0.7668	418.93	0.0051
2	2.57	3606	0.358	685.24	0.00163	0.5241	442.54	0.0037
1	2.57	4007	0.149	697.84	0.00074	0.2134	454.21	0.0016

Por lo tanto para nuestro caso NO será necesario tomar en cuenta el efecto P-delta para la edificación ya que en todos los valores resultantes Qx-x y Qy-y siempre se mantiene la relación $Q < 0.1$ para el límite de estabilidad.

CAPITULO VI: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El diseño de losas aligeradas se entiende como el diseño de las viguetas que la conforman, éstas tienen forma semejante a una viga de sección T y pueden ser tratadas en su diseño como vigas T o como vigas de sección rectangular, ya que la

variación de resistencia entre una y otra es muy pequeña, debido a que la zona de las alas de la viga T sólo tiene 5 cm de altura o peralte.

Para nuestro caso sólo se considerarán únicamente cargas de gravedad, por lo tanto solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y vivas $U = 1.4CM + 1.7CV$.

1. Análisis estructural

El análisis estructural de un techo aligerado se hace de manera local por paños y según las características que diferencian a cada uno, es decir debe hacerse un análisis por cada paño en que la viga cambie de longitud, carga o condiciones de apoyo.

Mediante la aplicación de las cargas obtenidas del metrado sobre el modelo del aligerado, se procede a hallar los momentos máximos así como las fuerzas cortantes.

2. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo, en el refuerzo mínimo por flexión según la Norma E.060 nos dice que el momento resistente debe ser mayor en 1.5 veces al momento de agrietamiento para asegurar la falla dúctil, de igual modo y bajo el mismo concepto se fija la cantidad máxima de acero en tracción en función del 75% de la cantidad de acero necesario para producir la falla balanceada. Estos valores se resumen en la tabla 6.1 a continuación:

<i>Peralte (h)</i> <i>m</i>	<i>I_g</i> <i>cm⁴</i>	<i>As+ mín.</i> <i>cm²</i>	<i>As- mín.</i> <i>cm²</i>	<i>As+ máx.</i> <i>cm²</i>	<i>As- máx.</i> <i>cm²</i>
0.17	7275	0.53	1.17	7.01	2.23
0.20	11800	0.61	1.29	7.50	2.71
0.25	22700	0.74	1.47	8.29	3.50
0.30	38430	0.86	1.63	9.08	4.31

Tabla 6.1

Una vez hallados los límites para el acero colocado, procedemos a hallar la cantidad de acero necesaria en función a los momentos resultantes obtenidos de acuerdo a las cargas aplicadas. Para esto procedemos a hallar el valor de

K_u mediante la siguiente relación: $K_u = \frac{Mu}{bd^2}$

donde: M_u = Momento último
 b = ancho de la viga
 d = peralte efectivo

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada en la tabla de K_u en función a la resistencia del concreto y el acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

La cantidad de acero (A_s) a usar en el diseño deberá estar en función a los distintos diámetros de acero o sus combinaciones disponibles en el mercado.

3. Diseño por corte

Para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas evaluadas a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la vigueta.

Luego, la resistencia del concreto está en función sólo del concreto existente en la sección, sin tomar en cuenta el aporte del acero ya que en viguetas no existen refuerzos transversales o estribos que puedan ayudar a la resistencia por corte. Para hallar la resistencia del concreto tenemos la siguiente relación:

$$\phi V_c = \phi (1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d)$$

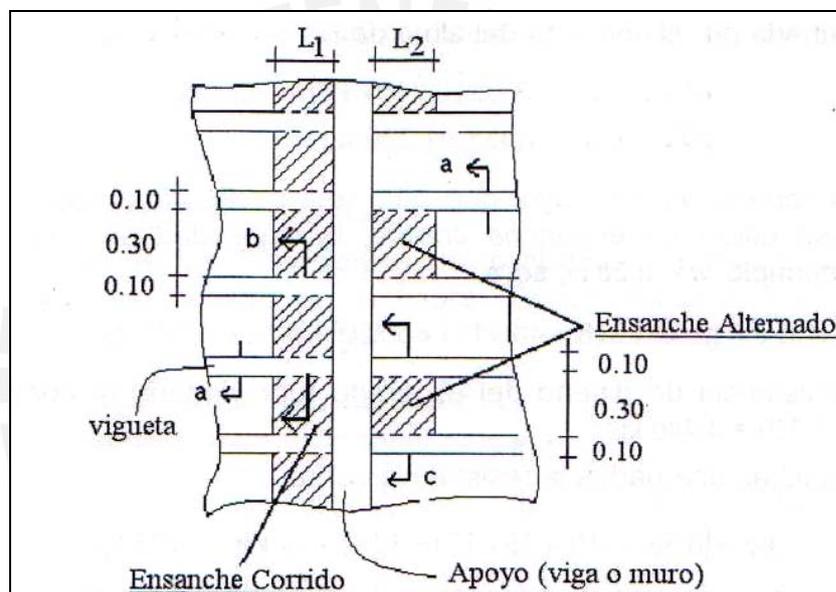
donde: ϕ = factor de reducción por corte.
 $f'c$ = resistencia del concreto

4. Determinación del ensanche

Siempre que tengamos el caso en que $V_u > \phi V_c$, y debido a que no existe acero de refuerzo que pueda ayudar a incrementar la resistencia por corte,

procederemos a hacer ensanches por corte. Dichos ensanches consisten en reemplazar por concreto uno o los dos ladrillos (ensanche alternado o corrido) que están a los costados de la vigueta, de manera que el área de concreto resistente crezca y pueda resistir el esfuerzo por corte aplicado.

En caso de que con un ensanche corrido no se llegue a resistir la fuerza cortante aplicada, se debe proceder a una de las tres alternativas siguientes: aumentar la resistencia del concreto, aumentar el ancho de las viguetas, ó aumentar el peralte del aligerado. Estas opciones, al ser menos funcionales serán también más caras.

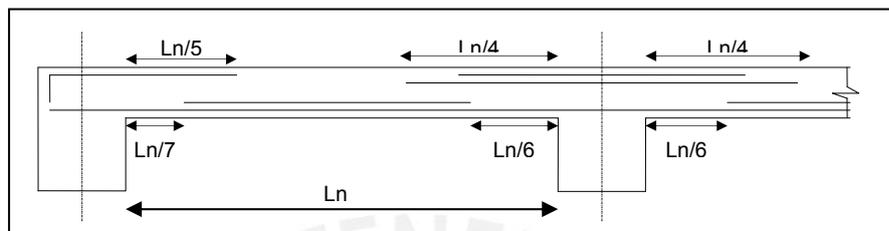


5. Refuerzo por contracción y temperatura

En la losa superior de 5 cm de espesor se debe colocar una malla en sentido transversal al aligerado para resistir los efectos de contracción y cambio de temperatura del concreto en esa dirección. Este refuerzo será el mínimo y de acuerdo con la norma E.060 para varillas de acero corrugado se usará una cuantía $\rho=0.0020$. Las varillas que normalmente se usan como acero de temperatura son las de menor área que normalmente es de $\frac{1}{4}$ " de diámetro.

6. Cortes de varilla

El corte de varilla adecuado nos permitirá tener un diseño económico. Dicho corte debe ser hecho de tal manera que se asegure la adherencia entre el acero y el concreto necesaria para que las varillas de refuerzo trabajen de manera satisfactoria. Como regla práctica tenemos el siguiente gráfico de acuerdo a las condiciones de apoyo y a si es refuerzo de acero por momentos positivos o negativos.



7. Deflexiones

De acuerdo con la norma E.060, en losas aligeradas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7.5 m no será necesario verificar la deflexión del paño, siempre que se cumpla con la siguiente relación:

$$h \geq L/25$$

donde h = espesor total de la losa.

8. Ejemplo de diseño

Como ejemplo de diseño procederemos al diseño de una vigueta de 2 tramos ubicada entre los ejes 28, 30, Q y S como se muestra en la figura 6.1

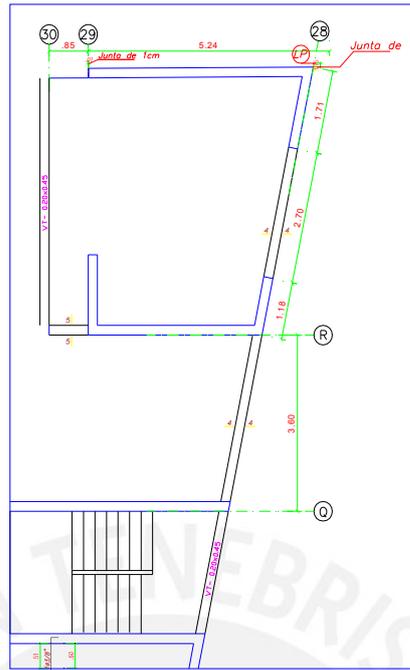


Figura 6.1

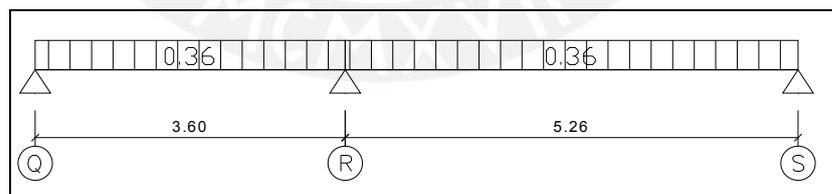
Para dicha vigueta, del metrado anterior tenemos las siguientes cargas de diseño:

$$W_{cm} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$W_{cv} = 0.08 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 \times 0.16 + 1.7 \times 0.08 = 0.36 \text{ ton/m}$$

Gráficamente tendríamos:

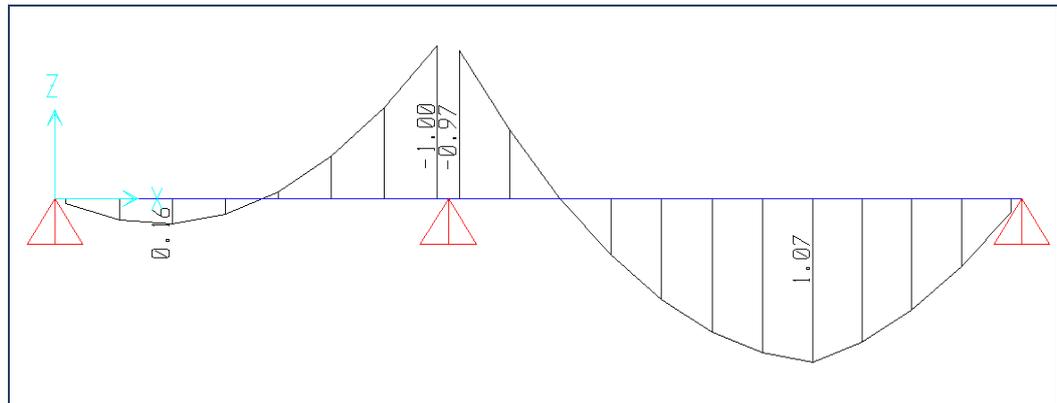


1. Análisis estructural

Se considera carga viva está repartida uniformemente en todos los tramos de la vigueta, no se hace alternancia de cargas debido que esto se hace

mayormente cuando la carga viva es considerable con respecto a la carga muerta, lo que no corresponde a nuestro caso.

Luego, al analizar la vigueta de acuerdo al diagrama arriba mostrado mediante el programa SAP2000 nos da como resultado el siguiente diagrama de momentos flectores:



Para el cual tenemos los principales momentos para diseño:

Mu max positivo = 1.07 ton-m

Mu max negativo = - 1.00 ton-m

2. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para una vigueta del aligerado de 0.20 m de espesor, de acuerdo con la tabla 6.1:

As^+ mín = 0.61 cm²

As^- mín = 1.29 cm²

Para el máximo momento **positivo**: $Mu = 1.07$ ton-m

La compresión se da en la fibra superior (ala de la viga), por lo tanto tendremos:

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

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

$$bxd^2 = 11560$$

$$\rightarrow Ku = 9.256$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210$ kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm² y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.0025217$$

Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$As = 0.0025217 \cdot 40 \cdot 17$$

$$As = 1.72 \text{ cm}^2 = 1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"$$

Ahora verificamos que el bloque de compresión no exceda los 5 cm del ala de la vigueta:

$$a = 1.72 \cdot 4200 / 0.85 \cdot 210 \cdot 40$$

$$a = 1.01 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Para el máximo momento **negativo**: $M_u = 1.00$ ton-m

La compresión se da en la fibra inferior (alma de la viga), por lo tanto tendremos:

$$b = 10\text{cm}$$

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

$$bxd^2 = 2890$$

$$\rightarrow Ku = 34.60$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210$ kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm² y obtenemos la siguiente cuantía: $\rho = 0.0104$

Por lo tanto el área de acero requerida será:

$$As = 0.001 \cdot 10 \cdot 17$$

$$As = 1.77 \text{ cm}^2 = 1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"$$

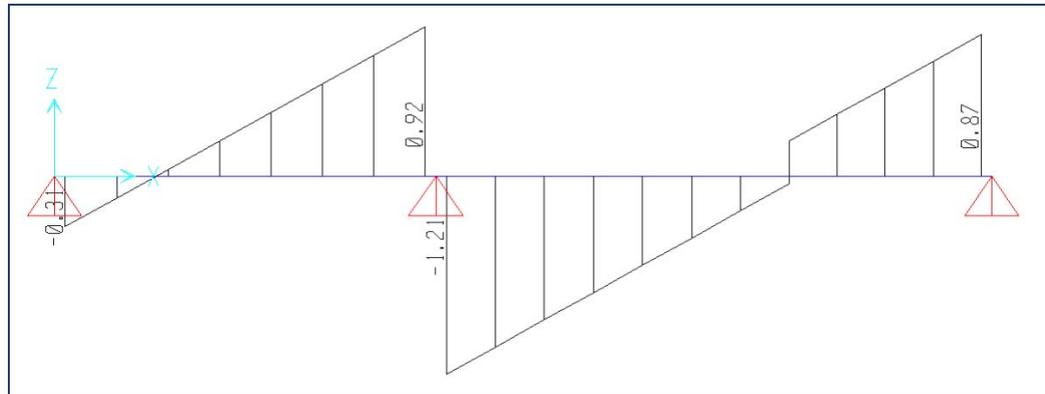
Ahora verificamos que el bloque de compresión no exceda los 15 cm del alma de la vigueta:

$$a = 1.29 \cdot 4200 / 0.85 \cdot 210 \cdot 10$$

$$a = 3.035 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

3. Diseño por corte:

De acuerdo al análisis, tenemos el siguiente gráfico de fuerzas cortantes actuantes sobre la viga:



Las fuerzas cortantes a “d” de la cara en cada tramo de la viga son:

$$V_u = 0.85 \text{ ton (lado izquierdo)}$$

$$V_u = 1.15 \text{ ton (lado derecho)}$$

La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 10 \cdot 17$$

$$\phi V_c = 1220.80 \text{ kg} > V_u$$

Por lo tanto no requiere ensanche por corte.

