

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

Facultad de Ciencias e Ingeniería



Edificio de Sótano y 12 Pisos de Oficinas

Tesis para optar el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

CARLOS HERNÁN CANALES QUIÑONES

Lima – Perú

2006

RESUMEN

- La presente tesis tiene como objeto el diseño estructural en concreto armado de un edificio de doce pisos y un sótano, destinado para oficinas. El edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro, departamento de Lima, sobre un terreno de 613.12 m² y con un suelo de resistencia de 4 kg/cm².
- El edificio consta de un sótano para estacionamiento, un primer piso para estacionamientos, oficinas de ingreso y once pisos adicionales típicos de oficinas. Para la circulación vertical cuenta con dos ascensores y una escalera. El almacenamiento de agua potable se hará mediante un tanque elevado y cisterna.
- El diseño en concreto armado de los elementos estructurales se realizó siguiendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Construcciones.
- Primero se estructura el edificio en la cual se busca que la estructura sea lo más simple posible para que su idealización al realizar el análisis sísmico, se acerque más al comportamiento real de la estructura. Luego realizamos el predimensionamiento de todos los elementos estructurales y el metrado de cargas.
- Luego se realizó el análisis sísmico, donde hacemos una “idealización” de la estructura que sea simple y que cumpla los requisitos de la Norma E-O30.
- Con los esfuerzos hallados del análisis por cargas verticales y de sismo se procedió a diseñar en concreto armado los elementos del edificio: losas, vigas, placas, muros de contención, escalera, cisterna, tanque elevado, etc.
- Adicionalmente se realiza el presupuesto y programación del casco del edificio, estableciéndose un plazo de 5 meses y medio.



Dedicatoria:

A mis padres, hermanos, mi esposa y a los profesores de la PUCP que hicieron posible la realización de esta tesis.

INDICE

Introducción.....	1
Capítulo 1 : Estructuración	
Generalidades.....	4
1.1 Techos.....	4
1.2 Vigas.....	5
1.3 Columnas.....	5
1.4 Placas.....	5
1.5 Escalera.....	6
1.6 Cuarto de máquinas y tanque elevado.....	6
Capítulo 2 : Predimensionamiento	
Generalidades.....	7
2.1 Techos.....	7
2.2 Vigas.....	7
2.3 Columnas.....	8
2.4 Placas.....	9
2.5 Escalera.....	13
2.6 Tanque elevado y cisterna.....	13
Capítulo 3 : Metrado de cargas	
Generalidades.....	16
3.1 Aligerado.....	17
3.2 Vigas.....	19
3.3 Columnas.....	21
3.4 Placas.....	24
3.5 Escalera.....	26
Capítulo 4 : Análisis Sísmico	
Generalidades.....	27
4.1 Modelaje estructural.....	27
4.2 Cortante Basal del edificio.....	30
4.2.1 Análisis Estático.....	30
4.2.2 Análisis Dinámico.....	32
4.3 Desplazamientos Laterales.....	33

4.4 Junta de separación sísmica.....	35
4.5 Control de giros en planta.....	35
4.6 Distribución de fuerza cortante.....	36

Capítulo 5 : Diseño de losas y vigas

5.1 Principio de diseño.....	39
5.2 Diseño de losas aligeradas.....	40
5.2.1 Diseño por flexión.....	40
5.2.2 Diseño por corte.....	41
5.2.3 Ejemplo de diseño.....	41
5.3 Diseño de vigas.....	45
5.3.1 Diseño por flexión.....	45
5.3.2 Diseño por corte.....	47
5.3.3 Anclaje.....	49
5.3.4 Corte de fierro.....	50
5.3.5 Control de deflexiones.....	51
5.3.5 Ejemplo de diseño.....	51

Capítulo 6 : Diseño de columnas

Generalidades.....	58
6.1 Diseño por flexión.....	58
6.2 Diseño por corte.....	60
6.3 Diseño biaxial.....	61
6.4 Ejemplo de diseño.....	62

Capítulo 7 : Diseño de placas

Generalidades.....	67
7.1 Diseño por flexocompresión.....	67
7.2 Diseño por corte.....	68
7.3 Ejemplo de diseño.....	68

Capítulo 8 : Diseño de cimentaciones

Generalidades.....	72
8.1 Descripción de la cimentación a diseñar.....	72
8.2 Diseño del área de la cimentación.....	73
8.3 Diseño por corte.....	74
8.4 Diseño por punzonamiento.....	75

8.5 Diseño por flexión.....	75
8.6 Ejemplo de diseño.....	76
8.6.1 Predimensionamiento.....	76
8.6.2 Diseño en concreto armado.....	80
Capítulo 9 : Diseño de otros elementos	
Generalidades.....	84
9.1 Diseño de escalera.....	84
9.2 Diseño de cisterna y tanque elevado.....	86
9.2.1 Generalidades.....	86
9.2.1 Diseño de cisterna.....	86
8.6.2 Diseño de tanque elevado.....	89
Capítulo 10 : Metrado, presupuesto y planeamiento del casco	
Generalidades.....	93
10.1 Metrados.....	93
10.2 Ratios de acero y concreto.....	94
10.3 Presupuesto de estructuras del edificio.....	95
10.4 Programación del casco.....	97
Observaciones y conclusiones.....	100
Bibliografía.....	101

INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente trabajo consiste de realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de doce pisos y un sótano, destinado para oficinas. Adicionalmente se hará el presupuesto del casco del edificio y el planeamiento de obra para su construcción en cinco meses y medio sin incluir los acabados.

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Isidro, Lima. Consta de un sótano para estacionamiento, un primer piso de estacionamientos, oficinas e ingreso y once pisos adicionales de oficinas.

Tiene las siguientes dimensiones:

- Frente: 38.32 mt
- Largo: 16 mt

Para la circulación vertical cuenta con dos ascensores y una escalera. El almacenamiento de agua potable se hará mediante un tanque elevado sobre las placas donde descansa la escalera y una cisterna ubicada en el sótano.

La caseta de máquinas se encuentra sobre la caja del ascensor.

Se han considerado las siguientes resistencias de materiales para el diseño:

- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para columnas y placas del sótano, primer y segundo piso (en los primeros niveles se coloca un concreto de mayor resistencia porque es más crítico la carga de gravedad).
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las placas y columnas del resto de los pisos.
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para los techos y vigas de todos los pisos
 $f'c = (\text{resistencia a la compresión del concreto})$.
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fluencia del acero).
- $q_u = 4 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia admisible del terreno).

A continuación se presenta la arquitectura del edificio en planta, del sótano, primer piso y la planta típica que va del segundo hasta el doceavo piso en las figuras 1, 2 y 3.

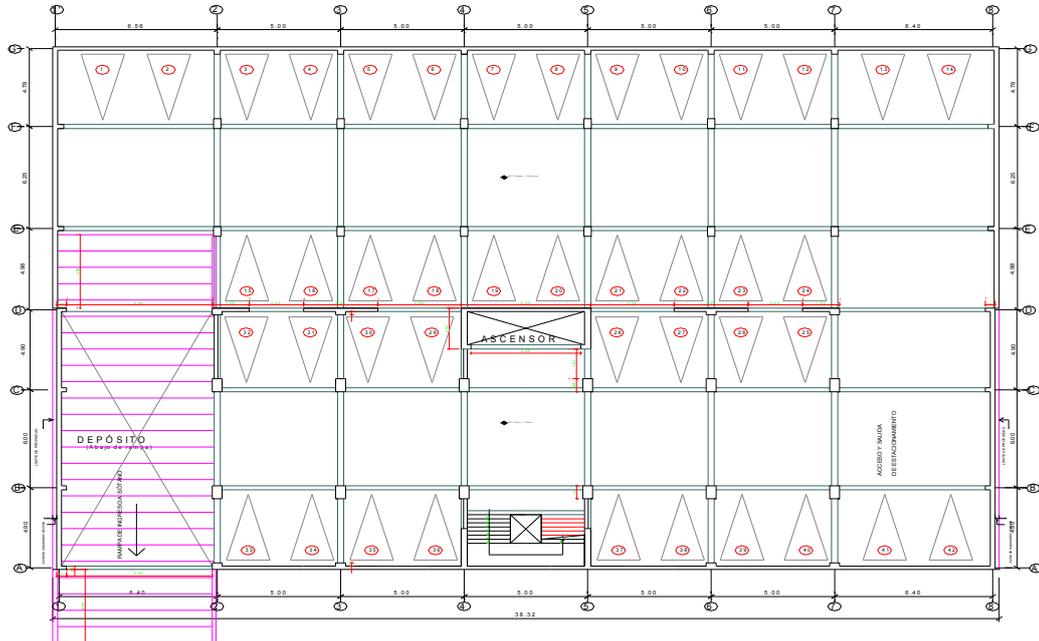


FIG 1 PLANTA DE SÓTANO

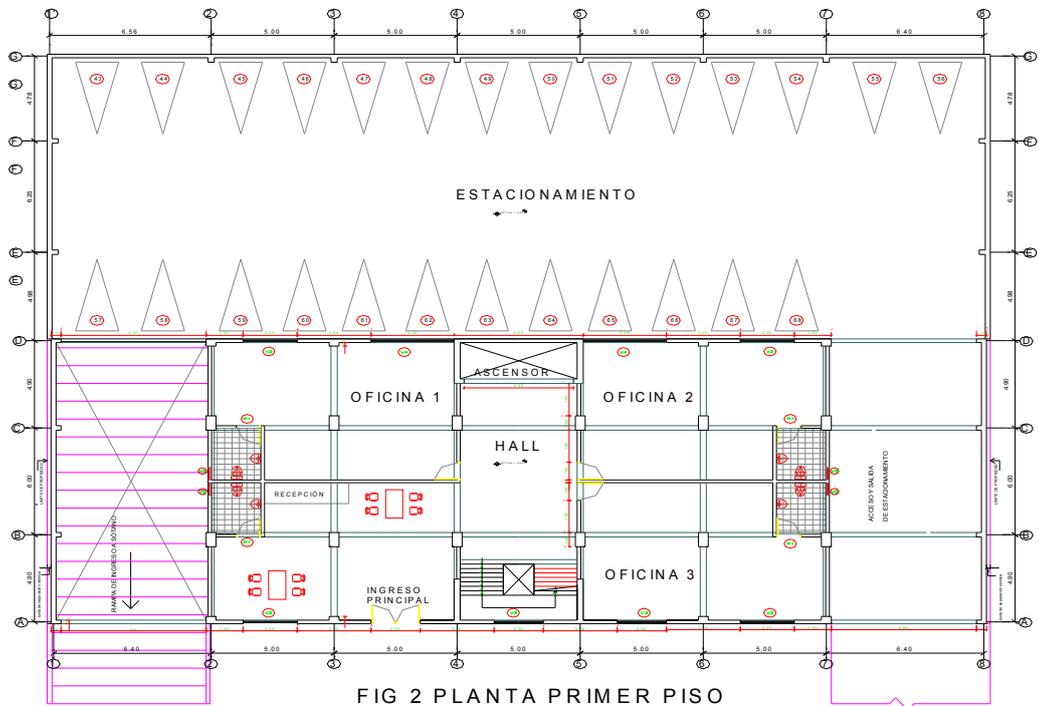


FIG 2 PLANTA PRIMER PISO

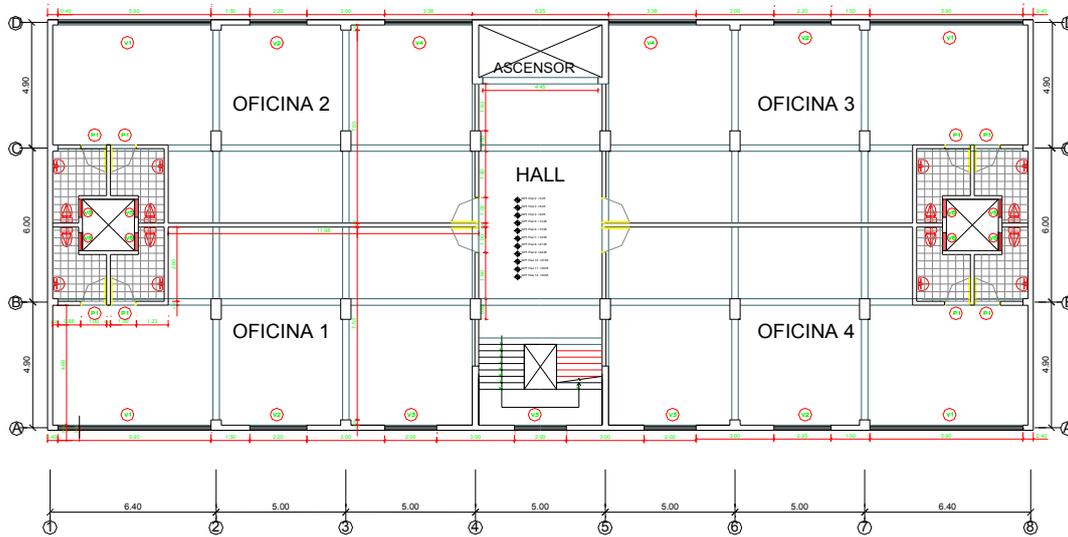


FIG 3 PLANTA TÍPICA 2DO AL 12VO PISO



CAPÍTULO 1.-ESTRUCTURACIÓN

GENERALIDADES

Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con otros profesionales que intervienen en la obra, acerca de las características y disposición de los elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; es decir que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.) como las eventuales (sobrecarga, sismo, viento, etc.), se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación.

Para conseguir estos objetivos en un país sísmico como el nuestro, se estructura con los siguientes criterios:

- Rigidez lateral, en las dos direcciones de la planta.
- Rigidez torsional
- Simetría
- Continuidad e hiperestaticidad.

Así pues el edificio en estudio se ha estructurado principalmente con placas de concreto armado ubicados de manera simétrica en el área del edificio, que van desde la cimentación hasta la azotea, que en conjunto con las columnas, vigas peraltadas, vigas chatas y techos aligerados conforman un edificio que cumplen con los criterios fundamentales de estructuración antes mencionados.

1.1.-TECHOS

Se ha escogido el sistema de losa aligerada unidireccional, ya que es un sistema común en nuestro país por su menor peso y porque los ladrillos entre viguetas proporcionan acústica, aislamiento, además facilita las instalaciones eléctricas y sanitarias. Los ladrillos encofran a las viguetas de concreto armado, éstas se dispondrán en el sentido de menor longitud del ambiente.

La losa aligerada está compuesta por bloques de 30x30x20, que se colocan entre viguetas de 10 cms. de ancho, espaciadas cada 40 cms, y una losa superior de 5 cms.

Las viguetas se armarán en la dirección longitudinal x-x paralela a la fachada.

Como las luces son relativamente parecidas, se colocará perpendicularmente al armado una vigueta de costura, cuyo objetivo es uniformizar deformaciones esta vigueta no actúa como apoyo del aligerado.

1.2.-VIGAS

Las vigas se dispondrán de tal manera que una las placas y columnas entre sí y formen pórticos y pórticos mixtos con placas de concreto armado.

Tendrán el mismo peralte en las dos direcciones para mantener el diseño arquitectónico del edificio. En la dirección transversal y-y principalmente soportaran las cargas de gravedad y en la dirección x-x, recibirá momentos importantes por carga sísmica en las fachadas anterior y posterior que le transmitirá las placas.

Se usarán vigas chatas para soportar los tabiques de ladrillo en la zona de los baños, cuando estos sean paralelos a la dirección del aligerado, y para confinar los ductos de ventilación.

1.3. -COLUMNAS

Las columnas se dispondrán en la parte interior del área del edificio, porque en los extremos laterales habrán placas. Las columnas estarán ubicadas y distanciadas de tal manera de formar pórticos y respetando el requerimiento arquitectónico del edificio.

Las columnas serán peraltadas en la dirección y-y por las cargas de gravedad que reciben de las vigas. Se reducirá el área de las columnas a partir del 5to. nivel.

1.4. -PLACAS

Las placas tienen como finalidad tomar el mayor porcentaje de fuerza sísmica a la vez que proveen a la estructura de rigidez lateral evitando desplazamientos excesivos, que pueden dañar a los elementos estructurales y no estructurales.

La arquitectura ha permitido disponer de una adecuada densidad de placas en ambas direcciones y de forma simétrica dando al edificio adecuada rigidez lateral y torsional.

En la dirección y-y las placas estarán ubicadas en los extremos laterales del edificio, en toda la extensión del límite de propiedad. También en esta dirección tendremos las placas de la caja del ascensor y de la escalera.

En la dirección x-x se dispondrá de placas solamente en las fachadas del edificio.

1.5. -ESCALERA

La escalera es el elemento que sirve de escape en caso ocurra un siniestro (sismo, incendio, etc.), por lo que debe prestársele especial atención a su diseño.

La escalera es un elemento muy rígido por lo que es conveniente aislarlo de la estructura. En nuestro proyecto aislamos la escalera.

La escalera del edificio está ubicada en el paño central frente a los ascensores y será típica en todos los niveles. La entrega de la escalera se apoya sobre una viga y los descansos estarán apoyados en una de las placas de la dirección y-y.

1.6. -CASETA DE MÁQUINA Y TANQUE ELEVADO

La caseta de máquinas se ubicará sobre la caja del ascensor para lo cual será necesario prolongar las placas de la misma. Igualmente se prolongará las placas de la escalera sobre el cual se ubicará el tanque elevado.

CAPÍTULO 2. -PREDIMENSIONAMIENTO

GENERALIDADES

El predimensionamiento de los elementos estructurales se ha realizado según las luces y las cargas que soportan. Para esto se han utilizado las exigencias del RNC.

2.1.-TECHOS

Usaremos el techo aligerado armado en la dirección más corta y uniformizaremos el sentido de las viguetas. Los peraltes mínimos para no verificar deflexiones, recomendado por la Norma Peruana de Concreto Armado (10.4.1) es $h \geq l/25$ en losas aligeradas continuas conformados por viguetas de 10 cms de ancho, bloques de ladrillo de 30 cms. de ancho y losa superior de 5cms, con sobrecargas menores a 300 kg/cm² y luces menores a 7.3 m.

El aligerado se armará en la dirección x-x, predimensionando:

$$\text{Peralte de losa} : 4.75/25 = 0.190\text{m}$$

$$\text{Peralte de losa} : 6.175/25 = 0.247\text{m}$$

Para uniformizar la losa usaremos un peralte de 25 cms para todos los tramos. En las oficinas es posible el uso de algunos ambientes para almacenes, es por esto que preferimos uniformizar el peralte.

2.2.-VIGAS

Para el predimensionamiento de vigas tomaremos las siguientes recomendaciones:

$$h > luz/12 \text{ y } h < l/10 \text{ (para cargas verticales)}$$

El ancho se recomienda que esté comprendido entre 0.3 y 0.5 h.

Donde h = peralte de la viga

Para el edificio en análisis tenemos luces de: 4.75, 5.75, 6.175 mts. por lo que consideraremos vigas con un peralte de 60 cms y un ancho de 25 cms en la dirección

y-y, y un peralte de 60 cms y un ancho de 20 y 25 cms en la dirección x-x para uniformizar con el ancho de las placas en esta dirección.

El Reglamento Nacional de Construcciones 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 o igual que el dieciseisavo de la luz libre.

$$\text{Para } L_y = 6.175/12 = 0.51\text{mt} \Rightarrow \text{ok.}$$

$$\text{Para } L_x = 5.75/12 = 0.48\text{mt} \Rightarrow \text{ok.}$$

Asimismo tendremos vigas chatas en zonas donde existan tabiques en dirección al armado del aligerado.

2.3.-COLUMNAS

Las columnas son elementos sometidos a flexocompresión y cortante. En nuestro caso el diseño por corte en la columna es menos importante porque las placas van absorber casi en su totalidad la fuerza horizontal a que será sometida el edificio en caso de sismo. Asimismo los momentos no son importantes. Luego predimensionaremos en función de la carga vertical.

Predimensionaremos para la columna más cargada y uniformizaremos estas medidas para las demás columnas.

Usaremos la siguiente fórmula:

$$\text{Area de columna} = P(\text{servicio}) / (.45 f'c)$$

- Área contribuyente que recibe la columna más cargada = $(6.3+5)/2 * (6+5)/2 = 31.10\text{m}^2$.
- Peso aproximada de los pisos = 1 ton/m^2
- Nro. de pisos = 13
- Carga que recibe la columna = $31.10\text{ m}^2 * 1\text{ton/m}^2 * 13 = 404\text{ ton}$
- Área aproximada de la columna = $\text{Peso} / (.45 f'c) = 404300\text{ kg} / (.45 * 280\text{kg/cm}^2) = 3209\text{ cm}^2$, podemos adoptar una columna de 40x80cms.

Se predimensionará de la siguiente manera:

- 40 x 80 cms. , $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ para el sótano, 1er. y 2do. piso.
- 40 x 80 cms. , $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ para el 3er. y 4to. piso.
- 40 x 70 cms. , $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ para el 5to, 6to, 7mo y 8vo piso.
- 40 x 60 cms. , $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ para el 9no, 10mo, 11avo y 12avo piso.

2.4.-PLACAS

2.4.1 Generalidades

Las placas al igual que las columnas están sometidas a esfuerzos de flexocompresión y cortante. Se colocan en las edificaciones para dar rigidez lateral. Se trata de ubicarlas de manera simétrica de tal forma que no originen problemas de torsión en el edificio.

Para dimensionarlo se usan dos criterios:

- 1.- Carga vertical
- 2.- Esfuerzo cortante actuante.

