



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

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

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



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



TEMA DE TESIS EN EL AREA DE CONCRETO ARMADO
DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CINCO PISOS PARA OFICINAS EN
CONCRETO ARMADO

PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:
PATRICIA CLORINDA RODRIGUEZ RODRIGUEZ

LIMA – PERU

2007

INDICE GENERAL

I. Generalidades

1.1.	El proyecto arquitectónico	1
1.2.	Cargas de Diseño	2
1.3.	Método de Diseño	4
1.4.	Materiales Empleados	5
1.5.	Normas Empleadas	5

II. Estructuración

2.1.	Introducción	6
2.2.	Objetivos de la estructuración	6
2.3.	Criterios para estructurar.....	6
2.4.	Columnas y Muros de Corte.....	8
2.5.	Vigas	8
2.6.	Losas	9
2.7.	Cisterna y Tanque Elevado.....	10
2.8.	Cuarto de Máquinas y P.I.T del Ascensor.....	10
2.9.	Escaleras	11

III. Predimensionamiento

3.1.	Introducción	12
------	--------------------	----

3.2.	Losas	12
3.3.	Vigas	14
3.4.	Columnas	15
3.5.	Placas	16
3.6.	Cisterna y Tanque Elevado	17
3.7.	Escaleras	18
IV.	Análisis estructural para cargas verticales y sísmicas	
4.1.	Introducción	20
4.2.	Metrado de Cargas	20
4.3.	Modelo Estructural	33
4.4.	Análisis Estructural para cargas verticales.....	35
4.5.	Análisis Estructural para cargas sísmicas.....	37
4.6.	Procedimiento de Análisis del edificio.....	41
4.7.	Análisis Estático.....	41
4.8.	Análisis Dinámico por Combinación Espectral.....	42
4.9.	Resultados del Análisis Sísmico.....	49
V.	Análisis y Diseño de Losas	
5.1	Introducción	53

5.2	Análisis Estructural	53
5.3	Diseño por Flexión	56
5.4	Diseño por Cortante	59
5.5	Control de Fisuración	61
5.6	Refuerzo por contracción y temperatura.....	62
5.7	Corte o doblado del Refuerzo.....	63
5.8	Deflexión para Cargas de Servicio.....	64
VI.	Diseño de Vigas	
6.1	Introducción.....	67
6.2	Diseño por Flexión	67
6.3	Diseño por Cortante.....	68
6.4	Corte o doblado del refuerzo longitudinal.....	70
6.5	Verificación en condiciones de servicio.....	70
6.6	Ejemplo de diseño.....	71
VII.	Diseño de Columnas y Placas	
7.1	Introducción	77
7.2	Determinación de los factores δ_l y δ_g en columnas.....	77
7.3	Diseño en Flexocompresión Uniaxial.....	79

7.4	Diseño Biaxial	81
7.5	Diseño por Fuerza Cortante.....	81
7.6	Ejemplo de diseño.....	83
VIII.	Diseño de Cimentación	
8.1	Introducción	92
8.2	Dimensionamiento de la Cimentación.....	92
8.3	Diseño por Corte y Punzonamiento.....	93
8.4	Diseño por Flexión	95
8.5	Ejemplo de diseño de Zapata Aislada.....	95
8.6	Ejemplo de diseño de Viga de Cimentación.....	98
8.7	Ejemplo de diseño de Muro de Sótano.....	100
IX.	Diseño de Elementos Secundarios	
9.1	Introducción	102
9.2	Diseño de Cisterna y Cuarto de Bombas.....	102
9.3	Diseño del Tanque Elevado y Cuarto de Maquinas del Ascensor.....	103
9.4	Diseño de Escaleras	104
	Conclusiones	105

Bibliografía

107



I. GENERALIDADES.-

1.1 El Proyecto Arquitectónico.-

En el presente trabajo, se realizó el diseño estructural de un edificio en concreto armado destinado a un centro de comercio y oficinas, ubicado en la ciudad de Lima sobre un suelo de perfil tipo S1 (capacidad portante 4.0 kg/cm^2).

Se consideró una estructura conformada principalmente por Vigas, Columnas y Placas.

El terreno sobre el cual se edificó el proyecto consta de un área total de 558.29 m^2 , de los cuales 432.78 m^2 se encuentran construidos, teniéndose un área techada total de 2700.23 m^2 . Los límites de propiedad son contiguos a los ejes A y E, contándose con vista a la calle en los ejes 1 y 6. En la figura 1.1 se muestra la planta típica de la arquitectura del edificio.

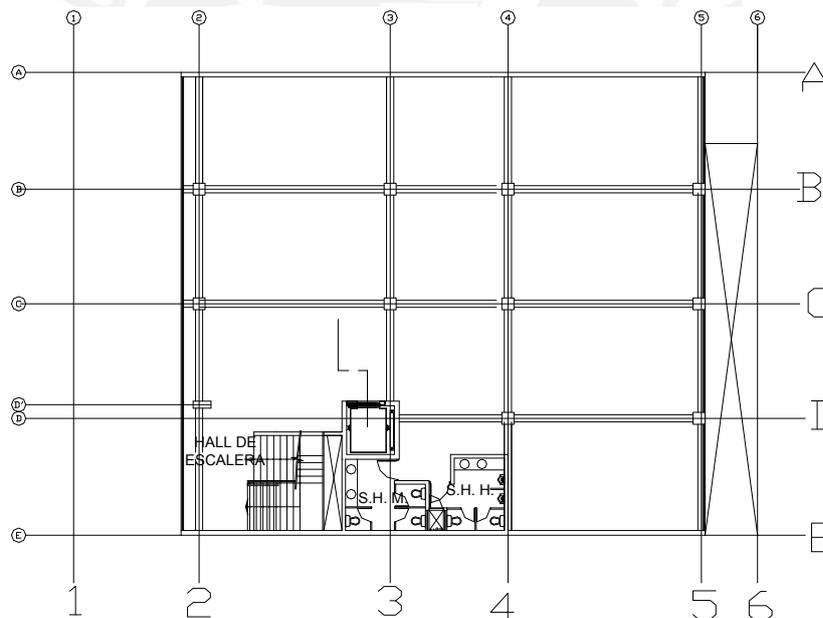


Fig. 1.1 Planta Típica de Arquitectura

La distribución de ambientes en todo el edificio es de la siguiente manera:

- El nivel del sótano está destinado para 19 estacionamientos, dos depósitos, cisterna y cuarto de bombas. Cuenta con un área de 558.29 m^2 , una altura libre de 2.72 m . El acceso de los vehículos es por medio de una rampa vehicular, también cuenta con un ascensor y una escalera auxiliar para poder ingresar al primer piso.

- El primer nivel está destinado a un local comercial, con 3 estacionamientos en la fachada, un baño en la parte posterior y otro baño que se encuentra a desnivel para el público en general. Cuenta con un área de 525.69 m² y una altura libre de 3.00m.
El ingreso principal es mediante una rampa peatonal y una rampa vehicular hacia el sótano, cuenta con una escalera auxiliar que comunica el sótano con el primer nivel, una escalera auxiliar que conecta el local comercial con el baño público, una escalera principal que conecta directamente la fachada con el segundo nivel y un ascensor.
- El segundo, tercer, cuarto y quinto nivel esta destinado a oficinas, con un Hall, Hall de escalera y un baño. Cuenta con un área de 427.64m² y una altura libre de 2.80m. El acceso a estos niveles es mediante una escalera principal y un ascensor.
- En la azotea existen dos baños, con un área techada 23.80m² y una altura libre de 2.80m. El acceso a este nivel es mediante una escalera principal y un ascensor.

Como se acaba de mencionar el edificio cuenta con un ascensor para agilizar la circulación vertical de los ocupantes. Adicionalmente cuenta con una escalera principal de 1.90m de ancho en dos tramos por nivel.

Para el almacenamiento del agua se cuenta con una cisterna y un tanque elevado. El PIT del ascensor, cisterna y cuarto de bombas se encuentran por debajo del nivel del sótano, y por encima del nivel de la azotea se encuentran el cuarto de máquinas del ascensor y el tanque elevado.

1.2 Cargas de diseño.-

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizaron para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con la Norma Técnica de Edificaciones E-020 Cargas (N.T.E. E-020) y con la Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente (N.T.E. E-030). Se consideraron tres tipos de cargas:

1. Carga Muerta (CM): Estas son cargas permanentes que la estructura soporta. Considera el peso real de los materiales que conforman la edificación, dispositivos de

servicio y equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio.

Los pesos unitarios de los materiales se obtuvieron del Anexo 1 de la N.T.E. E-020:

MATERIAL O ELEMENTO	PESO UNITARIO
Concreto Armado	2.40 ton/m ³
Losa Aligerada (h=0.20 m)	0.30 ton/m ²
Piso Terminado (e = 5 cm.)	0.10 ton/m ²
Tabique (unidad hueca tubular)	14 kg/(m ² x cm)
Tabiquería Móvil	0.10 ton/m ²
Agua (peso específico)	1.00 ton/m ³
Tierra (peso específico)	1.9 ton/m ³

Cabe mencionar que la N.T.E. E-020 señala en la Tabla 2.3 unas cargas equivalentes de peso propio para los casos en que no se conozca la distribución de los tabiques, llamada tabiquería móvil. Estos valores son muy altos si se considera que la tabiquería es de ladrillo pandereta. Existe una nueva propuesta en la Norma, la cual señala que para tabiquería móvil de material liviano se puede considerar una carga de 100 kg/m².

2. Carga Viva (CV): Es el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación. También llamada sobrecarga, se calcula como una carga uniformemente distribuida basándose en un peso unitario por m² proporcionado por la N.T.E. E-020.

En nuestro caso se tiene:

OCUPACION o USO	CARGA REPARTIDA
Tiendas	0.50 ton/m ²
Oficinas	0.25 ton/m ²
Azotea	0.10 ton/m ²
Escaleras	0.40 ton/m ²
Estacionamientos	0.25 ton/m ²
Cuarto de Máquinas	1.00 ton/m ²
Cuarto de Bombas	0.25 ton/m ²

3. Carga de Sismo (CS): Es la carga que se genera debido a la acción sísmica sobre la estructura. Para calcular los esfuerzos que estas cargas producen en la estructura se ha utilizado el programa SAP200.

1.3 Método de diseño.-

Los elementos de concreto armado se diseñaron con el Diseño por Resistencia, o también llamado Diseño a la Rotura. Lo que se pretende es proporcionar a los elementos una resistencia adecuada según lo que indique la N.T.E E-060, utilizando factores de cargas y factores de reducción de resistencia.

Primero se tiene de un metrado las cargas de servicio, las cuales se amplifican mediante los llamados factores de carga. Luego se aplica las siguientes combinaciones de cargas:

$$U = 1.5 \times CM + 1.8 \times CV$$

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

$$U = 0.9 \times CM \pm CS$$

donde:

U : resistencia requerida o resistencia última

CM : carga muerta

CV : carga viva

CS : carga de sismo

Estas combinaciones se encuentran especificadas en la N.T.E. E-060 en el acápite 10.2.1 y de esta manera se está analizando la estructura en su etapa última.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia, según el tipo de sollicitación a la que este sometido el elemento.

Estos factores de reducción de resistencia se indican en la N.T.E. E-060 en el acápite 10.3.2. Algunos de estos son:

Flexión : 0.9

Cortante: 0.85

Flexo compresión: 0.7

En resumen:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida (U)

Resistencia de Diseño = ϕ Resistencia Nominal

1.4 Materiales empleados.-

Los materiales a utilizados en la construcción de los elementos estructurales son:

1. Concreto Armado: es el concreto que tiene acero de refuerzo distribuido en el elemento para que pueda resistir los esfuerzos a los que se encuentre sometido. Las propiedades varían de acuerdo al tipo de concreto y acero, para este edificio se utilizó:

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

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,000 \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2 = 217,371 \text{ kg/cm}^2$

2. Acero de Refuerzo: debido a que el concreto tiene poca resistencia a la tracción se coloca acero en el concreto para que soporte estas tracciones, además contribuye a resistir la compresión y corte. El acero que se usa son barras de acero corrugado de Grado 60. Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

Límite de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

1.5 Normas Empleadas.-

El análisis y diseño estructural se realizó conforme se indica en las siguientes normas, contenidas en el Reglamento Nacional de Construcciones:

- Norma Técnica de Edificación E-020 “CARGAS”.
- Norma Técnica de Edificación E-030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”
- Norma Técnica de Edificación E-050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”.
- Norma Técnica de Edificación E-060 “CONCRETO ARMADO”.

II.- ESTRUCTURACIÓN.-

2.1 Introducción.-

Estructurar es definir la ubicación y características de los elementos estructurales principales, como son las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas con el objetivo de que el edificio no presente fallas ante las sollicitaciones de esfuerzos que le transmiten las cargas permanentes y eventuales.

La Norma Peruana especifica que las edificaciones ante los sismos deben resistir los sismos leves sin presentar daños; en caso de sismos moderados se puede considerar la posibilidad de daños estructurales leves y para sismos severos debe resistir con la posibilidad de daños importantes, con una posibilidad remota de ocurrencia de colapso de la edificación.

2.2 Objetivos de la Estructuración.-

El Perú es una zona sísmica, por tanto, toda edificación que se construya debe presentar una estructuración que tenga un adecuado comportamiento ante sollicitaciones sísmicas. Uno podría optar por diseñar un edificio resistente a un gran sismo, de manera que no presente daños pero esto sería antieconómico ya que la probabilidad de que un sismo de tal magnitud ocurra es muy pequeña.

Por lo tanto, lo que se quiere es tener una estructura económica, únicamente con los elementos estructurales indispensables y con las características necesarias para que tengan un buen comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones de cargas de gravedad y sismo.

Un segundo objetivo es el de mantener la estética del edificio, existen casos en que es necesario realizar cambios en la arquitectura al momento de estructurar, pero éstos deben ser mínimos y contar con la aprobación del arquitecto.

Un tercer objetivo es la seguridad que debe presentar la edificación, en caso de producirse un sismo según lo indica la N.T.E. E-030 y que se mantenga la operatividad del edificio después de un sismo, en el caso de estructuras importantes.

2.3 Criterios para estructurar.-

1. Simplicidad y Simetría: se busca simplicidad en la estructuración porque se puede predecir mejor el comportamiento sísmico de la estructura y de esta manera se puede idealizar más acertadamente los elementos estructurales.

La simetría favorece a la simplicidad del diseño estructural y al proceso constructivo, pero sobre todo la simetría de la estructura en dos direcciones evita que se presente un giro en la planta estructural (efecto de torsión), los cuales son difíciles de evaluar y son muy destructivos.

2. Resistencia y Ductilidad: se debe proveer a los elementos estructurales y a la estructura como un todo, de la resistencia adecuada de manera que pueda soportar los esfuerzos producidos por las cargas sísmicas y las cargas permanentes.

Debido a que las solicitaciones sísmicas son eventuales, se da a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, complementando lo que falta con una adecuada ductilidad. En el caso de estructuras aporticadas lo recomendable es diseñar de tal forma de inducir que se produzcan rótulas plásticas en las vigas, lo que contribuye a disipar mas tempranamente la energía sísmica.

3. Hiperestaticidad y Monolitismo: las estructuras deben tener una disposición hiperestática, con lo cual lograrán una mayor capacidad resistente. También la estructura debe ser monolítica para poder cumplir con la hipótesis de trabajar como si fuese un solo elemento.

4. Uniformidad y Continuidad de la Estructura: se debe buscar una estructura continua y uniforme tanto en planta como en elevación, de manera tal de no cambiar su rigidez bruscamente entre los niveles continuos, a la vez que se logra tener un mayor rendimiento en la construcción del proyecto.

5. Rigidez Lateral: se debe proveer de elementos estructurales que aporten suficiente rigidez lateral en sus dos direcciones principales, ya que así se podrá resistir con mayor eficacia las cargas horizontales inducidas por el sismo.

En el presente trabajo, se combinaron elementos rígidos (muros) y flexibles (pórticos) consiguiendo que los muros limiten la flexibilidad de los pórticos, disminuyendo las deformaciones, mientras que los pórticos brindaron hiperestaticidad al muro y por tanto una mejor disipación de energía sísmica.

6. Existencia de Diafragmas rígidos: esto permite considerar en el análisis que la estructura se comporta como una unidad, gracias a una losa rígida a través de la cual se distribuyen las fuerzas horizontales hacia las placas y columnas de acuerdo a su rigidez lateral.

2.4 Columnas y Muros de Corte.-

Las columnas y placas fueron estructuradas respetando la arquitectura brindada, procurando que el centro de rigideces esté lo más cerca posible del centro de masas. Con respecto a las placas se pudo aprovechar los muros laterales del edificio (ejes A y E) y los muros de la caja del ascensor.

Como se puede apreciar, se tiene una buena cantidad de placas en la dirección X, pero en la dirección Y se nota la falta de estos, por lo que en el primer nivel se decidió colocar en el eje 6 una placa.

Las columnas cuadradas serán las ubicadas en las intersecciones del eje B con los ejes 2, 3, 4 y 5; del eje C con los ejes 2, 3, 4 y 5; del eje D con los ejes 4 y 5; y la columna rectangular ubicada en la intersección del eje D' con el eje 2. En la figura 2.1 se puede apreciar la planta típica de estructuras de la edificación.

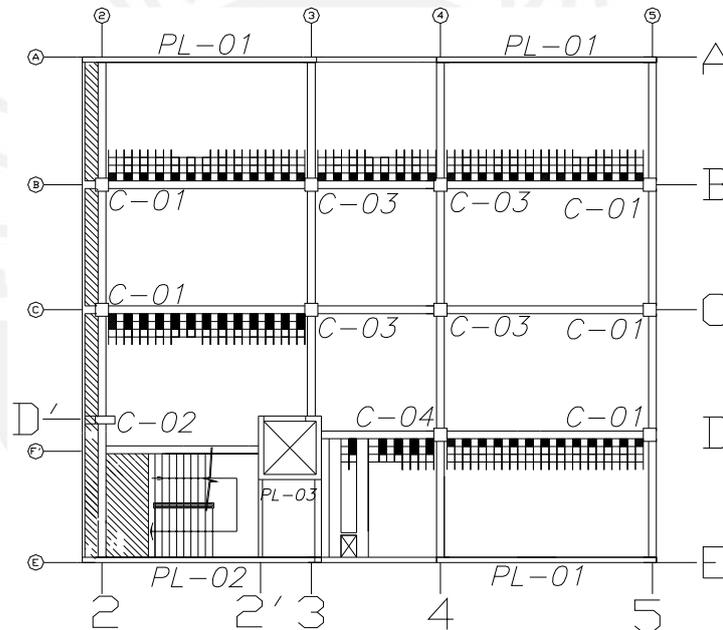


Fig. 2.1 Planta Típica de Estructuras

2.5 Vigas.-

La ubicación de las vigas peraltadas fue conforme a la arquitectura, se buscó vigas con peraltes uniformes con ancho no mayor con el de las columnas que las reciben. Tenemos así definidas las vigas peraltadas para ambas direcciones.

En la dirección X, contamos con las siguientes vigas:

Eje A: desde el eje 5 hasta el eje 6 en el techo del sótano.

- Eje B: desde el eje 1 hasta el eje 6 en el techo del sótano y desde el eje 2 hasta el eje 5 en los demás techos.
- Eje C: desde el eje 1 hasta el eje 6 en el techo del sótano y desde el eje 2 hasta el eje 5 en los demás techos.
- Eje D': desde el eje 1 hasta el eje 3 en el techo del sótano, desde el eje 2 hasta el eje 3 en el techo del 1er piso.
- Eje D: desde el eje 3 hasta el eje 6 en el techo del sótano y desde el eje 3 hasta el eje 5 en los demás techos.
- Eje F': desde el eje 2 hasta el eje 2' en el techo del 2do piso y en los demás techos.
- Eje F: desde el eje 3 hasta el eje 4 en el techo del sótano.

En la dirección Y, tenemos las siguientes vigas:

- Eje 2: desde el eje A hasta el eje E en el techo del sótano y demás pisos, desde el eje A hasta el eje F en el techo del 1er piso.
- Eje 2'': desde el eje D' hasta el eje E en el techo del 1er piso, y del eje F' hasta el eje E en los demás techos.
- Eje 2': desde el eje F hasta el eje E.
- Eje 3: desde el eje A hasta el eje D'.
- Eje 3': desde el eje F hasta el eje E en el techo del 1er piso y demás techos.
- Eje 4: desde el eje A hasta el eje E.
- Eje 5: desde el eje A hasta el eje E.

Se ubicaron vigas chatas en los paños de losa aligerada armada en una dirección, cuando los tabiques fijos que soportan estén colocados paralelos a la dirección del armado del aligerado. También se colocaron vigas chatas en las zonas de los ductos de ventilación.

2.6 Losas.-

Teniendo ubicadas las vigas, se procedió a definir el tipo de losas a usar de acuerdo a las dimensiones de cada paño.

Se utilizó losas aligeradas armadas en una sola dirección paralela a la menor dimensión del paño, procurando que sean continuas. En los paños pequeños en volado, que se encuentran en el techo del primer nivel y demás techos, se usaron losas macizas armadas en dos direcciones, también en el Hall de la escalera.

2.7 Cisterna y Tanque Elevado.-

La cisterna y cuarto de bombas están ubicados debajo de la rampa vehicular (la cual sirve como techo), teniendo un nivel de fondo de piso terminado y de cimentación inferior a los demás elementos del edificio. El volumen de agua que almacena fue calculado basándose en la dotación diaria necesaria para el edificio más el volumen de agua contra incendios que se debe almacenar.

El tanque elevado está apoyado sobre las placas laterales del ascensor, ubicado a cierta altura definida por el Ingeniero Sanitario. Sus paredes son vigas de gran peralte con apoyos extremos en las placas antes mencionadas. El fondo y la tapa son losas de concreto armado para garantizar la impermeabilidad y el monolitismo del tanque. El volumen a almacenar es el que le corresponda de acuerdo a la dotación diaria.

2.8 Cuarto de Máquinas y pit del Ascensor.-

El cuarto de máquinas se ubica al lado del Tanque Elevado, directamente sobre el pozo del ascensor. Tiene una losa de fondo lo suficientemente resistente para soportar la maquinaria a colocar, considerando una sobrecarga de 1000 kg/m^2 . El nivel de la losa de fondo se determinó por los cálculos del sobrerrecorrido superior, el cual es coincidente con el fondo del Tanque Elevado debido a que está justo al costado.

El sobrerrecorrido superior es la distancia vertical entre el nivel del piso terminado de la última parada y el nivel de la parte inferior de la losa del piso del cuarto de máquinas, en nuestro caso es de 4.6m. También tendrán el mismo nivel de techo con el tanque elevado, para evitar tener diferentes niveles y poder diseñar una losa continua en ambos casos.

El pit del ascensor se ubica directamente en la zona inferior del pozo del ascensor como una prolongación de la placa del ascensor. El nivel de fondo se determinó por los cálculos del sobrerrecorrido inferior, el cual hacemos coincidente con el fondo de la cisterna.

El sobrerrecorrido inferior es la distancia vertical que hay desde el nivel del piso terminado de la primera parada hasta el nivel del piso terminado del pit, en nuestro caso es de 2.95m. La losa de fondo continua, es una zapata combinada sobre la cual se apoyan las placas del ascensor y las placas que sirven de apoyo a la escalera.

2.9 Escaleras.-

La escalera se diseñó sólo para cargas de gravedad. Existen tres escaleras de concreto armado en el edificio. Una que conecta el sótano con el primer piso; la otra que va desde el primer hasta el quinto piso.

Esta escalera principal consta de dos tramos, apoyados sobre muros de carga que nacen en el sótano tal como se muestra en los planos. Una tercera escalera es la que se encuentra en el primer piso conectando el local comercial con los baños. Para poder acceder al cuarto de máquinas del ascensor y al tanque elevado se utilizan escaleras de gato y escalera de caracol metálica.



III.- PREDIMENSIONAMIENTO.-

3.1 Introducción.-

En este capítulo se indican criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales, éstos han sido establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la N.T.E E-060 o entre los Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación.

Estos criterios son utilizados para edificaciones usuales y regulares donde las cargas vivas no son excesivas, y teniendo en cuenta las condiciones sísmicas del lugar donde se construya la edificación.

El análisis de estos elementos se hace considerando las condiciones más desfavorables, luego se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar a diseñarlos.

3.2 Losas.-

El peralte de las losas se determinó con el fin de garantizar su comportamiento como diafragma rígido y poder controlar sus deflexiones.

3.2.1 Losas Aligeradas.-

En este caso lo más desfavorable fue tomar el bloque cuyo tramo tiene mayor luz libre, el cual se encuentra a partir del **2do piso** entre los ejes C y F' con los ejes 2 y 3.

$$l_n = 5.10 \text{ m.}$$

Tomando en cuenta las recomendaciones de la Norma de Concreto para el control de deflexiones, predimensionamos el peralte **h** de acuerdo a la siguiente expresión:

$$h \geq l_n/25$$

Dando como resultado un peralte aproximadamente de **20 cm**. Este espesor considera los 5 cm. de concreto que se coloca por encima del ladrillo más la altura del ladrillo.

En el Perú se fabrican ladrillos de sección cuadrada de 30x30 cm. con una altura variable de 12, 15, 20 y 25 cm., con lo cual el espesor de losa a escoger queda restringido a ciertos valores.

En nuestro caso, se señala que para luces comprendidas entre 4.00 y 5.50 m. un peralte de 20 cm. sería adecuado. Sin embargo esto sólo es válido para aligerados con sobrecargas no mayores a 350 kg/m², de lo contrario se tendrán que colocar peraltes mayores.

Como ya se ha descrito anteriormente, el primer nivel está destinado a locales comerciales, con lo que se tiene una sobrecarga de 500 kg/m².

Pese a esto se ha utilizado un peralte de 20 cm. por presentar una luz libre máxima de 4.63 m, dimensión tal que no se encuentra en el límite del intervalo para predimensionar aligerados de 20 cm.

Una vez diseñados los techos del sótano, se procedió al cálculo de sus deflexiones para verificar si se está sobrepasando las deflexiones máximas.

De esta manera se obtuvo la siguiente sección transversal, **para la mayoría** de los paños de losas aligeradas armadas en una dirección:

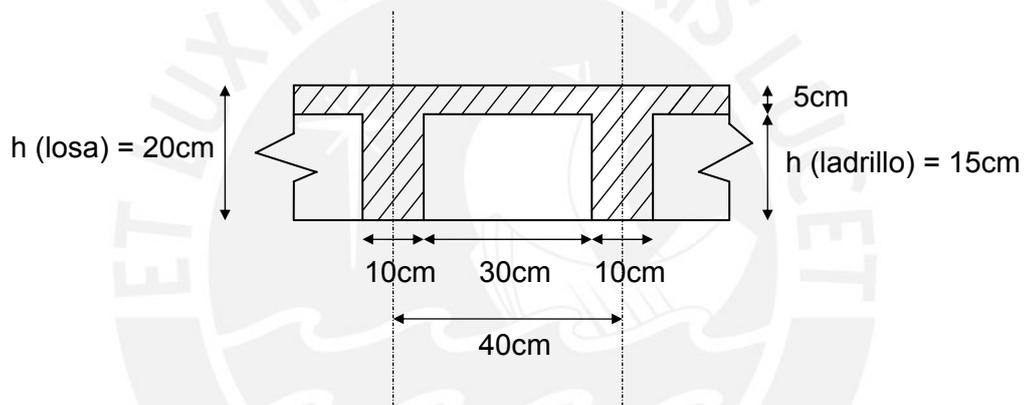


Fig. 3.1 Sección Transversal del Aligerado

3.2.2 Losas Macizas.-

El espesor de la losa maciza se determina aplicando las siguientes fórmulas:

$$h \geq l_n/40 \quad \text{ó} \quad h \geq \text{perímetro}/180$$

donde: l_n : mayor luz libre del paño considerado

El paño con la mayor dimensión es el que se encuentra en la llegada de la escalera principal, con una luz libre de 5.20 m y perímetro de 15.66 m. Aplicando los criterios anteriores resulta que la losa tendría un espesor de 13.00 cm., pero con el fin de mantener uniformidad en la arquitectura, la losa maciza tendrá un espesor de 20 cm. al igual que la losa aligerada.

En el R.N.C. en la N.T.E. E-060 en su acápite 10.5 sobre el control de deflexiones en elementos armados en dos direcciones sometidos a flexión, señala que no será necesario verificar la deflexión de la losa, si se cumple con los valores

mínimos de peralte que se indican en las fórmulas señaladas en dicho acápite. Pero para el tipo de losa maciza que tenemos, con las reglas prácticas antes mencionadas se cumple satisfactoriamente con las ecuaciones indicadas en la N.T.E. E-060.

3.3 Vigas.-

3.3.1 Vigas Peraltadas.-

Para predimensionar estas vigas se consideró un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la mayor luz libre entre apoyos, el cual incluye el espesor de la losa del piso o techo.

Este dimensionamiento cumple con la recomendación para el control de deflexiones. La N.T.E. E-060 también señala que para elementos resistentes a fuerzas de sismo el peralte efectivo debe ser menor o igual a un cuarto de la luz libre.

Para el ancho de la viga la N.T.E. E-060 indica que debe ser como mínimo 25 cm. y que la relación ancho a peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.3, en caso se trate de vigas que formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes. Es recomendable no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga.

En nuestro caso, tomamos el tramo de la viga con mayor luz libre:

$$l_n = 7.50 \text{ m.}$$

Entonces el peralte está entre 62.5 cm. y 75 cm., escogiendo un peralte de 65 cm. para todas las vigas sísmicas y el ancho de 30 cm. en las vigas principales.

Existen otras vigas que no cumplen con lo señalado anteriormente, debido a que son especiales a causa de la arquitectura y los desniveles que se presentan en el techo del sótano.

En resumen se tiene:

$$l_n/12 \leq h \leq l_n/10$$

$$0.5xh \geq b \geq 0.3xh \quad \text{y} \quad b \geq 0.25 \text{ m}$$

3.3.2 Vigas Chatas.-

Para predimensionar las vigas chatas que soportan los tabiques, se debe cumplir con que la fuerza cortante última producida en la sección crítica de la viga este por debajo de la fuerza cortante que puede soportar la viga sin necesidad de considerar el acero de refuerzo.

Se debe cumplir:

$$\phi V_c \geq V_u$$

donde:

ϕ : factor de reducción de resistencia ($\phi_{\text{corte}} = 0.85$)

V_u : fuerza cortante última aplicado en la sección crítica de la viga chata

V_c : fuerza cortante nominal soportado por la sección de concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ kg/cm}^2$$

f'_c : resistencia específica del concreto a la compresión

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo de la sección

Las vigas chatas que soportan más fuerza cortante en su sección crítica son las ubicadas bajo los tabiques de los baños. Debido a la fuerza cortante y a la arquitectura se ha optado por trabajar con vigas chatas de ancho de 25 cm. y 45 cm., como se puede apreciar en los planos. Más adelante se mostrará un ejemplo de cómo se hallaron estos valores.

3.4 Columnas.-

Las columnas se encuentran sometidas a cargas de compresión y flexión, por tal motivo en su predimensionamiento se consideró ambos efectos actuando simultáneamente, evaluando cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Primero se determinó si las cargas que soportan las columnas son importantes o pequeñas.

Analizando la columna que se encuentra en la intersección de los ejes 4 y B, se tiene un área tributaria aproximadamente de 29 m²; sin realizar un metrado detallado se sabe que aproximadamente el peso por m² es de 1.0 tn/m², lo que nos da una carga de servicio acumulada de aproximadamente 177 ton. Entonces la carga que soporta la columna es menor a 200 ton, por lo que se tiene una columna con carga pequeña.

Cuando sucede esto, es conveniente buscar columnas con secciones comprendidas entre 1000 y 2000 cm² de área. También se debe tener en cuenta para las columnas exteriores (cuando las vigas tienen luces mayores a 7.0 m) que presenten un peralte del 70 u 80% del peralte de la viga principal.

La N.T.E. E-060 indica para columnas sujetas a flexocompresión que resistan fuerzas de sismo que el ancho mínimo debe ser 25 cm. y que la relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4.

Teniendo presente lo anteriormente citado y la arquitectura, se decidió usar columnas de 50x50 cm. y una columna de 30x75cm, quedando pendiente la comprobación y diseño.

3.5 Placas.-

Las placas pueden hacerse con un espesor de 10 cm. como mínimo y la longitud final tendría que ser hallada luego de realizar un análisis sísmico.

En la dirección X se puede asumir que las placas absorben casi en su totalidad la fuerza cortante generada por el sismo en la base del edificio (Cortante Basal). Para calcular esta cortante se utiliza la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

donde:

Z: Factor de Zona = 0.4, por ubicarse en el departamento de Lima, Zona 3.

U: Factor de Uso = 1, por ser oficinas en su mayoría, categoría C.

C: Factor de Amplificación sísmica = 2.5 aproximadamente para periodos bajos

S: Factor de Suelo = 1, para un terreno muy rígido, tipo S1.

R: Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica = 6, sistema de muros estructurales

P: Peso de la Edificación

El peso de la edificación se calcula en forma aproximada por área tributaria y considerando una carga repartida de 1.0 ton/m². Sin considerar el área techada del sótano, se obtiene un peso de 2136.46 ton. Para un análisis sísmico se considera 0.9P, por lo tanto se tiene 1923 ton.

Finalmente se obtiene:

$$V = 0.17P = 327 \text{ ton}$$

Si asumimos que el concreto resiste al corte en servicio 6 kg/cm² aproximadamente, para un f'c de 210 kg/cm², y un espesor de placa igual a 20 cm (según la Arquitectura) entonces la longitud necesaria en la dirección X sería:

$$L = 327000 / (6 * 20) = 27.25 \text{ m.}$$

Lo cual está cubierto como se puede apreciar en los planos, teniendo una placa de 9.13 m de longitud, otra de 8.95 m de longitud y dos placas de 8.40 m de longitud en la dirección X, además de la placa del ascensor.

De manera similar se trabaja en la dirección Y, teniendo en cuenta que se trata de un sistema dual, con un factor de reducción $R=7$. La longitud necesaria que resulta de este método aproximado es de 22.89 m.

Como se aprecia en los planos, este requerimiento no se cumple por lo que se realizará el análisis sísmico con el programa SAP2000 para luego verificar los esfuerzos sobre las placas.

3.6 Cisterna y Tanque Elevado.-

La cisterna se predimensionó con el fin de poder almacenar en ella la cantidad de agua necesaria para dotar de agua diariamente a todo el edificio y para poder almacenar la cantidad de agua requerida en el caso de incendios, mientras que el tanque elevado almacenará la cantidad de agua necesaria para dotar de agua diariamente a todo el edificio.

El área techada, sin considerar el sótano porque está destinado sólo a estacionamientos, es de 2175.66 m² incluyendo los baños que se encuentran encima de la azotea. La dotación de agua para edificios destinados a oficinas es de 6 litros por metro cuadrado, por lo que la capacidad del edificio es de $2175.66 \times 6 = 13054$ litros por día.