4. Refuerzo por contracción y temperatura

Para la losa de 5 cm., tenemos:

$$A_s = 0.0020 \cdot 100 \cdot 5$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2 \text{ por metro de ancho} = \phi 1/4" @ 0.25\text{m}$$

5. Deflexiones

Para esta losa aligerada cuya mayor luz es 5.05 m, tenemos:

$$5.05 / 25 = 0.20 \text{ m} = h, \text{ por lo tanto no necesitamos verificar la deflexión.}$$

Por lo tanto el dibujo del diseño final de la vigueta será como el que se indica a continuación en la figura 6.2:

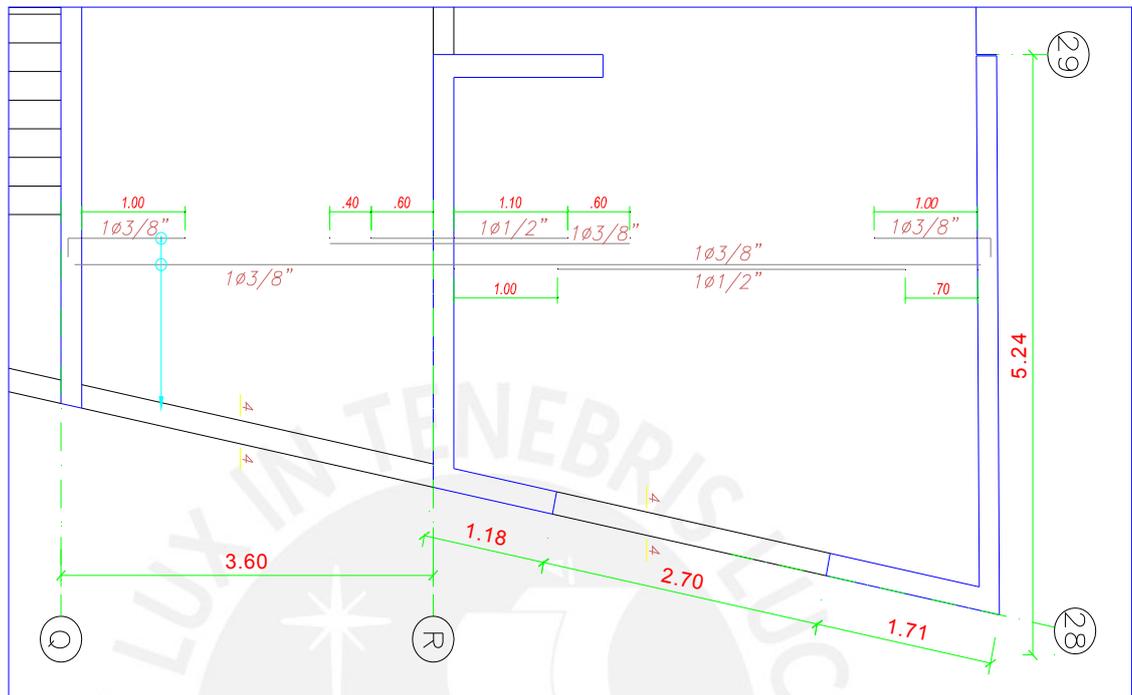


Figura 6.2

CAPITULO VII: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Para el diseño estructural de losas macizas armadas en dos direcciones existen varios métodos de diseño, la norma peruana E.060 especifica el método de coeficientes, sin embargo, éste y los demás métodos son aplicables para el caso de losas de formas

rectangulares. En nuestro caso tenemos algunas losas rectangulares, pero también existen losas de formas variables para las cuales hemos utilizado un método de diseño por elementos finitos de tal manera que modelamos la losa maciza en la forma que tenga en la realidad, aplicamos las cargas y obtenemos los momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de toda la losa, de esta manera reforzamos la losa de forma más precisa consiguiendo un diseño más eficiente.

Al igual que para el diseño de losas aligeradas, se considerarán sólo las cargas de gravedad y, por lo tanto, se usará la combinación de carga que corresponde únicamente para cargas muertas y vivas $U = 1.4CM + 1.7CV$.

Para el caso de nuestro ejemplo usaremos un programa basado en el método de elementos finitos llamado SAP2000, debido a la irregularidad geométrica de nuestras losas.

1. Análisis estructural

Para el análisis estructural de nuestra losa de forma irregular, lo que se hace es dibujar la losa de la manera más real posible en cuanto a su geometría, indicando los apoyos y restricciones que tuviese, luego se definen los materiales a usar y, finalmente, se aplican las cargas provenientes del metrado para luego correr el programa y así nos muestre los resultados del análisis efectuado.

2. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño por flexión, al igual que con los aligerados, se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo, en el refuerzo mínimo por flexión para losas macizas según la norma E.060 es:

$$A_s + \text{mín} = 0.0018 \times B \times H$$

donde: B: ancho sobre el que se basa el diseño (normalmente 1m)
 H: espesor de la losa

Por practicidad es usual utilizar esta cantidad de acero mínimo como malla corrida en una o dos direcciones, de modo que en los lugares que se necesite mayor refuerzo se colocan bastones para economizar el diseño.

Antes de colocar dichos bastones de refuerzo, se debe calcular la cantidad de acero necesaria de acuerdo al momento que resulta del análisis de la losa. Para esto procedemos a hallar el valor de K_u de acuerdo a la siguiente relación:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

donde: M_u : momento último de diseño
 b : ancho sobre el que se basa el diseño (normalmente 1m)
 d : peralte efectivo de la losa (espesor – 3 cm.)

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada de la tabla de K_u en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

Esta cantidad de acero será la necesaria para el ancho “ b ” para el cual se haya diseñado, además la cantidad de acero que resulte deberá estar en función a los distintos diámetros de acero y espaciamientos dentro del ancho de diseño.

El espaciamiento máximo entre refuerzos no deberá exceder tres veces el espesor de la losa ó 45 cm.

3. Diseño por corte

De igual manera al diseño por flexión, para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas mediante el programa SAP2000 para ambas direcciones.

Respecto a la cortante resistente, ésta será diseñada únicamente en base a la resistencia del concreto ya que la losa no posee refuerzo transversal que ayude al corte.

Para hallar la fuerza cortante resistente del concreto usaremos la siguiente fórmula:

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

donde: $f'c$: resistencia del concreto a la compresión
 b : ancho sobre el que se basa el diseño
 d : peralte efectivo de la losa (espesor – 3 cm.)

4. Refuerzo por contracción y temperatura

Al ser ésta una losa armada en dos direcciones, la cantidad de acero obtenida del diseño es mucho mayor a la necesaria para contracción y temperatura, debido a esto no requiere mayor reforzamiento.

5. Ejemplo de diseño

Como ejemplo procederemos al diseño de la losa maciza correspondiente al balcón frontal del edificio, el cual se encuentra ubicado entre los ejes 28, 37, A y L como se muestra en la figura 7.1

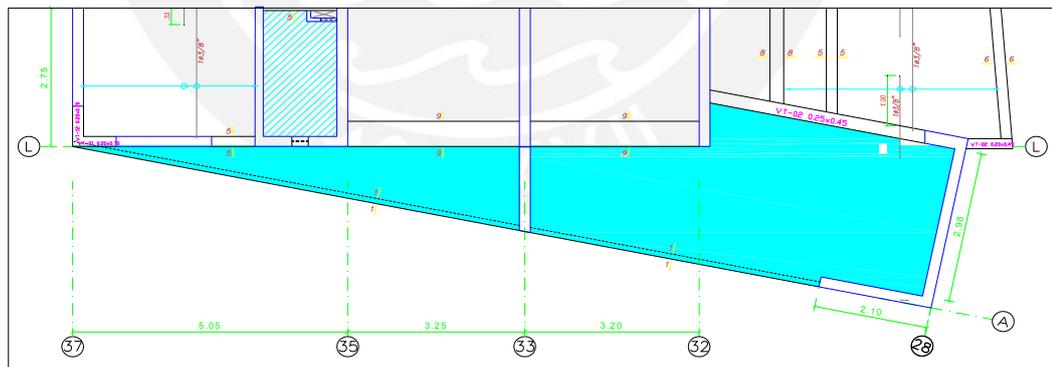


Figura 7.1

Para dicha losa, del metrado anterior tenemos las siguientes cargas de diseño:

$$W_{cm} = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{cv} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times 0.58 + 1.7 \times 0.20 = 1.15 \text{ ton/m}^2$$

1. Análisis estructural:

Al no poder usar métodos tradicionales de diseño por la irregularidad de la losa, utilizaremos un método computacional moderno de cálculo llamado análisis por elementos finitos. Así idealizamos la losa como se muestra en la figura 7.2.

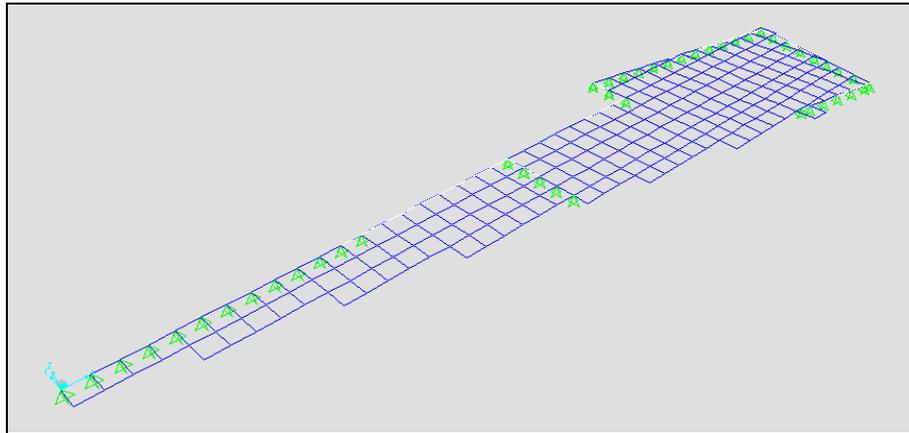


Figura 7.2

Al analizar la losa maciza con el método de elementos finitos nos da como resultado la siguiente distribución en planta de momentos flectores:

- Distribución de esfuerzos en dirección paralela al eje X (figura 7.3):

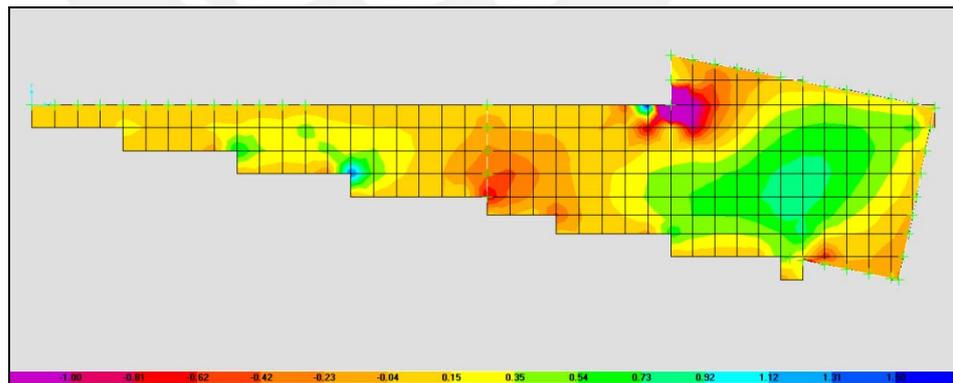


Figura 7.3

- Distribución de esfuerzos en dirección paralela al eje Y (figura 7.4):

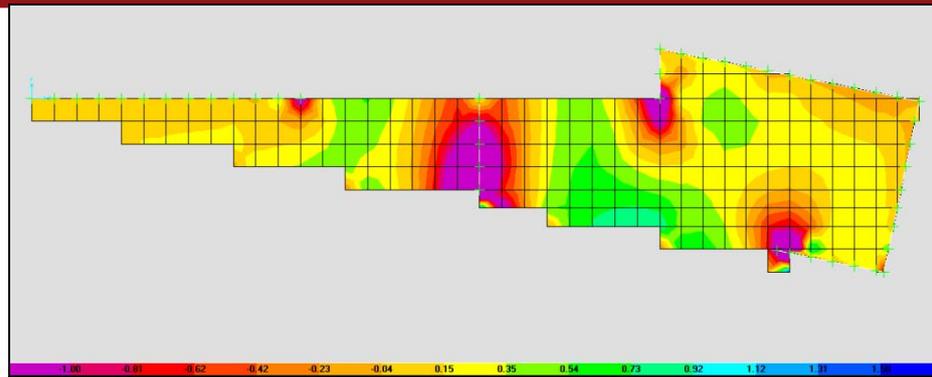


Figura 7.4

En ambos diagramas podemos apreciar que las zonas en color lila representan las áreas con mayores momentos negativos y las zonas de color verde y celeste, las áreas con mayores momentos positivos, de acuerdo a la leyenda en la parte inferior de cada figura.

De acuerdo con los gráficos de las figuras 7.3 y 7.4 podemos decir que los momentos para diseño son:

$$Mu \text{ max positivo} = 1.50 \text{ ton-m}$$

$$Mu \text{ max negativo} = -1.00 \text{ ton-m}$$

2. Diseño por flexión

Para todos los casos usaremos un ancho de 100 cm para simplificar los cálculos del acero.

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para una losa maciza de 0.20 m de espesor:

$$As^+ \text{ mín} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} = \varnothing 3/8" @ 0.20\text{m}$$

Usaremos una malla de $\varnothing 3/8" @ 0.35\text{m}$ y adicionalmente bastones en los puntos más críticos.

Para el máximo momento **positivo**: $Mu = 1.50 \text{ ton-m}$

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

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

$$bxd^2 = 28900$$

$$\rightarrow Ku = 5.19$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210$ kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm² y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.0013973$$

Por lo tanto el área de acero requerida será:

$$As = 0.0013973 \cdot 100 \cdot 17$$

$$As = 2.38 \text{ cm}^2 = \emptyset 3/8" @ 0.35\text{m} + 1 \emptyset 3/8" @ 0.175\text{m}$$

Para el máximo momento **negativo**: $M_u = 1.00$ ton-m

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

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

$$bxd^2 = 28900$$

$$\rightarrow Ku = 3.460$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210$ kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm² y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.001$$

Por lo tanto el área de acero requerida será:

$$As = 0.001 \cdot 10 \cdot 17$$

$$As = 0.17 \text{ cm}^2 = \emptyset 3/8" @ 0.35\text{m}$$

La cantidad de acero requerida en este caso es menor que la mínima de la losa por lo que la malla de 3/8" a 0.35m será suficiente para resistir los momentos negativos actuantes.

3. Diseño por corte

Las fuerzas cortante máxima aplicadas sobre la losa son:

$$V_{ux} = 6.00 \text{ ton /m}$$

$$V_{uy} = 7.00 \text{ ton /m}$$

La resistencia del concreto en la losa es:

$$\text{En X: } \phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 100 \cdot 17 = 11 \text{ ton} > V_u > V_{ux}$$

$$\text{En Y: } \phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 100 \cdot 17 = 11 \text{ ton} > V_u > V_{uy}$$

Por lo tanto, no requiere ningún tipo de reforzamiento por corte.

4. Refuerzo por contracción y temperatura:

No requiere refuerzo.

Por lo tanto el dibujo del diseño final de la losa maciza será como el que se indica a continuación en la figura 7.5:

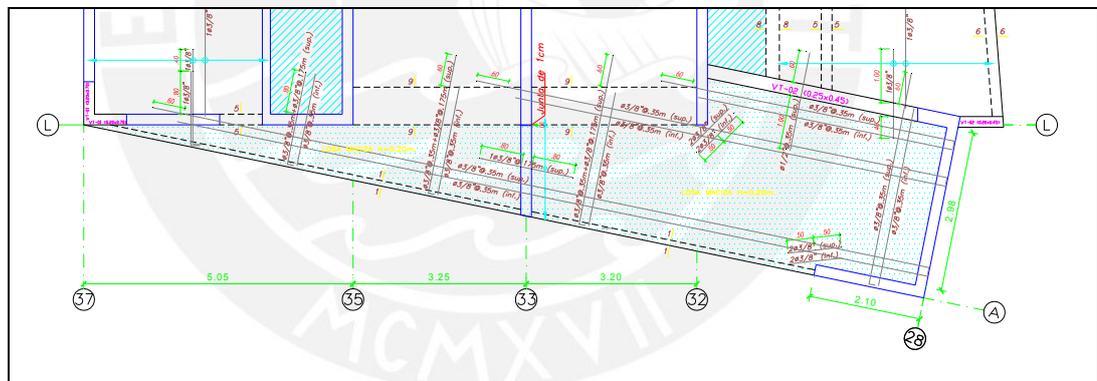


Figura 7.5

CAPITULO VIII: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Para el diseño de las vigas se debe hacer un diseño por flexión y por corte, pero adicionalmente éstas se deberán diseñar teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura, razón por la cual se consideran las cinco combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de diseño.

1. Análisis estructural

Para el análisis de vigas se debe considerar las condiciones de apoyo y la continuidad de las mismas, tanto para las condiciones iniciales de diseño como para posibles condiciones de redistribución de momentos.

Dados los orígenes sísmicos de las fuerzas, en el diseño de vigas se busca que como consecuencia de la ocurrencia de un sismo fuerte, la viga pueda tener una falla dúctil o progresiva y no una falla repentina o frágil que pueda afectar a los ocupantes de la edificación.