Por el primer criterio podemos predimensionar con un ancho de 20 ó 30 cms ya que el edificio en estudio tiene una altura considerable (36 mt).

En base al 2do. criterio, debemos estimar el cortante total originado por el sismo y tratar de determinar cual es el cortante actuante en cada placa. Luego verificamos que el cortante nominal o resistente de cada placa sea mayor al cortante último.

2.4.2 Predimensionamiento de placas en X-X

En esta dirección se verificará corte, puesto que es la condición más crítica, pues hay menor area de corte en esta dirección.

Asumiremos un espesor de 20 cms.

Según la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E – 030, podemos calcular la cortante basal que recibe el edificio con la siguiente fórmula:

- $V = (ZxUxCxS/R) \times P$
- Donde :
- Z (factor de zona) = 0.4 (para la zona 3, costa).
- U(coeficiente de uso) = 1 (uso para oficinas).
- C(factor de amplificación sísmica) = 1.67 (se explicará más adelante su resultado).
- S(factor de suelo) = 1 (suelo rígido).
- R(coeficiente de reducción) = 6.0 (la resistencia sísmica del edificio está dada por muros de concreto armado).
- $C = 2.5 \times (T_p/T)$
- T_p (período de suelo) = 0.4 (suelo rígido)
- T (período del edificio) = h / C_t (se puede calcular con esta fórmula, ya que el edificio es regular y no tiene más de 45 mt de altura).

Donde : $h = 36$ mt y $C_t = 60$, porque los elementos sismorresistentes del edificio son fundamentalmente muros de corte.

Luego : $T = 36/60 = 0.6$ seg.

$$C = 2.5 \times (T_p/T) = 1.67$$

- P = peso del edificio , asumiendo la densidad del área de los es 1 ton/m², podemos hallar el peso total

Así pues: $P = \text{Area del edificio} \times \text{Nro. de niveles} \times 1 \text{ ton/m}^2$

Area/nivel = 588 m² , Nro. de niveles = 12

Peso total aproximado = $588 \times 12 \times 1 = 7056$ ton

Finalmente : $V = 0.4 \times 1 \times 1.67 \times 1/6 \times \text{Peso} = 11.1 \% \times 7056 = 783$ ton

$$V_u = 783 \text{ ton}$$

Se debe verificar que $V_u < \phi V_n$; $V_n = V_c + V_s$

- V_n = resistencia nominal al corte del elemento
- V_c = contribución del concreto a la resistencia al corte
- V_s = contribución del acero a la resistencia al corte.

Donde:

- $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} t d$ (no consideraremos la contribución de la compresión)
- $d =$ longitud efectiva de las placas $= 0.8 L$
- $L = 1.5 \times 4 + 3 \times 4 + 3 \times 2 + 5 = 29$ m, con lo que $d = 0.8 \times 29 = 23.2$ mt
- $t = 20$ cms (asumido)
- $V_c = .53 \times \sqrt{280} \times 20 \times 23.2 = 412$ ton
- $V_s = A_v f_y d / s$
- A_v (área del refuerzo) $= 2 \times .71 = 1.41$ cm² (considerando 2 Ø 3/8").
- $f_y =$ (esfuerzo de fluencia del acero) $= 4200$ kg/cm²
- $d = 23.2$ m (hallado anteriormente).
- s (espaciamiento de estribos) $= 20$ cms

Con lo que $V_s = 1.41 \times 4200 \times 2320 / 20 = 687$ ton

Luego : $V_n = 412 + 687 = 1099$ ton, $\phi = 0.85$ (factor de reducción para cortante), $\phi V_n = 0.85 \times 1099 = 934$ ton $> V_u = 783$ ton.

Se concluye que las placas con un espesor de 20 cms son adecuadas.

2.4.3 Predimensionamiento de placas en Y-Y

Según el primer criterio podemos decir que el ancho de la placa será de 20cms porque el número de pisos es menor de quince.

Verificando según la resistencia a compresión de la placa, tenemos:

Resistencia a carga vertical de la placa:

$$\phi P_n = .55 \phi f_c A_g (1 - (k l_c / 32t))^2 \text{ donde:}$$

- $\phi = 0.7$ (factor de reducción para elementos sometidos a compresión)
- $f_c = 280$ kg/cm² (resistencia a la compresión del concreto)
- $A_g = 100 \times 20 = 2000$ cm² (tomando una sección de placa de 1mto de largo)
- $k = 0.8$ (para muros arriostrados arriba y abajo y restringidos a la rotación en ambos extremos).

- $l_c = 2.7$ mt (distancia vertical entre apoyos).
- $t = 20$ cms (espesor de la placa).

Reemplazando:

$$\phi P_n = 0.7 \times 0.55 \times 280 \times 2000 / 1000 (1 - .8 \times 270 / (32 \times 20))^2 = 95 \text{ ton}$$

Metrando para un metro de largo de placa:

- peso propio de la placa : $2.400 \times .20 \times 2.9 \times 1 = 1.4$ ton
- peso del aligerado : $.350 \times 3.1 \times 1 = 1.1$ ton
- piso terminado : $.100 \times 3.1 \times 1 = .31$ ton
- tabiquería móvil : $.06 \times 3.1 \times 1 = .186$ ton
- Total carga muerta : 2.926 ton / piso x 13 pisos = 37.74 ton
- sobrecarga : $.250 \times 3.1 \times 1 = .775$ ton
- Total carga viva: $.775 \times 12 + .01 \times 3.1 \times 1 = 9.61$ ton

$$\text{Carga última} = 1.5 \times 37.74 + 1.8 \times 9.61 = 73.41 \text{ ton} < 95 \text{ ton} \Rightarrow \text{ok}$$

Predimensionando por el segundo criterio: esfuerzo cortante

$$V = Z \times U \times C \times S / R \times P$$

Donde : $Z = 0.4$, $U = 1$, $C = 1.67$, $S = 1$, $R = 6.0$ y $P = 7644$ ton (hallados anteriormente)

- $V = 0.4 \times 1 \times 1.67 \times 1 / 6.0 \times \text{Peso} = 11.1\% \times 7644 = 848$ ton, $V_u = 848$ ton
- $V_n = V_c + V_s$
- $V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times t \times d$ (no consideraremos el aporte de la comprensión)
- $d =$ longitud efectiva de las placas = $0.8 L$
- $L = 16 \times 2 + 2.5 \times 4 = 42$ mt, con lo que $d = 0.8 \times 42 = 33.6$ mt
- $t = 20$ cms (espesor de placa asumido)

$$\text{Con lo que } V_c = 0.53 \times \sqrt{280} \times 20 \times 3360 = 596 \text{ ton}$$

$$V_s = A_v f_y d / s$$

- A_v (área de refuerzo) = $2 \times 0.71 = 1.41 \text{ cm}^2$ (considerando $2 \Phi 3/8''$)
- f_y (esfuerzo de fluencia del acero) = 4200 kg/cm^2
- $d = 33.6 \text{ mt}$ (hallados anteriormente)
- $s = \text{espaciamiento de estribos} = 25 \text{ cms}$

Con lo que $V_s = 1.41 \times 4200 \times 3360 / 25 = 796 \text{ ton}$

Luego : $V_n = 596 + 796 = 1392 \text{ ton}$, $\phi = 0.85$ (factor de reducción para cortante), $\phi V_n = 0.85 \times 1392 = 1183 \text{ ton} > V_u = 848 \Rightarrow \text{ok}$

Se concluye que las placas con un espesor de 20 cms son adecuadas, aunque podría reducirse el ancho a 15 cms; pero no sería suficiente por comprensión.

2.5.-ESCALERA

La escalera se dimensionará cumpliendo lo estipulado en el Reglamento Nacional de Construcciones, donde se debe cumplir que :

$$2 \text{ cp} + 1 \text{ p} = 60 @ 64 \text{ cms}$$

Donde :

cp : contrapaso

p : paso

Tomaremos 16 pasos de 25 cms. de ancho y el contrapaso será $(300/16) = 18.75 \text{ cms}$.

Verificando:

$$2 \times 18.75 + 25 = 62.5 \text{ cms}$$

2.6.-TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

Dimensionaremos siguiendo las normas del Reglamento Nacional de Construcción.

En su cap. XIII – 3.9 señala que la dotación de agua para oficinas se calculará a razón de 6 lt/día/m^2 de área útil, según esto tenemos:

$$\text{Area útil: } 33 \times 16 = 528 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen consumo diario: } 6 \text{ lt/m}^2 \times 528 \text{ m}^2 = 3168 \text{ lt/pisox13pisos} = 41184 \text{ lts}$$

En su cap. . XIII – 12.2 señala que como reserva contra incendios se debe asegurar el funcionamiento de 2 mangueras durante ½ hora con un gasto 3 lt/seg, es decir:

$$\text{Volumen de agua para incendios} = 2 \times 3 \times 1800 = 10800 \text{ lts.}$$

En su cap. XIII - 6.5 señala que el :

$$\text{Volumen tanque} = 1/3 \text{ Vol. consumo diario} + \text{Vol. contra incendios}$$

$$\text{Volumen cisterna} = 3/4 \text{ Vol. consumo diario}$$

$$\text{Luego: Vol. tanque: } 1/3 \times 41184 + 10800 = 24528 \text{ lts.}$$

$$\text{Vol. cisterna : } 3/4 \times 41184 \text{ lts} = 30888 \text{ lts.}$$

Las dimensiones del tanque será:

Losa del fondo y paredes laterales serán 20 cms. y losa superior 15 cms.

$$\text{Area interna} = 2.10 \times 4.75 = 9.98 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura agua} = 24.528 / 9.98 = 2.50 \text{ mt}$$

$$\text{Altura libre mínima} = .45 \text{ mt}$$

$$\text{Altura del muro del tanque} = 2.5 + .45 = 2.95 \text{ mt}$$

Las dimensiones de la cisterna será:

Losa del fondo será de 15 cms. y paredes laterales serán 20 cms. y el techo de la cisterna será de 15 cms.

$$\text{Area interna} = 4.85 \times 5.80 = 28.13 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura agua} = 30.90 / 28.13 = 1.10 \text{ mt}$$

$$\text{Altura libre mínima} = .40 \text{ mt}$$

$$\text{Altura del muro de la cisterna} = 1.10 + .40 = 1.50 \text{ mt}$$

A continuación se presenta la planta del edificio estructurada y predimensionada.

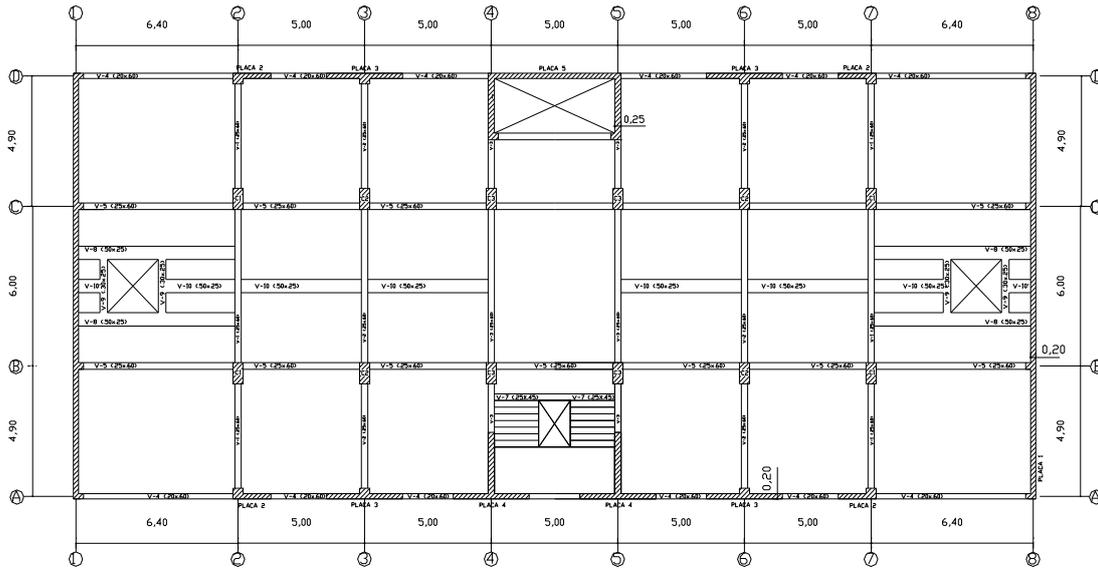


Fig. 2.1 Estructuración y predimensionamiento



CAPÍTULO 3.0.- METRADO DE CARGAS

GENERALIDADES

Las estructuras deberán resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas cargas actuarán en las combinaciones prescritas y no causarán esfuerzos que excedan los esfuerzos admisibles de los materiales (Diseño por Resistencia) .

El metrado de cargas verticales es un complemento del metrado para el diseño sismorresistente.

El metrado de cargas es un proceso mediante el cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales. El metrado de cargas es un proceso simplificado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que sean estos muy importantes.

Los tipos de carga que se usarán en el metrado son las siguientes:

Carga Muerta: Son cargas de gravedad que actúan durante la vida útil de la estructura, como : el peso propio de la estructura, el peso de los elementos que complementan la estructura como acabados, tabiques, maquinarias.

Carga Viva o Sobrecarga : son cargas gravitacionales de carácter movable, que actúan en forma esporádica. Entre éstas se tienen: el peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles.

Las cargas unitarias que usaremos son las siguientes:

Densidad del concreto:	2400 kg/m ³
Densidad del agua:	1000 kg/m ³
Aligerado (h =25 cms.):	350 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
Tabiquería fija (pandereta):	210 kg/m ²
(1350 kg/m ³ x 2.7)	
Tabiquería móvil (drywall):	* 60 kg/m ²
(38 kg/m ² x 2.7)	

Sobrecargas:

Oficinas y baños :	250 kg/m ²
Hall y escalera :	400 kg/m ²
Azotea:	100 kgm ²
Cuarto de máquinas:	1000 kg/m ²

* La Norma E-020 en su acápite 2.3 señala que para una carga de tabique de 103 kg/m se supondrá una carga equivalente repartida de 60 kg/m² (carga muerta).

3.1 METRADO DE ALIGERADOS

Consideraciones:

Las viguetas se repiten cada 40 cms., por lo que el metrado se realiza para franjas tributarias de 0.40 mtros.

Las vigas peraltadas funcionan como apoyos simples del aligerado, mientras que la placa actúa como empotramiento al ser más rígida que el aligerado. En la placa se tiene $I / L = 80 \times 20^3 / 12 / 300 = 178 \text{ cm}^3$ como concurren dos placas se tendrá I/L (dos placas) = 356 cm³. Por otro lado el aligerado tiene I/L (aligerado) = 22700/617 = 36 cm³. Según la Norma E-060, cuando una barra concurre a otra que es 8 veces más rígida, puede suponerse que esa barra está empotrada.

Ejemplo : Se realizará el metrado del aligerado tipo 1

Tipo 1 (desde la placa P1 hasta la placa del ascensor y escalera)

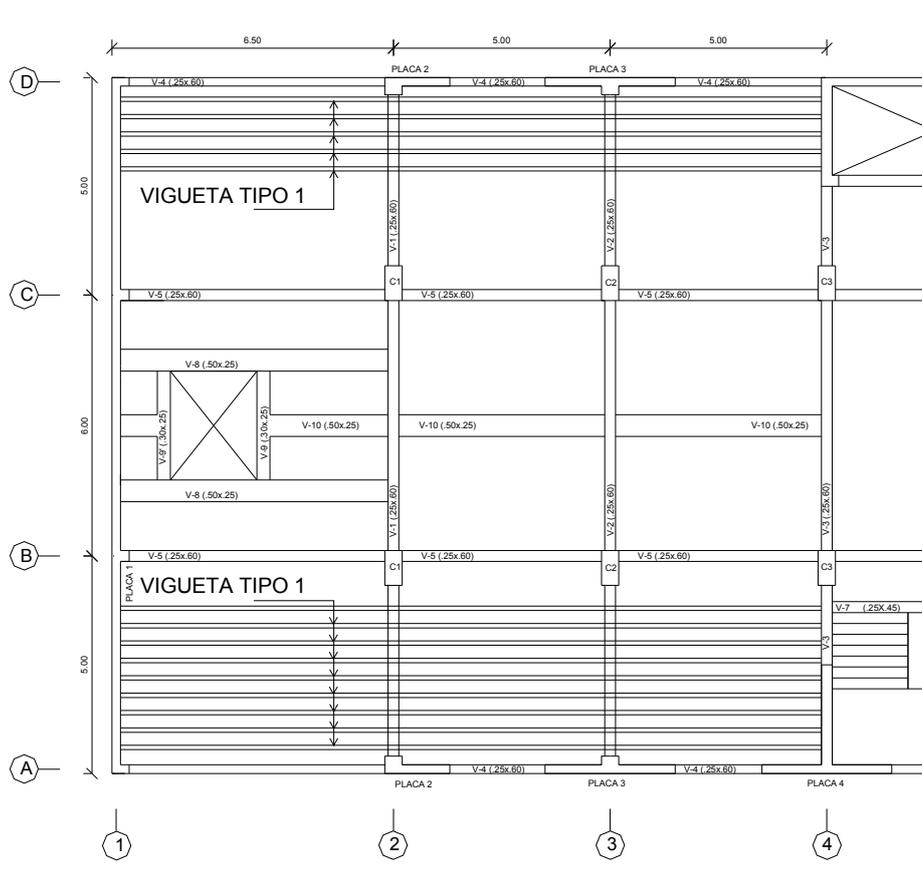


Fig. 3.1 Croquis de la vigueta tipo 1

Techos 1 al 11

Cargas: peso propio= 350 kg/m²
 acabados = 100 kg/m²
 tabiquería móvil = 60 kg/m²

$$W_{cm} = 510 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 204 \text{ kg/m}$$

sobrecarga= $W_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 100 \text{ kg/m}$

Techo del sótano

$$W_{cm} = 510 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 204 \text{ kg/m}$$

sobrecarga= $W_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 160 \text{ kg/m}$

Techo de azotea

Cargas: peso propio= 350 kg/m²
 acabados = 100 kg/m²

$$W_{cm} = 450 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 180 \text{ kg/m}$$

sobrecarga= $W_{cv} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 40 \text{ kg/m}$

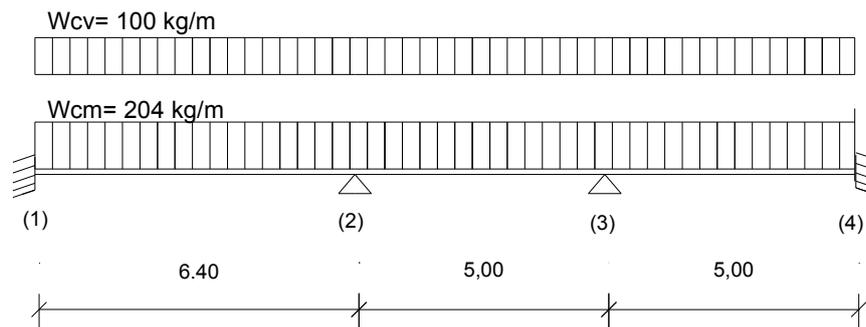


Fig. 3.2 Cargas en vigueta tipo 1 (techos 1 al 11)

3.2 METRADO DE VIGAS

Las vigas se encuentra sujetas a las cargas que le transmiten la losa, así como las cargas que actúan sobre ella como su peso propio, peso de tabiques, etc.

Consideraciones:

Para tabiques existentes sobre un aligerado la carga debido al tabique se podrá determinar de la siguiente manera:

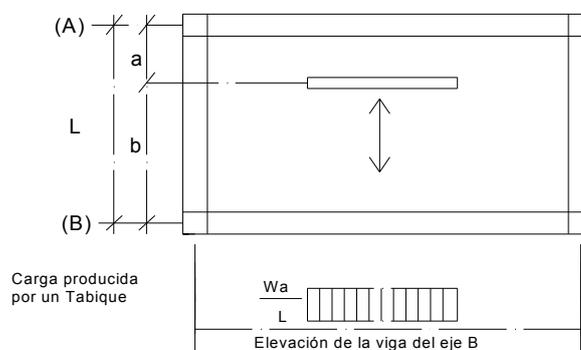


Fig. 3.3 Carga producido por tabiques en aligerados

Las vigas paralelas a la dirección del aligerado absorben parte de la carga existente en la losa, debido a que existe monolitismo al vaciarse ambos elementos al mismo instante. Se considerará un ancho tributario de 4 veces el espesor del aligerado para las vigas peraltadas (Análisis de Edificios – Ing. San Bartolomé).

Para hallar las reacciones de las vigas que se apoyan sobre otras vigas se despreja los efectos hiperestáticos y se asume que estas vigas actúan como apoyo simple de las otras vigas. Para decidir cuál de las vigas actúa como apoyo, se tomará como apoyo la viga más rígida (la de mayor peralte y menor longitud).