La cisterna debe almacenar como mínimo las tres cuartas partes de la dotación diaria del edificio; en nuestro caso necesita almacenar 9.8 m³ (9800 litros); y el tanque elevado debe almacenar como mínimo la tercera parte de dicha dotación, es decir 4.4 m³ (4400 litros) para nuestra edificación.

En ambos casos, los volúmenes no deben ser menores de 1000 litros. El volumen de agua contra incendios debe ser de 15 m³ (15000 litros), como mínimo y estará en nuestro caso todo en la cisterna. Entonces se tendría para la cisterna un volumen por almacenar de 24.8 m³ y para el tanque elevado un volumen de 4.4 m³.

Como ya se mencionó, la cisterna está ubicada por debajo de la rampa vehicular, limitada por la placa lateral del eje E y la pared de la cisterna que se encuentra al lado de la escalera que conecta el sótano con el 1er piso.

Por lo tanto, el ancho de la cisterna es de 3.00 m, y el ancho de las paredes laterales igual a 0.20, 0.25 y 0.30m como se aprecia en el plano de cimentaciones. El largo de la cisterna está delimitado por la Arquitectura, de manera que la pared colinda

con el estacionamiento de un vehículo y la otra pared sirve también como pared del cuarto de bombas, lo que nos da un valor de 3.95 m.

Para el alto de la cisterna se debe tener en cuenta el tirante de agua necesario y las distancias verticales mínimas entre el techo del depósito y el eje del tubo de entrada de agua, entre los ejes del tubo de rebose y del tubo de entrada de agua, y entre el eje del tubo de rebose y el máximo nivel de agua. Estas distancias verticales mínimas serán 0.20 m, 0.15 m y 0.10 m, respectivamente.

Con estos datos se tiene que el tirante de agua es de 2.10 m, con lo que obtenemos un volumen almacenado de 24.89 m³. Entonces el alto total de la cisterna es de 2.60 m **como mínimo**, considerando el tirante de agua más las distancias verticales mínimas antes mencionadas y los 5 cm. de espesor del piso terminado.

Debido a que el techo de la cisterna es de nivel variable, ésta altura se medirá desde el nivel más bajo del techo de la cisterna.

La losa del fondo de la cisterna tiene un espesor de 15 cm. y la losa del techo (rampa) es maciza de 20 cm. de espesor ya que soporta las cargas que producen los vehículos.

El tanque elevado está ubicado en la parte superior de la zona de los baños que están en la azotea, limitado por las placas laterales del ascensor (el cual colinda con el cuarto de máquinas) y la placa del eje E con un espesor de 20 cm. Tenemos así el largo del tanque elevado en 3.00 m.

Si seguimos con la alineación de las placas del ascensor en la dirección Y, se tiene como ancho del tanque elevado una longitud de 2.00m. Para el alto del tanque elevado se debe tener en cuenta el tirante de agua necesario y las distancias verticales mínimas mencionadas anteriormente. De esta manera se tiene que el tirante de agua es de 0.74 m, entonces el alto del tanque elevado es de 1.25 m.

Este valor es muy pequeño, debido a que el techo del tanque elevado tendrá el mismo nivel del cuarto de máquinas del ascensor y no queparía una persona de tener esta altura. Siguiendo con lo establecido en la Arquitectura, se tendrá una altura libre de 2.08m. Las losas del fondo y del techo del tanque elevado son macizas de 20 cm. y 15 cm. de ancho, respectivamente.

3.7 Escaleras.-

Del plano de arquitectura se tiene la escalera principal de dos tramos entre nivel y nivel. La altura que se debe cubrir entre el techo del sótano y el techo del 1er piso es de 3.20 m, esto se debe cubrir con 18 contrapasos.

Por lo tanto la altura del contrapaso es:

$$H_{cp} = 320/18 = 17.78 \text{ cm.}$$

En los demás pisos la altura que se debe cubrir es de 3.00m con 17 pasos, lo que da una altura de contrapaso igual a 17.65cm.

Las escaleras fueron consideradas como losas armadas en una dirección, con un espesor mínimo de garganta igual a la longitud de uno de los tramos de la escalera entre 20, y de esta manera no fue necesario calcular deflexiones.

Así, la longitud de uno de los tramos de la escalera es de:

$$L = \sqrt{(2.20^2 + 1.50^2)} = 2.66\text{m}$$

Espesor mínimo de la garganta:

$$e_g = 266/20 = 13.30\text{cm.}$$

Espesor mínimo de la losa de descanso:

$$e_d = 400/20 = 20\text{cm.}$$

Teniendo esto en cuenta, se optó por un espesor tanto para la garganta de la escalera como para la losa de descanso de 20cm.

Para la escalera auxiliar que va del sótano al cuarto de bombas, la altura por cubrir es de 2.25m con una altura de contrapaso igual a 17.3cm, lo que nos da 13 contrapasos. Aplicando los mismos requisitos que en el caso de la escalera principal, se obtiene un espesor de garganta igual a 20cm.

IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS.-

4.1 Introducción.-

En el presente capítulo se muestran los metrados de cargas verticales de los elementos que conforman la edificación, así como los lineamientos seguidos en el análisis estructural para cargas sísmicas y verticales.

El metrado de cargas consiste en estimar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen la edificación. Al ir metrando uno debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro hasta que las cargas se transmitan al suelo de cimentación.

Las cargas de gravedad que se utilizaron para el análisis estructural del edificio y diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con lo señalado en la N.T.E. E-020, como ya se mencionó anteriormente.

Debido a que el Perú es un país sísmico, hacer un análisis sísmico es muy importante. Existe incertidumbre de la magnitud y dirección del sismo a presentarse, por lo tanto se consideró un sismo de diseño que sigue un espectro definido por la Norma Técnica de Edificaciones E-030 (N.T.E. E-030).

Este sismo de diseño se ingresó al programa SAP 2000, y se obtuvieron las fuerzas y desplazamientos que se presentarán en la edificación, para luego hacer el diseño de todos los elementos estructurales.

El análisis se hizo independientemente para cada una de las direcciones principales de la edificación (X e Y).

4.2 Metrado de Cargas.-

4.2.1 Losas Aligeradas.-

Las viguetas de los aligerados se repiten modularmente cada 40cm., por lo que el metrado de cargas de una vigueta se hizo tomando franjas tributarias de ese mismo ancho. Se consideraron como cargas uniformemente repartidas el peso propio del aligerado, piso terminado y la sobrecarga.

También se consideró una carga concentrada que es el peso del tabique con dirección perpendicular a la del aligerado. Cada vigueta se idealizó como una vigueta continua con apoyos simples.

En la figura 4.1 se muestra la nomenclatura con la cual se identifican los diferentes paños para el metrado de los techos del primer al cuarto piso.

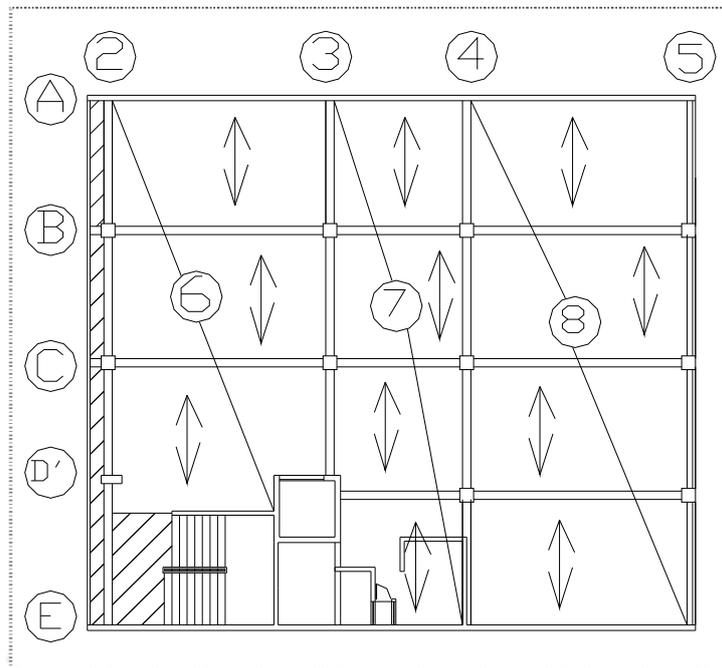


Figura 4.1: Paños considerados en el Metrado de Carga vertical en el techo típico.

A manera de ejemplo se muestra el metrado del aligerado tipo 7.

Metrado de cargas:

CARGAS MUERTAS

Carga Repartida (Wcm)	Operación	Resultado
Peso Propio	0.40×0.30	0.12 ton/m
Piso Terminado	0.40×0.10	0.04 ton/m
Tabiquería móvil	0.40×0.10	0.04 ton/m
Wcm =		0.20 ton/m
Carga Concentrada (Pcm)	Operación	Resultado
Tabique (piso típico)	$0.40 \times 14 \times 15 \times 2.8 / 1000$	0.235 ton

CARGAS VIVAS

Carga Repartida (Wcv)	Operación	Resultado
Wcv (oficinas)	0.40×0.25	0.10 ton/m
Wcv (baño)	$((0.40 \times 0.25) + (0.4 \times 0.4)) / 2$	0.13 ton/m

La aplicación de la sobrecarga en los aligerados continuos se hizo considerando alternancia de cargas sobre los tramos.

Modelo y Cargas del Aligerado tipo 7.-

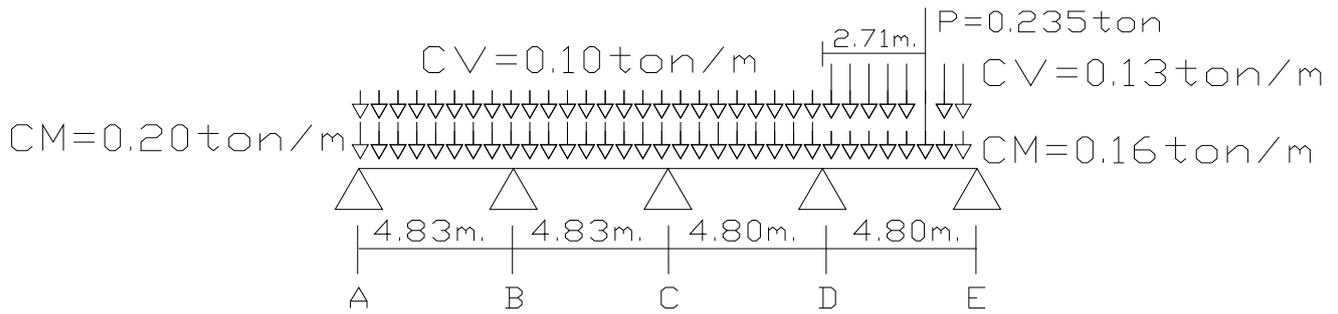


Figura 4.2: Modelo y Cargas del Aligerado tipo 7

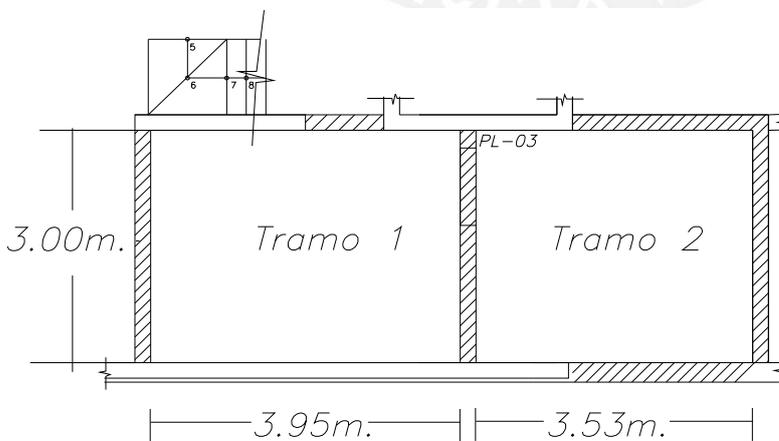
4.2.2 Losas Macizas.-

Las losas macizas son: el techo de la cisterna y cuarto de bombas (rampa vehicular); el hall de la escalera; los paños encerrados por los ejes A, D' y 2 en todos los pisos; y el piso y el techo del cuarto de máquinas y del tanque elevado.

Como ejemplo se muestra el Metrado del Techo de la Cisterna y Cuarto de bombas:

CARGA MUERTA

Carga Repartida (Wcm)	Operación	Resultado
Peso Propio (h = 0.20 m)	0.20*2.40	0.480 ton/m ²
Piso Terminado	0.10	0.100 ton/m ²
CARGA VIVA		
Carga Repartida (Wcv)	Operación	Resultado
Wcv (estacionamiento)	0.25	0.25 ton/m ²



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

$W_{cv} = 0.25 \text{ ton/m}^2$

Figura 4.3: Techo de Cisterna y Cuarto de Bombas

Carga Repartida (Wcm)	Operación	Resultado
Peso Propio	$2.4 \times 0.25 \times 0.65$	0.39 ton/m
Escaleras (incluye acab.)	$(2.4 \times 0.22 + 0.1) \times 4.2 / 2$	1.32 ton/m
Losa Maciza, valor máx.	$2.4 \times 0.2 \times 0.9$	0.43 ton/m
Piso terminado	0.1×0.9	0.09 ton/m
Carga Repartida (Wcv)	Operación	Resultado
Escalera	$0.4 \times 4.2 / 2$	0.84 ton/m
Hall de escalera	0.4×0.9	0.36 ton/m

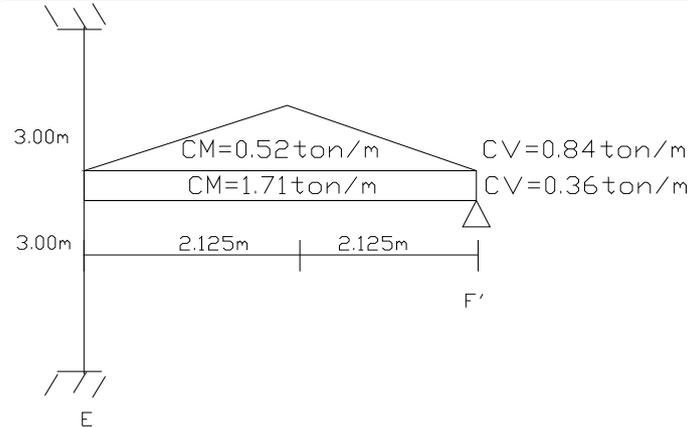


Figura 4.6: Modelo y Cargas de la Viga VT-12

4.2.5 Vigas Peraltadas Principales.-

Para las vigas que se encuentran formando pórticos, el metrado de cargas se hizo tomando en cuenta que la zona de influencia de cada tramo de aligerado para cargas uniformemente repartidas es la mitad de la longitud del tramo; cuando las vigas estaban paralelas a la dirección del aligerado se asumió como zona de influencia una longitud de cuatro veces el espesor del aligerado hacia cada lado de la viga cuando se tengan grandes luces. Caso contrario se tomará 40cm hacia cada lado de la viga.

Para obtener las cargas que provienen de la losa maciza armada en dos direcciones se aplica la “teoría del sobre”, teniendo cargas trapezoidales o triangulares.

A continuación se muestra un ejemplo del metrado de cargas y modelo estructural de las vigas del Pórtico en el Eje B.

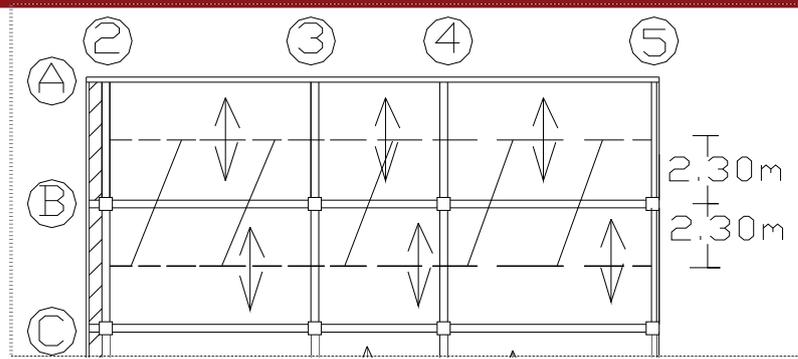


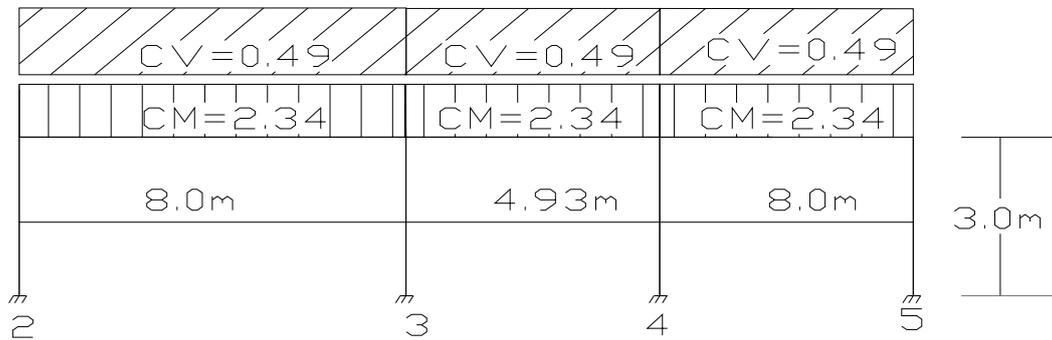
Figura 4.7: Vista en planta del pórtico B.

CARGAS MUERTAS (VS-01 30x65) Entre los ejes 1 y 2.		
Carga Repartida (Wcm)	Operación	Resultado
Peso Propio (30x65)	$2.40 \cdot 0.3 \cdot 0.65$	0.47 ton/m
Aligerado (h=0.20m)	$0.3 \cdot 4.6$	1.38 ton/m
Piso terminado	$0.1 \cdot (4.6 + 0.3)$	0.49 ton/m
	CM sótano =	2.34 ton/m
CARGA VIVA (VS-01 30x65) Entre los ejes 1 y 2.		
Carga Repartida (Wcv)	Operación	Resultado
Estacionamientos	$0.25 \cdot (4.6 + 0.3)$	1.23 ton/m
CARGAS MUERTAS (VS-01 30x65) Entre los ejes 2 y 5.		
Carga Repartida (Wcm)	Operación	Resultado
Peso Propio (30x65)	$2.40 \cdot 0.3 \cdot 0.65$	0.47 ton/m
Aligerado (h=0.20m)	$0.3 \cdot 4.6$	1.38 ton/m
Piso terminado	$0.1 \cdot (4.6 + 0.3)$	0.49 ton/m
Influencia de tabique sobre losa	$(14 \cdot 15 \cdot 3 / 1000) \cdot 2.59 / 4.53$	0.36 ton/m
* Tabiquería Móvil	$0.1 \cdot (4.6 + 0.3)$	0.49 ton/m
	CM sótano =	3.19 ton/m *
	CM típico =	2.83 ton/m
	CM azotea =	2.34 ton/m
CARGA VIVA (VS-01 30x65) Entre los ejes 2 y 5.		
Carga Repartida (Wcv)	Operación	Resultado
Local comercial (techo sótano)	$0.5 \cdot (4.6 + 0.3)$	2.45 ton/m
Oficinas (techo típico)	$0.25 \cdot (4.6 + 0.3)$	1.23 ton/m
Azotea	$0.10 \cdot (4.6 + 0.3)$	0.49 ton/m
CARGA MUERTA (VS-01 30x65) Entre los ejes 5 y 6.		
Carga Repartida (Wcm)	Operación	Resultado
Peso Propio (30x65)	$2.40 \cdot 0.3 \cdot 0.65$	0.47 ton/m

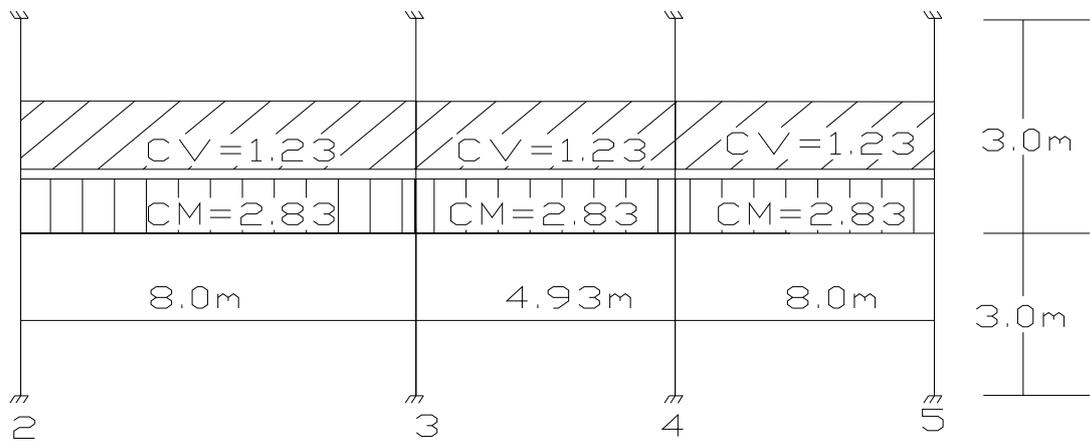
* Sólo en las vigas entre los ejes 2 y 4 del techo de sótano.

Modelo y Cargas por niveles:

Pórtico B, Techo Azotea:



Pórtico B, Techo Típico:



Pórtico B, Techo del Sótano:

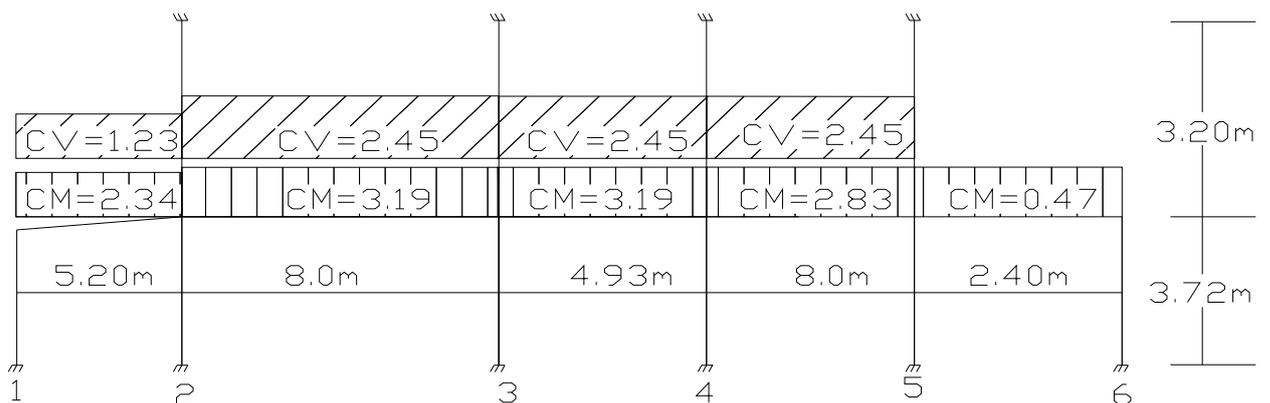


Figura 4.8: Vista por niveles del pórtico B.

4.2.6 Columnas.-

Las vigas transmiten fuerza cortante sobre las columnas, acumulándose como carga axial en los entrepisos. Para obtener el metrado de la carga axial en las

columnas se trabajó con las áreas tributarias de cada columna, sumándole las cargas que bajan directamente a través de ésta.

Las cargas de los tabiques se calcularon como el peso de los tabiques que están ubicados sobre el área tributaria total. Las cargas puntuales que se encuentran sobre las vigas se consideran como una fracción sobre la columna, igual a la longitud que existe entre el punto de aplicación y la columna o apoyo contrario del tramo de viga dividido entre la longitud total del tramo de viga.

En la figura 4.9 se muestran las dimensiones de las columnas principales, que van del sótano hasta el quinto piso.

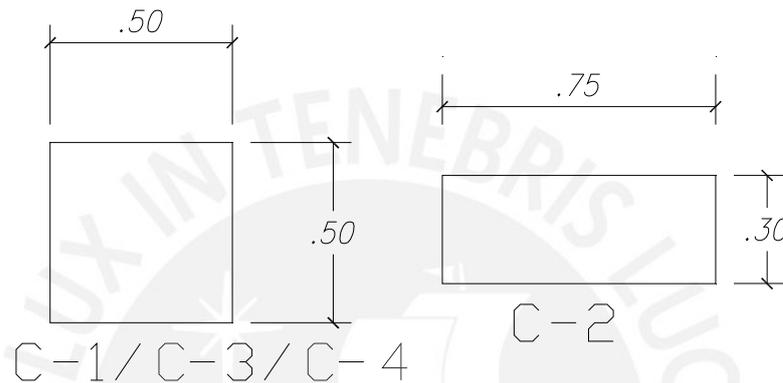


Fig. 4.9

En la figura 4.10 se muestran las dimensiones de las columnas que se encuentran en el borde del muro de sótano.

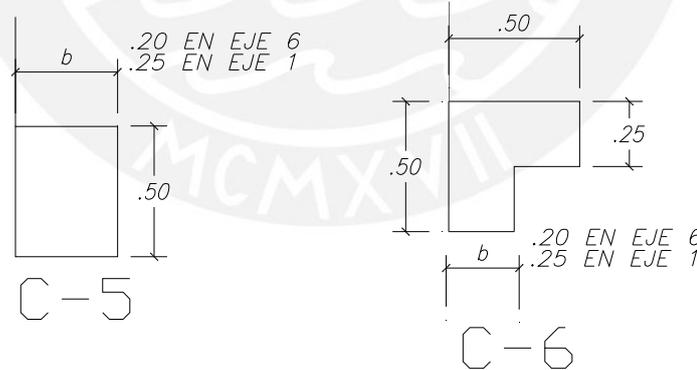


Fig. 4.10

A continuación se presenta el metrado de cargas para la columna que se encuentra en la intersección de los Ejes C-4:

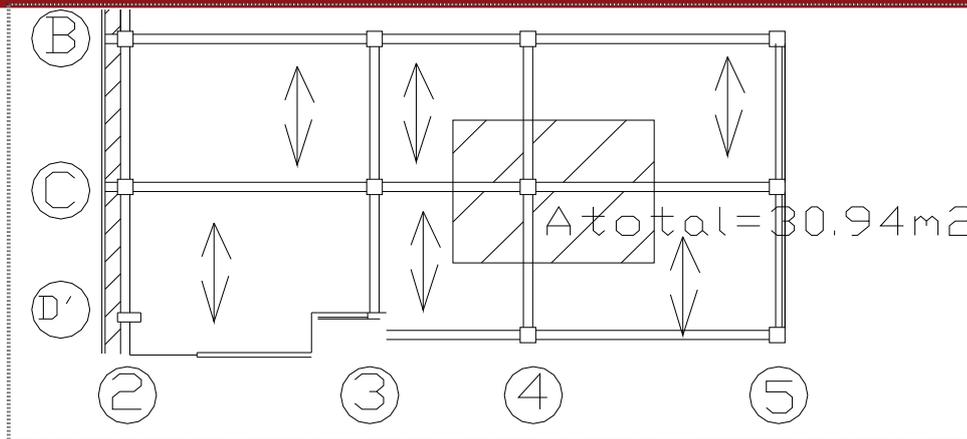


Figura 4.11: Área tributaria de columna C-4.

Nivel	Elemento	Carga unitaria (ton/m ó ton/m ²)	Area (m ²) ó Long.(m) Tributaria	P(ton) Parcial
5	aligerado	0.30	27.90	8.37
	acabados	0.10	30.94	3.09
	Viga(30x65)	0.47	10.29	4.82
	columna	0.60	3.00	1.80
	sobrecarga	0.10	30.94	3.09
			Pm	18.08
			Pv	3.09
Típico	aligerado	0.30	27.90	8.37
	acabados	0.10	30.94	3.09
	tab. Móvil	0.10	30.94	3.09
	Viga(30x65)	0.47	10.29	4.82
	columna	0.60	3.00	1.80
	sobrecarga	0.25	30.94	7.74
			Pm	21.17
			Pv	7.74
1	aligerado	0.30	27.90	8.37
	acabados	0.10	30.94	3.09
	tab. Móvil	0.10	30.94	3.09
	Viga(30x65)	0.47	10.29	4.82
	columna	0.60	3.20	1.92
	sobrecarga	0.25	30.94	7.74
			Pm	21.29
			Pv	7.74

Sótano	aligerado	0.30	27.90	8.37
	acabados	0.10	30.94	3.09
	tab. Móvil	0.10	30.94	3.09
	Viga(30x65)	0.47	10.29	4.82
	columna	0.60	3.82	2.29
	sobrecarga	0.50	30.94	15.47
			Pm	21.66
			Pv	15.47

Resumen del metrado de las otras columnas:

		Parcial				Parcial	
Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)
B-5	5	13.94	1.92	D-2	5	15.80	2.41
	4 al 2	16.24	4.80		4 al 3	19.15	5.62
	1	16.66	4.88		2	19.24	5.62
	Sótano	18.07	10.32		1	22.04	7.06
Acumulado	97.40	31.52	Sótano		22.03	8.13	
C-2/B-2	5	15.64	2.35	Acumulado	117.41	34.46	
	4 al 2	18.10	5.89	D-4	5	22.24	3.60
	1	17.21	5.38		4 al 2	22.91	7.78
	Sótano	20.61	11.94		1	22.83	7.78
Acumulado	107.74	37.32	Sótano		26.22	15.08	
				Acumulado	140.00	49.81	
		Parcial				Parcial	
Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)
D-5/C-5	5	14.09	1.93	Muro sótano			
	4 al 2	16.45	4.83		Sótano	6.61	2.72
	1	16.37	4.83		Acumulado	6.61	2.72
	Sótano	18.65	9.65				
Acumulado	98.47	30.88					

4.2.7 Placas.-

Para el metrado de placas se tomó en cuenta las mismas consideraciones mencionadas para el metrado de cargas de columnas; siendo conveniente desdoblarse el área de influencia para diseñar los extremos de las placas, los cuales están bajo concentraciones de esfuerzos producidos por cargas de vigas que llegan a ésta.

Para lograr esto, se divide la placa en sectores (P1, P2, P3,...) como se mostrará más adelante.

A continuación se muestra el metrado detallado para la placa PL-1, ubicada en el eje A entre los ejes 4 y 5.

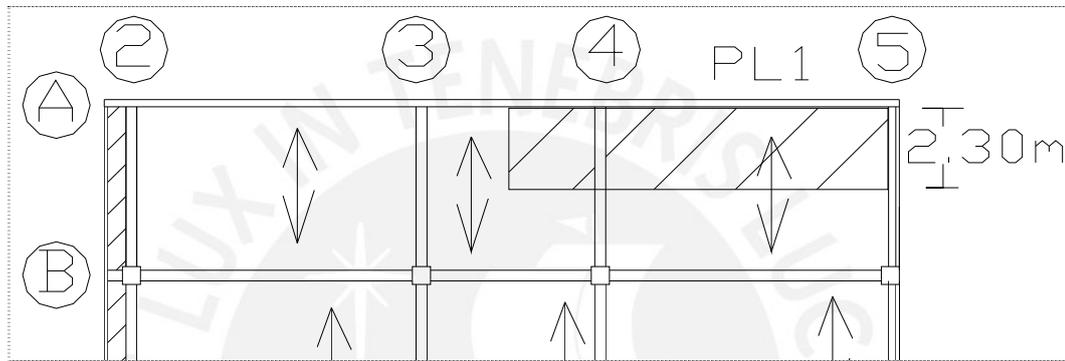


Figura 4.12: Área tributaria de placa PL1.

Placa PL-1, en el eje A entre los ejes 4 y 5:



Sector P1:

CARGA MUERTA	Operación	NIVELES			
		Azotea	Típico	1er	Sótano
Peso Propio	0.50*0.20*2.40*3.0	0.72	0.72	-	-
	0.50*0.20*2.40*3.2	-	-	0.77	-
	0.50*0.20*2.40*3.82	-	-	-	0.92
Viga (30x65)	0.3*0.65*2.4*2.29	1.07	1.07	1.07	-
	0.3*0.65*2.4*2.32	-	-	-	1.09
Viga (20x70)	2.40*0.2*0.7*2.32	-	0.78	0.78	-
Aligerado + Piso Terminado	0.40*6.77	2.71	2.71	2.71	-
	0.40*1.61	-	-	-	0.64
Parapeto	14*15*1.0*2.82/1000	0.59	-	-	-
Tabique	14*15*2.8*2.32/1000	-	0.14	0.14	-
Tab. Móvil	0.10*6.77	-	0.68	0.68	-
	0.10*1.61	-	-	-	0.16
CM (ton) =		5.09	6.09	6.14	2.81
CARGA VIVA	Operación	Azotea	Típico	1er	Sótano
Sobrecarga	0.10*6.77	0.68	-	-	-

	0.25*6.77	-	1.69	1.69	-
	0.50*1.61	-	-	-	0.81
		CV (ton) =			
		0.68	1.69	1.69	0.81

Sector P2:

		NIVELES			
CARGA MUERTA	Operación	Azotea	Típico	1er	Sótano
Peso Propio	7.4*0.20*2.40*3.0	10.66	10.66	-	-
	7.4*0.20*2.40*3.2	-	-	11.37	-
	7.4*0.20*2.40*3.82	-	-	-	13.57
Aligerado + Piso Terminado	0.40*16.93	6.77	6.77	6.77	6.77
Parapeto	14*15*1.0*7.4/1000	1.55	-	-	-
Tab. Móvil	0.10*16.93	-	1.69	1.69	1.69
		CM (ton) =			
		18.98	19.12	19.83	22.03
CARGA VIVA	Operación	Azotea	Típico	1er	Sótano
Sobrecarga	0.10*16.93	1.69	-	-	-
	0.25*16.93	-	4.23	4.23	-
	0.50*16.93	-	-	-	8.47
		CV (ton) =			
		1.69	4.23	4.23	8.47

Sector P3:

		NIVELES			
CARGA MUERTA	Operación	Azotea	Típico	1er	Sótano
Peso Propio	0.50*0.20*2.40*3.0	0.72	0.72	-	-
	0.50*0.20*2.40*3.2	-	-	0.77	-
	0.50*0.20*2.40*3.82	-	-	-	0.92
Viga (30x65)	0.3*0.65*2.4*2.29	1.07	1.07	1.07	1.07
Viga (20x70)	2.40*0.2*0.7*1.1	-	-	0.37	-
Viga (25x20)	2.4*0.25*0.20*1.0	-	-	-	0.12
	2.4*0.25*0.2*0.55	-	-	0.07	-
Aligerado + Piso Terminado	0.40*0.46	0.18	0.18	-	-
	0.40*3.11	-	-	1.24	1.24
Parapeto	14*15*1.0*2.29/1000	0.48	-	-	-
Alféizar	14*15*1.0*2.29/1000	-	0.48	0.48	-
Vidrio	0.06*(1.3+0.5)*2.29	-	0.25	0.25	-
Tab. Móvil	0.10*0.46	-	0.05	-	0.05
Influen. Tabiq.	(14*15*3*1*1.4/2.8)/1000	-	-	-	0.32
		CM (ton) =			
		2.46	2.75	4.25	3.71
CARGA VIVA	Operación	Azotea	Típico	1er	Sótano
Sobrecarga	0.10*0.46	0.05	-	-	-
	0.25*0.46	-	0.12	-	-
	0.10*3.11	-	-	0.31	-
	0.50*3.11	-	-	-	1.56
		CV (ton) =			
		0.05	0.12	0.31	1.56

Resumen del metrado de las otras placas:

		Parcial				Parcial	
Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)
PL1-eje A entre2y3	5	28.84	2.53	PL2-eje E entre2y3	Baño sobre 5piso	21.39	0.62
	4 al 2	29.37	6.33		5	36.45	9.58
	1	30.22	6.33		4 al 2	34.81	9.94
	Sótano	28.77	9.76		1	28.48	10.73
Acumulado	175.94	37.60	Sótano		28.23	3.97	
PL1-eje E entre4y5	5	29.39	3.44	Acumulado	218.99	54.72	
	4 al 2	27.28	5.72	PL4-eje6 entreAyB	1	7.062	0.303
	1	24.05	5.72		Sótano	12.6888	1.515
	Sótano	32.90	9.30		Acumulado	19.75	1.82
Acumulado	168.17	35.62					
PL5- apoyo escalera principal	Sótano	6.85	2.09	PL6-apoyo escalera princ./cisterna	Sótano	26.53	3.19

Ascensor

		Parcial				Parcial	
Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	Ubicación	Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)
PL3- direccionY- lado izq.	Baño sobre 5piso	16.65	3.81	PL3- direccionY- lado der.	Baño sobre 5piso	18.91	4.13
	5	17.76	4.66		5	10.69	1.42
	4 al 2	18.73	6.12		4 al 2	11.73	2.98
	1	11.30	1.89		1	10.79	2.98
	Sótano	13.50	4.84		Sótano	14.20	5.84
Acumulado	115.42	33.54	Acumulado	89.77	23.29		
PL3- Baño		13.26	2.04	PL3- Baño		1.47	1.00

direccionX	sobre 5piso			direccionX- ejeD'	sobre 5piso		
	5	4.10	0.76		5	2.78	0.26
	4 al 2	4.10	0.76		4 al 2	3.04	0.66
	1	3.33	0.76		1	2.89	0.66
	Sótano	5.25	1.53		Sótano	3.27	1.32
Acumulado		38.24	7.38	Acumulado		19.55	5.21

4.2.8 Escaleras.-

Para el metrado de cargas de las escaleras se consideró cada tramo por separado y la losa de descanso. Las cargas actuantes sobre la escalera que se tomaron en cuenta fueron el peso propio y el piso terminado como carga muerta; y para la sobrecarga se consideró 400kg/m².

