

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO DE
VIVIENDA DE UN SOTANO Y OCHO PISOS EN
BARRANCO (LIMA).**

**TESIS
PARA OPTAR EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR :

JOSÉ RODRIGO ALVARADO BARZOLA

**LIMA – PERÚ
2006**

RESUMEN DE TESIS

La presente tesis tiene como objeto el diseño estructural en concreto armado de un edificio de ocho pisos y un sótano destinado a viviendas ubicado en el distrito de Barranco, departamento de Lima, sobre un terreno de área 694 m² y con un suelo gravoso típico de la ciudad de Lima.

El edificio cuenta con ocho pisos, siete de los cuales son típicos, además de un primer piso y un sótano destinados para estacionamiento vehicular. Además cuenta con los servicios de escaleras, ascensor y sistema de tanque elevado.

Todas las partes que integran el diseño en concreto armado se hicieron cumpliendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones y siguiendo diferentes recomendaciones prácticas recogidas de la experiencia de varios profesionales.

En los primeros capítulos se determina la estructuración del edificio buscando obtener una estructura lo más simple y ordenada posible, de manera que todos los modelos utilizados para los análisis de carga de gravedad y sísmicas representen mejor el comportamiento real de la estructura. Luego se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales y el metrado de cargas.

Luego se inicia el diseño de los elementos. Se diseñan todos los elementos estructurales de la edificación como son: losas (aligeradas y macizas), vigas (peraltadas, cimentación, pared y chatas), columnas, muros de corte, Zapatas (Simples, Conectadas y Combinadas) y finalmente se diseñan los muros de sótano, escaleras, cisterna, tanque elevado y cuarto de máquinas.



Dedicado con mucho cariño y agradecimientos a mis padres Olinda y Víctor y a toda mi familia, amigos y mi asesor Antonio Blanco, por la enorme comprensión y gran apoyo otorgado.

INDICE GENERAL

Capítulo 1 Aspectos Generales

1.1.	Descripción del Proyecto	1
1.2.	Descripción de la Arquitectura	1
1.3.	Normas empleadas	5
1.4.	Cargas de diseño.....	5
1.5.	Materiales.....	6

Capítulo 2 Estructuración

2.1.	Generalidades.....	8
2.2.	Estructuración del edificio	8

Capítulo 3 Predimensionamiento

3.1.	Predimensionamiento de Losas Aligeradas	13
3.2.	Predimensionamiento de Vigas Peraltadas	13
3.3.	Predimensionamiento de Vigas Chatas	15
3.4.	Predimensionamiento de Columnas	15
3.5.	Predimensionamiento de Placas	16
3.6.	Predimensionamiento de la Cisterna y del tanque Elevado.....	21
	3.6.1 Predimensionamiento de la Cisterna	
	3.6.2 Predimensionamiento del Tanque Elevado.	
3.7.	Predimensionamiento del Ascensor y Cuarto de Maquinas	23
3.8.	Predimensionamiento de la Escalera.....	23

Capítulo 4 Metrado de Cargas

4.1.	Metrado de Losas Aligeradas	25
4.2.	Metrado de Vigas Peraltadas.....	28
4.3.	Metrado de Columnas	31
4.4.	Metrado de Placas	34
4.5.	Metrado de la Escalera	36

Capítulo 5 Análisis Sísmico

5.1	Modelo Estructural	37
5.2	Modos significativos	39
5.3	Parámetros, factores y coeficientes estructurales.....	40

5.4	Análisis Estático	43
5.4.1	Fuerza Cortante Basal	
5.4.2	Distribución de la fuerza sísmica en la altura	
5.4.3	Efectos por Torsión	
5.5	Análisis Dinámico	46
5.5.1	Aceleración espectral	
5.5.2	Resultados del Análisis Dinámico	
5.5.3	Amplificación de la cortante en la base del edificio	
5.6	Junta de separación sísmica.....	49
5.7	Desplazamientos máximos absolutos y máximos relativos.....	49
Capítulo 6	Diseño de Losas Aligeradas	
6.1	Ejemplo de diseño de una losa aligerada típica.....	52
6.1.1	Diseño por Flexión.....	52
6.1.2	Diseño por Corte.....	53
Capítulo 7	Diseño de Vigas Peraltadas	
7.1	Diseño por Flexión.....	57
7.2	Diseño por corte para vigas sismorresistentes	58
7.3	Calculo del momento ultimo y de la cortante ultima	59
7.4	Ejemplo de diseño de vigas	60
7.4.1	Diseño por flexión	60
7.4.2	Diseño por Corte	63
Capítulo 8	Diseño de Columnas	
8.1	Diseño por Flexocompresión	66
8.2	Diseño por Corte	67
8.3	Requerimientos de ductilidad para elementos sismorresistentes a flexo compresión.....	68
8.4	Cálculo del factor de corrección por esbeltez.....	68
8.4.1	Cálculo de Factor de Corrección por Efecto Local de Esbeltez....	68
8.4.2	Cálculo de Factor de Corrección por Efecto Global de Esbeltez..	69
8.5	Ejemplo de diseño.....	70
8.5.1	Diseño por flexo compresión de la columna c4 (30x60).....	71
8.5.2	Diseño por flexo compresión biaxial.....	73
8.5.3	Diseño por corte	73

Capítulo 9 Diseño de Placas

9.1	Diseño por Flexocompresión	76
9.2	Diseño por Corte	76
9.3	Ejemplo de Diseño.....	78
	9.3.1 Diseño por Flexo compresión.....	80
	9.3.2 Diseño por Corte.....	82

Capítulo 10 Diseño de la Cimentación

10.1	Pasos seguidos para realizar el diseño de la Cimentación	84
10.2	Ejemplo de Diseño de la Zapata Z-07.....	86
	10.2.1 Dimensionamiento.....	86
	10.2.2 Diseño por corte.....	88
	10.2.3 Diseño por flexión.....	89
10.3	Ejemplo de Diseño de la Zapata Z-05.....	91
	10.3.1 Dimensionamiento.....	91
	10.3.2 Diseño de la viga de Cimentación.....	92
	10.3.3 Ejemplo de Diseño de la viga de cimentación VC-1	92
	10.3.4 Diseño por flexión.....	93
	10.3.5 Diseño por corte.....	94

Capítulo 11 Diseño de Elementos Secundarios

11.1	Diseño de Muros de Sótano.....	96
11.2	Diseño de la Escalera.....	98
11.3	Diseño de la Cisterna.....	99
11.4	Diseño del Tanque elevado y Cuarto de Maquinas.....	101

Conclusiones	103
--------------------	-----

Bibliografía	105
--------------------	-----

CAPITULO 1

ASPECTOS GENERALES

1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

La presente Tesis es para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Tiene por objetivo realizar el diseño estructural en concreto armado de un edificio de ocho pisos y un sótano destinado a viviendas, con un área total del terreno de 694 m^2 , ubicado en el distrito de Barranco, ciudad de Lima sobre un suelo con capacidad portante de 40 Tn/m^2 .

1.2 DESCRIPCION DE LA ARQUITECTURA

El tema desarrollado consiste en un edificio de ocho pisos y un sótano, siete son típicos. Las plantas de arquitectura se pueden ver en las figuras 1, 2 y 3.

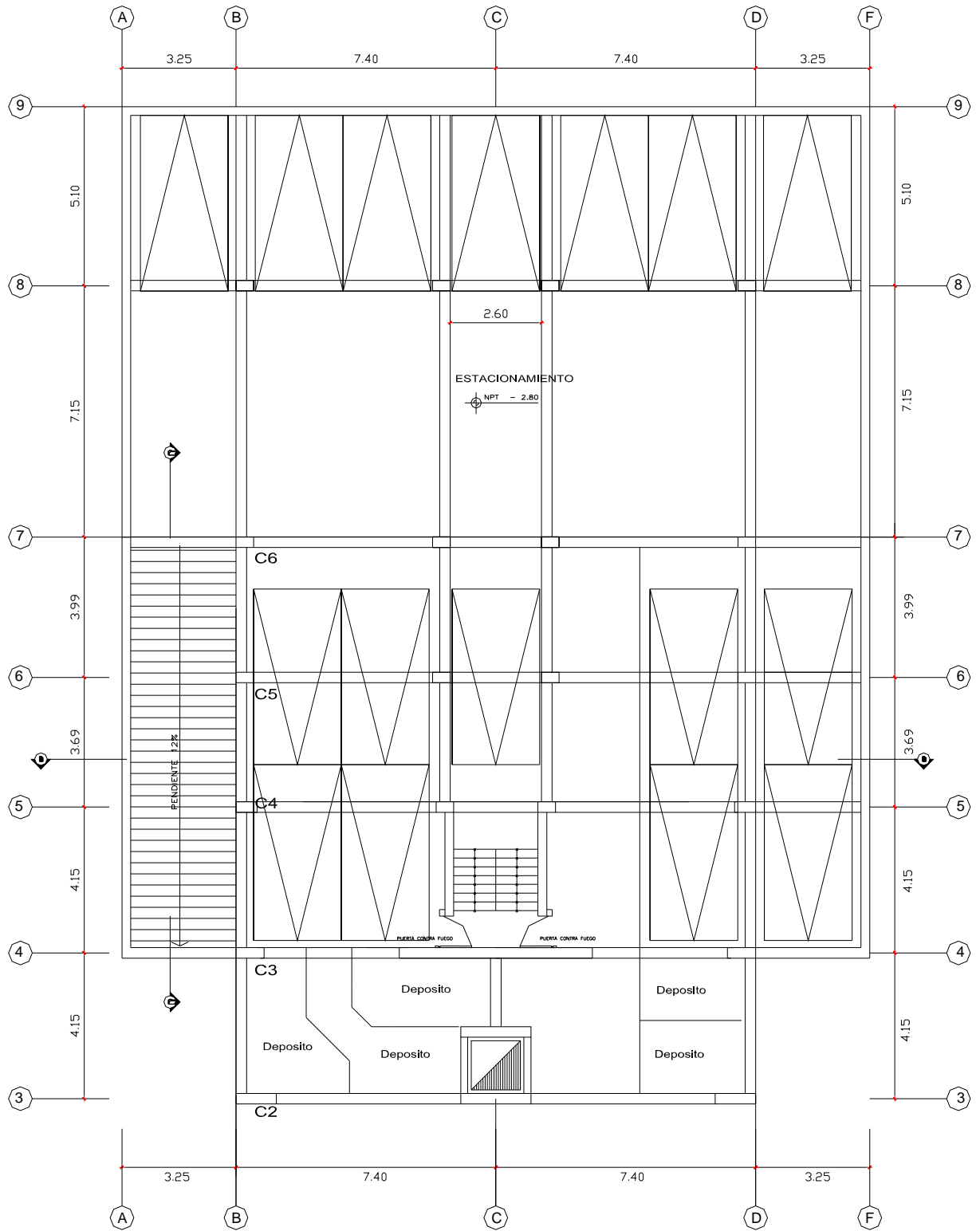
El primer piso está destinado al ingreso principal, a un salón de usos múltiples, un área de estacionamientos, ambientes para servicios de recepción y una sala de espera. En este ambiente se tiene una altura de entrepiso de 2.75 m. y un área techada de 310.5 m^2 .

Para los siguientes pisos la distribución arquitectónica es típica; consta de un hall, escalera y ascensor. Cada piso tiene dos departamentos c/u con: dos dormitorios, sala-comedor, un balcón, un estudio, un hall, un patio, un depósito, una lavandería, una cocina y cuatro baños. Los accesos a los departamentos son a través de una puerta principal y una de servicio. La altura de piso a techo es de 2.75 m y un área techada de 359 m^2 que incluye áreas comunes como el ascensor, el hall, la escalera y el balcón de cada departamento

En el sótano se encuentra un área de estacionamientos y el cuarto de bombas, este último ubicado sobre la cisterna. En este ambiente se tiene una altura de entrepiso de 2.80 m. y un área techada de 543.4 m^2 .

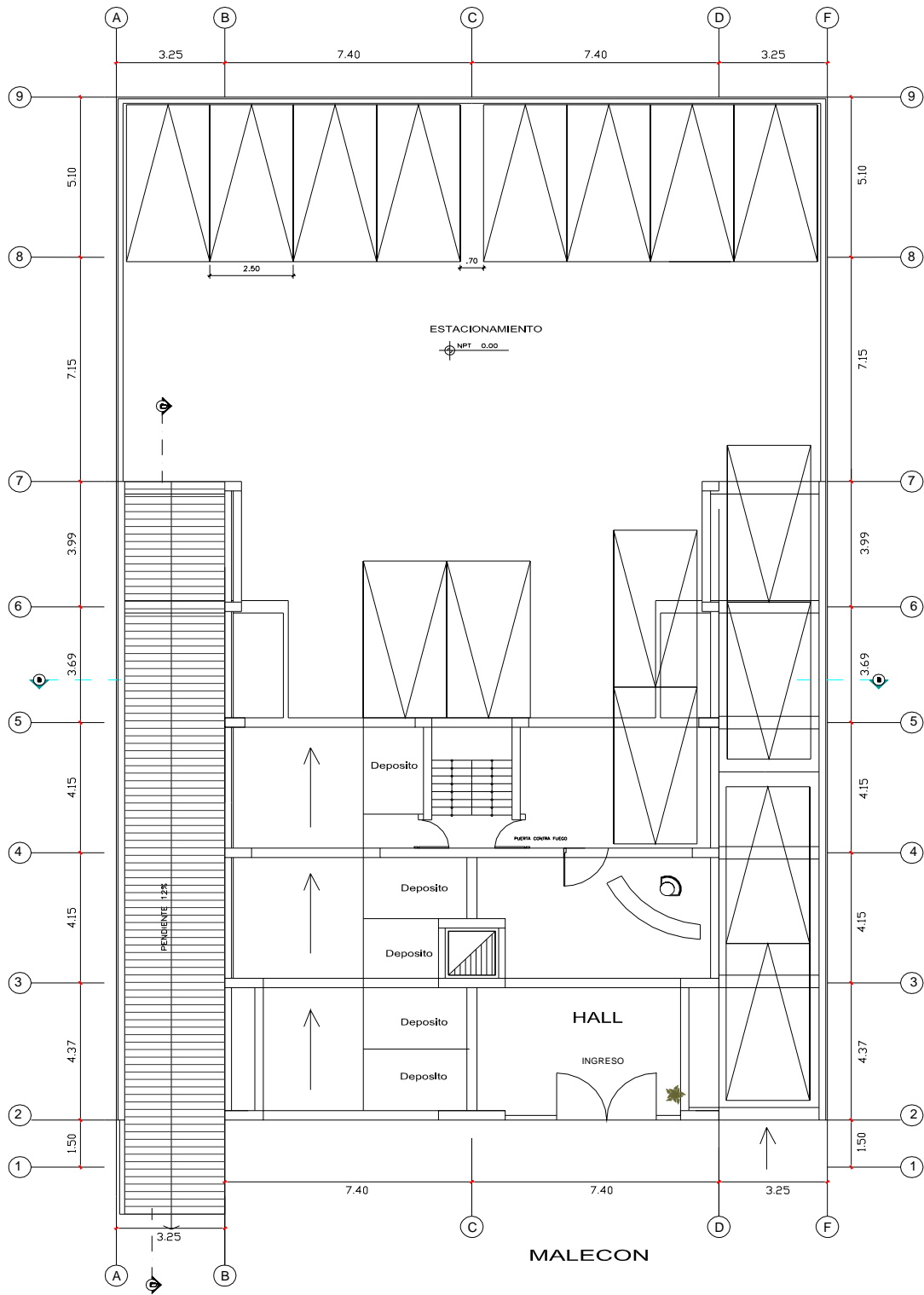
El ingreso de vehículos, se realiza por dos accesos ubicados en la zona frontal del edificio. La rampa para el ingreso de vehículos que va al sótano tiene una pendiente de 12% y un ancho de 3 m. Cada departamento cuenta con espacios para estacionar dos vehículos.

El edificio cuenta con un ascensor y una escalera de servicio. En la azotea se ubica el tanque elevado y el cuarto de máquinas del ascensor.



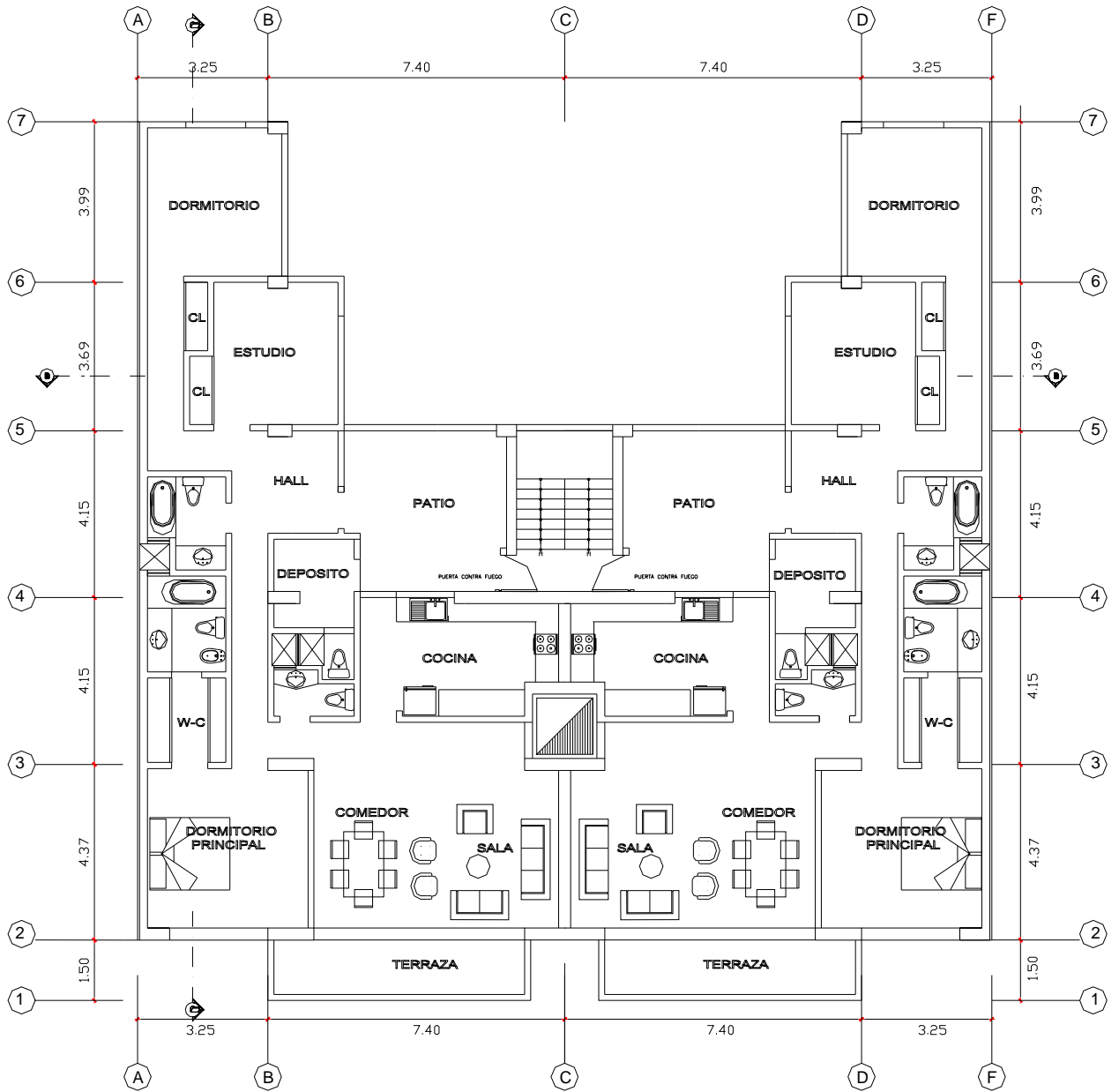
PLANTA DE SOTANO
NPT. - 2.80

Fig. 1 Planta de Distribución Arquitectónica del Sótano



PLANTA DE PRIMER PISO
NPT. ± 0.00

Fig. 2 Planta de Distribución Arquitectónica del Primer Piso



PLANTA PISO TÍPICO

Fig. 3 Planta de Distribución Arquitectónica de los Pisos Típicos.

1.3 NORMAS EMPLEADAS

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizarán para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, deberán cumplir con lo señalado en el Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C.) en la Norma Técnica de Edificaciones E-020 de Cargas, E-030 de diseño Sismorresistente, E-060 de concreto Armado y E-050 de Suelos y Cimentaciones.

1.4 CARGAS DE DISEÑO

La Norma Técnica E-020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Los elementos de concreto armado de la estructura están diseñados mediante el método de diseño por resistencia. Este consiste en amplificar las cargas actuantes o de servicio mediante factores y reducir la resistencia teórica de los elementos considerando factores de reducción.

En la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) se establece la combinación de cargas actuantes con sus respectivos factores de amplificación, siendo éstas las siguientes:

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

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

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

donde: CM : carga muerta
CV : carga viva
CS : carga de sismo

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitud	Factor ϕ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexocompresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.7

Resumiendo, para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \text{ Resistencia Nominal}$$

1.5 MATERIALES

Para realizar el diseño se han considerado los siguientes materiales:

A- Acero de Refuerzo

Se usarán barras de acero corrugado y/o barras de acero liso del tipo 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: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

B- Concreto armado

Llamado así al concreto que tiene acero corrugado de refuerzo para que, actuando ambos como un solo material, puedan resistir los esfuerzos aplicados a los elementos estructurales.

Sus propiedades varían de acuerdo al tipo de concreto y acero:

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

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

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

Componentes del concreto armado

Cemento Pórtland.- El cemento a usarse para la preparación del concreto será Cemento Pórtland, el cual debe cumplir los requisitos impuestos por el ITINTEC para cemento Pórtland del Perú.

Agua.- El agua a emplearse en la preparación del concreto debe encontrarse libre de materia orgánica, fango, sales ácidos y otras impurezas y si se tiene duda del agua a emplear realizar los ensayos químicos de determinación de la calidad.

Agregados.- Son primordiales en los agregados las características de densidad, resistencia, porosidad y la distribución volumétrica de las partículas llamada también granulometría o gradación.

Aditivos.- Se usarán de acuerdo a las modificaciones de las propiedades del concreto que uno desee menos la resistencia, los aditivos son muy sensitivos y dependen de la arena, piedra, agua y cemento que se utilicen.

C- Albañilería.- Material estructural conformado por unidades de albañilería de características definidas asentadas con morteros especificados. Dentro de los tipos de albañilería empleados en nuestro edificio tenemos los siguientes:

- **Muros no portantes.-** Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio. Este tipo de albañilería se usa en parapetos y tabiques.

Componentes de la albañilería

- **Mortero.-** Constituido por una mezcla de aglomerantes y agregado (Tipo P1) en la siguiente proporción: cemento: arena, 1: 4.
- **Unidades de albañilería.-** Cada unidad de albañilería debe cumplir con los requerimientos mínimos dado en la actual Norma E.070 Albañilería. En este caso serán unidades Tipo III.

CAPITULO 2

ESTRUCTURACION

2.1 GENERALIDADES

La estructuración consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas de tal forma que el edificio tenga un buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo.

Pero debe quedar claro, que yo hago la estructura lo mas simple posible no para facilitar los cálculos, sino porque la estructuración simple va a tener un mejor comportamiento sísmico.

Por lo tanto es muy recomendable seguir los siguientes parámetros de estructuración para lograr una estructura sismorresistente:

- simplicidad y simetría
- resistencia y ductilidad
- hiperestaticidad y monolitismo
- uniformidad y continuidad de la estructura
- rigidez lateral
- existencia de diafragmas rígidos
- análisis de la influencia de los elementos no estructurales.

2.2 ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO

La estructuración del edificio está compuesta por los siguientes elementos estructurales: Losas, Vigas, Columnas, Muros o Placas, Escaleras y las Zapatas. Todos los elementos, que son de concreto armado, se muestran en la Fig. 4 y se describen a continuación:

Considerando todo lo expuesto anteriormente, se pasa a estructurar el edificio.

El eje X se escoge paralelo a los ejes numéricos, que viene a ser la dirección longitudinal y el eje Y paralelo a los ejes alfabéticos (dirección transversal).

a) Vigas

Son elementos que reciben la carga de las losas, y las transmiten hacia otras vigas o directamente hacia las columnas o muros. Junto a las columnas forman lo que se denominan los pórticos.

Otra función, junto a las columnas y muros, es resistir los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos y axiales), y ser elementos que ayudan a proporcionar rigidez lateral.

Las vigas pueden ser chatas o peraltadas; la diferencia entre ambas es notoria, puesto que comprenden no solo su capacidad resistente por flexión y cortante, sino su capacidad de deformación (rigidez y flexibilidad).

b) Vigas Chatas

La presencia de vigas chatas obedece a dos razones: La primera es estructural, porque es necesario su colocación debido a la existencia de un tabique paralelo al aligerado, entonces para su adecuado sostenimiento se coloca una viga chata.

Y la segunda razón es Arquitectónica porque el diseñador podría poner una viga peraltada en un lugar que va en contra de la perspectiva de arquitecto, que desea espacios libres o techos lisos para darle mayor sensación de espacios a los ambientes es decir razones estéticas a considerar.

Como en un comienzo a las placas PL6 y PL7, no les pude colocar núcleos de placas porque la rampa de primer piso no me lo permitía, entonces al no tener estos núcleos, mi longitud de anclaje de las vigas peraltadas 1, 2, 3 y 4 que llegaban perpendiculares a las placas, era muy deficiente, entonces coloque por estos motivos vigas chatas, ya que absorben menores momentos y cortantes y en consecuencia requieren menos fierros o menores diámetros de fierro, y a su vez menor longitud de anclaje,

También para su diseño en el Sap 2000, estos puntos de encuentro los he modelado como releases, rotulas simplemente apoyadas o sea no tienen momentos, solo cortantes, de esta manera aumento su momento positivo y disminuyo el negativo, a pesar de esta disminución el requerimiento de longitud de anclaje no se cumplió con los requisitos, porque mínimo ϕ 3/8", ancla en 20cm, y la placa es de 20cm, va a faltar para el recubrimiento siempre, pero la disminución de fierro a 3/8", es suficiente, porque si nos ponemos en el caso de que estas vigas chatas fallaran tendrían que fallar todos los aligerados que son paralelos a las vigas chatas, cosa extremadamente improbable, por lo tanto, las vigas chatas, el aligerado y las placas PL6 y PL7 van a tener un comportamiento bastante monolítico.

c) Losas Aligeradas

Las losas tienen dos funciones fundamentales desde el punto de vista estructural: la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión de cargas de todos los

elementos que conforman la edificación y la segunda, ligada a las cargas de sismo, buscándose que la estructura tenga un comportamiento uniforme en cada piso.

Ubicadas las vigas, se procede a definir que tipos de losas se van a usar de acuerdo a las dimensiones de cada paño. Se usarán losas aligeradas armadas en una sola dirección paralela a la menor dimensión del paño y procurando que sean continuas.

d) Columnas

Las columnas forman junto con las vigas peraltadas pórticos que proporcionan rigidez lateral a la estructura. Para la estructuración de las columnas se tuvo especial cuidado para que éstas no interfirieran en la circulación de los vehículos en las zonas de estacionamiento.

Se buscará que las columnas tengan las dimensiones que les permitan asumir las cargas a las que serán requeridas y también que permitan que el refuerzo de las vigas ancle convenientemente en ellas.

e) Placas

Son muros de concreto armado que al tener una dimensión mucho mayor que la otra, proporcionan una elevada rigidez lateral y resistencia en la dirección de mayor longitud. Por ello estos elementos terminan absorbiendo gran cantidad de cortante de sismo, lo que obliga a tener especial cuidado en su ubicación en planta, pues de colocarse en forma asimétrica crean efectos de torsión.

En la dirección X-X se trató de poner la mayor cantidad de placas pues las limitaciones arquitectónicas no permitían tener placas tan grandes como en la dirección Y-Y, aun así se pudo aprovechar la zona del ascensor para dotar de placas a dicha dirección.

En la dirección X-X se ubicaron varias placas, que son la PL-1, PL-2, PL-3, PL-4.

El colocar placas también tiene como objetivo compensar la asimetría que se tiene en planta, buscando hacer coincidir el centro de masas y el centro de rigidez. Por esta razón se ubicaron en la dirección Y-Y las placas PL-6 y PL7, ubicadas de manera simétrica en la parte lateral del edificio sobre los ejes A y E, otorgándole a la estructura una gran rigidez lateral en esta dirección.

También en la dirección Y-Y se colocaron las dos placas PL-5.

f) Cisterna y Tanque elevado

La cisterna estará ubicada debajo de la zona de la escalera principal, teniendo la cimentación más profundo en relación a los demás elementos del edificio. Se aprovecharán las placas laterales de la escalera como paredes de la cisterna, asegurando un buen recubrimiento.

El tanque elevado irá apoyado sobre las placas laterales de la escalera. Se ubicará a cierta altura definida por el Ingeniero Sanitario. Proyectándose las placas hasta esa altura para tener una estructura más uniforme y evitar cambios bruscos de sección. Sus paredes las placas antes mencionadas. El fondo y la tapa serán losas de concreto armado para garantizar la impermeabilidad y el monolitismo del tanque en sí.

g) Cuarto de Máquinas

El cuarto de máquinas estará ubicado sobre el pozo de los ascensores, como una proyección de las placas del mismo y deberá cumplir con los requisitos arquitectónicos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Tanto la losa superior como la inferior serán macizas y tendrán los mismos niveles que la losa del tanque respectivamente. Esto para diseñar una sola losa continua.

h) Escalera

La escalera no se tomará en cuenta como elemento sismo-resistente debido a que su rigidez lateral es poco significativa, comparada con las placas que la sostienen. Se diseñará sólo para cargas de gravedad.