Ejemplo : Se realizará el metrado de la viga V2

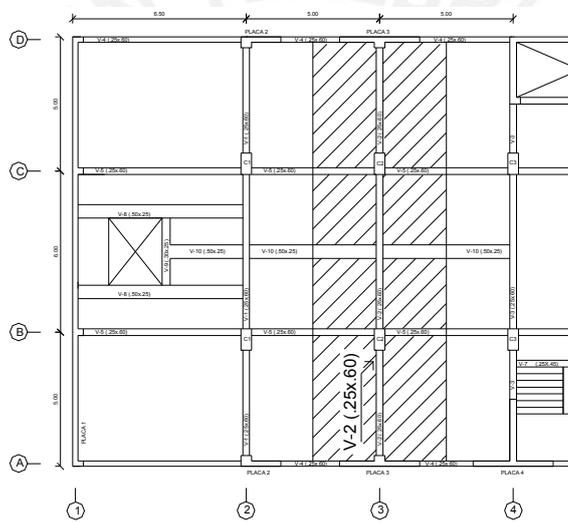


Fig. 3.4 Croquis de la viga V-2

Techo 1 al 11

Carga permanente:

Carga directa: peso propio = $0.25 \times 0.60 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$

Carga de losa:

peso propio = $350 \times (4.75/2 + 4.75/2) =$	1663 kg/m
acabados = $100 \times (4.75/2 + 4.75/2 + .25) =$	500 kg/m
tab. móvil = $60 \times (4.75/2 + 4.75/2 + .25) =$	300 kg/m

$W_{cm} = 2823 \text{ kg/m}$

Sobrecarga: carga viva = $250 \times (4.75/2 + 4.75/2 + .25) = 1250 \text{ kg/m}$

Cargas concentradas de viga chata V10, $P_{cm} = 4260 \text{ kgs}$

Techo Sótano

$$W_{cm} = 360 + 1663 + 500 = 2523 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 400 \times (4.75/2 + 4.75/2 + .25) = 2000 \text{ kg/m}$$

Techo Azotea

$$W_{cm} = 360 + 1663 + 500 = 2523 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 100 \times (4.75/2 + 4.75/2 + .25) = 500 \text{ kg/m}$$

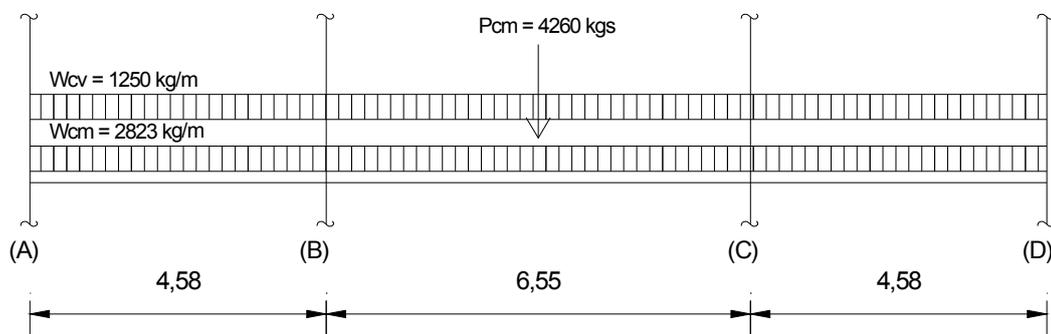


Fig. 3.5 Cargas en viga V-2

3.3 METRADO DE COLUMNAS

Las vigas se apoyan sobre las columnas transmitiéndoles fuerza cortante, que se acumulan como carga axial en los entrepisos. Para obtener la carga axial en las columnas, deberá resolverse el problema hiperestático analizando los pórticos espacialmente; pero, para metrar cargas se desprecia el efecto hiperestático trabajando con áreas tributarias provenientes de subdividir los tramos de cada viga en partes iguales, o se regula la posición de las líneas divisorias para estimar los efectos hiperestáticos.

Las cargas provenientes de la losa (peso propio, acabados, sobrecarga, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud (kg/m^2) por el área de influencia, mientras que las cargas que actúan directamente en las vigas (peso propio, parapetos, tabiques, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud por la longitud de influencia.

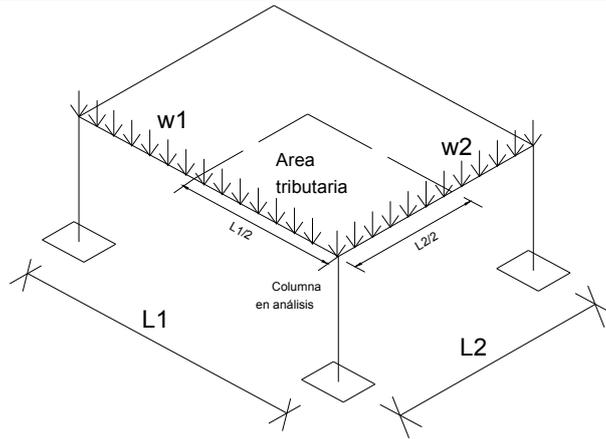


Fig. 3.6 Area de influencia en columnas

Ejemplo : Se realizará el metrado de la columna C-2

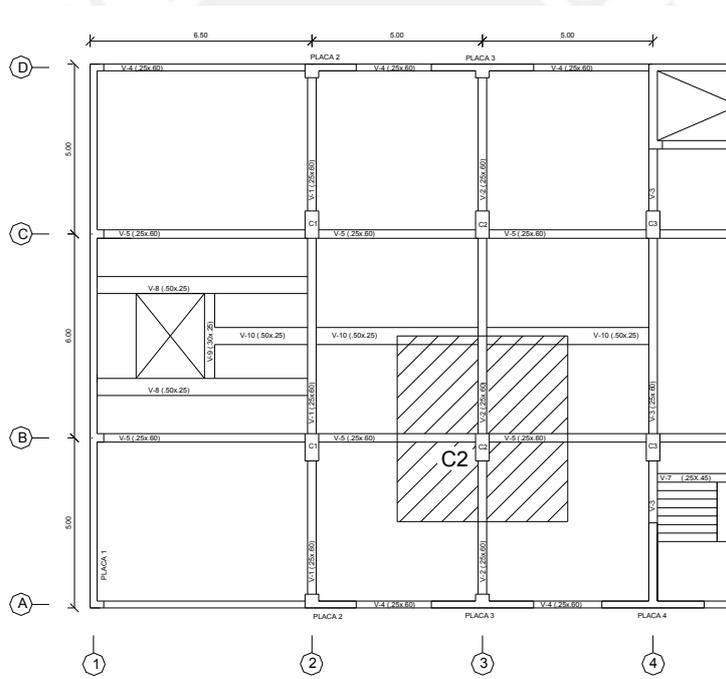


Fig. 3.7 Croquis de la columna C-2

METRADO DE CARGAS PARA LA COLUMNA C-2							
Nivel	Elemento	Carga Unitaria (kg/m o kg/m ²)	Area (m ²) o Longitud (m) Tributaria			P Parcial kg	P Acumulada(kg)
azotea	aligerado	350	4.75	5.22	24.77	8669.94	
	acabados	100	5.00	5.39	26.95	2695.00	
	viga V2	360			4.84	1742.40	

	viga V5	360			4.60	1656.00		
	columna	768			3.00	2304.00		
	sobrecarga	100			26.95	2695.00		
						Pm	17067	17067
						Pv	2695	2695
1 al 11	aligerado	350	4.75	5.22	24.77	8670		
	acabados	100	5.00	5.39	26.95	2695		
	tab. móvil	60			26.95	1617		
	viga V2	360			4.84	1742		
	viga V5	360			4.60	1656		
	viga V10	300			2.50	750		
	Tabique V11	567			2.50	1418		
	Columna	672			3.00	2016		
	Sobrecarga	250			26.95	6738		
						Pm	20564	243270
					Pv	6738	76808	
sótano	Aligerado	350	4.75	5.22	24.77	8670		
	Acabados	100	5.00	5.47	27.33	2733		
	viga V2	360			4.84	1742		
	viga V5	360			4.6	1656		
	Columna	768			3.9	2995		
	Sobrecarga	250			27.33	6831		
						Pm	17796	261066
					Pv	6831	54652	

Se hará la reducción correspondiente de carga viva para el diseño de columnas y muros considerando una disminución de 15% en el piso más alto de la edificación (nivel 11) y de 5% adicional por cada piso sucesivo, con una reducción máxima de 50%. No habrá reducción en la azotea. En el sótano consideraremos una reducción hasta un 80% de la carga viva.

RESUMEN DE CARGAS DE GRAVEDAD EN C-2				
NIVEL	Peso por nivel kgs		P acumulado kgs	
	P cm	P cv	Pcm	Pcv
Azotea	17067	2695	17067	2695
11	20564	5727	37631	8422
10	20564	5390	58195	13813
9	20564	5054	78759	18866
8	20564	4717	99323	23583
7	20564	4380	119887	27963
6	20564	4043	140451	32005
5	20564	3706	161015	35711
4	20564	3369	181579	39080
3	20564	3369	202143	42449
2	20564	3369	222707	45818
1	20564	3369	243271	49187
Sótano	17796	5465	261067	54652

3.4 METRADO DE PLACAS

Las placas al igual que las columnas se metran por área de influencia; sin embargo, es conveniente desdoblar esa área para diseñar los extremos de las placas, los que se encuentran sujetos a concentraciones de esfuerzos producidos por las cargas provenientes de las vigas coplanares y ortogonales al plano de la placa, y también, porque esos puntos forman las columnas de los pórticos transversales.

Ejemplo : Se realizará el metrado de la placa P-2

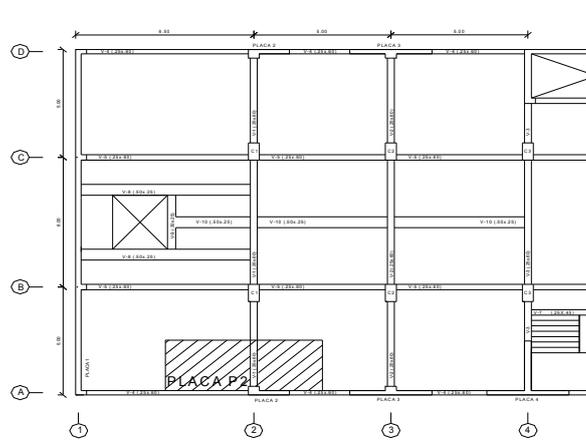
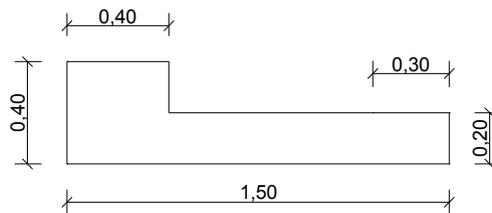


Fig. 3.8 Croquis de la placa P2



PLACA P2

Fig. 3.9 Placa P-2

METRADO DE CARGAS PARA LA PLACA P-2						
Nivel	Elemento	Carga Unitaria (kg/m o kg/m ²)	Area (m ²) o Longitud (m) Tributaria		P Parcial kg	P Acumulada (kg)
azotea	peso propio	912		3.00	2736	
	Aligerado	350	5.47	12.79	4476	
	Acabados	100	5.72	13.48	1348	
	viga V1	360		1.97	707	

	viga V4	288			3.90	1123	
	Parapeto(h=1.2m)	252			4.35	1096	
	Sobrecarga	100			13.48	1348	
					Pm	11487	11487
					Pv	1348	1348
1 al 11	peso propio	912			3.00	2736	
	Aligerado	350	5.47	2.34	12.79	4476	
	Acabados	100	5.72	2.34	13.48	1348	
	tab. Móvil	60			13.37	802	
	viga V1	360			1.97	707	
	viga V4	288			3.90	1123	
	tabique (h=2.7m)	567			1.50	851	
	Parapeto(h=1.2m)	252			2.40	605	
	Vidrio	32			2.40	77	
	Sobrecarga	250			13.48	3371	
					Pm	12725	151462
					Pv	3371	38427
	sótano	peso propio	912			3.90	3557
Aligerado		350	5.47	2.34	12.79	4476	
Acabados		100	5.72	2.34	13.48	1348	
viga V1		360			1.97	707	
viga V4		288			3.90	1123	
Vidrio		32			1.10	35	
Parapeto(h=1.2m)		252			1.10	277	
Sobrecarga		250			13.48	3371	
					Pm	11524	162986
					Pv	3371	27303

Al igual que en el metrado de columnas se hará la correspondiente reducción de sobrecarga.

NIVEL	Peso por nivel kgs		P acumulado kgs	
	P cm	P cv	Pcm	Pcv
azotea	11487	1348	11487	1348
11	12725	2865	24212	4213
10	12725	2697	36937	6910
9	12725	2528	49662	9438
8	12725	2360	62387	11798
7	12725	2191	75112	13989
6	12725	2022	87837	16011
5	12725	1854	100562	17865
4	12725	1685	113287	19550
3	12725	1685	126012	21236
2	12725	1685	138737	22921
1	12725	1685	151462	24607
sótano	11524	2697	162986	27303

3.5.- METRADO DE ESCALERA

La carga repartida por unidad de área en planta producida por el peso propio del tramo inclinado (w (pp)) será :

$$W (pp) = \gamma (cp /2 + t \sqrt{ 1 + (cp/p)^2 })$$

$$W (pp) = 2400 \times (0.1875/2 + 0.12 \sqrt{ 1 + (.1875/.25)^2 }) = 585 \text{ kg/m}^2$$

Luego:

Tramo inclinado:	peso propio =	585 kg/m ²
	acabados =	100 kg/m ²
	Wcm=	685 kg/m ²

Sobrecarga:		400 kg/m ²
-------------	--	-----------------------

Descanso:	peso propio=	0.2x2400 =	480 kg/m ²
	acabados=		100 kg/m ²
	Wcm=		580 kg/m ²

Sobrecarga:		400 kg/m ²
-------------	--	-----------------------

En la siguiente figura aparece las cargas repartidas por m² en la escalera.

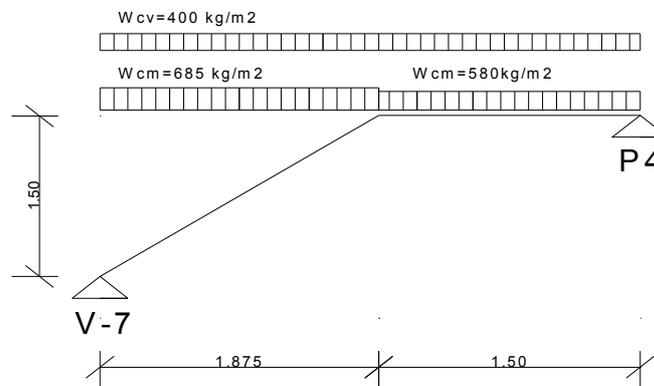


Fig. 3.10 Cargas producidas en la escalera

CAPÍTULO 4.0.- ANÁLISIS SÍSMICO

GENERALIDADES

Para realizar el análisis sísmico del edificio, se siguieron las pautas de la Norma E-030 del Diseño Sismorresistente.

Como el edificio clasifica como regular (cumple con los requerimientos del capítulo 3.4 de la Norma E-030) y además tiene una altura menor de 45 mt, se podría realizar un análisis estático; pero analizaremos para ambos casos: estáticamente y dinámicamente y luego elegiremos el cortante basal más crítico para el diseño.

El período fundamental de la estructura se halló, mediante un análisis dinámico utilizando un programa de computación, el SAP 2000 Versión 6.11.

4.1 MODELAJE ESTRUCTURAL

El análisis sísmico se realizó en el programa SAP 2000 Versión 6.11.

Se consideró las siguientes propiedades del concreto:

- Módulo de elasticidad $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de Poisson $\gamma = 0.15$
- Módulo de Corte $G = 9.5 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$

El modelaje del edificio se realizó mediante pórticos planos interconectados en el cual realizamos las siguientes consideraciones:

La masa de cada nivel se ubicó en el centro de masa respectivo de cada nivel, como el edificio es simétrico y tiene la misma densidad en su área, el centro de masa coincide con el centro de gravedad de la planta. También se consideró la excentricidad accidental en cada nivel (e), como lo indica la Norma en su capítulo 4.2.5, donde e es 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas. Teniéndose así:

$$E_x = 0.05 \times 38 = 1.90 \text{ mt}$$

$$E_y = 0.05 \times 16 = 0.80 \text{ mt}$$

Los muros son modelados como barras que en conjunto con las vigas y columnas forman una serie de pórticos planos interconectados por diafragmas rígidos (losas de techo).

Se tomó en cuenta la porción de viga a considerar como brazo rígido como la distancia que existe entre el eje del muro hasta los extremos del mismo. Esta porción de viga se modeló con un elemento rígido de sección 0.3×0.7 m con un módulo de elasticidad 100 veces mayor al módulo de elasticidad del concreto. Para este elemento rígido se consideró torsión y área de corte igual a cero.

Las placas P4 y P5 se modelaron dividiendo su sección en dos partes, una para la dirección x-x y la otra para la dirección y-y.

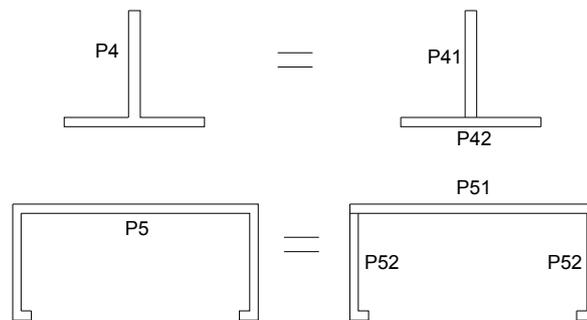


Fig. 4.1 Modelo estructural de placa P4 y P5

Se consideró la rigidez a torsión igual a cero en todos los elementos estructurales.

Los pórticos planos ortogonales fueron compatibilizados en desplazamiento vertical en su punto de intersección. Esta compatibilidad se alcanzó mediante la unión de los extremos con elementos rígidos.

Se restringió el desplazamiento en x e y para el diafragma del nivel del sótano.

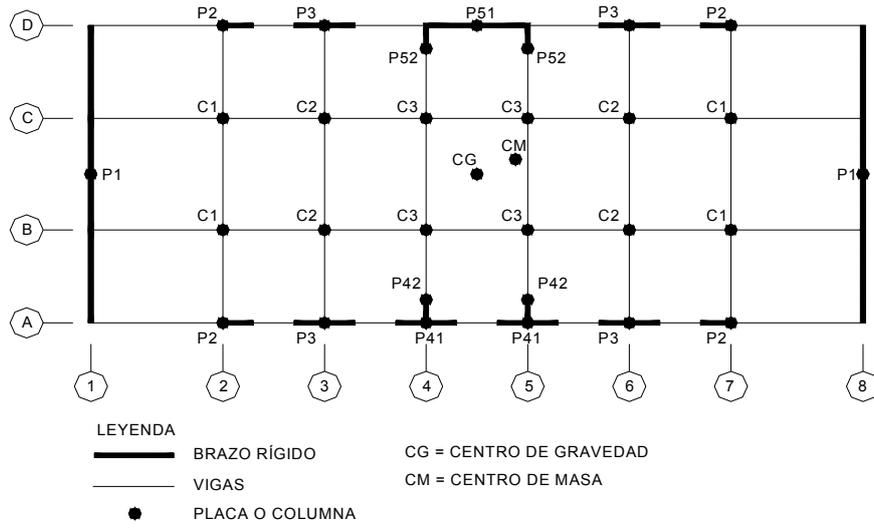


Fig. 4.2 Modelo estructural en planta del edificio

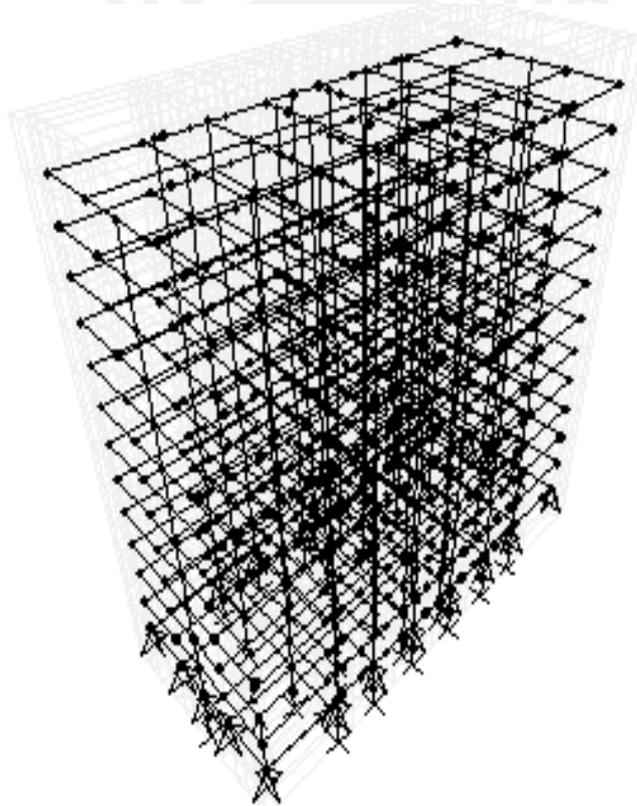


Fig. 4.3 Modelo tridimensional del edificio

4.2 CORTANTE BASAL

4.2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determinó usando la expresión dada por la Norma E-030 en su capítulo 4.2.3:

$$V = ZUCS/R \times P$$

Donde :

El coeficiente Z (factor de zona), representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, $Z = 0.4$, pues el edificio se encuentra en la zona 3, costa, zona de mayor sismicidad del país).

El coeficiente U (coeficiente de uso), nos indica el uso y la importancia de una edificación, $U = 1$, pues el edificio tiene un uso para oficinas y clasifica como categoría C, que son edificaciones comunes.

El coeficiente C (factor de amplificación sísmica), se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, $C = 2.5 \times (T_p/T)$ donde:

T_p = período de suelo = 0.4 (suelo rígido)

T (período del edificio)

$T_{xx} = 0.94$ seg. (hallado con el programa SAP 2000)

$T_{yy} = 0.74$ seg. (hallado con el programa SAP 2000)

En el predimensionamiento el periodo asumido fue de $T = 0.60$ seg, y se obtuvo una fuerza cortante basal mayor para el predimensionamiento por lo que podemos indicar que el espesor de las placas predimensionado es adecuado.