A continuación se muestra el metrado de cargas de la escalera principal:

	ESCALERA PRINCIPAL	
	Tramo Inclinado	Tramo Descanso
Carga Muerta	Peso	Peso
Peso Propio	0.53 ton/m ²	0.48 ton/m ²
Piso Terminado	0.10 ton/m ²	0.10 ton/m ²
Wcm =	0.63 ton/m ²	0.58 ton/m ²
Carga Viva	Peso	Peso
Sobrecarga	0.400 ton/m ²	0.400 ton/m ²
Wcv =	0.400 ton/m ²	0.400 ton/m ²

4.3 Modelo Estructural.-

Primero, se ubicó en planta los centros geométricos del área en planta en donde se encuentra concentrada la masa de cada nivel. Luego se definió la ubicación de cada pórtico en planta.

Para la ubicación de los pórticos se tomó como referencia un origen de coordenadas ubicado en la intersección de los ejes 1 y E, con sentido positivo hacia la derecha y hacia el fondo de la edificación.

La altura de piso a techo del sótano es de 2.92m; de piso a techo del 1er piso es de 3.20m y la altura de los demás entrepisos es de 3.00 m, teniendo así una altura total de 18.12 m, considerando un sótano y 5 pisos.

En el modelo estructural se consideró que el sótano no tiene posibilidad de desplazamiento horizontal, por eso en los modelos de los pórticos se está

considerando en el nivel del techo del sótano restricciones de desplazamientos en la dirección X e Y.

Después se calcularon los pesos de cada nivel según lo indica la N.T.E. E-030 en su acápite 16.3, en el cual menciona que el peso de cada nivel será calculado como la suma del total de carga muerta más el 25% del total de carga viva, por ser esta edificación de categoría C. Esto no es necesario calcular para el sótano.

Una vez calculado el peso de cada nivel, se calculó su masa dividiendo entre 9.81m/s². Luego se calculó la inercia rotacional multiplicando la masa de cada nivel por la diagonal al cuadrado entre 12, ya que se trata de una planta rectangular. Estos valores se pueden apreciar en la siguiente tabla:

Techo	Peso (ton)	Masa (ton*s ² /m)	Diagonal (m)	I. Rotacional (ton*s ² *m)
1	437.36	44.58	29.35	3200.18
2 al 4	437.36	44.58	29.35	3200.18
5	424.58	43.28	29.35	3107.18

En la figura 4.13 se muestra la distribución de los pórticos en planta y el centro de masas:

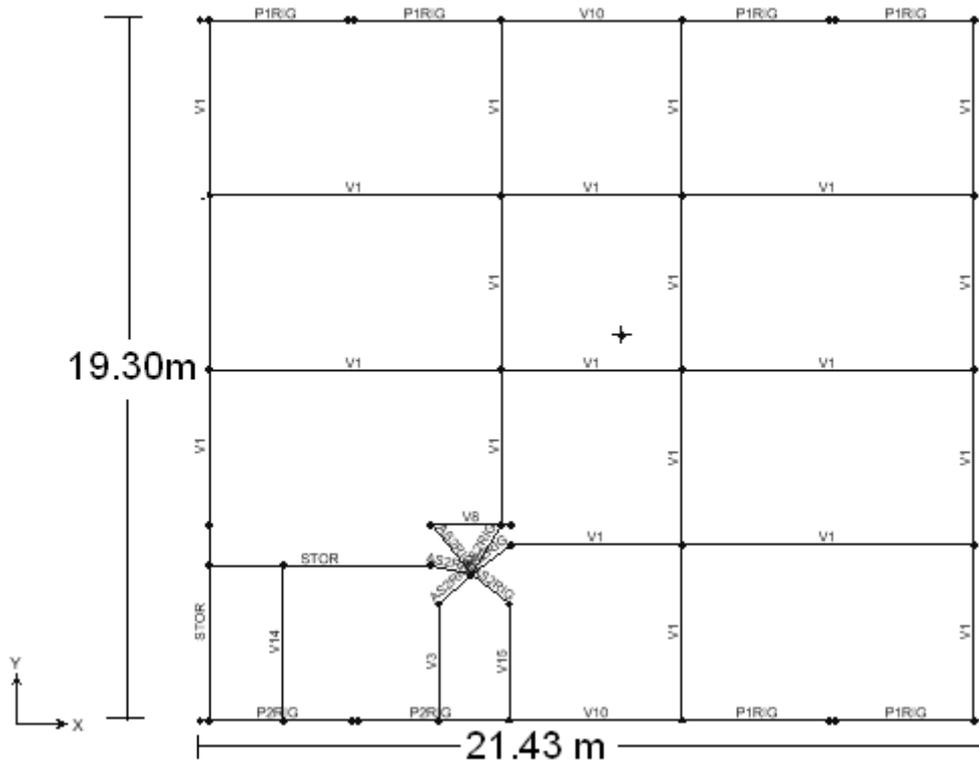


Fig. 4.13

En la figura 4.14 se muestra la elevación del pórtico típico ubicado en el eje B:

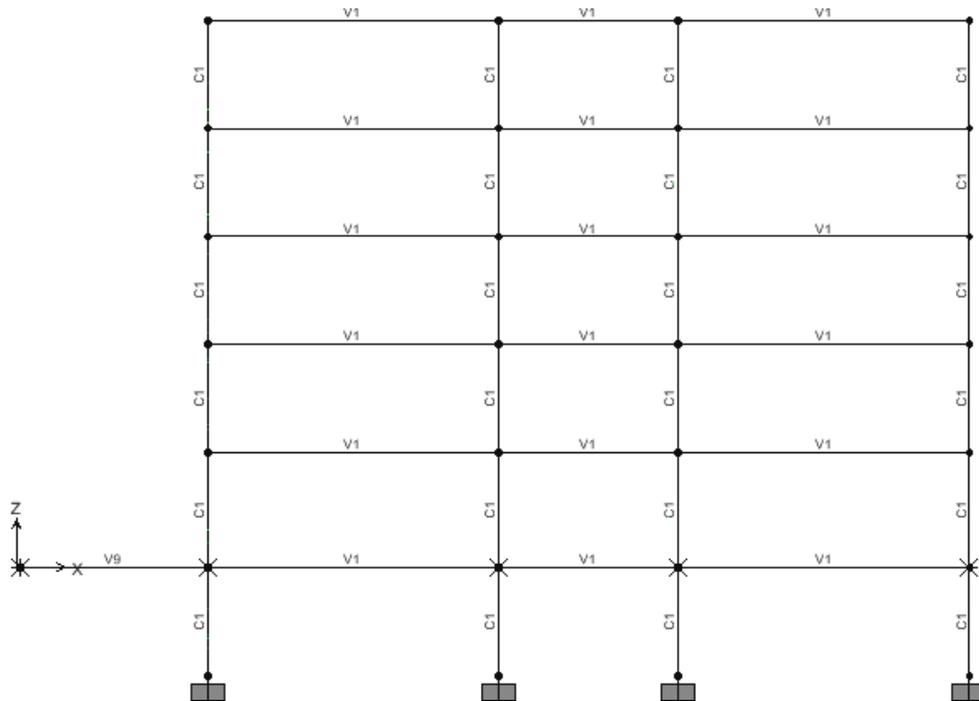


Fig. 4.14

4.4 Análisis Estructural para Cargas Verticales.-

El análisis por carga vertical de todos los elementos que forman parte de la edificación se efectuó con el programa SAP 2000. Se trabajó con pórticos independientes en cada nivel, aplicando las cargas que le correspondía según su metrado.

La figura 4.15 muestra la convención de signos y la nomenclatura adoptada:

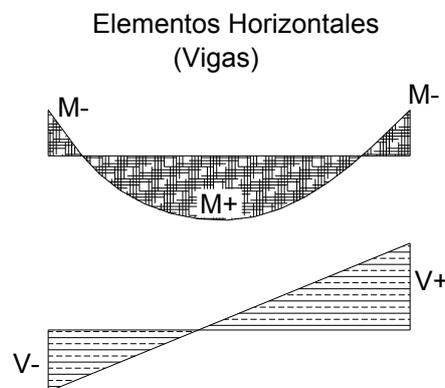


Figura 4.15 a. – convención de Signos

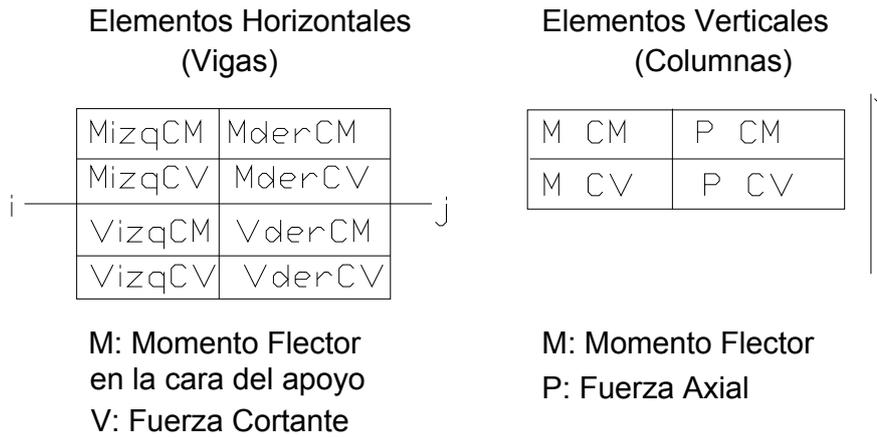


Figura 4.15 b. – Nomenclatura de Fuerzas Internas por Carga Vertical

A continuación se muestran los resultados obtenidos en las vigas del pórtico del Eje B:

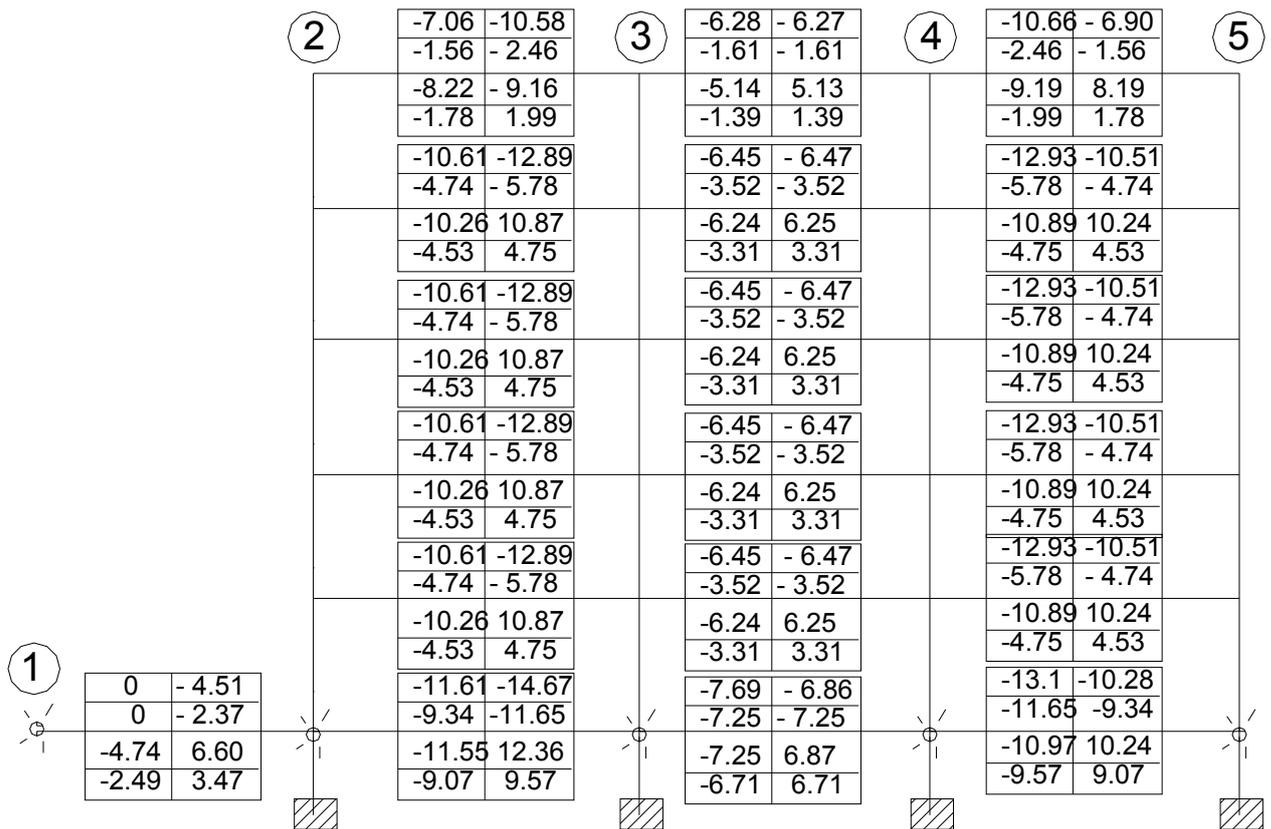


Figura 4.16 a. – Fuerzas en las vigas del pórtico B.

A continuación se muestran los resultados obtenidos en las columnas del pórtico del Eje B:

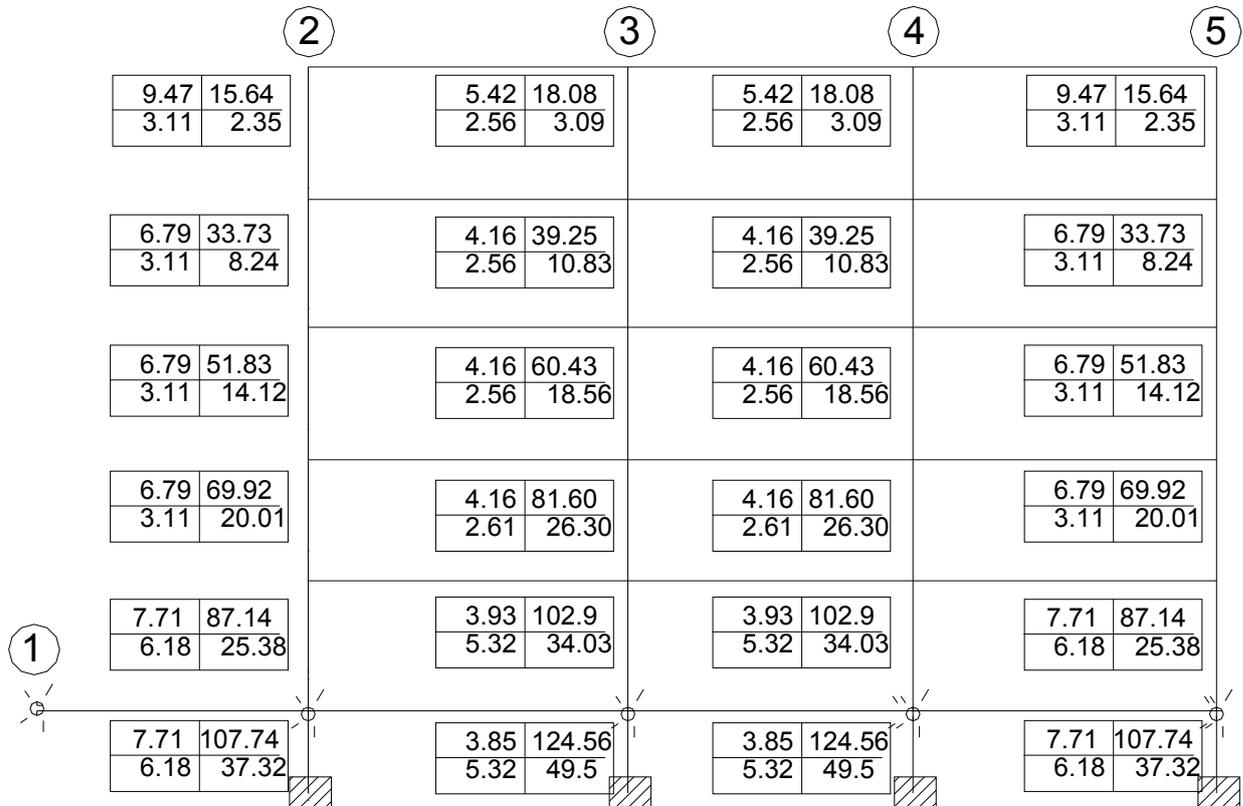


Figura 4.16 b. – Fuerzas en las columnas del pórtico B.

4.5 Análisis Estructural para Cargas Sísmicas.-

4.5.1 Parámetros de sitio y Características Estructurales.-

Primero debemos definir los coeficientes y parámetros sísmicos debido a la ubicación y clasificación de la estructura según diferentes criterios, los cuales están definidos en la N.T.E. E-030 y son:

- 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.

4.5.1.1 FACTOR DE ZONA (Z)

El territorio peruano ha sido dividido en tres zonas, según la distribución espacial de la sismicidad, características de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, además de información geotectónica.

La ciudad de Lima se encuentra en la zona de clasificación 3 y debido a su alto índice de sismicidad el factor de zona correspondiente es 0.4.

$$\text{ZONA 3: } Z = 0.4$$

4.5.1.2 CONDICIONES GEOTECNICAS

Se clasifican los tipos de perfil de suelo según sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, período fundamental de vibración y velocidad de propagación de las ondas de corte. En la N.T.E. E-030 señala que el perfil del suelo correspondiente al terreno donde se ubicará la edificación, es del tipo S1. Esto es debido a que el terreno es un suelo muy rígido con capacidad portante de 4.0 kg/cm^2 . Para este tipo de perfil de suelo tenemos:

$$\text{TIPO S1: } S = 1.0, T_p = 0.4 \text{ seg.}$$

4.5.1.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACION (T)

En la N.T.E. E-030 se da una expresión para estimar este valor, basándose en el sistema estructural de la edificación. Además, el período fundamental puede estimarse basándose en un procedimiento de análisis dinámico, el cual fue utilizado para el cálculo de los períodos fundamentales de cada dirección. Entonces los valores de los períodos fundamentales, basándonos en el análisis dinámico, para cada dirección serán:

$$\begin{aligned} \text{DIRECCION X: } T_x &= 0.26 \text{ seg.} \\ \text{DIRECCION Y: } T_y &= 0.71 \text{ seg.} \end{aligned}$$

4.5.1.4 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)

Está definido según las características del lugar donde se edificará la estructura, es el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. La N.T.E. E-030 señala para el cálculo de este factor la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * T_p/T \quad C \leq 2.50$$

donde T_p y T_y ya fueron definidos anteriormente para cada dirección de análisis de la estructura.

Los valores del factor de amplificación sísmica en cada dirección son:

DIRECCION X: $C_x = 2.50$
DIRECCION Y: $C_y = 1.41$

4.5.1.5 CATEGORIA DE LA EDIFICACION Y FACTOR DE USO (U)

El edificio por estar destinado a oficinas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia califica en la Categoría C, edificaciones comunes, y tendrá un factor de uso igual a 1.0.

CATEGORIA C: $U = 1.0$

4.5.1.6 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Se debe definir si la edificación califica como una estructura regular o irregular, para esto se toman en cuenta todas las consideraciones que señala la N.T.E. E-030. Se pueden presentar irregularidades tanto en altura como en planta de la edificación.

Entre las posibles irregularidades en altura tenemos:

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando: El edificio no presenta esta irregularidad debido a que las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en cada dirección son las mismas en todos los pisos.
- Irregularidad de Masa: Como los pisos considerados en el análisis tienen masas iguales, para la azotea no se aplica esta consideración, entonces no presenta esta irregularidad.
- Irregularidad Geométrica Vertical: Las dimensiones totales en planta son iguales en todos los niveles y en ambas direcciones del edificio. Entonces no existe esta irregularidad.
- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: No existe tal discontinuidad, pues los elementos verticales se encuentra en la misma ubicación en todos los pisos.

Las irregularidades en planta a presentarse pueden ser:

- Irregularidad Torsional: Se comprobó, luego de hacer el análisis modal, que el máximo cociente entre el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos es menor que 1.3 veces el desplazamiento relativo de los

respectivos centros de masas de los pisos analizados. El máximo cociente para la dirección X fue 1.005, para la dirección Y fue 1.039.

- Esquinas Entrantes: como la configuración en planta y el sistema resistente de la estructura no presentan esquinas entrantes, entonces no se presenta irregularidad por esquinas entrantes en el edificio.
- Discontinuidad del Diafragma: no se presenta esta irregularidad en el edificio.

En consecuencia, se tiene una **ESTRUCTURA REGULAR**.

4.5.1.7 SISTEMA ESTRUCTURAL Y COEFICIENTE DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA (R)

Los sistemas estructurales fueron clasificados según el material utilizado y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección de análisis. Según esta clasificación se usó un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

El sistema estructural en la dirección X es un Sistema de Muros Estructurales, pues las fuerzas horizontales son resistidas por los muros de concreto armado en los ejes A y E, y la caja del ascensor.

El sistema estructural en la dirección Y es un Sistema Dual, es decir una combinación de pórticos y muros de concreto armado (caja del ascensor y placa del eje 6 en el primer piso). En este caso, los pórticos absorbieron el 29% de la fuerza cortante en la base.

Por lo tanto se tiene como coeficientes de reducción de la fuerza sísmica:

$$\begin{aligned} R_x &= 6 \quad (\text{Sistema De Muros Estructurales}) \\ R_y &= 7 \quad (\text{Sistema Dual}) \end{aligned}$$

4.5.1.8 EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa (donde se aplican las fuerzas horizontales en cada nivel) la N.T.E. E-030 indica que tanto para el análisis estático como para el análisis modal se debe considerar una excentricidad accidental en cada nivel igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

Como se puede observar en la Figura 4.13, la dimensión de la dirección X es 21.43 m y en la dirección Y es 19.30 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

$$\begin{aligned} \text{Dirección X: } e_x &= 0.05 \times 21.43 = 1.07 \text{ m} \\ \text{Dirección Y: } e_y &= 0.05 \times 19.30 = 0.97 \text{ m} \end{aligned}$$

4.6 Procedimiento de Análisis del Edificio.-

Existen dos procedimientos de análisis, el análisis estático y el análisis dinámico. El análisis estático se emplea sólo para estructuras clasificadas como regulares de no más de 45m de altura, mientras que el análisis dinámico es aplicable a cualquier tipo de estructura.

Como la estructura es regular se pueden utilizar ambos procedimientos. Del análisis estático se determinó la fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis, para luego poder compararla con los valores de las fuerzas cortantes en la base obtenidas del análisis dinámico.

Como la edificación es convencional el análisis dinámico se realizó mediante el procedimiento de combinación espectral, también llamado análisis por combinación modal espectral.

4.7 Análisis Estático.-

Para calcular la fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis, se utilizó la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{ZUSC}{R} \right) \times P \quad \text{donde} \quad C/R \geq 0.125$$

Los valores de Z, U, S, C y R para cada dirección ya fueron establecidos anteriormente (Z=0.4; U=1.0; S=1.0; C_x=2.5; R_x=6; C_y=1.41; R_y=7). El peso total de la estructura (P), se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación el 25% de la carga viva, para edificaciones de categoría C, lo que nos dio P= 2174 ton. Entonces se obtuvieron las fuerzas cortantes en la base para cada dirección:

Dirección	Fuerza Cortante en la base (V)		C/R
	% del Peso Total	Valor en ton.	
X	16.67	362.32	0.417 > 0.125
Y	8.05	174.96	0.201 > 0.125

4.8 Análisis Dinámico por Combinación Espectral.-

De este análisis se obtuvieron los períodos naturales y modos de vibración, considerando las características de rigidez y la distribución de masas en la estructura.

El análisis se hizo considerando que la estructura sigue un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal definido en la N.T.E. E-030 por:

$$S_a = \left(\frac{ZUSC}{R} \right) \times g$$

Para obtener la respuesta máxima esperada (r) de fuerzas internas en los elementos estructurales y parámetros globales del edificio, tales como la fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, se usó el criterio de Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Este criterio se encuentra disponible en el programa SAP2000, el cual fue utilizado para realizar el análisis sísmico. También en este programa se indicó el porcentaje de amortiguamiento igual a 5% para edificios convencionales.

En cada dirección se consideró los primeros modos predominantes, cuya suma de porcentajes de masa efectiva participante fue por lo menos el 90% de la masa total de la estructura.

La fuerza cortante mínima en la base para cada dirección calculada por este análisis es del 80% de la fuerza cortante en la base calculada mediante el análisis estático, por ser una estructura regular.

4.8.1 Modos y Periodos resultantes.-

A continuación se muestra los valores de períodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para ambas direcciones y para cada modo de vibración:

		% Masa Efectiva	
Modo	T (seg.)	En X	En Y
1	0.7130	0.0000	0.7778
2	0.2569	0.7725	0.0000
3	0.2232	0.0000	0.0003
4	0.1888	0.0000	0.1524
5	0.0869	0.0000	0.0501
6	0.0546	0.1176	0.0053
7	0.0544	0.0619	0.0107
8	0.0478	0.0031	0.0001
9	0.0420	0.0000	0.0033
10	0.0268	0.0331	0.0000
11	0.0236	0.0010	0.0000
12	0.0191	0.0088	0.0000
13	0.0168	0.0004	0.0000
14	0.0161	0.0016	0.0000
15	0.0142	0.0001	0.0000

Como se puede observar, los modos significativos para el análisis en la dirección X son los modos 2, 6 y 7, cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 95.20%, mientras que en la dirección Y, los modos significativos son los modos 1, 4 y 5, con los cuales se obtiene 98.03% de masa efectiva.

El período fundamental de la estructura en la dirección X queda definido por el modo 2 y en la dirección Y por el modo 1, con estos períodos se calculó la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

4.8.2 Fuerzas Horizontales.-

4.8.2.1 FUERZA CORTANTE EN LA BASE (V)

Calculamos la fuerza cortante en la base para la dirección X e Y. Así tenemos:

SISMO XX:

Piso	Pórtico	Elemento	V(ton) ex=0	V(ton) ex=+1.07	Vmayor(ton)
Primer Piso	A	PL1/1/Izq	65.54	78.55	78.55
		PL1/1/Der	67.66	81.26	81.26
	B	C1/1/B2	0.72	0.77	0.77
		C3/1/B3	1.21	1.30	1.30
		C3/1/B4	1.21	1.30	1.30
		C1/1/B5	0.72	0.77	0.77
	C	C1/1/C2	0.74	0.69	0.74
		C3/1/C3	1.17	1.11	1.17
		C3/1/C4	1.18	1.13	1.18
		C1/1/C5	0.74	0.70	0.74
	D'	C2/1/D'2	1.04	0.85	1.04
	D	C4/1/D4	1.26	1.04	1.26
		C1/1/D5	0.83	0.68	0.83
	F	AS/1	14.59	11.91	14.59
	E	PL2/1	65.46	48.48	65.46
		PL1/1/Der	62.66	46.38	62.66
TOTAL 1PISO XX			286.73		313.62

SISMO YY:

Piso	Pórtico	Elemento	V(ton) ey=0	V(ton) ey=+0.97	Vmayor(ton)
Primer Piso	2	C2/1/D'2	1.82	1.78	1.82
		C1/1/C2	4.53	4.44	4.53
		C1/1/B2	4.03	3.93	4.03
	3	C1/1/C3	4.37	4.34	4.37
		C1/1/B3	3.84	3.80	3.84
	3'	AS/1	47.77	46.84	47.77
	4	C1/1/D4	3.52	3.52	3.52
		C1/1/C4	4.44	4.44	4.44
		C1/1/B4	3.80	3.78	3.80
	5	C1/1/D5	3.93	4.01	4.01
		C1/1/C5	4.20	4.26	4.26
		C1/1/B5	3.63	3.69	3.69
	6	PL3/1	54.07	55.20	55.20
TOTAL 1PISO YY			143.95		145.28

Como se puede apreciar, la fuerza cortante en la base para la dirección X es 286.73 ton (sin mover el CM) y para la dirección Y es igual a 143.95 ton (sin mover el CM).

Estos valores se cumplen con el cortante mínimo en la base igual al 80% de la fuerza cortante en la base calculada por el análisis estático, en la dirección X el cortante mínimo es igual a 289.85 ton y en la dirección Y el cortante mínimo es igual a 139.97 ton.

4.8.3 Desplazamientos Laterales.-

Para hallar los desplazamientos laterales se multiplicaron los resultados de los desplazamientos obtenidos del análisis por combinación espectral, por 0.75 veces el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (R). En la dirección X se multiplicó por 4.5 y en la dirección Y por 5.25.

4.8.3.1 CONTROL DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

Como se mencionó anteriormente, existe excentricidad accidental, por lo que los centros de masas debieron moverse desde el centro de gravedad. La condición más desfavorable se obtuvo cuando se corrió el centro de masas hacia la derecha ($e_x = +1.07\text{m}$) y hacia el fondo ($e_y = +0.97\text{m}$) en todos los pisos.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado entre los centros de masas de dos pisos consecutivos, no debe exceder de 0.007 la altura de entrepiso, para edificios de Concreto Armado.

A continuación se muestran los cálculos de los desplazamientos relativos de entrepiso y su correspondiente fracción de la altura de entrepiso:

SISMO XX:

Piso	Punto	SAP	REAL			
		Δx	Δx (cm.)	Δ (cm.)	h (m)	$\Delta/h e_x \times 10^{-3}$
1	CM1	5.35E-4	0.24075	0.24075	3.2	0.75
2	CM2	0.00122	0.549	0.30825	3.0	1.03
3	CM3	0.00201	0.9045	0.3555	3.0	1.19
4	CM4	0.00208	0.936	0.0315	3.0	0.10
5	CM5	0.00364	1.638	0.702	3.0	2.34

SISMO YY:

Piso	Punto	SAP	REAL			
		Δy	Δy (cm.)	Δ (cm.)	h (m)	$\Delta/h \times 10^{-3}$
1	CM1	0.00194	1.0185	1.0185	3.2	3.18
2	CM2	0.00487	2.55675	1.53825	3.0	5.13
3	CM3	0.00806	4.2315	1.67475	3.0	5.58
4	CM4	0.01107	5.81175	1.58025	3.0	5.27
5	CM5	0.01372	7.203	1.39125	3.0	4.64

Como se puede apreciar, en ninguna de las dos direcciones la fracción máxima de la altura de entrepiso ha sido excedida por el desplazamiento relativo de entrepiso. En la dirección X la máxima fracción es 0.00119 y en la dirección Y es 0.00558.

4.8.3.2 CONTROL DE GIROS EN PLANTA

Si el promedio de los desplazamientos relativos máximos es menor que 0.0035 (para concreto armado) no tiene sentido hablar de irregularidad torsional. Si ocurriese lo contrario, se debe verificar que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, no sea mayor a 1.30 para que no exista irregularidad torsional.

En la Figura 4.17 se muestran los puntos donde se obtienen los desplazamientos máximos en el primer nivel, de manera similar es en los siguientes niveles, para luego hallar los desplazamientos relativos máximos.

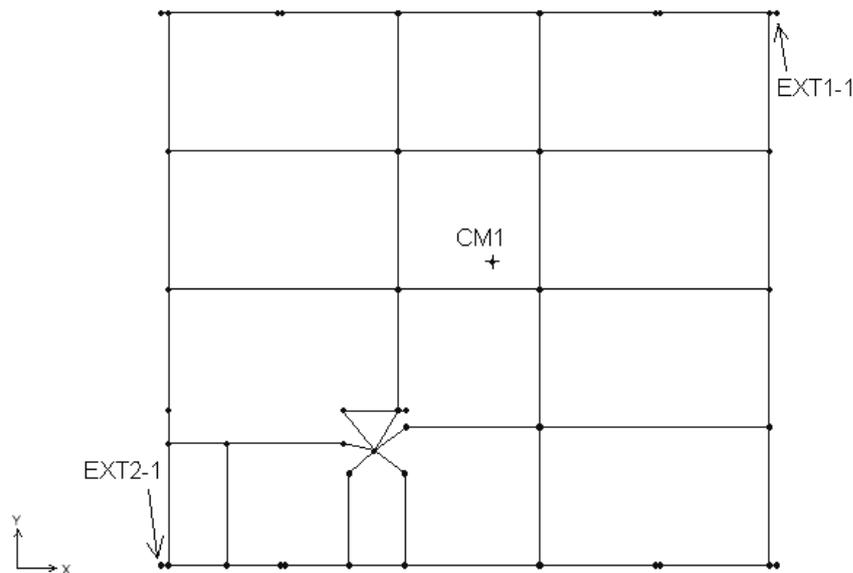


Fig. 4.17

Desplazamientos en los extremos, debido al Sismo en la dirección X-X:

Piso	Reales en cm.*0.75R				h (m)	Δ_{prom} (cm.)	$\Delta_{prom}/hex10^{-3}$
	Absolutos		Relativos				
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo			
	Dx	Dx	Δx	Δx			
1	0.30263	0.17505	0.30263	0.17505	3.20000	0.23884	0.75
2	0.69300	0.39825	0.39038	0.22320	3.00000	0.30679	1.02
3	1.14300	0.65385	0.45000	0.25560	3.00000	0.35280	1.18
4	1.61100	0.92025	0.46800	0.26640	3.00000	0.36720	1.22
5	2.06550	1.18035	0.45450	0.26010	3.00000	0.35730	1.19

Desplazamientos máximos debido al Sismo en la dirección Y-Y:

Piso	Reales en cm.*0.75R				h (m)	Δ_{prom} (cm.)	$\Delta_{prom}/hex10^{-3}$
	Absolutos		Relativos				
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo			
	Dy	Dy	Δy	Δy			
1	1.03950	0.99750	1.03950	0.99750	3.20000	1.01850	3.18
2	2.57250	2.54625	1.53300	1.54875	3.00000	1.54088	5.14
3	4.24200	4.22100	1.66950	1.67475	3.00000	1.67213	5.57
4	5.82225	5.80125	1.58025	1.58025	3.00000	1.58025	5.27
5	7.21875	7.18725	1.39650	1.38600	3.00000	1.39125	4.64

Como se puede observar, el máximo desplazamiento relativo promedio dividido entre la altura de piso en X es 0.0012, menor a 0.0035, por lo que no es necesario chequear irregularidad torsional. En la dirección Y no ocurre esto, siendo el máximo desplazamiento relativo promedio igual a 0.0056, por lo que se tuvo que chequear irregularidad torsional.