La escalera está ubicada en la parte posterior del edificio, será típica en todos los niveles y apoyará sobre las vigas de los ejes 4 y 5.

i) Elementos no estructurales

En la estructuración se debe tomar en cuenta la influencia de los elementos no estructurales. Estos desempeñan un papel positivo debido a que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico; sin embargo, presentan también efectos negativos, causados principalmente por el hecho de distorsionar la distribución supuesta de esfuerzos.

Pero una estructura rígida como la nuestra conformada por placas o pórticos y placas es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante.

Con estos planteamientos de estructuración, se pretende que los edificios se comporten satisfactoriamente ante las diferentes solicitaciones de carga. El análisis sísmico es la que nos dirá si este planteamiento es o no el adecuado, pues ante cargas de gravedad no se tienen mayores problemas.

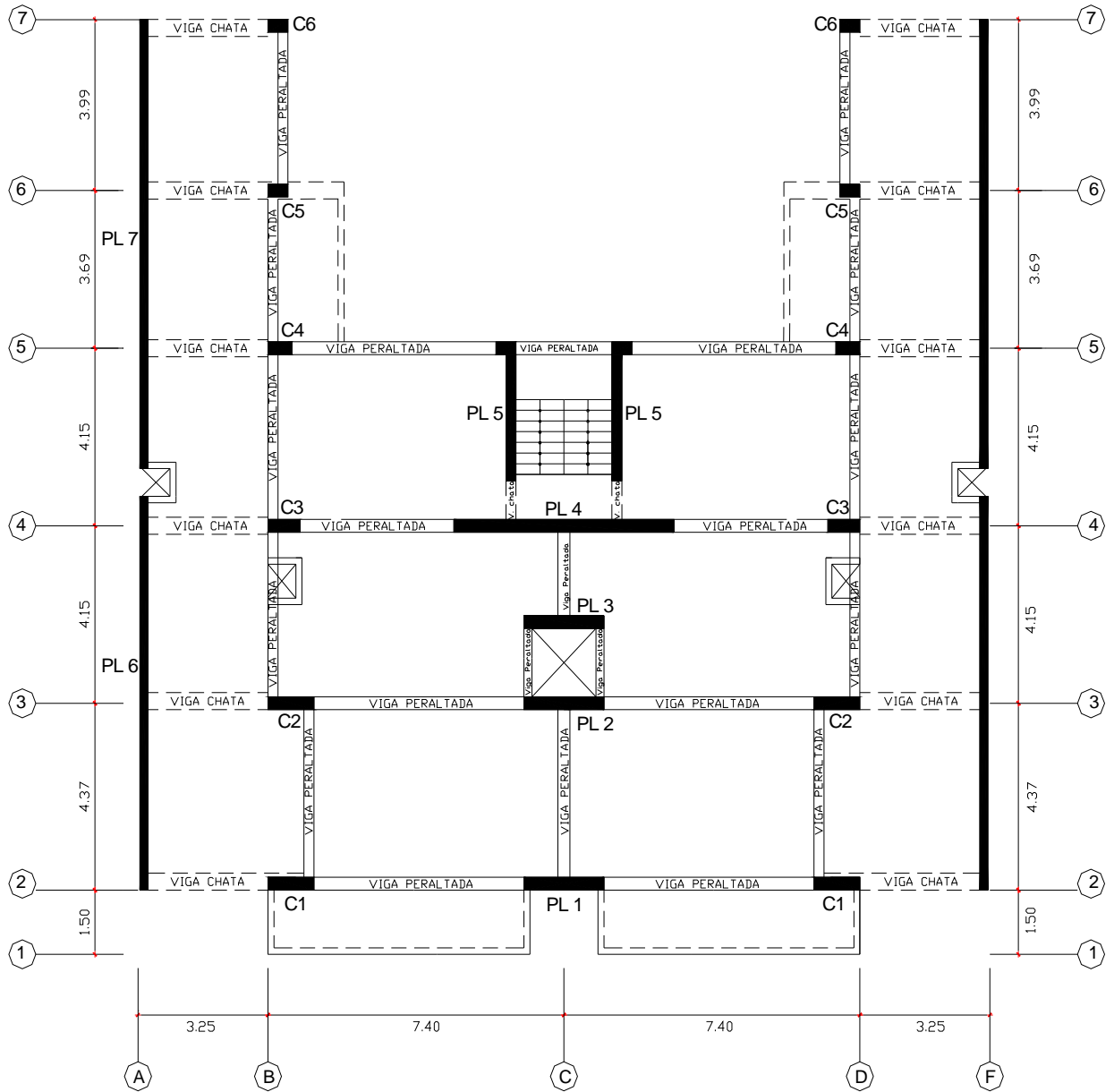


Fig. 4 Estructuración de Piso Típico.

CAPITULO 3

PREDIMENSIONAMIENTO

El Predimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones E-060 de Concreto Armado o entre los Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

La regla práctica para determinar el espesor de la losa es dividir la mayor longitud de luz libre entre 25. Este espesor considera los 5 cm de concreto que se coloca por encima del ladrillo más la altura del ladrillo. Al ser los ladrillos de sección cuadrada de 30x30 cm con una altura variable de 12, 15, 20 y 25 cm, el espesor de losa a escoger queda restringido a ciertos valores.

$$h \geq l_n/25, \quad h = 17, 20, 25 \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Para los paños más importantes tenemos lo siguiente:

Paño (ejes)	Luz dirección techado (L)	Peralte(h= L/25)
2-3	3.92	15.7
3-4	3.85	15.4
4-5	3.85	15.4

En concordancia con los criterios mencionados tendríamos que usar 17 cm, pero se escogió un peralte de **20 cm**, para mejorar los aspectos de sonido puedan colocarse las instalaciones de desagüe. Además con un aligerado de 20 cm, ya no se verificó deflexiones porque corresponde a un peralte mínimo según la norma E-060.

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO VIGAS PERALTADAS

Para predimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo o doceavo de la mayor luz libre entre apoyos.

Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cm. Se recomienda 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.

Resumiendo:

$$h \geq l_n/10$$

ó

$$h \geq l_n/12$$

Cálculos del Dimensionamiento de Vigas:

	Vigas	L(cm)	H(cm)			B(cm)
			L/12	L/10	elegido	0,5*H
En x-x	V1	385	32	39	60	30
	V2	369	31	37	60	30
	V3	415	35	42	60	30
	V4	415	35	42	60	30
	V5	427	36	43	60	30
	V6	240	20	24	60	30
	V11(sótano)	510	43	51	50	30
	V12(sótano)	510	43	51	50	30
En y-y	V13(sótano)	700	58	70	60	30
	V7(típico)	392	33	39	50	25
	V7(sótano)	700	58	70	60	30
	V8	392	33	39	60	30
	V9	160	13	16	40	20
	V10	195	16	20	60	30

De acuerdo a esto las vigas típicas serán de 30X60 cm a excepción de la viga VT-07 de 25X50 cm. En el sótano las vigas serán de 30x60cm a excepción de la viga VS-11 y VS12 que son de 30x50cm.

La viga VT-09 y VS-09 es de 20 x 40 cm, ubicada en todos los niveles.

Por otro lado, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en la NTE-060 en su acápite 10.4.1.3, dice que la condición para no verificar deflexiones en una viga es que el peralte debe ser mayor ò igual que el dieciseisavo de la luz libre.

Para $L_{yy} = 7.00 \text{ m}$, $L_{yy}/16 = 44 \rightarrow h \geq 44 \text{ cm}$ ok

Para $L_{xx} = 5.10 \text{ m}$, $L_{xx}/16 = 32 \rightarrow h \geq 32 \text{ cm}$ ok

3.3_PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS CHATAS:

Para predimensionar las vigas chatas, se debe verificar que la sección escogida pueda soportar al tabique, esto se realiza comprobando que la fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica de la viga sea menor que la fuerza cortante nominal (ϕV_c) que puede soportar la viga sin necesidad de considerar el acero de refuerzo. Es decir

$$\phi V_c \geq V_u$$

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

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

f_c : resistencia especificada del concreto a la compresión (210 Kg/cm^2)

b : ancho de la sección

d : peralte efectivo de la sección

El peralte efectivo "d" para vigas chatas es menor que la altura en 3 cm. Como se tiene una altura de losa, igual al de la viga chata, de 20 cm, el peralte efectivo será de 17 cm. La sección crítica de la viga chata, donde se debe evaluar la fuerza cortante, se encuentra a una distancia "d" de la cara del apoyo, es decir a 17 cm. Lo único que faltaría definir es el ancho de la viga chata, el cual dependerá del V_u que se requiera.

3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas se predimensionarán considerando básicamente la carga por compresión, pues los momentos de flexión son muy bajos, debido a un adecuado número de placas en cada dirección y porque las luces entre columnas son menores a 6 ó 7 m. Por lo tanto, para predimensionar las columnas se considera como regla práctica usar un área total tal que:

$$A \geq P_{\text{servicio}} / .35 f_c$$

Para columnas exteriores

$$A \geq P_{\text{servicio}} / .45 f_c$$

Para columnas interiores

Si no se cumplen los criterios anteriores se busca una sección de área mínima del orden de 1500 a 2000 cm^2 .

Para columnas sujetas a flexo compresión que resistan fuerzas de sismo, el ancho mínimo debe ser 25 cm y la relación de dimensiones, lado corto a lado largo, debe ser por lo menos 0.4.

Para este edificio, las columnas se predimensionarán para una resistencia de concreto de 210 kg/cm^2 . Aplicando los criterios anteriormente expuestos y habiendo hecho un metrado de cargas por área tributaria aproximado considerando una carga unitaria uniformemente distribuida de 1 ton/m^2 , como carga de servicio, tenemos:

N = numero de pisos = 8

Columnas	tipo	Area tributaria (m2)	P servicio (ton)	f'c (Kg/cm2)	Area (cm2)	Area Usada (cm2)	Sección
C-1	Central	16.5	132.0	210	1397	3450	30x115
C-2	Central	22.1	198.9	210	2105	3450	30x115
C-3	Central	22.1	198.9	210	2105	2400	30x80
C-4	esquinera	15.2	137.0	210	1450	1800	30x60
C-5	esquinera	9.5	85.5	210	1163	1500	30x50
C-6	esquinera	3.3	29.4	210	400	1500	30x50

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, en las columnas C5 y C6 las cargas de servicio son bajas, entonces por los criterios expuestos anteriormente se procede a colocar columnas de áreas entre 1500 y 2000 cm².

En la zona de estacionamientos (techo de sótano), teniendo en cuenta que el ancho de las vigas en la dirección Y-Y es 0.30 m, se dimensionaron las columnas con un ancho de 0.30m.

3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

La Norma E-060 en el acápite 15.4.1.1 especifica que las placas serán dimensionadas teniendo especial cuidado con los esfuerzos de compresión en sus extremos y su resistencia al pandeo, por esta razón se ensancha las placas en los puntos donde llegan las vigas transversales, en nuestro caso no es posible hacerlo, debido a la entrada de carros al estacionamiento. Se adoptara este criterio para dimensionar las placas de los Ejes A y D. (a pesar que dificulta el acceso vehicular a los estacionamientos).

Para las placas se asume inicialmente las dimensiones tentativas y se verifica que la resistencia requerida a la sollicitación principal a la que están sometidas, que son las fuerzas cortantes por efecto de fuerzas sísmicas, sean menores a la resistencia de diseño.

A- Cálculo de Resistencia Requerida

Para evaluar la resistencia requerida en cada una de las placas se asume que la fuerza cortante basal definida por la NTE E-030 será absorbida proporcionalmente a la rigidez de la placa.

Se calcula la cortante basal :

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

Donde :

Z = Factor de zona

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de suelo

C = Coeficiente de amplificación Sísmica

R = Factor de reducción

P = Peso de la edificación

Teniendo en cuenta las siguientes características:

Numero de pisos	8	
Numero de sótanos	1	
Área de planta	359	m ²
Altura de piso típico	2.75	m
Altura de primer piso	2.75	m
Altura del sótano	2.80	m
Altura total edificio(hn)	22	m
Peso total de edificio	2872	Ton

Se evaluó la cortante basal para las direcciones X-X e Y-Y como se muestra en la tabla siguiente:

Parámetros	Dirección	Dirección
	X-X	Y-Y
Factor de zona (Z)	0.4	0.4
Factor de uso (U)	1	1
Factor de suelo (S)	1	1
Periodo del suelo en seg. (Tp)	0.4	0.4
C _T	45	60
Periodo de la estructura (T)	0.488	0.367
$C=2.5(T_P/T)$, $C<2.5$	2.05	2.5
Coeficiente de reducción (R)	7	6
Coeficiente de reducción (3/4xR)	5.25	4.50
Cortante Basal "V=ZUCSP/R" ton	448 ton	638 ton

En la dirección X-X el sistema estructural se puede clasificar como sistema Dual es decir pórticos de Concreto Armado mas placas, el cual está asociado a un coeficiente de reducción de fuerza sísmica de 7, pero por ser una estructura irregular en X-X este factor se reduce en un 25% a 5.25.

El valor de C_t , asociado a esta dirección por ser sistema dual es 45.

En la dirección Y-Y el sistema estructural se puede clasificar como Muros de Concreto Armado el cual está asociado a un coeficiente de reducción de fuerza sísmica de 6. La estructura es regular con respecto a Y, pero por ser irregular con respecto a X, esta

irregularidad se extiende a toda la estructura. Por lo tanto el coeficiente de reducción sísmica en Y-Y se reduce a 4,5.

El valor de C_t , asociado a esta dirección por ser sistema dual es 60.

B- Cálculo de Resistencia de Diseño

Para poder evaluar la resistencia de diseño se consideró el aporte del concreto y el acero según:

$$\Phi V_n = \Phi 2.1 \sqrt{f'_c} b d + \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

La primera parte de la fórmula considera el aporte del acero y la segunda parte el aporte del concreto, además:

$$\Phi = 0.85, \quad d = 0.8 L \text{ (placas)} \text{ y } d = 0.9 L \text{ (columnas)}$$

En las siguientes tablas se detallan los cálculos de las resistencias de diseño y requerida para todas las placas y las columnas .

En la dirección X-X

elemento	b(m)	h(m)	area(m ²)	I (m ⁴)	%V	Vu(ton)	Vmax(ton)	Vmax>Vu
PL-1	0.3	2	0.60	0.20	4.00	17.90	155	OK
PL-2	0.3	2	0.60	0.20	4.00	17.90	155	OK
PL-3	0.3	2	0.60	0.20	4.00	17.90	155	OK
PL-4	0.3	5.5	1.65	4.16	83.17	372.27	428	OK
PL-5	3.25	0.3	0.98	0.01	0.15	0.65	253	OK
PL-5	3.25	0.3	0.98	0.01	0.15	0.65	253	OK
PL-6	9.2	0.2	1.84	0.01	0.12	0.55	477	OK
PL-6	9.2	0.2	1.84	0.01	0.12	0.55	477	OK
PL-7	10.25	0.2	2.05	0.01	0.14	0.61	531	OK
PL-7	10.25	0.2	2.05	0.01	0.14	0.61	531	OK
C-1	0.3	1.15	0.35	0.04	0.76	3.40	101	OK
C-1	0.3	1.15	0.35	0.04	0.76	3.40	101	OK
C-2	0.3	1.15	0.35	0.04	0.76	3.40	101	OK
C-2	0.3	1.15	0.35	0.04	0.76	3.40	101	OK
C-3	0.3	0.8	0.24	0.01	0.26	1.15	70	OK
C-3	0.3	0.8	0.24	0.01	0.26	1.15	70	OK
C-4	0.3	0.6	0.18	0.01	0.11	0.48	52	OK
C-4	0.3	0.6	0.18	0.01	0.11	0.48	52	OK
C-5	0.3	0.5	0.15	0.00	0.06	0.28	44	OK
C-5	0.3	0.5	0.15	0.00	0.06	0.28	44	OK
C-6	0.3	0.5	0.15	0.00	0.06	0.28	44	OK
C-6	0.3	0.5	0.15	0.00	0.06	0.28	44	OK
				5.00	100.0	448		

En la dirección Y-Y

elemento	b(m)	h(m)	area(m2)	I (m4)	%V	Vu(ton)	Vmax(ton)	Vmax>Vu
PL-1	0.3	2	0.60	0.00	0.01	0.05	155	OK
PL-2	0.3	2	0.60	0.00	0.01	0.05	155	OK
PL-3	0.3	2	0.60	0.00	0.01	0.05	155	OK
PL-4	0.3	5.5	1.65	0.01	0.02	0.12	428	OK
PL-5	3.25	0.3	0.98	0.86	1.35	8.61	253	OK
PL-5	3.25	0.3	0.98	0.86	1.35	8.61	253	OK
PL-6	9.2	0.2	1.84	12.98	20.40	130.20	477	OK
PL-6	9.2	0.2	1.84	12.98	20.40	130.20	477	OK
PL-7	10.25	0.2	2.05	17.95	28.21	180.06	531	OK
PL-7	10.25	0.2	2.05	17.95	28.21	180.06	531	OK
					63.62	100.00	638	

Se verificó que en ambas direcciones la resistencia de diseño es mayor que la resistencia requerida con lo cual el predimensionamiento es aceptable, quedando pendiente mostrar la evaluación final del dimensionamiento el cual se realizará en el capítulo correspondiente al análisis sísmico.

En la figura , se muestran los resultados del predimensionamiento de los elementos del piso típico.

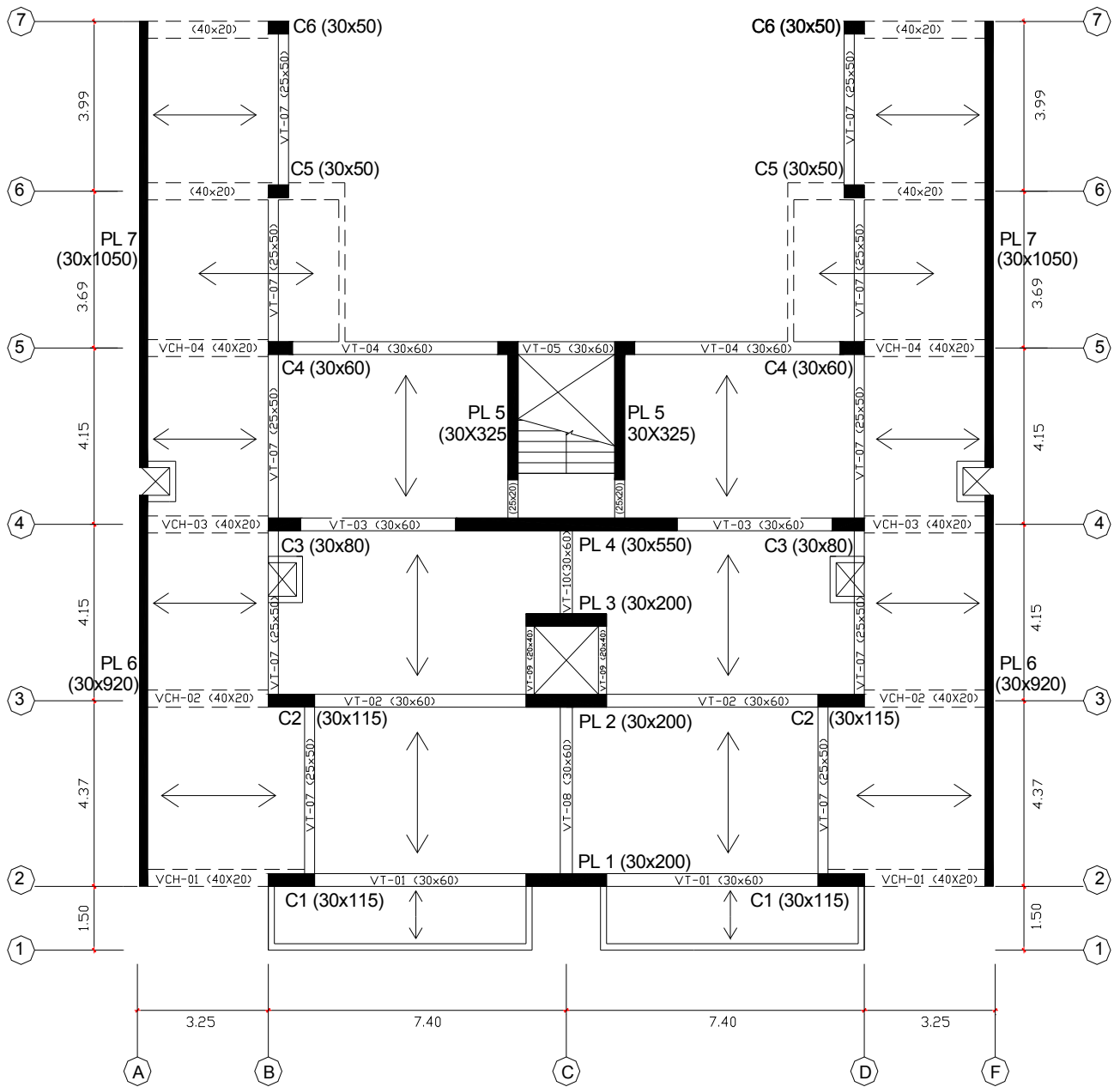


Fig. 5 Predimensionamiento de Elementos Estructurales de la Planta Típica

3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA Y DEL TANQUE ELEVADO.

Para edificios que emplean la combinación cisterna, bomba de elevación y tanque elevado como el nuestro, se requiere que la capacidad de la cisterna cubra las tres cuartas partes de la dotación diaria del edificio y el tanque elevado la tercera parte de dicha dotación. En ambos casos, los volúmenes no serán menores de 1000 litros. Con respecto al volumen de agua contra incendios la norma indica que será de 15 m³ (15000 litros), y estará todo en la cisterna o en el tanque elevado. Se prefiere almacenar el agua contra incendios en la cisterna para evitar tener más peso en el tanque.

Para saber que volumen requiere cada elemento se calcula la dotación diaria del edificio. Para edificios multifamiliares la dotación de agua está relacionada al número de dormitorios que hay en cada departamento

En nuestro edificio tenemos 3 dormitorios por departamento, por tanto según este numeral se debe considerar una dotación de 1200 l/d.

N° de dormitorios por Departamento =	3
Según la Norma la dotación por Departamento es igual a :	1200 Lts/dia
N° Departamentos con igual dormitorios =	14
	16800 Lts/dia
Para el 1er piso (Guardianía) =	500 Lts/dia
	17300 Lts/dia
Dotación Diaria =	17.3 m3/dia

Capacidad de la cisterna: 3/4 Dotación diaria =	13.0 m3/dia
Tanque elevado: 1/3 Dotación diaria =	5.8 m3/dia
Reservorio contra incendios =	15 m3/dia

3.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA

Según el numeral S.222.4.10 la distancia vertical entre los ejes de tubos de rebose y entrada de agua será igual al doble del diámetro del primero y en ningún caso menor de 0.15m.

Según el numeral S.222.4.11 la distancia vertical entre el eje del tubo de rebose y el máximo nivel de agua será igual al diámetro de aquel y nunca inferior a 0.10m, entonces la altura mínima será de 0.45m.

Dotación Diaria =	13.0	m ³ /día	Largo =	2.4	m
Contra incendios =	15	m ³ /día	Ancho =	5	m
	<u>28.0</u>	m ³ /día			

Area en planta de la Cisterna =

Area =	12	m ²
Vol=Area x altura =	28.0	m ³
Altura = Volumen/área	<u>2.3</u>	m

Luego se debe considerar una altura libre mínima de 35 cm

Altura de la Cisterna = 2.68 m

Diseño Final:

Dimensiones netas	2.4	5	2.68	metros
-------------------	-----	---	------	--------

3.6.2 PREDIMENSIONAMIENTO TANQUE ELEVADO

Siguiendo el mismo procedimiento usado para la cisterna tenemos:

Dotación Diaria =	5.8	m ³ /día	Largo =	2.4	m
Contra incendios =	3	m ³ /día	Ancho =	3.85	m
	<u>8.8</u>	m ³ /día			

Area en planta de la Cisterna =

Area =	9.24	m ²
Vol=Area x altura =	8.8	m ³
Altura = Volumen/área	<u>0.9</u>	m

Luego se debe considerar una altura libre mínima de 35 cm

Altura del tanque = 1.30 m

Diseño Final:

Dimensiones netas	2.4	3.85	1.30	metros
-------------------	-----	------	------	--------

3.7 PREDIMENSIONAMIENTO DEL ASCENSOR Y CUARTO DE MÁQUINAS

Para el edificio bastará con tener un solo ascensor, el dimensionamiento del ascensor y cuarto de máquinas han sido realizados, de acuerdo a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, para circulación vertical de pasajeros en edificaciones.

El dimensionamiento del cuarto de máquinas deberá ser tal que permita un desplazamiento fácil y seguro de las personas alrededor de las partes fijas y móviles de la instalación, además este cuarto debe cumplir los requisitos arquitectónicos y de ocupación del RNE.

Como se puede observar en el gráfico y en el plano 5 (memoria de planos), la paredes del cuarto de máquinas son las prolongaciones de las placas 3 y 4; y las dos paredes restantes son de ladrillo soportadas por vigas de 20x20cm.

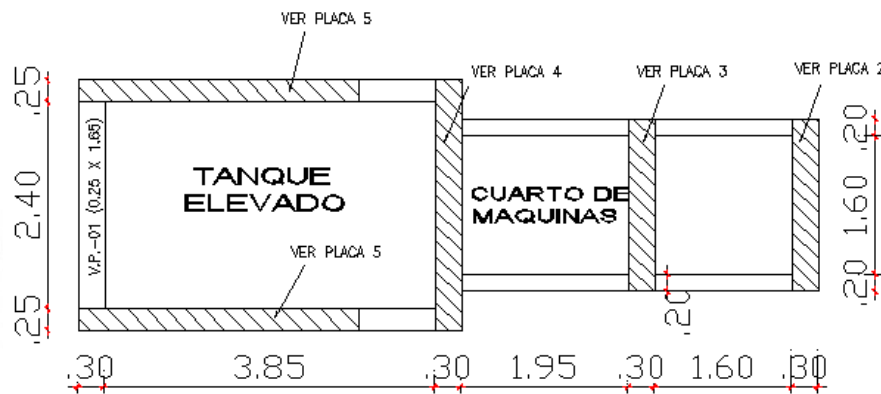


Fig. 6 Planta del fondo del Cuarto de Maquinas y Tanque Elevado

3.8 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESCALERA

En nuestro edificio tenemos una sola escalera ubicada entre las placas simétricas 5, y la placa 4 y va desde el sótano hasta el octavo piso. Los descansos intermedios deben tener en la línea de pasos una longitud mínima de 0.90 m . Para la losa de descanso adoptaremos un espesor de 20 cm y la garganta de 15 cm.

Asimismo las dimensiones de un paso (p) y un contrapaso (cp), deben cumplir las siguientes condiciones:

$P \geq 25 \text{ cm}$	Horizontal
$15 \leq cp \leq 17.5 \text{ cm}$	Vertical
$60 \leq 2cp + p \leq 64 \text{ cm}$	

La garganta a considerar será de 15 cm de espesor, el ancho de la escalera será de 1.20m así como un descanso intermedio de 1.20 m de longitud.

Para el sótano

La altura del sótano es 2.80 m

Nº contrapasos: 16

$C_p = 0.175$ m y $p = 0.25$ m

Verificando $2 c_p + 1 p = 0.60$ m → ok

Para los pisos típicos

La altura de los pisos es de 2.75 m

Nº contrapasos: 16

$c_p = 0.172$ m y $p = 0.25$ m

Verificando $2 c_p + 1 p = 0.60$ m → ok

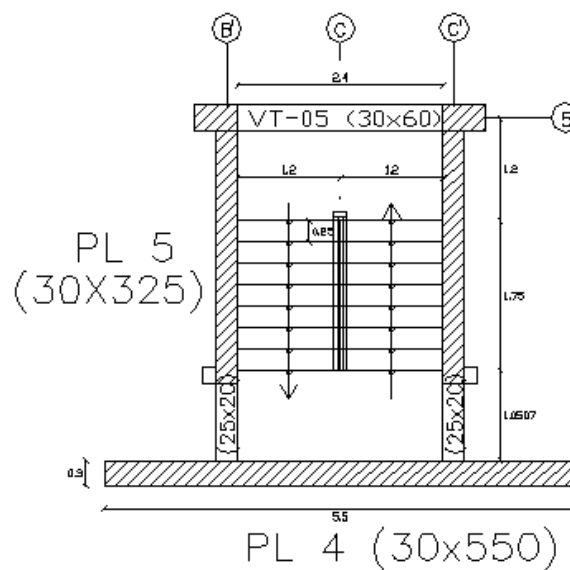


Fig. 7 Esquema de la Escalera

CAPITULO 4

METRADO DE CARGAS

En este capítulo, se mostrará el cálculo de las cargas de gravedad que se aplican a la estructura. Las cargas de gravedad son la Carga Muerta y la Carga Viva.

El metrado de cargas de gravedad, es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Este proceso es aproximado, ya que, por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que sean importantes. Como regla general, al metrar cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego estas vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfieren su carga, posteriormente las columnas transfieren las cargas hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas, finalmente las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

El metrado se hará mediante el método de área tributaria o zonas de influencia separando la carga muerta de la carga viva. Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la NTE E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

<u>Pesos Unitarios</u>		<u>Sobrecarga</u>	
Losa Aligerada (20cm)	300 Kg/m ²	Departamentos	200 Kg/m ²
Piso Terminado	100 Kg/m ²	Corredores y escaleras	400 Kg/m ²
Concreto Armado	2400 Kg/m ³	Estacionamientos	250 Kg/m ²
Albañilería Hueca (1400x0.15)	210 Kg/m ²	Azotea	100 Kg/m ²
Tierra	1800 Kg/m ³	Cuarto de Máquinas	1000 Kg/m ²
		Agua	1000 Kg/m ³

4.1 METRADO DE ALIGERADOS

El metrado de cargas para los aligerados se realizó teniendo en cuenta la dirección de armado de la losa, tomando un ancho tributario de 0.40 m que es el ancho de una vigueta típica, como ejemplo mostramos una vigueta.