Una vez aplicadas las cinco combinaciones de diseño se procede a generar la curva que represente a todas éstas combinaciones, llamada también envolvente, con la cual se procederá al diseño tanto por flexión como por corte.

2. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo el refuerzo mínimo por flexión debe tener una cuantía de acero no menor a 0.24% para concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, y el refuerzo máximo debe ser el 75% de la cantidad de acero necesario para producir la falla balanceada.

Una vez hallados los límites para el acero, procedemos a hallar la cantidad de acero necesaria en función a los momentos obtenidos de la envolvente de acuerdo a las cargas que actúan sobre la viga. Para esto procedemos a hallar el valor de K_u de acuerdo a la siguiente relación:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

donde: M_u : momento último de diseño

b : ancho de la viga

d: peralte efectivo de la viga (peralte total menor – 6 cm.)

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada en la tabla de Ku en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

La cantidad de acero (A_s) a usar en el diseño deberá estar en función a los distintos diámetros de acero o sus combinaciones disponibles en el mercado.

3. Diseño por corte

De igual manera al diseño por flexión, para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas de la envolvente de cortantes a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la viga o placa adyacente.

Luego, la resistencia al corte de la viga estará en función de la sección de concreto de la viga y del espaciamiento del acero de refuerzo transversal que se considere en el diseño. Para hallar la resistencia nominal de la viga al corte tenemos las siguientes fórmulas tanto para el acero como para el concreto:

Acero:
$$\phi V_s = \phi \times \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right)$$

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

Entonces:
$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

donde:

- ϕV_n : resistencia nominal al corte
- ϕV_s : resistencia del acero transversal al corte
- ϕV_c : resistencia del concreto al corte
- A_v : área de acero del refuerzo transversal
- d: peralte efectivo de la viga
- s: espaciamiento del refuerzo transversal
- b: ancho de la viga
- d: peralte efectivo de la viga (h – 6 cm.)

En el caso de vigas sismoresistentes como por ejemplo las que se encuentran entre elementos de gran rigidez, el refuerzo por corte debe ser mayor que el asociado al cortante generado en el mecanismo de falla por flexión (rótulas plásticas en los extremos), de manera que se asegure que la viga falle primero por flexión (falla dúctil) que por corte (falla frágil). Para esto tenemos la siguiente expresión:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l.n} + V_u \text{ (isostático)}$$

donde: M_{ni} y M_{nd} : momentos nominales reales a flexión de la viga
 $l.n$: luz libre de la viga.

4. Espaciamiento entre estribos:

El espaciamiento máximo entre estribos para una viga que recibe cargas sísmicas es el siguiente:

Para la zona de confinamiento, que comprende una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, tenemos: el 1er estribo a 5 cm de la cara de la viga o placa adyacente, los demás a 0.25 veces el peralte efectivo, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal ó 30 cm, el que sea el menor. Fuera de la zona de confinamiento, los demás estribos tendrán un espaciamiento máximo de 0.5 veces el peralte efectivo.

5. Empalmes por traslape

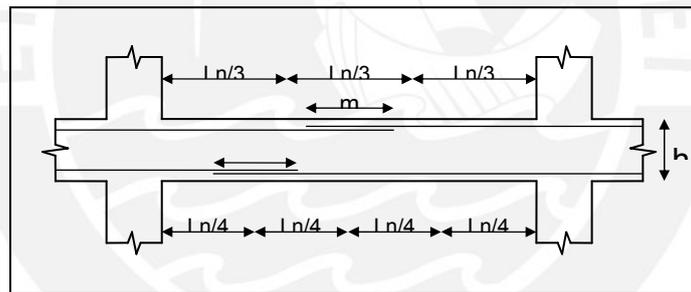
Los empalmes por traslape se deben ubicar siempre en las zonas con menores esfuerzos. Por ejemplo, en vigas que no absorben cargas de sismo, las zonas menos esforzadas son el tercio central del tramo para el refuerzo superior, y los tercios laterales para el refuerzo inferior. Para el caso de vigas que soportan esfuerzos por sismo los traslapes se harán fuera de la zona ubicada a “d” de la cara del nudo. En casos de zonas de inversión de esfuerzos, los traslapes deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados en no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, sin exceder de 30 cm. La

longitud de los empalmes “m” se determina de acuerdo al tipo de empalme (A, B o C) y al diámetro de la barra de acero.

Así tenemos:

Valores de m en metros			
∅	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
		H<30	H>30
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.30

Representándolo gráficamente los empalmes se harán de la siguiente manera:



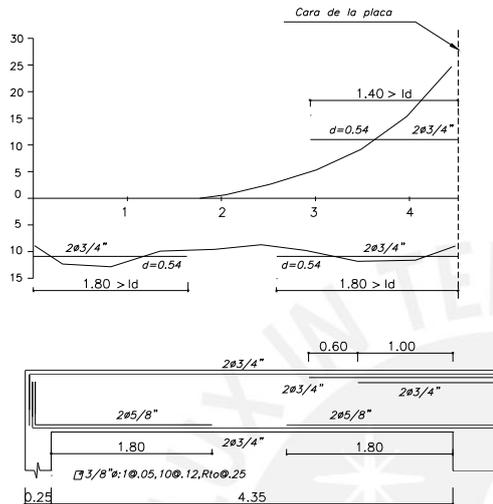
6. Corte de barras

En cuanto al corte o doblado del refuerzo, la norma E.060 menciona ciertas consideraciones, entre éstas se tienen:

- Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.
- Por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.
- El refuerzo por momento negativo en un elemento continuo o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico, deberá anclarse en, los elementos de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. El refuerzo que llega hasta el extremo del volado terminará en gancho estándar.

- También se deben cumplir con las disposiciones ya mencionadas para el diseño por flexión.

El corte del refuerzo longitudinal se hace en base al diagrama de momentos flector, aquí un ejemplo de corte:



- Todas las barras que anclen en columnas extremas o placas terminarán en gancho estándar siempre y cuando la longitud de desarrollo en tracción (L_{dg}), medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblé, sea mayor que $318db/\sqrt{f'c}$, $8db$ ó 15 cm .

Barra	12Db	Ldg
8mm	10	18
3/8"	12	21
1/2"	15	28
5/8"	20	35
3/4"	25	42
1"	32	56

7. Ejemplo de diseño

Como ejemplo procederemos al diseño de la viga VT-03, la cual posee 2 tramos separados por una placa y está ubicada sobre el eje N y entre los ejes 28 y 32 como se muestra en la figura 8.1

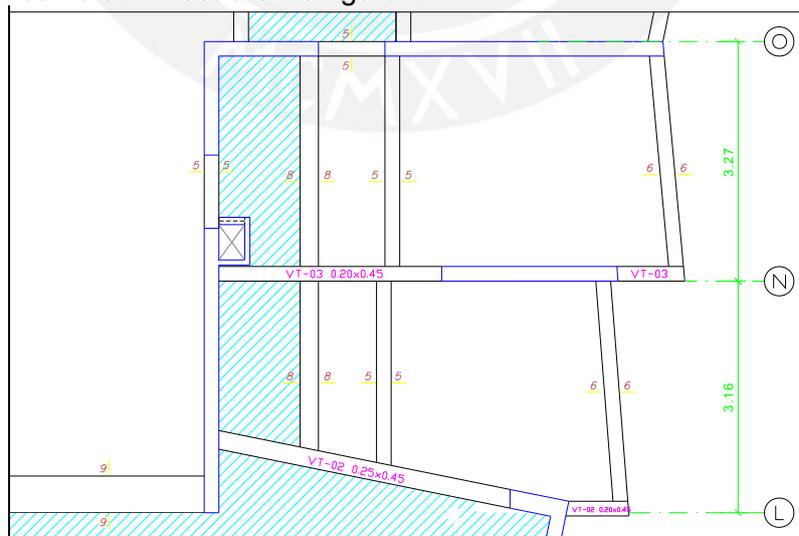


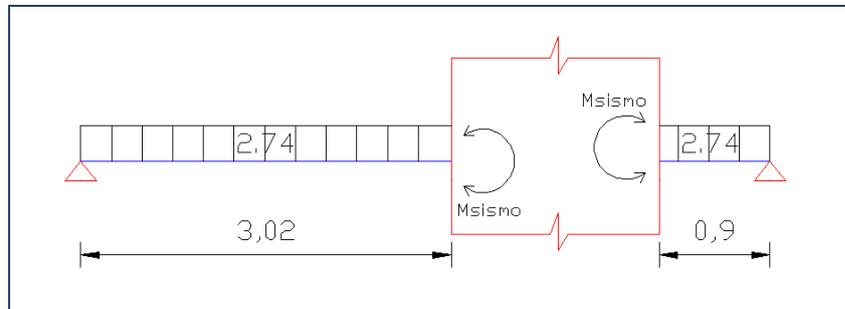
Figura 8.1

Para dicha viga, del metrado anterior tenemos las siguientes cargas de diseño:
 $W_{cm} = 1.30\text{ ton/m}$

$$W_{cv} = 0.54 \text{ ton/m}$$

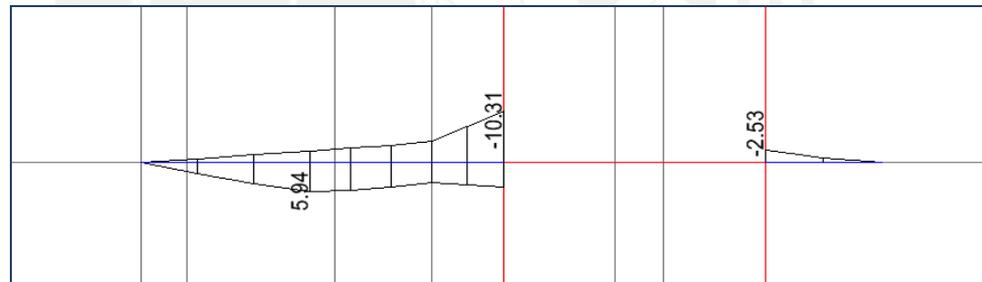
$$W_u = 1.4 \times 1.30 + 1.7 \times 0.54 = 2.74 \text{ ton/m}$$

Gráficamente tendríamos:



1. Análisis estructural:

Al analizar la viga de acuerdo al diagrama arriba mostrado nos da como resultado el siguiente diagrama de momentos flectores:



Para el cual tenemos los principales momentos para diseño:

$$M_u \text{ max positivo} = 5.94 \text{ ton-m}$$

2. Diseño por flexión:

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la viga a diseñar por flexión:

$$A_s \text{ max} = 0.75 \rho_b b \cdot d = 0.75 \times 0.0213 \times 25 \times 39$$

$$A_s \text{ max} = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 20 \times 17$$

$$A_s \text{ min} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Así, para el tramo izquierdo tenemos:

Máximo momento **positivo**: $M_u = 5.94 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

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

$$d = 39\text{cm}$$

$$bxd^2 = 38025$$

$$\rightarrow K_u = 15.62$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.004356$$

Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$A_s = 0.004356 * 25 * 39$$

$$A_s = 4.25 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 5/8''$$

Máximo momento **negativo**: $M_u = -10.31 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

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

$$d = 39\text{cm}$$

$$bxd^2 = 38025$$

$$\rightarrow K_u = 27.114$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.007911$$

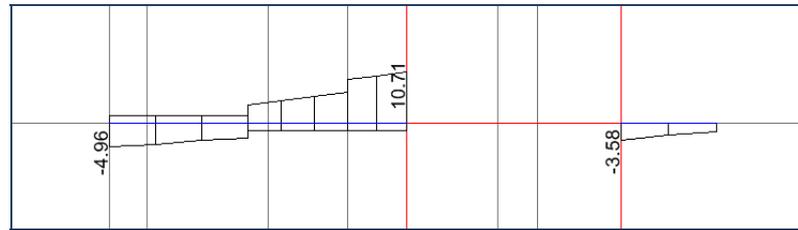
Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$A_s = 0.007911 * 25 * 39$$

$$A_s = 7.61 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 5/8''$$

3. Diseño por corte:

De acuerdo al análisis, tenemos el siguiente gráfico de fuerzas cortantes actuantes sobre la viga VT-03:



La fuerza máxima producida a una distancia igual a "d" de la cara de la viga adyacente es:

$$V_{u_{\max}} = 10.71 \text{ ton (cortante isostática)}$$

Además, si tenemos que los momentos en los extremos de la viga son:

$$\text{Para } A_s = 7.61 \text{ cm}^2 \quad M_{u_{\text{neg}}} = 11.05 \text{ ton-m}$$

$$\text{Para } A_s = 5.68 \text{ cm}^2 \quad M_{u_{\text{pos}}} = 8.44 \text{ ton-m}$$

$$V_u = (11.05 + 8.44) / 3.02 = 6.45 \text{ ton}$$

Por lo tanto, $V_u = 10.71 \pm 6.45 = 17.16 \text{ ton}$ y 4.26 ton

La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 210^{1/2} * 25 * 39$$

$$\phi V_c = 6.36 \text{ ton} < V_u$$

Por lo tanto hallamos la cantidad de acero de refuerzo por corte necesaria para el diseño:

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

$$17.16 \leq 6.36 + 0.85xV_s$$

$$V_s \geq 12.71 \text{ ton}$$

4. Espaciamiento entre estribos:

Hallamos el espaciamiento máximo necesario entre estribos de acuerdo con la cantidad de acero necesaria hallada anteriormente.

$$V_s = 12.71 \text{ ton}$$

$$s = 1.42 * 4200 * 39 / 12710$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

Por lo tanto usaremos estribos de diámetro 3/8" con una separación máxima de 18 cm entre ellos.

Luego, según la norma tendremos la siguiente disposición de estribos:

1@0.05m , 8@0.10m, resto@0.15m

Finalmente, el diseño final de la viga peraltada será como el que se indica a continuación en la figura 8.2:

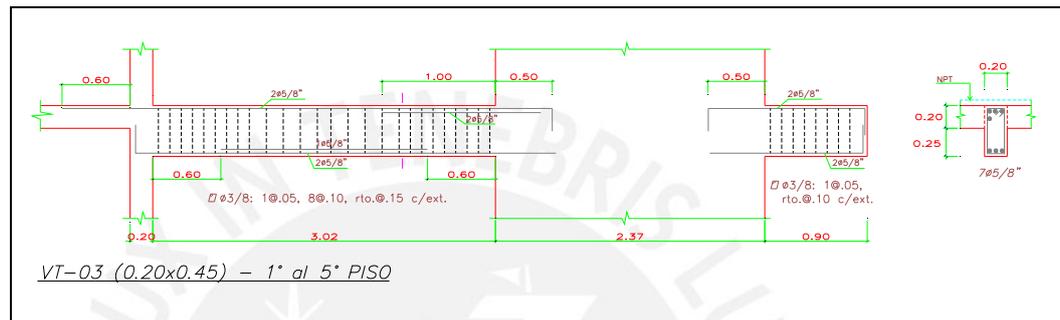


Figura 8.2

CAPITULO IX: DISEÑO DE VIGAS CHATAS

El diseño de vigas chatas es el mismo que para vigas peraltadas salvo algunas consideraciones y simplificaciones propias de este tipo de vigas.

El diseño se hace únicamente en base a cargas de gravedad y mediante modelos simples de análisis que se detallan más adelante, por lo tanto, solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y vivas $U = 1.4CM + 1.7CV$.

1. Análisis estructural

Para el análisis de vigas chatas se debe tener en cuenta las condiciones de apoyo de la viga, esto es, teniendo en cuenta la rigidez y momento de inercia que poseen los elementos en los cuales se apoya la viga.

El uso de vigas chatas está normalmente considerado para recibir cargas verticales a lo largo de toda la viga, las cuales normalmente provienen de muros o parapetos, y se usan cuando éstas cargas se distribuyen en dirección paralela a la dirección de armado de la losa aligerada, la cual al tener una carga considerable apoyada sobre una sola vigueta requiere de un refuerzo extra que solamente podrá ser resistido por una viga chata.

Mediante la aplicación de las cargas obtenidas del metrado sobre el modelo de viga chata se procede a hallar el momento máximo, así como las fuerzas cortantes, las cuales definirán las dimensiones finales.

2. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo, el refuerzo mínimo por flexión debe tener una cuantía de acero de 0.24% para concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, y el refuerzo máximo debe ser el 75% de la cantidad de acero necesario para producir la falla balanceada.