SISMO YY, desplazamientos máximos de una esquina:

Piso	Punto	SAP	REAL			
		Δy	Δy (cm.)	Δ (cm.)	h (m)	$\Delta/hex10^{-3}$
1	EXT2-1	0.00198	1.0395	1.0395	3.2	3.248
2	EXT2-2	0.0049	2.5725	1.533	3.0	5.11
3	EXT2-3	0.00808	4.242	1.6695	3.0	5.565
4	EXT2-4	0.01109	5.82225	1.5803	3.0	5.268
5	EXT2-5	0.01375	7.21875	1.3965	3.0	4.655

SISMO YY, desplazamientos de la esquina opuesta:

Piso	Punto	SAP	REAL			
		Δy	Δx (cm.)	Δ (cm.)	h (m)	$\Delta/h \times 10^{-3}$
1	EXT1-1	0.0019	0.9975	0.9975	3.2	3.117
2	EXT1-2	0.00485	2.54625	1.5488	3.0	5.163
3	EXT1-3	0.00804	4.221	1.6748	3.0	5.583
4	EXT1-4	0.01105	5.80125	1.5803	3.0	5.268
5	EXT1-5	0.01369	7.18725	1.386	3.0	4.62

Piso	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Resultado
1	1.0206	Regular
2	0.9949	Regular
3	0.9984	Regular
4	1	Regular
5	1.0038	Regular

Viendo los resultados, se puede concluir que se satisface el requisito de control de giros y se verifica que no existe irregularidad torsional. Los valores máximos de la relación entre los desplazamientos relativos mencionados en la dirección Y es de 1.02, inferior a 1.30.

4.8.3.3 JUNTA DE SEPARACION SISMICA (s)

Para evitar el choque del edificio con los edificios adyacentes, se separó una distancia “s”.

La N.T.E E.030 señala que “s” debe ser como mínimo:

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

donde “h” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, en nuestro caso, este nivel será el de la azotea. “h” está en centímetros y “s” se calcula en centímetros.

Al no conocer el desplazamiento de los bloques adyacentes, se calculó la distancia “s” aplicando el tercer criterio, que es el más desfavorable, obteniendo un valor de “s” igual a 7.08 cm.

La distancia que se retirará la edificación de los límites de propiedad laterales, según la N.T.E. E-030, no será menor que los 2/3 del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación y, a su vez, no será menor que “s/2”.

El desplazamiento máximo del 5to nivel es 7.22 cm., siendo los 2/3 de este valor igual a 4.81 cm. El valor de “s/2” es 3.54 cm., por lo tanto, consideramos que la distancia que se retirará la edificación del límite de propiedad es 4.81 cm.

4.8.4 Estabilidad del Edificio por el Efecto P-Delta.-

El efecto P-Delta, también llamado efecto de segundo orden, no será considerado en este análisis, pues el valor del índice de estabilidad (Q), calculado para cada dirección en todos los entresijos, es menor que 0.1, valor a partir del cual los efectos de segundo orden son importantes. La expresión para evaluar el índice de estabilidad es:

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

En la expresión, Ni es la sumatoria de los pesos sobre el nivel “i”, Δi es el desplazamiento relativo del entresijo “i”, Vi es la fuerza cortante y he_i es la altura de entresijo en el nivel i. En la siguiente tabla, se muestran los índices de estabilidad en cada nivel:

NIVEL	Ni (ton)	hei (m)	Dirección X			Dirección Y		
			Δi (m)	Vi (ton)	Qx	Δi (m)	Vi (ton)	Qy
5	424.58	3.00	0.702E-2	105.52	1.6E-03	1.3913E-2	98.14	2.9E-03
4	861.94	3.00	0.0315E-2	179.64	8.4E-05	1.5803E-2	92.13	7.0E-03
3	1299.3	3.00	0.3555E-2	232.05	1.1E-03	1.6748E-2	114.09	9.1E-03
2	1736.66	3.00	0.3083E-2	268.16	1.1E-03	1.5383E-2	133.51	9.5E-03
1	2174.02	3.20	0.2408E-2	286.73	9.5E-04	1.0185E-2	147.51	6.7E-03

4.9 Resultados del Análisis Sísmico.-

A continuación se muestra los esfuerzos (carga axial, fuerza cortante y momento flector) producidos en cada uno de los elementos contenidos en el pórtico B.

Al modelar el pórtico se consideró que los brazos rígidos de las vigas tienen una longitud igual a la distancia que existe desde la cara del apoyo hasta su centroide, la

longitud entre los elementos verticales igual a la distancia entre sus ejes, ubicados en los centroides respectivos.

Cuando se tuvo una viga soportada por otra viga se consideró como apoyo simple, sin considerar la rigidez torsional que la viga soportante aplica a la viga soportada, por ser mucho menor que la rigidez por flexión.

Continuando con la misma convención de signos señalada anteriormente (Fig. 4.6.a), en la Figura 4.18 se muestra la nomenclatura para vigas y columnas debido a las cargas sísmicas:

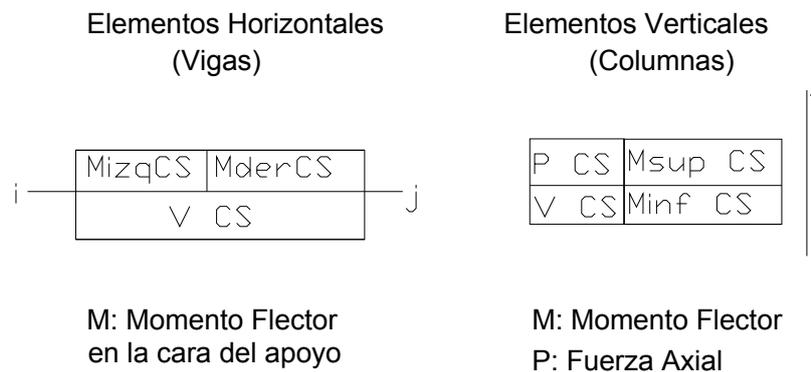


Figura 4.18 – Nomenclatura de Fuerzas Internas por Carga de Sismo

Pórtico: Fuerzas en las vigas debido al sismo en la dirección X-X:

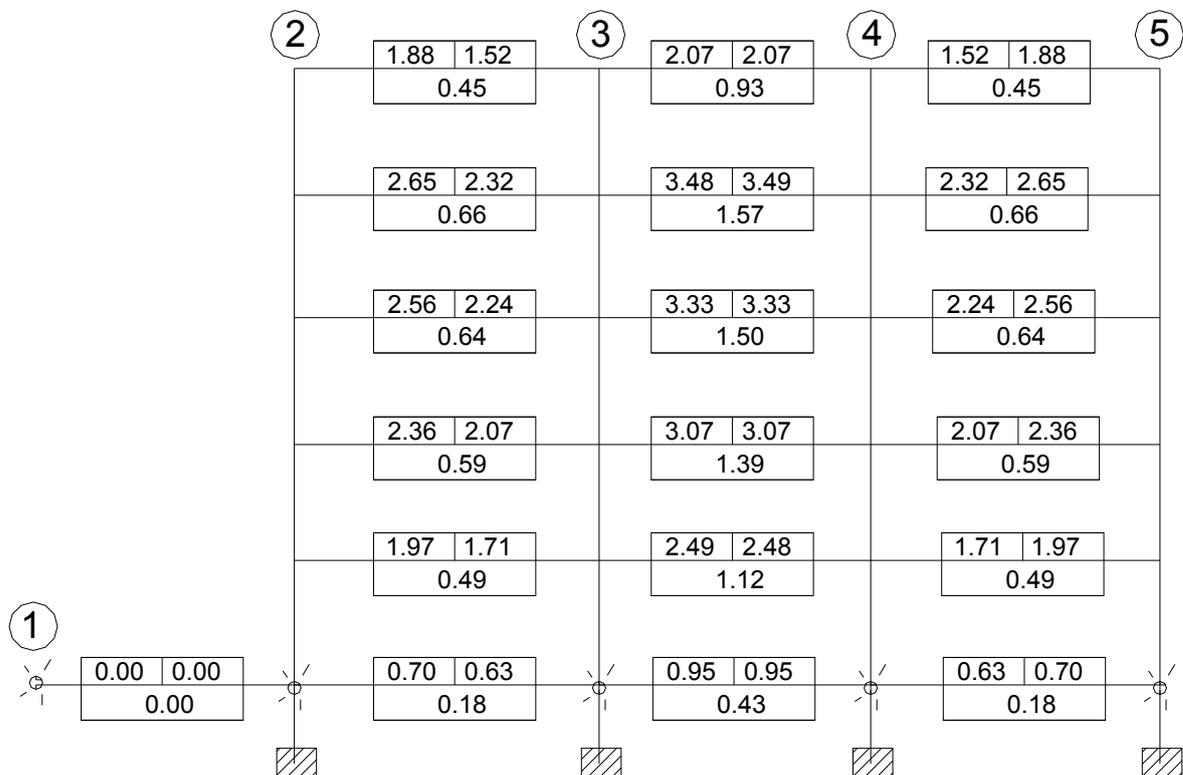


Figura 4.19a – Fuerzas en las vigas del pórtico B debido al sismo en la dirección X-X

Pórtico: Fuerzas en las columnas debido al sismo en la dirección X-X:

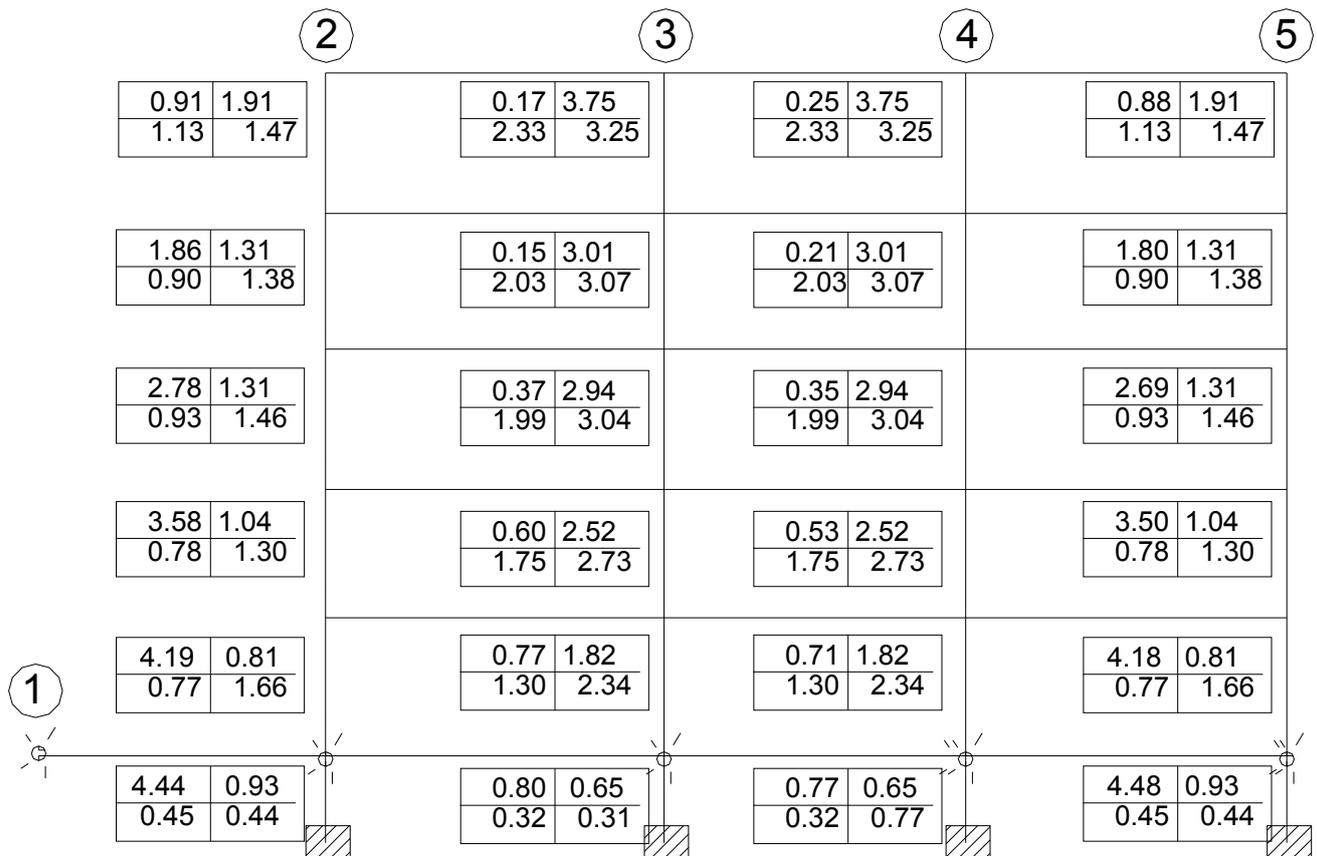
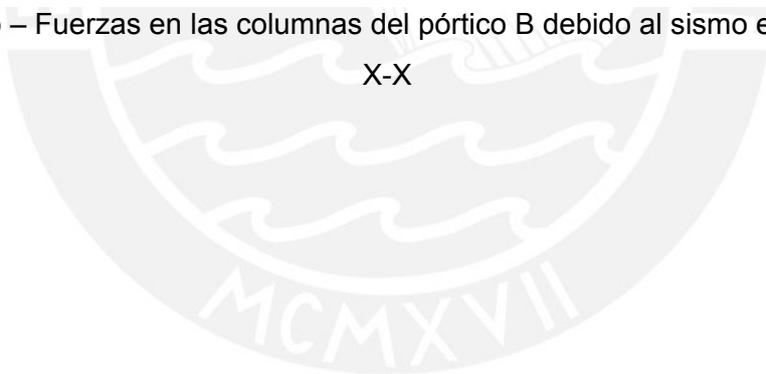


Figura 4.19b – Fuerzas en las columnas del pórtico B debido al sismo en la dirección X-X



Pórtico: Fuerzas en las columnas debido al sismo en la dirección Y-Y:

Piso	Intersección de Ejes	Momento inferior (tnxm)	Momento superior (tnxm)	Cortante (ton)	Axial (ton)
SOTANO	B2	1.05	2.22	1.08	15.04
	B3	1.06	2.23	1.09	14.18
	B4	1.02	2.16	1.05	14.76
	B5	0.99	2.10	1.02	15.00
1°	B2	7.37	5.21	3.93	14.20
	B3	7.16	5.00	3.80	13.42
	B4	7.14	4.97	3.78	13.96
	B5	7.01	4.82	3.69	14.14
2°	B2	10.21	9.28	6.49	11.57
	B3	10.20	9.22	6.47	10.84
	B4	10.34	9.34	6.56	11.36
	B5	10.39	9.39	6.59	11.52
3°	B2	10.34	10.30	6.88	8.15
	B3	10.23	10.18	6.80	7.52
	B4	10.35	10.32	6.89	7.98
	B5	10.39	10.37	6.91	8.11
4°	B2	9.39	9.59	6.33	4.75
	B3	9.27	9.49	6.25	4.26
	B4	9.40	9.62	9.34	4.63
	B5	9.43	9.65	6.36	4.72
5°	B2	8.99	10.73	6.57	1.59
	B3	8.74	10.34	6.36	1.22
	B4	8.93	10.66	6.53	1.52
	B5	8.92	10.67	6.53	1.57

V.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS.-

5.1 Introducción.-

El diseño de las losas aligeradas se hizo por vigueta, con una sección considerada en el modelo como viga T, con un ancho inferior de 10 cm., ancho superior de 40 cm., altura total de 20 cm. y altura del ala de 5 cm., como se señaló en el predimensionamiento.

En cuanto a las losas macizas armadas en dos direcciones, el diseño se hizo considerando una sección rectangular con un ancho constante de 1.00 m y un espesor constante.

Ambos tipos de losas se diseñaron por flexión y por cortante considerando únicamente las cargas de gravedad, muertas y vivas, aplicadas sobre éstas. Por lo que sólo se amplificaron las cargas considerando la combinación: $U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$.

Mediante el diseño por flexión se determinó el área de acero necesario para resistir los momentos flectores últimos, mientras que con el diseño por cortante se verificó si la sección de concreto de la vigueta fue la adecuada para resistir la fuerza cortante de la sección crítica, ya que no se considera la contribución del refuerzo para resistir los esfuerzos cortantes.

5.2 Análisis Estructural.-

Para el diseño de las losas se utilizaron los momentos en la cara de los apoyos, mientras que el cortante último se tomó a una distancia "d" de la cara del apoyo.

En las losas aligeradas continuas, con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7.5 m no se verificaron deflexiones ya que se cumplió con:

$$h \geq l/25$$

En losas macizas continuas, con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7.5 m no se verificaron deflexiones ya que se cumplió con:

$$h \geq l/40$$

En el techo del sótano la sobrecarga es de 500 kg/m², por lo que se tuvo que verificar las deflexiones.

5.2.1 Losa Aligerada.-

A continuación se muestra como ejemplo para el análisis estructural por cargas verticales el aligerado tipo7 (techo del 1° al 4° piso, entre los ejes 3 y 4):

Tramo entre A y D:

$$W_u = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV.}$$

$$W_u = 1.5 (0.2) + 1.8 (0.1)$$

$$W_u = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

Tramo entre D y E:

$$W_u = 1.5 (0.16) + 1.8 (0.13) = 0.47 \text{ ton/m}^2$$

$$P_u = 1.5 (0.235) = 0.353 \text{ ton.}$$

Idealización:

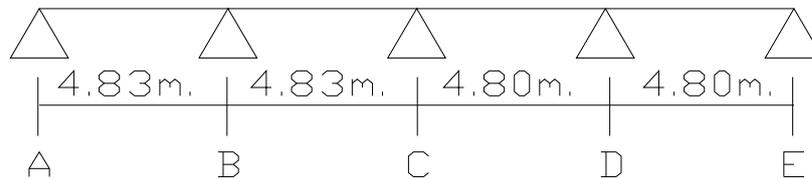


Figura 5.1: Idealización del aligerado tipo 7.

Los resultados se obtuvieron utilizando el programa SAP2000, considerando la alternancia de la carga viva. Los resultados son los mayores valores de la envolvente del DMF:

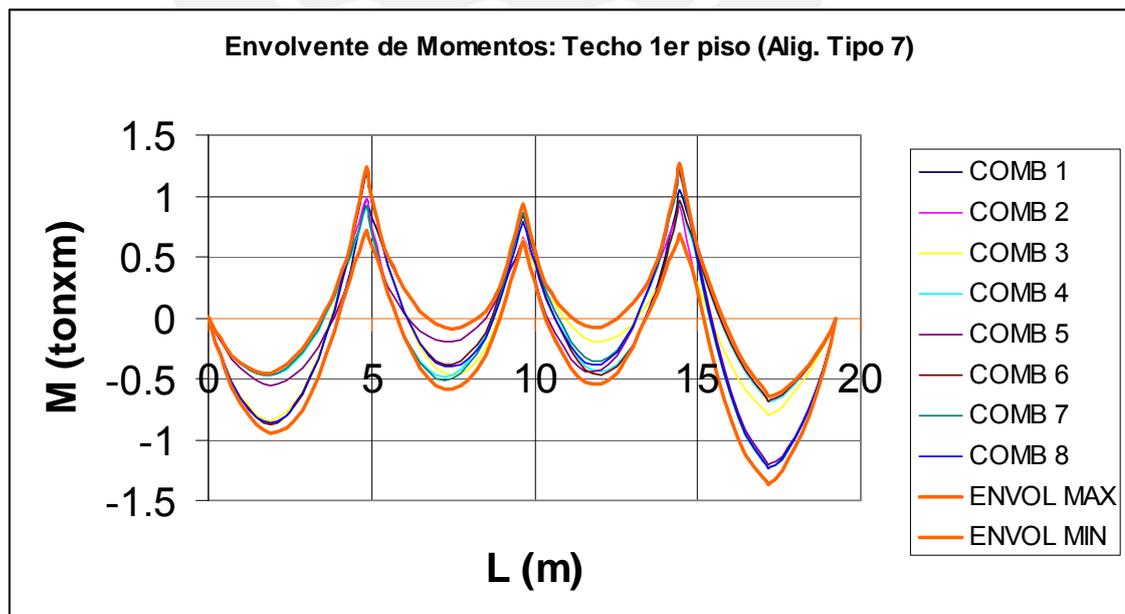


Figura 5.2: Envolvente de Momentos del aligerado tipo 7.

Momentos a la cara

Elemento	Método	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4		
		Mu-	Mu+	Mu-									
Alig. Tipo 7	SAP	0.42	0.95	1.04	1.06	0.58	0.78	0.78	0.56	1.06	1.03	1.37	0.42

* Los momentos negativos en los apoyos extremos, se asumieron igual a $Wu \cdot l_n^2 / 24$.

5.2.2 Losa Maciza.-

A continuación se muestra como ejemplo para el análisis estructural por cargas verticales el techo de la cisterna y el cuarto de bombas:

Paños 1 y 2:

Para Momentos Negativos: $Wu = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$

$$Wu = 1.5 (0.58) + 1.8 (0.25) = 1.32 \text{ ton/m}^2$$

Para Momentos Positivos:

Debido a C.M: $Wu = 1.5 \text{ CM} = 1.5 (0.58) = 0.87 \text{ ton/m}^2$

Debido a C.V: $Wu = 1.8 \text{ CV} = 1.8 (0.25) = 0.45 \text{ ton/m}^2$

Idealización:

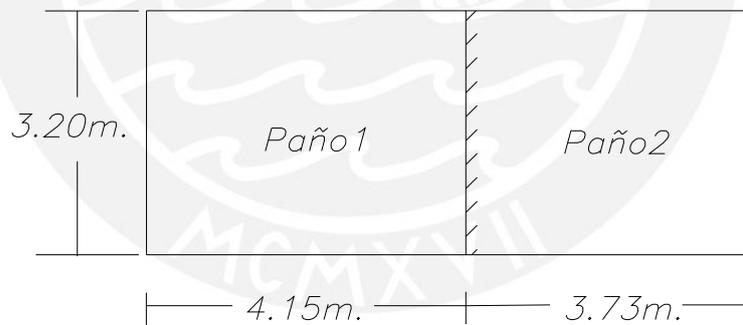


Figura 5.3a: Apoyos del techo de cisterna.

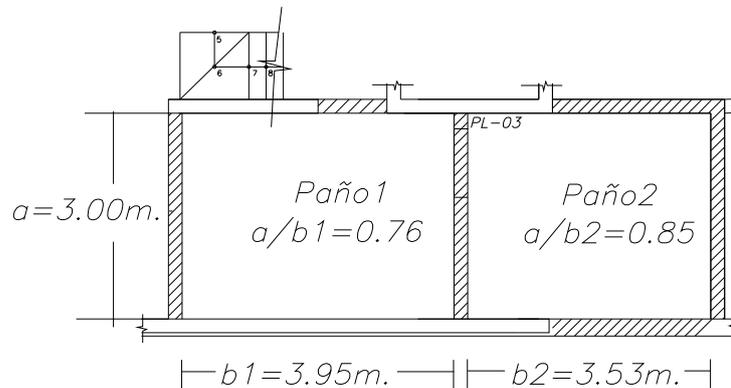


Figura 5.3b: Dimensiones del techo de cisterna.

Los resultados se obtuvieron utilizando las tablas del Método de Coeficientes, de la N.T.E. E-060. En los bordes discontinuos se consideró un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

Dirección b:

Elemento	Método	Tramo 1			Tramo 2		
		Mu-	Mu+	Mu-	Mu-	Mu+	Mu-
Techo							
Cisterna	Coeficientes	0.14	0.41	0.91	0.94	0.42	0.14

Dirección a:

Elemento	Método	Tramo 1			Tramo 2		
		Mu-	Mu+	Mu-	Mu-	Mu+	Mu-
Techo							
Cisterna	Coeficientes	0.21	0.63	0.21	0.17	0.50	0.17

5.3 Diseño por Flexión.-

5.3.1 Losas Aligeradas.-

Para el diseño, se utilizaron los valores de Mu obtenidos de la envolvente del DMF en la cara de los apoyos, como se mostró en la sección 5.2.1. Luego se calculó el coeficiente Ku y luego mediante la tabla Ku vs. ρ se calculó la cuantía de refuerzo necesaria.

El coeficiente Ku se calculó mediante la siguiente expresión:

$$K_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

Como ejemplo se muestra el cálculo de refuerzo de acero para el primer tramo (tramo AB) tanto para el momento positivo como para el momento negativo.

Para el momento positivo: $M_{u+} = 0.95 \text{ tonxm} = 950 \text{ kgxm}$

Por tratarse de un momento positivo la compresión va en la fibra superior, por lo tanto:

$$b=40\text{cm} \quad d=17\text{cm} \quad bxd^2= 11560$$

$$\rightarrow K_u = 0.0822$$

de la tabla Ku vs. ρ , para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ obtenemos el valor de la cuantía:

$$\rho = 0.0022327$$

Y el área de acero:

$$As = 0.0022327 \cdot 40 \cdot 17 = 1.52 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se verificó que el bloque comprimido no exceda de los 5 cm. de losa superior, es decir, la dimensión “a” debe ser menor a 5 cm. Para calcular el valor de “a” se empleó la siguiente expresión:

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

reemplazando valores obtenemos:

$$a = 0.89 \text{ cm.} < 5.00 \text{ cm.}$$

Para el momento negativo: $Mu^- = 1.06 \text{ tonxm}$

Por tratarse de un momento negativo la compresión va en la fibra inferior, por lo tanto:

$$b=10\text{cm} \quad d=17\text{cm} \quad bxd^2= 2890$$

$$\rightarrow Ku = 0.3526$$

de la tabla Ku vs. ρ , para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ obtenemos el valor de la cuantía:

$$\rho = 0.0111715$$

Y el área de acero:

$$As = 0.0111715 \cdot 10 \cdot 17 = 1.90 \text{ cm}^2$$

Finalmente se verificó que el bloque comprimido no exceda los 15 cm. de losa inferior, es decir, la dimensión “a” debe ser menor a 15cm. Se obtuvo:

$$a = 4.47 \text{ cm.} < 15.00 \text{ cm.}$$

De la misma manera, se obtuvo el diseño completo para el aligerado tipo 7:

Mu diseño y As requerido (cm2):

	Primer apoyo		2do apoyo		3er apoyo		4to apoyo		5to apoyo	
Elemento	Mu- (tnxm)	As-								
Alig.Tipo7	0.42	0.69	1.06	1.90	0.78	1.34	1.06	1.90	0.42	0.69

	Primer tramo		Segundo tramo		3er tramo		4to tramo	
Elemento	Mu+ (tnxm)	As+	Mu+ (tnxm)	As+	Mu+ (tnxm)	As+	Mu+ (tnxm)	As+
Alig.Tipo7	0.95	1.52	0.58	0.92	0.56	0.89	1.37	2.22

As colocado (cm²):

1φ3/8"	1φ 3/8"+1φ /2"	2φ3/8"	1φ 3/8"+1φ1/2"	1φ3/8"
1φ 3/8"+1φ 1/2"		1φ1/2"	1φ 1/2"	2φ1/2"

5.3.2 Losas Macizas.-

Se diseñó siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares, con un peralte efectivo "d" igual al espesor menos 3 cm. ($d = h - 3 \text{ cm.}$) y un ancho constante, $b = 100 \text{ cm.}$ Para el cálculo de la cuantía "ρ" haremos uso de las tablas de diseño en flexión.

Como ejemplo se muestra el cálculo de refuerzo de acero para el primer paño (paño 1) tanto para el momento positivo como para el momento negativo en la dirección b.

Para el momento positivo: $Mu+ = 0.41 \text{ tonxm} = 410 \text{ kgxm}$

$$b=100\text{cm} \quad d=17\text{cm} \quad bxd^2= 28900 \rightarrow Ku = 0.0142$$

de la tabla Ku vs. ρ, para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ obtenemos el valor de la cuantía:

$$\rho = 0.0004$$

Y el área de acero:

$$As = 0.64 \text{ cm}^2$$

Para el momento negativo: $Mu- = 0.94 \text{ tonxm} = 940 \text{ kgxm}$

$$b=100\text{cm} \quad d=17\text{cm} \quad bxd^2= 28900 \rightarrow Ku = 0.0325$$

de la tabla Ku vs. ρ, para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ obtenemos el valor de la cuantía:

$$\rho = 0.0009$$

Y el área de acero:

$$As = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0.0012 b h = 2.40 \text{ cm}^2 \equiv 1 \phi 3/8" @ 0.25 \text{ m} (As = 2.84 \text{ cm}^2)$$

As colocado (cm2):

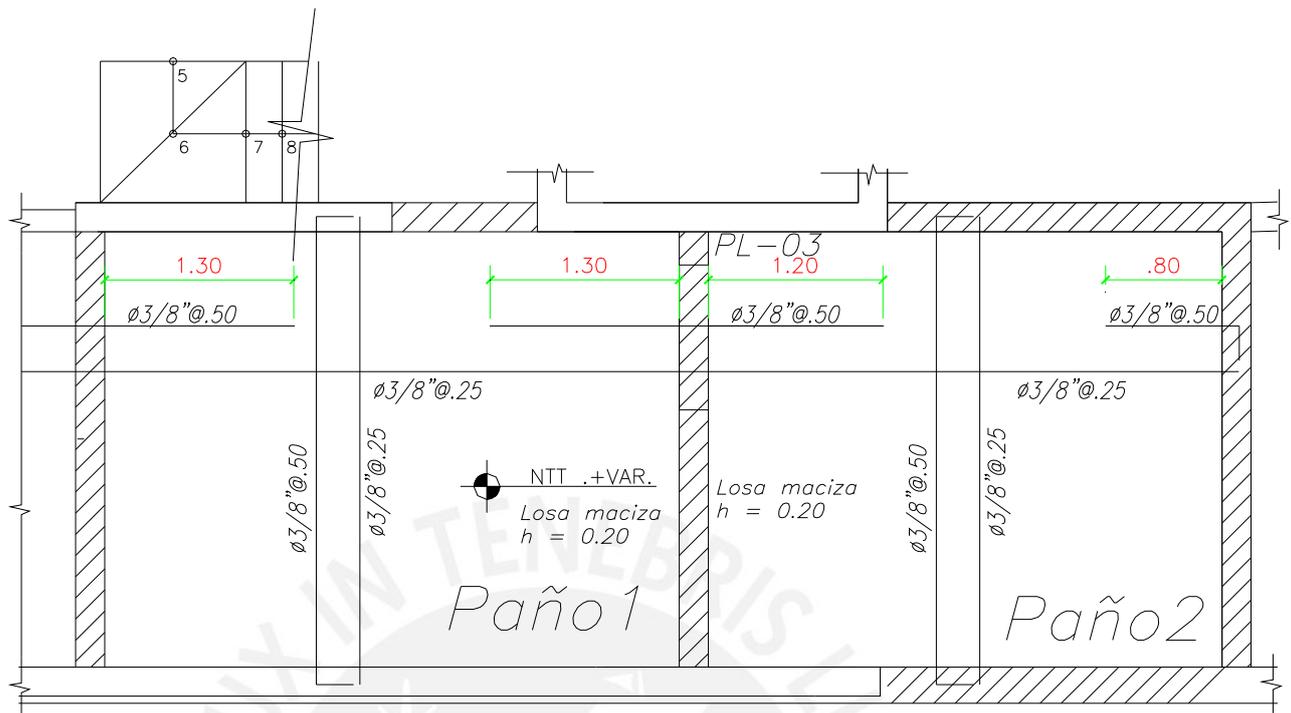


Figura 5.4: Distribución de fierro colocado en el techo de cisterna.

5.4 Diseño por Cortante.-

5.4.1 Losas Aligeradas.-

La sección de concreto de las viguetas resisten toda la fuerza cortante última en la sección crítica, no se consideró la contribución del acero ($V_s=0$). Por lo tanto, se tuvo que verificar:

$$V_u \leq \phi V_c, \quad \text{donde } V_c = 0.53 b_w d \sqrt{f'_c} \quad \text{y } \phi = 0.85$$

Cabe mencionar que la resistencia al corte aportado por el concreto (V_c) puede incrementarse en un 10%.

La zona crítica, donde se evaluó la fuerza cortante última, está a una distancia "d" desde la cara del apoyo.

A continuación se presenta la envolvente del DFC:

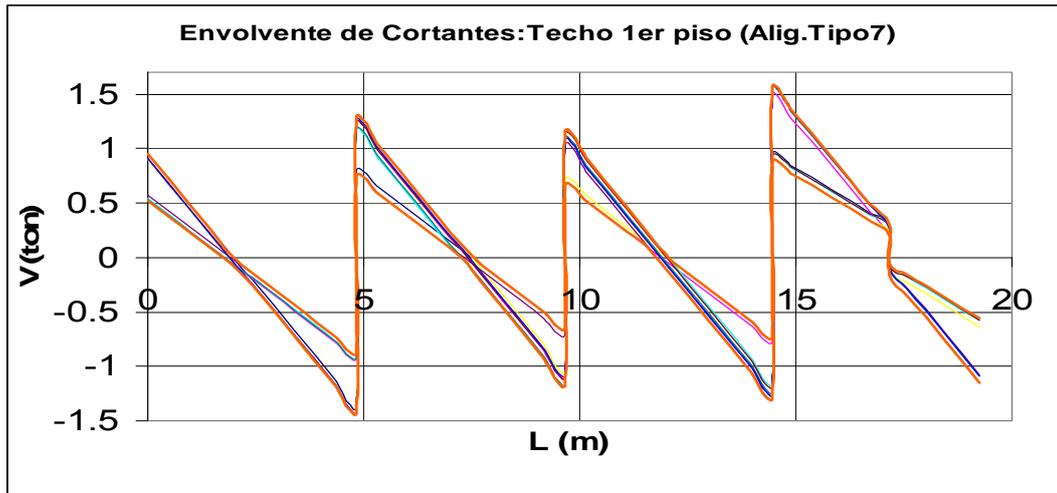


Figura 5.5: Envolvente de Cortantes del Aligerado tipo 7.