Metrado Losa Aligerado entre los ejes 1-2-3-4-5 y Ejes B-C

Descripción	Operación	1er-7vo piso	Azotea	Unidad
aligerado	300 x 0.40	120	120	Kg/m
acabado	100 x 0.40	40	40	Kg/m
Carga muerta		160	160	Kg/m

Descripción	Operación	1er-7vo piso	Azotea	Unidad
S/C de Piso típico	200 x 0.40	80		Kg/m
S/C de Azotea	100 x 0.4		40	Kg/m
Carga viva		80	40	Kg/m

Para las cargas concentradas se tiene:

$$P = 1400 \text{Kg/m}^3 \cdot (0.15) (2.55) 0.40 = 214 \text{ Kg}$$

A continuación en la Fig. 10 se muestra las cargas de gravedad que actúan sobre la viga:

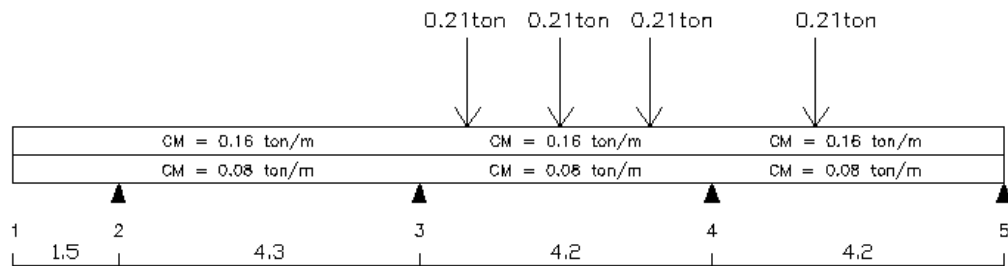


Fig. 8 Cargas de gravedad actuantes sobre viga típica.

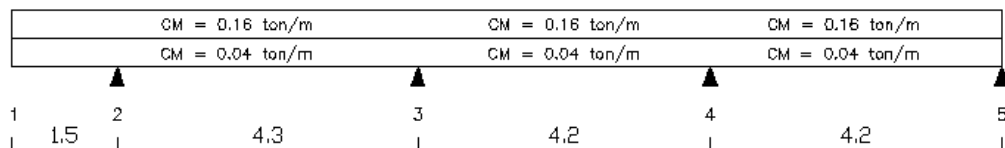


Fig. 9 Cargas de gravedad actuantes sobre viga de Azotea.

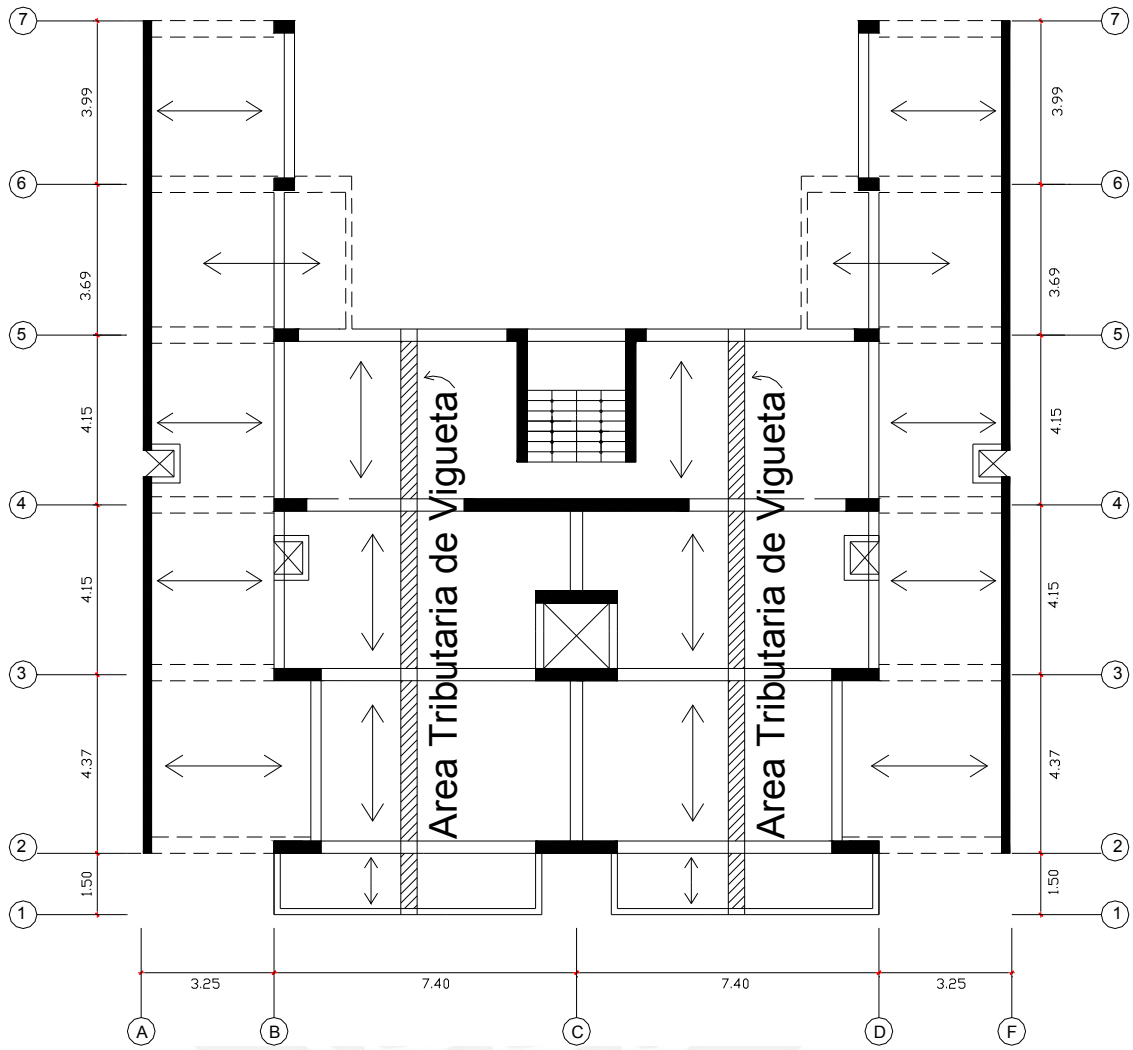


Fig. 10 Área tributaria de vigueta Típica

4.2 METRADO DE VIGAS PERALTADAS

El metrado de las vigas se obtendrá considerando las cargas que le transmite el aligerado y losa de escalera, asimismo también se consideraran las cargas que actúan directamente sobre ella, como su peso propio, tabiquería y parapetos.

A continuación mostramos el metrado para la viga típica V3 que se ubica en el eje 4.

VT -03 (40 x 20) tramo A-B

PISO TIPICO (TRAMO A-B)

Carga Permanente

Peso Propio	2400x0.4x0.2	192	Kg/m
-------------	--------------	-----	------

Carga de Losa

Peso Propio	300 x(8x0.2)	480	Kg/m
-------------	--------------	-----	------

Piso Terminado	100x(8x0.2+0.4)	200	Kg/m
----------------	------------------	-----	------

Carga Muerta		872	Kg/m	0.87	ton/m
--------------	--	-----	------	------	-------

Sobrecarga

SC Departamentos	200x(8x0.2+0.4)	400	Kg/m	0.4	ton/m
------------------	------------------	-----	------	-----	-------

AZOTEA (TRAMO A-B)

Carga Permanente

Peso Propio	2400x0.4x0.2	192	Kg/m
-------------	--------------	-----	------

Carga de Losa

Peso Propio	300 x(8x0.2)	480	Kg/m
-------------	--------------	-----	------

Piso Terminado	100x(8x0.2+0.4)	200	Kg/m
----------------	------------------	-----	------

Carga Muerta		872	Kg/m	0.87	ton/m
--------------	--	-----	------	------	-------

Sobrecarga

SC Departamentos	100x(8x0.2+0.4)	200	Kg/m	0.2	ton/m
------------------	------------------	-----	------	-----	-------

VT-03 (30 x 60) tramo B-C

PISO TIPICO (TRAMO B-C)

Carga Permanente

Peso Propio	2400x0.3x0.6	432	Kg/m
-------------	--------------	-----	------

Carga de Losa

Peso Propio	300 x3.85	1155	Kg/m
Piso Terminado	100 x(3.85+0.3)	415	Kg/m
Carga Muerta		2002	Kg/m

Sobrecarga

SC Departamentos	200 x(3.85+0.3)	830	Kg/m	0.83	ton/m
P vch2 CM		1.7	ton		
P vch5 CM		1.7	ton		
P vch6 CM		1.7	ton		

AZOTEA (TRAMO B-C)

Carga Permanente

Peso Propio	2400x0.3x0.6	432	Kg/m
-------------	--------------	-----	------

Carga de Losa

Peso Propio	300 x3.85	1155	Kg/m
Piso Terminado	100 x(3.85+0.3)	415	Kg/m
Carga Muerta		2002	Kg/m

Sobrecarga

SC Departamentos	100 x(3.85+0.3)	415	Kg/m	0.42	ton/m
------------------	-----------------	-----	------	------	-------

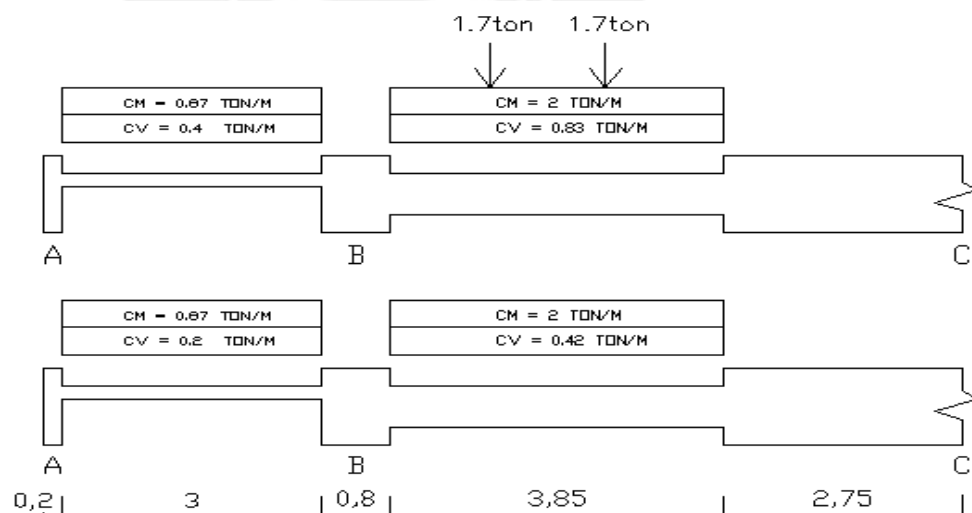


Fig. 11 Cargas de servicio actuantes en la Viga VT-03 de Piso Típico y Azotea.

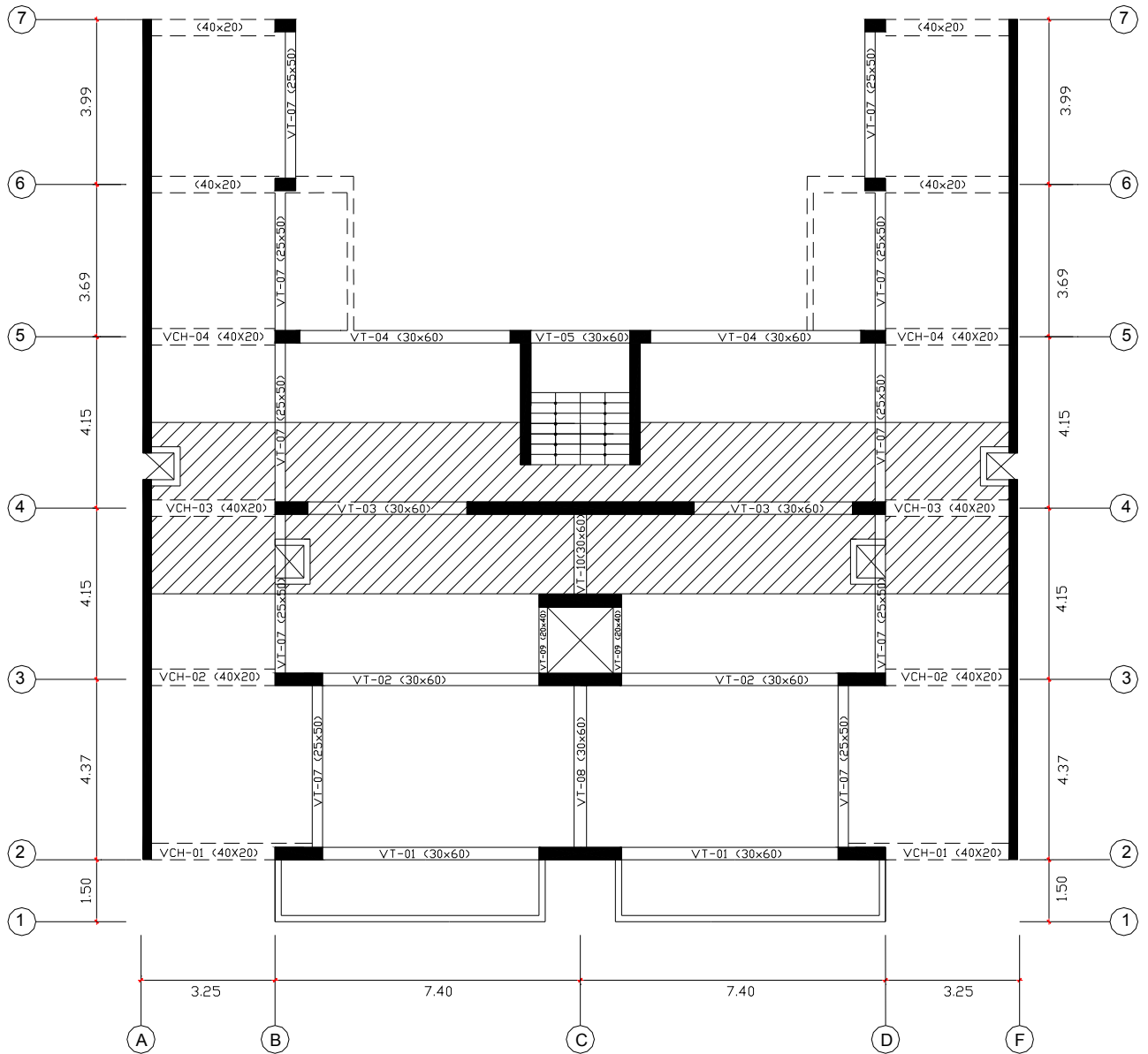


Fig. 12 Áreas Tributarias de la Viga VT-03.

4.3 METRADO DE COLUMNAS

Como en el caso de las vigas, el metrado de las columnas, se hará mediante el método del área tributaria.

Dentro de esta área se considerará lo siguiente:

- Peso Propio de las columnas
- Todo lo que se encuentre en el área tributaria de la columna (vigas, tabiques, aligerado y los acabados).
- No se consideró reducción de carga viva.

Como ejemplo realizaremos el metrado de la columna C-4.

COLUMNA C-4

Nivel	Elemento	Carga Unitaria	Area (m2) ó		P Parcial (Kg)	P Acum (Kg)
		Kg/m o Kg/m2	Long. (m)	Tributaria.		
8 Azotea	Aligerado	300	15.77	m2	4731	Kg
	Acabados	100	15.77	m2	1577	Kg
	Viga 7	432	3.62	m	1564	Kg
	Viga 3	432	2.03	m	877	Kg
	Viga 4 (chata)	192	1.50	m	288	Kg
	Columna	360	2.75	m	990	Kg
	Sobrecargas	100	15.77	m2	1577	Kg
				CM		10027
			CV		1577	1577

1 al 7 Piso típico columna 4	Aligerado	300	15.77	m2	4731	Kg
	Acabados	100	15.77	m2	1577	Kg
	Viga 7	432	3.62	m	1564	Kg
	Viga 4	432	2.03	m	877	Kg
	Viga 4 (chata)	192	1.50	m	288	Kg
	Columna	360	2.75	m	990	Kg
	Tabique sobre viga4	0	4.10	m	0	Kg
	Tabique	0	3.43	m	0	Kg
	Sobrecargas	200	15.77	m2	3154	Kg
				CM		10027
			CV		3154	23655

Sotano	Aligerado	300	17.9	m2	5370	Kg
	Acabados	100	17.9	m2	1790	Kg
	Viga 7	432	3.62	m	1564	Kg
	Viga 4	432	2.03	m	877	Kg
	Columna	360	2.75	m	990	Kg
	Tabique sobre viga7	0	3.62	m	0	Kg
	Sobrecargas	0	17.9	m2	0	Kg
				CM	10591	90805
			CV	0	23655	

Resumen de cargas de la columna C-4 por niveles.

Nivel	Muerta Parcial (Kg)	PCM Acumulada (Kg)	PCM Acumulada Toneladas	Carga Viva Parcial (Kg)	PCV Acumulada (Kg)	PCV Acumulada toneladas
8	10027	10027	10.0	1577	1577	1.6
7	10027	20054	20.1	3154	4731	4.7
6	10027	30080	30.1	3154	7885	7.9
5	10027	40107	40.1	3154	11039	11.0
4	10027	50134	50.1	3154	14193	14.2
3	10027	60161	60.2	3154	17347	17.3
2	10027	70188	70.2	3154	20501	20.5
1	10027	80214	80.2	3154	23655	23.7
sótano	10591	90805	90.8 ton	0	23655	23.7 ton

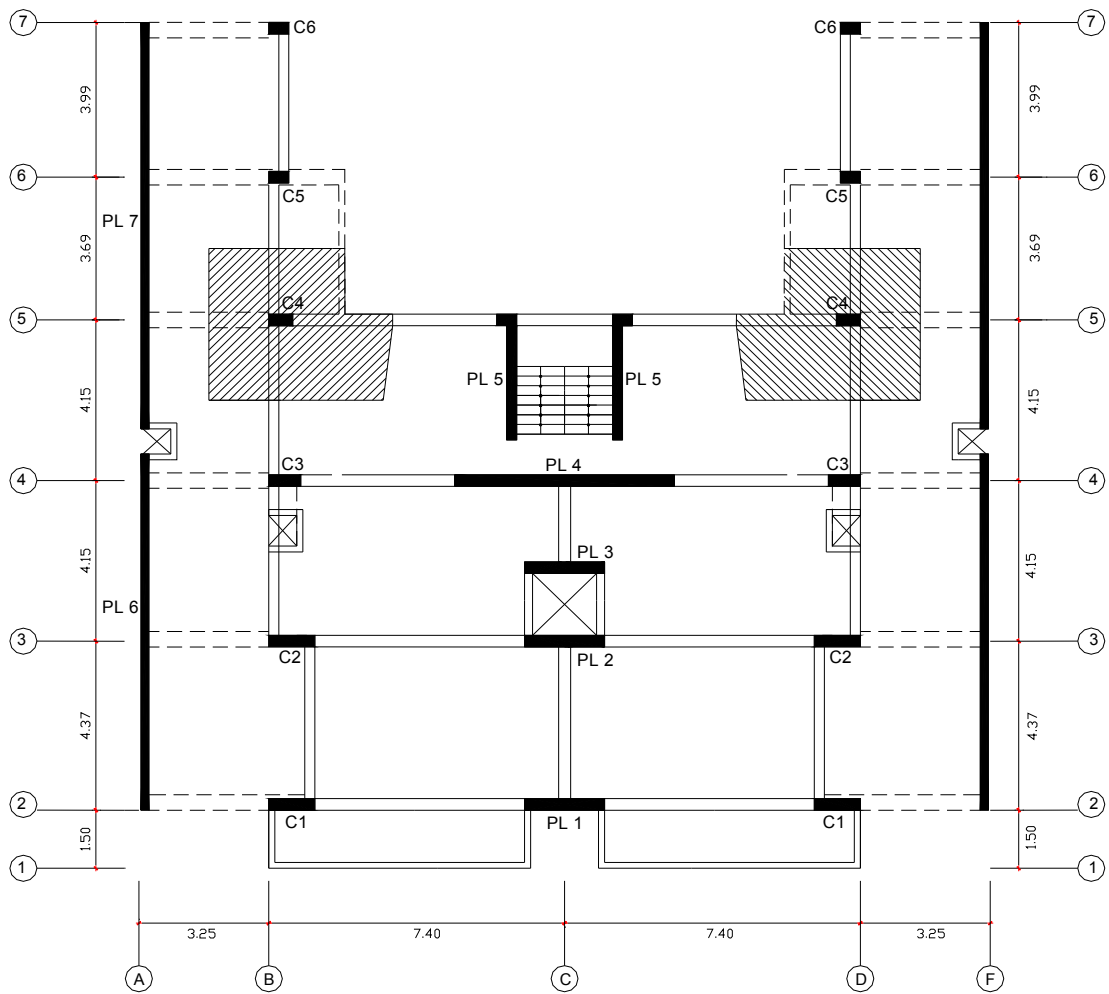


Fig. 13 Área Tributaria de la Columna C-4.

4.4 METRADO DE PLACAS

Se muestra el metrado de la placa PL-4, que es la placa que absorbe la mayor cantidad de fuerza cortante en la dirección X-X, las cargas que recibe son las de las losas, vigas y viguetas.

PLACA 4

Nivel	Elemento	Carga Unitaria Kg/m o Kg/m2	Area (m2) ó Long. (m) Tributaria.	P Parcial (Kg)	P Acum (Kg)	
8 Azotea	Aligerado	300	20.64 m2	6192	Kg	
	Acabados	100	20.64 m2	2064	Kg	
	Viga 9	432	0.97 m	419	Kg	
	Viga 3	432	2.03 m	877	Kg	
	Placa 4	3960	2.75 m	10890	Kg	
	Sobrecargas	100	20.64 m2	2064	Kg	
				CM	20442	20442
				CV	2064	2064

1 al 7 Piso típico Placa 4	Aligerado	300	20.64 m2	6192	Kg
	Acabados	100	20.64 m2	2064	Kg
	Viga 9	432	0.97 m	419	Kg
	Viga 3	432	2.03 m	877	Kg
	Placa 4	3960	2.75 m	10890	Kg
	Tabique sobre viga 9	571.5	0.97 m	554	Kg
	Tabique sobre viga 3	204	2.03 m	414	Kg
	Sobrecargas	200	20.64 m2	4128	Kg
				CM	21410
			CV	4128	30960

Sótano	Aligerado	300	20.64 m2	6192	Kg
	Acabados	100	20.64 m2	2064	Kg
	Viga 9	432	0.97 m	419	Kg
	Viga 3	432	2.03 m	877	Kg
	Placa 4	3960	2.75 m	10890	Kg
	Tabique sobre viga 9	571.5	0.97 m	554	Kg
	Tabique sobre viga 3	204	2.03 m	414	Kg
	Sobrecargas	250	20.64 m2	5160	Kg
				CM	21410
			CV	5160	36120

Nivel	Muerta Parcial (Kg)	PCM Acumulada (Kg)	PCM Acumulada Toneladas	Carga Viva Parcial (Kg)	PCV Acumulada (Kg)	PCV Acumulada toneladas
8	20442	20442	20.4	2064	2064	2.1
7	21410	41852	41.9	4128	6192	6.2
6	21410	63263	63.3	4128	10320	10.3
5	21410	84673	84.7	4128	14448	14.4
4	21410	106084	106.1	4128	18576	18.6
3	21410	127494	127.5	4128	22704	22.7
2	21410	148905	148.9	4128	26832	26.8
1	21410	170315	170.3	4128	30960	31.0
sótano	21410	191726	191.7 ton	5160	36120	36.1 ton

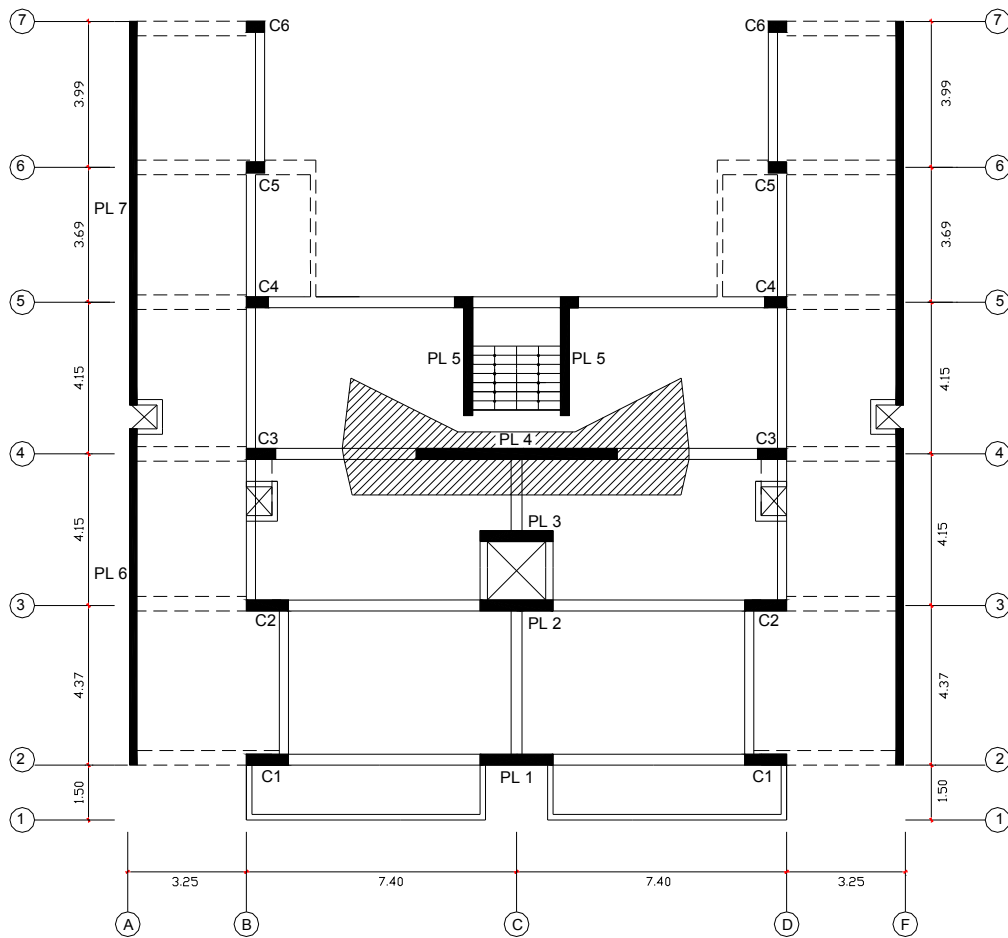


Fig. 14 Áreas Tributarias de la Placa PL-4

4.5 METRADO DE ESCALERAS

La escalera se apoya en la viga V-05 y en la placa 4, ambos tramos son simétricos entonces sólo mostraremos uno de ellos, la carga distribuida debido a su propio peso se obtiene con la siguiente fórmula:

Para los pisos típicos:

$$W(pp) = \gamma_{\text{concreto}} * \left[cp/2 + t * \sqrt{1 + (cp/p)^2} \right]$$

$$W_{pp} = 2.4 (0.172 / 2 + 0.15 \sqrt{ 1 + (0.172 / 0.25)^2 }$$

$$W_{pp} = 0.643 \text{ Tn/m}^2$$

Tramo Inclinado				
Peso Propio	Wpp	643	Kg/m	
Acabados	100kg/m2x1m	100	Kg/m	
Carga Muerta	C.M =	743.1	Kg/m	
Carga Viva	400kg/m2x1m	400	Kg/m	

Descanso				
Peso Propio	0.2m x 2400kg/m3x1m	480	Kg/m	
Acabados	100kg/m2x1m	100	Kg/m	
Carga Muerta	C.M =	580	Kg/m	
Carga Viva	400kg/m2x1m	400	Kg/m	

CAPITULO 5

ANÁLISIS SISMICO

El análisis sísmico ayudará a conocer como será el comportamiento de la estructura ante la presencia de un sismo. Debido a la incertidumbre de la magnitud y dirección del sismo a presentarse, se considera un sismo de diseño que sigue un espectro definido por la Norma Técnica de Edificaciones E-030, incluido en el R.N.E. Con este sismo de diseño se evalúan las fuerzas y desplazamientos que se presentarán en la edificación, para luego hacer el diseño de todos los elementos estructurales, de tal forma que, se satisfaga las solicitaciones sísmicas de diseño, consideradas como una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica. El análisis se hará independientemente para cada una de las direcciones principales de la edificación (X e Y).

Para hacer el análisis sísmico se utilizó el programa SAP 2000 Non Linear versión 7.21 Plus. El tipo de análisis desarrollado es un análisis pseudo-tridimensional, porque se analiza un conjunto de estructuras planas, pórticos, distribuidos en forma espacial y relacionadas por la presencia de un diafragma rígido en cada nivel, losas de techos.

5.1 MODELO ESTRUCTURAL

Para realizar el modelo estructural del edificio en análisis se tomarán en cuenta las siguientes consideraciones:

Ubicación en planta de los centros de gravedad de cada nivel

Una vez calculado el peso de cada nivel, se calcula :

La inercia traslacional = peso del nivel / la aceleración de la gravedad.

La inercia rotacional = inercia traslacional * momento de inercia polar / área del nivel.

Momento de inercia polar = $I_{xx} + I_{yy}$

Módulo de elasticidad del concreto $E = 2.2 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$

Para el análisis modal con el programa se necesita el modelo estructural y las masas de cada nivel aplicadas en los centroides de las plantas, pero debido a los defectos constructivos y/o variaciones en la posición de la sobrecarga existe una excentricidad accidental igual al 5 % del lado mayor en cada dirección de análisis.