Una vez hallados los límites para el acero, procedemos a hallar la cantidad de acero necesaria en función a los momentos resultantes de acuerdo a las

cargas aplicadas. Para esto procedemos a hallar el valor de K_u de acuerdo a la

siguiente relación: $K_u = \frac{Mu}{bd^2}$

donde: Mu: momento último de diseño

b: ancho de la viga chata

d: peralte efectivo de la viga chata (peralte total menor – 3 cm.)

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada de la tabla de K_u en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

La cantidad de acero (A_s) a usar en el diseño deberá estar en función a los distintos diámetros de acero o sus combinaciones disponibles en el mercado.

3. Diseño por corte

Para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de la viga.

Luego, la resistencia del concreto está en función del concreto y acero de refuerzo existente en la sección, sin embargo en el caso de vigas chatas se puede tomar en cuenta sólo el aporte del concreto. Para éstas vigas es común tener valores altos de fuerzas de corte por lo tanto si existe una fuerza de corte muy alta se deberá anchar la sección de la viga (ya que el peralte no se puede cambiar) para aumentar la sección de concreto y por lo tanto su resistencia al corte. Para hallar la resistencia del concreto tenemos la siguiente relación, la cual está en base a las dimensiones de la sección de la viga:

$$\phi V_c = \phi(0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d)$$

4. Espaciamiento entre estribos:

Para el espaciamiento entre estribos, se puede diseñar de acuerdo a lo que especifica la norma E.060.

5. Ejemplo de diseño

Como ejemplo procederemos al diseño de una viga chata etiquetada como CORTE 7-7, la cual tiene un tramo y está ubicada entre los ejes 31, 34 y Q como se muestra en la figura 9.1

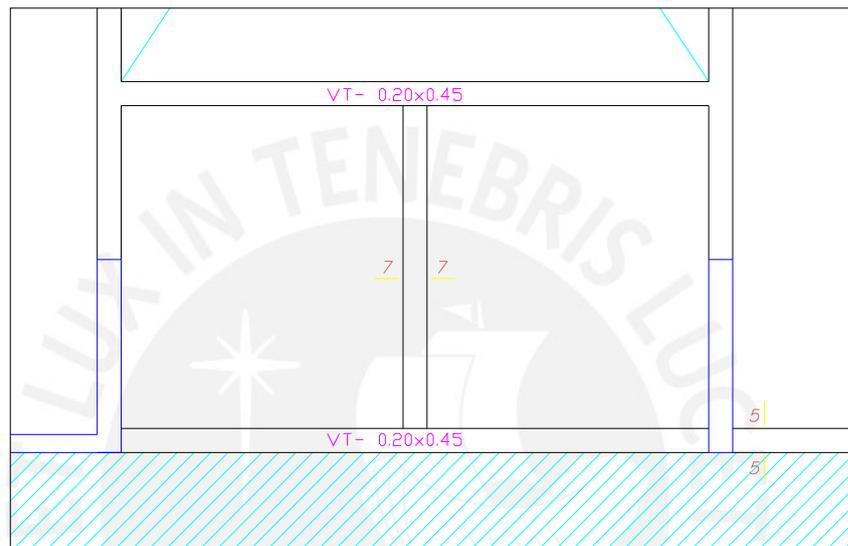


Figura 9.1

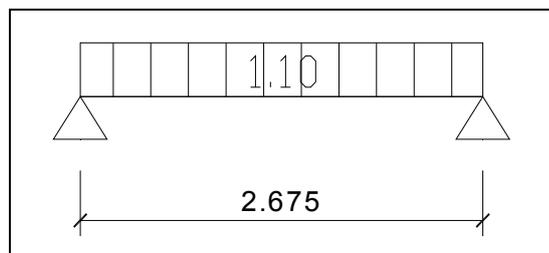
Para dicha viga, del metrado anterior tenemos las siguientes cargas de diseño:

$$W_{cm} = 0.736 \text{ ton/m}$$

$$W_{cv} = 0.04 \text{ ton/m}$$

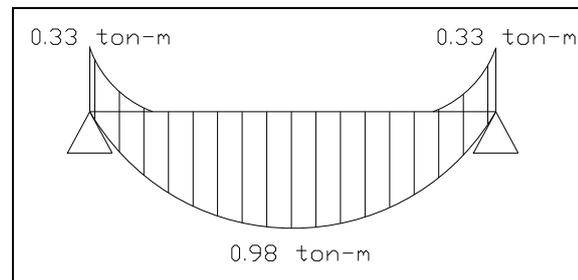
$$W_u = 1.4 \times 0.736 + 1.7 \times 0.04 = 1.10 \text{ ton/m}$$

Gráficamente tendríamos:



1. Análisis estructural:

Al analizar la viga de acuerdo al diagrama arriba mostrado nos da como resultado el siguiente diagrama de momentos flectores:



Para el cual tenemos los principales momentos para diseño:

$$Mu \text{ max positivo} = 0.98 \text{ ton-m}$$

Además se calcularon los máximos momentos negativos en los extremos de la viga.

$$Mu \text{ max negativo} = wl^2/24 = 0.33 \text{ ton-m}$$

2. Diseño por flexión:

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de la cantidad de acero a usar para la viga chata a diseñar por flexión:

$$As \text{ max} = 0.75 \rho_b x b x d = 0.75 x 0.0213 x 20 x 17$$

$$As \text{ max} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.0024 x b x d = 0.0024 x 20 x 17$$

$$As \text{ min} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Para el máximo momento **positivo**: $Mu = 0.98 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$b x d^2 = 5780$$

$$\rightarrow Ku = 16.955$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.00475$$

Por lo tanto el área de acero requerida será:

$$A_s = 0.00475 \cdot 20 \cdot 17$$

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2 = 2\phi 1/2''$$

Para el máximo momento **negativo**: $M_u = -0.33 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$bxd^2 = 5780$$

$$\rightarrow K_u = 5.709$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.00159$$

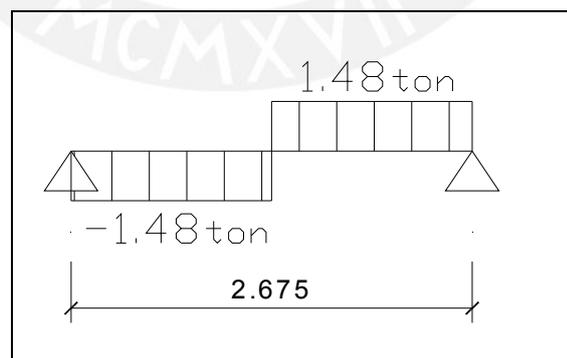
Por lo tanto el área de acero requerida será:

$$A_s = 0.00159 \cdot 20 \cdot 17$$

$$A_s = 0.54 \text{ cm}^2 = 2\phi 3/8''$$

3. Diseño por corte:

De acuerdo al análisis, tenemos el siguiente gráfico de fuerzas cortantes actuantes sobre la viga chata:



Las fuerzas producidas a una distancia igual a "d" de la cara de los extremos en la viga son:

$$V_u = -1.48 \text{ ton (lado izquierdo)}$$

$$V_u = +1.48 \text{ ton (lado derecho)}$$

La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 20 \cdot 17$$

$$\phi V_c = 2.22 \text{ ton} > V_u$$

4. Espaciamiento entre estribos:

Para esta viga chata usaremos estribos de 1/4" dispuestos de la siguiente manera: 1 @0.05m, resto @0.25m.

Finalmente, el diseño final de la viga peraltada será como el que se indica a continuación en la figura 9.2:

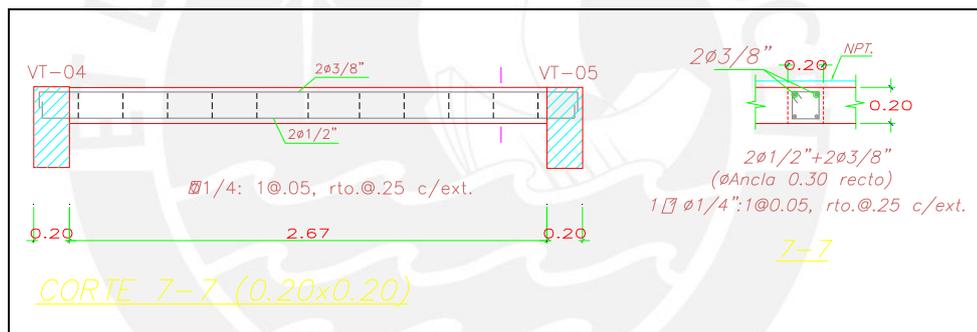


Figura 9.2

CAPITULO X: DISEÑO DE PLACAS

También llamados muros de corte, las placas son las encargadas de resistir las cargas verticales de gravedad y las cargas horizontales provenientes de los sismos. Su diseño es similar al diseño de columnas, pero teniendo en cuenta que debido a sus dimensiones tendrán una gran rigidez lateral y por lo tanto absorberán grandes fuerzas cortantes y grandes momentos flectores.

Para el diseño de las placas se debe hacer un análisis de la esbeltez del elemento a diseñar de acuerdo al cual se podrá hacer un análisis por flexo-compresión que consiste, al igual que para cualquier elemento, un diseño por flexión y compresión pero adicionalmente éstas se deberán diseñar teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura. Además se deberán utilizar las cinco combinaciones de carga para determinar las cargas de diseño.

Para mejorar el diseño de placas, éstas deberán ser diseñadas de acuerdo a la magnitud de las fuerzas en cada piso pudiendo agruparse los diseños cada 2 ó 3 pisos según se prefiera.

1. Análisis estructural

Para el análisis estructural de las placas de nuestro caso hemos utilizado un método de solución por elementos finitos de acuerdo a las herramientas proporcionadas por el programa ETABS, el cual nos permite representar una placa o muro de la misma manera que en la realidad, asignando un valor de “pier” a cada muro y agrupándolos para proceder con el análisis, tal como se muestra en la figura 10.1. A partir de éste análisis se podrán elaborar los diagramas de interacción de cada muro para su diseño, dicho programa asignará las fuerzas cortantes a cada placa de acuerdo a la rigidez de las mismas.

La carga axial, las fuerzas cortantes y los momentos flectores de diseño serán los obtenidos del análisis hecho con el programa.

2. Efecto de la esbeltez

Para el caso de placas o muros de corte los efectos de esbeltez tendrán incidencia en el diseño, por lo tanto, de acuerdo a la relación altura total (H) entre longitud (L), tendremos:

Para muros esbeltos ($H/L \geq 1$): se aplicarán los procedimientos indicados para elementos en flexo-compresión tratándose el diseño de la misma manera que en el caso de columnas, con la salvedad de que al tratarse de un elemento asimétrico respecto al eje en análisis deberá hacerse un diagrama de interacción para cada sentido del momento.

Para muros poco esbeltos ($H/L < 1$): deberá calcularse el área de refuerzo en los extremos en tracción con la siguiente relación:

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot Z$$

Donde: $Z = 0.4L (1 + H/L)$, si $0.5 < H/L < 1$

$$Z = 1.2 H, \text{ si } H/L \leq 0.5$$

3. Acero de refuerzo mínimo:

De acuerdo con la norma E.060, la cuantía de refuerzo vertical (ρ_v) y horizontal (ρ_h) por corte será:

$$\rho \geq 0.0025$$

Además, la cantidad de refuerzo vertical no necesitará ser mayor que la cantidad de refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor a la tercera parte de la longitud de la placa, a tres veces el espesor de la placa ó a 45 cm de separación.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor a la quinta parte de la longitud de la placa, a tres veces el espesor de la placa ó a 45 cm de separación. Además, dicho refuerzo deberá ser anclado en los extremos confinados del muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Adicionalmente, en el caso de que V_u (cortante última) sea menor que $0.5 \phi V_c$, las cuantías de refuerzo vertical y horizontal podrán reducirse a los siguientes valores:

$$\rho_h \geq 0.0020$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

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

4. Diseño por flexo-compresión

De acuerdo con el procedimiento para diseño en flexo-compresión dado por la norma peruana E.060 éste diseño se usa para el caso de muros esbeltos ($H/L \geq 1$) y, por lo tanto, se deberá verificar esta condición antes de proceder con el diseño.

Para el diseño de una placa, se deberá colocar el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la misma, concentrando una mayor cantidad de refuerzo en los extremos y en los encuentros con vigas, de la misma manera como si fueran columnas. El refuerzo vertical distribuido deberá ser mayor a la cuantía mínima mencionada anteriormente y el refuerzo concentrado en los extremos y encuentros de viga deberá hacerse de acuerdo a las indicaciones que se dan más adelante. Dicho confinamiento es obligatorio en el caso de que se cumplan las condiciones indicadas en la parte 6 del presente capítulo.

Una vez que se ha colocado el refuerzo se procede a construir el diagrama de interacción respectivo para cada dirección a analizar y para la cantidad de acero que se va a evaluar con dicho diagrama.

Para que el diseño se considere “aceptable”, todos los pares de puntos hallados (P_u, M_u) deberán estar dentro de la curva del diagrama de interacción y de preferencia lo más cercanos a los límites de la curva para que el diseño sea más eficiente.

5. Diseño por corte

De acuerdo con la norma E.060, para el diseño de muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares, se deberá cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

donde: $V_c = 0.53 (f'c)^{1/2} \cdot t \cdot d$

y V_n no deberá exceder de: $2.6 (f'c)^{1/2} \cdot t \cdot d$

así: t = espesor de la placa

d = peralte efectivo de la placa (usualmente $d=0.8L$)

Además, para considerar el aporte del concreto en la resistencia por corte, deberá cumplirse:

$$\frac{N_u}{A_g} < 0.1 f'c$$

donde: N_u : Carga axial última (en kg)

A_g : Area bruta de la sección de la placa (en cm^2)

Finalmente, la cortante de diseño V_u deberá cumplir con la siguiente expresión, que contempla la amplificación de la fuerza cortante al instante que se forma el mecanismo de falla por flexión, para evitar una falla frágil por corte.

$$V_u \geq V_{ud} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) \times w\gamma$$

Donde: V_{ud} = Fuerza cortante última proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento flector nominal asociado a P_u que resiste la sección

M_{ua} = Momento flector último proveniente del análisis

$w\gamma$ = factor de amplificación dinámica (se toma 1 por recomendación)

Por lo tanto, a partir del valor de V_u hallado, procederemos a hallar la cortante que absorbe el refuerzo V_s para después determinar el espaciamiento (s) para

el refuerzo horizontal por corte teniendo en cuenta el valor mínimo indicado anteriormente:

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

Donde: A_v = área de acero trasversal

f_y = momento de fluencia del acero en tracción

d = peralte efectivo de la sección

6. Confinamiento en los extremos de las placas

Será necesario tener los elementos de los bordes confinados siempre que el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase el 20% de la resistencia del concreto en compresión (f'_c), para nuestro caso $0.20 \times 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$. Además puede ser discontinuo si dicho esfuerzo de compresión es menor al 15% de f'_c .

El acero de refuerzo concentrado en los extremos o bordes del muro, debe diseñarse de la misma manera que en el caso de columnas, esto es:

Se debe tener una zona de confinamiento en ambos extremos en una longitud no menor al mayor de los siguientes valores:

- La longitud horizontal del muro.
- El resultado de $0.25M_u/V_u$.

En la cual la distribución del refuerzo será: el 1er estribo a 5 cm de la cara del nudo, los demás a una distancia máxima igual a diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde, ó 250 mm (el menor).

A continuación en la figura 10.1 se muestra la distribución de los muros y los números de piers asignados a cada muro para el diseño.