El coeficiente S (factor de suelo), nos indica las propiedades del suelo, $S = 1$ pues el edificio se encuentra en suelo rígido.

El coeficiente R (coeficiente de reducción), es la reducción de la fuerza sísmica, su valor depende de la ductilidad de la estructura, $R = 6$, pues la resistencia sísmica del

edificio está dada por muros de corte en las cuales actúa por lo menos el 80% del cortante de la base.

El peso del edificio se halló del metrado de cargas, considerando el 100% del peso para las cargas muertas y el 25% para las cargas vivas.

Para hallar el peso del edificio se asume como densidad del área 1 ton/m² para simplificar el cálculo, cuando el edificio se utiliza para oficinas, viviendas. En nuestro caso hallaremos el peso real y lo compararemos con la densidad que se acostumbra asumir.

PESO DEL EDIFICIO				
ELEMENTO	VECES	CM (kgs)	CV (kgs)	CM+25%CV (KGS)
C1	4	313,328	89,013	1,342,325
C2	4	243,271	76,813	1,049,897
C3	4	203,433	86,573	900,305
P1	2	732,375	123,214	1,526,357
P2	4	151,462	23,225	629,073
P3	4	158,495	33,972	667,952
P4	2	242,854	66,395	518,906
P5	1	479,964	159,015	519,718
T. Elev.	1	37,368	24,600	43,518
Caseta de máq.	1	44,292	0	44,292
		2,606,842	682,820	
			Total (kgs)	7,242,342
			Total (ton)	7,242

AREA TECHADA DEL EDIFICIO			
Nivel	Veces	Area (m2)	Parcial (m2)
Típico	11	588	6,469
Azotea	1	598	598
		Total (m2)	7,067
		Densidad	1 ton / m2
		Total (kgs)	7,067

DENSIDAD DEL EDIFICIO	
Peso total del edificio (kgs)	7,242,342
Peso total del edificio (ton)	7,242
Area techada (m2)	7,067
Densidad (ton/m2)	1.02

Luego podemos afirmar que la densidad que se suele asumir de 1 ton/m², en este caso resulta.

Cortante Basal del Edificio:

Con los coeficientes determinados procedemos hallar los cortantes basales para cada dirección:

$$V = ZxUxCxS / R \times P$$

$$Z = 0.4$$

$$U = 1$$

$$Cxx = 1.06, Txx = 0.94 \text{ seg.}$$

$$Cyy = 1.35, Tyy = 0.74 \text{ seg.}$$

$$S = 1$$

$$R = 6$$

$$P = 7242 \text{ ton.}$$

Finalmente la cortante basal sería:

$$Vxx = 0.4 \times 1 \times 1.06 \times 1/6 \times P = 7.10 \% 7242 = 514 \text{ ton}$$

$$Vyy = 0.4 \times 1 \times 1.35 \times 1/6 \times P = 9.00 \% 7242 = 652 \text{ ton}$$

4.2.2 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico del edificio se puede realizar mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis tiempo historia, en nuestro caso por ser una edificación convencional usaremos el procedimiento de superposición espectral.

Para cada una de las direcciones se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleración definido por :

$$SA = ZUSC/R g$$

Para hallar el valor de la fuerza cortante basal de cada dirección se realiza la combinación de las fuerzas cortantes de los modos de vibración considerados por el método de combinación cuadrática completa.

En cada dirección del análisis se consideran aquellos modos de vibración cuya sumas de masas efectivas es por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

Dirección x-x	Modo	T(s)	% Masa
	1	0.94	70.41
	4	0.27	13.00
	18	0.032	6.29

Dirección y-y	Modo	T(s)	% Masa
	2	0.74	64.70
	5	0.16	17.96
	39	0.0046	6.93

Con estos modos de vibración se hallaron los siguientes resultados de fuerza cortante en la base del edificio:

Dirección	V est	80% V est	V dinámico
x-x	514	411	333
y-y	652	522	422

Luego los cortantes que utilizaremos serán el 80% del V estático.

$$V_{xx} = 411 \text{ ton}$$

$$V_{yy} = 522 \text{ ton}$$

Los esfuerzos del análisis dinámico se multiplicarán por:

$$\text{En x-x : } 411 / 333 = 1.23$$

$$\text{En y-y : } 522 / 422 = 1.24$$

4.3 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se verificó los desplazamientos laterales, según los requisitos de la Norma E-030 en su capítulo 3.8. Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Desplazamiento Lateral Permissible

El máximo desplazamiento relativo permissible de entrepiso es :

$$D_i = .007 \times h_{ei} \quad (\text{estructura predominante es concreto armado})$$

h_{ei} = distancia de entrepiso

$D_i = .007 \times 3.0 \text{ m} = .021 \text{ mt}$

Del análisis se obtuvo:

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS					
ANÁLISIS EN XX					
Nivel	Desp.Sap (m)	Desp.Absoluto Desp.SAPx.75R(m)	Desp.Relativo Pto. Crítico(m)	Altura de entrepiso (m)	Desp.relat./h
Techo Azot	0.03562	0.160	0.0102	3.00	0.003
Techo 11	0.03336	0.150	0.0114	3.00	0.004
Techo 10	0.03083	0.139	0.0126	3.00	0.004
Techo 9	0.02802	0.126	0.0138	3.00	0.005
Techo 8	0.02495	0.112	0.0148	3.00	0.005
Techo 7	0.02167	0.098	0.0155	3.00	0.005
Techo 6	0.01823	0.082	0.0159	3.00	0.005
Techo 5	0.01470	0.066	0.0158	3.00	0.005
Techo 4	0.01118	0.050	0.0153	3.00	0.005
Techo 3	0.00777	0.035	0.0143	3.00	0.005
Techo 2	0.00460	0.021	0.0122	3.00	0.004
Techo 1	0.00189	0.009	0.0085	3.00	0.003
Techo Sót	0.00000	0.000	0.0000	3.00	0.000

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS					
ANÁLISIS EN YY					
Nivel	Desp.Sap (m)	Desp.Absoluto Desp.SAPx.75R(m)	Desp.Relativo Pto. Crítico(m)	Altura de entrepiso (m)	Desp.relat./h
Techo Azot	0.03130	0.141	0.0131	3.00	0.004
Techo 11	0.02838	0.128	0.0135	3.00	0.004
Techo 10	0.02538	0.114	0.0138	3.00	0.005
Techo 9	0.02232	0.100	0.0139	3.00	0.005
Techo 8	0.01924	0.087	0.0137	3.00	0.005
Techo 7	0.01619	0.073	0.0135	3.00	0.005
Techo 6	0.01319	0.059	0.0130	3.00	0.004
Techo 5	0.01031	0.046	0.0122	3.00	0.004
Techo 4	0.00760	0.034	0.0111	3.00	0.004
Techo 3	0.00513	0.023	0.0096	3.00	0.003
Techo 2	0.00299	0.013	0.0079	3.00	0.003
Techo 1	0.00123	0.006	0.0055	3.00	0.002
Techo Sót	0.00000	0.000	0.0000	3.00	0.000

Los desplazamientos en x-x son ligeramente mayor que en la dirección y-y porque el edificio tiene mayor rigidez en la dirección y-y. Los desplazamientos del edificio cumplen con el requisito de la Norma, pues todos los desplazamientos relativos de entrepiso son menores que 0.021 mt.

4.4 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes la mayor de las siguientes distancias:

$$s_1 = 3 + 0.004 (h-500) = 3 + .004 (3600-500) = 15.4 \text{ cms.}$$

$h = 3600 \text{ cms}$, h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s . Se tomará como medida crítica el nivel de la azotea.

$$s_2 = 2/3 \times (\text{Desplazamiento máximo calculado})$$

$$s_{2xx} = 2/3 \times 16 \text{ cms.} = 11 \text{ cms}$$

En la dirección yy no es necesario el cálculo de retiro porque no hay edificaciones adyacentes en esta dirección.

Por lo tanto se considerará una separación sísmica de 15.5 cms .

4.5 CONTROL DE GIROS EN PLANTA

Se debe verificar que en cada una de las direcciones de análisis el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, no debe ser mayor que 1.75 veces el desplazamiento relativo de los centros de masas. Se tomó como desplazamiento máximo una de las esquinas del edificio, que tiene los mayores desplazamientos debido a la torsión originada por la excentricidad accidental.

Del análisis se obtuvo:

CONTROL DE GIROS					
ANÁLISIS LA DIRECCIÓN X-X					
Nivel	Desp.Sap (m)	Desp.Absoluto Desp.SAPx.75R(m)	Desp.Relativo C.G.(m)	Desp.relativo Pto. Crítico (m)	Indice de giro
Techo Azot	0.03494	0.157	0.0097	0.0102	1.05
Techo 11	0.03278	0.148	0.0110	0.0114	1.03
Techo 10	0.03033	0.136	0.0122	0.0126	1.03
Techo 9	0.02761	0.124	0.0135	0.0138	1.03
Techo 8	0.02462	0.111	0.0144	0.0148	1.03
Techo 7	0.02142	0.096	0.0152	0.0155	1.02
Techo 6	0.01805	0.081	0.0156	0.0159	1.02
Techo 5	0.01458	0.066	0.0157	0.0158	1.01
Techo 4	0.01110	0.050	0.0152	0.0153	1.01
Techo 3	0.00773	0.035	0.0141	0.0143	1.01

Techo 2	0.00459	0.021	0.0122	0.0122	1.00
Techo 1	0.00189	0.009	0.0085	0.0085	1.00
Techo Sót	0.00000	0.000	0.0000	0.0000	0.00

CONTROL DE GIROS					
ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
Nivel	Desp.Sap (m)	Desp.Absoluto Desp.SAPx.75R(m)	Desp.Relativo C.G.(m)	Desp.relativo Pto. Crítico (m)	Indice de giro
Techo Azot	0.02828	0.1273	0.0119	0.013	1.11
Techo 11	0.02564	0.1154	0.0122	0.014	1.11
Techo 10	0.02293	0.1032	0.0124	0.014	1.11
Techo 9	0.02017	0.0908	0.0125	0.014	1.11
Techo 8	0.01739	0.0783	0.0125	0.014	1.10
Techo 7	0.01462	0.0658	0.0122	0.014	1.11
Techo 6	0.01191	0.0536	0.0117	0.013	1.11
Techo 5	0.00931	0.0419	0.0110	0.012	1.11
Techo 4	0.00686	0.0309	0.0100	0.011	1.11
Techo 3	0.00463	0.0208	0.0087	0.010	1.10
Techo 2	0.00269	0.0121	0.0071	0.008	1.11
Techo 1	0.00111	0.0050	0.0050	0.006	1.11
Techo Sót	0.00000	0.0000	0.0000	0.000	0.00

Los giros del edificio son reducidos porque es simétrico y no presenta irregularidades en su planta. Los giros son mayores en la dirección y-y, porque la excentricidad que se utilizó fue mayor debido a la longitud de su dirección transversal. Los mayores valores se dan en la azotea, 1.05, 1.11, para x e y respectivamente. El edificio clasifica como regular ya que los valores del índice de giro son menores que 1.3.

4.6 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE

A continuación se presenta la distribución de la fuerza cortante en distintos niveles del edificio, con el fin de observar la importancia de cada elemento según el cortante absorbido por este.

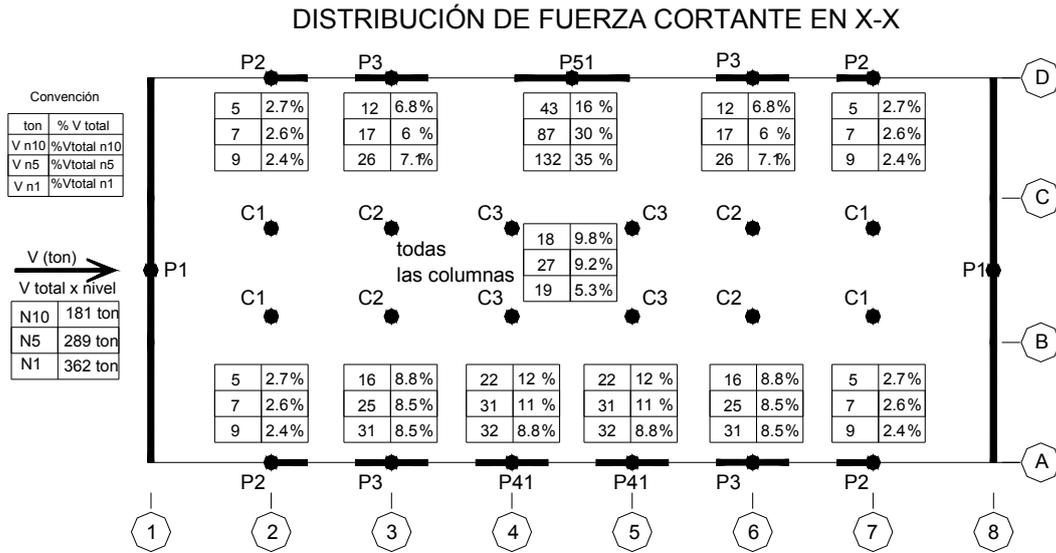


Fig. 4.4 Distribución de fuerza cortante en x-x

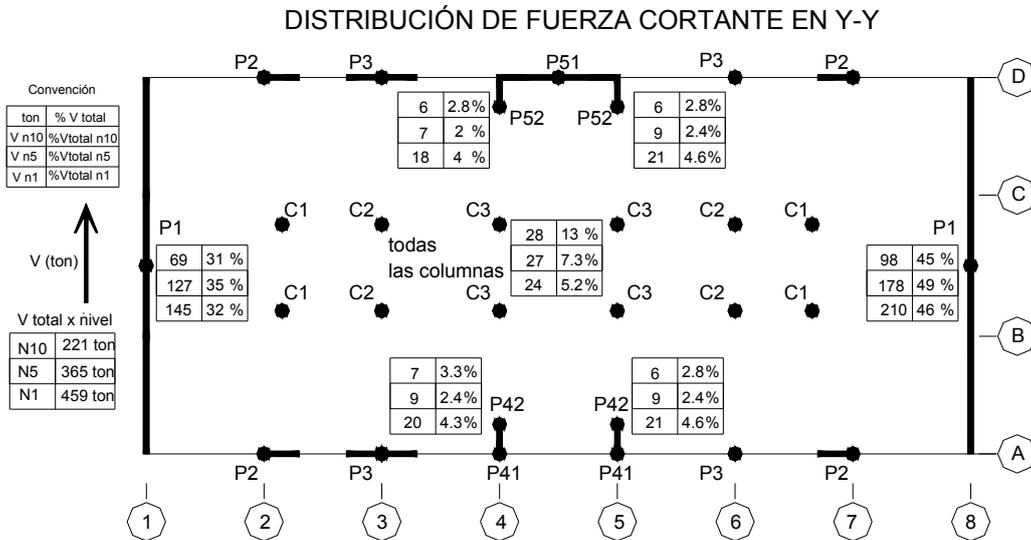


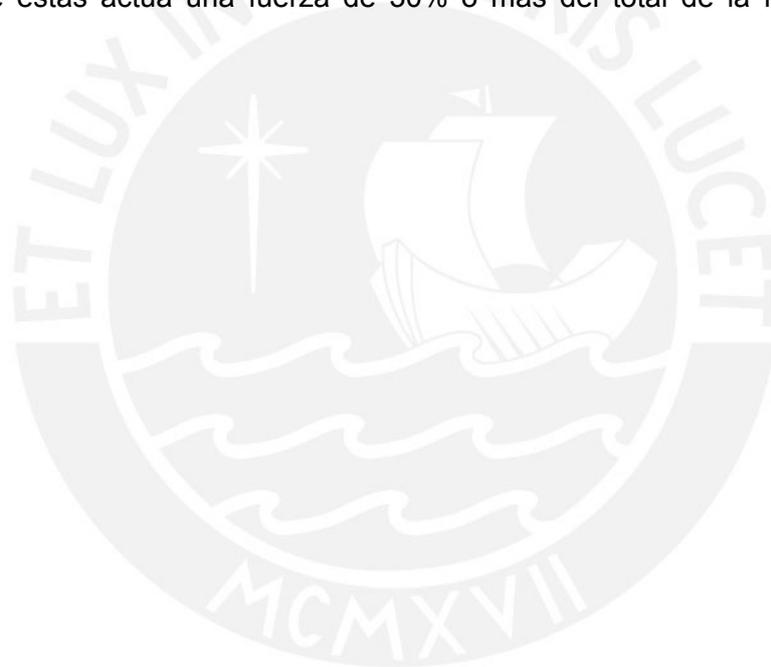
Fig. 4.5 Distribución de fuerza cortante en y-y

En la dirección x-x el elemento crítico es la placa del ascensor ya que absorbe en los niveles inferiores aproximadamente un 35% a 30% del cortante total. Las columnas no absorben mayor fuerza cortante llegando a un 6% del cortante en el entrepiso en su

conjunto, es decir 0.5% cada una en los niveles inferiores y 1% en los niveles superiores. El diseño de éstas columnas se hacen considerando principalmente las cargas de gravedad. La placa P3 y P4 también se podría considerar críticos llegando absorber cada elemento entre un 7% y 11% del cortante de entrepiso en los niveles inferiores.

En la dirección y-y las placas laterales, P1, por su gran rigidez lateral absorben el 80% del cortante de entrepiso. Los demás elementos se descargan y no absorben mayor fuerza cortante, no siendo el diseño por corte crítico en estos elementos. Al igual que en la dirección x-x las columnas absorben una fuerza mínima de cortante.

Las placas P1 y del ascensor (P5) se diseñaran con el 125% de la carga de diseño porque sobre éstas actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal.



CAPÍTULO 5 .- DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

5.1 PRINCIPIO DE DISEÑO

El principio de diseño indicado por la Norma de Concreto E-060 es el “Método por Resistencia”, también llamado “Método de Rotura”.

El método de diseño a la rotura, requiere que las cargas aplicadas a la estructura sean incrementadas mediante factores de amplificación, y las resistencias nominales sean reducidas por factores de reducción de resistencia, ϕ .

$$\phi R_u \geq \sum U_i \times S_i$$

Donde: ϕ : factor de reducción de resistencia
 R_u : resistencia nominal del elemento
 U_i : factor de amplificación de cargas
 S_i : carga aplicada a la estructura

La NTE- 060 indica que la resistencia requerida (U), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

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

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

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

Asimismo la NTE- 060 indica que el factor de reducción de resistencia ϕ deberá ser:

Para flexión sin carga axial	$\phi = 0.90$
Para flexión con carga axial de tracción	$\phi = 0.90$
Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:	
Elementos con refuerzo en espiral	$\phi = 0.75$
Otros elementos	$\phi = 0.70$

Para cortante sin o con torsión	$\phi = 0.80$
Para aplastamiento en el concreto	$\phi = 0.70$

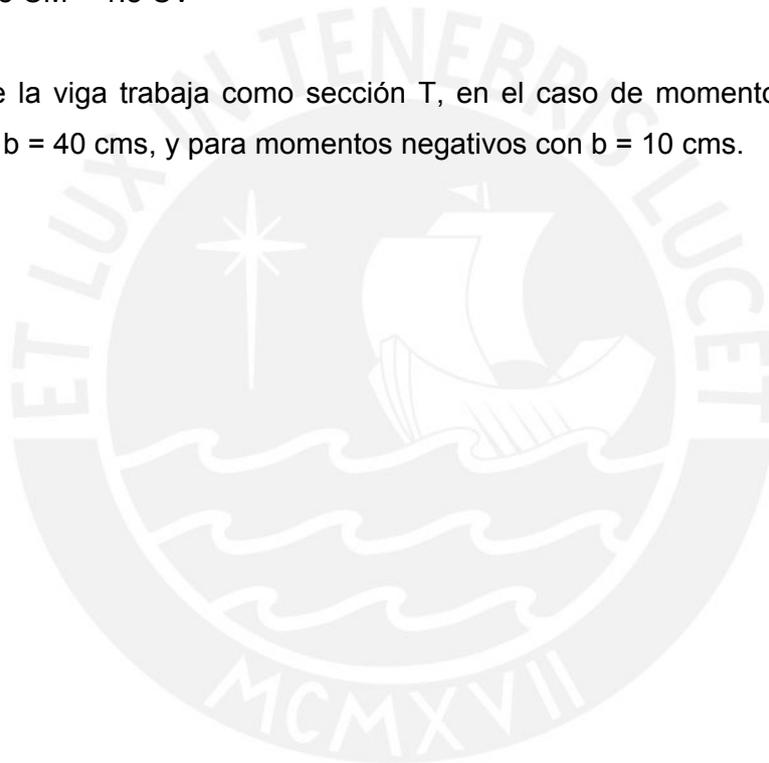
5.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

5.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñarán como vigas de sección T y ya que no reciben esfuerzos de sismo, se usará sólo las siguientes hipótesis de carga:

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

Debido a que la viga trabaja como sección T, en el caso de momentos positivos se trabajará con $b = 40 \text{ cms}$, y para momentos negativos con $b = 10 \text{ cms}$.



5.2.2 DISEÑO POR CORTE

Las viguetas se diseñarán por corte sin considerar contribución del acero ($V_s=0$). Cuando el cortante actuante sea mayor que el proporcionado por el concreto se requiere el uso de ensanches; estos ensanches se logran retirando alternadamente ladrillos del aligerado en los extremos de la losa, de manera que se aumente el área de concreto, y consecuentemente aumenta la resistencia al corte.