En el edificio, la dimensión de la dirección X es 21.2 m y en la dirección Y es 20.4 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

Dirección X: $e_x = 0.05 \times 21.2 = 1.06 \text{ m}$ Dirección Y: $e_y = 0.05 \times 20.4 = 1.02 \text{ m}$
--

En estos nuevos centroides es donde se aplican las masas (en la dirección X e Y), considerando un momento de inercia rotacional con respecto a la dirección Z. Por ser un edificio de 8 pisos el número máximo de modos es de 24, considerando que existen tres modos posibles o tres grados de libertad en cada piso, (direcciones X, Y, y Z). Se ordenará al programa que calcule los 24 modos

posibles y luego se verifica cuáles son los modos significativos. Con todos estos datos introducidos en el programa se puede ejecutar el análisis modal.

En la modelación de la estructura se definen los brazos rígidos, que tendrán un módulo de elasticidad E, cuyo valor será mayor que el de los demás elementos de la estructura ($E = 2.2e8 \text{ ton/m}^2$).

La sección de estos brazos rígidos en el modelo es una sección general arbitraria que depende directamente del valor de E elegido (la función de estos elementos es ayudar a simular el comportamiento real de las placas).

Las masas aplicadas son resultado del metrado de cargas.

Análisis Modal

Piso	Area (m ²)	Peso (ton)	Masa(Ton. s ² .m)	Irot (m ⁴)	Ix-x (m ⁴)	Iy-y (m ⁴)
8	358	286.4	29.19	2117.53	10798.6	15167.6
7	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
6	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
5	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
4	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
3	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
2	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
1	358	393.8	40.14	2911.60	10798.6	15167.6
		3043				

Este primer análisis modal, es para determinar los periodos determinantes de la estructura, Cuando realicemos el análisis estático, aquí recién pondremos las fuerzas en cada nivel, de acuerdo a las fórmulas señaladas en la norma, simulando un sismo con cargas estáticas En un tercer análisis, haremos el análisis dinámico, quitaremos las cargas estáticas y colocaremos un espectro de pseudo aceleración definido por la norma.

Resultados del análisis modal

MODE	PERIOD	UX	UY
1	0.76	15.62	0.12
2	0.40	0.31	14.68
3	0.32	0.89	3.20
4	0.20	7.02	0.03
5	0.09	3.11	5.23
6	0.09	2.74	6.22
7	0.07	0.27	1.88
8	0.06	2.66	0.07
9	0.04	0.08	4.06
10	0.04	1.72	0.07
11	0.03	0.28	1.00
12	0.03	1.13	0.08

MODE	PERIOD	UX	UY
13	0.029	0.106	2.438
14	0.025	0.677	0.030
15	0.023	0.226	0.670
16	0.023	0.335	0.062
17	0.022	0.094	1.526
18	0.019	0.059	1.000
19	0.018	0.177	0.372
20	0.017	0.050	0.583
21	0.015	0.021	0.286
22	0.015	0.142	0.253
23	0.014	0.103	0.166
24	0.013	0.055	0.080

5.2 MODOS SIGNIFICATIVOS

Se considerarán como modos significativos en cada una de las direcciones de análisis a los modos de mayor porcentaje de incidencia en la estructura que sumen el 90% de masa participante. Según el artículo 4.3.2.3 de la Norma Peruana.

Los modos significativos para cada dirección son los siguientes:

X - X		
MODO	PERIODO	%M Efec.
1	0.76	75.5
4	0.20	15.2
6	0.09	4.5
	Σ	95.2

Y - Y		
MODO	PERIODO	%M Efec.
2	0.40	66.7
3	0.32	3.2
5	0.09	17.1
9	0.04	5.1
	Σ	92.0

Periodo de los modos Fundamentales

EJE	MODO	PERIODO	%M Efec.
X	1	0.76	75.5
Y	2	0.40	66.7

5.3 PARAMETROS, FACTORES Y COEFICIENTES ESTRUCTURALES

Para poder desarrollar tanto el análisis estático como el análisis Dinámico de la estructura, se debe definir los coeficientes y parámetros sísmicos debido a la ubicación y clasificación de la estructura según diferentes criterios.

Factor de Zona (Z)

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

ZONA 3: $Z = 0.4$

Condiciones Geotécnicas

El perfil del suelo, correspondiente al terreno donde se ubicará la edificación, es del tipo S1, pues el terreno califica como suelo muy rígido al tener una capacidad portante de 4 kg/cm^2 , tal como lo señala el estudio de suelos.

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

Periodo Fundamental de la Edificación (T)

Los Periodos Fundamentales para cada dirección se han obtenido del análisis modal que efectúa el programa basándose en la masa y la rigidez rotacional de cada piso. La norma menciona también que si en el análisis no se ha considerado el efecto de los elementos no estructurales, el período será el 85% del calculado por este procedimiento. Esto no se tomó en cuenta para el cálculo de los periodos ya que este efecto no es significativo por la presencia de placas en las 2 direcciones.

DIRECCION X: $T_x = 0.76 \text{ seg.}$
DIRECCION Y: $T_y = 0.40 \text{ seg.}$

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este factor se define de acuerdo a las características del lugar donde se edificará la estructura y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El cálculo de este factor para cada dirección de análisis se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

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

$$C \leq 2.50$$

donde T_p y T ya fueron definidos anteriormente para cada dirección de análisis de la estructura. Los valores del factor de amplificación sísmica en cada dirección serán:

DIRECCION X: $C_x = 1.32$
DIRECCION Y: $C_y = 3.22 > 2.5 \Rightarrow C_y = 2.50$

Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)

De acuerdo a la categoría se le asigna un factor de uso. Este edificio por ser un edificio de viviendas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia califica en la Categoría C, edificaciones comunes, y tendrá un factor de uso igual a uno.

CATEGORIA C: $U = 1.0$

Configuración Estructural

Existen varias consideraciones a tomar en cuenta en la configuración estructural para definir si la edificación califica como una estructura regular o irregular. Se pueden presentar irregularidades tanto en altura como en planta de la edificación.

Entre las posibles irregularidades en altura se tienen:

A - Irregularidad de Rigidez - Piso Blando: El edificio no presenta esta irregularidad, pues las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en cada dirección son las mismas en todos los pisos.

B - Irregularidad de Masa: Como los pisos considerados en el análisis son típicos, sus masas son iguales. Para la azotea no se aplica esta consideración. Por tanto no presenta esta irregularidad.

C - 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.

D - 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:

A - Irregularidad Torsional: Para que la estructura no presente irregularidad torsional se debe cumplir que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea menor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo piso y también que el desplazamiento relativo promedio sea menor al 50% del desplazamiento relativo permisible

Control de Giros en X-X

$$\delta \max / \delta \text{ prom} < 1.3$$

$$\delta \text{ prom} / .007 < 0.5$$

$$\delta \text{ prom} = (\delta \max + \delta \min) / 2$$

	Joint	$\delta \max$	$\delta \min$	$\delta \text{ prom}$	<1.3	< 0.5
8	412	0.02122	0.0188	0.0200	1.06	0.68
7	364	0.01871	0.01668	0.0177	1.06	0.75
6	316	0.01596	0.0143	0.0151	1.05	0.81
5	268	0.01300	0.01171	0.0124	1.05	0.84
4	220	0.00991	0.00896	0.0094	1.05	0.85
3	172	0.00681	0.00618	0.0065	1.05	0.79
2	25	0.00391	0.00354	0.0037	1.05	0.67
1	111	0.00147	0.0013	0.0014	1.06	0.40

Control de Giros en Y-Y

$$\delta \max / \delta \text{ prom} < 1.3$$

$$\delta \text{ prom} / .007 < 0.5$$

$$\delta \text{ prom} = (\delta \max + \delta \min) / 2$$

	Joint	$\delta \max$	$\delta \min$	$\delta \text{ prom}$	<1.3	< 0.5
8	508	0.01440	0.00933	0.0119	1.21	0.41
7	458	0.01263	0.00789	0.0103	1.23	0.53
6	408	0.01028	0.00642	0.0084	1.23	0.52
5	358	0.00795	0.00497	0.0065	1.23	0.50
4	308	0.00572	0.00358	0.0047	1.23	0.47
3	258	0.00370	0.00231	0.0030	1.23	0.40
2	208	0.00199	0.00125	0.0016	1.23	0.30
1	48	0.00072	0.000452	0.0006	1.23	0.17

En las dos direcciones se cumple que: $D_{\max} / D_{\text{prom}}$ es menor a 1.3, y en la dirección X desde el segundo nivel hasta el octavo, no se cumple que $D_{\text{prom}} / 0.007$ sea menor al 50%, por lo tanto es irregular en esta dirección y en la dirección Y solo en dos niveles no se cumple que $D_{\text{prom}} / 0.007$ sea menor al 50%, pero como son solo dos niveles se asume regular es esta dirección.

Entonces se concluye, según la norma E-030, artículo 11, tabla N°5, que la estructura es irregular en la dirección X.

B - Esquinas Entrantes: Si se presentan esquinas entrantes por tener forma de U.

C - Discontinuidad del Diafragma: Este edificio, sí presenta este tipo de irregularidad, pues se puede apreciar que hay una importante reducción del diafragma en la zona central posterior

Luego de analizar las diferentes irregularidades, se concluye que la estructura califica como una ESTRUCTURA IRREGULAR en la dirección X y se tendrá que considerar las indicaciones presentes en la N.T.E. E-030 para edificios irregulares.

Sistema estructural y Coeficiente de reducción Sísmica (R)

El sistema estructural en la dirección X es un Sistema Dual, pues las fuerzas horizontales serán resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. En este caso, los pórticos de los ejes 2, 3 y 4 serán diseñados para que resistan por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base.

El sistema estructural en la dirección Y es un Sistema de Muros de Concreto Armado, pues la resistencia sísmica está dada fundamentalmente por muros de concreto armado (placa de los ejes A y F (PL-6 y PL-7) y las placas de la escalera.

La configuración estructural del edificio, de acuerdo al numeral 3.4, corresponde a una estructura irregular en X-X y regular en Y-Y, pero la irregularidad se extiende a toda la estructura, ya que la configuración en planta tiene irregularidad torcional, esquinas entrantes con respecto a la dirección X-X y discontinuidad del diafragma rígido, Esta clasificación influye para determinar los coeficientes de reducción en ambas direcciones como lo indica la Tabla 6 del numeral 3.5 de la Norma E-030.

En la dirección X-X el sistema estructural se puede clasificar como Pórticos de Concreto Armado el cual está asociado a un coeficiente de reducción de fuerza sísmica de 7, pero por ser una estructura irregular en X-X este factor se reduce en un 25% a 5.25.

En la dirección Y-Y el sistema estructural se puede clasificar como Muros de Concreto Armado el cual está asociado a un coeficiente de reducción de fuerza sísmica de 6, pero por ser una estructura irregular en Y-Y, porque la irregularidad se extiende a toda la estructura, este factor se reduce a 4.5.

$R_x = 7 \times \frac{3}{4} = 5.25$	(Sistema Dual)
$R_y = 6 \times \frac{3}{4} = 4.5$	(Muros de Concreto Armado)

5.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático se debe realizar en las dos direcciones X e Y, este análisis representa las sollicitaciones sísmicas a través de fuerzas horizontales que actúan en cada nivel de la estructura, aplicadas en el centro de masas de cada nivel, se debe considerar la excentricidad accidental , que genera momentos accidentales en la estructura. Por lo tanto

en cada centro se aplica una fuerza actuante y el momento generado por la excentricidad accidental.

Para el análisis se considera el centro de masas trasladado una distancia igual a e, en cada dirección de análisis, por lo tanto ya no se colocara el momento accidental Mi.

5.4.1 FUERZA CORTANTE BASAL

La fuerza cortante total en la base de la estructura se calcula según la norma peruana mediante la expresión:

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

Categoría "C"	X-X	Y-Y
	Irregular	Irregular
TP	0.40	0.40
T (*)	0.76	0.40
Z	0.40	0.40
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
C	1.32	2.50
R	7.00	6.00
3/4*R	5.25	4.50
V. Estático	305	676
%Peso	10%	22%
excent.(e)	1.05	1.09

(*) : Es irregular en X-X, y regular en Y-Y pero la irregularidad se extiende a toda la estructura

(*) El mayor Periodo en la dirección X, y el Mayor Periodo en la Dirección Y Respectivamente, obtenido del Sap2000.

(*): Con el análisis Modal obtenemos el periodo; el periodo solo depende de la Rigidez y la masa de la estructura, no del espectro ni de las fuerzas aplicadas

5.4.2 DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN LA ALTURA

Esta fuerza Fa es parte de la fuerza cortante que se debe aplicar en la parte superior de la estructura, el resto de la fuerza cortante se debe distribuir a lo largo de la estructura de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} (V - Fa)$$

Donde: Fa = 0, pues el periodo fundamental es menor de 0.7 segundos.

Tenemos las fuerzas para cada piso aplicadas en los centros de masa movidos e = 0.05 B para cada caso de análisis. Para el caso en X, ey = 1.09 m y para el caso Y, ex = 1.05 m.

5.4.3 EFECTOS POR TORSIÓN

En el análisis para no calcular los momentos accidentales, se desplazaron los centros de masa una excentricidad accidental correspondiente para cada caso (e_x, e_y).

Distribución de Fuerzas

Análisis X-X

Piso (n°)	h_{ei} (m)	h_i (m)	P_i Ton	$h_i \times P_i$ Ton x m	F_i Ton	$M_{ti} = F_i \cdot e_y$ Ton x m
8	2.75	22.00	286.4	6300.8	84.67	88.90
7	2.75	19.25	393.8	7580.7	101.87	106.96
6	2.75	16.50	393.8	6497.7	87.31	91.68
5	2.75	13.75	393.8	5414.8	72.76	76.40
4	2.75	11.00	393.8	4331.8	58.21	61.12
3°	2.75	8.25	393.8	3248.9	43.66	45.84
2°	2.75	5.50	393.8	2165.9	29.10	30.56
1°	2.75	2.75	393.8	1083.0	14.55	15.28
$h_n =$	22.00			36623.4	492	

Cortante Basal

Análisis Y-Y

4.2.-) Distribución de la Fuerza sísmica Y-Y:

Piso (n°)	h_{ei} (m)	h_i (m)	P_i Ton	$H \times P_i$ Ton x m	F_i Ton	$M_{ti} = F_i \cdot e_x$ Ton_m
8	2.75	22.00	286.4	6300.8	116.3	127.2
7	2.75	19.25	393.8	7580.7	140.0	153.0
6	2.75	16.50	393.8	6497.7	120.0	131.1
5	2.75	13.75	393.8	5414.8	100.0	109.3
4	2.75	11.00	393.8	4331.8	80.0	87.4
3°	2.75	8.25	393.8	3248.9	60.0	65.6
2°	2.75	5.50	393.8	2165.9	40.0	43.7
1°	2.75	2.75	393.8	1083.0	20.0	21.9
$h_n =$	22.00			36623.4	676.2	

Cortante Basal

El análisis dinámico se ha realizado mediante procedimientos de superposición espectral, este método es permitido por la Norma para edificaciones convencionales, como es el caso del edificio en cuestión.

Para la combinación espectral se utilizarán los modos significativos mencionados anteriormente, para cada dirección de análisis.

5.5.1 ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones de análisis se utilizará un espectro de pseudo aceleraciones inelástico definido por la siguiente expresión:

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

Para efectuar un análisis dinámico por superposición modal espectral, se requiere crear un espectro de diseño, con ayuda de los parámetros sísmicos de diseño que especifica la N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente, estos parámetros de diseño son los siguientes:

Dirección X-X

Espectro XX R=7 ; 3/4R=5.25

T	C	Sa=ZUCSxg/R
0.0	2.50	1.869
0.4	2.50	1.869
0.5	2.00	1.495
0.6	1.67	1.246
0.7	1.43	1.068
0.8	1.25	0.934
0.9	1.11	0.830
1.0	1.00	0.747
1.1	0.91	0.679
1.2	0.83	0.623

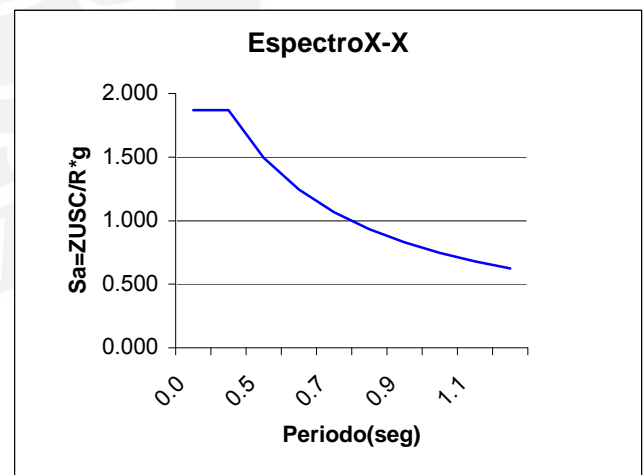


Fig. 15 Espectro de Pseudo Aceleraciones en dirección X-X

Dirección Y-Y

Espectro YY $R=6$; $3/4R=4.5$

T	C	Sa=ZUCSxg/R
0.0	2.50	2.180
0.4	2.50	2.180
0.5	2.00	1.744
0.6	1.67	1.453
0.7	1.43	1.246
0.8	1.25	1.090
0.9	1.11	0.969
1.0	1.00	0.872
1.1	0.91	0.793
1.2	0.83	0.727

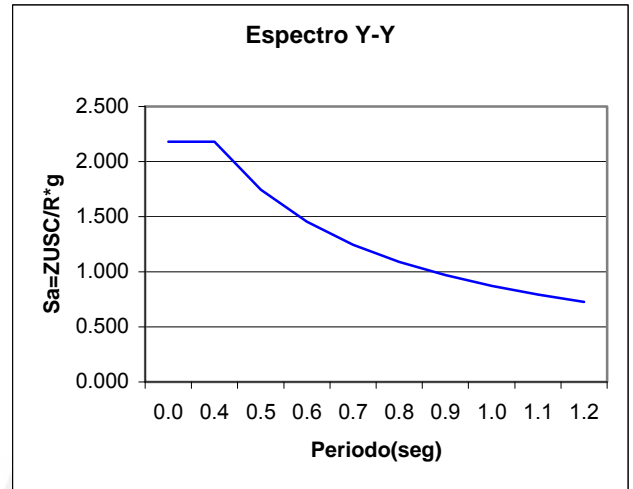


Fig. 16 Espectro de Pseudo Aceleraciones en dirección Y-Y

En el programa SAP2000 hemos utilizado los archivos de texto, denominados ESPXX en la dirección X-X y ESPYY en la dirección Y-Y, con los datos T vs Sa .

El análisis espectral se realizará sometiendo a la estructura al espectro en la dirección X (ESPXX) y en la dirección Y (ESPY).

5.5.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINAMICO

Como resultados del análisis sísmico se obtuvieron los desplazamientos absolutos y relativos del edificio y los esfuerzos en los elementos.

En la dirección X-X, se aprecia que la fuerza cortante se reparte entre varias placas, destacándose la PL-4 .

En la dirección Y-Y, como se esperaba, las placas más cargadas son las perimetrales que tienen una gran rigidez lateral.

5.5.3 AMPLIFICACION DE LA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO

En la norma de diseño sismorresistente E-030 se indica que el cortante basal que resulta del análisis dinámico no debe ser menor que el 90% (para edificaciones irregulares), del cortante basal estático.

	X-X	Y-Y
V. Dinámico (*)	257	496
V. Estático (**)	305	676
factor (**)	1.07	1.23
V. Final	275	609
%Peso	10%	22%

(*) Del SAP2000 obtenemos los cortantes dinámicos para cada dirección

(**): Factor de amplificación del cortante Dinámico al 90% del V. Estático

El cortante dinámico, no debe ser menor del 90 % del cortante estático, para edificaciones irregulares

Si no cumplen con este requisito tendremos que escalarlos por un factor que se muestra a continuación :

$$\text{Factor} = 0.9x (V \text{ est} / V \text{ din})$$

Se puede apreciar que la fuerza cortante basal del análisis dinámico de nuestro edificio es menor que el 90% del valor obtenido del análisis estático, por consiguiente los esfuerzos obtenidos del análisis dinámico se deben escalar proporcionalmente.

Con estos factores de amplificación se vuelve a ingresar al SAP2000, y se obtienen los diagramas fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales de nuestro edificio, tales como fuerza cortante (D.F.C.); fuerza axial (D.F.A.) y momento flector (D.M.F.) en sus respectivas unidades.

Cabe precisar que para el cálculo de los desplazamientos no se emplea este factor de amplificación, este factor se emplea con el único propósito de amplificar las fuerzas internas. Los desplazamientos no se escalan, su cálculo se efectúa con las hipótesis de análisis previas sin considerar dicho factor.

La norma especifica una distancia mínima (s) entre dos estructuras de manera que se evite el contacto en un movimiento sísmico la cual debe cumplir lo siguiente:

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

$s \geq 3$ cm

$s = 3 + 0.004 (h - 500)$ (h y s en cm)

h : altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “ s ”.

En el caso del edificio en estudio se desconoce el desplazamiento máximo de la estructura vecina, para este caso la norma considera que la estructura debe retirarse de los límites de propiedad una distancia que sea ($\geq 2/3 \times \delta$ máx.) ó ($\geq s/2$).

$2/3 \delta \text{ máx.} = 2/3 (11.1) = 7.4$ cm

$s/2 = 9.8 / 2 = 4.9$ cm

Donde:

δ máx. del edificio en x-x es 11.1 cm

$s = 3 + 0.004 (2200 - 500) = 9.8$ cm para $h = 22$ m

Por lo que se tomará una junta de separación sísmica de 7.4 cm.

5.9 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS Y MÁXIMOS RELATIVOS

Como se mencionó anteriormente, los desplazamientos se calculan sin escalar por el factor que hace que los cortantes dinámicos alcancen por lo menos el 90 % del cortante estático. Estos desplazamientos “ D ” se obtienen directamente del SAP2000; pero estos valores se tienen que multiplicar, según Norma, por “ $0.75R$ ” para obtener finalmente los desplazamientos reales de cada nivel, dado que la aceleración máxima esperada en la zona ha sido reducida por el factor R con la finalidad de realizar un análisis elástico lineal.

De esta manera tendremos:

$$\delta_i = 0.75R(D_i)$$

Por otro lado, para obtener los desplazamientos de entre piso de cada nivel, se resta el desplazamiento del nivel en estudio con su respectivo desplazamiento del nivel inferior. Es decir:

$$\Delta_{ei} = \delta_i - \delta_{i-1}$$

La N.T.E. E.030 Diseño Sismorresistente especifica que para evaluar la distorsión se realiza un control de los desplazamientos de entre piso, estos valores se deben dividir por su respectiva altura de entre piso “h”. Para que nuestra estructura tenga un adecuado comportamiento sísmico éste valor debe ser menor que 0.007, para el caso de edificios de concreto armado.

En pocas palabras se debe verificar que la distorsión es :

$$\Delta_i / h_i \leq 0.007$$

En seguida se muestra un resumen de estos cálculos:

Desplazamiento máximo absoluto en la dirección X – X

Rd	7	
h	2.75	m

Azotea	δ	$0.75Rd \times \delta$
Dmax	0.021220	11.14

cm

Desplazamiento máximo absoluto en la dirección Y – Y

Rd	6	
h	2.75	m

Azotea	δ	$0.75Rd \times \delta$
Dmax	0.01440	6.48

cm

Desplazamientos

La tabla siguiente muestra el calculo de los desplazamientos absolutos de la esquina más desfavorable obtenidos del Sap 2000 y el calculo de los desplazamientos relativos de entrepiso (deriva).

Desplazamientos máximos (X-X)

Desplazamientos Máximos de una Esquina $\delta 1$. (Mayores desplazamientos)

Esquina Superior Izquierda

	Joint	$\delta 1$	$0.75Rdx\delta$	$\delta (m) = \delta_i - (\delta_i - 1)$	δ / h_i	
8	412	0.02122	0.1114	0.0132	0.0048	<.007
7	364	0.01871	0.0982	0.0144	0.0053	<.007
6	316	0.01596	0.0838	0.0155	0.0057	<.007
5	268	0.01300	0.0683	0.0162	0.0059	<.007
4	220	0.00991	0.0520	0.0163	0.0059	<.007
3	172	0.00681	0.0358	0.0152	0.0055	<.007
2	25	0.00391	0.0205	0.0128	0.0047	<.007
1	111	0.00147	0.0077	0.0077	0.0028	<.007

La norma peruana de diseño sismorresistente establece distorsión de entrepiso máxima de 0.007, como se puede apreciar en la dirección X-X, estos límites se cumplen.

Desplazamientos máximos Y-Y

Desplazamientos Máximos de una Esquina $\delta 1$ (Mayores desplazamientos)

Esquina Superior Derecha

	Joint	$\delta 1$	$0.75Rdx\delta$	$\delta (m) = \delta_i - (\delta_i - 1)$	δ / h_i	
8	508	0.01440	0.0648	0.0099	0.0036	<.007
7	458	0.01220	0.0549	0.0101	0.0037	<.007
6	408	0.00995	0.0448	0.0101	0.0037	<.007
5	358	0.00771	0.0347	0.0097	0.0035	<.007
4	308	0.00556	0.0250	0.0088	0.0032	<.007
3	258	0.00360	0.0162	0.0074	0.0027	<.007
2	208	0.00195	0.0088	0.0056	0.0020	<.007
1	48	0.00071	0.0032	0.0032	0.0012	<.007

En la dirección Y-Y, también se cumple con los límites establecidos por la Norma Peruana Sismorresistente E-030.

CAPITULO 6

DISEÑO DE ALIGERADOS

El diseño de las losas aligeradas se hace por vigueta, 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.

Las losas aligeradas se diseñarán por flexión y por cortante considerando únicamente las cargas de gravedad, muertas y vivas, aplicadas en la losa.

El análisis para cargas de gravedad, se realizó con la ayuda del programa Sap 2000, este programa permite calcular los momentos flectores y fuerzas cortantes y para construir la envolvente se hizo un programa en Excel de las fuerzas internas (observar mas adelante, el gráfico del caso de la vigueta del piso típico) a lo largo de las viguetas.

El diseño se realizará por **carga última**, es decir, las cargas de servicio serán incrementadas por factores y las resistencias nominales serán reducidas por factores de reducción ϕ . Por lo tanto, solo se amplificaran las cargas considerando la combinación: $U = 1.5 CM + 1.8 CV$.

6.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA ALIGERADA TIPICA

A continuación se presenta el diseño del aligerado 1-2-3-4-5 del piso típico.

6.1.1 Diseño por Flexión

Para el diseño del aligerado, se adoptó un espesor de **20 cm**. y se adoptó $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ en todos los niveles.

Se realizan, la amplificación de cargas ($W_u = 1.5cm + 1.8cv$) y se procede a elaborar la envolvente de momentos flectores, con alternancia de cargas y sin alternancia de cargas para obtener los momentos máximos .

Una vez obtenidos los valores de Momento último, se procede al cálculo del refuerzo del acero necesario .

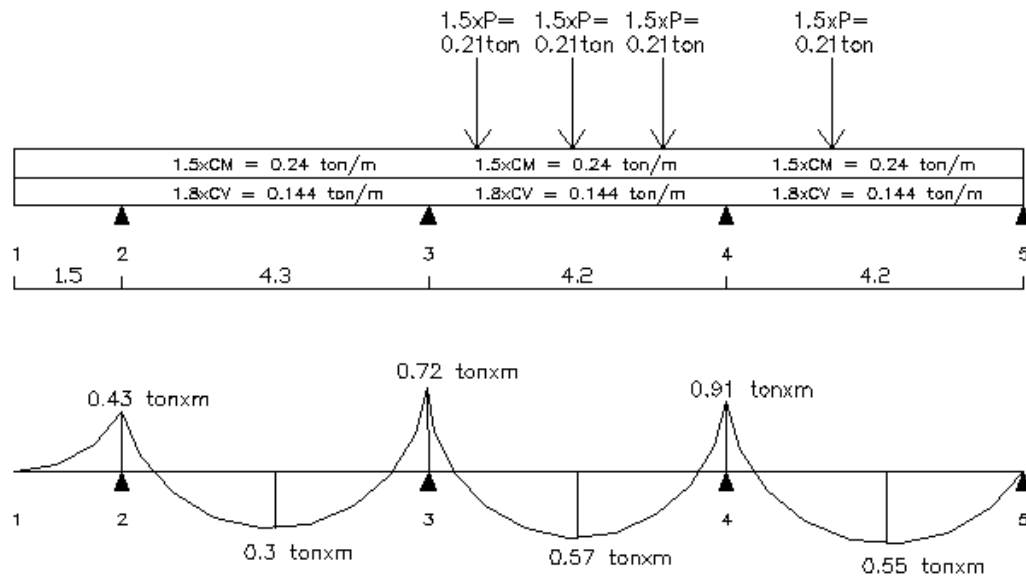


Fig.17 Envoltente de Momentos flectores y fuerzas Cortantes para el diseño de la Vigüeta 1-2-3-4-5 del piso típico.

Para calcular el área de acero (A_s) se usará la siguiente expresión: $A_s = \rho \cdot b \cdot d$ donde:

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

d = peralte efectivo de la vigüeta ($d = h - 3 \text{ cm}$)

b = ancho de la vigüeta: para M_{pos} $b = 40 \text{ cm}$ y para M_{neg} $b = 10 \text{ cm}$.

- El refuerzo deberá ser mayor que el **refuerzo mínimo**.

Para el caso de secciones rectangulares:

$$\rho_{min} = 0.7 \sqrt{f'c} / f_y$$

- La cuantía (ρ) no deberá exceder de $0.75 \rho_b$

- Donde: ρ_b es la cuantía Balanceada.

- En la cara inferior del aligerado se colocará refuerzo continuo más bastones si son necesarios, en la cara superior se colocaran fierro corrido y/o solo bastones.

- Deberá verificarse que el bloque en compresión no excede el bloque del ala de la sección (5 cm).