Cortante a "d" de la cara

Elemento	Método	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
		Vu+	Vu-	Vu+	Vu-	Vu+	Vu-	Vu+	Vu-
Alig.Tipo7	SAP	0.83	1.26	1.12	1.01	1.00	1.12	1.35	0.97

Del diagrama de fuerzas cortantes, se obtuvo el valor de la máxima fuerza cortante última de todas las secciones críticas. Este valor es 1.35 ton, ubicado a una distancia de 17 cm. medido desde el apoyo D hacia el ultimo apoyo derecho (apoyo E).

$$b_w = 10 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 1.306 \text{ ton} \quad \phi V_c = 1.11 \text{ ton} \quad 1.1\phi V_c = 1.22 \text{ ton} < V_u$$

⇒ Habrá que ensanchar la vigueta (Lo mismo ocurre en el Apoyo B)

La longitud de ensanche en el Apoyo D, necesaria para que no se necesite refuerzo por corte es de 0.39m. Por lo que fue necesario retirar dos ladrillos en forma alternada teniendo finalmente un ensanche de 60cm con $\phi V_c = 2618 \text{ kg}$.

De la misma manera se hizo con el Apoyo B, siendo necesario retirar sólo un ladrillo de forma alternada.

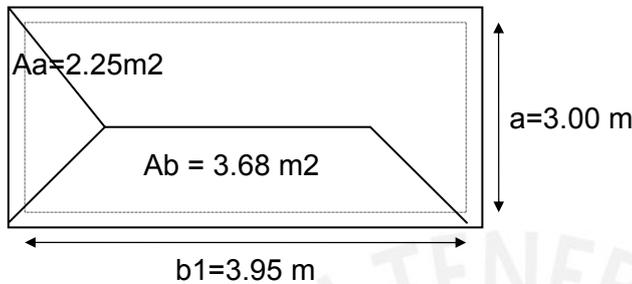
5.4.2 Losas Macizas.-

Como no es posible colocar estribos, el diseño se hizo de manera que la sección de concreto resista toda la fuerza cortante última.

La zona donde se evaluó la fuerza cortante última fue en la cara del apoyo. El cálculo de la resistencia del concreto (V_c) se hizo considerando el ancho de la dimensión total de la losa en la dirección analizada.

Como ejemplo se muestra el diseño por cortante para el primer tramo (tramo 1).

Fuerza Cortante en la Dirección “b”:



$$W_u = 1.5(0.58) + 1.8(0.25)$$

$$W_u = 1.32 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{ub} = 1.32 * 3.68$$

$$V_{ub} = 4.86 \text{ ton}$$

$$b_w = 395 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 51.57 \text{ ton} \quad \phi V_c = 43.84 \text{ ton} > V_{ub} \Rightarrow \text{OK}$$

Fuerza Cortante en la Dirección “a”: ($V_u = 2.97 \text{ ton}$)

$$b_w = 300 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 39.17 \text{ ton} \quad \phi V_c = 33.29 \text{ ton} > V_u \Rightarrow \text{OK}$$

Entonces no hay ningún problema por cortantes, ya que la resistencia del concreto es bastante elevada.

5.5 Control de Fisuración.-

Para el control de fisuración se evaluó con el coeficiente “Z” debiendo ser éste menor a 31000 kg/cm. para condiciones de exposición interior o menor a 26000 kg/cm. para condiciones de exposición exterior.

El valor del parámetro “Z” se indica como:

$$Z = f_s (dc A)^{1/3} \text{ kg/cm.}$$

- Donde:
- A: área de concreto que rodea a cada varilla en cm^2
 - dc: recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento.
 - f_s : esfuerzo del acero: $f_s = 0.6f_y$

5.5.1 Losas Aligeradas.-

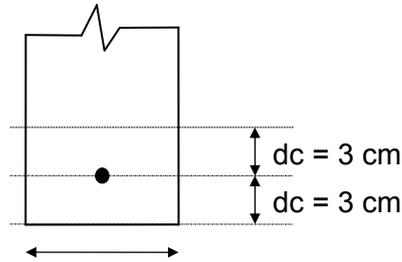
En el caso de los aligerados diseñados, se contó máximo con dos varillas y un $dc=3\text{cm}$, con lo que se tuvo:

- Sección con una varilla:

$A = b \times 2 \times X / \text{Abarras}$, donde X es el centroide del acero de tracción por flexión

$$A = 10 \times 2 \times 3/1 = 60\text{cm}^2 \quad f_s = 0.6(4200) = 2520$$

$$\rightarrow Z = 14228 \text{ kg/cm.}$$



- Sección con dos varillas: $b = 10\text{cm}$

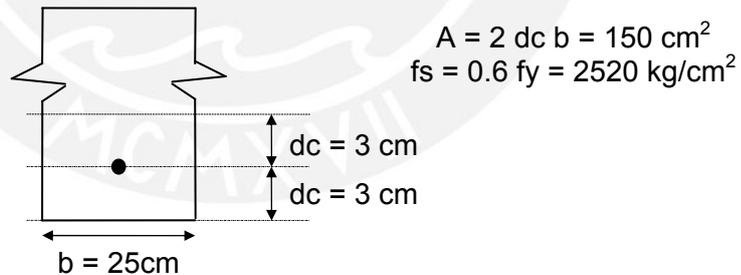
$$A = 10 \times 2 \times 3/2 = 30\text{cm}^2 \quad f_s = 2520$$

$$\rightarrow Z = 11293 \text{ kg/cm.}$$

Entonces en ambos casos los valores del parámetro “Z” son menores a los máximos permitidos.

5.5.2 Losas Macizas.-

El valor del parámetro “Z” en la sección crítica del aligerado es 19311 kg/cm. Esto resulta de aplicar la expresión $f_s (dc A')^{1/3}$, donde:



$$A = 2 \text{ dc } b = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de “Z” es menor que los máximos permitidos, entonces queda comprobado que no tendrá problemas de fisuras.

5.6 Refuerzo por contracción y temperatura.-

5.6.1 Losas Aligeradas.-

En la losa superior, de 5 cm. de espesor, se colocó un refuerzo mínimo para evitar problemas de contracción y temperatura. Este refuerzo tiene una cuantía igual a 0.0025, entonces el área de acero es de 0.0025 b t.

En un metro de ancho de losa, el área total de acero necesario es de 1.25 cm^2 . Se colocaron varillas de acero liso de $1/4''$ con un espaciamiento de 25 cm. ($A_s = 1.28 \text{ cm}^2$).

5.6.2 Losas Macizas.-

Se consideró colocar una malla de acero de refuerzo en la parte inferior y superior de la losa, por lo que el refuerzo mínimo colocado para evitar tener problemas de contracción y temperatura, tiene una cuantía de 0.0012.

5.7 Corte o doblado del Refuerzo.-

5.7.1 Losas Aligeradas.-

Para obtener un diseño económico, se cortaron las varillas de acero en las zonas donde ya no fue necesario, esta es cuando por adherencia los esfuerzos se transmitan satisfactoriamente al concreto.

Para el corte de las varillas en aligerados con tramos proporcionales, se siguió una regla práctica y luego se comprobó el cumplimiento de los requisitos para el corte del refuerzo indicados en el acápite 8.8 de la N.T.E. E-060.

La regla práctica usada se muestra en el siguiente gráfico:

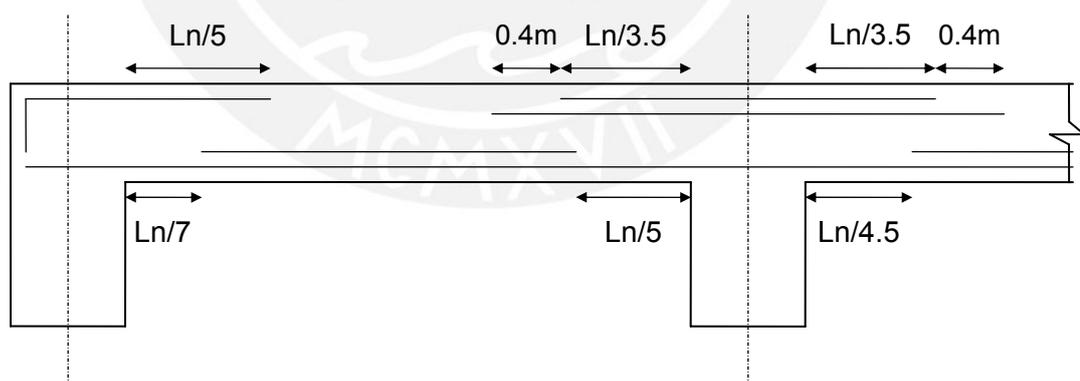


Figura 5.6: Regla práctica para corte de varillas en aligerados.

La distribución y el corte del refuerzo de los aligerados se presentan en los planos de techos de los niveles correspondientes.

5.7.2 Losas Macizas.-

El corte de las varillas de refuerzo se hizo de la misma forma que en las losas aligeradas. El doblado o anclaje del refuerzo en los extremos se hizo según lo indicado en el capítulo de Diseño en Concreto Armado en la N.T.E. E-060.

La distribución y el corte del refuerzo de las losas macizas se presentan en los planos de techos de los niveles correspondientes.

5.8 Deflexión para Cargas de Servicio.-

La deflexión se encuentra controlada por los requerimientos considerados en el predimensionamiento, cuando la sobrecarga es menor que 300 kg/m². Esto ocurre en casi todos los pisos, salvo en el techo del sótano.

Como ejemplo se presenta el cálculo de las deflexiones en el aligerado entre los ejes 3 y 4, y entre los ejes C y D.

Idealización:

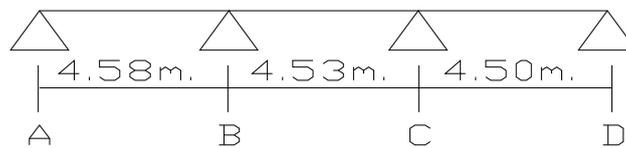


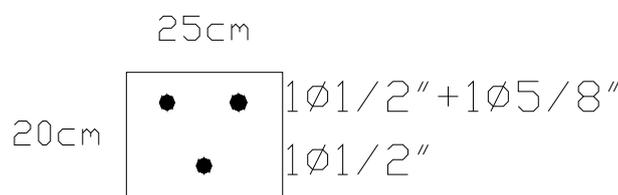
Figura 5.7: Idealización del aligerado entre los ejes 3 y 4, y entre los ejes C y D.

Momentos en las caras:

Elemento	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
	Mu-	Mu+	Mu-	Mu-	Mu+	Mu-	Mu-	Mu+	Mu-
Alig. Sótano	0.51	1.40	1.68	1.68	0.81	1.66	1.66	1.42	0.49

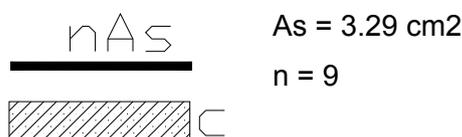
Tramo C-D:

Para momento negativo:



Se utilizó 25cm como base debido al ensanche alternado.

Sección transformada agrietada:

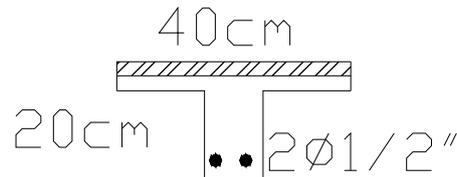


$$nA_s = 29.61 \text{ cm}^2$$

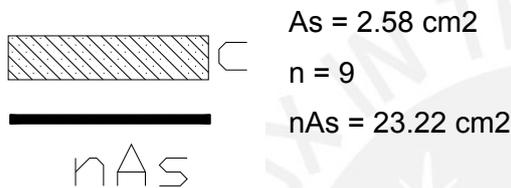
Calculo de c: $25 \times c \times (c/2) = 29.61 \times (17-c) \rightarrow c = 5.27 \text{ cm.}$

Inercia I_{cr-} : $I_{cr-} = (b \times c^3/3) + nA_s x (17-c)^2 = 5294 \text{ cm}^4.$

Para momento positivo:



Sección transformada agrietada:



Calculo de c: $40 \times c \times (c/2) = 23.22 \times (17-c) \rightarrow c = 3.90 \text{ cm}$

Inercia I_{cr+} : $I_{cr+} = (b \times c^3/3) + nA_s x (17-c)^2 = 4776 \text{ cm}^4.$

Inercia Efectiva, para deflexión inmediata:

$$I_{ef} = (I_{cr-} + 2(I_{cr+})) / 3 = 4949 \text{ cm}^4$$

Cálculo de deflexiones Inmediatas:

a) Debido a la carga muerta: $W_{cm} = 200 \text{ kg/m} = 2 \text{ kg/cm.}$

$$\Delta e = 1/185 \times W L^4 / EI = 1/185 \times (2)(4.5 \times 100)^4 / (220000)(4949)$$

$$\Delta e = 0.41 \text{ cm}$$

b) Debido al 100% de la carga viva: $W_{cv} = 200 \text{ kg/m} = 2 \text{ kg/cm.}$

$$\Delta e = 0.41 \text{ cm}$$

c) Debido al 30% de la carga viva:

$$\Delta e = 0.41 \times 0.3 = 0.12 \text{ cm}$$

Cálculo de las Deflexiones Diferidas:

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda (\text{deflexión Inmediata})$$

$$\lambda = \zeta / (1 + 50\rho')$$

ρ' es la cuantía mínima de acero en compresión en el centro del tramo para una viga continua. En el ejemplo es igual a cero.

ζ depende del tiempo de exposición. Para 5 años o más es igual a 2.

$$\rightarrow \lambda = 2$$

- a) Deflexión diferida por CM = $2(0.41) = 0.82\text{cm}$
- b) Deflexión diferida por 100%CV = 0.82cm
- c) Deflexión diferida por 30%CV = $2(0.12) = 0.24\text{ cm.}$

Deflexión total limite:

La N.T.E E-060 señala que para pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas, la deflexión limite es de $L/240$, en nuestro caso es igual a 1.88cm .

La deflexión limite es la parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales, es decir, es la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.

Entonces, se tiene como deflexión total:

Δd CM	=	0.82	56%
Δd CV (30%)	=	0.24	16%
Δi CV	=	<u>0.41</u>	<u>28%</u>
		1.47cm	

Como se puede observar, no se está sobrepasando la deflexión límite a pesar que se tiene una sobrecarga de 500 kg/m^2 . Esto es debido a que las luces de los paños de los aligerados no son muy grandes.

Sin embargo, para un centro comercial con 500 kg/m^2 de sobrecarga, con paños de 5.5m de luz, es probable que se requiera de un aligerado de 25cm , en vez de un aligerado de 20cm de espesor como lo hubiera indicado el predimensionamiento.

VI.- DISEÑO DE VIGAS.-

6.1 Introducción.-

Las vigas se diseñaron para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando las cargas de gravedad, muertas y vivas, aplicadas en ellas, y las cargas de sismo que éstas absorben. Se usaron las 5 combinaciones de carga para determinar las cargas de diseño.

6.2 Diseño por flexión.-

Se diseñó siguiendo las mismas formulas que en el diseño por flexión de losas. El peralte efectivo (d) para vigas chatas es igual a la altura total menos 3 cm. ($d = h - 3$ cm.), mientras que para vigas peraltadas “d” es igual a la altura total menos 6 cm. ($d = h - 6$ cm.).

La cuantía de acero (ρ) se calculó con la tabla para el diseño en flexión (K_u vs. ρ). Se calculó el factor K_u y con la tabla se determinó el valor de “ ρ ”, y con la cuantía ya definida se obtuvo el área de acero. Las expresiones a usar son:

$$K_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

$$A_s = \rho b d$$

La N.T.E. E-060 menciona unas disposiciones especiales para elementos sujetos a flexión y que resisten fuerzas de sismo. Estas disposiciones son aplicables a las vigas que forman pórtico con columnas y placas. Algunas de estas disposiciones son las siguientes:

- La relación ancho peralte de las vigas no deberá ser menor que 0.3.
- El peralte efectivo (d) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.
- El ancho de las vigas no será menor que 25cm.
- Debe existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área de acero no menor que $\frac{1}{4}$ de la máxima requerida en los nudos, ni que $0.7 \sqrt{f'c} / f_y$ (Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\rho_{\min} = 0.0024$).
- El refuerzo debe extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual a “d” ó $12db$, la que sea mayor, siempre que se desarrolle l_d desde el punto de máximo esfuerzo.

- El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continua proporcione el doble del área requerida por flexión, y el cortante no exceda las $\frac{3}{4}$ partes de lo permitido.
- Se debe cumplir que la resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no sea menor que $\frac{1}{3}$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.
- El porcentaje de refuerzo “ ρ ” proporcionado no deberá exceder de $0.75 \rho_b$, donde ρ_b es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada (Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\rho_b = 0.0216$; $0.75 \rho_b = 0.0162$).
- La redistribución de los momentos podrá hacerse aumentando o disminuyendo el momento negativo en no más de $20(1 - (\rho - \rho')) / \rho_b$ %, siempre que “ ρ ” o “ $\rho - \rho'$ ” no exceda de $0.5 \rho_b$.

6.3 Diseño por cortante.-

El diseño de las secciones transversales, de los elementos sujetos a fuerza cortante, se basa en que la fuerza cortante última en la sección crítica es resistida por la sección de concreto (V_c) más una contribución adicional proporcionada por el acero de refuerzo transversal (V_s).

Por lo tanto:

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

Donde: V_u : cortante última a una distancia “ d ” de la cara del apoyo.

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

$$\phi = 0.85$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi, \text{ sin exceder de } 2.1 b d \sqrt{f'_c}$$

Si V_u es mayor que la que puede soportar el concreto se requerirá de estribos, el cual va colocado con un espaciamiento (s) adecuado.

Para calcular el espaciamiento entre estribos “ s ” se utiliza la siguiente fórmula:

$$s = A_v f_y d / V_s$$

donde A_v es el área del refuerzo transversal.

El espaciamiento “ s ” máximo es $0.5d$ ó 60 cm. , el que sea menor, debiéndose reducir a la mitad cuando V_s sea mayor que $1.1 b d \sqrt{f'_c}$.

Cuando V_u exceda a $0.5\phi V_c$, el área de refuerzo por corte mínimo será igual a:

$$A_v = (3.5 b s) / f_y$$

o lo que es igual a decir:

$$s \leq (A_v f_y) / (3.5 b)$$

En vigas sismorresistentes se debe siempre tener más resistencia por cortante que por flexión, ya que lo que se busca en un terremoto es evitar la falla frágil y preferir una falla dúctil.

Las fallas frágiles se evitan dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con ello, la fuerza cortante última (V_u) se debe determinar a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.

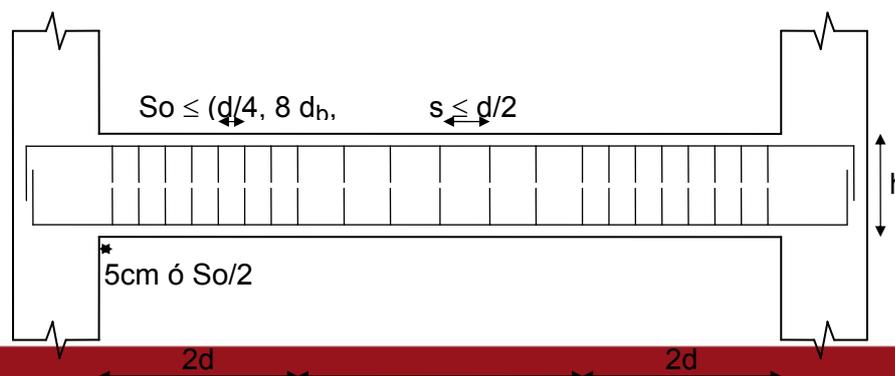
Entonces, la expresión a usar será:

$$V_u = (M_{ni} + M_{nd}) / l_n + V_u \text{ isostático}$$

En la expresión: “ M_{ni} ” y “ M_{nd} ” son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente, los cuales fueron calculados sobre la base del refuerzo de acero longitudinal realmente colocado en el diseño del elemento.

El refuerzo transversal deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo de 3/8”.
- Se colocarán estribos en ambos extremos del elemento en una longitud, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz, igual a dos veces el peralte del elemento, zona de confinamiento, con un espaciamiento S_o que no exceda el menor de los siguientes valores: $0.25 d$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro ó 30 cm.
- El primer estribo se colocará a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no será mayor que $0.5 d$.



6.4 Corte o doblado del refuerzo longitudinal.-

En cuanto al corte o doblado del refuerzo, la N.T.E. E-060 menciona ciertas consideraciones, entre estas 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, o través de 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.

6.5 Verificación en Condiciones de Servicio.-

6.5.1 Control de Deflexiones.-

La Norma Peruana señala que para no verificar deflexiones en vigas, se debe contar con un peralte mínimo:

$$H_{min} = 1/16 \text{ luz}$$

Sin embargo, al predimensionar se utilizó como peralte mínimo un valor comprendido entre $1/12$ y $1/10$ de la luz de la viga.

Esta diferencia se debe a que la Norma señala este peralte mínimo solo desde el punto de vista de control de deflexiones, mientras que con los otros valores se está considerando también la rigidez lateral y el diseño sismo-resistente.

Por lo tanto no hay necesidad de verificar deflexiones.

6.5.2 Control de Fisuración.-

La verificación de fisuraciones se realizará una vez colocado el acero, y de la misma manera que en las losas.

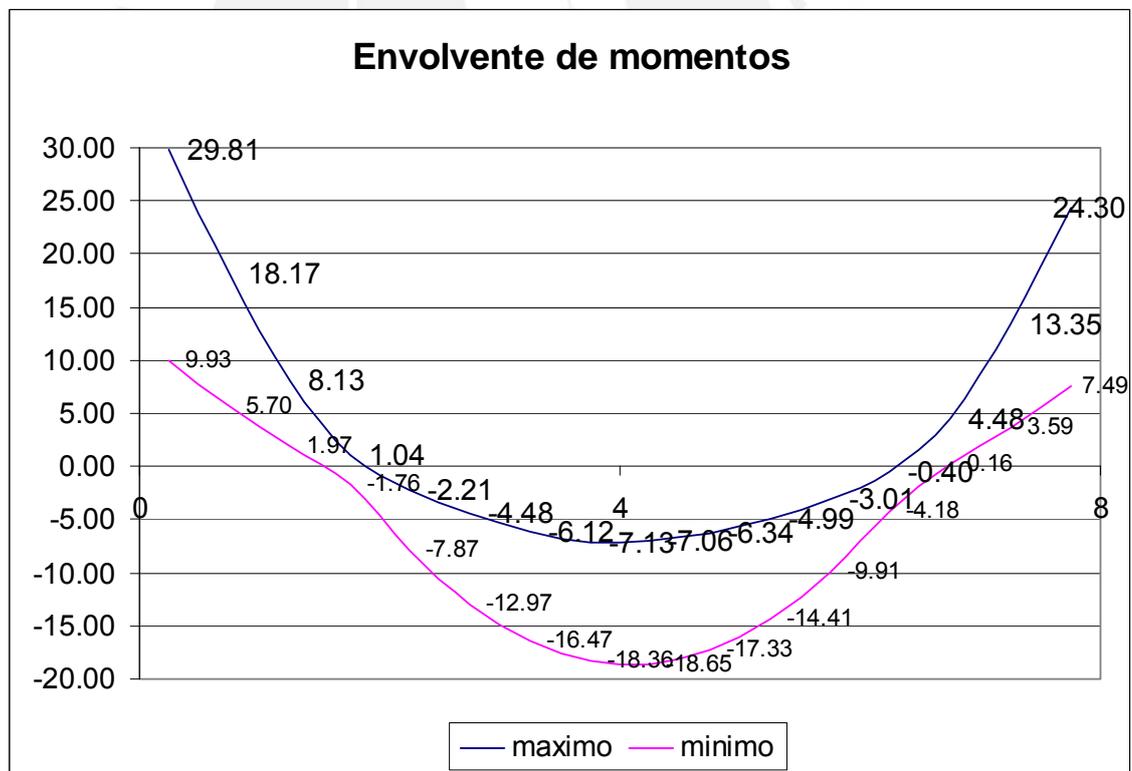
6.6 Ejemplo de Diseño.-

Como ejemplo se muestra el diseño de uno de los tramos de la viga del eje B (0.30m * 0.65m) del primer piso.

Las cargas para el diseño son:

Msismo	1.97	1.71	2.49	2.48	1.71	1.97
Mvivo	-4.74	-5.78	-3.52	-3.52	-5.78	-4.74
Mmuerto	-10.61	-12.89	-6.45	-6.47	-12.93	-10.51
Vsismo	0.49	0.49	1.12	1.12	0.49	0.49
Vvivo	-4.53	4.75	-3.31	3.31	-4.75	4.53
Vmuerto	-10.26	10.87	-6.24	6.25	-10.89	10.24
	8.0m		4.93m		8.0m	
	2	3	4	5		

Con estos valores se construyó el diagrama de envolvente de momentos flectores para el tramo 4-5.



De la envolvente de momentos, se obtuvieron los momentos para el diseño.

6.6.1 Diseño por flexión.-

Cantidad de acero máximo: $\rho_b = 0.0216$ $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.0216 = 0.0162$

$$A_{smax} = 0.0162 \cdot 30 \cdot 56 = 27.22 \text{ cm}^2$$

Cantidad de acero mínimo: $\rho_{min} = 0.0024$

$$A_{smin} = 0.0024 \cdot 30 \cdot 56 = 4.03 \text{ cm}^2$$

Sección con mayor Momento Positivo:

$b = 30 \text{ cm}; d = 59 \text{ cm}; f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{u+} = 18.65 \text{ ton-m} \quad K_u = 17.86 \quad \rho = 0.00502 \quad A_s = 8.89 \text{ cm}^2$$

Será necesario colocar acero en dos capas, por lo que para hallar el peralte efectivo se le resta al peralte de la viga 9cm. Entonces el acero requerido es :

$b = 30 \text{ cm.}; d = 56 \text{ cm.}; f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{u+} = 18.65 \text{ ton-m} \quad K_u = 19.82 \quad \rho = 0.00562 \quad A_s = 9.43 \text{ cm}^2$$

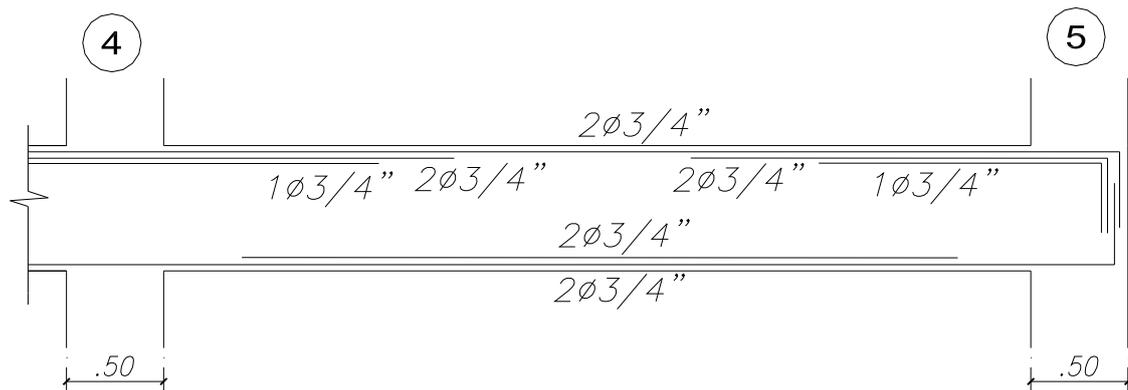
Sección con mayor Momento Negativo:

$b = 30 \text{ cm}; d = 56 \text{ cm}; f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{u \text{ izq}} = 29.81 \text{ ton-m} \quad K_u = 31.68 \quad \rho = 0.00943 \quad A_s = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$M_{u \text{ der}} = 24.30 \text{ ton-m} \quad K_u = 25.83 \quad \rho = 0.00749 \quad A_s = 12.59 \text{ cm}^2$$

Con las áreas calculadas, asumimos la siguiente distribución del refuerzo:



Se está cumpliendo con las consideraciones indicadas para la colocación del refuerzo, ya que $A_{s(-)}$ corrido y $A_{s(+)}$ corrido son iguales a 5.68 cm^2 ($2 \phi 3/4"$), y $A_{s(+)}$ en el extremo es 5.68 cm^2 ($2 \phi 3/4"$) y $A_{s(-)}$ en el extremo es 14.20 cm^2 ($5 \phi 3/4"$).

Estas áreas satisfacen los requisitos mencionados, tal como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} \text{As(-) corrido} &\geq 0.0024 * 30 * 56 = 4.03 \text{ cm}^2 \\ &\geq \frac{1}{4} \text{As(-) max} = \frac{1}{4} * 15.84 = 3.96 \text{ cm}^2 \\ \text{As(+)} \text{ corrido} &\geq 0.0024 * 30 * 56 = 4.03 \text{ cm}^2 \\ &\geq \frac{1}{4} \text{As (+) max} = \frac{1}{4} * 9.43 = 2.36 \text{ cm}^2 \\ \text{M(+)} \text{ nominal en los extremos} &\geq \text{M(-)} \text{ nominal en el extremo} / 3 \\ 12.83 \text{ tnxm} &\geq 30.07 / 3 = 10.02 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

Para resistir los momentos negativos se está colocando 14.20 cm^2 ($\rho = 0.0085$ $M_u = 27.07 \text{ ton-m}$) y para resistir los momentos positivos se está colocando 11.36 cm^2 ($\rho = 0.0068$ $M_u = 22.13 \text{ ton-m}$).

Se aprecia que en el extremo izquierdo el área de acero colocado es menor que el necesario, que es 15.84 cm^2 . Por lo tanto, se aplicó redistribución de momentos.

Primero, se verificó que se cumplan las condiciones para poder aplicar la redistribución de momentos:

$$\begin{aligned} 20(1 - (\rho - \rho') / \rho_b) \% &= 15.28\% > (29.81 - 27.07) * 100 / 29.81 = 9.19\% \Rightarrow \text{OK} \\ \rho &= 0.0085 < 0.5 \rho_b = 0.0108 \Rightarrow \text{OK} \\ \rho - \rho' &= 0.0051 < 0.5 \rho_b = 0.0108 \Rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Al variar el momento negativo del extremo izquierdo, también varía el momento positivo, el nuevo valor de este momento es 19.74 ton-m , el cual puede ser resistido por el área de acero colocado, tal como se demuestra a continuación:

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm}; d = 56 \text{ cm}; f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ M_u &= 19.74 \text{ ton-m} \quad K_u = 20.98 \quad \rho = 0.00597 \quad A_s = 10.03 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

De la misma forma se hizo el cálculo de las áreas de acero en las demás vigas.

6.6.2 Diseño por Cortante.-

Se calculó la envolvente de fuerzas cortantes tomando en cuenta los momentos nominales, momentos resistidos por el área de acero considerada en el diseño por flexión, y el cortante isostático, cortante resultante de las cargas de gravedad.

Los momentos nominales en ambos extremos son:

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm}; d = 56 \text{ cm}; f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{As(-)} &= 14.20 \text{ cm}^2 \quad M_{\text{nsup}} = 30.07 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

$$As(+) = 5.68 \text{ cm}^2 \quad Mninf = 12.83 \text{ ton-m}$$

El cortante isostático en los extremos es:

$$Vu = 1.25 (Vcm + Vcv) = 1.25 (10.89 + 4.75) = 19.55 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow Vu \text{ izq} = 19.55 \text{ ton}$$

$$Vu \text{ der} = 19.55 \text{ ton}$$

El cálculo de las cortantes de diseño se desarrolla de la siguiente forma:

Momentos con sentido antihorario:

$$V_{hiperestatico1} = (30.07 + 12.83) / 7.5 = 5.72 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \text{Extremo izquierdo: } Vu = 19.55 + 5.72 = 25.27 \text{ ton}$$

$$\text{Extremo derecho: } Vu = 19.55 - 5.72 = 13.83 \text{ ton}$$

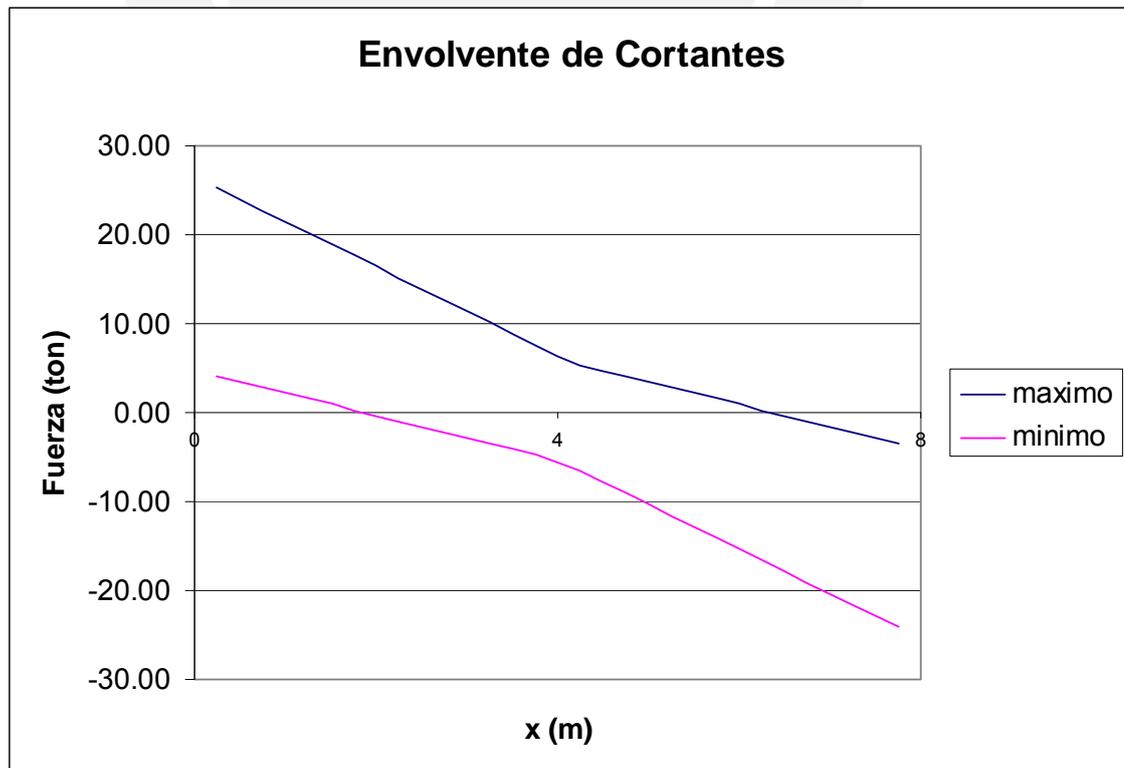
Momentos con sentido horario:

$$V_{hiperestatico2} = (12.83 + 30.07) / 7.5 = 5.72 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \text{Extremo izquierdo: } Vu = 19.55 - 5.72 = 13.83 \text{ ton}$$

$$\text{Extremo derecho: } Vu = 19.55 + 5.72 = 25.27 \text{ ton}$$

En el siguiente gráfico, se muestra la envolvente de cortantes:



Se trabajó con el mayor valor para obtener el cortante a “d” de la cara del apoyo:

$$V_u = 25.27 \text{ ton} \Rightarrow V_u \text{ a "d" de la cara del apoyo} = 22.45 \text{ ton}$$

Cortante resistido por el concreto: $V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 56 = 12.90 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0.85 \times 12.90 = 10.97 \text{ ton}$$

Cortante resistido por el refuerzo: $\phi V_s = 22.45 - 10.97 = 11.48 \text{ ton}$

$$V_s = 11.48 / 0.85 = 13.51 \text{ ton}$$

Calculamos a continuación el espaciamiento “s” considerando estribos de $\phi 3/8$ ”:

$$s = (1.42 \times 4200 \times 56) / 13510 = 24.72 \text{ cm.}$$

Además como $V_u = 25.27 \text{ ton} > 0.5 \phi V_c = 5.49 \text{ ton}$

$$\Rightarrow s < (1.42 \times 4200) / (3.5 \times 30) = 56.8 \text{ cm.}$$

Teniendo en cuenta los valores máximos que propone la N.T.E. E-060 para vigas sísmicas:

En la zona de confinamiento: (Longitud = $2 h = 130 \text{ cm.}$)

$$\text{Espaciamiento máximo "s": } \leq 0.25 d = 0.25 \times 56 = 14.00 \text{ cm.}$$

$$\leq 8 d_b = 8 \times 1.905 = 15.24 \text{ cm.}$$

$$\leq 30 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento:

$$\text{Espaciamiento máximo "s": } \leq 0.5 d = 0.5 \times 56 = 28.00 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se consideró que el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento es de 15.0 cm. y fuera de la zona de confinamiento 30.0 cm.:

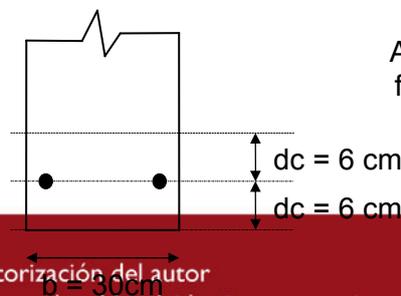
$$\phi 3/8": 1@.05, 9@.15, \text{ rto.}@.30 \text{ en cada extremo}$$

De la misma forma se hizo el diseño por cortante en las demás vigas.