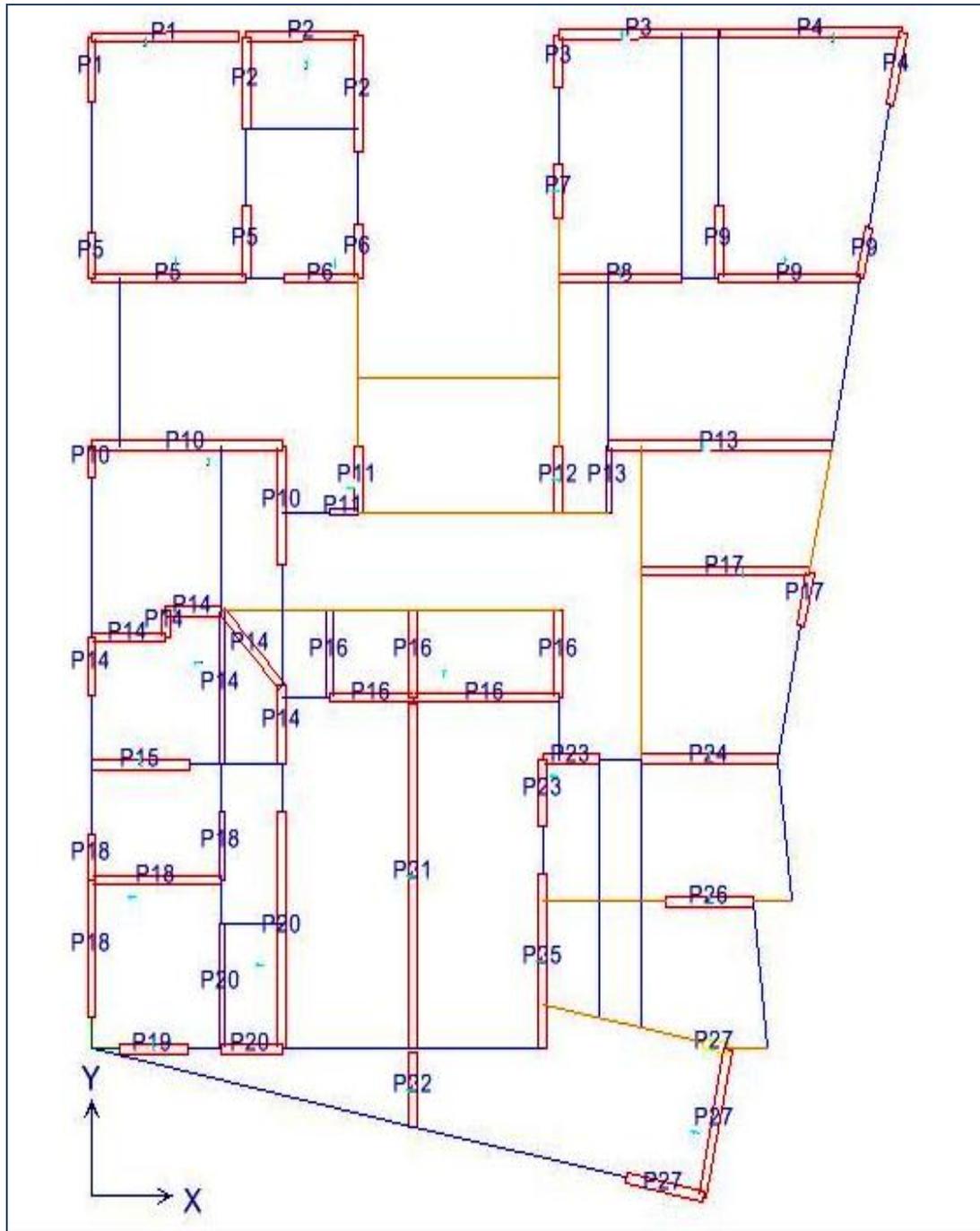


Figura 10.1: asignación de piers para cada muro.

7. Ejemplo de diseño

Como ejemplo de diseño procederemos al diseño de la placa del ascensor ubicada en la parte central del edificio entre los ejes 35, 32, P y Q y correspondiente al 1er piso del edificio, como se muestra en la figura 10.2

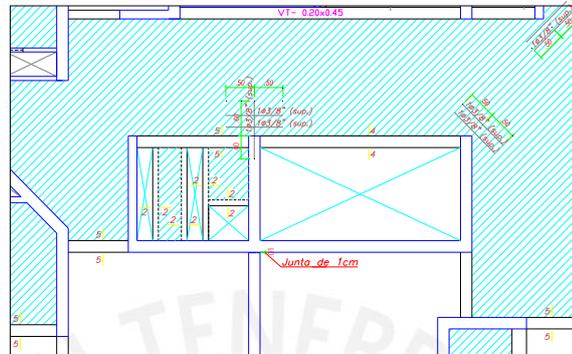


Figura 10.2

Para dicha placa, del metrado anterior, tenemos en la tabla 10.1 las cargas de diseño correspondientes a cargas de gravedad, fuerzas cortantes y momentos:

CARGAS A USAR					
	P	V2	V3	M2	M3
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
CM	-257.69	-0.06	-4.03	3.296	-8.385
CV	-46.31	-0.06	-0.57	0.356	1.003
SISMO XX	0	74.7	10.6	100.838	1881.785
SISMO YY	0	44.3	30.81	284.324	1169.425

Tabla 10.1

De las cargas anteriores tenemos, en la tabla 10.2, los valores correspondientes a las distintas combinaciones de carga a tener en cuenta:

	Combinaciones	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
1	1.4CM+1.7CV	439.5	-0.2	-6.6	5.2	-10.0
2	1.25(CM+CV)+CS	380.0	74.6	4.9	105.4	1872.6
3	1.25(CM+CV)-CS	380.0	-74.9	-16.4	-96.3	-1891.0
4	0.9CM+CS	231.9	74.6	7.0	103.8	1874.2
5	0.9CM-CS	231.9	-74.8	-14.2	-97.9	-1889.3
2	1.25(CM+CV)+CS	380.0	44.2	25.1	288.9	1160.2
3	1.25(CM+CV)-CS	380.0	-44.5	-36.6	-279.8	-1178.7
4	0.9CM+CS	231.9	44.2	27.2	287.3	1161.9
5	0.9CM-CS	231.9	-44.4	-34.4	-281.4	-1177.0

Tabla 10.2

Las direcciones de los ejes 2 y 3 representan las direcciones correspondientes a los ejes relativos de la placa (fig.10.3). Así tenemos:

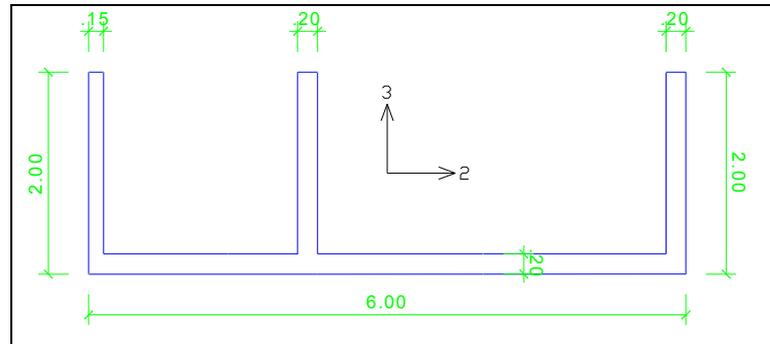


Figura 10.3

1. Diseño por flexo-compresión:

Para este caso podemos ver claramente que la relación $H/L \geq 1$ se cumple ya que la placa se eleva 10 pisos (25.7 m) y su longitud es de tan sólo 6 m, por lo que procedemos con el diseño por flexo-compresión.

Antes de proceder con el diseño, hallamos la cantidad de acero mínimo distribuido verticalmente para un ancho de 1m:

$$As_{min} = 0.0025 \times t \times h = 0.0025 \times 20 \times 100$$

$$As_{min} = 5 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 2 \text{ mallas de } \phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

Pero, dada la elevada magnitud de las cargas, usaremos inicialmente una malla doble de acero vertical con 3/8" cada 20 cm.

Por lo tanto, procederemos al diseño de acuerdo a la distribución de acero mostrada en la figura 10.4:

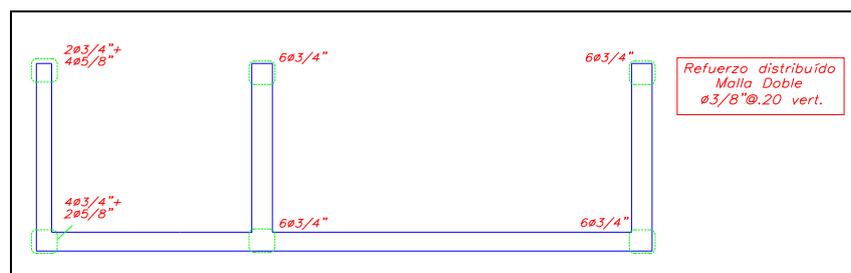


Figura 10.4

Así, de acuerdo con esta distribución de acero en la placa y los momentos flectores actuantes de acuerdo con la Tabla 10.2, tenemos el siguiente diagrama de interacción:

Para las fuerzas paralelas al eje X-X

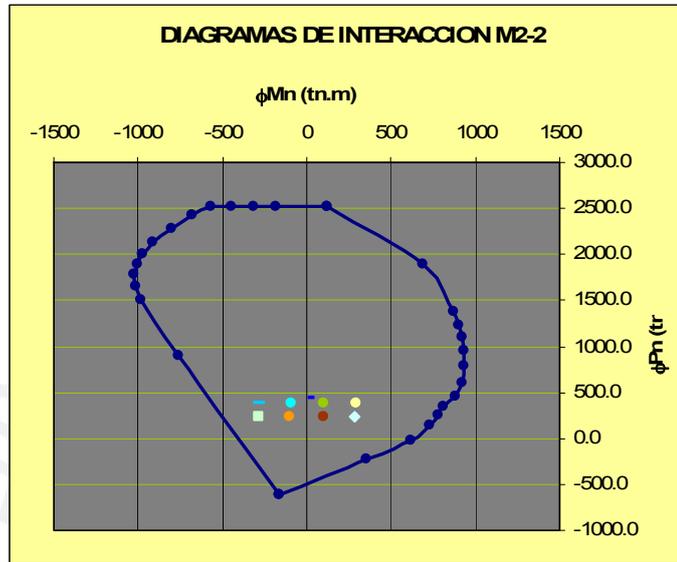


Figura 10.5

Para las fuerzas paralelas al eje Y-Y:

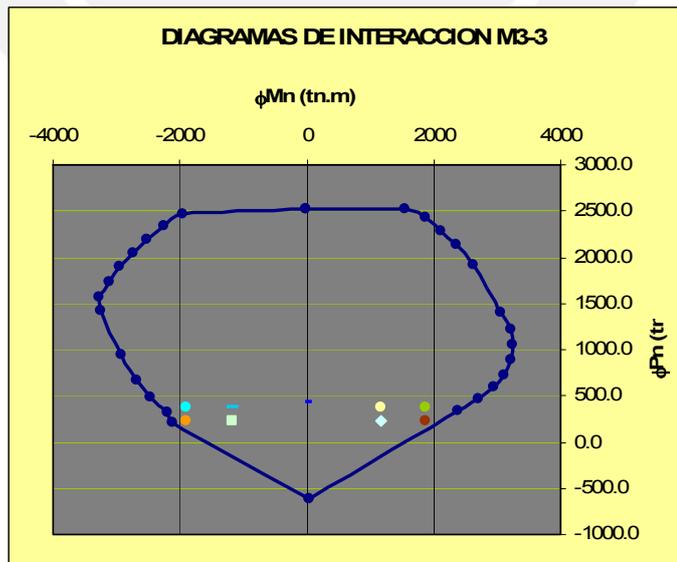


Figura 10.6

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva y, a la vez, lo más pegado a ella; por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final.

2. Diseño por corte

De acuerdo a la Tabla 10.2, tenemos los siguientes valores máximos de fuerza cortante última para el diseño:

$$V_{2-2} = 74.9 \text{ ton}$$

$$V_{3-3} = 36.6 \text{ ton}$$

Refuerzo horizontal:

Hallamos la cuantía mínima para el refuerzo horizontal por corte:

$$A_s = 0.0025 \times 20 \times 100$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.42/5 = 0.28 \text{ m (separación mínima con doble malla)}$$

- Luego, para la dirección 2-2, tendremos la siguiente cortante de diseño:

$$V_u = 74.9 \times (2189/1891) \times 1$$

$$V_u = 86.70 \text{ ton}$$

El aporte del concreto para el diseño será:

$$\text{Si } A_g = 21963 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_m}{A_g} = \frac{439500}{21963} \geq 0.1 \times 210$$

Por lo tanto:

$$20.01 \text{ kg/cm}^2 \geq 21 \text{ kg/cm}^2 \text{ ...esto es INCORRECTO!}$$

Por lo tanto el aporte del concreto no será tomado en cuenta para la resistencia por corte.

Así: $V_u \leq V_s$

$$V_s \geq 86700/0.85$$

$$V_s \geq 102000 \text{ kg}$$

Hallando el espaciamiento “s” del refuerzo horizontal en 2-2:

$$102000 \leq (2 \times 0.71) \times (4200) \times (0.8 \times 550) / s$$

$$s \leq 25.73 \text{ cm}$$

- Para la dirección 3-3, tendremos:

$$V_u = 36.6 \times (809.8 / 288.9) \times 1$$

$$V_u = 102.6 \text{ ton}$$

El aporte del concreto para el diseño será:

$$\text{Si } A_g = 21963 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_m}{A_g} = \frac{439500}{21963} \geq 0.1 \times 210$$

Por lo tanto:

$$20.01 \text{ kg/cm}^2 \geq 21 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{esto es INCORRECTO!}$$

Por lo tanto el aporte del concreto no será tomado en cuenta para la resistencia por corte ($V_c=0$).

Así: $V_u \leq V_s$

$$V_s \geq 102600 / 0.85$$

$$V_s \geq 120706 \text{ kg}$$

Hallando el espaciamiento “s” del refuerzo horizontal en 3-3:

$$120706 \leq (2 \times 0.71) \times (4200) \times (0.8 \times 600) / s$$

$$s \leq 23.72 \text{ cm}$$

Por consiguiente el espaciamiento del refuerzo horizontal será:

2 mallas de $\phi 3/8$ cada 20 cm.

Para el confinamiento en los bordes o extremos, tenemos el ejemplo del muro central, para el cual: $P=190.65 \text{ ton}$, $M=158.01 \text{ ton-m}$

Por lo tanto, el esfuerzo en los extremos será:

$$\sigma = 190.65 / 0.95 + 158.01 \times 1.00 / 0.0989$$

$$\sigma = 179.8 \text{ kg/cm}^2 > 42 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{es necesario confinar los extremos!}$$

El refuerzo en la zona de confinamiento será: el 1ro a 5 cm, los demás a el menor de $10d_b = 7.62 \text{ cm}$, 0.20 m , ó 0.25 m , es decir $1@5\text{cm}$, resto a 7.5 cm .

3. Diseño local por corte:

Si, para la dirección 3-3, tenemos:

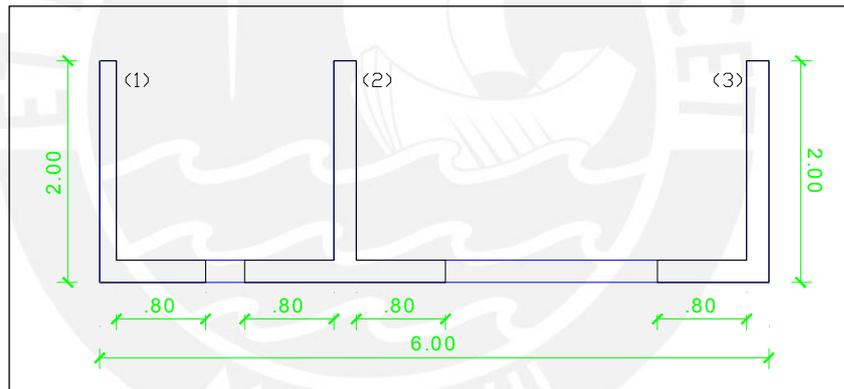
$$V_{3-3} = 36.6 \text{ ton}$$

$$V_u = 36.6 \times (809.8/288.9) \times 1$$

$$V_u = 102.6 \text{ ton}$$

Para el diseño local para la dirección 3-3, tomaremos los muros correspondientes a esa dirección más una ancho efectivo de muro equivalente a 4 veces el espesor de la placa en la dirección transversal.