El reglamento permite un incremento del 10% en la resistencia al corte de las viguetas (E-060 9.9.8). Por lo tanto tendremos:

$$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{resistencia nominal al corte})$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{resistencia de diseño})$$

5.2.3 EJEMPLO DE DISEÑO

Se realizará el diseño de la vigueta tipo 1 como ejemplo.

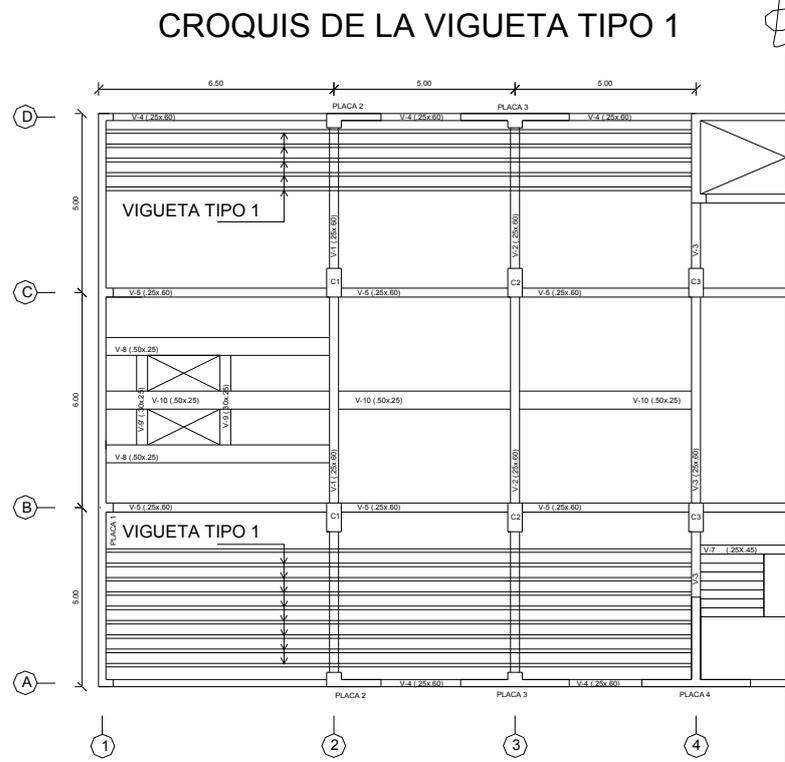


Fig. 5.1 Croquis de la vigueta tipo 1

Diseño por flexión: Para hallar los momentos máximos se realizó la alternancia de sobrecarga, que producen los esfuerzos máximos en los nudos.

Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible. En cambio para tener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible.

Cargas: peso propio= 350 kg/m²
 acabados = 100 kg/m²
 tabiquería móvil = 60 kg/m²

$$W_{cm} = 510 \text{ kg/m}^2 \times .4 = 204 \text{ kg/m por vigueta}$$

$$\text{sobrecarga} = 250 \text{ kg/m}^2 \times .4 = 100 \text{ kg/m por vigueta}$$

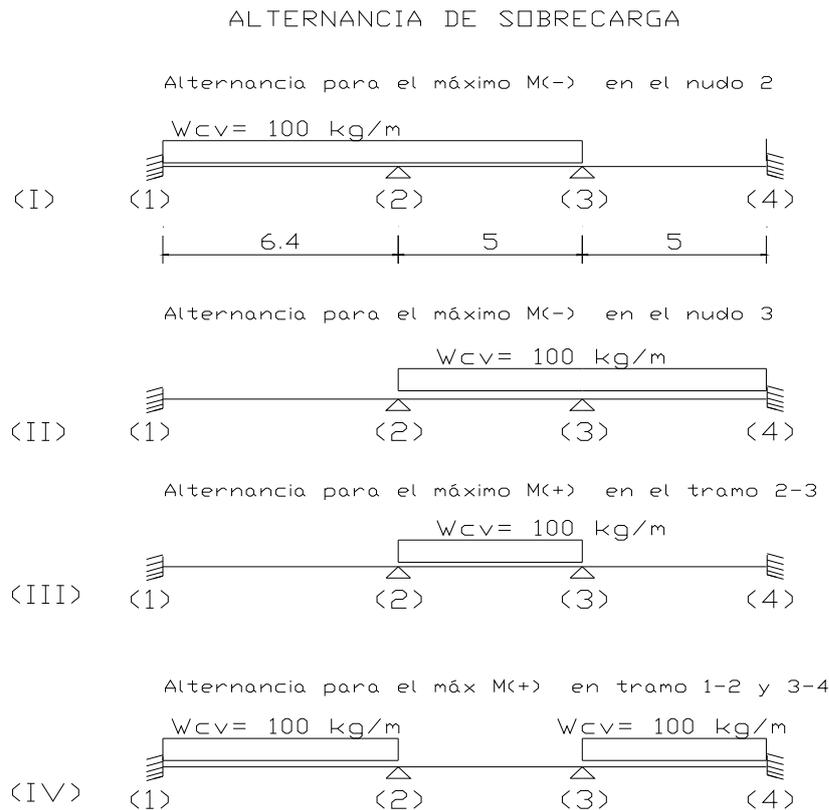


Fig. 5.2 Alternancia de sobrecargas en vigueta tipo 1

Para el área de acero mínimo se halló del momento crítico que produce el agrietamiento de la sección de la siguiente manera:

$$M_{cr} = I_g \times f_r / y$$

Donde para una sección T con las siguientes características, se obtiene:

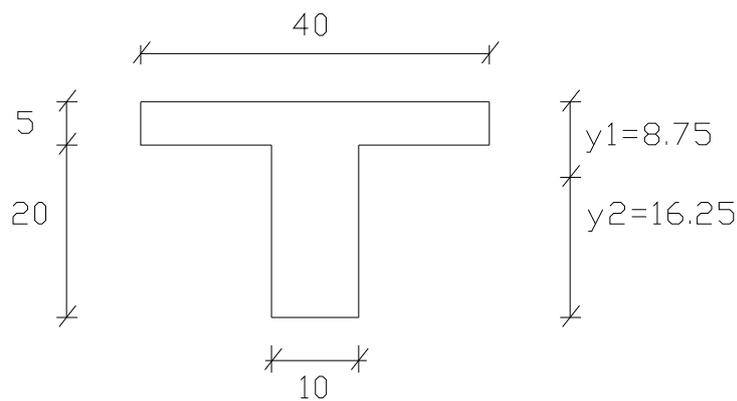


Fig. 5.3 Sección T del Aligerado

$$I_g = 22708.3 \text{ cm}^2, f_r = \sqrt{2f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2, y_1=8.75, y_2=16.25$$

$$M_{cr} (-) = 29 \times 22708 / 8.75 = 752 \text{ kg-mt}; \quad \mu_{u(-)} = 1.5 \times 752 = 1129 \text{ kg-mt};$$

$$A_{smin} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} (+) = 29 \times 22708 / 16.25 = 405 \text{ kg-mt}; \quad \mu_{u(+)} = 1.5 \times 405 = 608 \text{ kg-mt};$$

$$A_{smin} = 0.68 \text{ cm}^2$$

	DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGUETA TIPO 1								
	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	Mizq(-)	Mpos.(+)	Mder.(-)	Mizq(-)	Mpos.(+)	Mder.(-)	Mizq(-)	Mpos.(+)	Mder.(-)
M cm (kg-m)	760	380	570	570	160	390	390	220	440
M s/c 1 (kg-m)	360	180	300	300	120	90	90	0	50
M s/c 2 (kg-m)	50	0	100	100	140	240	240	100	190
M s/c 3 (kg-m)	-60	0	120	120	180	140	140	0	70
M s/c 4 (kg-m)	430	220	160	160	0	50	50	160	290
M máx de s/c (kg-m)	430	220	300	300	180	240	240	160	290
Mu(1.5Mcm+1.8Mmáx s/c)	1914	966	1395	1395	564	1017	1017	618	1182
ℓ (cuantía)	0.0110	0.0013	0.0077	0.0077	0.0010	0.0054	0.0054	0.0010	0.0064
As cm2 (necesario)	2.42	1.14	1.69	1.69	0.88	1.19	1.19	0.88	1.41
As min de Mu =1.5xMcr	1.14	0.68	1.14	1.14	0.68	1.14	1.14	0.68	1.14
As colocado	Ø1/2"+Ø1/2"	1Ø 1/2"	Ø1/2"+Ø3/8"		1Ø 1/2"	Ø3/8"+Ø3/8"		1Ø 1/2"	Ø1/2"+Ø3/8"
As colocado (cm2)	2.52	1.26	1.97		1.26	1.42		1.26	1.97

Verificación por fuerza cortante:

El Vu máx a “d” de la cara se produce en el lado izquierdo del primer tramo, Vu máx = 1530 kgs.

La capacidad del concreto a esfuerzos cortantes de la vigueta, ØVc, considerando un 10% de incremento de acuerdo a la Norma es:

$$Vu resist = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1580 \text{ kgs}$$

Por lo tanto el aligerado no necesita ensanches.

5.3. DISEÑO DE VIGAS

5.3.1 DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS

La Norma NTE-060 11.2 indica que el diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las siguientes hipótesis:

Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003.

El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación del acero: para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a f_y .

La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.

Se podrá usar distribuciones de esfuerzos en el concreto de tipo: rectangular, trapezoidal, paraboloidal. Usaremos el parabólico.

ECUACIONES DE DISEÑO POR FLEXIÓN

El siguiente gráfico muestra la sección de una viga rectangular subreforzada en el momento de la falla, el acero se encuentra en la etapa de fluencia y el concreto ha llegado a su máxima deformación.

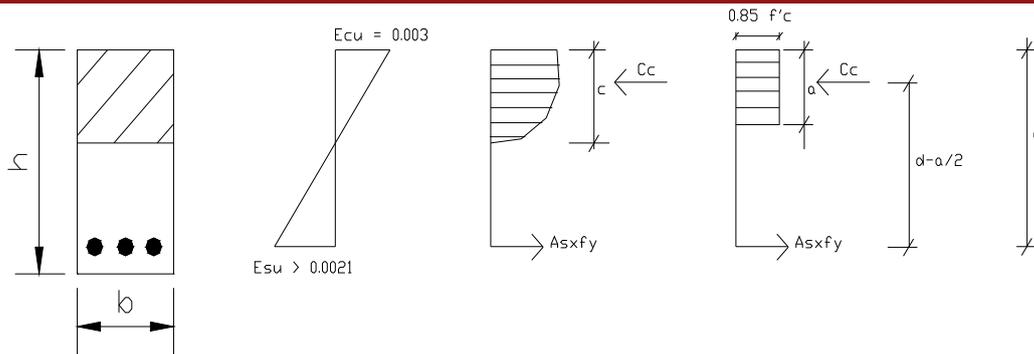


Fig. 5.4 Sección de viga rectangular en el momento de la falla

Donde $a = B \times c$; para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow B = 0.85$

$$Cc = 0.85 f'c b x a$$

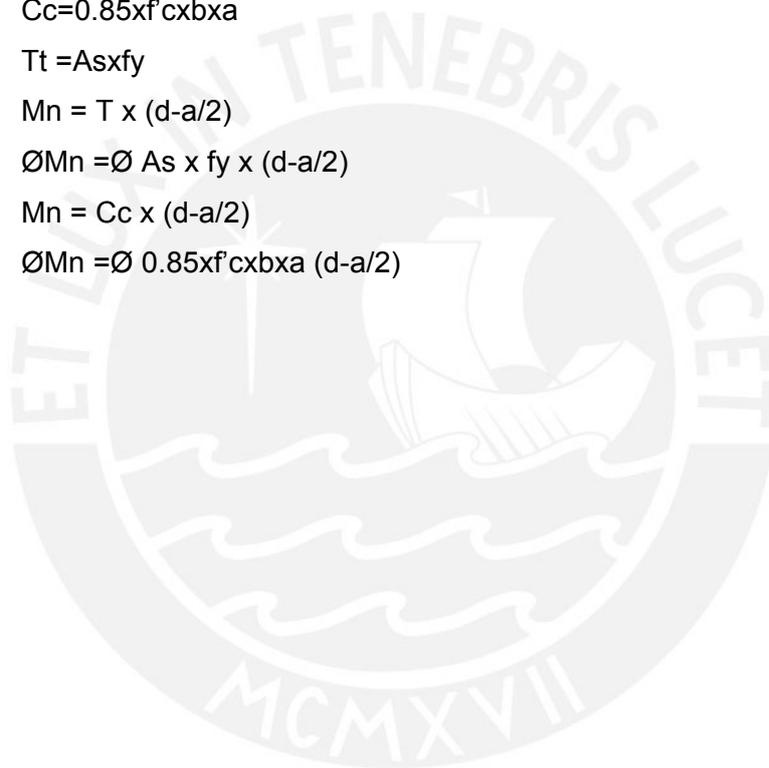
$$Tt = As x fy$$

$$Mn = T \times (d - a/2)$$

$$\emptyset Mn = \emptyset As \times fy \times (d - a/2)$$

$$Mn = Cc \times (d - a/2)$$

$$\emptyset Mn = \emptyset 0.85 f'c b x a (d - a/2)$$



5.3.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión $V_u \leq \phi V_n$

Donde :

V_u = es la resistencia requerida por corte

V_n = es la resistencia nominal al corte de la sección

$\phi = 0.85$, factor de reducción de resistencia

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución de acero V_s de tal forma que $V_n = V_c + V_s$

La contribución del concreto V_c para elementos sujetos a flexión y a corte podrá evaluarse con la expresión:

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

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

Donde A_v es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia s proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma. La resistencia nominal al corte del acero deberá ser menor que:

$$V_s \leq 2.1x \sqrt{f'_c} x b x d$$

Asimismo se colocará un refuerzo mínimo por corte cuando : $V_u \leq \phi V_c$,

$$A_v = 3.5 b s / f_y \quad \text{ó} \quad S_{\text{máx}} = A_v f_y / 3.5 b$$

Donde $S_{\text{máx}}$ = espaciamiento máximo de estribos.

Los estribos deben ser cerrados con ganchos estándar o 135° y con un dobléz 10 veces el diámetro de la barra.

La fuerza cortante de vigas que forman ejes estructurales con columnas y/o placas deberá diseñarse por corte (tracción diagonal). Según el Ing. Blanco Blasco recomienda que el cálculo de V_u se realice siguiendo tres etapas o procesos:

Cálculo de V_u con 5 combinaciones (1.5, 1.25 , 0.9) y determinación de espaciamientos de estribos (Método de Rotura).

Determinación de los momentos nominales con el fierro por flexión ya diseñado y determinación de un nuevo V_u , (acápite 13.7.1.2 del capítulo Cortante y Torsión de la Norma)

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

Donde : M_{nd} : momento nominal a la cara derecha del elemento

M_{ni} : momento nominal a la cara izquierda del elemento

De esta manera se dará más resistencia por corte que por flexión, evitando así la falla frágil.

Para el diseño final se tendrá en cuenta los espaciamientos máximos por confinamiento y ductilidad:

Se usará estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8".

Deberá tenerse zonas de confinamiento en ambos extremos del elemento en una longitud = $2d$; el primer estribo desde la cara de la columna deberá estar separado 5 cms. y el resto, dentro de la zona de confinamiento tendrá un espaciamiento el menor de :

0.25 d

8 \emptyset barra longitudinal de menor diámetro

30 cms

Fuera de la zona de confinamiento la separación será de 0.5d.

5.3.3 ANCLAJE DE ACERO

El anclaje del acero se desarrolla por adherencia entre el concreto y el acero. Se trata de brindar al acero una longitud de anclaje tal que pueda desarrollar una fuerza resistente alrededor de su perímetro igual a la máxima transmitida por la barra de refuerzo. Esta longitud se llama longitud de desarrollo (l_d).

Existen dos tipos de anclaje: en tracción y en compresión. Por la inversión de momentos que ocurre en un sismo las vigas se diseñarán considerando que todas sus barras están traccionadas, además que la longitud de anclaje por tracción es más crítica que la de compresión.

La NTE 060-8.2, indica que la longitud de desarrollo básica l_{db} en centímetros, será la mayor de

$$l_{db} = 0.06 A_b f_y \sqrt{f'_c}$$

$$l_{db} = 0.06 d_b f_y$$

Esta longitud se multiplicará por 1.4 para barras que tengan por debajo más de 30 cms de concreto fresco, esto se debe a que en la parte superior de una viga, el concreto es de menor calidad, disminuyendo así la adherencia.

Cuando no es posible desarrollar la longitud de anclaje adecuada debido a la falta de espacio horizontal, será necesario usar ganchos estándar. La longitud de desarrollo en tracción será (NTE 060-8.4) :

$$l_{dg} = 318 d_b / f_y \sqrt{f'_c} \quad (\text{esta medida no será menor que } 8 d_b \text{ ni } 15 \text{ cms}).$$

Cabe indicar que la NTE-060 7.2 indica los diámetros mínimos de dobléz para barras con distintos diámetros.

Así pues se usará una longitud de anclaje en los casos donde exista espacio suficiente para que el acero pueda desarrollar su adherencia y cuando esto no sea posible se usará ganchos estándar.

5.3.4 CORTE DE FIERRO

La Norma Peruana indica ciertas restricciones para el corte de fierro, las mismas que se indican a continuación:

El refuerzo debe extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual a d ó $12 db$ (la que sea mayor), siempre y cuando desarrolle l_d desde el punto de máximo esfuerzo.

Se prolongará por lo menos $1/3$ del refuerzo total por flexión en el apoyo superior, una distancia igual a d , $12db$ o $l_n/16$ (la que sea mayor), más allá del punto de inflexión.

Para bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a l_d , medida desde el punto donde el bastón que se ha cortado ya no es necesario.

El refuerzo por flexión no deberá cortarse en zona de tracción, a menos que el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión en esa sección, y el cortante no sea mayor que el 75% del permitido.

Se deberá extender hasta los apoyos, por lo menos $1/3$ del refuerzo por momento positivo, con su respectivo anclaje.

Adicionalmente a estas exigencias existen otras, como son:

Debe existir fierro continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras, en la cara superior y dos barras en la cara inferior, con un área de acero no menor de $1/4$ del área máxima requerida en los nudos. Además este fierro mínimo deberá cumplir:

$$A_s \text{ mín} = 0.7x \sqrt{f'_{cx}} b x d / f_y$$

Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.

En elementos que resistan momentos de sismo deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no sea menor que $1/3$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

5.3.5 CONTROL DE DEFLEXIONES

En el presente trabajo no será necesario controlar las deflexiones, pues las vigas y losas aligeradas cumple con el peralte mínimo estipulados por la NTE-060 10.4, en la cual indica :

Losas aligeradas : $h \text{ mín} = l / 25$ ($617.5/25 = 24.7 \text{ cms} \Rightarrow \text{ok}$, $h = 25 \text{ cms.}$)

Vigas : $h \text{ mín} = l / 16$ ($617.5/16 = 38.6 \text{ cms.} \Rightarrow \text{ok}$, $h = 60 \text{ cms.}$)

5.3.6 EJEMPLO DE DISEÑO

Se hará el diseño de la viga v2 de los pisos típicos.

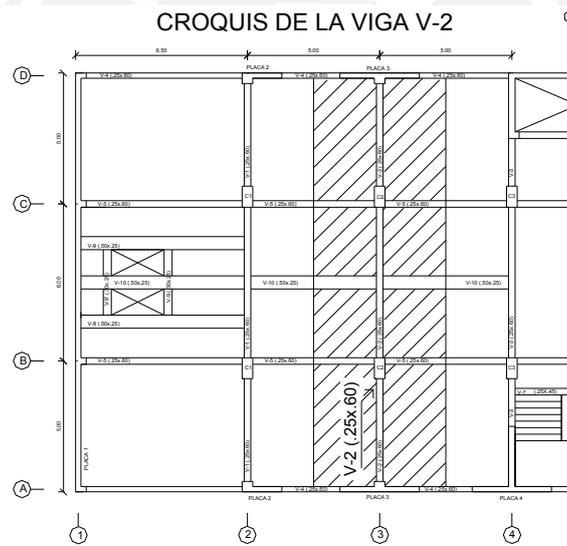


Fig. 5.5 Croquis de la viga V-2

DISEÑO POR FLEXION

Los momentos producidos por el análisis sísmico en los distintos niveles de la viga tienen una distribución parabólica (ver figura 5.6) , produciéndose sus mayores momentos en los pisos intermedios del edificio, el mínimo en el sótano y valores menores en los pisos superiores. Se tomará valores característicos de momentos para cada cierto sector determinado de pisos.

Este momento característico se tomará usando como referencia el lado izquierdo del tramo central de la viga V2 , que del análisis sísmico se obtuvo:

MOMENTO DE SISMO EN LA VIGA V-2, TRAMO B-C

	Ms y-y (ton-mt)
azotea	4.80
techo 11	6.25
techo 10	6.13
techo 9	6.14
techo 8	6.33
techo 7	6.45
techo 6	6.20
techo 5	5.81
techo 4	5.48
techo 3	5.00
techo 2	4.06
techo 1	3.20
sótano	1.20

Fig. 5.6 Momentos de sismo en y-y de la viga V2, tramo BC

Los momentos son reducidos debido a que el mayor porcentaje de fuerza sísmica son absorbidos por las placas y la viga v2 está conectada a columnas.

Los valores característicos del análisis sísmico serán los siguientes: 4.80 ton-mt para la azotea; 1.20 ton-mt para el techo del sótano y 6.45 ton-mt para los techos del 1 al 11. Asimismo para los demás tramos de la viga v2 se tomará los momentos característicos siguiendo el mismo criterio.