6.6.3 Control de Fisuración.-

Se calculó de la misma forma que para losas, en la sección con menos acero colocado. Se obtuvo como parámetro “Z” un valor igual a 25855 kg/cm., valor inferior al límite, por lo cual queda controlado la fisuración.

A continuación se muestran las consideraciones para el cálculo de “Z”:



$$A = (2 d_c) b / 2 = 180 \text{ cm}^2$$

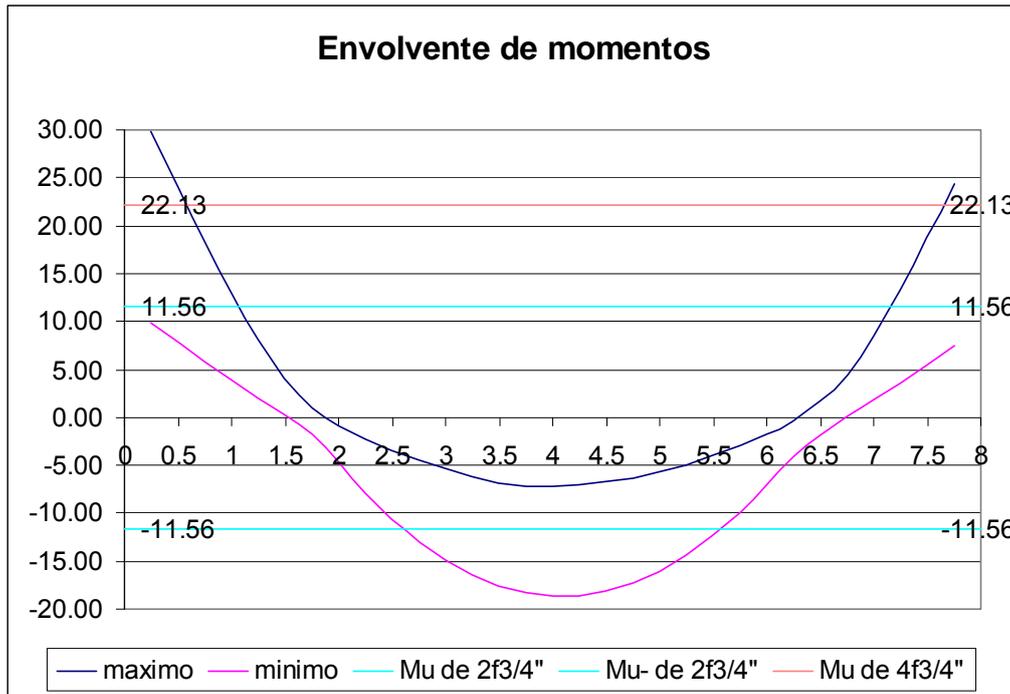
$$f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

6.6.4 Corte o doblado del refuerzo.-

Para determinar el corte de barras, es decir, la longitud de los bastones, se determinó el momento último resistido por el acero corrido ($2\phi 3/4"$):

$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad M_u = 11.56 \text{ tonxm}$$

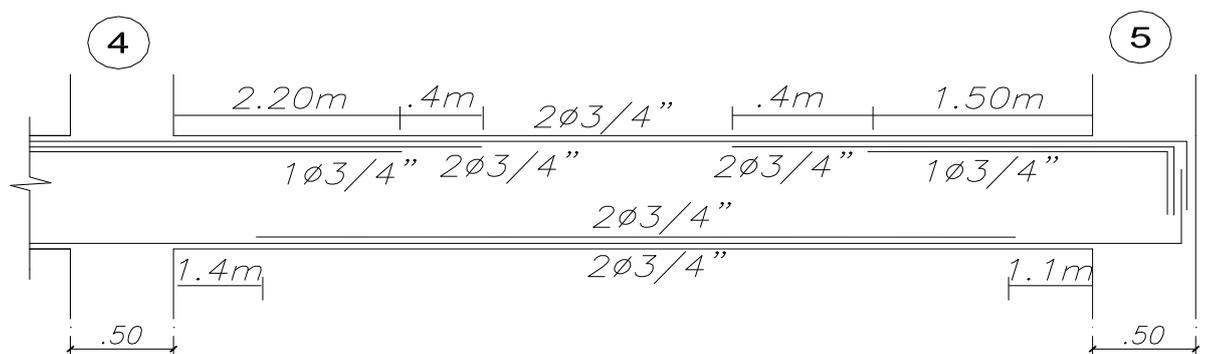
Con M_u igual a 11.56 tonxm se entra en la envolvente de momentos y se traza una línea correspondiente a este momento, hallando el punto teórico de corte.



En el extremo superior izquierdo de la viga, el bastón más largo ($2\phi 3/4"$) se tendría que cortar a una distancia de aproximadamente 1.20m medido desde el eje del apoyo, pero como ya se mencionó anteriormente, este valor debe ser mayor.

Aplicando las consideraciones para el corte del refuerzo, el corte del bastón en cuestión debe ser como mínimo 1.76m medido desde el eje del apoyo.

Según lo expuesto anteriormente, se obtuvo la siguiente distribución del refuerzo para la viga del ejemplo:



Las demás vigas se presentan en los planos de vigas.

VII.- DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS.-

7.1 Introducción.-

Las columnas son elementos que soportan momentos flectores y cargas axiales simultáneamente, solicitaciones de flexocompresión junto a esfuerzos de corte. Habrá que tener presente un problema adicional que es la esbeltez del elemento.

En el diseño por flexocompresión y por cortante se consideraron las cargas amplificadas con las mismas cinco combinaciones del diseño de vigas. Con el procedimiento de diseño por flexocompresión se determinó la cantidad de acero de refuerzo longitudinal necesario para soportar la combinación más desfavorable de cargas axiales y momentos flectores. El diseño por cortante permitió conocer y calcular la distribución del refuerzo transversal a colocar.

Para uniformizar el diseño, se colocó el mismo refuerzo longitudinal cada tres niveles consecutivos, es decir del sótano al segundo piso y del tercer al quinto piso tienen la misma cantidad de refuerzo. A todas las columnas con igual sección transversal se les colocó el mismo refuerzo, tomando el diseño de la columna más crítica.

Las placas o muros de corte, son los elementos estructurales que absorben la mayor parte de la carga lateral producida por los sismos. Su diseño es muy parecido al de una columna, con la diferencia que debido a su gran rigidez lateral absorben mayores solicitaciones sísmicas.

7.2 Determinación de los factores δ_l y δ_g en columnas.-

Si la esbeltez de la columna es tal, que para el nivel de carga axial aplicado, se generan deformaciones transversales que aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño, debe evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominada efecto o deformación de segundo orden.

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez debemos considerar:

- Los efectos globales (δ_g) que afectan a la estructura como conjunto, es un factor que amplifica los momentos de primer orden producidos por las cargas de sismo.

- Los efectos locales (δ_i) que afectan a cada uno de los elementos individuales, es un factor que amplifica los momentos de primer orden producidos por las cargas verticales.

7.2.1 Efecto Local de Esbeltez (δ_i).

El factor δ_i se calcula individualmente para cada columna usando la siguiente expresión:

$$\delta_i = \frac{C_m}{1 - (P_u / \phi P_c)} \geq 1$$

donde: P_u : Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.7$, columna con estribos)

P_c : Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

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

La carga crítica se calcula con la siguiente expresión:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(L_n)^2}, \text{ donde } E I = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + \beta d)}$$

además: E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

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

βd : Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo.

L_n : Luz libre de la columna en la dirección analizada considerándose la distancia entre vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

El coeficiente C_m se obtiene de :

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 > 0.4$$

donde: M_1 : Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna; siempre positivo

La norma indica que los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar si:

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

donde r es el radio de giro de la sección transversal del elemento. Para una sección rectangular $r=0.3h$, siendo h el peralte.

Entonces para aquellas columnas cuyo lado es 50 cm. ($h = 50$ cm.) el radio de giro será $r = 0.3 \times 50 = 15$ cm. Como la altura libre de las columnas es 2.35 m, el cociente L_n / r será igual a 15.67.

Para edificios convencionales, como el presente, se presentan en las columnas una curvatura doble, entonces la expresión $(34 - 12 M_1 / M_2)$ siempre será positiva y mayor que 34.

Por lo tanto, el efecto de esbeltez local se desprecia en los cálculos de los momentos, o lo que es igual a decir, δl es igual a 1.

7.2.2 Efecto Global de Esbeltez (δg)-

El factor δg se calcula en forma conjunta para todo el entrepiso en cada dirección de análisis, usando la siguiente expresión:

$$\delta g = 1 / (1 - Q)$$

donde Q es el índice de estabilidad del edificio, calculado al hacer el análisis sísmico.

Los efectos de la esbeltez global son despreciables si Q es menor que 0.06. Del análisis sísmico, obtenemos que el máximo índice de estabilidad en la dirección X es 0.0016, y en la dirección Y es 0.0095.

Por lo tanto, se desprecia el efecto de esbeltez global en la dirección X y en la dirección Y.

7.3 Diseño en Flexocompresión Uniaxial.-

7.3.1 Columnas.-

Para el diseño de los elementos por flexo-compresión, se debe construir el correspondiente Diagrama de Interacción, que representa una combinación de valores de carga axial y momento flector nominales o de diseño que la sección de la columna puede resistir.

En estos diagramas de interacción, se ubican los pares de carga axial última y momento flector último correspondiente a las cinco combinaciones de carga. Estos pares deben estar dentro del área encerrada por la curva del diagrama y los ejes coordenados, donde el eje de las abscisas corresponde al momento flector y el eje de las ordenadas a la carga axial.

La N.T.E. E-060 indica que la cuantía de acero de refuerzo longitudinal mínimo es del 1% y como máximo el 6% del área bruta de la sección de concreto. Se recomienda no trabajar con cuantías mayores al 4%, teniendo un diseño más económico y más fácil de construir. Si la columna tuviera mayor sección de la requerida se podrá utilizar como mínimo 0.5% de cuantía.

Para proveer mayor resistencia a flexión en las columnas que en las vigas que forman el nudo, se exige que se cumpla:

$$\Sigma M_{nc} > 1.4 \Sigma M_{nv}$$

donde: ΣM_{nc} es la suma de momentos nominales de la columna al centro del nudo, calculada para la fuerza axial actuante, en la hipótesis que considera las fuerzas de gravedad y de sismo en la dirección considerada, verificando la condición de resistencia a flexión mas baja. ΣM_{nv} es la suma de momentos nominales de las vigas al centro del nudo, opuestos a los momentos de las columnas.

7.3.2 Placas.-

Las placas que tienen una relación entre su altura total y su longitud mayor que 1 ($H/L \geq 1$), considerados como muros esbeltos, deben diseñarse siguiendo todos los requisitos establecidos para flexo-compresión, esto ocurre en todas las placas del edificio.

Al diseñar las placas, se coloca el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud de la placa y concentrado en los extremos. El refuerzo vertical distribuido a lo largo de la placa debe tener una cuantía mayor a la mínima, la cual se establece en el diseño por cortante.

Las barras de refuerzo ubicados en los extremos de la placa deben confinarse con estribos, de la misma forma como en el caso de columnas.

Cuando se define el refuerzo a colocar, se construye el diagrama de interacción para esta sección, para ambos sentidos del momento sísmico cuando la placa no es simétrica con respecto a la dirección perpendicular a la dirección en que se está haciendo el análisis.

El diseño del extremo de la placa debe ser verificado considerándolo como una columna que soporta las solicitaciones en la dirección perpendicular al plano de la placa.

7.4 Diseño Biaxial.-

Este caso se presenta considerando momentos por cargas de gravedad y momentos por carga de sismo en una dirección.

La N.T.E. E-060 acepta la ecuación de Bresler como método aproximado para el diseño biaxial. En este caso primero se efectuó el diseño de flexión uniaxial y luego se verificó la flexión biaxial. La ecuación de Bresler es:

$$1/P_u \geq 1/\phi P_{nx} + 1/\phi P_{ny} - 1/\phi P_{no}$$

donde:

P_u : Resistencia última en flexión biaxial.

ϕP_{nx} : Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y=0$)

ϕP_{ny} : Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x=0$)

ϕP_{no} : Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente en X ($e_x=e_y=0$).

Esta ecuación es válida siempre que se cumpla:

$$P_u/\phi P_{no} \geq 0.1$$

En caso contrario la N.T.E. E-060 indica:

$$M_{ux}/\phi M_{nx} + M_{uy}/\phi M_{ny} \leq 1$$

7.5 Diseño por Fuerza Cortante.-

7.5.1 Columnas.-

Se busca que la falla sea por flexión y no por fuerza cortante, para poder obtener un comportamiento más dúctil por parte de la columna.

Para lograr esto, la fuerza cortante última se calcula con los momentos nominales (M_n) en los extremos de la luz libre, correspondiente a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible, es decir:

$$V_u = (M_n \text{ inf} + M_n \text{ sup}) / h_n \leq \phi (V_c + V_s)$$

donde " $M_n \text{ inf}$ " y " $M_n \text{ sup}$ " son los momentos nominales inferior y superior en los extremos de la altura libre " h_n " del elemento.

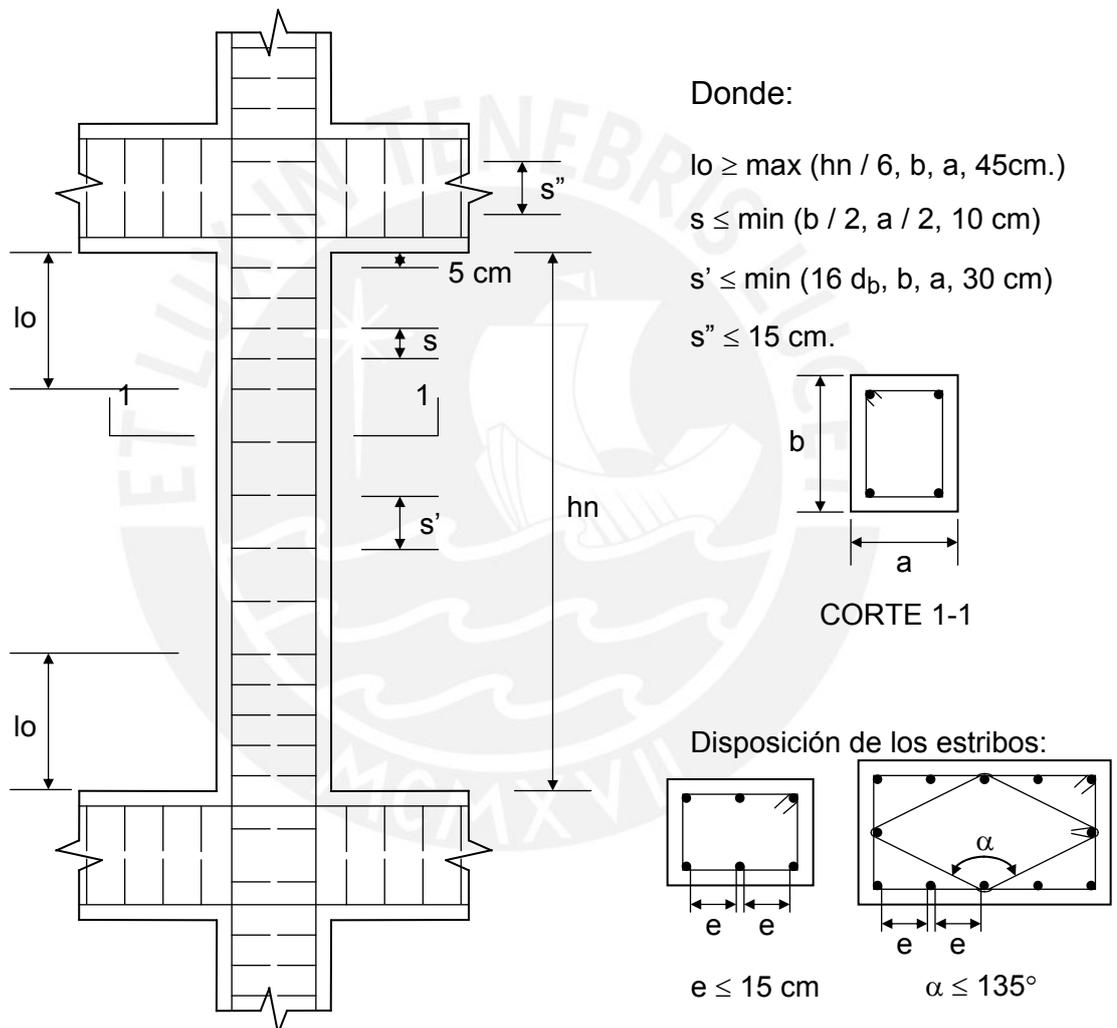
Para calcular la resistencia aportada por el concreto (V_c) utilizamos la siguiente expresión:

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

donde N_u es la carga axial última y A_g es el área bruta de la sección.

La contribución en la resistencia aportada por el refuerzo transversal (V_s) se calcula de la misma forma que para el diseño de Vigas.

La distribución del refuerzo transversal en la columna debe cumplir con lo que se indica en la siguiente figura:



7.5.2 Placas.-

El diseño por cortante se desarrolla de la misma forma que para columnas. La fuerza cortante de diseño se calcula usando la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / } M_{ua})$$

donde:

V_{ua} : Cortante último proveniente del análisis

Mua: Momento último proveniente del análisis

Mur: Momento nominal de la sección, asociado a Pu, obtenido con el refuerzo realmente colocado.

Además, esta cortante de diseño debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad \text{donde } V_n = V_c + V_s \leq 2.6 t d \sqrt{f'_c}$$

El aporte de resistencia por el concreto se desprecia cuando $N_u / A_g < 0.1 f'_c$. Caso contrario, el cortante resistido por el concreto es:

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

La distancia "d", longitud medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se puede asumir igual a 0.8 L.

7.5.2.1 REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE

Cuando V_u exceda a ϕV_c se deberá colocar un refuerzo horizontal por corte, calculándose el área de refuerzo con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

La cuantía mínima de refuerzo horizontal (ρ_h) es de 0.0025, salvo que V_u sea menor que $0.5 \phi V_c$, entonces el valor de la cuantía horizontal puede reducirse hasta un mínimo de 0.0020.

El espaciamiento de este refuerzo no será mayor que $L / 5$, 3 t ó 45 cm., debiéndose anclar en los extremos confinados de la placa para que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

7.5.2.2 REFUERZO VERTICAL POR CORTE

La cuantía vertical ρ_v no necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido. Se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H / L) (\rho_h - 0.0025)$$

La cuantía mínima de este refuerzo es 0.0025, pudiendo reducirse hasta 0.0015 cuando $V_u < 0.5 \phi V_c$.

El espaciamiento no deberá ser mayor que $L / 3$, 3 t ó 45 cm.

7.6 Ejemplo de Diseño.-

7.6.1 Columnas.-

Se realizará el diseño de la columna C-03 ubicada en la intersección de los ejes C y 4 para el nivel del sótano. La sección transversal de esta columna es de 50x50 cm. El diseño resultante también será utilizado para el primer y segundo nivel.

7.6.1.1 DISEÑO EN FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL

Las cargas en el nivel del sótano, obtenidas del análisis por cargas de gravedad y del análisis sísmico, son:

CARGA	DIRECCION X	DIRECCION Y
Pcm	125 ton	125 ton
Pcv	50 ton	50 ton
Pcs	3 ton	0 ton
Mcm	4 ton-m	2 ton-m
Mcv	5 ton-m	1 ton-m
Mcs	2 ton-m	8 ton-m

Efectuando las combinaciones de carga se obtiene el siguiente cuadro de cargas últimas:

Dirección X-X:

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.5CM + 1.8CV	276	15
1.25(CM + CV) + CS	221	13
1.25(CM + CV) - CS	214	9
0.9CM + CS	115	6
0.9CM - CS	109	1

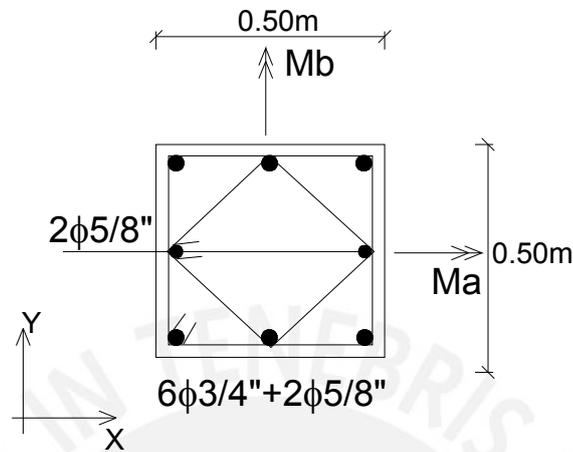
Dirección Y-Y:

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.5CM + 1.8CV	276	5
1.25(CM + CV) + CS	218	12
1.25(CM + CV) - CS	217	-5
0.9CM + CS	112	9
0.9CM - CS	112	-7

Datos: $A_g = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $h = 50 \text{ cm}$.

Acero mínimo: $1/100 \cdot A_g = 25\text{cm}^2$

Debido a que se obtuvieron mayores momentos en la dirección X (M_x) se colocaron $6\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$ como se muestra en la siguiente figura:



Con este acero colocado se dibuja el Diagrama de Interacción de la columna en la dirección X e Y, colocando los cinco pares de las combinaciones de carga.

Diagrama de Interacción en la dirección X-X:

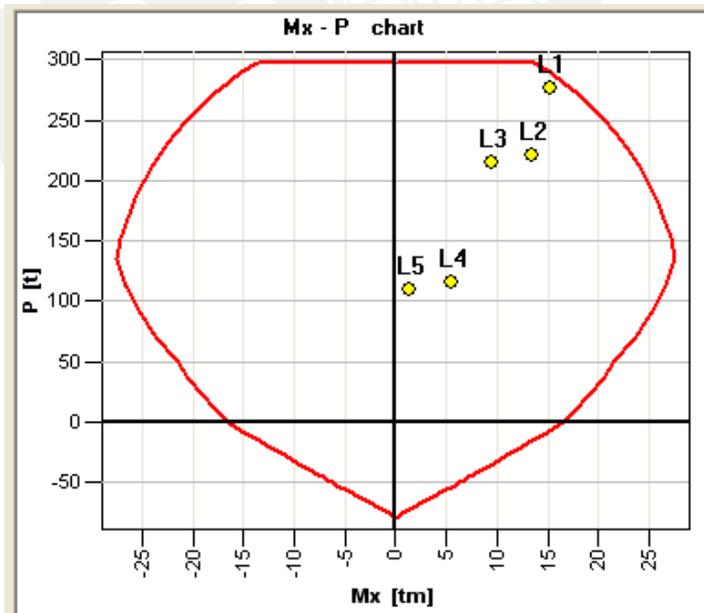
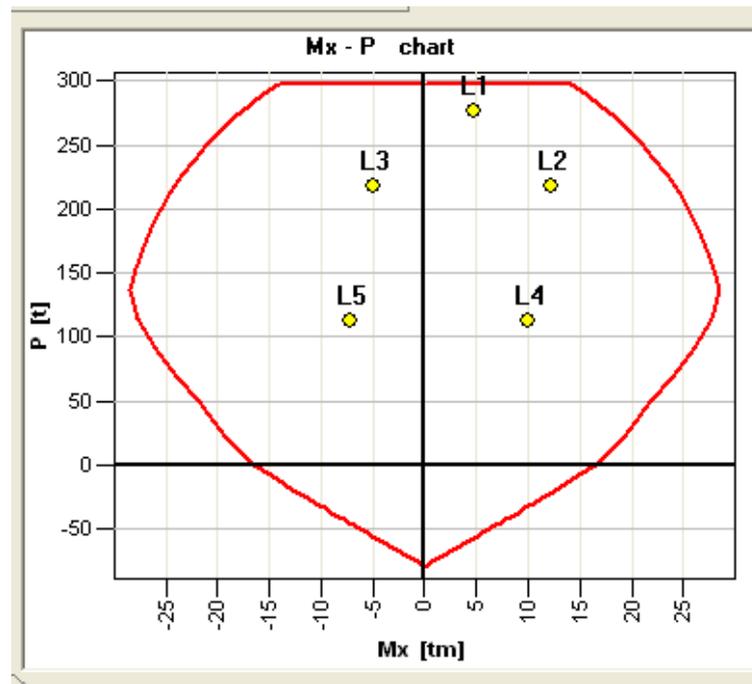


Diagrama de Interacción en la dirección Y-Y:



Como se puede ver en los gráficos anteriores, el acero colocado es el adecuado para que la columna pueda resistir las condiciones más desfavorables.

Ahora se debe verificar que se cumpla: $\Sigma M_{nc} \geq 1.4 M_{nv}$

En la dirección X-X:

Para $P_u = 70.96$ ton (Segundo piso)

Se tiene $M_{nc} = 30.5$ tonxm (El mas bajo)

Por lo tanto ΣM_c en el nudo superior es de 61 tonxm.

Como la resistencia a flexión mas baja de la columna se obtuvo en el segundo nivel, la ΣM_{nv} se calcula en el segundo nivel de la columna.

Entonces, el refuerzo que llega al nudo es el siguiente:

$5\varnothing 3/4'' \rightarrow M_{nv} = 30.07$ tonxm

$2\varnothing 3/4'' \rightarrow M_{nv} = 12.83$ tonxm

$1.4 \Sigma M_{nv} = 60.06$ tonxm $< \Sigma M_{nc}$ O.K.

En la dirección Y-Y:

Para $P_u = 73.15$ ton (Segundo piso)

Se tiene $M_{nc} = 31$ tonxm (El mas bajo)

Por lo tanto ΣM_c en el nudo superior es de 62 tonxm.

Como la resistencia a flexión más baja de la columna se obtuvo en el segundo

nivel, la ΣM_{nv} se calcula en el segundo nivel de la columna.

Entonces, el refuerzo que llega al nudo es el siguiente:

$$2\text{Ø}3/4'' \rightarrow M_{nv} = 13.54 \text{ tonxm}$$

$$1.4\Sigma M_{nv} = 37.91 \text{ tonxm} < \Sigma M_{nc} \quad \dots \quad \text{O.K.}$$

Se puede apreciar que el diseño se encuentra gobernado prácticamente por las cargas verticales, ya que los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos. Por lo tanto no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial, pues siempre serán satisfactorios sus resultados.

De la misma forma, se calcularon las áreas de acero de las demás columnas y para los demás niveles.

7.6.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

Para hacer el diseño por cortante se tuvo que encontrar los momentos nominales de la columna, con el área y distribución del refuerzo colocado.

A continuación se muestran los diagramas de interacción nominales para ambas direcciones:

Diagrama de Interacción Nominal en la dirección X-X:

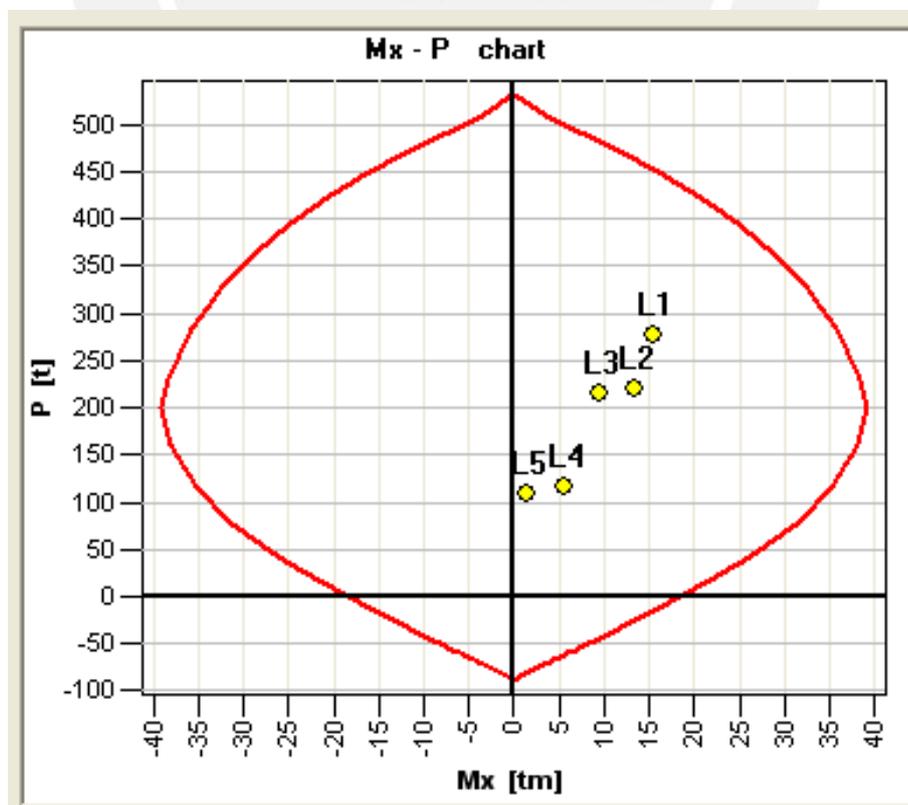
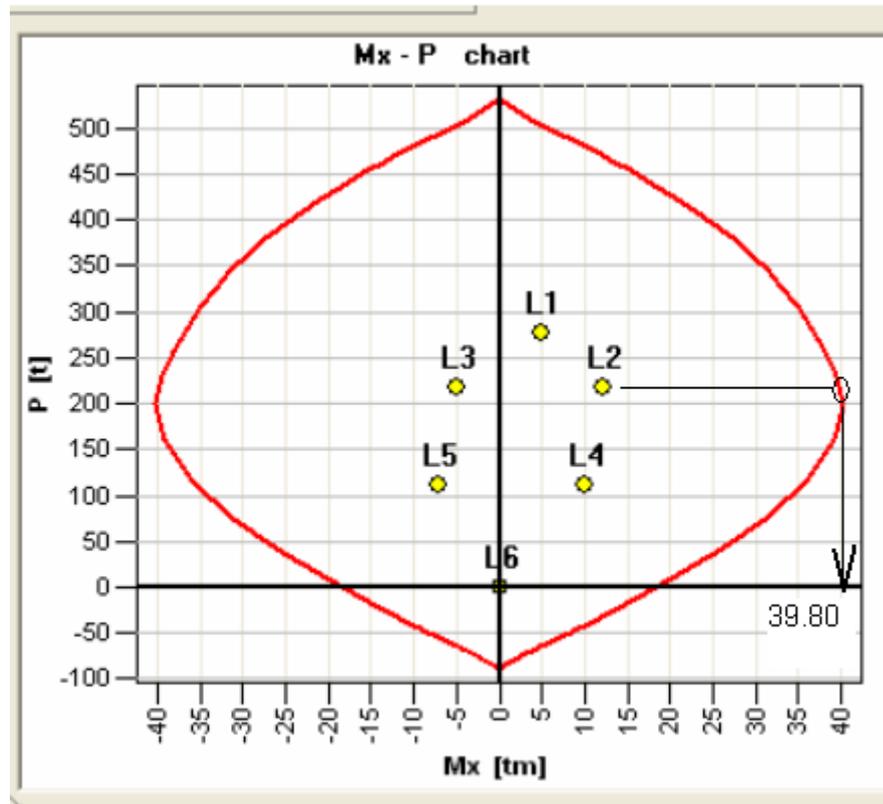


Diagrama de Interacción Nominal en la dirección Y-Y:



De el diagrama se obtiene el momento nominal (M_n) correspondiente a cada carga axial última (P_u) de las cinco hipótesis de diseño. El diseño por corte se hace con el máximo momento nominal.

El máximo momento nominal se obtiene del diagrama de interacción de la dirección Y, con un valor igual a 39.80 tonxm.

Como la altura libre es 2.35 m, se tiene como cortante de diseño:

$$V_u = (39.80 + 39.80) / 2.35 = 33.87 \text{ ton}$$

Cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} (50) (44) (1 + 0.0071 (217770 / 2500)) = 27.35 \text{ ton}$$

Cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = 33.87 / 0.85 - 27.35 = 12.50 \text{ ton}$$

Separación de estribos: (asumiendo dos estribos en la sección)

$$s = (4 \times 0.71) (4200) (44) / 12500 = 41.99 \text{ cm.}$$

Sin embargo, verificando los requisitos mínimos para el espaciamiento en columna, se tiene:

Zona de confinamiento: $l_o \geq h_n / 6 = 235 / 6 = 39.17 \text{ cm.}$
 $\geq b = 50 \text{ cm.}$
 $\geq a = 50 \text{ cm.} \quad \Rightarrow l_o = 50 \text{ cm}$
 $\geq 45 \text{ cm.}$

Espaciamiento en l_o : $s \leq b / 2 = 50 / 2 = 25 \text{ cm.}$
 $\leq a / 2 = 50 / 2 = 25 \text{ cm.} \quad \Rightarrow s = 10 \text{ cm}$
 $\leq 10 \text{ cm.}$

Espaciamiento fuera de l_o : $s' \leq 16 d_b = 16 \times 1.588 = 25.40 \text{ cm.}$
 $\leq b = 50 \text{ cm.} \quad \Rightarrow s' = 25 \text{ cm}$
 $\leq a = 50 \text{ cm.}$
 $\leq 30 \text{ cm.}$

Dentro del nudo: $s'' = 15 \text{ cm.}$

Por lo tanto se tienen dos estribos de la siguiente forma:

$2 \phi 3/8$: 1@.05, 5@.10, rto.@.25 en cada extremo

7.6.2 Placas.-

Se realizará el diseño de la placa PL-1 ubicada en el eje A entre los ejes 4 y 5 para el nivel del sótano.