6.1.2 Diseño por Corte

Se realizó la amplificación de cortantes y se elaboró la envolvente a partir de la cual se encontró los máximos cortantes para los distintos tramos que se muestran en el gráfico anterior. Para analizar por corte, es suficiente usar el cortante a “d” de la cara.

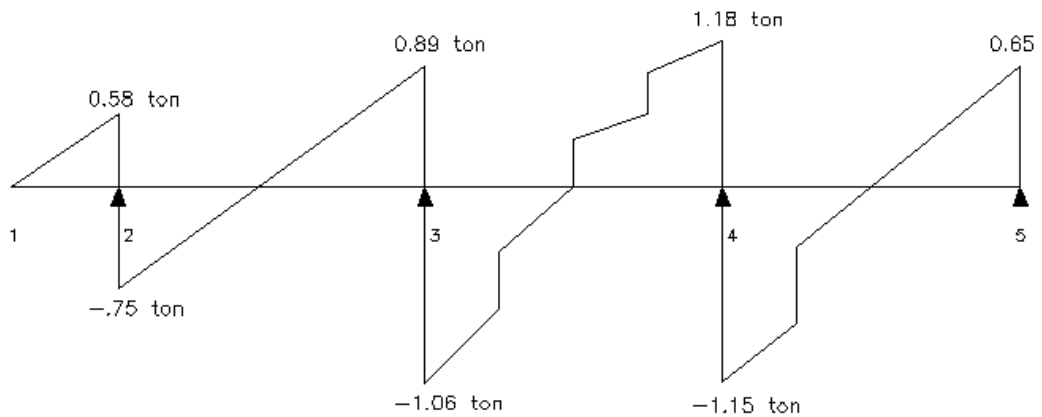


Fig.18 Envolvente de fuerzas Cortantes para el diseño de la Vigueta 1-2-3-4-5 del piso típico.

La fuerza de corte deberá ser absorbida íntegramente por el concreto, dado que no se proporcionará refuerzo de acero que resista el esfuerzo cortante, en caso que no fuera así se tendrá que realizar ensanches.

$$Vu < \phi Vc$$

$$Vu < \phi (Vc + Vs), \quad Vs = 0$$

$$Vu < \phi Vc$$

$$Vc = 1.1 * 0.53 \sqrt{f'c} bw d$$

Donde:

bw : Ancho del alma

Vu : Fuerza cortante última (en kg)

d : Peralte efectivo

Vc : Fuerza cortante resistida por el concreto.

ϕ : Factor de reducción ($\phi = 0.85$)

$$Vc = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1436 \text{ Kg} = 1.4 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1436 = 1221 \text{ Kg} = 1.22 \text{ ton}$$

$Vu = 1.18 \text{ ton}$ (Escojo el mayor de todos los cortantes del Diagrama De Fuerza Cortante, si cumple con el mayor entonces cumple con los demás valores)

$Vu < \phi Vc \dots \text{ok.}$ Se cumple lo pedido, pasa por corte.

Refuerzo de Temperatura

El refuerzo por contracción de fragua y/o cambios de temperatura en la losa superior de 5 centímetros se calculó a partir de la cuantía indicada por la norma de 0.0025. Por lo que se colocó en la dirección perpendicular al sentido del refuerzo principal la siguiente área de acero:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 100\text{cm} / (1.25\text{cm}^2 / 0.32\text{cm}^2) = 25.6 \text{ cm}$$

que representa: **1φ 1/4" @ 0.25 m**

Control de Deflexiones

Para no verificar deflexiones, se debe cumplir según la norma, esta verificación : $h \geq L / 25$
La luz libre máxima en el piso típico y azotea es 4.15 m, entonces $415 / 16 = 16.5 \text{ cm}$, es menor al peralte usado 20 cm, por lo tanto para todas las viguetas no es necesario realizar verificación de deflexiones.

En todo caso, si se tiene algunas dudas sobre las deflexiones, como en la parte del sótano entonces recomiendo en obra poner contra flechas.

Control de Fisuración

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{(d_c A)} < 31000 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde : Z : Factor de fisuración

$$d_c = 3 \text{ cm (recubrimiento)} ; \quad A = 2 d_c b_w / 2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad A = 2 \times 3 \times 40 / 2 = 120 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{(3 \times 120)} = 17930 \text{ Kg/cm}^2 < 31000 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{OK.}$$

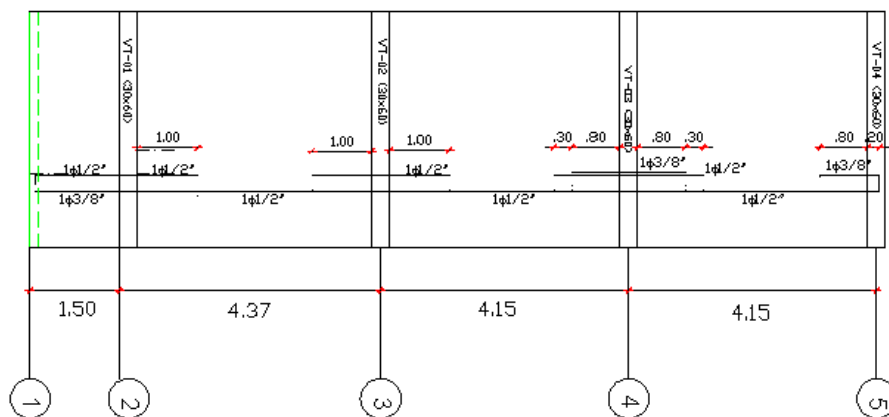


Fig.19 Diseño Final de la Vigueta 1-2-3-4-5 del piso típico.

CAPITULO 7

DISEÑO DE VIGAS

El concepto de diseño utilizado es conocido como **diseño a la rotura** que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

7.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero (A_s) se seguirá el siguiente procedimiento :

$$\begin{aligned} & \text{Mu(Ton-m)} \\ & K_u = \text{Mu} / b d^2 \\ & C = K_u / (\phi * f'c) \\ & W = (1 - (1 - 4 * 0.59 * C)^{0.5}) / (2 * 0.59) \\ & \rho = w * f'c / f_y \\ & A_s(\text{cm}^2) = \rho * b * d \end{aligned}$$

Donde:

Mu = Momento último.

b = ancho de la viga definido en el predimensionamiento.

d = ($d = h - 6 \text{ cm}$) para vigas peraltadas ; ($d = h - 3 \text{ cm}$) para vigas chatas

$\phi = 0.9$ (Por ser por flexión)

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Las cantidades de acero máximo y mínimo son las siguientes:

$A_s \text{ mínimo} = 0.7 * \text{Raiz}(210) / 4200 = 0.0024 b d$

$A_s \text{ máximo} = 0.75 * A_s b = 0.0159 b d$ (Equivalente a decir que $K_u > 49$)

Las vigas están diseñadas para que tengan una falla dúctil que es provocada por la fluencia del acero, se presenta en forma gradual y esta precedida por signos visibles de

peligro como por ejemplo el ensanchamiento y alargamiento de grietas y el aumento notorio de deflexiones, comportamiento que difiere significativamente de una falla frágil, la cual implica una falla iniciada por el aplastamiento del concreto, la cual es casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

Si, en los resultados del análisis estructural por cargas de gravedad, se notará que en los apoyos extremos los momentos son prácticamente nulos, para el diseño se considerará que existe un momento negativo igual a “ $w_u L_n^2/24$ ” en estos puntos.

7.2 DISEÑO POR CORTE PARA VIGAS SISMORESISTENTES

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado, para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última (V_u) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n , momentos nominales) 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:

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

“ M_{ni} ” y “ M_{nd} ” son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; “ l_n ” es la distancia de la luz libre del tramo de viga.

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el espaciamiento de los estribos se seguirá el siguiente procedimiento :

V_u a "d" cara

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \text{ (ton)}$$

$$V_u / \phi$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$S \text{ (cm)} = A_v * F_y * d / V_s$$

Donde :

$$\phi = 0.85 \text{ (Por ser por Corte)}$$

$$A_v = \text{Área total de estribos (comúnmente utilizados 2 estribos de } 3/8" = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2 \text{)}$$

V_c = Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo

Verificando que la Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo sea menor a :

$$V_s \max = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s < V_{s\max}$$

Se debe verificar los requisitos especiales para elementos sismorresistentes a flexión que exige la norma y asegure un comportamiento dúctil. Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento ($2 \cdot h$). En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes :

$$S \leq d/4$$

$$S \leq 8d_b$$

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

Donde:

d = peralte efectivo, ($d = h - 6 \text{ cm}$) para vigas peraltadas.

d_b = Menor valor del diámetro de barra

Notar que se escoge el menor valor de espaciamiento entre los tres señalados por la norma y el hallado por los cálculos.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será :

$$S = 0.5 \cdot d$$

Para el diseño final se colocará el primer **estribo** a 5cm de la cara y el resto según lo calculado

7.3 CALCULO DEL MOMENTO ULTIMO Y DE LA CORTANTE ULTIMA

La norma NTE E-060 establece que momento último y la cortante última(M_u , V_u), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) se obtendrá de la combinación más crítica, de las que a continuación se citan:

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

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

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

CM : carga muerta.

CV : carga viva.

CS : carga de sismo.

7.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS

Como ejemplo de diseño se presenta el de la viga V-03, la cual tiene solicitaciones sísmicas y de gravedad. Esta viga es la principal y la que mayores solicitaciones Sísmicas presenta.

Características Geométricas

Base (cm)	30 cm
Peralte (cm)	60 cm
Peralte efectivo (cm)	54 cm

7.4.1 Diseño por flexión

Como modo de ejemplo se muestra el diseño de la viga típica V-03, que corresponde desde primer al octavo piso.

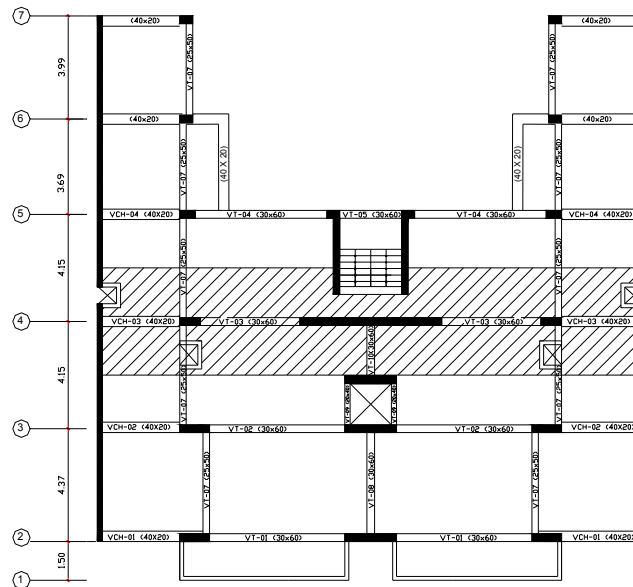


Fig. 20 Ubicación en planta de la Viga típica V-03 del eje 4.

El procedimiento de diseño empieza con la realización de los metrados de carga viva y muerta, luego éstos se utilizan junto a las cargas de sismo para realizar las combinaciones de carga y hallar las **envolventes de fuerza cortante y momento flector**. Se presenta a continuación como ejemplo el diagrama de momento flector de la carga muerta, carga viva y carga de sismo del pórtico del eje 4, y de a partir de aquí, realice las cinco combinaciones de carga para hallar los máximos momentos flectores positivos como negativos, este mismo procedimiento se realizó para hacer el diseño por corte.

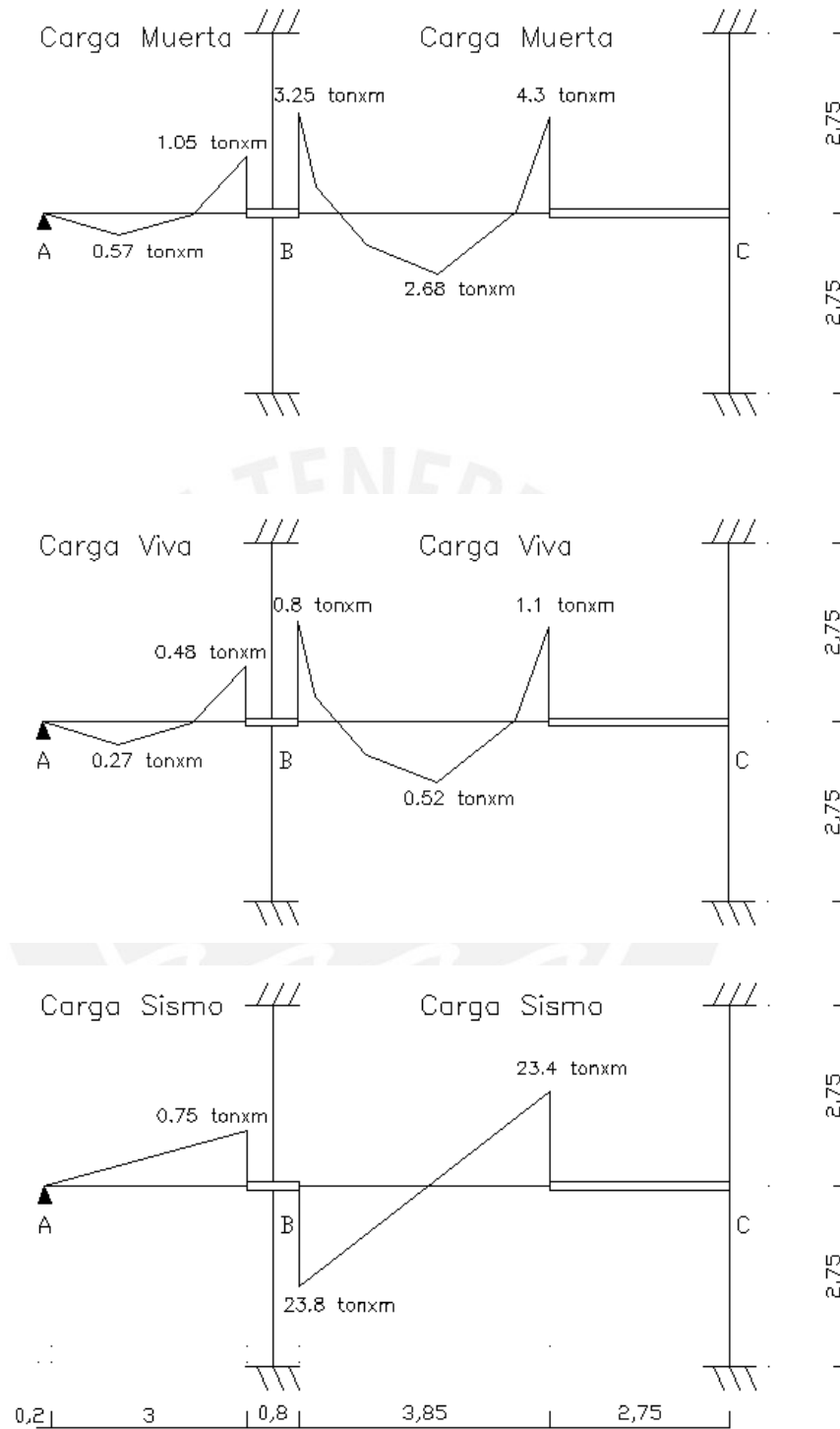


Fig. 21 Diagramas de Momentos Flectores (CM, CV, CS) de la Viga Típica TV-03

Diseño por Flexión de Viga - 03 Tipica

	tramo A-B				tramo B-C		
momentos por c.muerta	0	0.57	-1.05		-3.25	2.68	-4.3
momentos por c.viva	0	0.27	-0.48		-0.8	0.52	-1.1
momentos por c.sismo	0	0.38	0.75		23.76	0	23.38

COMBINACIONES

1	1.5m+1.8v=	0	1.34	-2.44		-6.32	4.96	-8.43
2	1.25(m+v)+s	0	1.43	-1.16		18.70	4.00	16.63
3	1.25(m+v)-s	0	0.67	-2.66		-28.82	4.00	-30.13
4	0.9m+s	0	0.89	-0.20		20.84	2.41	19.51
5	0.9m-s	0	0.13	-1.70		-26.69	2.41	-27.25

ENVOLVENTE

0.00		-2.66		-28.82		-30.13
0.00	1.43	-0.20		20.84	4.96	19.51

VIGA CHATA (40X20)

VIGA Peralzada (30X60)

	Mon Izq (-)	Mon Pos	Mon Der(-)		Mon Izq (-)	Mon Pos	Mon Pos	Mon Pos	Mon Der(-)
Mu(Ton-m)	0	1.43	2.66		28.82	20.84	4.96	19.51	30.13
Ku= Mu/bd^2	0	12.37	23.03		32.95	23.82	5.67	22.30	34.44
C=Ku/(0.9*f'c)	0	0.0655	0.1219		0.1743	0.1260	0.0300	0.1180	0.182234
(1-4*0.59*C)^0.5)/(2	0	0.06819	0.13217		0.19729	0.13711	0.03052	0.12761	0.20768
Cuantía = w*f'c/fy	0	0.00341	0.00661		0.00986	0.00686	0.00153	0.00638	0.01038
As(cm2) = Phoxbxd	0	2.3	4.5		16.0	11.1	2.5	10.3	16.8

4 φ 3/8 4 φ 3/8 4 φ 3/8+2φ1/2 2 φ 3/4 + 2φ 1 2 φ 3/4+1φ1 2 φ 3/4 2 φ 3/4+1φ1 3 φ 3/4 + 2φ 1
 2.84 2.84 5.4 15.9 10.8 5.7 10.8 18.75

Datos=	b=	40	cm		b=	30	cm	Datos	
H (cm) =	20	cm		H (cm) =	60	cm	Cuantia Balanceada		
Recubrim=	3	cm		Recubrim=	6	cm	Ecu=	0.003	
d=	17	cm		d=	54	cm	Ey=	0.0021	
F'c=	210	Kg/cm2		F'c=	210	Kg/cm2	Beta1=	0.85	
Fy=	4200	Kg/cm2		Fy=	4200	Kg/cm2	F'c<280entonces beta1=0.85		
Phi=	0.9			Phi=	0.9				

Acero mín = 0.7*f'c^0.5 x bxd / fy = **Asmin = 1.6** cm2
 Cuantía bal = 0.85xB1xF'c/Fyx(Ecu) **Cuantía bal = 0.021250**
 Acero máx = 0.75 cuantía bal * b*d = **Asmax = 10.8** cm2

Asmin = 3.9 cm2 → **2 φ 3/4 = 5.7**
Cuantía bal = 0.021250
Asmax = 25.8 cm2 **cm2**

El cuarto y tercer tramo son simétricos al primero y segundo respectivamente.

La elección del refuerzo se realizó tratando de uniformizar y compatibilizar en la medida de lo posible, el diámetro y el número de fierros. Como se puede ver en la tabla la viga requirió áreas de acero superiores a la mínima. Por lo expuesto anteriormente se dispuso de $2\phi 3/4$ " como refuerzo corrido inferior y superior, y se colocó bastones de $\phi 3/4$ " y 1". Finalmente haciendo uso de la envolvente de momentos se realizó el corte del refuerzo respetando los criterios de corte anteriormente expuestos.

7.4.2 Diseño por Corte

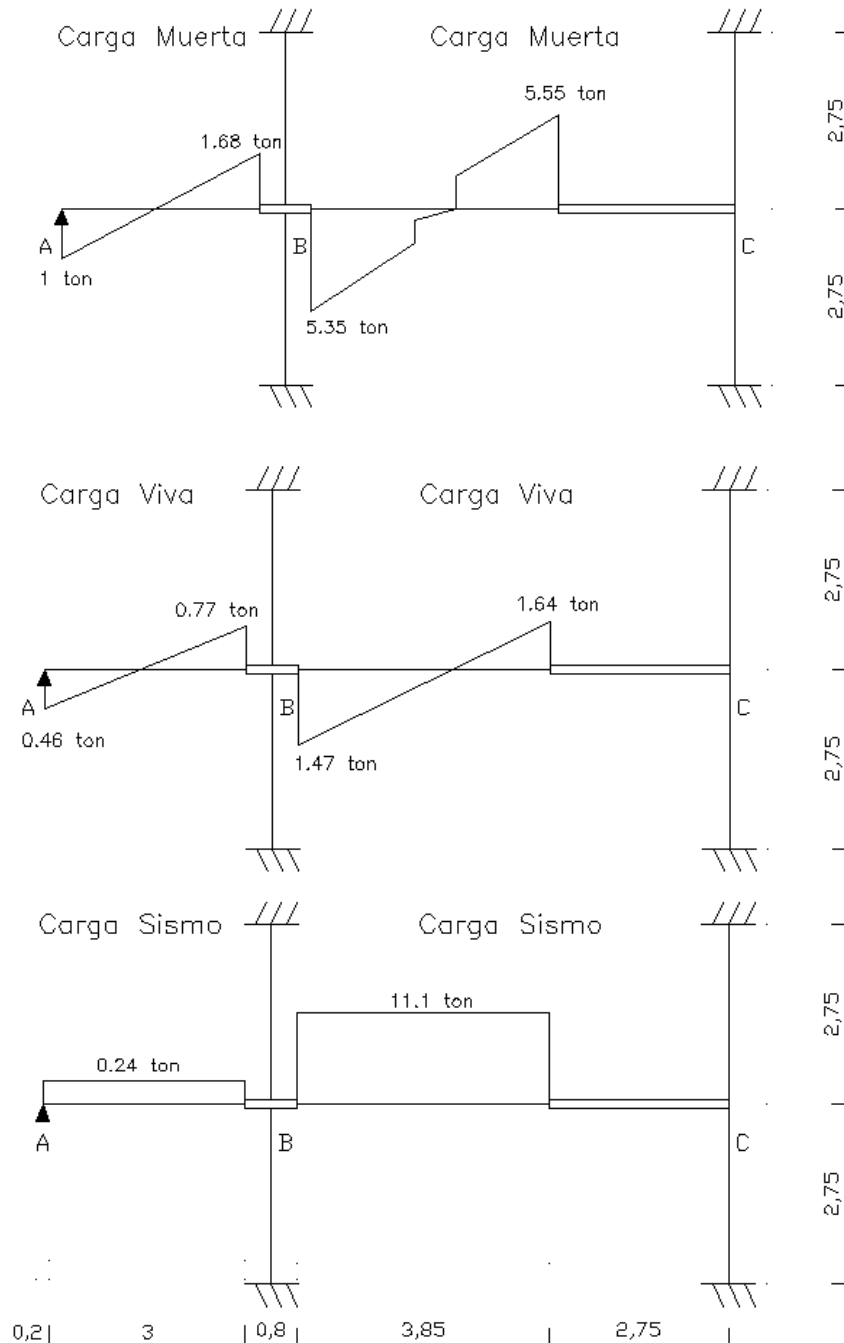


Fig. 22 Diagramas de Fuerzas Cortantes (CM, CV, CS) de la Viga Típica TV-03

Diseño por Corte de la Viga VT-03 (tramo B-B´)

Cortante por c.muerta	-5.35	0	5.55
Cortante por	-1.47	0	1.64
Cortante por c.sismo	11.14	11.14	11.14

COMBINACIONES

1	1.5m+1.8v=	-10.67	0.00	11.28
2	1.25(m+v)+s	2.62	11.14	20.13
3	1.25(m+v)-s	-19.67	-11.14	-2.15
4	0.9m+s	6.33	11.14	16.14
5	0.9m-s	-15.96	-11.14	-6.15

ENVOLVENTE

-19.67	20.13
--------	-------

Analisis	2 φ 3/4 + 2φ 1	2 φ 3/4+1φ1	2 φ 3/4+1φ1	3 φ 3/4 + 2φ 1
As (cm2)=	15.9	10.8	10.8	18.8
a (cm) =	12.471	8.471	8.471	14.706
c (cm) =	14.671	9.965	9.965	17.301
Es (>0.0021)=	0.0080	0.0133	0.0133	0.0064
Mn (Kgxcn) =	31.897	22.573	22.573	36.735
Mu (tonxm) =	28.7	20.3	20.3	33.1

49.0

53.4

$$Vu = Vu(\text{isostatico}) + (Mna + Mnb) / L$$

L (luz libre)= 3.75
Mna= 20.3
Mnb= 33.1

La suma mas desfavorable 53.4

Vu(isostatico)= Sale de envolvente de cortantes : Vu=1.25(Vmuerto+V vivo)+Vsis
Lo he diseñado a la cara, es conservador el diseño

$$Vu = Vu(\text{isostatico}) + (Mna + Mnb) / L = 20.13 + (20.3+33.1) / 3.75 = 34.4 \text{ ton}$$

VIGA Peralta (30X60)

	Mu
Vu a "d" cara	34.36
Vc= 0.53* f'c^0.5*b*d (ton)	12.44
Vu/σ	40.43
Vs=Vu/σ - Vc	27.98
S (cm)=Av*Fy*d/Vs	12

$$Vs_{max} = 2.1 * f'c^{0.5} * b * d = 49$$

Vs < Vsmax

OK

OK

Area φ de estribos=

0.71

cm2

Tesis publicada con autorización del autor
No olvide citar esta tesis

b=	30	cm
H=	60	cm
Recubrim=	6	cm
d(H--Recubri)=	54	cm
F'c=	210	kg/cm2
Fs=	4200	kg/cm2
Beta1=	0.85	
Ecu=	0.003	
Phi=	0.9	

Podemos apreciar que las exigencias de la norma para vigas sismorresistentes gobiernan el diseño por cortante de esta viga. La norma limita el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento, debiendo ser como máximo el menor valor entre :

$$S \leq d/4 = 54/4 = 23.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 8db = 8 \times 1.91 = 15.3 \text{ cm}$$

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

El espaciamiento obtenido por cálculo de los cortantes es menor que los límites de la norma, por lo que se colocaron los estribos de 3/8" de la siguiente manera:

Diseño final : Un primer estribo a 5cm de la cara y 12 estribos a 10cm y el resto a 25cm.

Control de Deflexiones

Para no verificar deflexiones, según la norma se debe cumplir, esta verificación : $h \geq L / 16$
 La luz libre máxima es 5.55 m, entonces $5.55 / 16 = 0.35\text{m}$, es menor al peralte mínimo usado 0.50 m de la viga típica 7, por lo tanto para todas las vigas no es necesario realizar verificación por deflexión.

Control de Fisuración

Se verificó que el parámetro Z para condiciones de exposición interna sea menor que 31000 kg/cm, como a continuación se muestra:

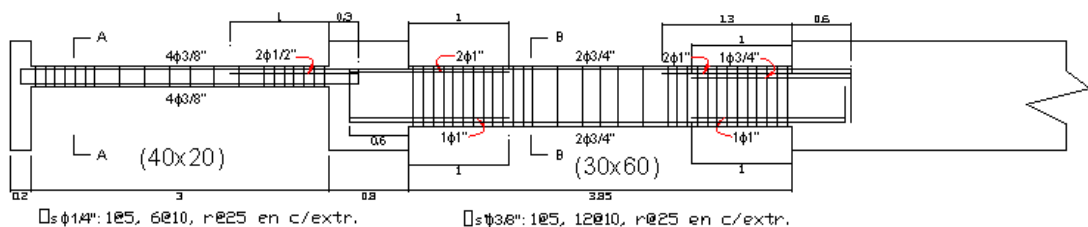
$$F_s = 0.6 \times f_y \text{ (Norma E-060)}$$

$$F_s = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 2 \times X \times b_w / N(\text{barras}) = 2 \times 6 \times 30 / 2 = 180 \text{ cm}^2$$

$$Z = F_s \times (d_c \times A)^{1/3} = 2520 \times (6 \times 180)^{1/3} = 25855 < 31000 \text{ kg/cm}$$

Como se puede apreciar, se cumple con las condiciones del control de fisuración interior y exterior.



VT 03 1ero al 7avo Piso

Fig 23 Diseño Final de Viga Típica 03 (Los otros dos tramos faltantes son simétricos).

CAPITULO 8

DISEÑO DE COLUMNAS

En el diseño de las columnas se considera que actúan dos efectos simultáneamente, el que ejercen los momentos flectores y las cargas axiales. A este efecto se le denomina flexo compresión. Se asumen las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo presente un problema adicional, la esbeltez del elemento.

El diseño se hace por flexo compresión y por cortante considerando las cargas amplificadas con las mismas cinco combinaciones del diseño de vigas, ya que estos elementos soportan cargas de sismo adicionales a las de gravedad, tal como se observó en el análisis sísmico.

Una manera de diferenciar una columna de una viga, independientemente de su ubicación en la estructura, es por el nivel o intensidad de la carga axial que soporta. Se acepta que cuando la carga axial P_u es menor de:

$$P_u < 0.1 f'c A_g$$

donde: A_g es el área bruta de la sección transversal
el elemento debería diseñarse y detallarse como un elemento en flexión simple (viga) más que como un elemento en flexocompresión (columna).

8.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia se le denomina Diagrama de Interacción.

Para la construcción del mismo se debe analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.

En un diagrama de interacción se pueden encontrar el punto P_o corresponde al caso en el que el momento actuante es cero y la carga axial es máxima. Para calcular el valor de este punto se hace uso de la siguiente fórmula:

$$\phi P_{no} = \phi * (0,85 * f'c' (A_g - A_s) + A_s f_y)$$

Donde :

- P_o : Resistencia nominal en compresión pura
 ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.70$)
 A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento
 A_s : Área del refuerzo de acero longitudinal

Adicionalmente a este análisis, la Norma establece ciertas disposiciones para columnas que resistan fuerzas de sismo, estas son:

- 1 La resistencia especificada del concreto ($f'c$) no será menor que 210 kg/cm^2
- 2 La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420.
- 3 La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06.