Esto es:



Luego, hallando las rigideces, cortantes asociadas a cada elemento, tenemos los siguientes espaciamientos por elemento:

	rigidez K	V (ton)	espaciamiento s (cm)	distribución del fierro
K1	11209.2	21.20	45.0	2 mallas 3/8@40cm
K2	29665.6	56.12	17.0	2 mallas 3/8@15cm
K3	13364.5	25.28	37.7	2 mallas 3/8@30cm
<i>sumatoria</i>	<i>54239.3</i>	<i>102.60</i>		

Si de acuerdo al diseño global, tenemos un refuerzo de $\varnothing 3/8 @ 0.20$ m para todas las placas, podemos decir que de acuerdo al diseño local, esto se mantendrá con la diferencia que sólo para la placa central, el espaciamiento del refuerzo horizontal, será de $\varnothing 3/8 @ 0.15$ m.

Finalmente, tendremos el siguiente diseño del refuerzo para la placa del ascensor:

- Del 1er al 3er piso: Confinamiento: $\varnothing 3/4$ y $\varnothing 5/8$ según figura 10.7
 Refuerzo vertical: $\varnothing 3/8 @ 0.20$ m.
 Refuerzo horizontal: $\varnothing 3/8 @ 0.20$ m.
- Del 4to al 6to piso: Confinamiento: $\varnothing 3/4$ y $\varnothing 5/8$ según figura 10.7
 Refuerzo vertical: $\varnothing 3/8 @ 0.20$ m.
 Refuerzo horizontal: $\varnothing 3/8 @ 0.20$ m.
- Del 7mo al 8vo piso: Confinamiento: $\varnothing 5/8$ y $\varnothing 1/2$ según figura 10.7
 Refuerzo vertical: $\varnothing 3/8 @ 0.25$ m.
 Refuerzo horizontal: $\varnothing 3/8 @ 0.25$ m.
- Del 9no al 10mo piso: Confinamiento: 4 $\varnothing 1/2$
 Refuerzo vertical: $\varnothing 3/8 @ 0.30$ m.
 Refuerzo horizontal: $\varnothing 3/8 @ 0.30$ m.

Así:

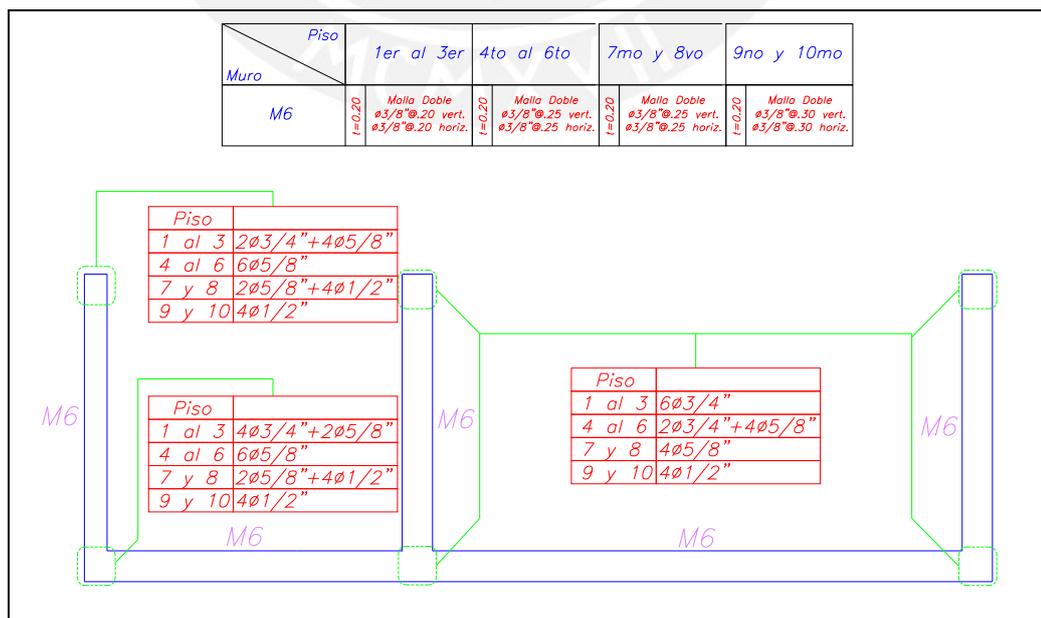


Figura 10.7

CAPITULO XI: DISEÑO DE LA CIMENTACION

La cimentación de un edificio tiene como función principal transmitir las cargas tanto de gravedad como de sismo al terreno, de manera tal que no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo y además asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad.

La capacidad portante del suelo no las da a conocer el estudio de mecánica de suelos (EMS), el cual tiene carácter de obligatorio para toda edificación cuya área techada sea mayor a 500m². El EMS también nos proporciona información sobre el nivel o profundidad de la cimentación y agresividad del terreno (presencia de sulfatos, cloruros, etc.) entre otros. Para nuestro caso, de acuerdo con el EMS tenemos una capacidad portante del suelo de 4 kg/cm² y una profundidad de cimentación de 1.60 m, los cuales son valores característicos del suelo de Miraflores, que es donde se encuentra nuestro edificio.

Para el presente trabajo, el tipo de cimentación que se eligió de acuerdo a las características y requerimientos de la estructura fueron zapatas aisladas y zapatas combinadas debido a la cercanía entre las columnas o placas y también debido a la magnitud de los momentos flectores en dichos elementos.

1. Análisis estructural

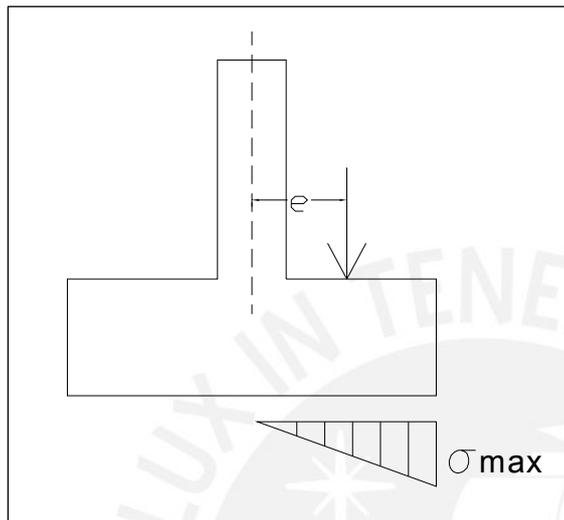
Para el diseño de la cimentación las cargas que se utilizan provienen del análisis que se hizo en la estructura, obteniéndose las cargas de gravedad y de sismo en la base de la estructura.

Para el dimensionamiento de la cimentación las cargas a utilizar deberán ser los de servicio, es decir no se deberán multiplicar por 1.4, 1.7 ó 1.25, debido a que el diseño se hace en condiciones de servicio. Por lo tanto, si las cargas de sismo se han obtenido de acuerdo a lo que indica la norma E.030, deberán ser divididas por 1.25.

2. Zapatas aisladas

El diseño de la zapata consiste en dimensionarlas de manera tal que las presiones sobre el terreno no excedan la capacidad portante del mismo.

Para el cálculo de las presiones transmitidas al suelo existen varios métodos de acuerdo a la distribución de presiones que se asuma. Para el presente trabajo se han utilizado las relaciones correspondientes a una distribución de presiones triangular (teoría de la subrasante), la cual la representamos de la siguiente manera:



$$\Sigma F_y = 0$$

$$P = \frac{3 \times (L/2 - e) \times \sigma_{\max}}{2} \times B$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2P}{3B \times (L/2 - e)}$$

Donde: σ_{\max} = esfuerzo máximo transmitido al suelo por la zapata
 P = carga axial sobre la zapata.
 e = excentricidad de la carga vertical (M/P)
 B = ancho de la zapata
 L = largo de la zapata

El valor de σ_{\max} obtenido no podrá ser en ningún caso mayor al valor de la capacidad portante del suelo ni negativo, ya que el suelo no podrá resistir mayores esfuerzos a los de su máxima capacidad portante ni tampoco trabajar en tracción.

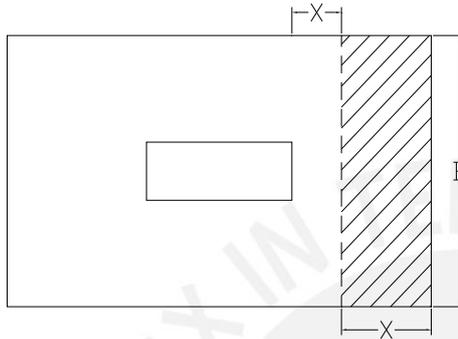
Luego del dimensionamiento de la zapata se procede al diseño del concreto armado. Para dicho diseño se deberá usar la presión crítica de diseño, dicha presión se distribuirá de manera uniforme por simplicidad y además deberá ser la máxima amplificada, la cual la obtenemos así:

$$W_u = 1.25 \times \sigma_{\max} \text{ (si predominan fuerzas de sismo)}$$

$$W_u = 1.67 \times \sigma_{\max} \text{ (si predominan cargas de gravedad)}$$

2.1 Verificación por cortante

Es el diseño por corte y por flexión, se procede al igual que una viga o losa maciza. La sección crítica está a una distancia “d” de la cara de la columna o placa donde se verifica que el concreto sólo soporte dichos esfuerzos de corte, en caso de ser necesario se deberá incrementar el peralte de la zapata.



$$V_u = W_u \times B \times X$$

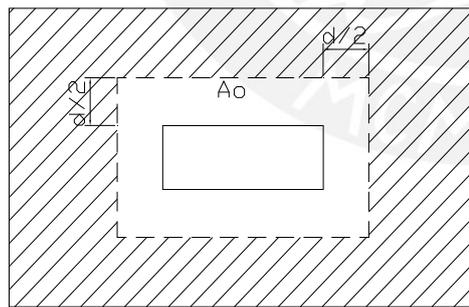
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (f'c)^{1/2} \times B \times d$$

si: $\phi V_c \geq V_u$ OK

$\phi V_c \leq V_u$ aumentar peralte

2.2 Verificación por punzonamiento

Es el diseño por corte en 2 direcciones a través del cual se vuelve a verificar el peralte de la zapata. En este caso la sección crítica se localiza a “d/2” de la cara de la columna o placa.



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

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times (f'c)^{1/2} \times b_o \times d$$

si: $\phi V_c \geq V_u$ OK

$\phi V_c \leq V_u$ Aumentar peralte

donde:

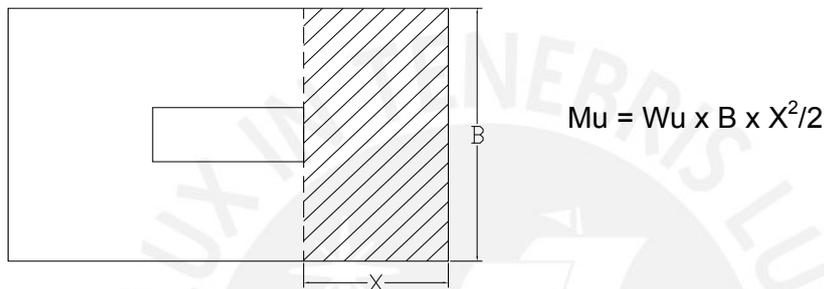
A_o = área cercana a la columna
(hasta d/2 a cada lado)

b_o = perímetro resistente

2.3 Diseño por flexión

El diseño por flexión se refiere al cálculo del refuerzo longitudinal y transversal que deberá tener la zapata. Dicha zapata funciona como una losa sometida a flexión en dos direcciones, sin embargo, el diseño se hará para ambas direcciones de manera independiente.

Para el caso de columnas o muros de concreto la sección crítica de la zapata se ubica a la cara de dicha columna o placa. Así tenemos:



De esta manera y de la misma forma que hallamos la sección de acero de refuerzo necesaria para vigas, obtendremos el refuerzo necesario para la zapata.

3. Zapatas combinadas

La zapata combinada es aquella utilizada para transmitir las cargas de 2 o más columnas o placas al suelo. Esto ocurre cuando las dimensiones de las zapatas de dos columnas ó placas adyacentes son tan grandes que llegan a traslaparse.

Existen varios métodos de solución para este tipo de zapatas, para nuestro caso se optó por seguir el mismo diseño que para zapatas aisladas, usando la suma de las cargas de gravedad y momentos para el diseño. Este diseño es válido, sin embargo, se deben tener en cuenta algunas observaciones:

- Se asume que la zapata combinada es inicialmente un sólido rígido.

- Las cargas de diseño se obtienen de la suma de las cargas de los elementos que compartan la zapata, debiéndose tomar en cuenta las direcciones y signos para la suma de los momentos.
- El centroide de la zapata deberá coincidir con el centroide de las cargas de gravedad de las placas y columnas que compartan dicha zapata
- Debe tomarse en cuenta los momentos positivos generados en los espacios entre las columnas o placas, por lo que existirá un refuerzo longitudinal superior en dichos espacios.
- Las verificaciones por corte, punzonamiento y el diseño por flexión de la zapata combinada se harán de la misma manera y bajo los mismos criterios que para una zapata aislada.
- En el caso de zapatas de formas irregulares se puede emplear la siguiente relación para hallar la presión transmitida al suelo por la zapata:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M \times y}{I}$$

Donde:

- σ_{\max} = esfuerzo máximo transmitido al suelo por la zapata
- P = presión total sobre la zapata.
- A = área de la zapata
- M = momento total sobre la zapata
- I = momento de inercia de la zapata
- y = distancia al centroide de la zapata

4. Ejemplo de diseño

A. Diseño de una zapata aislada

Como ejemplo de diseño procederemos al diseño la zapata de la placa P26 ubicada entre los ejes N y 28, así tenemos la figura 11.1:

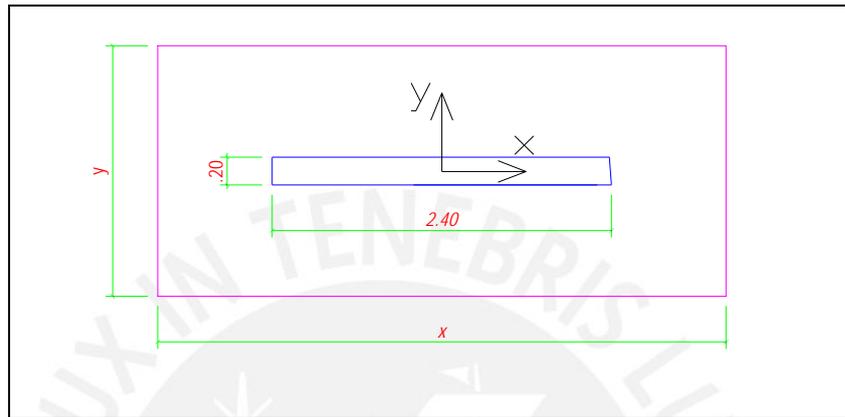


Figura 11.1

1. Análisis estructural

Del análisis del edificio hecho en ETABS, tenemos las siguientes fuerzas actuantes en la base de esta placa respecto a los ejes X e Y:

Pier	área típica	carga muerta	carga viva	Cargas de gravedad			Cargas de sismo		
				carga axial	momentos		carga axial de sismo	momentos de sismo*	
	m ²	ton	ton	CM+CV	Mx	My	CM+CV	Mx	My
				ton	t-m	t-m	m ²	ton-m	ton-m
P26	12.61	107.19	25.22	132.41	0.00	0.19	10.89	0.23	53.93

*Las cargas mostradas (axial y momentos) son cargas en servicio.

Finalmente hallamos las cargas axiales y momentos para el diseño:

Cargas de diseño		
carga axial de diseño	momentos de diseño	
grav.+sismo	Mx	My
ton	t-m	t-m
143.30	0.23	53.93

2. Dimensionamiento de la zapata:

Para el caso de una zapata de **1.80m x 4.00m x 0.80m** se tiene:

peso propio de la zapata:	$2.4 \times 1.80 \times 4.00 \times 0.80 = 13.82 \text{ ton}$
peso de la tierra sobre la zapata :	$1.9 \times 1.80 \times 4.00 \times 0.80 = 10.94 \text{ ton}$
carga axial sobre la columna:	$= 143.30 \text{ ton}$
	TOTAL = 168.1 ton

De acuerdo con éstos valores hallamos las reacciones del suelo sobre la zapata en las direcciones X, Y perpendiculares.