7.6.2.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

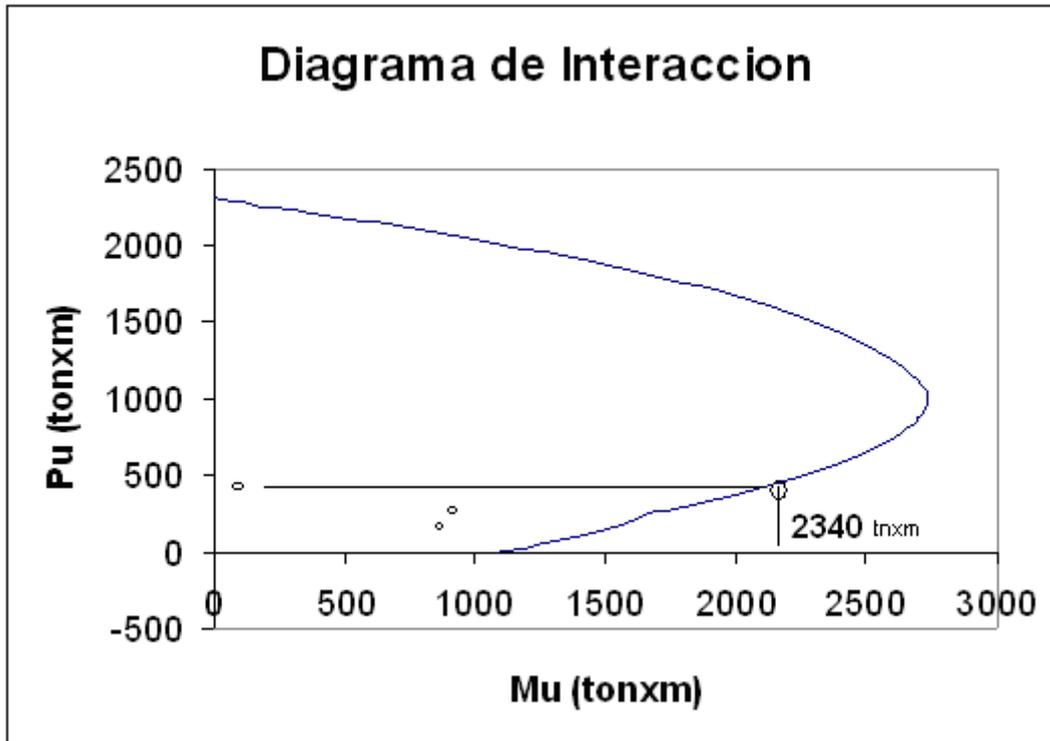
A continuación se presentan las cargas a las que es sometida esta placa en la dirección X, dirección principal de la placa:

Hipótesis	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Vu (ton)
1.5 CM + 1.8 CV	322.16	45.65	0
1.25 (CM + CV) + CS	266.47	844.23	62.18
1.25 (CM + CV) - CS	251.47	-771.48	62.18
0.90 CM + CS	159.77	828.03	62.18
0.90 CM - CS	144.77	-787.67	62.18

La distribución del refuerzo vertical considera:

- En los extremos confinados: $8\phi 5/8''$
- Entre los confinamientos: $\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ en ambas caras

Para esta distribución de refuerzo, el diagrama de interacción es:



Como se puede observar, los pares (Pu, Mu) están ubicados por debajo de la curva, con lo cual el diseño satisface los requisitos de flexo-compresión.

El diseño de los núcleos confinados se realizó bajo el mismo procedimiento de diseño de columnas por flexo-compresión.

7.6.2.2 DISEÑO POR CORTE

Para calcular el cortante de diseño, se encontró el máximo momento nominal asociado a las cargas axiales últimas. Este momento es 2340 ton-m, correspondiente a la carga de 322.16 ton.

Aplicando la expresión para el cálculo de Vu:

$$Vu \geq Vua \text{ (Mur / Mua)} = 62.18 \text{ (2340 / 844.23)} = 62.18 \text{ (2.8)}$$

$$Vu = 174 \text{ ton}$$

Se comprueba que este valor cumple con la condición:

$$Vu \leq \phi Vn \leq 0.85 \text{ (2.6 t d } \sqrt{f'c}) = 0.85 \text{ (2.6 (20) (0.8 x 840) } \sqrt{210})$$

$$\Rightarrow 174 \text{ ton} = V_u \leq \phi V_n \leq 430.43 \text{ ton}$$

Verificamos si el aporte del concreto puede ser considerado:

$$N_u / A_g < 0.1 f'_c \Rightarrow V_c = 0 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow 322160 / 16800 = 19.18 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 0.1 (210) = 21 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Como se puede apreciar no se considerará el aporte del concreto a la resistencia del cortante. Por lo tanto, el refuerzo horizontal deberá resistir todo el V_u , es decir:

$$V_u \leq \phi V_s \Rightarrow V_s \geq 174 / 0.85 = 205 \text{ ton}$$

Considerando colocar fierro de 3/8" como refuerzo horizontal en las dos caras, se obtendrá un espaciamiento igual a:

$$s = A_v f_y d / V_s = (2 \times 0.71) (4200) (0.8 \times 840) / 205000 = 19.6 \text{ cm}$$

Se colocó el refuerzo horizontal espaciado cada 15 cm., teniendo como resultado una cuantía, ρ_h , de 0.0047. Esta cuantía es superior a la mínima y su espaciamiento está dentro de lo permitido.

La cuantía del refuerzo vertical colocado es igual a 0.0029 para un ϕ 3/8" @ 0.25 m en ambas caras. Esto cumple con la condición:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H / L) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - 18.20 / 8.40) (0.0047 - 0.0025)$$

$$\rho_v \geq 0.0029$$

Entonces queda comprobado que el refuerzo vertical colocado es correcto.

El diseño por cortante en los núcleos confinados se realizó de la misma forma como se desarrolló el diseño por cortante de las columnas.

Para los demás niveles y placas se siguió el mismo procedimiento y sus resultados se muestran en los planos de placas.

VIII. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.-

8.1 Introducción.-

La cimentación transmite al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas producen un esfuerzo en el terreno, el cual no debe exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

Se debe controlar que los asentamientos diferenciales no generen una distorsión angular (α) mayor que 1/500, valor indicado en la N.T.E. E-050 "Suelos y Cimentaciones", para este tipo de estructura ($\alpha = \delta / L \leq 1/500$).

El terreno está ubicado en el Distrito de Surco, Provincia y Departamento de Lima. Del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), se obtuvieron los siguientes datos:

- Perfil del Suelo : Tipo S1
- Presión Admisible del Terreno (q_a) : 4.0 kg/cm²
- Peso Unitario del Suelo (γ) : 1.90 ton/m³
- Angulo de Fricción del Terreno (ϕ) : 35°
- Factor de Seguridad frente a una Falla por Corte:
 - Para Cargas Estáticas (FSe) : 3.0
 - Para Cargas Dinámicas (FSd) : 2.5
- Coeficiente de presión de la tierra en reposo ($K_0=1-\text{sen}\phi$) : 0.43
- Profundidad Mínima de Cimentación (D_f) : 1.50 m

En el proyecto tenemos diferentes tipos de cimentaciones: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y muros de sótano.

Para lograr el diseño de la cimentación debemos seguir las siguientes etapas:

- Dimensionamiento de la Zapata.
- Determinación de la Reacción Amplificada del Suelo.
- Diseño por Cortante.
- Diseño por Flexión.

8.2 Dimensionamiento de la Cimentación.-

Para determinar las dimensiones en planta de la zapata, se tomó en cuenta que la zapata tiene que transmitir al terreno una presión menor que la admisible. Para calcular la presión ejercida sobre el terreno se trabajaron con las cargas de gravedad y sismo, ambas en servicio.

Cuando se transmiten al terreno una carga vertical (Q_v) y dos momentos (M_x y M_y) se debe utilizar un sistema equivalente conformado por la carga vertical ubicada en un punto excéntrico, de coordenadas (e_x , e_y) con respecto al centro de gravedad de la zapata, donde:

$$e_x = M_x / Q_v \quad e_y = M_y / Q_v$$

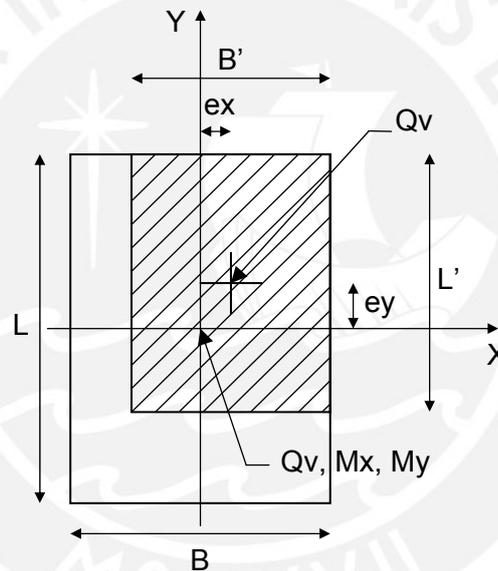
Con estas excentricidades se corrigen las dimensiones de la zapata y así se obtiene una zapata reducida con coordenadas de su centro de gravedad coincidentes con las coordenadas del punto (e_x , e_y), donde se ubica la carga excéntrica. Las dimensiones de la zapata reducida son B' y L' , donde:

$$B' = B - 2 e_x \quad L' = L - 2 e_y$$

El área efectiva (A') de la cimentación es:

$$A' = B' \times L'$$

Gráficamente se tiene:



Cuando los momentos son originados por cargas sísmicas, normalmente no se considera el efecto en ambos sentidos simultáneamente.

Los lados de la zapata deben tener las longitudes de los volados de cada dirección de igual magnitud, la cual debe ser múltiplo de 5, para que se vea un diseño ordenado.

La carga de diseño (q_u) se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión:

$$q_u = Q_v \text{ amplificada} / A'$$

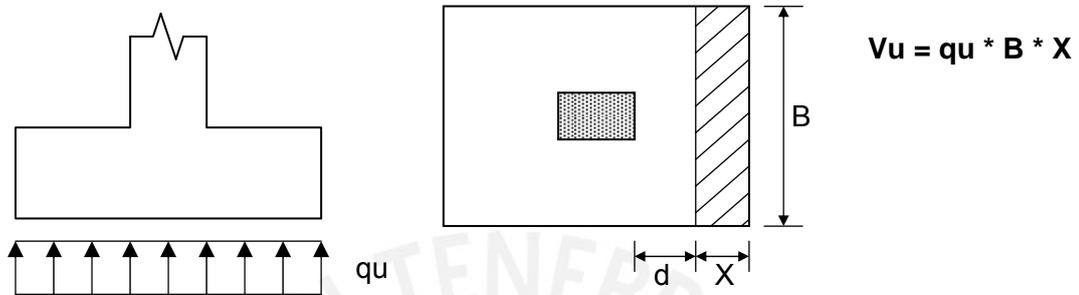
8.2 Diseño por Corte y Punzonamiento.-

Del diseño por corte se define el peralte necesario de la zapata, el cual es como mínimo 60 cm. Como la sección de concreto es la única que soporta la fuerza cortante,

el peralte debe ser tal que la capacidad resistente por corte del concreto supere la fuerza cortante de diseño en la sección crítica. Es decir:

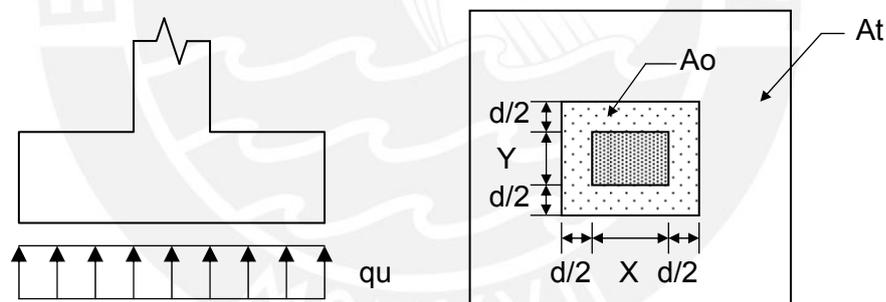
$$V_u \leq \phi V_c$$

La fuerza última en el caso de cortante se presenta a “d” de la cara de la cimentación, igual al peralte total de la zapata menos 10 cm ($d = h - 10$), por lo tanto el cortante último es:



Y la resistencia al cortante proporcionada por el concreto es: $V_c = 0.53 b d \sqrt{f'_c}$.

El fenómeno de punzonamiento ocurre porque se asume que la zapata actúa en dos direcciones y la sección crítica se presenta alrededor de la columna o placa y a una distancia “d/2” de la misma:



La fuerza última debido a punzonamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = q_u * (BL - A_o)$$

donde:

$$A_o = (X+d)*(Y+d)$$

Y la resistencia proporcionada por el concreto es:

$$V_c = (0.53 + 1.1 / \beta_c) b_o d \sqrt{f'_c} \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

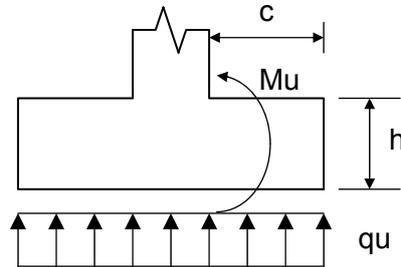
donde:

b_o : es el perímetro de la sección crítica : $b_o = 2((X+d)+(Y+d))$

β_c : es la relación del lado largo al lado corto de la columna: $\beta_c = Y/X$

8.4 Diseño por Flexión.-

En el diseño por flexión se calcula área del acero de refuerzo que se necesita para que la zapata soporte el momento originado por q_u .



$$M_u = q_u (c^2) / 2$$

$$K_u = M_u / d^2 \Rightarrow \rho \Rightarrow A_s$$

8.5 Ejemplo de Diseño de Zapata Aislada.-

Como ejemplo se muestra el diseño de la zapata aislada de la columna C-03 (50x50):

8.5.1 Dimensionamiento.-

El área de la columna es $A_c = 0.25 \text{ m}^2$. Se analiza en cada dirección X e Y.

1ra. Verificación (Momentos sin sismo):

$P_m = 124.56 \text{ ton}$	$M_{mx} = 1.61 \text{ tonxm}$	$M_{my} = 0.35 \text{ tonxm}$
$P_v = 49.50 \text{ ton}$	$M_{vx} = 2.23 \text{ tonxm}$	$M_{vy} = 0.40 \text{ tonxm}$

$$P_{total} = 174.06 \text{ ton} \rightarrow \text{área tentativa} = (174.06 \times 1.05) / 37 = 4.94 \text{ m}^2$$

Se está considerando un incremento de la carga igual al 5% (buen terreno) para tomar en cuenta el peso propio de la zapata. También se consideró 37 ton/m² en lugar de 40 ton/m² como presión admisible del suelo, debido a que no se están considerando los momentos.

Tomamos como dimensiones tentativas de la Zapata:

$$B = L = 2.30\text{m} \rightarrow \text{área} = 5.29 \text{ m}^2$$

Verificamos Momentos en X:

$$\sigma = P/A + 6M/BL^2 = (174.06 \times 1.05) / (2.30 \times 2.30) + 6(1.61 + 2.23) / (2.30 \times 2.30^2) = 36.44 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = P/A - 6M/BL^2 = 34.55 - 1.89 = 32.66 \text{ ton/m}^2$$

Verificamos biaxialmente:

$$\sigma = (174.06 \times 1.05) / (2.30 \times 2.30) + 6(1.61 + 2.23) / (2.30 \times 2.30^2) + 6(0.35 + 0.40) / (2.30 \times 2.30^2)$$

$$\sigma = 34.55 + 1.89 + 0.37 = 36.81 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.55 + 1.89 - 0.37 = 36.07 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.55 - 1.89 + 0.37 = 33.03 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.55 - 1.89 - 0.37 = 32.29 \text{ ton/m}^2$$

2da. Verificación (Sismo en X):

$$P_m = 124.56 \text{ ton} \quad M_{mx} = 1.61 \text{ tonxm} \quad M_{my} = 0.35 \text{ tonxm}$$

$$P_v = 49.50 \text{ ton} \quad M_{vx} = 2.23 \text{ tonxm} \quad M_{vy} = 0.40 \text{ tonxm}$$

$$P_{sx} = 3.18 \text{ ton} \quad M_{sx} = 0.27 \text{ tonxm}$$

$$\sigma = \frac{(177.24 \times 1.05)}{(2.30 \times 2.30)} + \frac{6(1.61 + 2.23 + 0.27)}{(2.30 \times 2.30^2)} + \frac{6(0.35 + 0.40)}{(2.30 \times 2.30^2)}$$

$$\sigma = 35.18 + 2.03 + 0.37 = 37.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 35.18 + 2.03 - 0.37 = 36.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 35.18 - 2.03 + 0.37 = 33.52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 35.18 - 2.03 - 0.37 = 32.78 \text{ ton/m}^2$$

3ra. Verificación (Sismo en Y):

$$P_m = 124.56 \text{ ton} \quad M_{mx} = 1.61 \text{ tonxm} \quad M_{my} = 0.35 \text{ tonxm}$$

$$P_v = 49.50 \text{ ton} \quad M_{vx} = 2.23 \text{ tonxm} \quad M_{vy} = 0.40 \text{ tonxm}$$

$$P_{sy} = 0.19 \text{ ton} \quad M_{sy} = 0.85 \text{ tonxm}$$

$$\sigma = \frac{(174.25 \times 1.05)}{(2.30 \times 2.30)} + \frac{6(1.61 + 2.23)}{(2.30 \times 2.30^2)} + \frac{6(0.35 + 0.40 + 0.85)}{(2.30 \times 2.30^2)}$$

$$\sigma = 34.59 + 1.89 + 0.79 = 37.27 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.55 + 2.03 - 0.37 = 36.21 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.55 - 2.03 + 0.37 = 32.89 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.55 - 2.03 - 0.37 = 32.15 \text{ ton/m}^2$$

Como las presiones ejercidas sobre el suelo son menores a 40 ton/m², se considera que las dimensiones son correctas.

La carga de diseño (q_u) se debe amplificar según la combinación de cargas a usar, sin embargo, se puede amplificar directamente la presión obtenida con cargas de servicio usando un coeficiente intermedio aproximado.

Por lo tanto:

- Cuando no se consideró sismo se obtuvo: 36.44 ton/m²

$$\rightarrow \sigma_u = 36.81 \times 1.6 = 58.90 \text{ ton/m}^2$$

- Cuando se consideró sismo en X se obtuvo: 37.58 ton/m²

$$\rightarrow \sigma_u = 37.58 \times 1.25 = 46.98 \text{ ton/m}^2$$

- Cuando se consideró sismo en Y se obtuvo: 37.27 ton/m²

$$\rightarrow \sigma_u = 37.27 \times 1.25 = 46.59 \text{ ton/m}^2$$

Entonces el diseño por cortante y flexión se hace con $\sigma_u = 58.90 \text{ ton/m}^2$.

8.5.2 Diseño por cortante y punzonamiento.-

Como se tienen volados de igual magnitud (c) en ambas direcciones, se diseña por cortante para un ancho constante de 1 m. Así tenemos:

$$V_u = q_u (c - d) = 58.90 (0.90 - 0.50) = 23.56 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \times 100 \times 50 \times \sqrt{210}) / 1000 = 32.64 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u \Rightarrow \text{OK}$$

Para el diseño por punzonamiento se tiene:

$$A_t = 2.30 \times 2.30 = 5.29 \text{ m}^2 \quad A_o = (0.5+0.5) \times (0.5+0.5) = 1.00 \text{ m}^2$$

$$V_u = q_u (A_t - A_o) = 58.90 (5.29 - 1.00) = 252.68 \text{ ton}$$

$$\beta_c = 0.50 / 0.50 = 1.0 \quad (0.53 + 1.1 / \beta_c) = 1.63 \leq 1.06 \quad b_o = 2 (1.0 + 1.0) = 4.0 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.85 (1.06 \times 400 \times 50 \times \sqrt{210}) / 1000 = 261.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u \Rightarrow \text{OK}$$

8.5.3 Diseño por flexión.-

Como ambos volados tienen la misma longitud (c) en ambas direcciones, diseñaremos para un ancho de 1 m. Así tenemos:

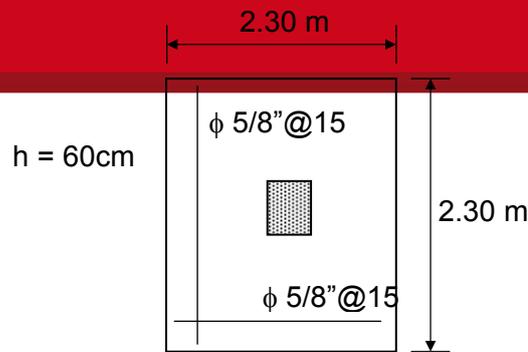
$$M_u = q_u (c^2) / 2 = 58.90 (0.90^2) / 2 = 23.85 \text{ ton-m}$$

$$K_u = M_u / d^2 = (23.85 / 0.50^2) / 10 = 9.54 \quad \rho = 0.26\%$$

$$\Rightarrow A_s = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s\text{min}} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

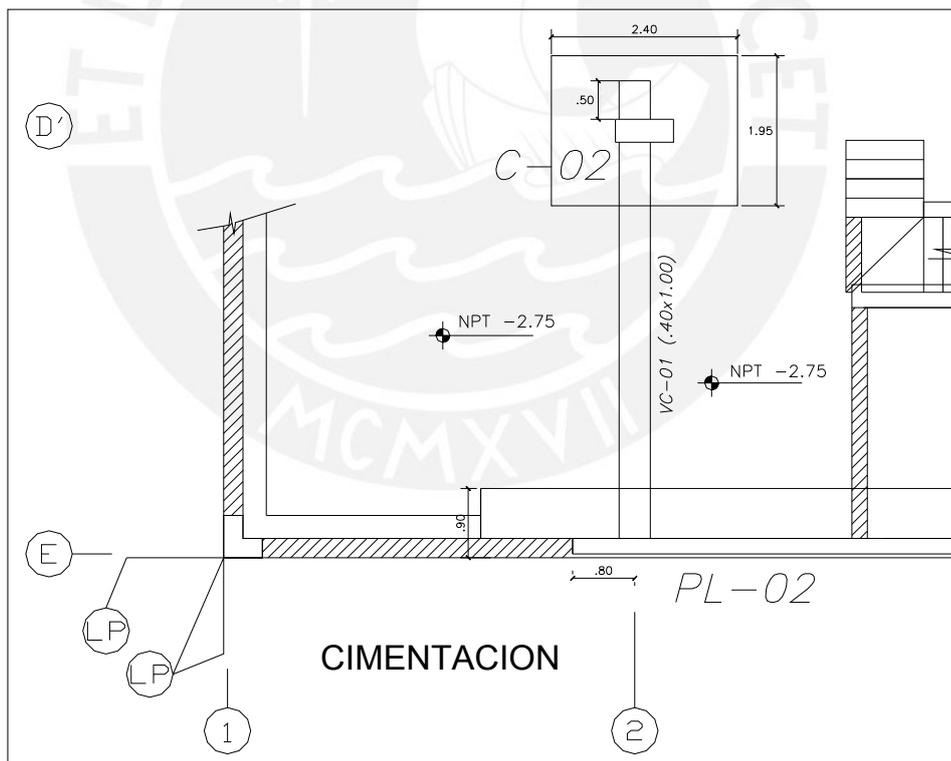
El diseño queda de la siguiente forma:



8.6 Ejemplo de Diseño de Viga de Cimentación.-

Las zapatas del muro de sótano están ubicadas en el límite de propiedad, por lo que tienen una excentricidad que genera presiones muy elevadas en la zona cercana a la cara externa. Para eliminar el efecto de la excentricidad, se conecta la zapata exterior con una zapata interior, la cual sirve de contrapeso, por medio de vigas de cimentación. Estas vigas absorben los momentos generados por la excentricidad.

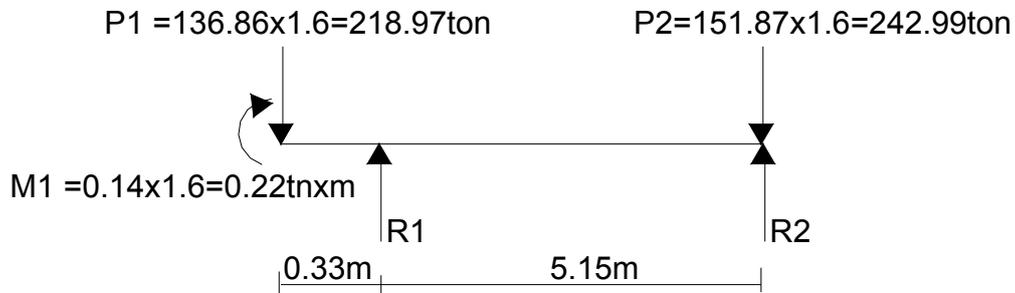
En esta sección se mostrará el diseño de la viga de cimentación que conecta a la placa PL-02 con la columna C-02.



Para el cálculo del momento que soporta la viga, se considera la excentricidad de la zapata y la carga que soporta la zapata debido a la placa PL-02. Se asume que la placa se apoya en dos vigas de cimentación, por lo que la carga en la viga es la mitad de la que carga la placa.

Para hallar las fuerzas de diseño se realizaron las diferentes combinaciones de cargas, teniendo como más desfavorable lo siguiente:

Esquema para Cargas de Gravedad: (En el eje de la viga, Eje Y)

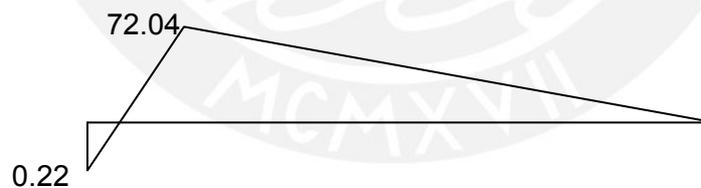


Haciendo equilibrio se obtiene: $R1_{\text{ultimo}} = 232.32 \text{ ton}$ $R2_{\text{ultimo}} = 229.65 \text{ ton}$

D.F.C. Último (ton):



D.M.F. Último (ton-m):



Para el diseño, las dimensiones de la viga son:

$$h = 1.00 \text{ m} \quad b = 0.40 \text{ m}$$

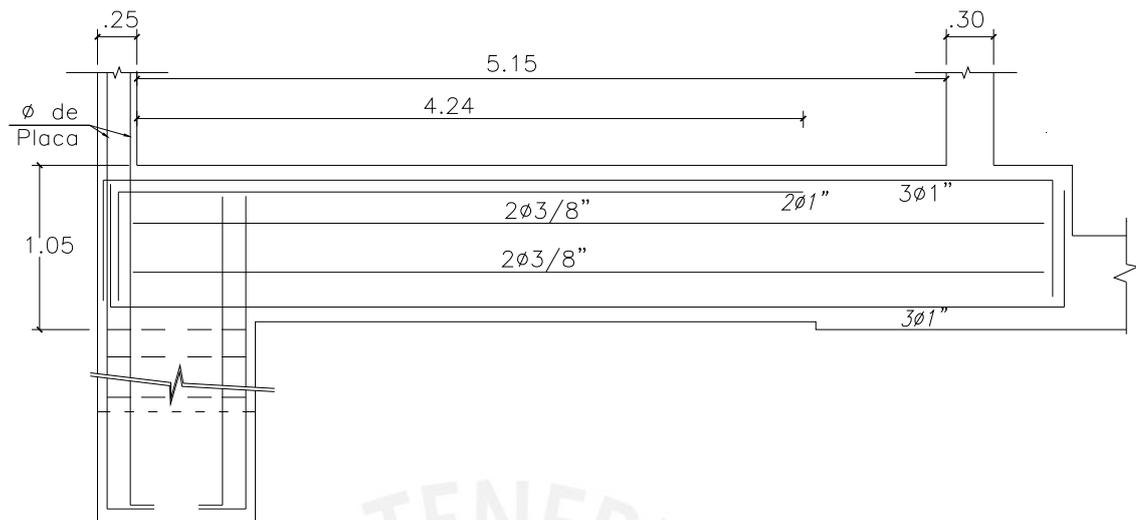
8.6.1 Diseño por Flexión.-

Obtenemos el área de acero usando el momento último por resistir.

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 90 \text{ cm} ; \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = 72.04 \text{ ton-m} ; \quad Ku = 22.23 ; \quad \rho = 0.0064 ; \quad As = 22.89 \text{ cm}^2$$

El diseño queda de la siguiente forma:



8.6.2 Diseño por Cortante.-

Del D.F.C. tenemos: $V_u = 13.34$ ton

Cortante resistido por el concreto: $V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 90 = 27.65$ ton

$$\phi V_c = 0.85 \times 27.65 = 23.50 \text{ ton}$$

Se utilizan estribos mínimos. Como $V_u = 13.34 \text{ ton} > 0.5 \phi V_c = 11.75 \text{ ton}$

$$\Rightarrow s < (1.42 \times 4200) / (3.5 \times 40) = 42.60 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo "s": $\leq 0.25 d = 0.25 \times 90 = 22.50 \text{ cm}$

$$\leq 8 d_b = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$$

$$\leq 30 \text{ cm}$$

Los estribos colocados son:

$$\phi 3/8": 1@.05, 13@15, \text{ rto.}@.25 \text{ en cada extremo}$$

Como la viga tiene una altura considerable, se colocaron cuatro fierros horizontales de 3/8" distribuido en las dos caras.

8.7 Diseño de Muro de Sótano.-

La placa PL-02 en el sótano trabaja como un muro de sótano. El espesor del muro se toma igual a 25cm. Se verifica si este valor es suficiente.

La carga vertical por metro de ancho aplicada es:

$$P_m = 218.99/9.13 = 23.99 \text{ ton/m} \quad P_v = 54.72/9.13 = 5.99 \text{ ton/m} \quad P_u = 46.77 \text{ ton/m}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{compresión}} = 46.77 \times 100 / (100 \times 25) \times 10 = 18.71 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor se desprecia y se pasa al diseño del muro por carga perpendicular a su plano.

El empuje al que esta sometido el muro debido a la tierra, es un empuje pasivo (E_o) ya que el muro se encuentra apoyado en sus bordes extremos por la losa de piso y techo del sótano. Teniendo como empuje pasivo lo siguiente:

$$E_o = K_o \cdot \gamma \cdot H = 0.43 \cdot 1.9 \cdot 2.92 = 2.39 \text{ ton/m}$$

Teniendo como fuerza de diseño por cortante:

$$V_u = (E_o \cdot 1.5)(H)/2 = 5.23 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 100 \cdot 22 \cdot \sqrt{210} = 14.36 \text{ ton/m}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Entonces el ancho del muro de sótano es el adecuado.

El momento de diseño por flexión es:

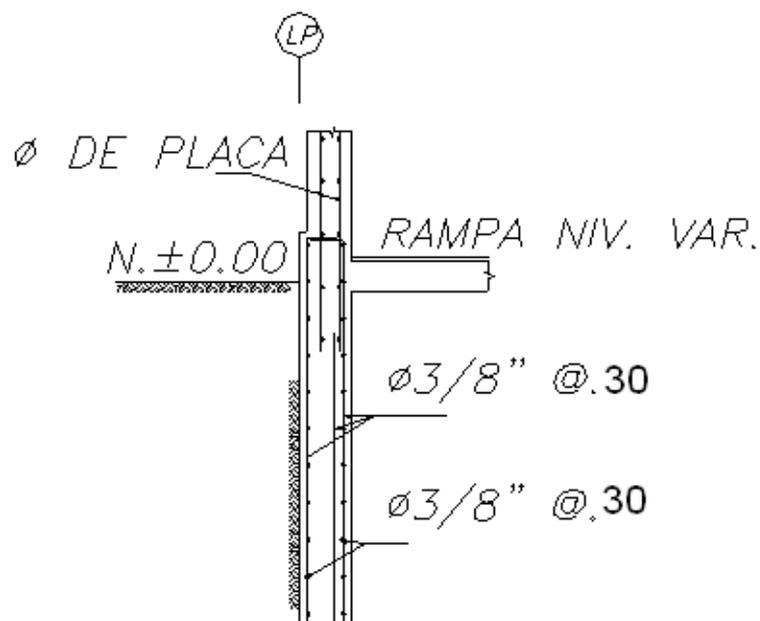
$$M_u = (E_o \cdot 1.5)(H^2)/8 = 3.82 \text{ tonxm} \rightarrow A+s \text{ necesario} = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (Fierro Vertical)}$$

$$\text{Fierro horizontal : } 0.0018 \cdot 100 \cdot 25 = 4.5 \text{ cm}^2 = \phi \text{ 3/8"} @ 30 \text{ cm}$$

Se colocó fierro vertical de 3/8" cada 0.30m, con bastones de 3/8" cada 0.30m en la zona de momentos positivos.

Adicionalmente se colocó fierro horizontal de 3/8" cada 0.30m.

El diseño queda de la siguiente forma:



IX. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.-

9.1 Introducción.-

Se llaman elementos secundarios a los elementos que no son muy importantes, desde el punto de vista estructural. Estos no fueron tomados en cuenta en la elaboración de los modelos de los pórticos sísmicos.

Estos elementos son:

- Cisterna y P.I.T. del Ascensor
- Tanque Elevado y Cuarto de Máquinas
- Escaleras

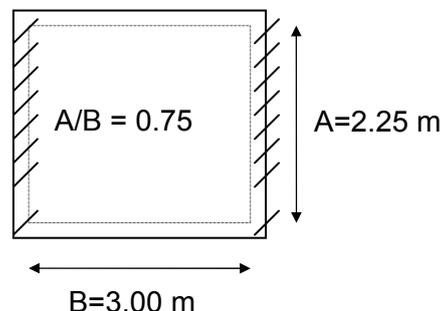
9.2 Diseño de la Cisterna y del Cuarto de Bombas.-

Las paredes de la cisterna y cuarto de bombas se diseñaron para soportar el empuje lateral del suelo.

Por tratarse de una cisterna, estructura retenedora de líquido, se recomienda usar una cuantía mínima de 0.0028, para garantizar que no habrá fisuras con anchos que superen los permitidos.

Se consideró que las paredes trabajan como losas armadas en dos direcciones con carga uniforme debido al empuje pasivo del suelo.