8.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte es similar al efectuado para vigas, el cálculo de V_u de diseño se hace con los momentos nominales de la columna los cuales se obtienen del diagrama de interacción.

$$V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n$$

Donde :

- M_{ni} : Momento nominal inferior
 M_{ns} : Momento nominal superior
 h_n : Luz libre de la columna

Además se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq V_c + V_s$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$V_s \text{ máx} = 2.1 \phi \sqrt{f_c} b_w d$$

- V_n : Resistencia nominal
 V_c : Resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante
 V_s : Resistencia nominal del refuerzo a la fuerza cortante

Resistencia de Diseño

El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante es similar al de las vigas con la única diferencia que en ese caso esta resistencia se incrementa debido a la carga axial.

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

Donde:

Nu = Axial actuante

Ag = Área bruta

Resistencia Requerida

La fuerza cortante V_u se debe determinar a partir de los momentos nominales en flexión.

8.3 REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD PARA ELEMENTOS SISMORRESISTENTES A FLEXOCOMPRESIÓN

Para asegurar un comportamiento dúctil se debe confinar al concreto en las zonas extremas del elemento (zona de rotulamiento), puesto que allí están los máximos esfuerzos internos. Las recomendaciones de la norma respecto a la distribución de estribos (acápito 13.7.2) es la siguiente:

Se debe colocar en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud " l_o " medida desde la cara del nudo y sea mayor que:

- 1 $l_n/6$
- 2 Máxima dimensión de la columna
- 3 45 cm

Debiendo ubicarse el primer estribo a no más de 5 cm de la cara del nudo.

Estos estribos estarán espaciados una distancia que no sea menor que

- 1 La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento
- 2 10 cm

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento " l_o " no debe ser mayor que:

- 1 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 2 La menor dimensión del elemento
- 3 30 cm

8.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE CORRECCIÓN POR ESBELTEZ

8.4.1 Cálculo de Factor de Corrección por Efecto Local de Esbeltez

El efecto local se puede despreciar si se verifica la siguiente expresión:

$$l_n/r < 34 - 12 * M_1/M_2 = 34 - 12 * M_1/M_2$$

M1 es el menor momento flector de diseño en el extremo de la columna y M2 es el momento mayor de diseño también en el extremo de la columna. M2 siempre es positivo y M1 es positivo si la columna esta flexionada en curvatura simple y negativo si esta curvatura doble.

En la expresión anterior “r” es el radio de giro de la sección y se calcula para secciones rectangulares como $r = 0.3 h$ (h es el peralte de la sección).

En nuestras columnas, la relación L_n/r mas desfavorable es cuando $h = 0.5$ m. Para este valor la relación L_n/r es de 18.7 (considerando $L_n = 2.8$ m).

En estructuras convencionales como la nuestra, las columnas presentaran curvatura doble en todos los casos, por lo tanto tenemos :

$$\begin{aligned}
 \text{Curvatura doble} &\longrightarrow M1 < 0 \text{ siempre} \\
 M2 > 0 \text{ siempre} &\longrightarrow M1 / M2 < 0 \\
 &\longrightarrow - 12 M1 / M2 > 0 \\
 &34 - 12 M1 / M2 > 34 > 18.7 \quad \dots\text{OK}
 \end{aligned}$$

Podemos concluir entonces que L_n/r será siempre menor a la expresión anterior cuando es curvatura doble que es en el común de los casos, por lo tanto se puede despreciar el efecto local ($\delta_l = 1$).

8.4.2 Cálculo de Factor de Corrección por Efecto Global de Esbeltez

Para verificar que el efecto global de esbeltez no tenga incidencia, se verificó que el índice de estabilidad sea menor que 0.06.

$$Q = (\Sigma P_u) * \delta / (V_u * h)$$

a) Dirección X-X

X-X	ΣP_u	$0.75R_d \times \delta$	δ (m)	V_u	h	Q	Q < 0.06
8	280.4	0.1114	0.0132	107.1	2.75	0.013	ok
7	601.5	0.0982	0.0144	121.5	2.75	0.026	ok
6	922.5	0.0838	0.0155	152.5	2.75	0.034	ok
5	1243.6	0.0683	0.0162	179.0	2.75	0.041	ok
4	1564.7	0.0520	0.0163	204.1	2.75	0.045	ok
3	1885.8	0.0358	0.0152	227.6	2.75	0.046	ok
2	2206.8	0.0205	0.0128	249.9	2.75	0.041	ok
1	2527.9	0.0077	0.0077	263.5	2.75	0.027	ok

El ΣP_u , corresponde a la sumatoria de los axiales de columnas y placas, obtenido del metrado de cargas.

b) Dirección Y-Y

y-y	ΣPu	$0.75Rdx\delta$	δ (m)	Vu	h	Q	Q < 0.06
8	280.4	0.0648	0.0099	177.6	2.75	0.006	ok
7	601.5	0.0549	0.0101	331.48	2.75	0.007	ok
6	922.5	0.0448	0.0101	446.74	2.75	0.008	ok
5	1243.6	0.0347	0.0097	539.24	2.75	0.008	ok
4	1564.7	0.0250	0.0088	613.82	2.75	0.008	ok
3	1885.8	0.0162	0.0074	673.14	2.75	0.008	ok
2	2206.8	0.0088	0.0056	718.9	2.75	0.006	ok
1	2527.9	0.0032	0.0032	740.18	2.75	0.004	ok

Cumpléndose en todos los casos la condición asignada para el índice de estabilidad, el factor de corrección (δg) tomara el valor de 1 en ambas direcciones.

Por tanto el diseño de las columnas se realizó sin corregir los momentos actuantes.

$$M_c = \delta I M_{uv} + \delta g M_{us} = M_{uv} + M_{us}$$

8.5 EJEMPLO DE DISEÑO

Como ejemplo de diseño se muestra, la columna C-4 (30x60), situada entre los ejes B y 5.

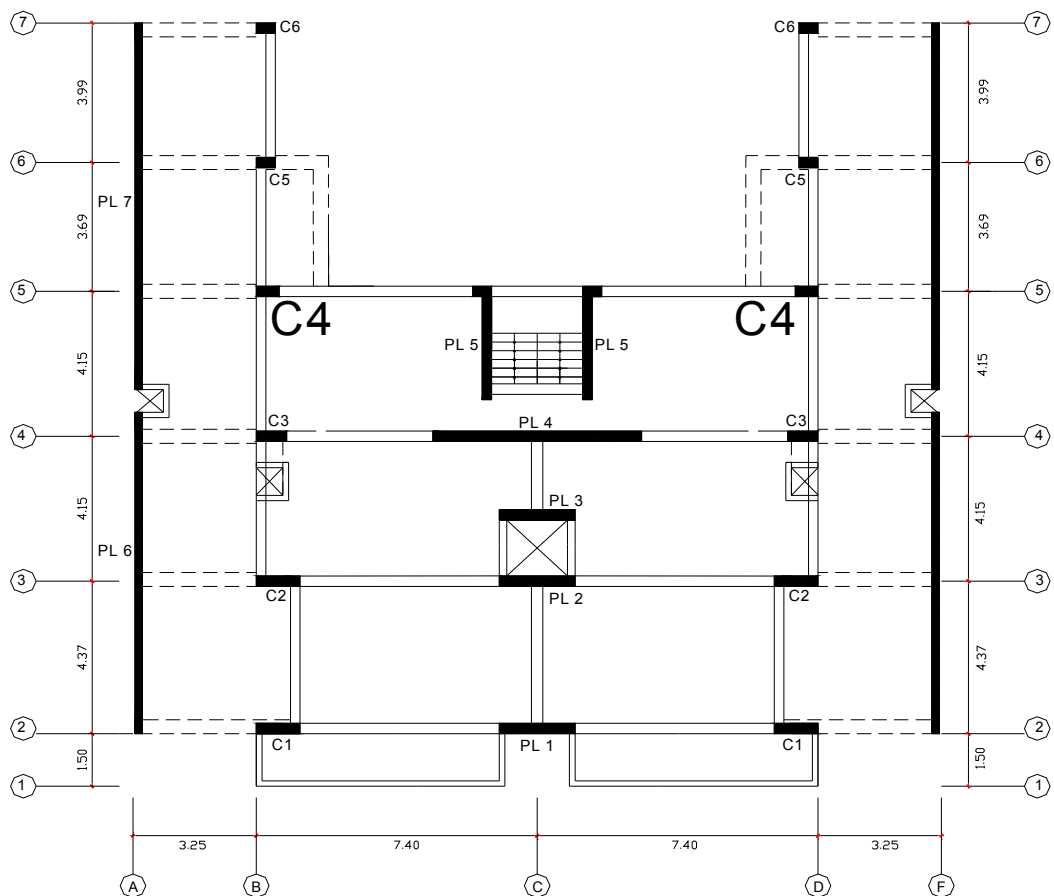


Fig. 24 Ubicación en planta de la columna C-4.

8.5.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION DE LA COLUMNA C4 (30X60)

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se muestra el análisis en X-X porque es la dirección crítica.

SOLICITACIONES POR CARGA DE GRAVEDAD

(Datos obtenidos del Sap 2000)

Nivel	Cargas Axiales (Metrado)		Momentos dirección X-X	
	Pcm(ton)	Pcv(ton)	Mcm(ton-m)	Mcv(ton)
8	10	2	3	0.3
7	23	5	3	0.3
6	37	8	3	0.3
5	50	11	3	0.3
4	63	14	3	0.3
3	77	17	3	0.3
2	90	21	3	0.3
1	103	24	3	0.3
Sotano	116	28	3	0.3

Nivel	SISMO X-X		
	Px(ton)	Vx(ton-m)	Mx(ton-m)
8	2	4	6
7	5	4	5
6	8	4	6
5	12	4	6
4	15	4	6
3	19	4	6
2	22	4	5
1	24	2	4
Sotano	24	1	1

Dirección X-X

Se realizó la amplificación de cargas y momentos actuantes, los cuales se muestran a continuación.

COMBINACIONES DE CARGA

NIVEL	Pu X-X (tn)					Mux (tn-m)					Vu (tn)
	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Vx(ton-m)
8	18	16	13	11	7	5	10	-2	9	-3	4
7	44	40	30	26	16	5	9	-1	8	-2	4
6	69	64	48	41	25	5	10	-2	8	-3	4
5	95	88	65	57	33	5	10	-2	8	-3	4
4	121	112	82	72	42	5	10	-2	9	-3	4
3	146	136	99	88	50	5	10	-2	8	-3	4
2	172	160	116	103	59	5	9	-1	8	-3	4
1	198	183	135	117	69	5	8	0	6	-1	2
Sotano	225	205	156	129	80	5	5	3	4	1	1

Combinacion 1 =	1.5m+1.8v
Combinacion 2 =	1.25(m+v)+s
Combinacion 3 =	1.25(m+v)-s
Combinacion 4 =	0.9m+s
Combinacion 5 =	0.9m-s

Con estos resultados se procedió a calcular el refuerzo vertical, resultado un arreglo de $8\phi 1"$ en el Sótano y primer nivel. Se fue disminuyendo esta cuantía en los siguientes niveles: del segundo al tercer $4\phi 1"$ más $4\phi 3/4"$, del cuarto al quinto se dispuso $8\phi 3/4"$ y finalmente desde el sexto al octavo nivel se colocaron $4\phi 3/4"$ más $4\phi 5/8"$; que corresponden a cerca del 1% de la cuantía que es el fierro mínimo.

Se presenta a continuación como ejemplo el diagrama de interacción correspondiente a los cuatro tramos de estudio. Por ejemplo el Diagrama de interacción de color azul corresponde al sótano y primer piso y esta asociado al par mas crítico ($Mu_2= 10 \text{ ton-m}$, $Pu_1= 225 \text{ ton}$) y se encuentra dentro de la curva resistente por lo que se verifica que el diseño por flexocompresión es adecuado en la dirección X-X.

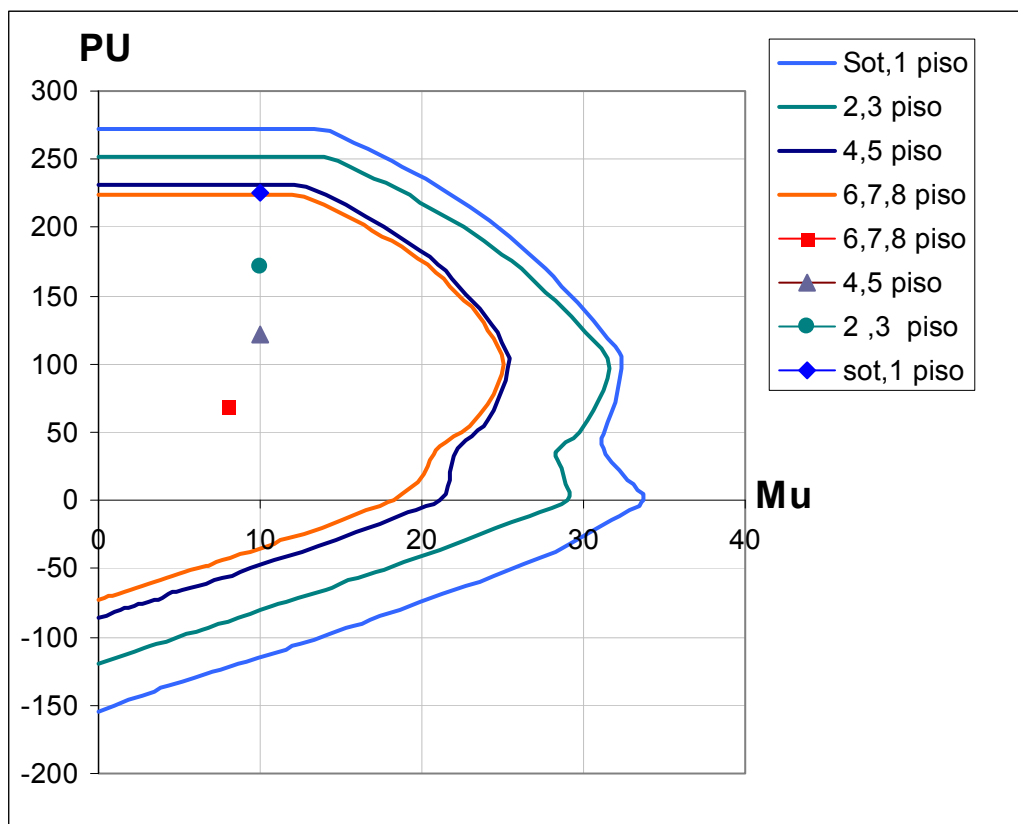


Fig. 25 Diagrama de Interacción Dirección X-X columna C4

	Diag. Iter	Mu	Pu
6,7,8 piso	rojo	8	69
4,5 piso	negro	10	121
2,3 piso	verde	10	172
sot,1 piso	azul	10	225

8.5.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL

Se verificó el diseño de la columna por flexión biaxial considerando momentos de sismo en X-X y momentos de cargas verticales en Y-Y, no se realizó la verificación debido a cargas de gravedad solamente, debido a que los momentos de gravedad en Y-Y son pequeños.

$$\phi P_{no} = 0,7 * (0,85 * f_c' (A_g - A_s) + A_s f_y)$$

$$\phi P_{no} = 0,7 * (0,85 * 210 (1800 - 40,8) + 40,8 * 4200) = 0,7 * 486 = 340 \text{ Ton}$$

Deberá cumplirse que :

$$P_u > 0,1 * \phi P_{no} = 0,1 * 340 = 34 \text{ Ton} \quad \dots \text{OK} \quad (P_u = 225 \text{ Ton})$$

$$P_u < P_u \text{ max} = 0,8 * \phi P_{no} = 0,8 * 340 = 272 \text{ Ton} \quad \dots \text{OK} \quad (P_u = 225 \text{ Ton})$$

$$M_{ux} = 10 \text{ Ton-m}$$

$$\phi P_{nx} = 272 \text{ Ton}$$

$$M_{uy} = 0,25 \text{ Ton-m}$$

$$\phi P_{ny} = 272 \text{ Ton}$$

Aplicando la fórmula de Bresler, obtenemos la resistencia última en flexión biaxial

$$1 / P_{ur} = 1 / \phi P_{nx} + 1 / \phi P_{ny} - 1 / \phi P_{no}$$

$$1 / P_{ur} = (1 / 272) + (1 / 272) - (1 / 340)$$

$$P_{ur} = 227 \text{ Ton}$$

$$P_{ur} > 225 \text{ Ton} \quad \dots \text{OK}$$

Se verifica la relación de Bresler

Como se observa, la carga última ($P_{ur} = 227 \text{ Ton}$), obtenida es mayor que la actuante (225 Ton), cumplimos con las exigencias de carga y se verifica el diseño por flexión biaxial.

8.5.3 DISEÑO POR CORTE

Deberemos hallar los momentos nominales, para este caso usaremos el diagrama de Interacción en la dirección X-X, pues en esta dirección obtenemos los mayores valores a partir del P_u de las combinaciones reglamentarias.

Con $P_u = 225 \text{ Ton}$ obtenemos el mayor momento nominal (22 Ton-m), este nos dará la mayor cortante, el área de refuerzo transversal a tomar es la resultante de colocar dos estribos de $3/8''$ a la sección.

$$M_n = 22 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 2 * M_n / L_n = 20 \text{ Ton.}$$

Calculamos el cortante resistido por el concreto

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + 0,007 * (P_u / A_g))$$

$$V_c = 23 \text{ Ton}$$

Entonces el cortante resistido por el refuerzo será:

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 0.31 \text{ Ton}$$

Calculamos el máximo cortante admitido

$$V_{max} = 2.1 * \text{Raiz}(f_c) * b_w * x_d = 2.1 * \text{Raiz}(210) * 30 * 54 / 1000 = 49 \text{ Ton} \dots V_{max} > V_s \dots \text{OK}$$

Calculamos la separación necesaria entre estribos, considerando estribos de $\phi 3/8$ "

$$A_s = 4 * .71 = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ (4 ramas) , } d = 54 \text{ cm}$$

$$s = A_s f_y d / V_s = 2081 \text{ cm}$$

DETALLADO POR REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

Adicionalmente al diseño por corte se considero el detallado de refuerzo establecido por la norma para darle ductilidad al elemento:

Longitud de confinamiento deberá ser mayor que:

$$\begin{aligned} l_n / 6 &= 36 \text{ cm} \\ \max(B, H) &= 60 \text{ cm} , \max(30, 60) \\ &45 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto se adopto un valor (l_o) de 60 cm

Espaciamiento dentro de "Lo" (s)

$$\begin{aligned} \min(B/2, H/2) &= 15 \text{ cm} \\ &10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se adopta un valor de (s) igual a 10 cm

Espaciamiento fuera de Lo (s')

Considerando que se tiene refuerzo vertical de $\phi 1$ ", deberá ser menor de:

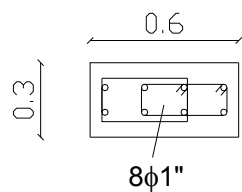
$$\begin{aligned} 16d_b &= 40.6 \text{ cm} \\ \min(B, H) &= 30 \text{ cm} \\ &\text{No mayor de } 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Escojo el menor de 40.6cm, 30cm, 30cm, 2081 cm.

El espaciamento (s") a considerar será de 25 cm.

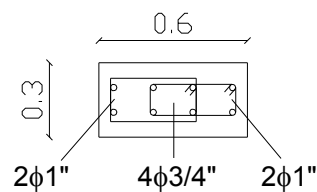
Diseño Final

Nivel	As	Estribos
Sotano, Primero	8 ϕ 1"	2 \square ϕ 3/8 1@5, 6@10 y el resto a 25
Segundo, Tercero	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	3 \square ϕ 3/8 1@5, 6@10 y el resto a 25
Cuarto, Quinto	8 ϕ 3/4"	4 \square ϕ 3/8 1@5, 6@10 y el resto a 25
Sexto, Setimo, Octavo	4 ϕ 3/4"+ 4 ϕ 5/8"	5 \square ϕ 3/8 1@5, 6@10 y el resto a 25



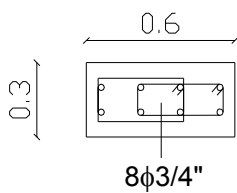
2 \square 3/8" 1@5, 6@10, r@25

Sot - 1 Piso



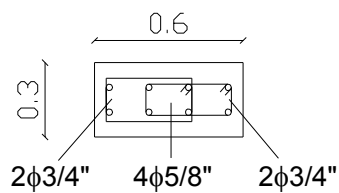
2 \square 3/8" 1@5, 6@10, r@25

2 - 3 Piso



2 \square 3/8" 1@5, 6@10, r@25

4 - 5 Piso



2 \square 3/8" 1@5, 6@10, r@25

6 - 7 - 8 Piso

Fig. 26 Diseño final de la columna 4

CAPITULO 9

DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Las placas, o también llamados muros de corte, son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. Su diseño es muy parecido al de una columna, con la salvedad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos. Y justamente por este motivo se les conoce con el nombre de muros de corte.

Las placas se diseñarán por flexo-compresión y por cortante, los procedimientos son parecidos, en ambos casos, a los tratados en el diseño de columnas

9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Para que las placas sean considerados como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexo compresión, la norma dice que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1, ($H/L \geq 1$).

Se aplica en el diseño los lineamientos generales establecidos para flexo compresión mencionados en el acápite referido a diseño de columnas. El refuerzo vertical se distribuye a lo largo del muro, concentrándose mayor refuerzo en los extremos, zonas denominadas núcleos, que se diseñan como columnas sometidas a flexo compresión debido a momentos de carga de gravedad y de sismo.

9.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte es similar al descrito en el capítulo de diseño de vigas, es decir que se basa en la siguiente expresión que se menciona a continuación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n < V_c + V_s$$

$$V_n = V_c + V_s \leq 2.6 t d \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal no debe exceder de $2.6 \sqrt{f'_c} t d$

V_c : Resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante

V_s : Resistencia nominal del refuerzo a la fuerza cortante

Resistencia Requerida

Siguiendo la filosofía de la Norma el diseño de muros de corte esta orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esta razón que se amplifica la fuerza cortante del muro de manera que la falla sea por flexión y no por corte como a continuación se indica:

$$V_u \geq V_{ua} * (M_{ur} / M_{ua}) * w_t$$

Donde:

V_u : Cortante Amplificado de diseño

V_{ua} : Cortante última amplificada proveniente de análisis.

$\frac{M_{ur}}{M_{ua}}$: Relación momento nominal de la sección asociada a P_u y el momento último proveniente del análisis

w_t : Factor de amplificación dinámica

Sin embargo no se realiza la corrección por amplificación dinámica por que este factor exige que la cantidad de refuerzo por corte se incremente a tal punto que se obtienen cuantías inusuales en nuestro medio.

Resistencia de Diseño

El aporte del concreto para resistir la acción del cortante último será:

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

Donde:

P_u : Carga axial amplificada proveniente del análisis sísmico y de gravedad

t : Espesor de la placa

Además

$$\text{Si } (P_u / A_g < 0.1 f'_c) \text{ entonces } V_c = 0$$

Cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea mayor al aporte del concreto (ϕV_c) la Norma especifica que se debe colocar refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v * f_y * d / s$$

Donde:

A_v : Refuerzo Transversal por corte

s : Es la separación mínima entre estribos

Además la norma señala que la cuantía de refuerzo horizontal debe ser mayor o igual que:

$$\rho_h \text{ mín } \geq 0.0025$$

y el espaciamiento de este refuerzo no deberá ser mayor que **L/5, 3t o 45 cm.**

Mientras que la cuantía del refuerzo vertical debe cumplir:

$$\rho_v \text{ mín } \geq 0.0025$$

No siendo necesario que sea mayor que el refuerzo horizontal, el espaciamiento de este refuerzo no deberá exceder de $L/3$, $3t$ o 45 cm.

Cuando la fuerza cortante de diseño sea menor que $0.5\phi V_c$ las cuantías especificadas son las siguientes:

$$\rho_h > 0.0020 \quad \wedge \quad \rho_v > 0.0015$$

9.3 EJEMPLO DE DISEÑO

Como ejemplo se presenta el diseño de la **placa PL-4 (30x550)** ubicada en el eje 4.

Para que las placas sean considerados como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexo compresión, la norma dice que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1, ($H/L \geq 1$).

Por lo tanto : $22m / 5.5m = 4 \dots OK$

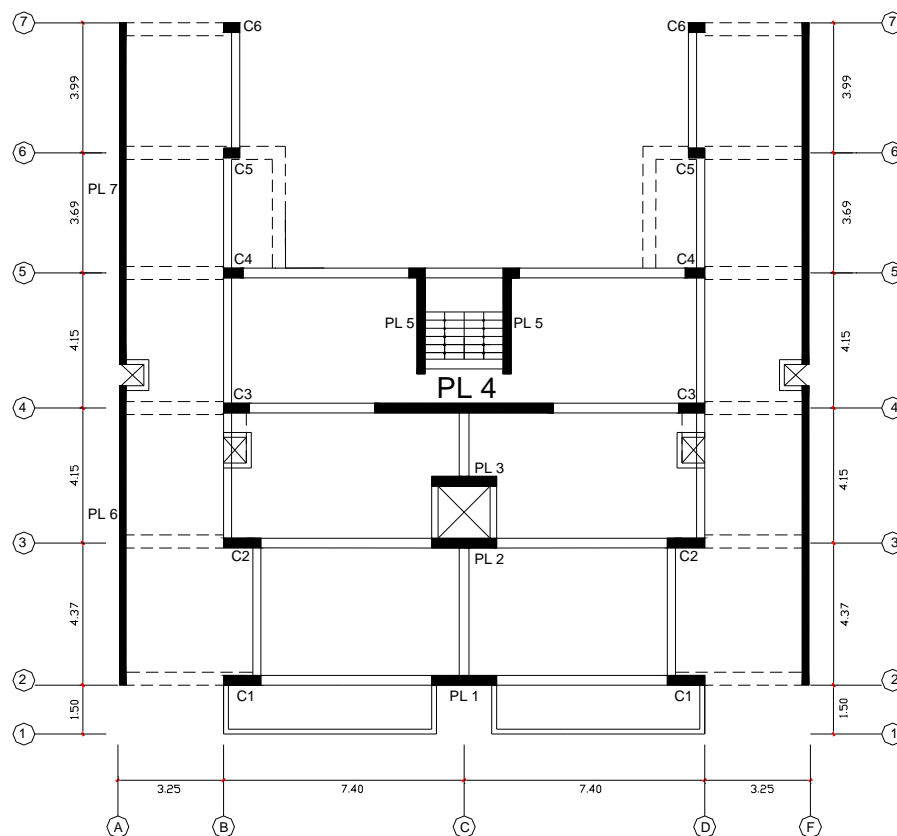


Fig. 27 Ubicación en planta de la placa PL-4.

SOLICITACIONES POR CARGA DE GRAVEDAD

Nivel	Cargas Axiales (Metrado)		Momentos dirección X-X	
	Pcm(ton)	Pcv(ton)	Mcm(ton-m)	Mcv(ton)
8	20.4	2.1	9.9	2.9
7	41.9	6.2	10.3	3.1
6	63.3	10.3	10.3	3.1
5	84.7	14.4	10.3	3.1
4	106.1	18.6	10.3	3.1
3	127.5	22.7	10.3	3.1
2	148.9	26.8	10.3	3.1
1	170.3	31.0	10.3	3.1
Sotano	191.7	36.1	15.6	3.1

SOLICITACIONES SISMICAS (Datos del Sap 2000)

Nivel	SISMO X-X		
	Px(ton)	Vx(ton-m)	Mx(ton-m)
8	0.08	29	126
7	0.19	46	200
6	0.29	65	238
5	0.39	84	260
4	0.48	103	384
3	0.56	124	600
2	0.63	144	915
1	0.67	75	1090
Sotano	0.70	137	1063

Esfuerzos últimos en la dirección X-X

COMBINACIONES DE CARGA - PLACA 4

NIVEL	Pu X-X (ton)					Mux (ton-m)					Vu (tn)
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	Vx(ton-m)
	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	
8	34	28	28	18	18	20	142	-110	135	-117	29
7	74	60	60	38	37	21	216	-183	209	-191	46
6	113	92	92	57	57	21	255	-221	247	-229	65
5	153	124	124	77	76	21	277	-243	269	-251	84
4	193	156	155	96	95	21	401	-367	393	-375	103
3	232	188	187	115	114	21	617	-583	609	-591	124
2	272	220	219	135	133	21	932	-898	924	-906	144
1	311	252	251	154	153	21	1107	-1073	1099	-1081	75
Sotano	353	286	284	173	172	29	1086	-1040	1077	-1049	137

Combinacion 1 =	1.5m+1.8v
Combinacion 2 =	1.25(m+v)+s
Combinacion 3 =	1.25(m+v)-s
Combinacion 4 =	0.9m+s
Combinacion 5 =	0.9m-s

9.3.1 Diseño por Flexo compresión

Cálculo de acero preliminar

A partir de la siguiente expresión se estimo el A_s requerido en los extremos de la placa:

$$M_u = \phi A_s f_y (0.8L)$$

$$A_s = M_u / (0.9 \cdot f_y \cdot 0.8L) = 1107 \cdot 10^5 / (0.9 \cdot 4200 \cdot 0.8 \cdot 55) = 67 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a la configuración geométrica, de este elemento estructural, se consideró la ubicación de 2 núcleos en los extremos como se muestra en la figura.



Fig. 28 Ubicación de los núcleos en la Placa PL-4.

Para el refuerzo del acero se consideró la siguiente configuración:

Sótano al segundo nivel: 14 ϕ 1" en cada núcleo extremo y 34 ϕ 1/2" repartido en el alma.

Tercer al quinto nivel: 14 ϕ 3/4" en cada núcleo extremo y 34 ϕ 1/2" repartido en el alma.

Séptimo al noveno nivel: 4 ϕ 3/4" + 10 ϕ 1/2" en cada núcleo extremo y 34 ϕ 3/8" repartido en el alma.

Al diseñar los muros de corte, se colocará el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas. El refuerzo vertical repartido a lo largo de la placa deberá tener una cuantía mayor a la mínima, la cual se establece en el diseño por cortante.