En X:

$$M_x = 0.23 / 1.25 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$e_x = 0.001$$

$$\sigma_x = (2 \times 168.1) / (3 \times 4.00 \times (1.80/2 - 0))$$

$$\sigma_x = 31.2 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

En Y:

$$M_y = 53.93 / 1.25 = 42.58 \text{ ton-m}$$

$$e_y = 0.25$$

$$\sigma_y = (2 \times 168.1) / (3 \times 1.80 \times (4.00/2 - 0.25))$$

$$\sigma_y = 27.2 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto como ambos valores son menores que la resistencia del suelo (40 ton/m^2), las dimensiones son aceptables.

3. Diseño por corte

Los volados en las 2 direcciones son $L=0.80\text{m}$ y el peralte efectivo es $d=0.70\text{m}$

Nuestro valor de W_u será $1.25 \times \sigma$

- Verificación por cortante:

$$\text{Si: } W_u = 1.25 \times 31.2 = 39 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = 39 \times (0.80 - 0.70)$$

$$V_u = 3.90 \text{ ton/m}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{(1/2)} \times 100 \times 70$$

$$\phi V_c = 45.7 \text{ ton.} > V_u \text{ OK!}$$

- Verificación por punzonamiento:

$$V_u = 39 \times (4.00 \times 1.80 - (2.40+0.70) \times (0.20+0.70))$$

$$V_u = 171.9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times (210)^{(1/2)} \times (2 \times 400 + 2 \times 180) \times 70$$

$$\phi V_c = 1060.2 \text{ ton.} > V_u \text{ OK!}$$

4. Diseño por flexión

Para 1m de ancho:

$$W_u = 31.2 \times 1.25 = 39 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga amplificada)}$$

$$M_u = 39 \times 1.00 \times 0.80^2/2$$

$$M_u = 12.48 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 4.77 \text{ cm}^2$$

Sin embargo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 100 \times 80$$

$$A_{s \text{ min}} = 14.40 \text{ cm}^2 = \phi 3/4" @ 0.20\text{m (en ambos sentidos)}$$

Finalmente tendremos:

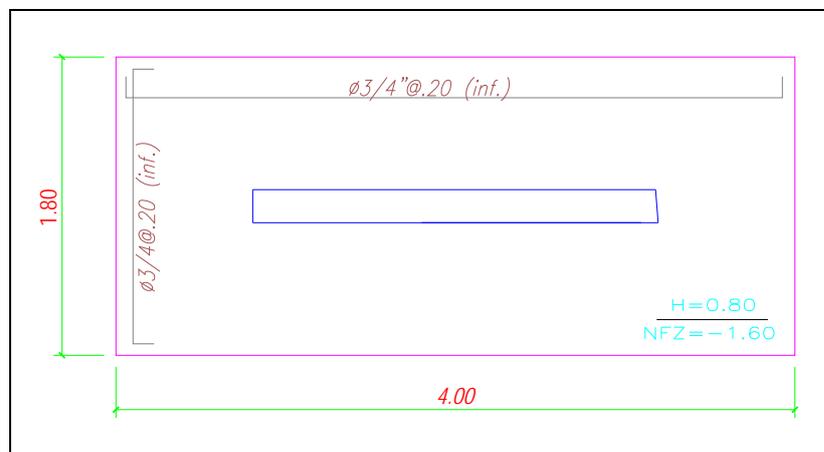


Figura 11.2

B. Diseño de zapatas combinadas

Como ejemplo procederemos al diseño las zapatas de las placas correspondientes a los piers P1, P2, P5 y P6, ubicadas entre los ejes R, S, 34 y 37, para lo cual se ha supuesto inicialmente una zapata como se muestra en la figura 11.3:

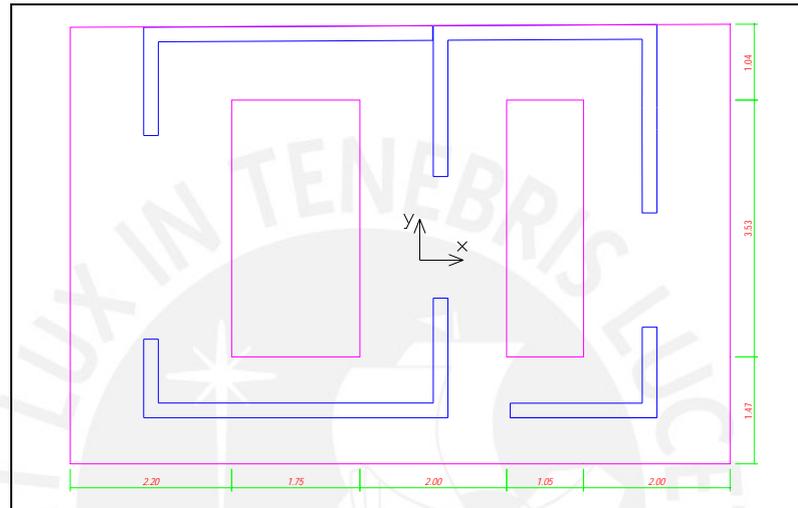


Figura 11.3

1. Análisis estructural:

Del análisis del edificio hecho en ETABS, tenemos las siguientes fuerzas actuantes en la base de esta placa respecto a los ejes X e Y:

Pier	área típica m ²	carga muerta ton	carga viva ton	Cargas de gravedad			Cargas de sismo		
				carga axial CM+CV ton	momentos		carga axial de sismo CM+CV m ²	momentos de sismo	
					Mx t-m	My t-m		Mx ton-m	My ton-m
P1	10.62	90.27	21.24	111.51	0.10	0.43	0.00	106.16	548.05
P2	12.05	102.43	24.10	126.53	0.15	-4.54	0.00	101.92	640.76
P5	18.09	153.77	36.18	189.95	0.21	-3.82	0.00	79.11	712.56
P6	8.74	74.29	17.48	91.77	0.11	-1.10	14.46	26.50	78.98

*Las cargas mostradas (axial y momentos) son cargas en servicio.

Finalmente hallamos las cargas axiales y momentos para el diseño:

	Cargas de diseño		
	carga axial de diseño	momentos de diseño	
	grav.+sismo	Mx	My
	ton	t-m	t-m
P1	111.51	106.16	548.05
P2	126.53	101.92	636.21
P5	189.95	79.11	708.74
P6	106.23	26.50	78.98
Σ	534.21	313.70	1972.00

2. Dimensionamiento de la zapata:

Para el caso de una zapata de **9.00m x 6.00m x 0.80m**

$$I_x = 151.1 \text{ m}^4$$

$$I_y = 335.5 \text{ m}^4$$

peso propio de la zapata: $2.4 \times 44.12 \times 0.80 = 84.71 \text{ ton}$

peso de la tierra sobre la zapata : $1.9 \times 39.70 \times 0.80 = 60.34 \text{ ton}$

carga axial sobre la columna: 534.21 ton

TOTAL = 679.3 ton

De acuerdo con éstos valores hallamos las reacciones del suelo sobre la zapata para los momentos en ambos sentidos:

En X: $\Sigma M_x = 313.7 \text{ ton-m}$

$$\sigma_x = 679.3/44.12 + 313.7 \times 2.95/151.1$$

$$\sigma_x = 21.5 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

En Y: $\Sigma M_y = 1972 \text{ ton-m}$

$$\sigma_y = 679.3/44.12 + 1972 \times 4.54/335.5$$

$$\sigma_y = 42.1 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

La resistencia del suelo es 40 ton/m^2 , pero según la norma podemos dar un 30% adicional para casos de sismo, es decir 52 ton/m^2 .

Además, es necesario cumplir con la siguiente condición, caso contrario podríamos estar asumiendo la existencia de fuerzas de tracción en el suelo:

$$\frac{P}{A} \geq \frac{M_y}{I}$$

Si tenemos: $P/A = 679.3/44.12 = 15.4 \text{ ton/m}^2$

Para X tendríamos: $M_y/I = 313.7 \times 2.95 / 151.1 = 6.12 \text{ ton/m}^2 \dots \text{cumple!}$

Para Y tendríamos: $M_y/I = 1972 \times 4.54 / 335.5 = 26.69 \text{ ton/m}^2 \dots \text{NO cumple!}$

Por lo tanto, una de las alternativas de solución sería, unir esta cimentación con la de las placas correspondientes a los piers P3, P4, P7, P8 y P9, de esta manera se tendrá un mayor momento de inercia con respecto al eje Y, y por lo tanto, el esfuerzo total será menor.

Finalmente de acuerdo con ésta solución, tendríamos, para los valores de momentos:

En X: $\Sigma M_x = 576 \text{ ton-m}$

$$I_x = 345 \text{ ton}^4$$

En Y: $\Sigma M_y = 4227 \text{ ton-m}$

$$I_y = 4497 \text{ ton}^4$$

Si tenemos: $P/A = (679+534)/95.8 = 12.66 \text{ ton/m}^2$

Para X tendríamos: $M_y/I = 576 \times 3.04 / 345 = 5.1 \text{ ton/m}^2 \dots \text{cumple!}$

Para Y tendríamos: $M_y/I = 4227 \times 10.9 / 4297 = 10.7 \text{ ton/m}^2 \dots \text{cumple!}$

Por lo tanto, no existen supuestas tracciones en el suelo, cumple la relación.

Y las reacciones sobre el suelo serían:

En X: $\sigma_x = 12.66 + 5.1$

$$\sigma_x = 17.76 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

En Y: $\sigma_y = 12.66 + 10.7$

$$\sigma_y = 23.36 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK!}$$

Luego, procedemos a las verificaciones y diseño respectivos de la nueva zapata que corresponde a la cimentación de las placas correspondientes a los piers P1, P2, P5, P6, P3, P4, P7, P8 y P9, como se muestra en la figura 11.4.

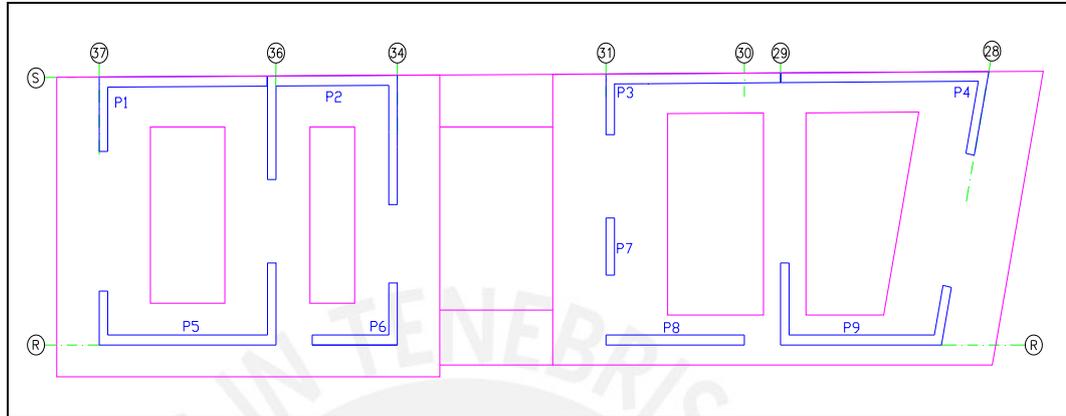


Figura 11.4

3. Diseño por corte

Nuestro valor de W_u será $1.25 \times \sigma$

- Verificación por cortante:

$$\text{Si: } W_u = 1.25 \times 23.36 = 29.2 \text{ ton/ m}^2$$

$$V_u = 29.2 \times (1.00 - 0.70)$$

$$V_u = 8.76 \text{ ton/m}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{(1/2)} \times 100 \times 70$$

$$\phi V_c = 45.7 \text{ ton/m} > V_u \quad \text{OK!}$$

- Verificación por punzonamiento:

$$V_u = 29.2 \times (95.7 - 6.18 - 3.37 - 9.71 - 9.07 - 9.08)$$

$$V_u = 1692.14 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times (210)^{(1/2)} \times (19.86 + 16.14 + 9.29 + 5.57 + 9.78 + 15.75 + 25.44) \times 70$$

$$\phi V_c = 93069 \text{ ton} > V_u \quad \text{OK!}$$

4. Diseño por flexión (para algunos de los elementos):

- En X-X (refuerzo inferior):

Para un volado de 1.00m (para 1m de ancho):

$$\sigma_x = 23.36 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 23.36 \times 1.25 = 29.2 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga amplificada)}$$

$$M_u = 29.2 \times 1.00^2 / 2$$

$$M_u = 14.6 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s = 5.57 \text{ cm}^2 = \phi 5/8" @ 0.30\text{m}$$

- En Y-Y (refuerzo inferior):

Para un volado de 0.80m:

$$\sigma_x = 23.36 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 23.36 \times 1.25 = 29.2 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga amplificada)}$$

$$M_u = 29.2 \times 0.80^2 / 2$$

$$M_u = 9.34 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s = 3.56 \text{ cm}^2 = \phi 5/8" @ 0.40\text{m}$$

- En Y-Y (refuerzo superior):

Para una luz libre de 2.80m:

$$\sigma_{\text{suelo}} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 40 \times 1.6 = 64 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga amplificada)}$$

$$M_u = 64 \times 2.80^2 / 11$$

$$M_u = 45.6 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 17.76 \text{ cm}^2 = \phi 3/4" @ 0.15\text{m}$$

Para una luz libre de 3.60m:

$$\sigma_{\text{suelo}} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 40 \times 1.6 = 64 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga amplificada)}$$

$$M_u = 64 \times 3.60^2 / 11$$

$$M_u = 74.3 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 30.01 \text{ cm} = \varnothing 1" @ 0.175\text{m}$$

Para una luz libre de 2.70m:

$$\sigma_{\text{suelo}} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 40 \times 1.6 = 64 \text{ ton/m}^2 \text{ (carga amplificada)}$$

$$M_u = 64 \times 2.70^2 / 11$$

$$M_u = 42.4 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 16.48 \text{ cm} = \varnothing 3/4" @ 0.175\text{m}$$

Finalmente tendremos:

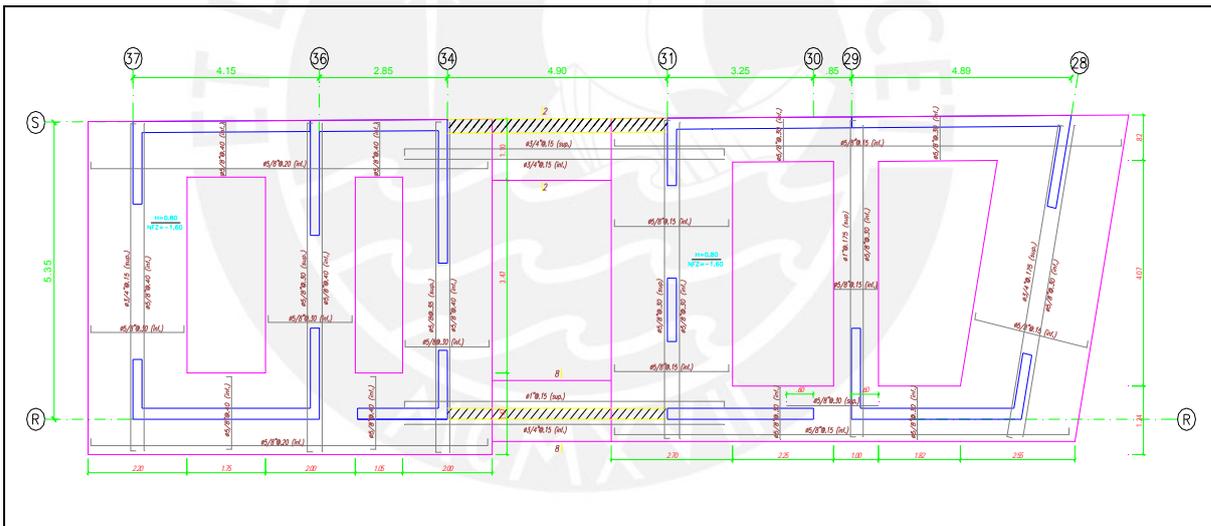


Figura 11.5

CAPITULO XII: DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que sirven para conectar niveles en la edificación.

1. Análisis estructural

El diseño de las escaleras se hace de la misma manera como si se tuviera una losa armada en una sola dirección o como una gran viga chata, debiendo tener especial cuidado con la distribución y la magnitud de las cargas.

El modelo a usar varía entre una y otra escalera de acuerdo a las dimensiones de las mismas y, sobretodo, en función a las condiciones de apoyo que pueden ser muros, vigas, losas, etc.