Usando el programa SAP 2000 se realizó el análisis de carga vertical de los distintos elementos, en otro modelo distinto del análisis sísmico, ver figura 5.7. En este modelo simplificado se asume que los extremos lejanos de las columnas que concurren a la viga en estudio, están empotrados; se supone que no existe repercusión de los giros entre niveles consecutivos. También se admite que los pórticos no tienen desplazamiento lateral, o que estos desplazamientos son despreciables. Luego realizamos las combinaciones de carga con una tabla de Excel y hallamos los fuerzas de diseño. Los momentos de diseño serán a la cara del elemento.

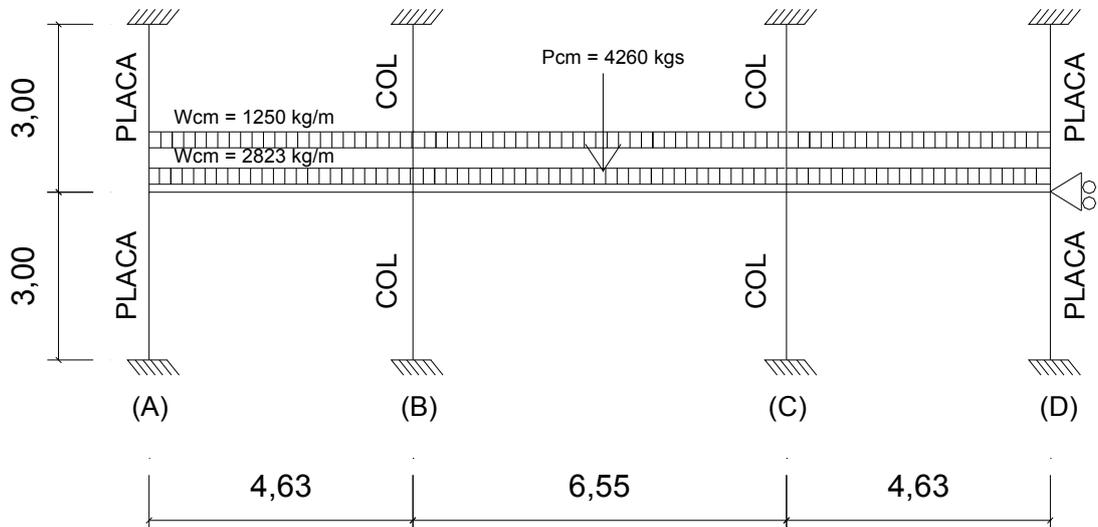


Fig. 5.7 Modelo simplificado para análisis vertical de la viga v2.

	Mu en la viga v2 (techo 1 al 11)								
	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D		
	Mizq	Mpos.	Mder.	Mizq	Mpos.	Mder.	Mizq	Mpos.	Mder.
M carga muerta (t-m)	2.05	2.65	4.69	9.90	8.67	9.90	4.69	2.65	2.05
M carga viva (t-m)	0.96	1.23	1.93	3.17	2.25	3.17	1.93	1.23	0.96
M sismo (t-m)	4.71		5.06	6.45		6.45	5.06		4.71
Comb1 (1.5cm+1.8cv)	4.80	6.19	10.51	20.56	17.06	20.56	10.51	6.19	4.80
Comb2 (1.25cm+1.25cv+ cs)	8.47	4.85	13.34	22.79	13.65	22.79	13.34	4.85	8.47
Comb3 (1.25cm+1.25cv- cs)	-0.95	4.85	3.22	9.89	13.65	9.89	3.22	4.85	-0.95
Comb3 (0.9cm+ cs)	6.56	2.39	9.28	15.36	7.80	15.36	9.28	2.39	6.56
Comb3 (0.9cm- cs)	-2.87	2.39	-0.84	2.46	7.80	2.46	-0.84	2.39	-2.87
Mu (ton-mt)	8.5	6.2	13.3	22.8	17.1	22.8	13.3	6.2	8.5

A continuación presentamos la envolvente de momentos de la viga v-2 (fig. 5.8) resultante de las 5 combinaciones de carga.

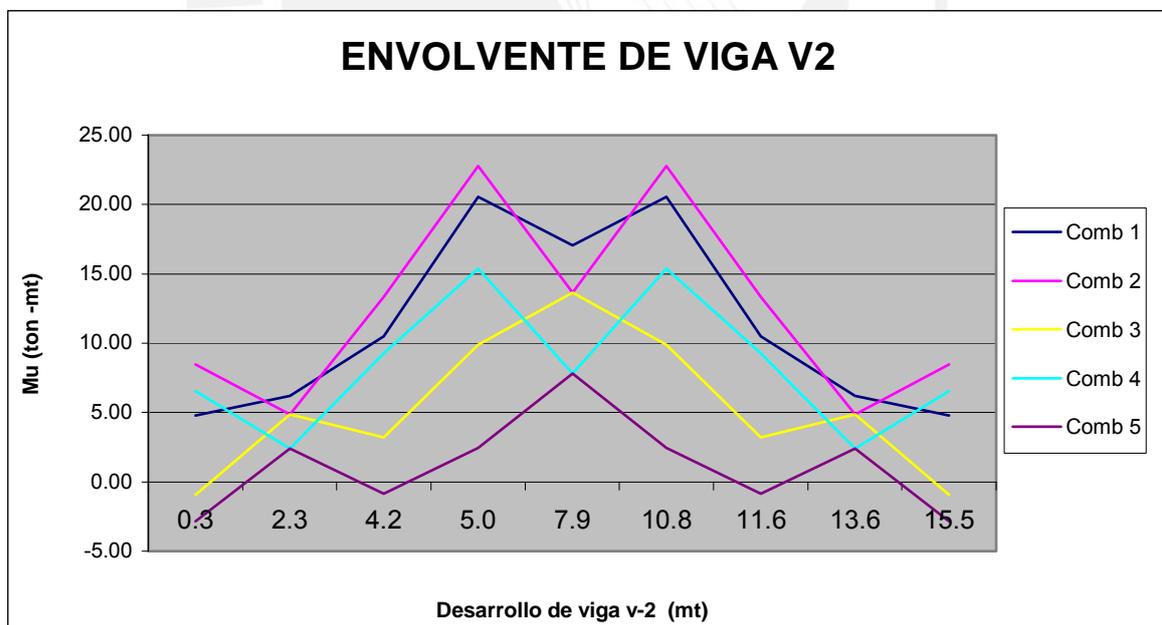


Fig. 5.8 Envolvente de momentos de la viga v2 techo 1 al 11

Luego procedemos a diseñar utilizando las tablas de diseño a flexión, de la siguiente manera:

Diseño de acero en la viga v2 (nivel 1 al 11)									
	TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D		
	Mizq	Mpos.	Mder.	Mizq	Mpos.	Mder.	Mizq	Mpos.	Mder.
Mu (ton-mt)	8.5	6.2	13.3	22.8	17.1	22.8	13.3	6.2	8.5
As necesario cm2	4.30	3.10	6.93	12.54	9.10	12.54	6.93	3.10	4.30
As colocado cm2	3.96	3.96	12.51	12.51	9.66	12.51	12.51	3.96	3.96
As (-) coloc. Sup	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"+ 3 Ø 3/4"		2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"+ 3 Ø 3/4"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
As (+) coloc. Inf	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"+ 2 Ø 3/4"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"

El acero mínimo se calculó con la fórmula:

$$As \text{ mín} = 0.7x \sqrt{f'cx} b \times d / fy$$

$$As \text{ mín} = 0.7 \times \sqrt{210} \times 25 \times 54 / 4200 = 3.26 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTANTE

Como la viga v2 forma eje estructural con columnas se diseñará con el valor más alto hallado de los tres procesos siguientes:

1.- Vu hallado del análisis con las 5 combinaciones:

Vu (a la cara) en la viga V2 (techos 1 al 11)						
	TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D	
	V izq	V der	V izq	V der	V izq	V der
V carga muerta (ton)	5.03	6.34	10.26	10.26	6.34	5.03
V carga viva (ton)	2.27	2.76	3.60	3.60	2.76	2.27
V sismo (ton)	2.35	2.35	2.20	2.20	2.35	2.35
Comb1 (1.5cm+1.8cv)	11.63	14.48	21.87	21.87	14.48	11.63
Comb2 (1.25cm+1.25cv+ cs)	12.06	14.31	20.08	20.08	14.31	12.06
Comb3 (1.25cm+1.25cv-cs)	6.19	8.44	14.58	14.58	8.44	6.19
Comb3 (0.9cm+ cs)	7.46	8.64	11.98	11.98	8.64	7.46
Comb3 (0.9cm- cs)	1.59	2.77	6.48	6.48	2.77	1.59

Vu (ton-mt)	12.1	14.5	21.9	21.9	14.5	12.1

2.-Vu hallado de la siguiente fórmula:

$$Vu = Vu \text{ isostático} + (Mni + Mnd) / ln$$

donde Mni y Mnd son las resistencias nominales de la sección de la viga, hallados con el acero colocado realmente.

$$Vu \text{ isostático} = 1.25 (Wcm + Wcv) \times ln / 2$$

Con esta fórmula se desea asegurar que la viga falle por flexión antes que por corte. Si la viga resiste más momento puede absorber mayor cortante.

	Vu hallado de la resist. nominal en la viga v2					
	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
	V izq	V der	V izq	V der	V izq	V der
As (-) coloc.sup (cm2)	3.96	12.51	12.51	12.51	3.96	3.96
As (+) coloc.inf (cm2)	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
Mn (ton-mt) sup	7.72	22.78	22.78	22.78	7.72	7.72
Mn (ton-mt) inf	7.72	7.72	7.72	7.72	7.72	7.72
Ln (luz libre del elemento)	4.03		5.75		4.03	
(Mni + Mnd)/ ln (sup) (ton)	3.84	7.58	5.30	5.30	7.58	3.84
(Mni + Mnd)/ ln (inf) (ton)	7.58	3.84	5.30	5.30	3.84	7.58
Vu isost.(ton) = 1.25 (Vcm+Vcv)	10.53	10.53	12.70	12.70	10.53	10.53
Vu final = Vu isost.+ (Mni+Mnd)/ln	18.11	18.11	18.00	18.00	18.11	18.11

El Vu hallado de las resistencias nominales es más crítico que el hallado de las cinco combinaciones.

	S (esp) en cms de los estribos en la viga v2 (techos 3 al 11)					
	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
	V izq	V der	V izq	V der	V izq	V der
Vu final = Vu isost.+ (Mni+Mnd)/ln	18.11	18.11	18.00	18.00	18.11	18.11
Vc = 0.53x √ f'c x b x d (ton)	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
Vs= Vu - .85 Vc	9.29	9.29	9.19	9.19	9.29	9.29
s=Avxfyxd/Vs , Av = 1.42 cm2 (2Ø3/8")	35.93	35.93	36.34	36.34	35.93	35.93

Como los espaciamientos son grandes, se aplicará los mínimos estipulados por la norma.

Primer estribo a 5 cms de la cara.

Zona de confinamiento = $2d = 2 \times 54 = 108$ cms, se colocará 130 cms

Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento = $0.25d = 0.25 \times 54 = 13.5$ cms, se colocará estribos a 12.5 cms.

Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento = $0.50d = 0.50 \times 54 = 27$ cms, se colocará los estribos a 25 cms.

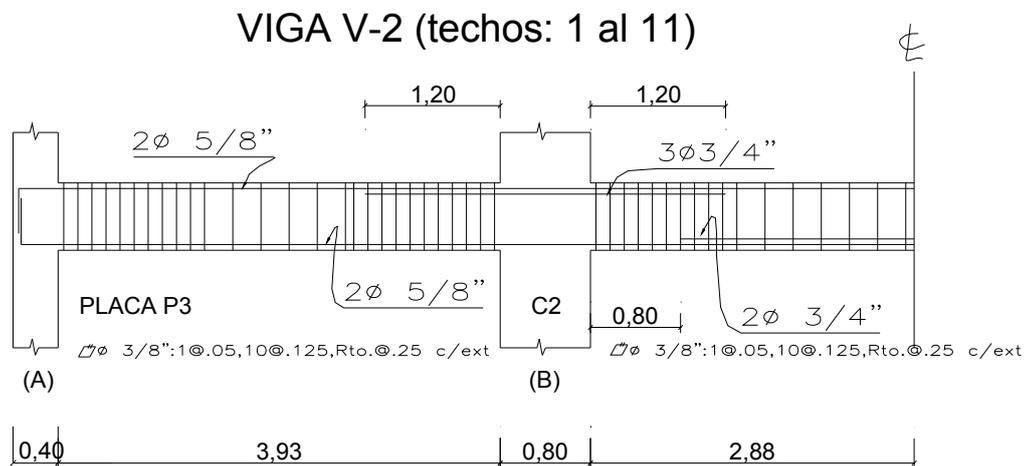


Fig. 5.7 Corte de fierro en viga V2 (techos 1 al 11)

CAPÍTULO 6.0.- DISEÑO DE COLUMNAS

GENERALIDADES

Las columnas son elementos que están sometidos principalmente a solicitaciones de flexo-compresión y su importancia estructural es de primer orden es decir que su diseño compromete la integridad del edificio.

6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de un elemento sometido a flexo-compresión se hace en base a las mismas hipótesis de flexión , considerando adicionalmente los problemas de esbeltez. Los efectos de esbeltez de las columnas y la consiguiente reducción de su capacidad de carga, se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, para este trabajo se ha evaluado mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural.

Según la Norma E-060, los coeficientes de amplificación que corrigen los efectos locales δ_l (que corrige momentos debido a cargas de gravedad y afecta a cada columna como elemento individual); y los efectos globales δ_g (que corrige momentos debido a desplazamientos laterales relativos, debido a cargas de sismo), en la mayoría de los casos se tomará como sigue:

$$M_c = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

Efecto local de esbeltez

$$\delta_l = C_m (1 - P_u / \phi P_c) \geq 1$$

donde :

P_u = carga amplificada en la columna

ϕ = factor de reducción de resistencia igual a 0.7 para columnas con estribos.

P_c = carga crítica de pandeo

C_m = coeficiente que considera la relación de los momentos en los nudos y el tipo de curvatura.

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2) \geq 0.4$$

El factor es despreciable si se cumple que:

$$\ln / r < 34 - 12 \times M_1/M_2, \text{ siendo } r = \sqrt{ I/A } = 0.3 h$$

Efectos global de esbeltez

Este factor corregirá los momentos de segundo orden debido a los desplazamientos laterales relativos $\delta_g = 1 / (1-Q)$, donde:

$$Q = (\Sigma P_u) \times \delta_u / (V_u \times h)$$

Q: índice de estabilidad de entrepiso,

ΣP_u : suma de las cargas de diseño (muertas y vivas) amplificadas y acumuladas hasta el entrepiso considerado,

δ_u : deformación relativo del entrepiso considerado,

V_u : fuerza cortante amplificada del entrepiso debido a las cargas laterales

h: altura del entrepiso considerado

Refuerzo Longitudinal

La Norma Peruana ya no considera el criterio de excentricidad mínima, sino limita la resistencia axial de diseño al 80% de la carga axial máxima.

Para columnas con estribos:

$$P_u \text{ max} = 0.80 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$$

La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor de 1 % ni mayor de 6%, requiriendo incluir detalles constructivos en la unión viga columna para cuantías mayores de 4 %.

En cada nudo la suma de los momentos nominales de las vigas concurrentes, debería ser mayor o igual a la suma de los momentos nominales de las columnas concurrentes multiplicando por 1.4. Esta condición no fue verificada en este caso, pues este artículo tiende a evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas antes de que se presenten en las vigas, lo cual llevaría al colapso de la estructura. En el presente caso el edificio tiene gran densidad de placas, los cuales absorberán la mayor parte de la

fuerza del sismo, la estabilidad del edificio se logrará evitando la formación de rotulas plásticas en las placas, siendo esta recomendación innecesaria.

6.2 DISEÑO POR CORTE

Este deberá cumplir con los requerimientos de diseño para fuerza cortante y confinamiento. El diseño por fuerza cortante busca una falla por flexión para lo cual la fuerza cortante (V_u) deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre de los elementos.

Estos momentos nominales están referidos a la fuerza axial P_u que de cómo resultado el mayor nominal posible. Por tanto:

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

M_{ni} : momento nominal inferior

M_{ns} : momento nominal superior

h_n : luz de libre de la columna

En nuestro caso como no existe cambio de cuantía en un mismo entrepiso $V_u = 2 M_n / h_n$. El refuerzo constará de estribos cerrados que deberán terminar en ganchos estándar de 135° con una distancia mínima de 10 veces el diámetro al extremo libre.

En la sección transversal se deberá cumplir:

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

$$V_c = 0.53x\sqrt{f'_c}x b_w x d_x (1 + 0.071 N_u / A_g)$$

$$V_s = A_v f_y d / s$$

Asimismo se deberá cumplir que :

Los estribos serán de $\phi 3/8$ " como mínimo para el caso de barras longitudinales hasta de 1" y de $1/2$ " de diámetro para el caso de barras de diámetros mayores.

Los estribos se dispondrán de tal manera que ninguna barra esté separada a más de 15 cms. libre desde la barra lateralmente soportada por las esquinas inferior de un estribo.

Se colocarán en ambos extremos del elemento estribos de confinamiento sobre una longitud "lc" medida desde la cara del nudo, longitud que no será menor que 1/6 de la luz libre del elemento, 45 cms., o la máxima dimensión de la sección transversal del elemento.

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores:

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

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cms de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal del menor diámetro, la menor dimensión del elemento, ó 30 cms, a menos que las exigencias por diseño de esfuerzo cortante sean mayores.

6.3.- DISEÑO BIAIXIAL SEGÚN NORMA PERUANA

La Norma indica como método aproximado la ecuación planteada por Bresler, esta considera:

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

P_u : resistencia última en flexión biaxial

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

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

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

Esta ecuación es válida para valores de $P_u/\phi P_{no} \geq 0.1$; para valores menores de esta relación se usará la siguiente expresión:

$$M_{ux} / \phi M_{nx} + M_{uy} / \phi M_{ny} \leq 1.0$$

Donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y.

6.4 EJEMPLO DE DISEÑO

Tomaremos como ejemplo la columna C2 del nivel del sótano .

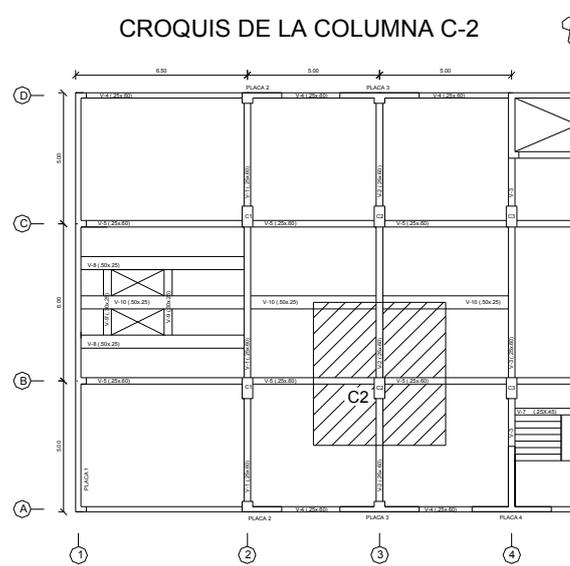


Fig. 6.1 Croquis de la columna C2

Verificación de esbeltez local:

De la columna C-2 se tiene los siguientes datos:

$$b = 0.40 \text{ m} ; h = 0.80 \text{ m} ; l_n = 2.35 \text{ m} ; M_1 = - 2.81 \text{ ton-m} ; M_2 = 5.21 \text{ ton m}$$

$$r = 0.30 \times h ; 34 - 12 \times (-2.81/5.21) = 40.50$$

En la dirección x-x :

$$r_x = 0.30 \times .40 = 0.12 ; \ln/r_x = 2.35/.12 = 19.58 < 40.50 \Rightarrow \text{ok}$$

En la dirección y-y:

$$r_y = 0.30 \times .80 = 0.24 ; \ln/r_y = 2.35/.24 = 9.79 < 40.50 \Rightarrow \text{ok}$$

Verificación de esbeltez global

Para realizar la verificación de esbeltez global se hizo las siguientes consideraciones: el desplazamiento relativo se tomó en el centro de masa de la planta, para hallar el Pu se consideró una reducción de 25% de la sobrecarga.

Análisis de esbeltez global en la dirección x-x					
Techo	Vu (ton)	δu (m) CM	ΣPu (ton)	h (m)	Q
azotea	120.98	0.010	672	3.00	0.02
11	202.65	0.011	1375	3.00	0.03
10	277.52	0.013	2078	3.00	0.03
9	345.59	0.014	2781	3.00	0.04
8	406.84	0.015	3484	3.00	0.04
7	461.29	0.015	4187	3.00	0.05
6	508.94	0.016	4890	3.00	0.05
5	549.78	0.016	5593	3.00	0.05
4	583.81	0.015	6296	3.00	0.06
3	611.03	0.014	6999	3.00	0.05
2	631.45	0.012	7702	3.00	0.05
1	645.07	0.009	8405	3.00	0.04

Análisis de esbeltez global en la dirección y-y					
Techo	Vu (ton)	δu (m) CM	ΣPu (ton)	h (m)	Q
azotea	113.91	0.013	672	3.00	0.03
11	223.96	0.014	1375	3.00	0.03
10	324.84	0.014	2078	3.00	0.03
9	416.54	0.014	2781	3.00	0.03
8	499.08	0.014	3484	3.00	0.03
7	572.44	0.014	4187	3.00	0.03
6	636.64	0.013	4890	3.00	0.03
5	691.66	0.012	5593	3.00	0.03
4	737.52	0.011	6296	3.00	0.03

3	774.20	0.010	6999	3.00	0.03
2	801.71	0.008	7702	3.00	0.03
1	820.05	0.006	8405	3.00	0.02

Se puede observar que el índice de estabilidad de entrepiso es menor que 0.06 en las dos direcciones , por lo tanto no se realizarán correcciones por esbeltez.