Al tener definido el refuerzo a colocar se construirá el diagrama de interacción para esta sección, que es la misma para ambos sentidos, porque es simétrica con respecto a la dirección (Y-Y), perpendicular a la dirección en que se está haciendo el análisis. Se verificará que los pares de carga axial última - momento flector último sean menores a los resistidos por la sección, es decir, que se encuentren dentro de la curva del diagrama de interacción. Se muestra el diagrama de interacción de diseño para el siguiente caso de armadura.

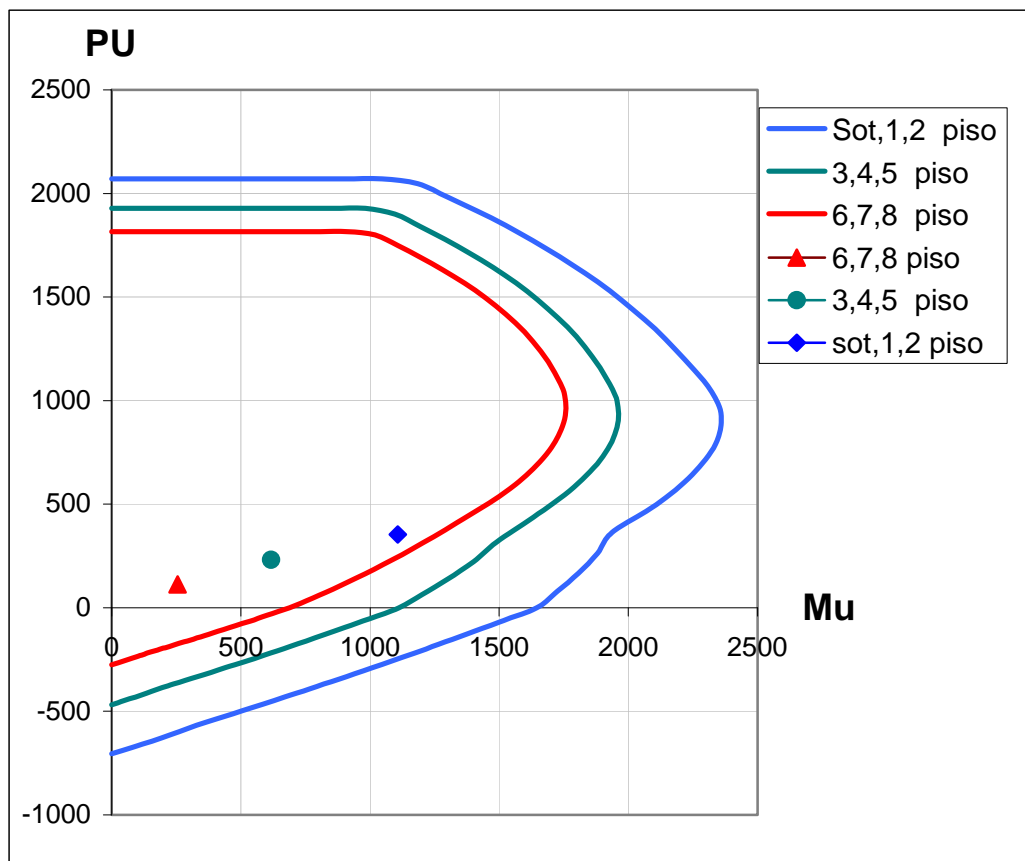


Fig. 29 Diagrama de Interacción de placa PL4 en la dirección X-X .

Cada diagrama de interacción tiene le corresponde un punto crítico. Hay tres diagramas de interacción debido a que son las tres configuraciones de acero distintas para la misma placa de acuerdo a las solicitaciones de esfuerzo que se requieran para los distintos niveles. Los puntos críticos, que corresponden a las combinaciones máximas en el rango de nivel , se muestran a continuación:

	Diag. Iter	Mu	Pu
6,7,8 piso	rojo	255	113
3,4,5 piso	verde	617	232
sot,1,2 piso	azul	1107	353

Se muestra que las tres coordenadas (M_u , P_u) se encuentran dentro de la curva resistente, por lo que se verifica que el diseño por flexocompresión es adecuado.

También se realizaron las verificaciones en el eje Y-Y, como las cargas actuantes son mucho menores a las de eje X-X, debido a que las cargas son absorbidas principalmente por las placas 6 y 7, se comprobó que la sección cumple con las requerimientos necesarios.

9.3.2 Diseño por corte

Diseño por corte en X-X

Calculo de Fuerza de Corte de diseño en X-X

Algunos datos usados para el calculo:

$$d = 0.8 \times 550 = 440 \text{ cm ;}$$

$$\text{Espesor de la placa} = 30 \text{ cm ; } F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseño por corte en X -X (Dirección mas Crítica)

Con P_u del diagrama de iteracción obtenemos el mayor momento nominal

Nivel	P_u	M_n	M_u	M_n/M_u	V_{ua}	$V_u = V_{ua} * M_n/M_u$	$V_{max} =$	$V_{max} > V_u$
	El mayor	Dig. inter	El mayor		$V_x(\text{ton})$	(ton)	$2.6 \text{ Raiz}(F'c) * T * d$	
8	34	700	142	3	29	87	497	ok
7	74	780	216	3	46	137	497	ok
6	113	890	255	3	65	229	497	ok
5	153	1310	277	4.7	84	396	497	ok
4	193	1380	401	3.4	103	355	497	ok
3	232	1420	617	2.3	124	286	497	ok
2	272	1880	932	2.0	144	290	497	ok
1	311	1890	1107	1.7	75	128	497	ok
sotano	353	1930	1086	1.8	137	243	497	ok

Nótese que se ha tomado como máximo un valor de $M_n / M_u = 3$, para los pisos superiores. Esto debido a que en estos niveles es poco probable que los esfuerzos por corte se incrementen tanto. En los pisos inferiores el valor máximo que se podría tomar es el correspondiente al factor de reducción por ductilidad $R_x = 5.25$.

Cálculo de acero horizontal por corte

Como en todos los casos P_u es cercano o menor a $0,1 f_c A_g = 347 \text{ ton}$, entonces se despreja la contribución de corte del concreto ($V_c=0$)

Refuerzo Horizontal por corte

Algunos datos usados para el calculo:

$\phi = 0.85$;

Area de estribos = $A_v = 2 \cdot 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2$ ($\phi \ 1/2'' = 1.29 \text{ cm}^2$) ;

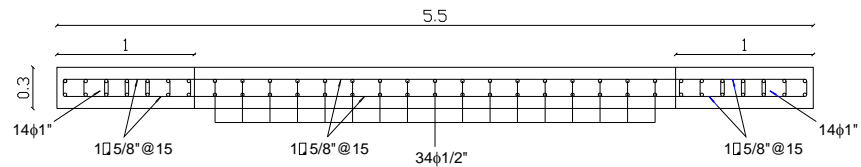
Area de estribos = $A_v = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}^2$ ($\phi \ 5/8'' = 2 \text{ cm}^2$) ;

Nivel	Vc	Vs= Vu/ ϕ - Vc (Ton)	Av (cm ²)	S=Av*Fy*d/Vs	S (cm)	
8	0	169	2.58	28	16	1/2"
7	0	194	2.58	25	16	1/2"
6	0	269	2.58	18	16	1/2"
5	0	465	4	16	16	5/8"
4	0	417	4	18	16	5/8"
3	0	337	4	22	16	5/8"
2	0	342	4	22	16	5/8"
1	0	151	4	49	16	5/8"
0	0	286	4	26	16	5/8"

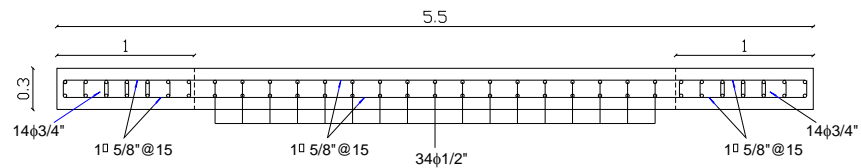
Por lo que se considera el diseño final de estribos horizontales :

2 barras de 5/8" cada 15 cm del sótano al quinto piso.

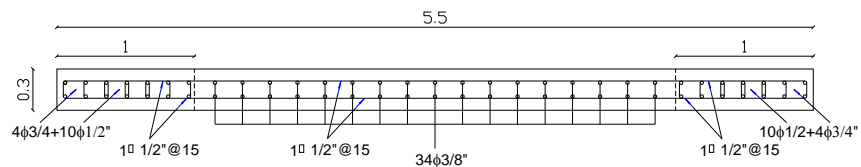
2 barras de 1/2" cada 15 cm del sexto al octavo piso.



Cisterna - Sot - 1 - 2 Piso



3 - 4 - 5 Piso



6 - 7 - 8 Piso

Fig. 30 Diseño Final de la Placa 4

CAPITULO 10

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

El diseño comprende dos etapas: el predimensionamiento, se considerará de 5% a 10% de las cargas de servicio como el peso propio de la zapata. Y el diseño de la cimentación que incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

10.1 PASOS SEGUIDOS PARA REALIZAR EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

1 Paso : El primer paso es tratar que coincida el centro de gravedad con el centro de cargas. Después se debe realizar el dimensionamiento de la zapata de modo de obtener presiones menores o iguales a la presión admisible (en el caso del distrito de Barranco es de 4 Kg/cm²).

2 Paso : Seguidamente se evalúan las presiones reales debido a las cargas y momentos actuantes con la siguiente expresión :

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx \cdot X}{Iy} \pm \frac{6 \cdot My}{Ix} < \sigma_{adm}$$

Donde:

P : Carga vertical en servicio. σ : Esfuerzo admisible del suelo reducido.

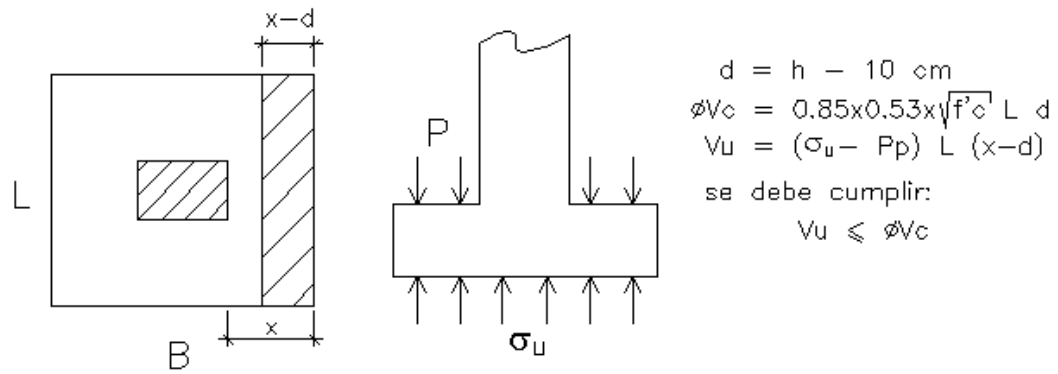
A : Área tentativa de la zapata. I : Momento de inercia.

y : Distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra en compresión más alejada.

3 Paso : En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes(σ_u max).

4 Paso : Diseño por fuerza cortante.

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa.



$$d = h - 10 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} L d$$

$$V_u = (\sigma_u - P_p) L (x-d)$$

se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Fig. 31 Diseño por corte de una zapata rectangular

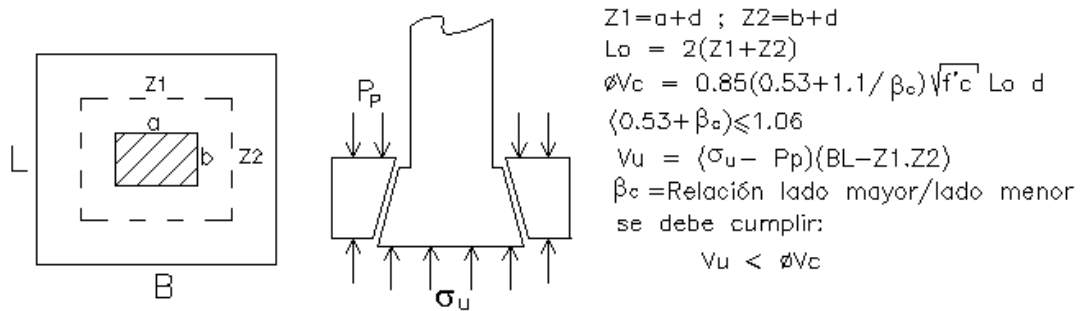
Donde:

- d : peralte efectivo de la sección , igual a “h-10 (en cm)
- B : Ancho de la zapata en la dirección de análisis
- f’c: Resistencia a la compresión del concreto

4 Paso : Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la zapata, el cual será como mínimo 60 cm para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la zapata menos 10 cm (d = h – 10).

Se asume que la zapata actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa.



$$Z1 = a + d ; Z2 = b + d$$

$$L_o = 2(Z1 + Z2)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53 + 1.1/\beta_c) \sqrt{f'_c} L_o d$$

$$(0.53 + \beta_c) \leq 1.06$$

$$V_u = (\sigma_u - P_p)(BL - Z1, Z2)$$

β_c = Relación lado mayor/lado menor

se debe cumplir:

$$V_u < \phi V_c$$

Fig. 32 Diseño por punzonamiento de una zapata rectangular.

Donde

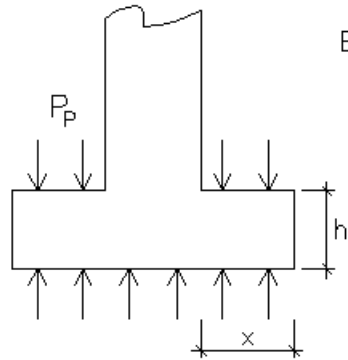
- Bc : Relación del lado largo el lado corto del elemento vertical
- Lo : Es el perímetro de la sección crítica medida a “d/2” de la cara de apoyo.

En base a estas dos verificaciones se obtiene el peralte de la zapata.

4 Paso : Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas.



El momento por unidad de ancho será:

$$M_u = (\sigma_u - P_p) \frac{x^2}{2}$$

$$M_u = 0.90 A_s f_y (d - A_s f_y / (2 \times 0.85 f'_c b))$$

donde $d = h - 10$

de donde obtenemos A_s

Fig. 33 Diseño por flexión de una zapata rectangular

10.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA ZAPATA Z-07

10.2.1 DIMENSIONAMIENTO

Como ejemplo se muestra el diseño de la zapata combinada Z-07. Como se observa esta zapata soporta las cargas de las placas PL-2, PL3, PL4, y las dos placas simétricas PL-5.

Para llegar a la determinación de combinar las zapatas de las placas 2, 3, 4, 5, se han realizado un prediseño de las áreas requeridas de cada una. Luego de determinar que había superposición de áreas o que se juntaban mucho, se procedió a analizarlas en conjunto.

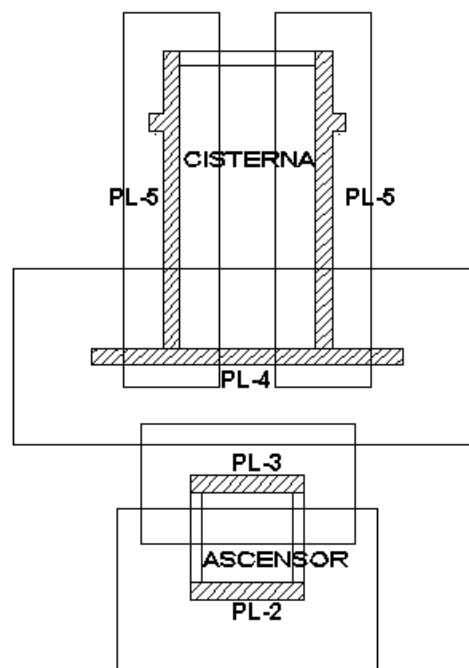


Fig. 34 Forma preliminar de la Zapata Z-07

Se ha buscado entonces que esta zapata combinada asuma los momentos actuantes, y por la ubicación de las placas esta zapata sea simétrica con respecto al eje Y-Y.

Al final de esta secuencia de iteraciones se llegó a la siguiente geometría.

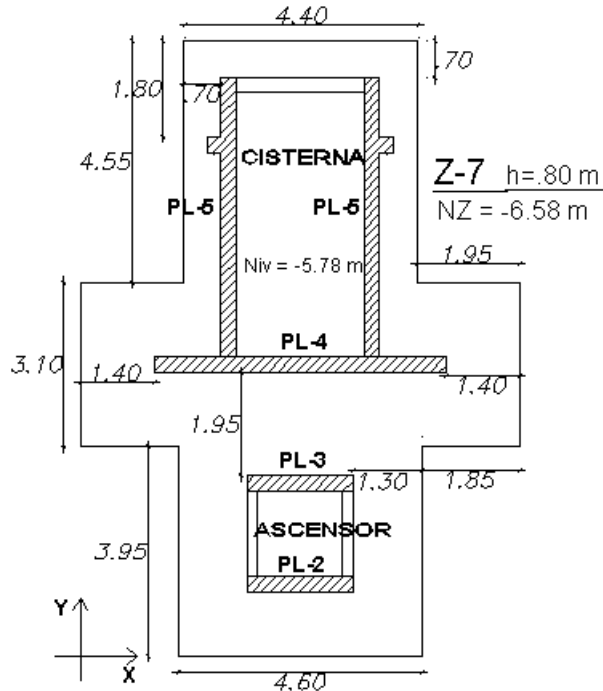


Fig. 35 Forma final de la Zapata Z-07

El centro de gravedad de las cargas y el centro de gravedad de la zapata coinciden con el eje de simetría. Por lo tanto transversalmente (X-X) no hay momentos adicionales por excentricidad de cargas.

Al no tener forma rectangular se usa la expresión general de esta manera :

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MxX}{Iy}$$

Propiedades geométricas de la Zapata Z-07.

X c.g.	0	m
Y c.g.	5.8	m
Area	64	m ²
Ix	594	m ⁴
Iy	212	m ⁴

Cargas Actuantes en la base de las placas

Elemento	P (cm+cv) Ton	Msx (Ton*m)	Msy (Ton*m)
PL2	213	191	3.4
PL3	169	52	2.5
PL4	228	966	4.2
PL5	226	0.74	88
PL5	226	0.74	88
Σ	1062	1210	186

Las cargas axiales y los momento de las placas son de servicio.

Verificación de esfuerzos con Momentos Sísmicos en X-X

Peso = 1062 ton

Momento = 1210 ton-m

$$\sigma_{ap} = 1.15 \cdot 1062 / 64 + 1210 \cdot 4.15 / 212 = 19.1 + 23.7 = 42.8 \text{ ton/m}^2 = 4.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{admisible} = 1.33 \times 4 \text{ Kg/cm}^2 = 5.2 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto $\sigma_{ap} < \sigma_{admisible}$...OK

La verificación es aceptable porque se puede considerar que el suelo posee una resistencia mayor a la especificada (hasta un 33% de incremento).

Verificación de esfuerzos con Momentos Sísmicos en Y-Y

Los momentos sísmicos son mínimos en esta dirección, solo debido a la placa PL5, el suelo pasa de sobra.

Las placas PL6 y PL7 que absorben los mayores momentos por sismo en esta dirección.

De los cálculos anteriores podemos obtener el esfuerzo último con el que se diseñara.

$$\sigma_u \text{ con sismo X-X} = 1.25 \cdot 42.8 \text{ Ton/m}^2 = 53.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_u \text{ sin sismo X-X} = 1.6 \cdot (1062 \text{ Ton}/64 \text{ m}^2) = 1.6 \cdot 16.6 = 26.6 \text{ Ton/m}^2$$

Se utilizará para el diseño en concreto una presión actuante de 53.5 Ton/m²

10.2.2 DISEÑO POR CORTE

Se diseño por cortante la zona de la zapata donde el volado es mayor, siendo igual a 1.8 m.

Se tomó una longitud B = 1m para facilitar los cálculos.

$$V_c = 0.53 \cdot \text{Raiz}(F'c) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \text{Raiz}(210) \cdot 100 \cdot (80 - 10) = 61443 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 46 \text{ Ton}$$

$$V_u \text{ actuante} = \sigma_u \cdot B \cdot (X - d)$$

$$V_u \text{ actuante} = 53.5 \text{ Ton/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1.4 - 0.7)$$

$$V_u \text{ actuante} = 38 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ actuante}$$

$$46 \text{ ton} > 38 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

El peralte "d" que hizo que la zapata pase por cortante fue de **d = 0.7 m**.

10.2.3 DISEÑO POR FLEXION

Utilizando la fórmula anteriormente descrita para obtener el momento último en los diferentes lados de la zapata; tomando 1m de ancho como base de la zapata.

Diseño del ala derecha e izquierda de 1.4 m de volado

$$M_u = \sigma_u \cdot B \cdot X^2 / 2 = 53.5 \text{ ton/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1.4 \text{ m})^2 / 2 = 52.4 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 80 - 10 = 70 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.003 ; A_s = 20.5 \text{ cm}^2 / \text{m inferior}$$

$$e = 100 / (20.5/2.85) = 13.9 \text{ cm} \rightarrow \text{Ø } 3/4" @ 15 \text{ cm inf.}$$

Diseño del ala superior de 1 m de volado.

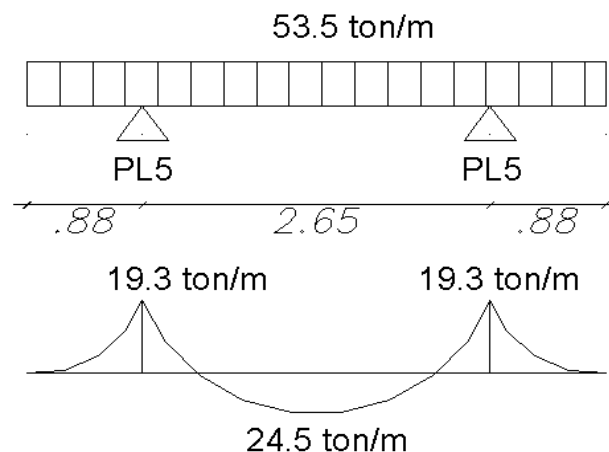
$$M_u = \sigma_u \cdot B \cdot X^2 / 2 = 53.5 \text{ ton/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1 \text{ m})^2 / 2 = 26.8 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 70 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.0015 ; A_s = 10.3 \text{ cm}^2 / \text{m inferior}$$

$$e = 100 / (10.3/2) = 19.4 \text{ cm} \rightarrow \text{Ø } 5/8" @ 20 \text{ cm inf.}$$

Diseño haciendo un modelamiento a lo largo del Eje X-X . Ala superior



$$b = 100 \text{ cm} ; d = 70 \text{ cm}$$

$$M_u = 19.3 \text{ ton}\cdot\text{m} \rightarrow A_s = 7.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø } 5/8" @ 27 \text{ cm inf.}$$

$$M_u = 24.5 \text{ ton}\cdot\text{m} \rightarrow A_s = 9.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø } 5/8" @ 21 \text{ cm Sup.}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 \cdot b \cdot h = 0.0012 \cdot 100 \cdot 80 = 9.6 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{Ø } 5/8" @ 20 \text{ cm inf.}$$

En conclusión colocamos para fierro superior e inferior

Ø 5/8" @ 20 cm inf. Y Ø 5/8" @ 20 cm Sup.

En el siguiente gráfico, se muestra el diseño final de la zapata Z-07.



10.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA ZAPATA Z-05

10.3.1 DIMENSIONAMIENTO

Como ejemplo se muestra el diseño de la zapata combinada Z-05. Como se observa esta zapata soporta las cargas de las placas PL-6, PL7.

Para llegar a la determinación de combinar las zapatas de las placas 6 y 7 se han realizado un prediseño de las áreas requeridas de cada una. Luego de determinar que había superposición de áreas o que se juntaban mucho, se procedió a analizarlas en conjunto.

Se ha buscado entonces que esta zapata combinada asuma los momentos actuantes.

Al final de esta secuencia de iteraciones se llegó a la siguiente geometría.

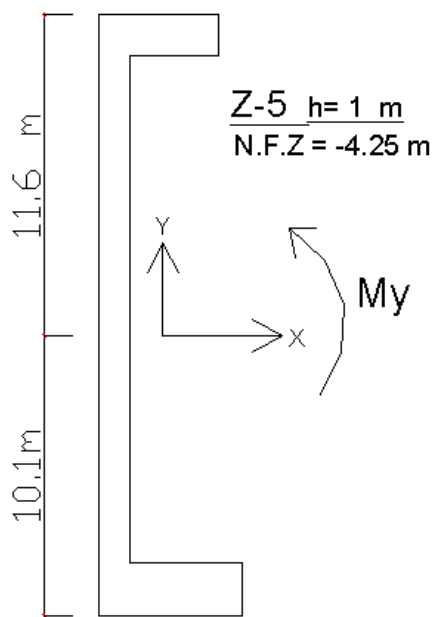


Fig. 36 Zapata Combinada Z-05

Al no tener forma rectangular se usa la expresión general de esta manera :

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MxX}{Iy}$$

Propiedades geométricas de la Zapata Z-07.

Y c.g.	10.1	m
Area	37.5	m ²
Ix	2223	m ⁴

Cargas Actuantes en la base de las placas

Las cargas axiales y los momento de las placas son de servicio.

Elemento	P (cm+cv) Ton	Msy (Ton*m)
PL 6	171	2239
PL 7	213	3092
Σ	384	5331

Verificación de esfuerzos con Momentos Sísmicos en Y-Y

Peso = 171 ton + 213 ton = 384 ton

Momento = 5331 ton-m

$$\sigma_{ap} = 1.15 \cdot 384 / 37.5 + 5331 \cdot 11.6 / 2223 = 39.6 \text{ ton/m}^2 = 3.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{admisible} = 1.33 \times 4 \text{ Kg/cm}^2 = 5.2 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto $\sigma_{aplicado} < \sigma_{admisible}$...OK

La verificación es aceptable porque se puede considerar que el suelo posee una resistencia mayor a la especificada (hasta un 33% de incremento).

Verificación de esfuerzos con Momentos Sísmicos en X-X

Los momentos y cortantes en esta dirección son absorbidos por las vigas de cimentación y por las alas extremas de la cimentación.

10.3.2 DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

Cuando una columna o placa se ubica en un límite de propiedad requiere de una zapata excéntrica. En esta se presentarían presiones muy elevadas en las zonas cercanas a la cara externa producto de la excentricidad de la carga actuante.

Para contrarrestar el efecto de la carga excéntrica se procede a unir la zapata con otra mediante una viga rígida, llamada viga de cimentación.

En este capítulo con un ejemplo se explicará el método utilizado en el diseño de vigas de cimentación. Se procede a diseñar la viga VC-1.

10.3.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN VC-1.

Como primer paso en el diseño de esta viga se procedió a calcular la carga total (CM + CV) que le llega a la placa 6 y palca 7. No se consideran cargas de sismo debido a que en el análisis sísmico la placa 6 y placa 7 se idealizaron como elementos en voladizo y no recibe axiales por sismo. Además, los momentos generados en la dirección secundaria de la placa son despreciables.

La carga excéntrica será soportada por 3 vigas de cimentación, 2 alas al extremo de la zapata, y un muro intermedio. Pero como son 2 placas que se unen en el primer piso sumamos las cargas gravedad (calculado en el metrado) de las placas. Se amplifico por 1.6 debido a que se trata sólo de cargas de gravedad.

$$Pu_1 = 1.6 \times 213 \text{ ton} = 341 \text{ ton}$$

$$Pu_2 = 1.6 \times 171 \text{ ton} = 274 \text{ ton}$$

$$Pu_1 + Pu_2 = 615 \text{ ton}$$

Y asumimos que cada viga de cimentación y ala toman el 16.6 % del momento.

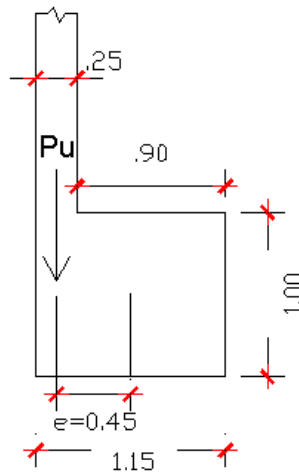


Fig. 37 Corte en elevación de la cimentación Zapata Z-05.

10.3.4 DISEÑO POR FLEXIÓN

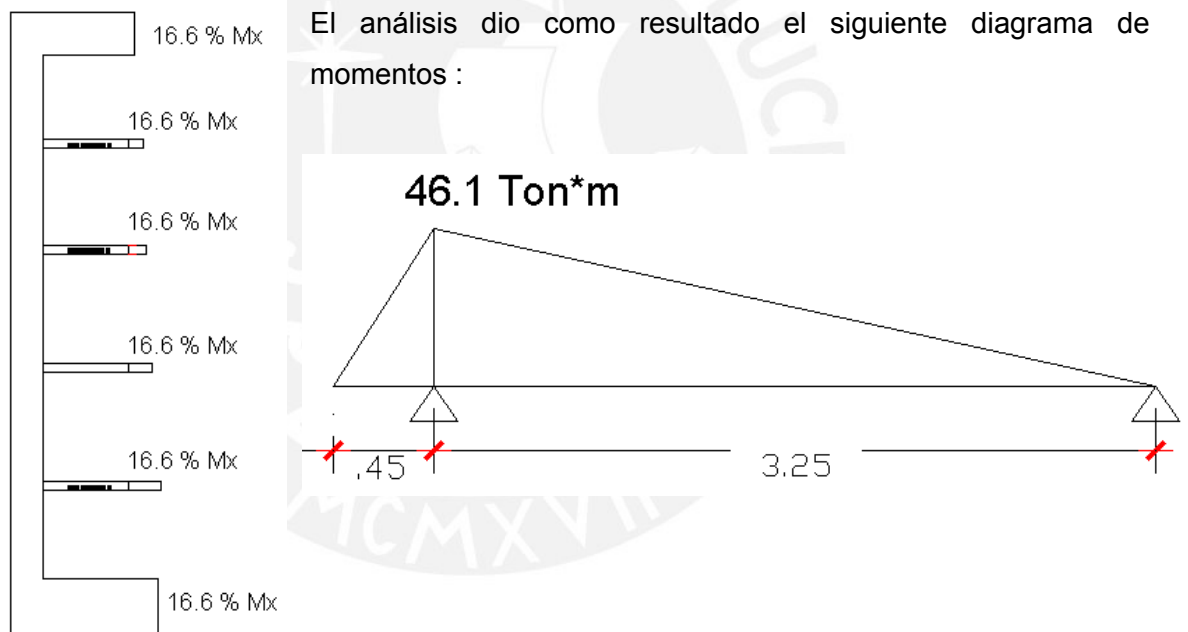


Fig. 38 Corte en planta de la cimentación Z-05.