Se procederá a diseñar un tramo de la escalera de emergencia, dada la similitud entre todas las escaleras.

2. Diseño por flexión

El diseño por flexión del refuerzo longitudinal se hará usando las mismas relaciones matemáticas que se usaron en vigas y que se indicaron anteriormente. Por otro lado, al no existir flexión la dirección transversal, se utilizará cuantía mínima de refuerzo en esa dirección.

3. Ejemplo de diseño

Procederemos al diseño de la escalera de emergencia del edificio en análisis. La escalera tendrá el mismo diseño para todos los pisos ya que así la definen los planos de arquitectura. La escalera posee dos tramos cuyo diseño es prácticamente el mismo debido también a las condiciones de arquitectura, en este caso diseñaremos el segundo tramo (la figura 12.1).

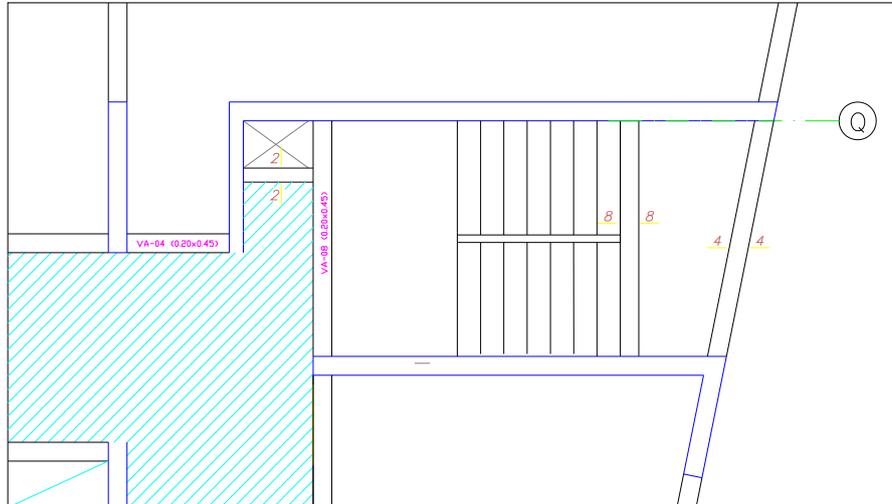


Figura 12.1

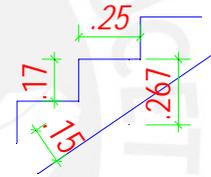
La escalera tiene las siguientes características:

Ancho de paso = 25 cm.

Altura contrapaso = 17.1 cm.

Garganta de escalera = 15 cm.

Ancho de escalera = 1.20 m.



Para cada tramo de la escalera tendremos el siguiente metrado de acuerdo a las cargas de diseño halladas anteriormente:

$$W_{cm} \text{ zona escalones: } 2.40 \times 0.267 \times 1.2 + 0.10 \times 1.2 = 0.889 \text{ ton/m}$$

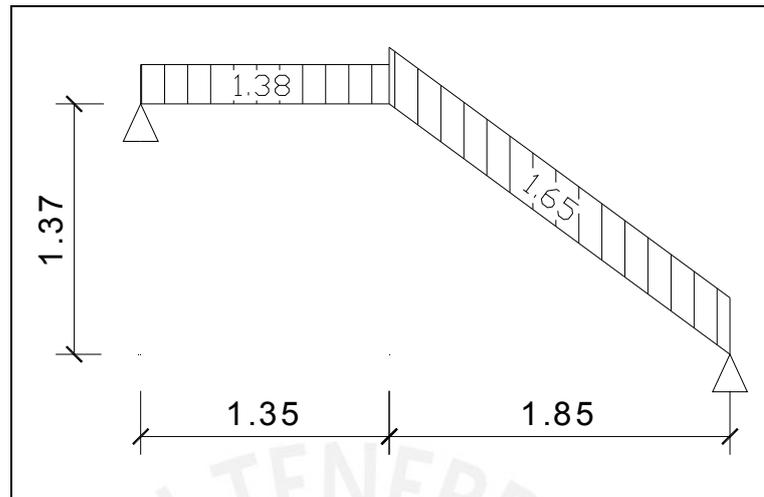
$$W_{cm} \text{ zona descanso: } 2.40 \times 0.20 \times 1.2 + 0.10 \times 1.2 = 0.696 \text{ ton/m}$$

$$W_{cv} = 0.20 \times 1.2 = 0.24 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 \times 0.889 + 1.7 \times 0.24 = 1.65 \text{ ton/m (zona escalones)}$$

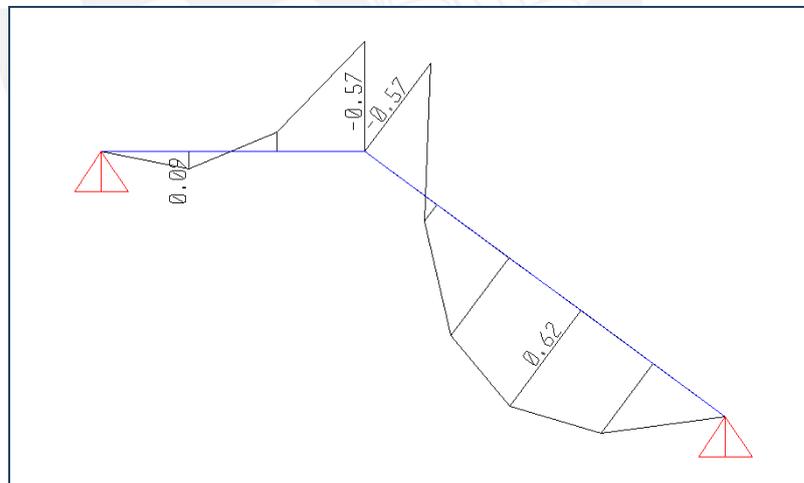
$$W_u = 1.4 \times 0.696 + 1.7 \times 0.24 = 1.38 \text{ ton/m (zona descanso)}$$

Gráficamente tendríamos:



1. Análisis estructural

Al analizar la escalera en el programa SAP2000 de acuerdo con las cargas arriba obtenidas, tendremos el siguiente diagrama de momentos flectores:



Para el cual tenemos los principales momentos para diseño:

Mu max positivo = 0.62 ton-m (en zona de escalones)

Mu max negativo = - 0.57 ton-m

2. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de la cantidad de acero a usar por flexión:

$$\begin{aligned} \text{para losa } h=15 \text{ cm.} \quad & A_{s \text{ min}} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 12 \\ & A_{s \text{ min}} = 2.88 \text{ cm}^2 \text{ ó } 3/8'' @ 0.25\text{m} \\ \text{para losa } h=20 \text{ cm.} \quad & A_{s \text{ min}} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 17 \\ & A_{s \text{ min}} = 4.08 \text{ cm}^2 \text{ ó } 3/8'' @ 0.175\text{m} \end{aligned}$$

- Máximo momento **positivo**: $M_u = 0.62 \text{ ton-m}$ (en zona de escalones)

La compresión se da en la fibra superior del tramo, por lo tanto tendremos:

$$\begin{aligned} b &= 120 \text{ cm.} \\ d &= 12 \text{ cm.} \\ b \times d^2 &= 17280 \\ \rightarrow K_u &= 3.59 \end{aligned}$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.001$$

Por lo tanto el área de acero requerido será:

$$\begin{aligned} A_s &= 0.001 \times 120 \times 12 \\ A_s &= 1.44 \text{ cm}^2 \text{ (por lo que usaremos } A_s \text{ mínimo)} \end{aligned}$$

- Máximo momento negativo: $M_u = -0.57 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior del tramo, por lo tanto tendremos:

$$\begin{aligned} b &= 120 \text{ cm.} \\ d &= 17 \text{ cm.} \\ b \times d^2 &= 34680 \\ \rightarrow K_u &= 1.64 \end{aligned}$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.001$$

Por lo tanto el área de acero requerido será:

$$A_s = 0.001 \cdot 120 \cdot 17$$

$$A_s = 2.40 \text{ cm}^2$$

Finalmente, al ser ambos momentos de reducidas magnitudes, debemos utilizar la cantidad mínima de acero en todas las secciones y direcciones de la escalera, esto es:

En la losa de $h = 15 \text{ cm}$: $3/8'' @ 25 \text{ cm}$

En la losa de $h = 20 \text{ cm}$: $3/8'' @ 17.5 \text{ cm}$ (si usamos una sola malla)

Para uniformizar usaremos:

En la losa de $h = 15 \text{ cm}$: 1 malla de $3/8'' @ 25 \text{ cm}$

En la losa de $h = 20 \text{ cm}$: 2 mallas de $3/8'' @ 25 \text{ cm}$

3. Diseño por corte

El diseño por corte se hará de la misma manera como para una losa maciza, y con el espesor de la garganta de la escalera, así tenemos:

Las fuerzas cortantes máximas aplicadas sobre la losa son:

$$V_u \text{ max} = 4.92 \text{ ton /m}$$

La resistencia del concreto en la losa es:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 120 \cdot 15 = 11.75 \text{ ton} > V_u > V_{ux}$$

Por lo tanto, el refuerzo por corte no será necesario ya que el concreto sólo, podrá resistir todos los esfuerzos cortantes actuantes sobre la escalera.

Finalmente tendremos el diseño final en la figura 12.2:

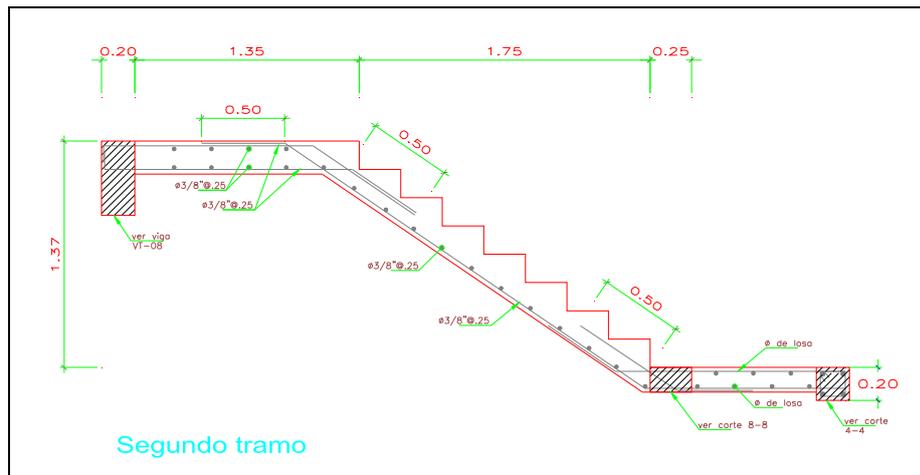
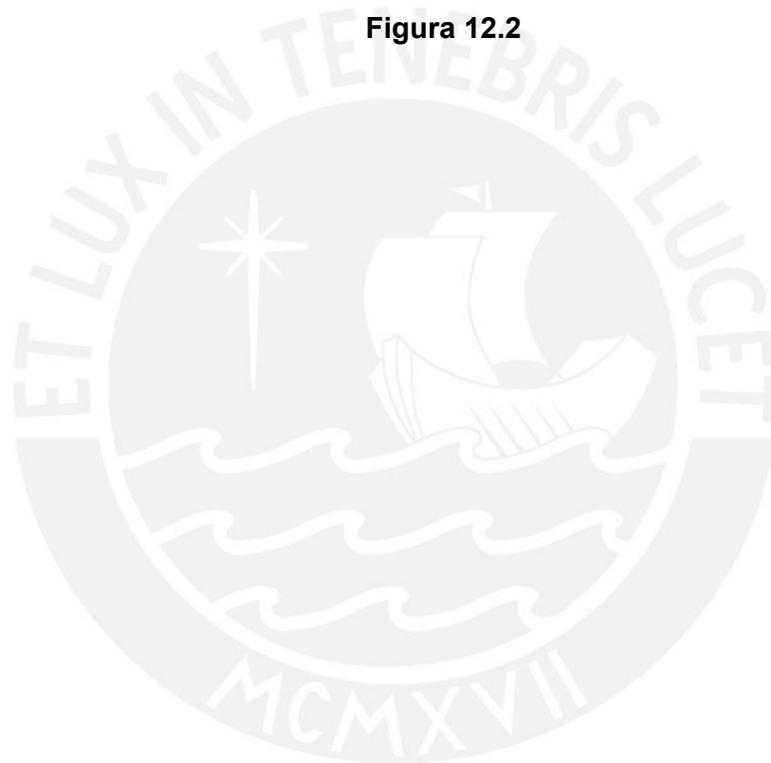


Figura 12.2



CAPITULO XIII: DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

Para el caso de éstas estructuras, los criterios de diseño tanto para los muros como las losas serán los mismos que hemos usado para el resto de la edificación; sin embargo, habrá que tener en cuenta una consideración adicional ya que ambas estructuras se encuentran en contacto con el agua y por consiguiente se debe tener especial cuidado para evitar posibles filtraciones.

Esta consideración se refiere a la cuantía mínima a tener en cuenta en elementos en contacto con el agua, la cual es $\rho = 0.0028$. Esta cuantía deberá ser verificada tanto para las paredes como para la losa de piso del tanque elevado y la cisterna.

Esto es, para muro de 20 cm de espesor:

$$\rho = 0.0028 \text{ entonces } A_s \text{ min} = 0.0028 \times 100 \times 20$$

$$A_s \text{ min} = 5.6 \text{ cm}^2 = 2 \text{ mallas de } 3/8" @ 25 \text{ cm}$$

Adicionalmente, para el tanque elevado, éste se situará sobre la escalera de servicio, manteniéndose la cantidad de acero en los núcleos existentes en el último piso y cambiando la cuantía de acero en muros y losa de piso.

CAPITULO XIV: CONCLUSIONES

1. La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs o el Sap 2000 para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño.
2. El predimensionamiento de los elementos estructurales constituye solamente un punto de partida para el diseño final, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos.
3. La distribución de los elementos estructurales como placas y columnas hacen que éste edificio no tenga simetría en ninguna dirección, sin embargo, la gran cantidad de elementos resistentes verticales ayudó a resistir sin mayores inconvenientes las fuerzas originadas por los sismos.
4. El diseño y dimensionamiento final de los elementos estructurales deberán tener en cuenta las restricciones propias de los procesos constructivos, así como los posibles problemas presentados durante la construcción sobretodo en los límites del terreno.
5. La configuración de la arquitectura de este edificio nos permitió fijar un sistema sismoresistente basado sólo en placas, sin embargo, también se pudo optar por un sistema más tradicional basado en vigas y columnas que forman pórticos lo cual queda a criterio del autor ya que ambos sistemas son buenos y proporcionan un buen diseño estructural.

6. En el diseño del refuerzo de las placas se optó por hacer cuatro diseños para los 10 pisos del edificio, esto se hace ya que los esfuerzos actuantes en los primeros pisos son mayores al resto de pisos y, por lo tanto, los demás pisos del edificio pueden tener una menor cantidad de refuerzo, lo cual se traduce a la vez en un diseño más eficaz al mejorar la utilización de recursos por ser más barato pero manteniendo los estándares y los requerimientos del diseño estructural.



BIBLIOGRAFIA

1. “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco Blasco. Libro 2 de la colección del ingeniero civil – Colegio de Ingenieros del Perú, año 1997.
2. “Apuntes del Curso Concreto Armado 2”, Antonio Blanco Blasco. Pontificia Universidad Católica del Perú, año 2006.
3. “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, Teodoro Harmsen. Pontificia Universidad Católica del Perú 3ra Edición, año 2002.
4. “Ingeniería Sismoresistente”, Alejandro Muñoz Peláez. Pontificia Universidad Católica del Perú, año 2006.
5. “Apuntes del Curso Concreto Armado 1”, Gianfranco Ottazzi Pasino. Pontificia Universidad Católica del Perú, año 2005.
6. “Análisis de Edificios”, Angel San Bartolomé, año 1999.
7. “Norma Técnica de Edificación E.020 - Cargas”. Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.
8. “Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismoresistente”. Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.
9. “Norma Técnica de Edificación E.050 - Suelos y Cimentaciones”. Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.
10. “Norma Técnica de Edificación E.060 - Concreto Armado”. Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.