Como ejemplo se muestra el diseño de la pared de la cisterna, pared más cercana al Eje 2. Sus dimensiones son 0.20x3.00x2.25 m. Su modelo estructural y carga última, debido al empuje lateral del terreno, se muestran a continuación:



$$E_o = 0.43 \cdot 1.9 \cdot 2.25 = 1.84 \text{ tn/m}$$

$$W_u = 1.84 \cdot 1.5 \cdot 1.3 = 3.59$$

Para el diseño de esta placa, se usaron las tablas de diseño contenidas en la Norma Peruana. De la tabla correspondiente a las condiciones de borde mostrados y carga uniforme, obtenemos:

En el empotramiento: $\mu = 0.056 (3.59) (3.0)^2 = 1.81 \text{ ton-m}$

→ As- necesario = 2.87 cm²

→ Coloco fierro horizontal: 3/8"@0.20m

En la zona central: Paralelo a "A": $\mu = 0.04 (3.59) (2.25)^2 = 0.73 \text{ ton-m}$

En la zona central: Paralelo a "B": $\mu = 0.018 (3.59) (3.00)^2 = 0.58 \text{ ton-m}$

Fierro mínimo: $0.0028 * 100 * 20 / 2 = 2.80 \text{ cm}^2 / \text{capa}$

→ 3/8" @ 0.25m (cumple con acero horizontal) /capa

→ Coloco fierro vertical: 3/8"@0.25m

Se verificó también que la fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica es menor que la fuerza cortante que resiste el concreto.

9.3 Diseño del Tanque Elevado y Cuarto de Maquinas del Ascensor.-

Las losas del piso y del techo de ambos elementos fueron diseñadas como ya se explicó en el capítulo de Diseño de Losas Macizas. Sólo se tendrá que diseñar las paredes, en las que se colocará una cuantía mínima de acero de 0.0028 por ser, el tanque elevado, una estructura retenedora de líquidos.

La placa PL-02 y la placa del ascensor forman parte de las paredes del Tanque Elevado. Se mantuvo su refuerzo en los núcleos de confinamiento, y se verificó que el refuerzo repartido garantice que no se presenten fisuras con anchos que superen los permitidos.

Lo mismo se hizo para las paredes que no son placas, pero, adicionalmente, éstas fueron diseñadas para soportar las cargas que reciben del empuje lateral del agua.

Las paredes que no son placa se diseñaron como losa armada en dos direcciones con carga triangular debida a la presión del agua. Este procedimiento de diseño ya fue explicado anteriormente, por tanto, el diseño final es el siguiente:

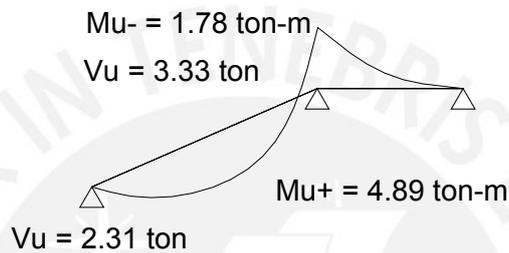
Refuerzo mínimo de $\phi 3/8" @ .25$ en ambas caras, horizontal y verticalmente.

9.4 Diseño de Escaleras.-

Las escaleras trabajan como losas macizas armadas en una dirección. Por lo que en el diseño por flexión se determinó el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se halló por la cuantía mínima que debe tener la losa.

Como ejemplo se muestra el diseño de la losa del primer tramo de la escalera principal considerando solamente las cargas de gravedad presentadas en el capítulo de Metrados de Cargas.

Del análisis se obtuvo:



9.4.1 Diseño por Flexión.-

El área de refuerzo por flexión se determina según lo explicado en el capítulo de diseño de Vigas. Para $Mu^- = 1.78 \text{ ton-m}$ se necesitó un refuerzo de $As = 2.83 \text{ cm}^2$, para $Mu^+ = 4.89 \text{ ton-m}$ se necesitó un refuerzo de 8.06 cm^2 .

Por lo tanto, para el acero longitudinal en la parte inferior se colocan fierros de $\phi 1/2" @ 0.15 \text{ m}$. Para uniformizar el diseño, se colocan bastones negativos de $\phi 3/8" @ 0.15 \text{ m}$. Transversalmente, se colocó el mínimo refuerzo, es decir, $\phi 3/8" @ .20 \text{ m}$ en la cara inferior de la losa.

9.4.2 Diseño por Cortante.-

La fuerza cortante última (Vu) tiene que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante.

Entonces:

$$Vu = 3.33 \text{ ton} \leq \phi Vc, \text{ y } Vc = 0.53 b d \sqrt{f'c}$$

$$\Rightarrow \phi Vc = 0.85 (0.53 \times 100 \times 17 \times \sqrt{210}) = 13.06 \text{ ton}$$

Como $Vu = 3.33 \text{ ton} \leq \phi Vc = 13.06 \text{ ton}$, no se necesita aumentar el espesor de la escalera.

CONCLUSIONES.-

- Los criterios de estructuración y predimensionamiento recibidos en los cursos de Concreto armado permitieron definir la estructura del edificio y diseñarla para lograr un comportamiento ante un sismo.
- Los efectos de segundo orden producidos por la excentricidad de la carga vertical producto de los desplazamientos laterales del edificio (efecto P-delta) fue muy reducido, por lo que se pudo despreciar este efecto.
- En el diseño de losas aligeradas fue posible emplear redistribución de momentos negativos, con el fin de simplificar el armado del refuerzo de acero y en el caso de las vigas para descongestionar la armadura en los nudos.
- Como se puede observar en los planos, hay vigas que llegan a placas con espesor de 20cm con fierros de $\varnothing \frac{3}{4}$ ". Según la Norma Peruana E-060 la longitud de anclaje con gancho estándar para barras superiores, con diámetro de $\frac{3}{4}$ ", es de 42 cm pero esto no se cumple en el caso mencionado. Para reflejar la articulación que se formaría en un sismo severo, en el modelo del edificio se "liberaron" los extremos de las barras en los que no se cumple con la longitud de anclaje. Como resultado se obtienen momentos nulos en los extremos de las barras articuladas y mayores valores en otras partes de la estructura.
- Para obtener un diseño ordenado, la armadura colocada en los primeros pisos de las vigas tiene que ser mayor a las vigas similares de los siguientes pisos, aun cuando debido a fuerzas de sismo se obtengan menores esfuerzos en el primer nivel que en el segundo nivel. Obteniendo un plano para las vigas del sótano, otro plano para las del primer al cuarto piso y otro plano para las vigas del último piso.
- En los edificios de mediana altura (hasta de 5 pisos) con columnas robustas, no resulta práctico reducir la sobrecarga ya que esto no influye en el diseño final.
- En los nudos de las columnas se verificó que la capacidad a flexo-compresión de las columnas fuera 40% mayor que la capacidad a flexión de las vigas. Este requisito no se cumple en los nudos del ultimo piso, ya que se trata del techo de la azotea pudiéndose formar una rotula en esos nudos, caso contrario el acero en las columnas sería muy alto y no sería un diseño económico.
- Para el diseño de placas por fuerza cortante el incremento debido al factor de amplificación dinámica w_t está considerado en la actual Norma Peruana de

Concreto Armado, en cambio este factor no se considera en el código del ACI. Probablemente este requisito desaparezca de la siguiente versión de la Norma Peruana de Concreto Armado. En el diseño de placas se consideró esta indicación y se obtuvieron valores de amplificación del orden de 3.

- Como se puede observar en los planos, el edificio esta conformado por un sistema de pórticos y placas (sistema dual) en la dirección Y. Después de haber realizado el análisis y diseño de la estructura se puede concluir que en edificios de 5 pisos con pórticos y placas se puede controlar la deriva con columnas de 50x50cm y placas de 20 cm de espesor con una longitud de 5 metros.

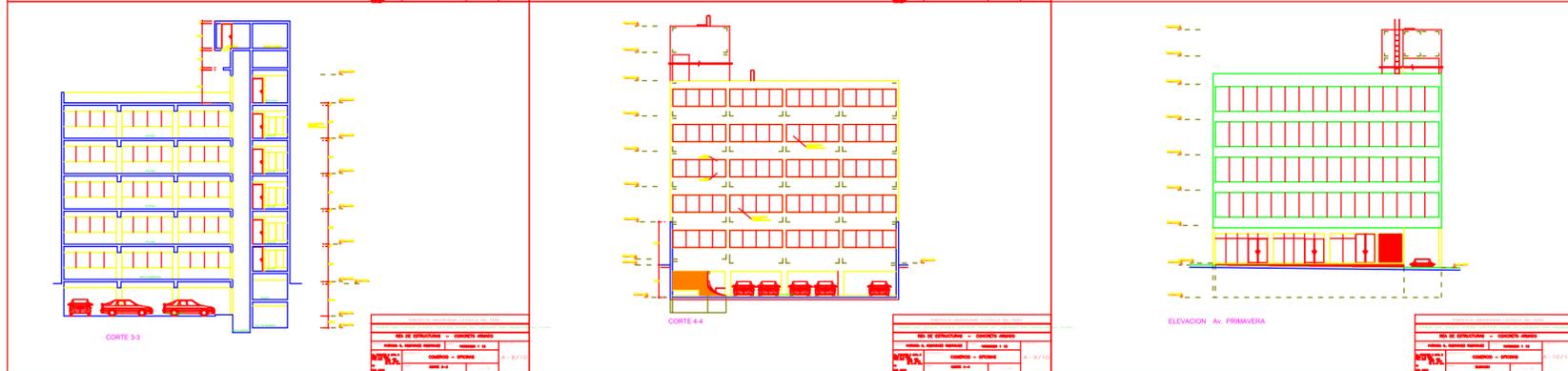
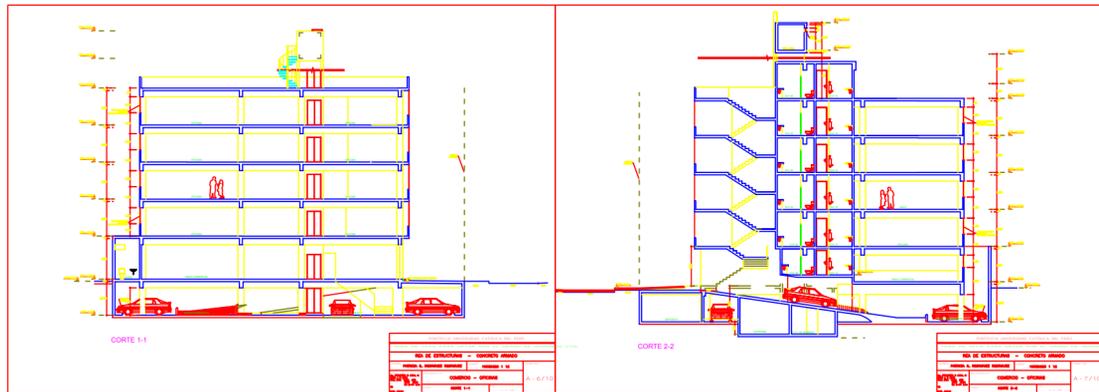
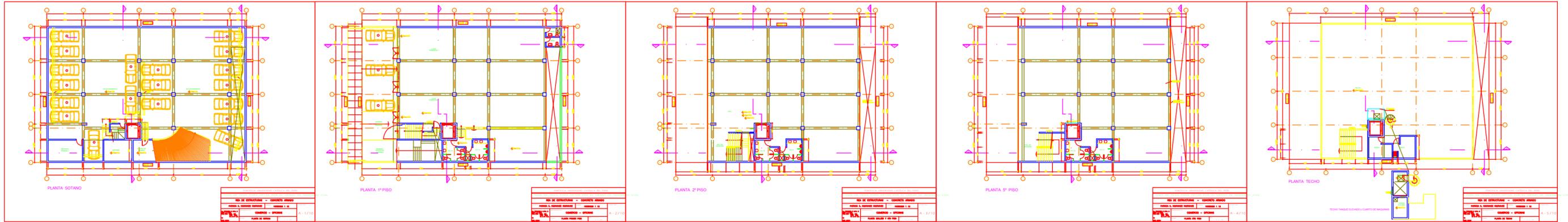


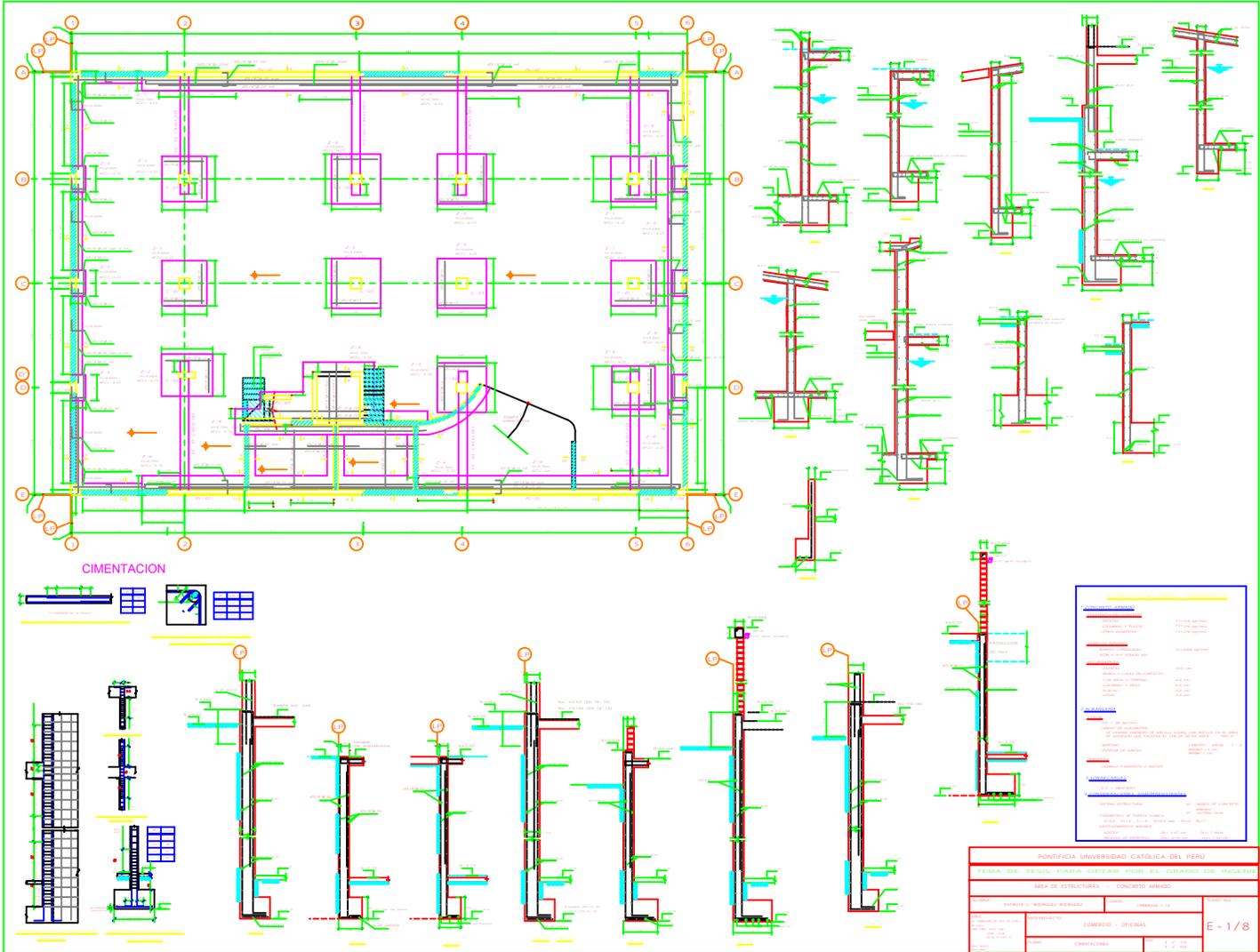
BIBLIOGRAFIA.-

1. Reglamento Nacional de Construcciones, Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación.
2. Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas, 1985.
3. Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente, 2003.
4. Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado, 1989.
5. Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones, 1997.
6. Antonio Blanco Blasco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994.
7. Angel San Bartolomé, Análisis de Edificios, 1999.
8. Gianfranco Ottazi Pasino, Apuntes del Curso Concreto Armado 1, 2003.

PLATEO 1000 - 75
COLOR LAPIZ

1	0.15
2	0.18
3	0.30
4	0.20
5	0.40
6	0.60
7	0.10
30	0.18
40	0.10
54	0.10
116	0.10
resto	0.10



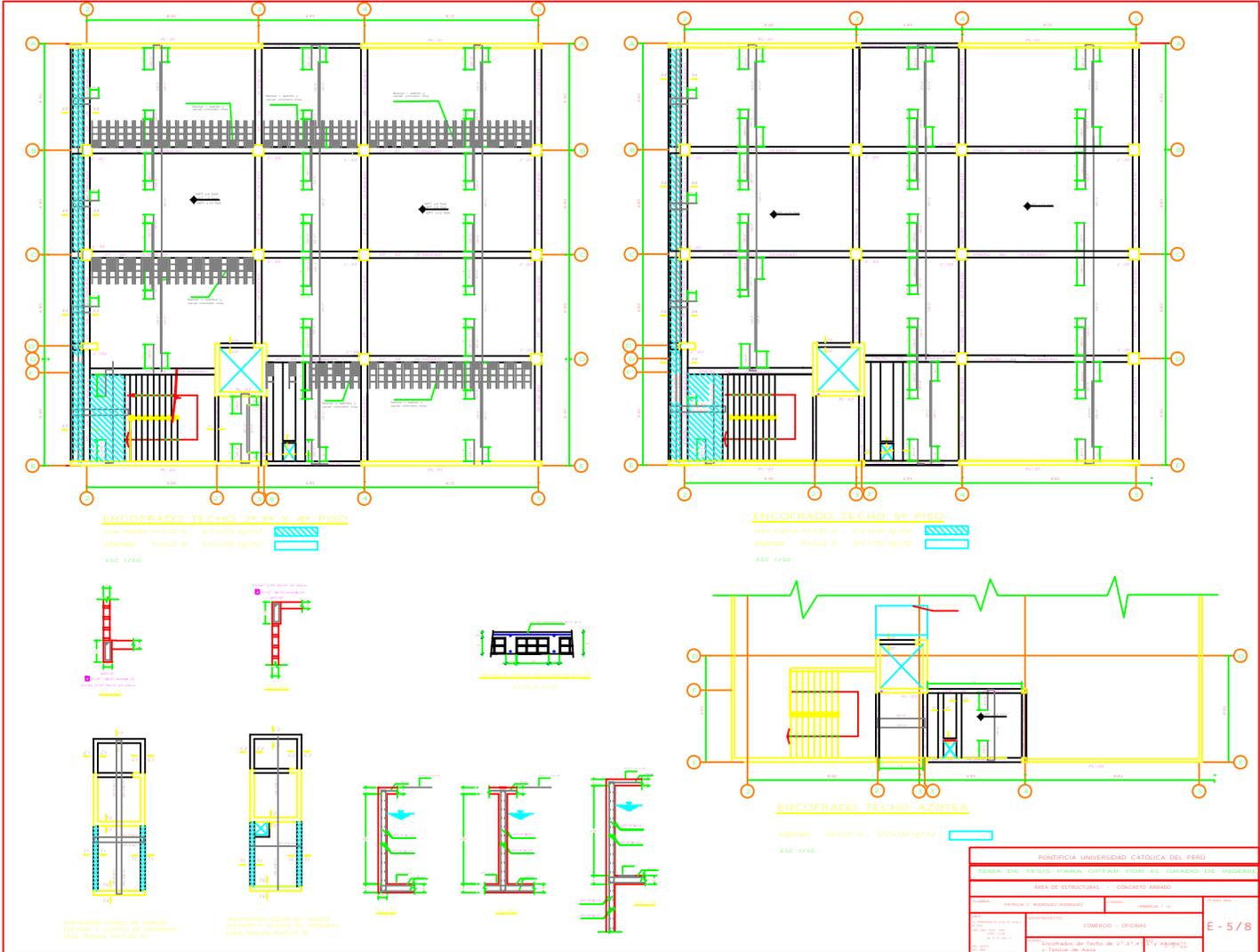


CIMENTACION

<p>PROYECTO: [illegible]</p> <p>CLIENTE: [illegible]</p> <p>UBICACION: [illegible]</p> <p>FECHA: [illegible]</p>	
<p>PROYECTADO POR: [illegible]</p> <p>REVISADO POR: [illegible]</p> <p>APROBADO POR: [illegible]</p>	<p>PROYECTADO POR: [illegible]</p> <p>REVISADO POR: [illegible]</p> <p>APROBADO POR: [illegible]</p>
<p>PROYECTO: [illegible]</p> <p>CLIENTE: [illegible]</p> <p>UBICACION: [illegible]</p> <p>FECHA: [illegible]</p>	<p>PROYECTADO POR: [illegible]</p> <p>REVISADO POR: [illegible]</p> <p>APROBADO POR: [illegible]</p>

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU</p> <p>TEMA DE TESIS: PARA OPTAR POR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL</p> <p>AREA DE ESTRUCTURAS - CONCRETO ARMADO</p>	
<p>PROYECTO: [illegible]</p> <p>CLIENTE: [illegible]</p> <p>UBICACION: [illegible]</p> <p>FECHA: [illegible]</p>	<p>PROYECTADO POR: [illegible]</p> <p>REVISADO POR: [illegible]</p> <p>APROBADO POR: [illegible]</p>
<p>PROYECTO: [illegible]</p> <p>CLIENTE: [illegible]</p> <p>UBICACION: [illegible]</p> <p>FECHA: [illegible]</p>	<p>PROYECTADO POR: [illegible]</p> <p>REVISADO POR: [illegible]</p> <p>APROBADO POR: [illegible]</p>

E - 1 / 8



ENCOFRADO TECHO 2º, 3º Y 4º PISO

ESPA. TRABAJA H=0.20 m - S/C=150 kg/m²
 Aligerado H=0.20 m - S/C=150 kg/m²
 ESC 1/50

ENCOFRADO TECHO 5º PISO

ESPA. TRABAJA H=0.20 m - S/C=100 kg/m²
 Aligerado H=0.20 m - S/C=100 kg/m²
 ESC 1/50

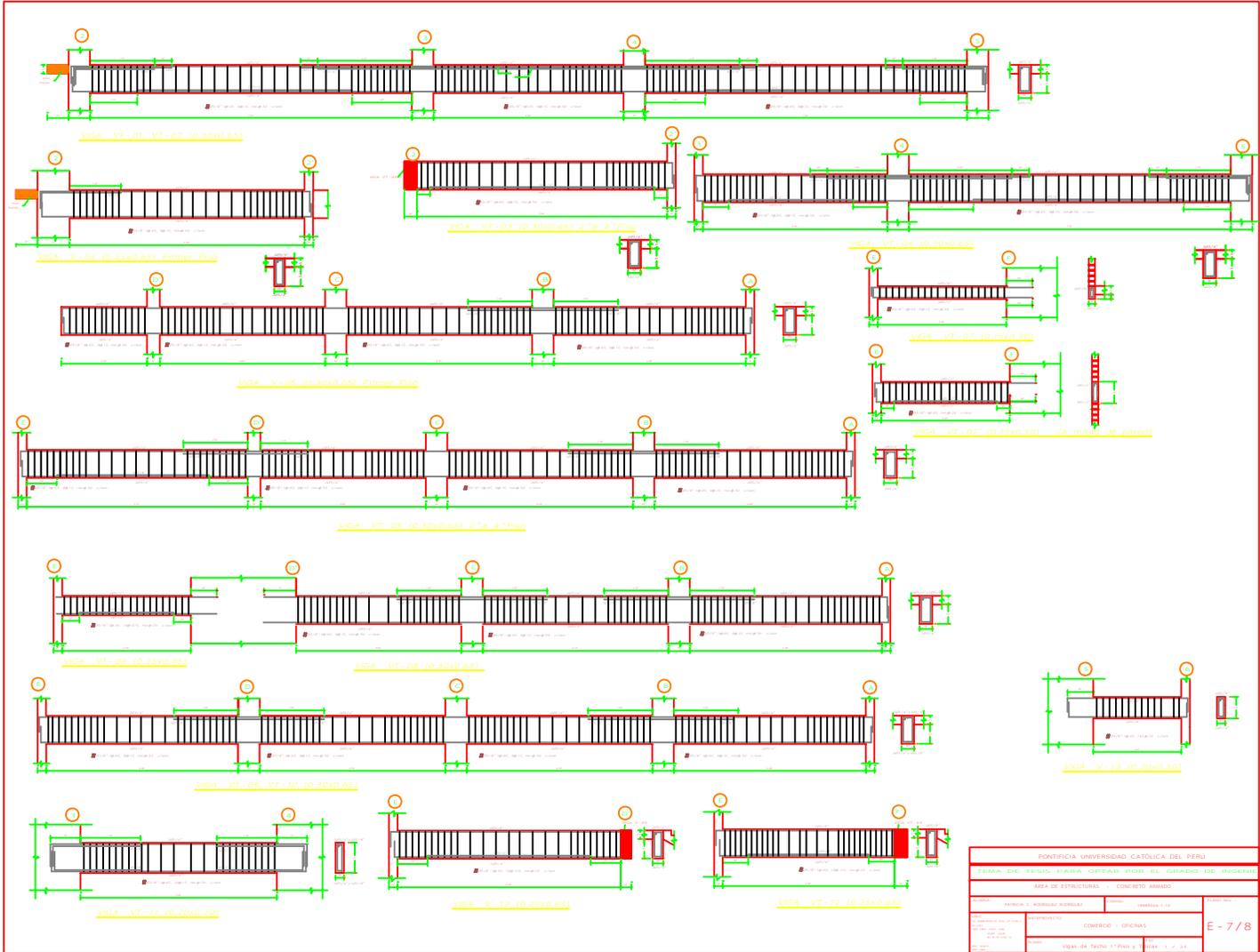
ENCOFRADO TECHO AZOTEA

Aligerado H=0.20 m - S/C=100 kg/m²
 ESC 1/50

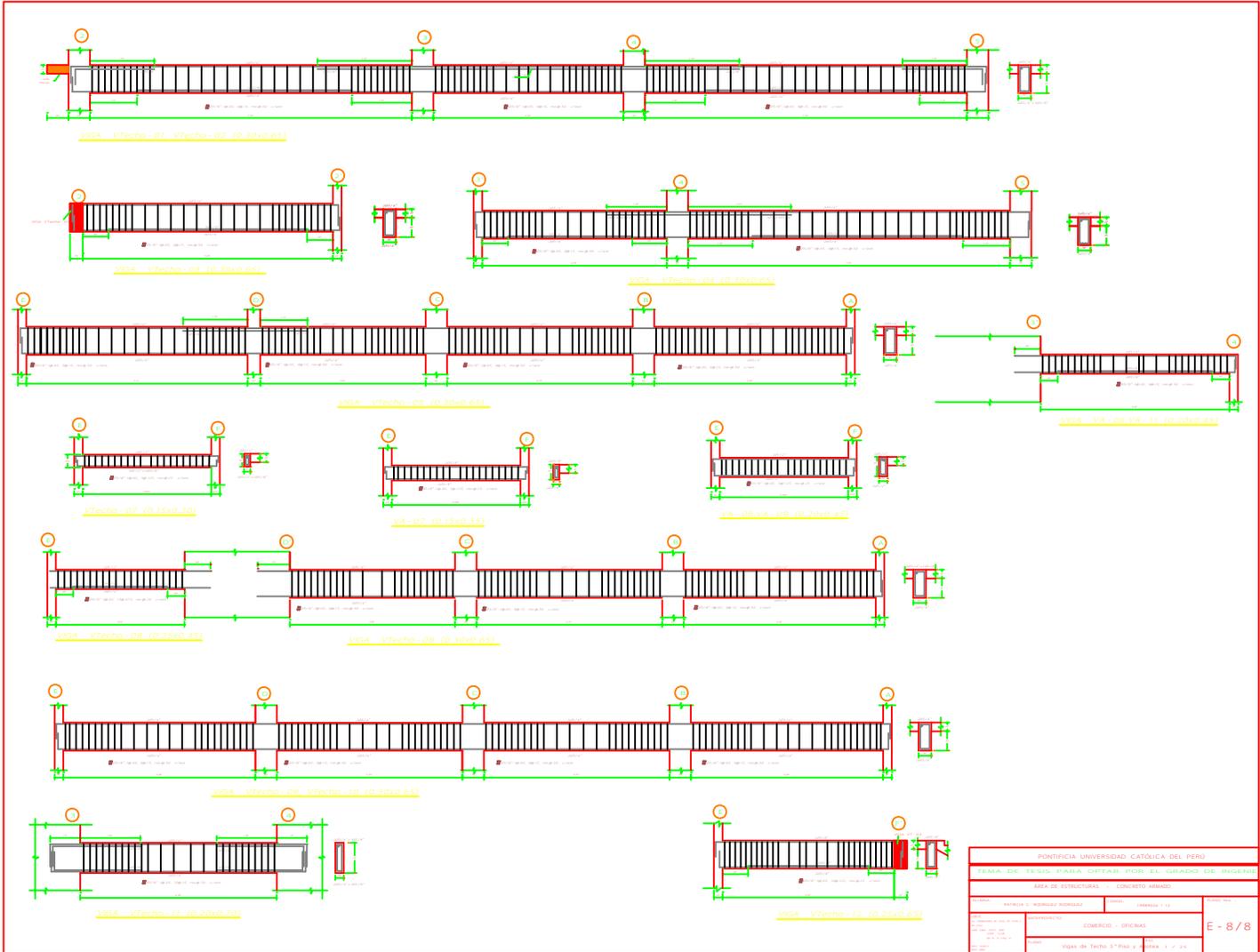
ENCOFRADO TUBO DE CANTO
 EXTENDIÓ Y QUANTO DE ARMADURA
 ESPA. TRABAJA H=0.20 m

ENCOFRADO TUBO DE CANTO
 EXTENDIÓ Y QUANTO DE ARMADURA
 ESPA. TRABAJA H=0.20 m

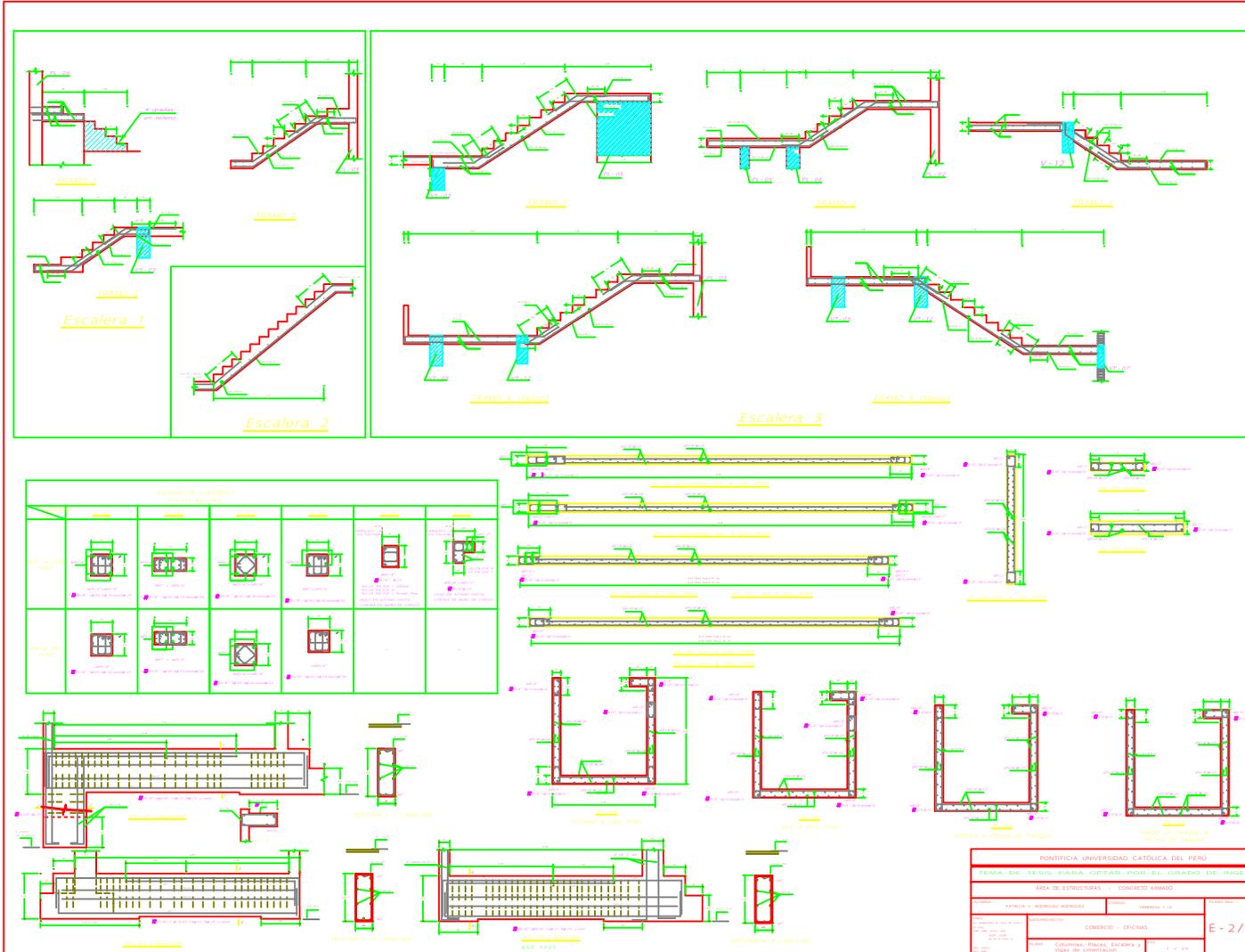
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
TEMA DE TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL	
AREA DE ESTRUCTURAS - CONCRETO ARMADO	
PROFESOR: FRANCISCO TORREALBA	ESTUDIANTE: EDUARDO TORRES
EDIFICIO - OFICINAS	
ENCUADRE DE TITULO DE TESIS	E - 5/8



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		CARRANZA 110	
TEMA DE TESIS: PARA OPTAR POR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL			
AREA DE ESTRUCTURAS CONCRETO ARMADO			
PROFESOR: INGENIERO NORMAL	PROFESOR: INGENIERO CIVIL	CARRANZA 110	
AUTOR: EDUARDO - OPIRNAS		E - 7 / 8	
TITULO: VIGA DE TIPO 1 (Piso y 1)		Escala: 1:20	



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		TÍTULO	
TEMA DE TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL		CARRERA	
ÁREA DE ESTRUCTURAS - CONCRETO ARMADO		CARRERA	
PROFESOR	OPCIÓN	OPCIÓN	OPCIÓN
EDIFICIO - OFICINAS	E - 8 / 8		
VIGA DE Techo 01 y 2		Escala: 1/20	



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
TEMA DE TESIS: PARA OPTAR POR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL	
AREA DE ESTRUCTURAS - CONCRETO ARMADO	
PROFESOR: [Nombre]	ASISTENTE: [Nombre]
EDIFICIO - OFICINAS	
PROFESOR: [Nombre]	ASISTENTE: [Nombre]
E - 2 / 8	