Diseño por flexión

SÓTANO	Momentos y cargas en sección inferior de Columna C2				
	M xx (ton-m)	M yy (ton-m)	P axial (ton)	Ps xx (ton)	Ps yy (ton)
Carga Muerta	0.00	0.70	261.07		
Carga Viva	0.00	0.55	52.30		
Carga de sismo	0.84	2.50		9.55	10.93

SÓTANO	Momentos y cargas en sección superior de Columna C2				
	M xx (ton-m)	M yy (ton-m)	P axial (ton)	Ps xx (ton)	Ps yy (ton)
Carga Muerta	0.00	1.64	261.07		
Carga Viva	0.00	1.29	52.30		
Carga de sismo	1.90	6.00		9.55	10.93

Controla los esfuerzos de la sección superior. Realizando las combinaciones se obtiene:

Análisis en la dirección xx, de la sección superior de la columna C2

	Pu (ton)	Mu (ton-mt)
Comb1 (1.5cm+1.8cv)	486	0
Comb2 (1.25cm+1.25cv+ cs)	401	1.9
Comb3 (1.25cm+1.25cv- cs)	382	-1.9
Comb3 (0.9cm+ cs)	245	1.9
Comb3 (0.9cm- cs)	225	-1.9

Análisis en la dirección yy, de la sección superior de la columna C2

	Pu (ton)	Mu (ton-mt)
Comb1 (1.5cm+1.8cv)	486	4.78
Comb2 (1.25cm+1.25cv+ cs)	403	9.66
Comb3 (1.25cm+1.25cv- cs)	381	-2.34
Comb3 (0.9cm+ cs)	246	7.48
Comb3 (0.9cm- cs)	224	-4.52

Los esfuerzos de momentos en la columna son reducidos debido a que el mayor porcentaje de éstos son absorbidos por las placas.

La columna se diseñará verificando la compresión, por lo que colocando $8\varnothing 1'' + 6\varnothing 3/4''$ es adecuada con lo que tendremos una cuantía de 1.81%. Asimismo se realizó el diagrama de interacción para la dirección y-y para verificar los momentos actuantes.

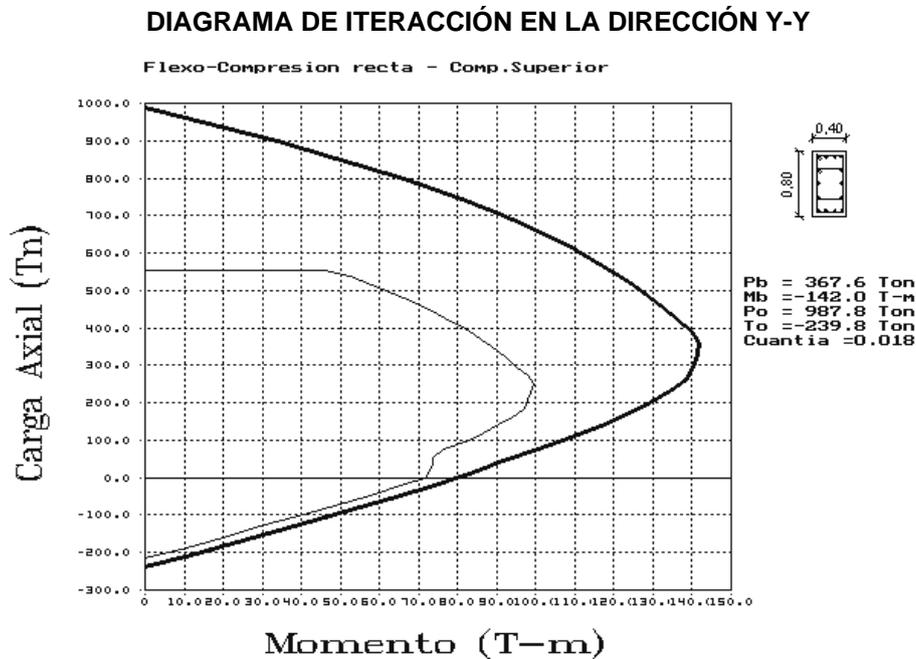


Fig. 6.2 Diagrama de iteración en yy de la columna C-2

Verificación por flexión biaxial

No es necesario la verificación por flexión biaxial porque los momentos de sismo son muy reducidos.

Diseño por fuerza cortante

Se diseñará para la dirección y-y, que es la más crítica. Al igual que las vigas, el diseño por corte se hace en tres etapas:

1.- Vu hallado de las 5 combinaciones; del cual se obtuvo :

$$Vu = 7.20 \text{ ton}$$

2.- $Vu = Vu \text{ isostático} + V \text{ nominal}$

V_u isostático = 0 (no hay cargas transversales)

V nominal = 2 M nominal / l_n

Donde: P_u = 447 ton; M nominal = 70 ton-mt ; l_n = 2.35 mtros

V nominal = 2 x 70 / 2.35 = 59.60 ton

V_u final = 59.6 ton

$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d (1 + 0.0071 \times P_u / A_g) =$

$= 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 74 (1 + 0.0071 \times 446935 / 3200) = 22.73 \times 2.00$

$= 45.46$ ton

$V_s = 59.60 / 0.85 - 45.46 = 24.66$ ton

Usando estribos de 3/8" , hallamos el espaciamiento:

$s = 4 \times 0.71 \times 4200 \times 74 / 24660 = 35.79$ cms

3.- Verificación de espaciamientos por confinamiento y ductilidad

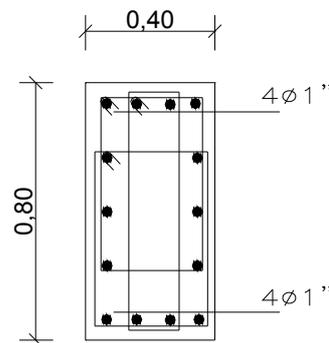
La zona de confinamiento de la columna será 45 cms.

Se colocará un estribo a 5 cms. de la cara superior e inferior de la viga.

El espaciamiento en la zona de confinamiento será de 10 cms.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será a 25 cms.

C-2 SÓTANO



8ø1'' + 6ø3/4''
 □ 3ø3/8'': 1@.05, 8@10, Rto. @.25m
 c/ext.

Fig. 6.3 Detalle de la columna C-2

CAPÍTULO 7.0.- DISEÑO DE PLACAS

GENERALIDADES

Las placas son elementos sometidos a flexocompresión y a esfuerzo cortante. Por consiguiente tiene un diseño semejante al de las columnas con algunas diferencias que son elementos más largos y se tienen otras consideraciones para su análisis y diseño.

7.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión de una placa esbelta ($h/l > 1$) se hace construyendo un diagrama de interacción considerando núcleos reforzados en los extremos y un fierro mínimo distribuido en el resto de la sección.

Esos núcleos extremos deben ser verificados además como columnas sujetas a momento en la dirección transversal pues en esas ubicaciones se tienen las vigas transversales.

Dependiendo del sentido o dirección del techado podremos tener en cada piso cargas concentradas que vienen por las vigas, pudiendo tener núcleos adicionales en la zona donde la placa se intercepta con las vigas transversales.

Cuando la placa tiene una relación $h/l < 1$ ya no cumplen las hipótesis de sección plana antes y luego de la deformación (esto no es el caso de las placas del edificio en estudio).

Para el diseño de este tipo de placas se tendría que encontrar la distribución real de esfuerzos mediante el uso de ecuaciones de compatibilidad. Otro camino sugerido por la Norma Peruana es de colocar un área A_s en los extremos y trabajar con un brazo de palanca z , obtenido de acuerdo a :

$M_u = \phi (A_s \times f_y) z$ donde z se halla de la siguiente manera:

$$Z = 0.4 \times L (1 + h/L) \quad \text{si } 0.5 < h/l < 1$$

$$Z = 1.2 h$$

7.2 DISEÑO POR CORTE

Al igual que las columnas se usarán las siguientes fórmulas:

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \times (1 + 0.0071 \times P_u / A_g)$$

$$V_s = A_v f_y d / s ; \text{“d” se podrá considerar } 0.8 L$$

Para efectos de diseño considerando que la capacidad por corte debe ser mayor que la capacidad por flexión, la Norma Peruana indica que :

$$V_u = V_{ua} (M_{ur} / M_{ua}) W_\gamma$$

$$V_u \text{ máximo} = 3 V_{ua}$$

Donde:

V_{ua} : cortante amplificado obtenido en el análisis

M_{ua} : momento amplificado obtenido en el análisis

M_{ur} : momento flector teórico, asociado a P_u que resiste la sección con el fierro realmente colocado sin considerar el factor de reducción ϕ .

El factor W_γ es denominado factor de amplificación dinámica y según propuestas dadas por Park Paulay es:

$$W_\gamma = 0.9 + N/10 \quad \text{para } N \leq 6$$

$$W_\gamma = 1.3 + N/30 \quad \text{para } 6 < N \leq 15 \quad N = \text{nro. de pisos}$$

7.3 EJEMPLO DE DISEÑO

Se diseñará la placa P3. Este elemento es esbelto pues su altura entre su largo es mayor que 1 ($36/3 = 12$).

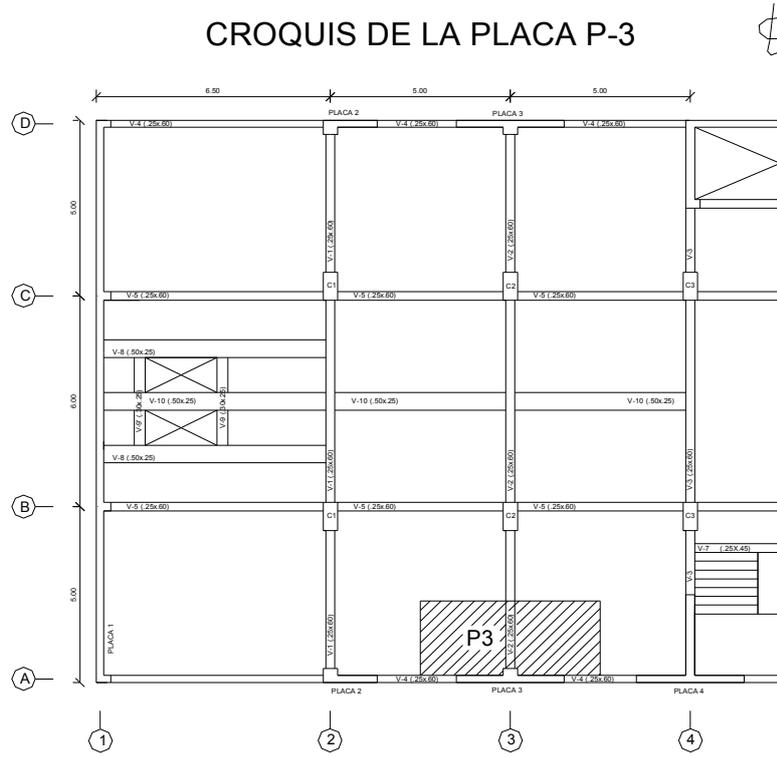


Fig. 7.1 Croquis de la placa P-3

Diseño por flexión

Hallando los esfuerzos últimos de diseño en el nivel 1 que es el más crítico, se tiene:

Tipo de carga	Dirección x-x		Dirección y-y	
	P (ton)	M _{xx} (ton-mt)	P (ton)	M _{yy} (ton-mt)
CM	158.52	0.00	158.52	6.00
CV	35.76	0.00	35.76	2.10
CS	70.00	130.00	36.00	2.00

Comb1 (1.5cm+1.8cv)	302.15	0.00	302.15	12.78
Comb2 (1.25cm+1.25cv+ cs)	312.85	130.00	278.85	12.13
Comb3 (1.25cm+1.25cv- cs)	172.85	-130.00	206.85	8.13
Comb3 (0.9cm+ cs)	212.67	130.00	178.67	7.40
Comb3 (0.9cm-cs)	72.67	-130.00	106.67	3.40

Realizando el diagrama de interacción para el diseño por flexión se comprobó que el elemento cumple satisfactoriamente colocando núcleos de 4 Ø3/4" en los extremos y en la parte central un núcleo de 8 Ø 5/8".

DIAGRAMA DE ITERACCIÓN EN LA DIRECCIÓN X-X

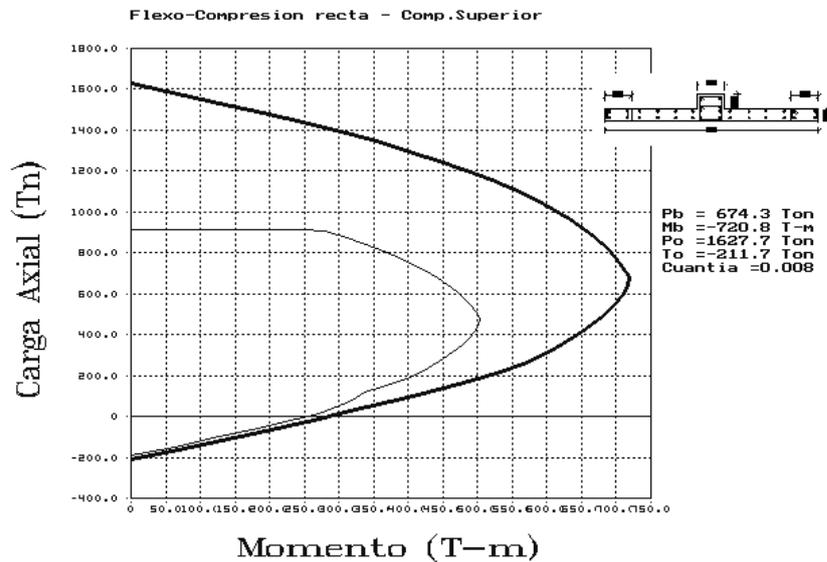


Fig. 7.2 Diagrama de iteracción en x-x de la placa P-3

Diseñando por corte

Se diseñará el nivel 1, que es el más crítico:

$$V_u = V_{ua} \times (M_{ur} / M_{ua}) \times W_y$$

$$V_{ua} = 38.4 \text{ ton}; M_{ur} = 490 \text{ ton-mt para un } P_u=355 \text{ ton}; M_{ua}=129 \text{ ton-mt}$$

$$W_y = 1.3 + 12/30 = 1.7 \text{ finalmente:}$$

$$V_{uxx} \text{ final} = 38.4 \times (490/129) \times 1.7 = 38.4 \times 3.80$$

Como el producto de los dos factores de amplificación es mayor que 3, $R_d = 3$ y el cortante amplificado será :

$$V_{uxx} \text{ final} = 38.4 \times 3 = 115.2 \text{ ton}$$

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

$$d = 0.8 \times L = 0.8 \times 300 = 240$$

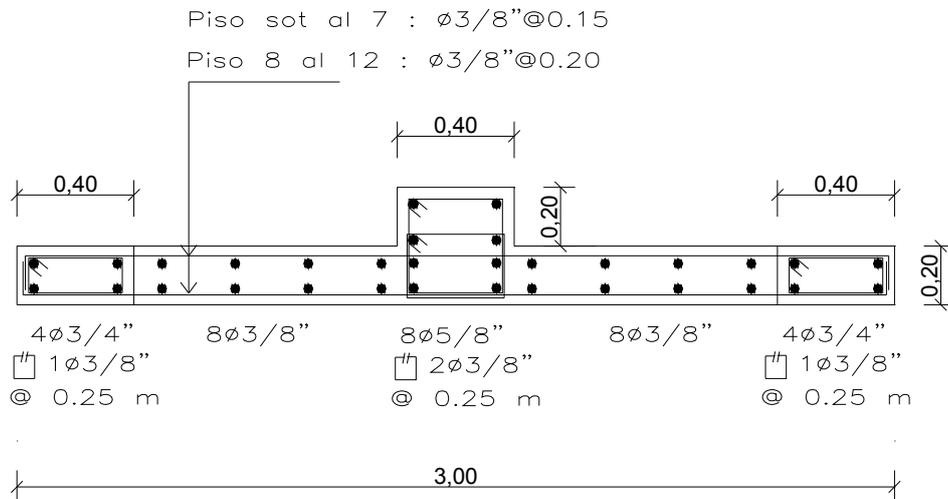
$$V_c = 0.53 \times \sqrt{280} \times 20 \times 240 = 42.60 \text{ ton}$$

$$V_s = 115.2 / .85 - 42.6 = 93 \text{ ton}$$

Usando 2 varillas horizontales de 3/8", hallamos el espaciamiento:

$$s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 240 / 93000 = 15.40 \text{ cms colocaremos a 15 cms}$$

Asimismo para el refuerzo vertical se colocará una cuantía mínimo 2 Ø 3/8" espaciados a 25 centímetros.



PLACA P3

Fig. 7.3 Detalle de la placa P-3

CAPÍTULO 8.0.- DISEÑO DE CIMENTACIONES

GENERALIDADES

Las cimentaciones son elementos estructurales que tienen como función distribuir una carga concentrada que baja por una columna o muro en un área, de modo tal que la presión actuante sobre el terreno sea menor o igual a la capacidad resistente del terreno.

Del estudio de suelos se obtiene la capacidad admisible del suelo, el nivel mínimo de cimentación, el asentamiento diferencial máximo, y recomendaciones adicionales para la cimentación.

Al ingeniero estructural le interesa que en el estudio de Mecánica de Suelos se determine la capacidad admisible del terreno, σ_t , profundidad mínima de cimentación y tipo de suelos para efectos sísmicos.

Adicionalmente nos interesa conocer el coeficiente de empuje activo, de reposo y pasivo.

El diseño de la cimentación se realizará según las recomendaciones dadas por la Norma E-050 y la Norma E-060.

8.1 DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN A DISEÑAR

Para nuestro diseño utilizaremos una cimentación superficial. La Norma de Suelos y Cimentaciones en su Capítulo 4, especifica que la profundidad mínima de cimentación debe ser 0.80 mtros; según nuestro caso ante la existencia de un sótano, la profundidad de cimentación será a 1.80 mtros del nivel del falso piso del sótano. Hubo la necesidad de hacer más profunda la cimentación por la presencia de las vigas de cimentación que fue necesario agregar, por razones que se explicarán más adelante.

Utilizaremos zapatas aisladas, y combinadas en los casos en que los elementos estructurales tienen momentos sísmicos muy grandes con relación a la carga axial que actúa sobre ellos.

La presión admisible, σ_t , será para nuestro caso 4 kg/cm^2 . El diseño se hará en dos etapas:

- Dimensionamiento de la planta de cimentación : para esta etapa usaremos cargas en servicio incrementando en un porcentaje (5 a 10%) para tener en cuenta el peso propio de la zapata, para nuestro caso usaremos un incremento del 5% del peso por ser buen suelo.
- Diseño de la cimentación propiamente dicha: en este caso se incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

8.2 DISEÑO DEL AREA DE LA CIMENTACIÓN

El diseño se hace con las siguientes consideraciones:

Para un primer tanteo en el dimensionamiento se usan las cargas axiales de gravedad y se disminuye la resistencia del terreno para dejar holgura para cuando se verifique con momentos de sismo.

Para efectos de diseño en concreto armado, en el caso de zapatas usaremos la siguiente expresión recomendado por el Ing. Antonio Blanco para la verificación de esfuerzos en ambas direcciones.

$$\sigma = (P+P_p)/A + M \times y / I$$

A: área de la sección

M: momento actuante

I : inercia de la sección

Y : distancia a la fibra más alejada de la sección

8.3 DISEÑO POR CORTE

La falla por corte se presenta a “d” de la cara de la columna o placa, para el diseño las siguientes expresiones, teniendo en consideración que en una zapata no se utiliza estribos.

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53x \sqrt{f_c} \times B \times d$$

$$V_u = (\sigma_u - P_{pu}) \times B \times (x - d)$$

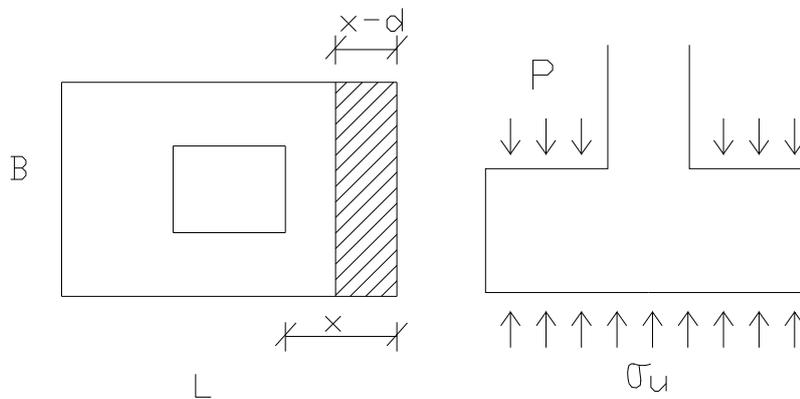


Fig. 8.2 Esquema de la falla por corte en zapatas

Donde:

σ_u = esfuerzo último de diseño

P_p = peso propio de la zapata por m²

X = volado de la zapata

d = peralte de la zapata

B = ancho de la zapata

$$d = H - 10 \text{ cms}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53x \sqrt{f_c} \times B \times d$$

$$V_u = (\sigma_u - P_p) \times L \times (X - d)$$

Se debe cumplir :

$$V_u \leq \phi V_c$$

8.4 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

En la zapata se genera un efecto de cortante alrededor del perímetro de la columna en las dos direcciones.