Con estos valores se eligieron las dimensiones de la viga. El peralte utilizado fue de $H = 110$ cm y la longitud de la base de 30 cm, con lo que tenemos una viga de 0.3×1.10 m de sección transversal.

El refuerzo necesario por flexión se calculó según lo explicado en el capítulo de vigas, de la siguiente manera :

$$M_u (\text{total}) = 16.6 \% \times 615 \text{ ton} = 102.5 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.45\text{m} \times 102.5 \text{ ton} = 46.1 \text{ tonxm}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; d = 110 - 10 = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = 13 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_s \text{ superior} = 2 \Phi 3/4" + 2 \Phi 1"$$

Decidimos colocar 4 varillas de 2 $\Phi 3/4"$ +2 $\Phi 1"$ corridas a lo largo de la viga en su cara superior, Como la viga tiene poca longitud no hago corte de fierro porque el punto de corte teórico mas el peralte efectivo completa casi toda su longitud.

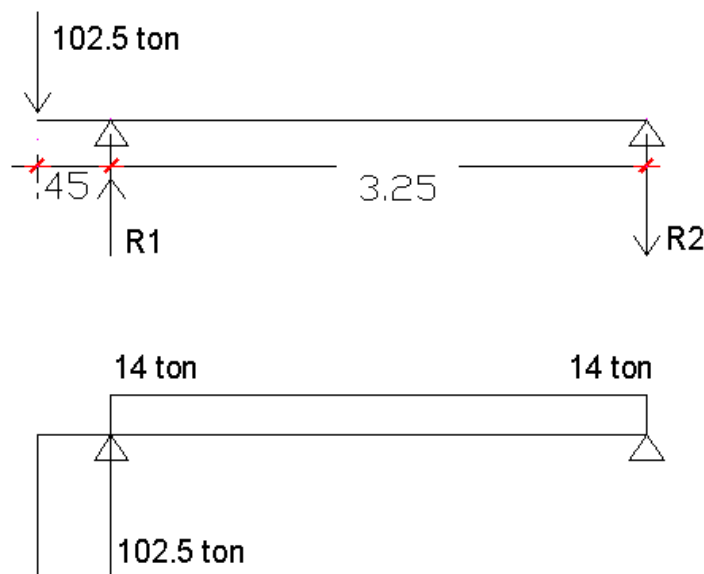
$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y b d = 0.7 \sqrt{210} / 4200 \times 30 \times 100 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Entonces para el fierro inferior colocamos =

$$A_s \text{ inferior} = 7.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \Phi 5/8"$$

10.3.5 DISEÑO POR CORTE

Se obtuvo el siguiente diagrama de fuerzas cortantes :



$$\sum M : 102.5 \times (3.25+0.45) = R_1 \times 3.25 \longrightarrow R_1 = 117 \text{ ton.}$$

$$\sum F : R_2 + 102.5 = R_1 \longrightarrow R_2 = 14 \text{ ton}$$

El cortante que resiste el concreto solo es de :

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times (110 - 10) = 19.6 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$14 \text{ ton} < 19.6 \text{ ton} \dots \text{ OK!}$$

Podemos apreciar que el cortante aplicado en la zona derecha 15.7 ton es menor que el cortante que resiste el concreto, por lo tanto en esta zona no serán necesarios los estribos a excepción de los de montaje.

En el zona izquierda de la viga, a pesar de haber obtenido un cortante bastante grande, no se requiere de estribos por encontrarse dentro de la distancia “d” de la cara.

Finalmente se decidió colocar estribos de 3/8” , 1 @ 5 cm de las caras de las placas o columnas y el resto a 25 cm (solo de montaje).

El diseño final de la viga es el que se muestra a continuación :

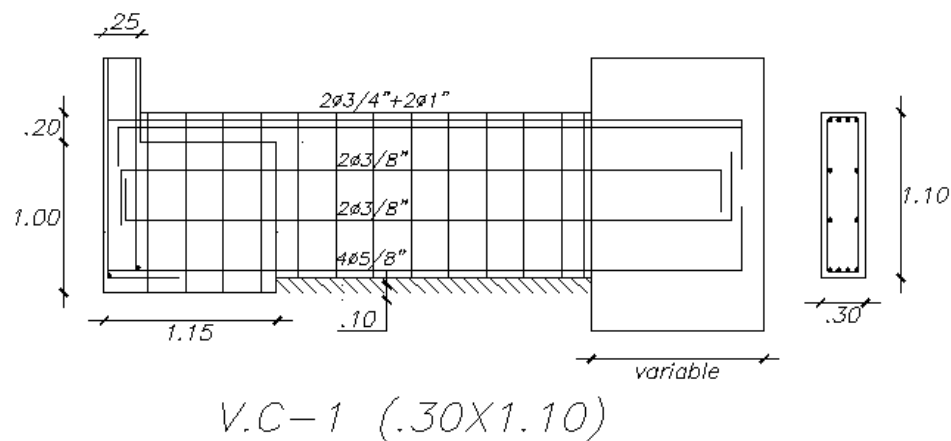


Fig. 39 Diseño Final de la Viga de Cimentación.

Nótese que el fondo de la viga se encuentra 10 cm más arriba que el fondo de la cimentación. Esto responde a la necesidad de separar a la viga del terreno para que no le llegue las presiones del terreno y trabaje sólo resistiendo los momentos en los extremos.

CAPITULO 11

DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

El presente capítulo desarrolla el diseño de los llamados elementos secundarios. Estos elementos desde el punto de vista estructural no son tan importantes, razón por la cual no fueron considerados en el modelo del análisis sísmico. Los elementos secundarios del edificio son:

- El Muro de Sótano.
- La Cisterna.
- El Tanque Elevado y cuarto de máquinas.
- Las Escaleras.

11.1 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO.

Estos muros están ubicados a lo largo de los muros de sótano, para su diseño no es necesario verificar deslizamiento ni volteo pues este muro esta unido a la losa del techo formando una unidad.

Por tener una base de 60 cm se considera articulada en la base.

Diseño por Flexión

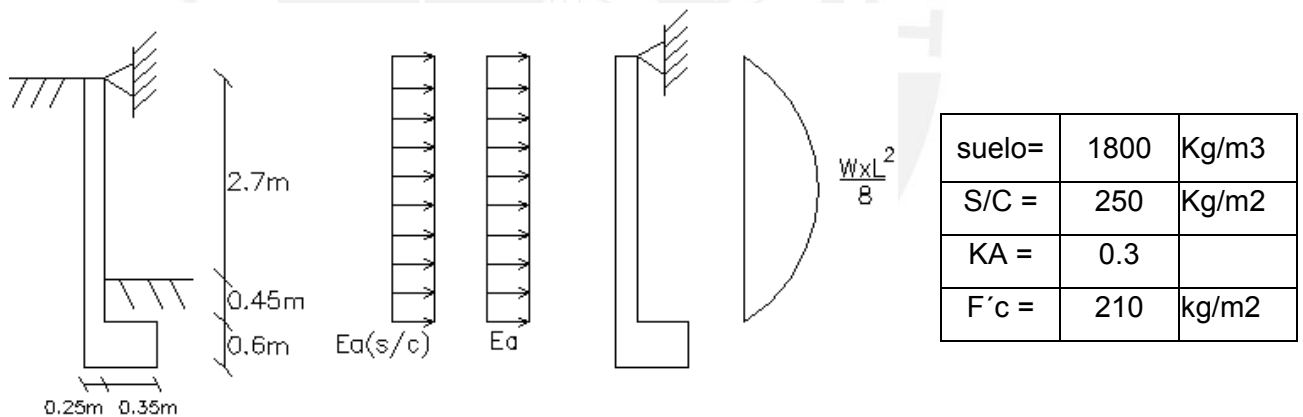


Fig. 40 Cargas actuantes en el muro de Sótano.

Diseño por Flexión			
Ko=	0.65*Ka		
Ea =	$Ko \cdot \gamma_{suelo} \cdot H = 0.65 \cdot 0.3 \cdot 1800 \cdot 3.15 =$	1106	Kg/m = 1.11 ton/m
Ea(S/C) =	$Ka \cdot (S/C) = 0.3 \cdot 250 =$	75	Kg/m = 0.08 ton/m
		Ea+E(s/c) = 1.18	ton/m
	F.S = 1.6	1.6*(Ea+E(s/c)) = 1.89	ton/m
Momento =	$W \cdot L^2 / 8 = 1.89 \cdot 3.15^2 / 8 =$		2.34 ton*m

DATOS (1 m de ancho)		
b=	100	cm
d (H-5cm)=	20	cm
F'c=	210	Kg/cm ²
Fy=	4200	Kg/cm ²
Phi=	0.9	
Mu(Ton-m)	2.34	ton*m/ 1m
Ku= Mu/bd ²	5.86	
C=Ku/(0.9*f'c)	0.0310	
w=(1-(1-4*0.59*C) ^{0.5})/(2*0.59)	0.03158	
Cuantía = w*f'c/fy	0.00158	
As(cm ²) = Phi*w*b*d	3.16	cm ²

Escoger Area de hierro = 0.71 cm²

Espac= $100\text{cm}/(\text{Atotal}/(0.71\text{cm}^2)) = 100/(3.16/0.71) = 22.5 \text{ cm}$
En 1 cara

Diseño Final

Se considera que la cuantía mínima es igual a 0.002

Fierro Vert.	1/2@20 en cara/int	y	3/8"@20 en cara/ext
Fierro Horiz.	3/8@25 en c/cara		

Diseño por Corte					
	F.S =	1.8			
1.8*Vu (Ea)=	$1.8 \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{suelo}} \cdot H^2/2$	4822	Kg	4.8	Ton
1.8*Vu (Ea S/C)=	$1.8 \cdot K_a \cdot (S/C) \cdot H$	425	Kg	0.4	Ton
Vu (Total) =		5248	Kg	5.2	Ton
$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \text{RAIZ}(210) \cdot 100 \cdot (b_1 \cdot 100 - 6)$		12404	Kg	12.4	Ton
$\phi VC > VU \text{ OK}$					

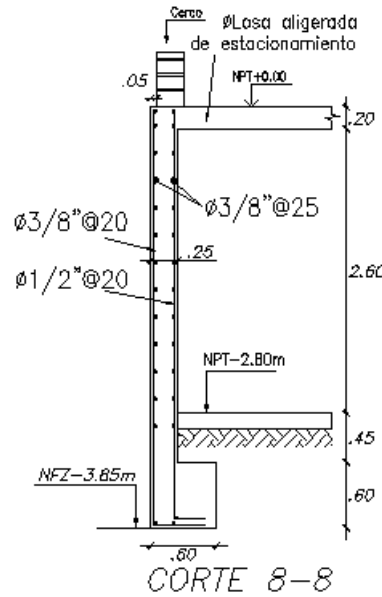


Fig. 41 Diseño Final del Muro de Sótano

11.2 DISEÑO DE LA ESCALERA

El edificio posee 1 escalera, ubicada en la parte central del edificio. Para vencer el desnivel de cada piso la escalera utiliza 2 tramos inclinados y un descanso intermedio. Los tramos inclinados de la escalera son del tipo viga, apoyadas longitudinalmente sobre el descanso intermedio y sobre una viga de la losa de entrepiso.

Diseñar una escalera consiste en diseñar por flexión y corte una viga de sección rectangular de 1 m. de ancho. Este elemento estará sujeto únicamente a cargas de gravedad repartidas uniformemente por m² de losa.

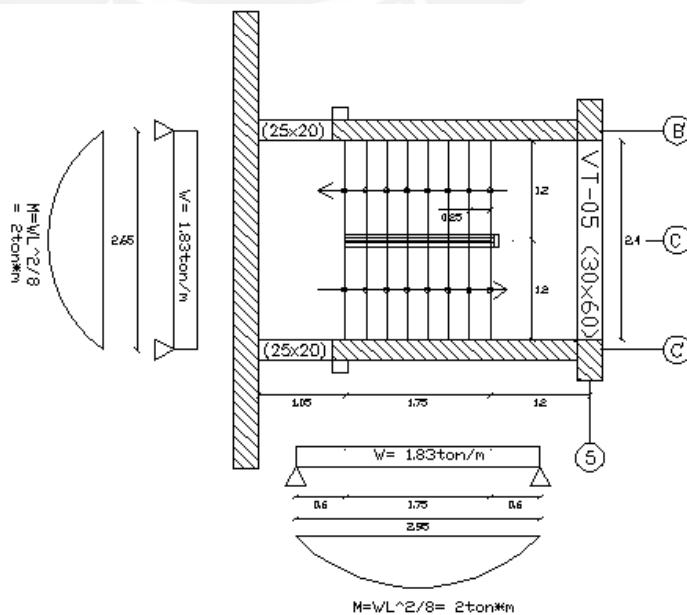


Fig. 42 Cargas actuantes sobre la escalera de un tramo típico.

Diseño de la escalera

En el modelamiento de la escalera considere los apoyos al centro de las losas macizas de entrepiso y descanso, porque a pesar que estas losas son parte de la escalera trabajan en el otro sentido como losas macizas en una dirección simplemente apoyadas.

$$W_u = 1.5CM + 1.8*CV = 1.5*.743 \text{ ton/m} + 1.8*0.4\text{ton/m} = 1.83 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 1/8 * WL^2 = 1/8*1.83*2.95^2 = 2\text{Ton*m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$A_s += 4.6 \text{ cm}^2 \text{ entonces}$$

$$\text{Espaciamiento} = 100 / (4.6/0.71) = 15.3 \text{ cm}$$

$$\text{Necesito: } \phi \text{ 3/8 @ 15 cm}$$

Diseño de la losa maciza transversal a los extremos de la escalera.

$$W_u = 1.5CM + 1.8*CV = 1.5*.681 \text{ ton/m} + 1.8*0.832\text{ton/m} = 2.5 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 1/8 * WL^2 = 1/8*2.5*2.65^2 = 2.2 \text{ Ton*m}$$

$$b = 80 \text{ cm (Considero un ancho aproximado de apoyo)}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$A_s += 3.53 \text{ cm}^2 \text{ entonces}$$

$$\text{Espaciamiento} = 80 / (3.53/0.71) = 16.1 \text{ cm}$$

$$\text{Necesito: } \phi \text{ 3/8 @ 15 cm.}$$

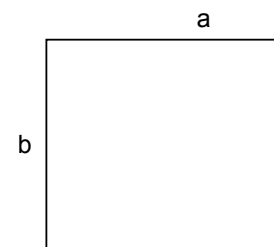
11.3 DISEÑO DE LA CISTERNA

La condición crítica para el diseño de la cisterna se presenta cuando está se encuentra vacía. Sobre el techo de está, actúa su peso propio, el piso terminado y la sobrecarga debido al estacionamiento en el sótano.

En las paredes actúa el empuje del suelo y el empuje de la sobrecarga del terreno. Y en la base, la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, del techo y a las cargas que actúan sobre este.

Diseño de techo de Cisterna

a	2.4	m
b	5.0	m
a/b	0.48	



Esp de losa = 15 cm		
metrado del techo		
carga muerta		
pp	0.36	Tn/m2
pt	0.1	tin/m2
CM	0.46	tin/m2
carga viva		
s/c	0.4	tn/m2
CV	0.4	tn/m2
qu (1.5cm+1.8cv)	1.41	tn/m2

F'c=	210	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2
Phi=	0.9	

De la tabla de bares (Tabla 1.7)

Momentos	factor	factor*qu*x2 (t*m)	b	d	Ku	C
Mxs (a)	0.0991	0.805	100	12	5.59	0.0296
Mys (b)	0.0079	0.28	100	12	1.93	0.0102

W	cuantía	Acero (cm2)
0.03011	0.00151	1.81
0.01029	0.00051	0.62

Losa Macizas

$As_{min} = 0.0018 * b * h$ **2.7** cm²

Esp minimo = $100cm / (A_{stotal} / A_{sferro})$ $100 / (2.7 / 0.71)$ **26.3** cm

menor acero mínimo
 ϕ 3/8 @25 en c/cara

En el transcurso del diseño se varió la ubicación de la cisterna, finalmente fue ubicada entre las dos placa simétricas PL 5, la placa PL 4 y debajo de la escalera.

Por este motivo solo se diseñará la losa de techo, que es maciza y se le considero articulada en sus cuatro bordes,

El área del acero mínimo es de 2.7 cm², en consecuencia se colocarán en el diseño final : ϕ 3/8" @20 en cada cara, es un poco mas de lo calculado por sugerencia del Ing. Antonio Blanco. La misma cantidad de acero se coloca en el piso, los muros no se diseñaran porque la cisterna esta entre placas .

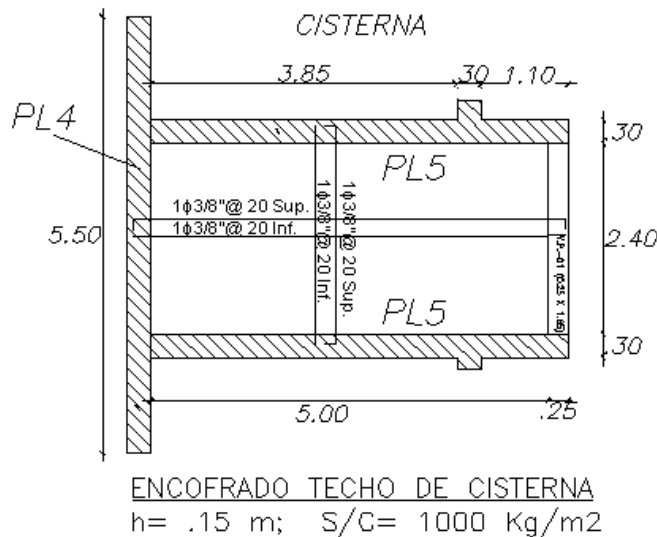


Fig. 43 Diseño final y Ubicación de la Cisterna entre las placas PL-5 y PL-4 .

11.4 DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO Y CUARTO DE MAQUINAS.

Como se mencionó antes estos elementos se encuentran uno al lado del otro, de manera que las losas del fondo y del techo forman parte de un único elemento.

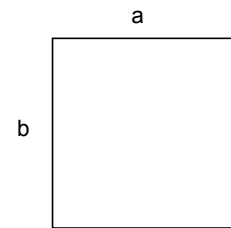
Se presenta el diseño de las losas de fondo y techo del cuarto de máquinas .

Diseño de la losa del techo de tanque Elevado

Se considera la losa de techo articulada en sus cuatro bordes se hizo uso de las tabla 1.7 de Bares para hallar los momentos requeridos en cada sección crítica.

Diseño de techo de tanque Elevado

a	2.4	m
b	3.9	m
a/b	0.62	



Esp de losa = 15 cm

Metrado de Techo de tanque		
carga muerta		
pp	0.36	Tn/m2
pt	0.1	tin/m2
CM	0.46	tin/m2
carga viva		
s/c	0.4	tn/m2
CV	0.4	tn/m2
qu (1.5cm+1.8cv)	1.41	tn/m2

F'c=	210	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2
Phi=	0.9	

De la tabla de bares(Tabla 1.7)

Momentos	factor	factor*qu*x2 (t*m)	b	d	Ku	C
Mxs (a)	0.0991	0.805	100	12	5.59	0.0296
Mys (b)	0.0079	0.17	100	12	1.15	0.0061

Losa Macizas

$As_{min} = 0.0018 * b * h$ 2.7 cm²

W	cuantía	Acero (cm ²)
0.03011	0.00151	1.81
0.00609	0.00030	0.37

Esp minimo= $100cm / (A_{total} / A_{fierro})$ 26.3 cm

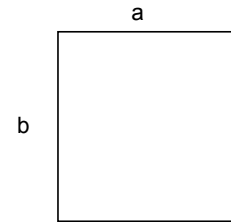
menor acero mínimo
 ϕ 3/8 @25 en c/cara

El área de acero mínimo es de 2.7 cm², como podemos ver los valores hallados con ayuda de las tablas de Bares son mucho menores al requerimientos mínimos, por tanto se le colocó dos capa de refuerzo de ϕ 3/8 @ 20, es un poco mas de lo calculado por sugerencia del Ing. Antonio Blanco.

Diseño de la losa del piso de Tanque Elevado

Diseño de Fondo de tanque Elevado

a	2.4	m
b	3.9	m
a/b	0.62	



Esp de losa = 20 cm

Metrado del Fondo de Tanque

carga muerta		
pp	0.48	Tn/m ²
pt	0.1	tin/m ²
CM	0.58	tin/m ²
carga viva		
s/c	1	tn/m ²
CV	1	tn/m ²
qu (1.5cm+1.8cv)	2.67	tn/m ²

F'c=	210	Kg/cm ²
Fy=	4200	Kg/cm ²
Phi=	0.9	

De la tabla de barras(Tabla 1.7)

Momentos	factor	factor*qu*x2 (t*m)	b	d	Ku	C
Mxs (a)	0.0991	1.524	100	17	5.27	0.0279
Mys (b)	0.0079	0.31	100	17	1.08	0.0057

Losas Macizas

$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 3.6 \text{ cm}^2$

W	cuantía	Acero (cm ²)
0.02838	0.00142	2.41
0.00574	0.00029	0.49

Esp minimo= $100\text{cm}/(A_{stotal}/A_{sfierra}) = 19.7 \text{ cm}$

menor acero mínimo
 $\phi 3/8 @ 20$ en c/cara

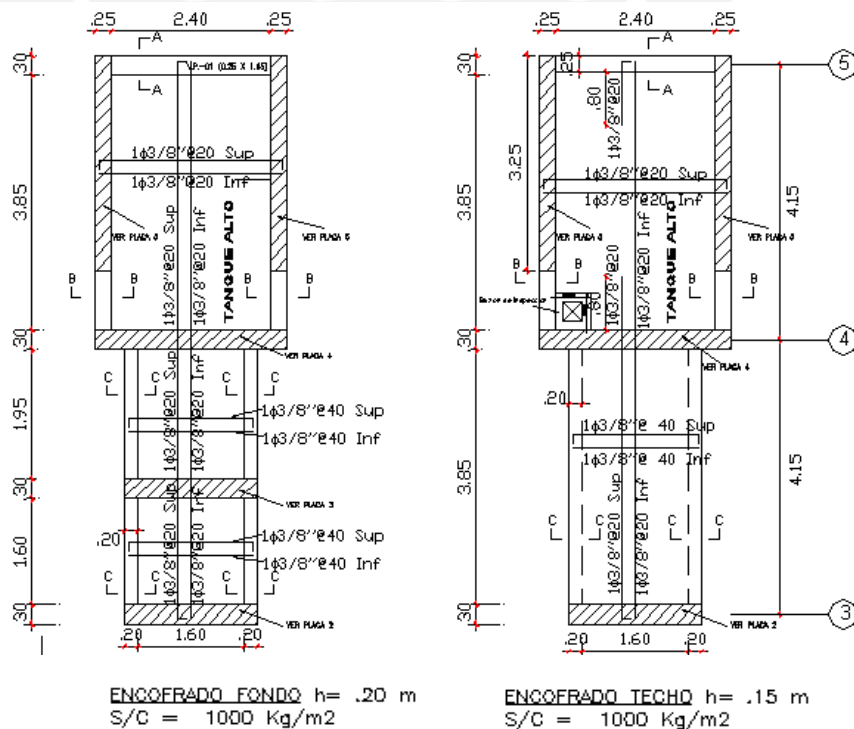


Fig. 44 Ubicación del techo y del fondo del tanque elevado .

CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

1- La estructuración del edificio comprende dos sistemas, un sistema basado en pórticos mixtos (también llamado sistema dual) en la dirección "X" y el sistema basado en muros de corte en la dirección "Y". Al realizar el predimensionamiento de las placas considerando los efectos sismorresistentes se confirma que en la dirección "Y", debido a los grandes muros de corte en las periferias del edificio la estructura se encuentra muy segura, pero en la dirección "X" la ausencia de placas se hace evidente, obligando a reforzar los pórticos que serán diseñados para que resistan por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base en esta dirección, todo esto con la finalidad de obtener una adecuada rigidez en ambas direcciones. Con esta medida se ayudará además a disminuir el problema de torsión.

2- Al realizar el análisis sísmico (Modal) con el programa SAP 2000. Resultaron siguientes periodos fundamentales; para la dirección X-X 0.76 seg. y en la dirección Y-Y 0.40 seg. Lo que confirma que la estructura es más rígida en la dirección Y-Y debido a la gran área de muros de corte en esa dirección.

3- El análisis estático siempre tiende a sobre dimensionar los resultados en comparación de análisis dinámico, como en nuestro caso. Entonces utilicé los resultados del Análisis dinámico pero como el cortante dinámico es menor al 90% del cortante estático tuve que usar un factor para amplificar los resultados del análisis dinámico :
Factor = $0.9x (V_{est} / V_{din})$.

4- Como en un comienzo a las placas PL6 y PL7, no les pude colocar núcleos de placas sobresalidos porque la rampa de primer piso no me lo permitía, entonces al no tener estos núcleos de dimensiones adecuadas para los esfuerzos de las vigas peraltadas, mi longitud de anclaje de las vigas peraltadas 1, 2, 3 y 4 que llegaban perpendiculares a las placas, era muy deficiente, entonces coloque por estos motivos vigas chatas, ya que absorben menores momentos y cortantes y en consecuencia requieren menos fierros o menores diámetros de fierro, y a su vez menor longitud de anclaje,

También para su diseño en el Sap 2000, estos puntos de encuentro los he modelado como "releases", rotulas simplemente apoyadas o sea no tienen momentos, solo cortantes. De esta manera aumentó su momento positivo y disminuyó el negativo; a pesar de esta disminución el requerimiento de longitud de anclaje no se cumplió con los requisitos, porque mínimo $\phi 3/8$, ancla en 20cm, y la placa es de 20cm, va a faltar para el recubrimiento siempre, pero la disminución de fierro a $3/8$ ", es suficiente, porque si nos ponemos en el

caso de que estas vigas chatas fallaran tendrían que fallar todos los aligerados que son paralelos a las vigas chatas, cosa extremadamente improbable, por lo tanto, las vigas chatas, el aligerado y las placas PL6 y PL7 van a tener un comportamiento bastante monolítico.

Además consultando con un ingeniero, me refirió, que estos fierros horizontales que llegan de las vigas chatas y del aligerado, se pueden enganchar a los fierros verticales que pasan a lo largo de las placas, aumentando el esfuerzo de anclaje.

5- El diseño de columnas se encuentra gobernado prácticamente por las cargas verticales, ya que los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos, esto ocurre porque son las placas las que absorben casi todos los momentos y las luces de la edificación son menores a 6 metros.

6.- Notar también que los peraltes de todas las columnas están en la dirección "X", esto lo hice adrede, para que ayuden en la dirección con menor cantidad de placas.

7- Los Momentos sísmicos obtenidos en ambas direcciones son básicamente resistidos por los muros de corte como se había previsto, resultando grandes momentos en estos muros, lo que implicó zapatas combinadas significativas, incluso se utilizó para las placas PL6 y PL7, una zapata en forma de "C", para la mejor estabilidad del cimiento de estas placas laterales.

8.- Otro caso peculiar del edificio es el diseño de la zapata combinada que soporta las placas PL2, PL3, PL4 y PL5, no es la zapata rectangular comúnmente estudiada, primero se optó por diseñarlas independientemente como zapatas aisladas para luego juntarlas y finalmente hacer el diseño de la zapata combinada en forma de "Cruz", ya que el hecho de juntarlas en una zapata rectangular daría como resultado un diseño antieconómico

9- Los grandes momentos actuando en las cimentaciones obligan a utilizar zapatas combinadas como el caso de las zapatas de las placas PL2, PL3, PL4 y PL5 ya que son una solución a los problemas que generan la presencia de zapatas aisladas de enormes dimensiones que se superponen entre ellas.

BIBLIOGRAFIA

- ❑ Normas Peruanas de Estructuras (ACI Capítulo Peruano – 1998)
Reglamento Nacional de Construcción NTE E-020 Cargas, 1985
Reglamento Nacional de Construcción NTE E-050 Suelos y Cimentaciones, 1997
Reglamento Nacional de Construcción NTE E-030 Diseño Sismorresistente, 2003
Reglamento Nacional de Construcción NTE E-060 Concreto Armado, 1989
Reglamento Nacional de Construcción NTE E-070 Albañilería, 1982

- ❑ Antonio Blanco Blasco
Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado – 1997.

- ❑ Antonio Blanco Blasco
Conferencia sobre Cimentaciones Superficiales y Profundas 13- Junio-1991.

- ❑ Alejandro Muñoz Peláez
Ingeniería Sismorresistente – Apuntes del Curso de Antisísmica - 1999

- ❑ Ángel San Bartolomé
Análisis de edificios – 1era Edición, Fondo Editorial PUCP – 1998

- ❑ Gianfranco Ottazzi
Concreto Armado – Apuntes del Curso de Concreto Armado 1 - 2003

- ❑ T. Harmsen y P. Mayorga
Diseño de Estructuras de Concreto Armado
Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1997

- ❑ Richard Bares
Tablas para el cálculo de placas y vigas pared – Barcelona- Edit Gustavo- Gill. 1970.