Según experimentos realizados la falla por punzonamiento aparece a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

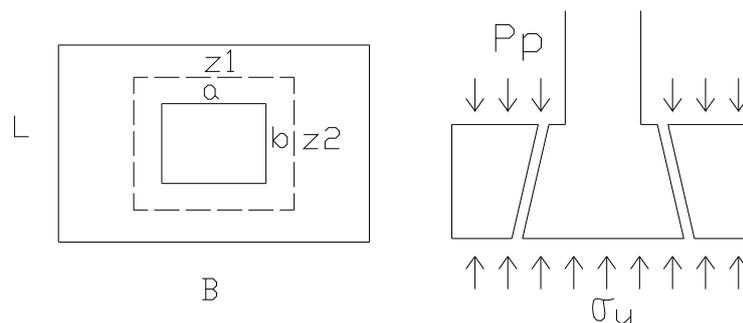


Fig. 8.3 Esquema de la falla por punzonamiento

$$V_u = (\sigma_u - P_p) \times (A - A_o) \text{ ó } V_u = P_u - (\sigma_u - P_p) \times A_o$$

$$A = L \times B ; A_o = Z_1 \times Z_2$$

$$Z_1 = a + d ; Z_2 = b + d$$

$$L_o = 2 (Z_1 + Z_2)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times L_o \times d$$

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi V_c$

8.5 DISEÑO POR FLEXIÓN

Una vez obtenido el peralte efectivo “d”, para que no haya falla por corte ni por punzonamiento pasamos a diseñar por flexión.

La flexión se diseña con el momento máximo calculado en la cara de la columna. Por tanto:

$$M_u = \sigma_u \times B \times c^2 / 2$$

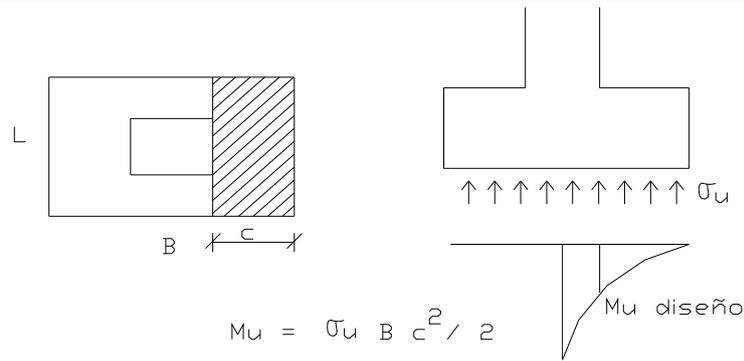


Fig. 8.4 Cálculo del Mu para el diseño por flexión en zapatas

8.6 EJEMPLO DE DISEÑO

Se hará el diseño de la cimentación de las placa P1.

8.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO

La placa P1 es la placa más rígida del edificio, está ubicada en los laterales, y absorbe un momento de sismo muy grande ($M_{sismo\ y-y} = 4302\ ton\cdot m$ en el sótano).

Luego de varias iteraciones y tanteos se decidió optar por una zapata combinada, puesto que al cimentar la placa P1, ésta tiene un momento de sismo muy grande por lo que fue necesario combinar la cimentación con las demás placas, formando una sección C. Los elementos que forman parte de la zapata combinada son: placas P1, P2, P3.

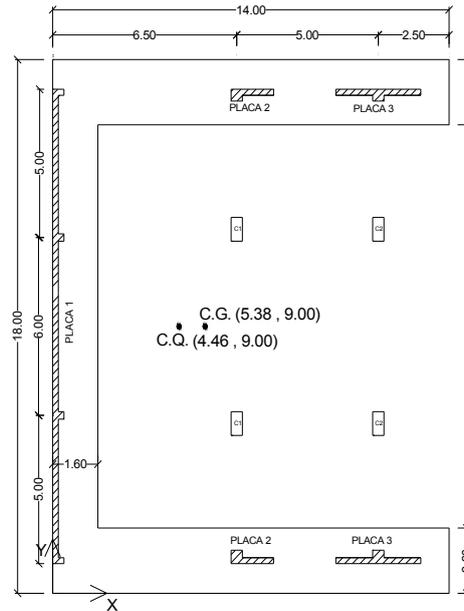


Fig. 8.5 Area de la zapata combinada para el diseño de P1

Para el dimensionamiento de esta cimentación se tiene el siguiente procedimiento:

- Se obtienen el C.G. de las cargas actuantes en las placas incluyendo momentos si los hubiera.
- Se halla la inercia total del elemento con respecto a su centro de gravedad.
- Se verifica la presión admisible del terreno con la fórmula:

$$\sigma_t = (P+P_p)/A + M \times y / I$$

A: área de la sección

M: momento actuante

I : inercia total de la sección

Y : distancia a la fibra más alejada de la sección

- Luego ese diseña en concreto armado verificando por punzonamiento, cortante y flexión.

Hallando el centro de cargas tenemos:

Elemento	Veces	Pcm (ton)	Pcv (ton)	P total	X cq (m)	Y cq (m)	P x X cq	P x Y cq
Placa P1	1	785	139	924	0.10	9.00	92	8312
Placa P2	2	163	44	414	6.63	9.00	2742	3722
Placa P3	2	172	39	421	11.50	9.00	4843	3790
Muro de contención	1	38	0	38	4.70	9.00	179	342
Zapata combinada	1	176	0	176	5.38	9.00	946	1582
Total		1630.3	303.8	1972.10			8802	17749
							X cq (m)	4.46
							Y cq (m)	9.00

Luego hallamos el centro de gravedad de la sección y la inercia total del elemento con respecto a su centro de gravedad, así tenemos:

$$C.G \text{ xx} = 5.38 \text{ mtros}, C.G \text{ yy} = 9.00 \text{ mtros}, \text{Area} = 83.36 \text{ m}^2$$

$$I \text{ xx cg} = 1628.88 \text{ m}^4 \quad I \text{ yy cg} = 4204.70 \text{ m}^4$$

La excentricidad del centro de cargas origina momentos que habrá que adicionar al análisis de la estructura, estos momentos son:

$$M \text{ exc. x-x} = P \times e_x = 1972.1 \times (5.38 - 4.46) = 1808.00 \text{ ton-mt}$$

$$M \text{ exc. y-y} = P \times e_y = 1972.1 \times (9.00 - 9.00) = 00.00 \text{ ton-mt}$$

Los esfuerzos que se producen en la cimentación son los siguientes:

Elemento	ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN										
	Pcm (ton)	Pcv (ton)	Pcs xx (ton)	Pcs yy (ton)	Pserv. (ton)	Mcm x-x (ton- mt)	Mcm y-y (ton- mt)	Mcv x-x (ton- mt)	Mcv y-y (ton- mt)	Mcs x-x (ton- mt)	Mcs y-y (ton- mt)
Placa P1	784.87	138.70	19.00	0.00	923.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4302.00
Placa P2	325.91	87.64	193.40	0.00	413.55	98.62	0.00	26.62	0.00	32.70	0.50
Placa P3	343.68	77.48	140.40	0.00	421.16	0.00	0.00	0.00	0.00	192.00	1.12
Muro	38.00	0.00	0.00	0.00	38.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zapata	175.83	0.00	0.00	0.00	175.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total	1668.28	303.82	352.80	0.00	1972.10	98.62	0.00	26.62	0.00	224.70	4304.00

Los elementos que son simétricos en la dirección y-y no generan esfuerzos de momentos por carga muerta y viva en la cimentación, pues los esfuerzos que generan individualmente se anulan con el elemento opuesto. Sólo la placa P2 origina momentos que no son simétricas con respecto al eje x-x, generan momentos por carga muerta y viva en esta dirección. Asimismo las fuerzas axiales producidas por el sismo en la dirección y-y se anulan debido a la simetría de las cargas, sólo se consideran cargas de sismo en la dirección x-x.

Verificando que los esfuerzos producidos en la cimentación no sobrepase el esfuerzo admisible del terreno, tenemos:

$$\text{Sin sismo : } \sigma_t = (P \text{ serv.})/A + M \text{ serv. } x y / I \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Area} = 83.36 \text{ m}^2 ; I_{xx \text{ cg}} = 1628.88 \text{ m}^4 ; I_{yy \text{ cg}} = 4204.70 \text{ m}^4$$

$$P \text{ serv.} = 1972.10 \text{ ton} \quad M_{\text{serv. } x-x} = 98.6+26.6+1808 = 1933.20 \text{ ton-mt} \quad y = 5.38 \text{ mt}$$

Reemplazando se tiene:

$$\sigma_t = 1972.1 / 83.36 + 1933.20 \times 5.38 / 1628.88$$

$$\sigma_t = 23.65 + 6.38 = 30.04 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{ok.}$$

Con sismo x-x :

$$\sigma_t = (P \text{ serv.} + P_{cs \text{ xx}})/A + (M \text{ serv.} + M_{cs \text{ xx}}) x y / I \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{serv}} = 1972.10 \text{ ton} ; P_{cs \text{ xx}} = 352.80 \text{ ton} ; M_{cs \text{ xx}} = 224.70 \text{ ton-mt} ;$$

$$M_{\text{serv } xx} = 1933.2 \text{ ton-mt}$$

$$\sigma_t = (1972.10+352.8) / 83.36 + (1933.2+224.7) \times 5.38 / 1628.88$$

$$\sigma_t = 27.89 + 7.13 = 35.02 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{ok.}$$

$$\sigma_t = 27.89 - 7.13 = 20.76 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{ok.}$$

Con sismo y-y :

$$\sigma_t = (P \text{ serv.} + P_{cs \text{ yy}})/A + (M \text{ serv.} + M_{cs \text{ yy}}) x y / I \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{serv}} = 1972.10 \text{ ton} ; P_{cs \text{ yy}} = 0.00 \text{ ton} ; M_{\text{serv. } y-y} = 0.00 \text{ ton-mt} ;$$

$$M_{cs \text{ yy}} = 4304 \text{ ton-mt}; y = 9.00 \text{ mt}$$

$$\sigma_t = (1972.10+0) / 83.36 + (0+4304) \times 9.00 / 4204.70$$

$$\sigma_t = 23.66 + 9.21 = 32.87 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{ok.}$$

$$\sigma_t = 23.66 - 9.21 = 14.45 \text{ ton/m}^2 \leq 40 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{ok.}$$

8.6.2 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Amplificando las cargas se tiene:

	Sismo x-x	Sismo y-y
	σ_u (ton/ m2)	σ_u (ton / m2)
Comb1 (1.5cm+1.8cv)	46.18	46.18
Comb2 (1.25cm+1.25cv+ cs)	42.53	38.78
Comb3 (1.25cm+1.25cv - cs)	32.58	28.55
Comb4 (0.9cm+ cs)	28.73	27.22
Comb5 (0.9cm- cs)	18.78	8.80

Se diseñará con el σ_u de la combinación 1, 46.18 ton/m², porque es el más crítico. Asumiendo un peralte de la cimentación de 0.80 mtros., tenemos un esfuerzo del peso de, $\sigma_p = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.80 \text{ m} = 1.92 \text{ ton/m}^2$. Este esfuerzo habrá que restarle al esfuerzo último para efectos de diseño.

$$\sigma_{\text{diseño}} = 46.18 - 1.5 \times 1.92 = 43.30 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento:

No hay problema de punzonamiento en P1 pues dado la forma el perímetro es muy grande y predomina el cortante en una dirección. En P2 tampoco hay problema de punzonamiento por la presencia de la viga y muro de contención. Verificaremos punzonamiento tan sólo en la placa P3.

Verificando en el área de la placa P3

$$V_u = P_u - \sigma_u \times A_o$$

$$\text{Donde: } P_u = 324 \text{ ton} ; \sigma_u = 43.30 \text{ ton/m}^2 ; A_o = 3.70 \times 0.90 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$V_u = 324 - 43.30 \times 3.33 = 180 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times L_o \times d$$

$$\text{Donde: } f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 ; L_o = 920 \text{ cms} ; d = 70 \text{ cms}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 920 \times 70 = 840 \text{ ton} > V_u = 180 \text{ ton} \Rightarrow \text{ok.}$$

Verificación por cortante :

Se verificará la placa P1 que es la que tiene mayor volado.

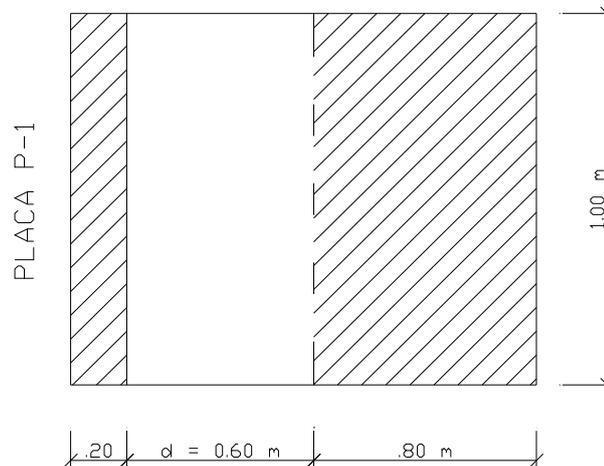


Fig. 8.6 Esquema de la falla por corte en placa P1

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times B \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times 100 \times 60 = 39.17 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_u \times B (x - d) = 43.66 \times 1.00 \times (1.40 - 0.60) = 34.93 \text{ ton} \leq \phi V_c \Rightarrow \text{ok.}$$

Diseño por flexión

Los esfuerzos producidos por flexión son críticos en la zona donde no hay muro de contención. Se colocará una viga de cimentación, VC-01, entre las placas P1 y P2 para absorber el momento grande producido por la luz que hay entre estos dos elementos.

Asimismo para el mejor comportamiento de la placa P1 ante el momento producido en la zapata se colocará una viga de cimentación, VC-02 que conecte la placa P1 con la columna C1, esta viga cambiará el comportamiento de la zapata que trabajará como una losa en dos direcciones apoyada en las vigas de cimentación y la placa P1. Se muestra el gráfico más adelante (Fig. 8.8).

Se mostrará el análisis y diseño de la viga VC-01

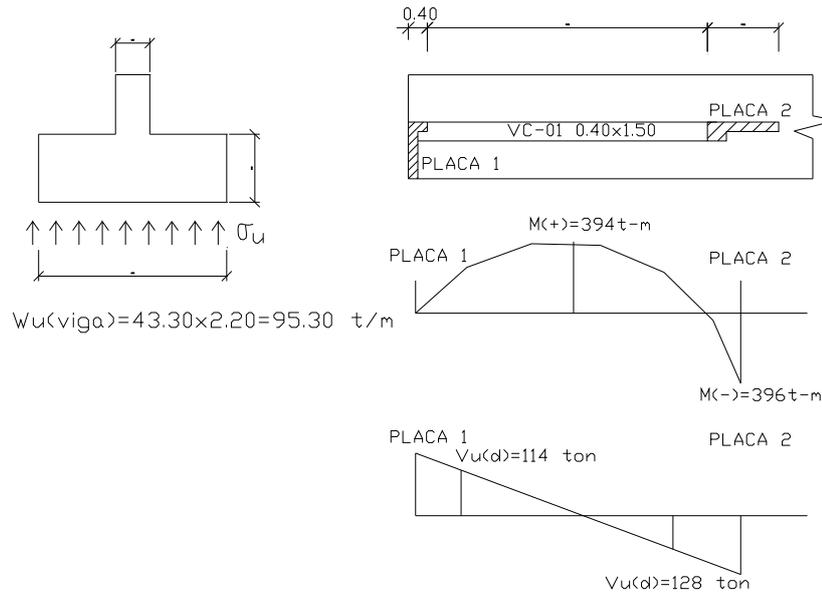


Fig. 8.7 Croquis y esfuerzos producidos en la viga de cimentación VC-01

Realizando el diseño para los esfuerzos hallados:

$M_u = 394 \text{ ton-mt}$; $K_u = 394 \times 100000 / 200 / 140 / 140 = 10.05$; $\ell = .0027$
 $A_s(+)$ nec=80.16 cm², por lo que colocando 16 Ø 1" en la parte superior de la viga es adecuado, en la parte inferior se colocará $A_s+ / 3 = 5 \text{ Ø } 1"$.

$V_u(d) = 128 \text{ ton}$; $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 140 = 43 \text{ ton}$

$V_s = 128 / .85 - 43 = 108 \text{ ton}$

Usando estribos de 1/2" , hallamos el espaciamiento:

$s = 2 \times 1.26 \times 4200 \times 140 / 108000 = 13.72 \text{ cms}$

Se colocará estribos de Ø 1/2" @ .15 mt.

En zonas donde existe muro de contención el diseño por flexión de la placa P-2 ó P-3 se realiza de la siguiente manera:

$M_u = 43.30 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 / 2 = 21.65 \text{ ton-m}$

$K_u = 21.65 \times 100000 / 100 / 60 / 60 = 6.01$; $\ell = .0018$; A_s nec=10.80 cm², por lo que colocando Ø 5/8" @ .15 es adecuado.

En la dirección transversal se colocará $A_s \text{ min} = .0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$, por lo que colocando Ø 5/8" @ .15 es adecuado.

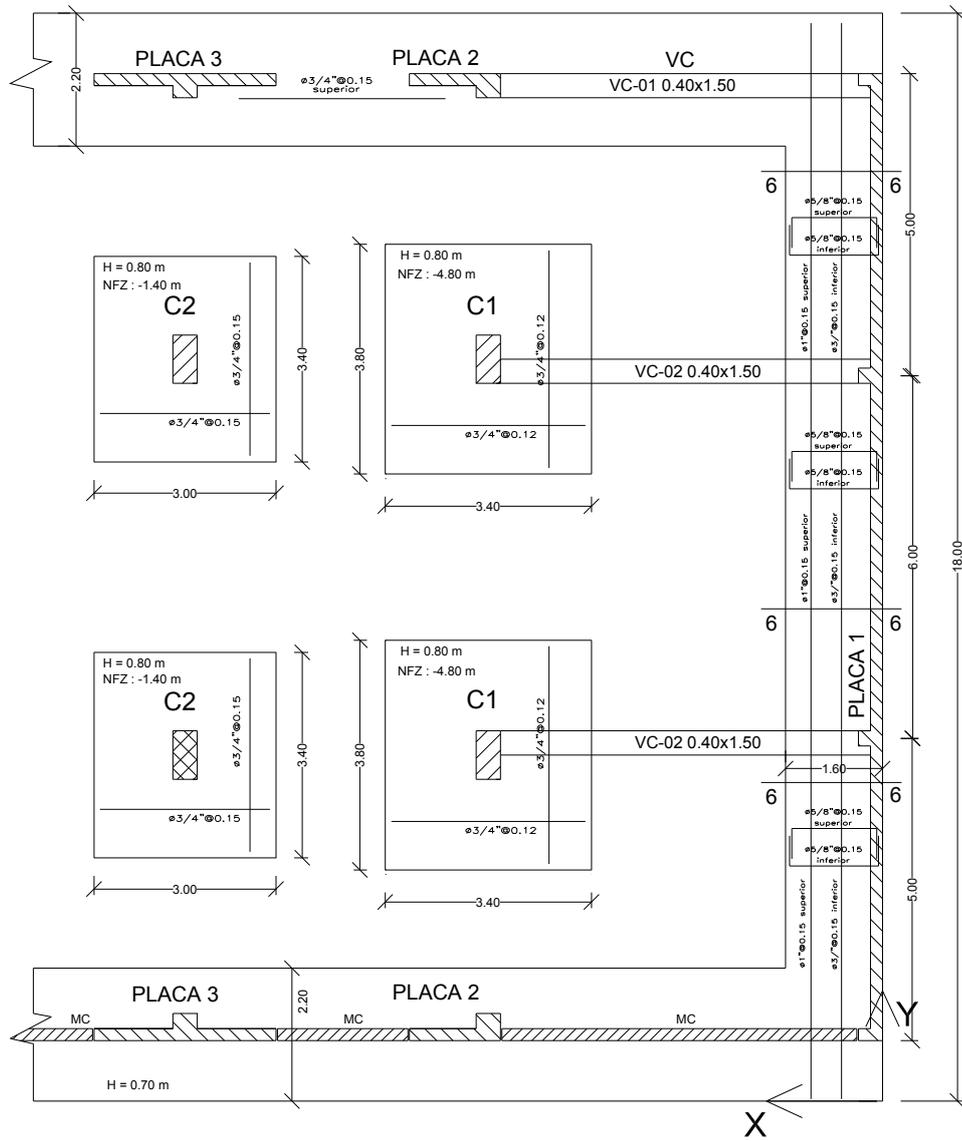


Fig. 8.8 Diseño final de la zapata combinada ZP1

CAPÍTULO 9.0.- DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

GENERALIDADES

A continuación se presenta el diseño de otros elementos estructurales del edificio como son la escalera, la cisterna y el tanque elevado. Estos elementos se dividen a su vez en losas, paredes, vigas, y su diseño de estos elementos se hará considerando los requisitos de diseño y análisis explicados anteriormente.

9.1 DISEÑO DE ESCALERAS

El diseño se hace sólo por flexión. Se determina un A_s para el momento negativo, positivo y se coloca un fierro mínimo por temperatura, para la dirección transversal.

Se define un modelo estructural para el análisis; normalmente para apoyos sobre vigas o muros de ladrillo, se considerará una articulación y se procede a calcular el momento M_u máximo. Sólo se considera las cargas de gravedad más no las sísmicas, porque la escalera fue separada sísmicamente del edificio.

El modelo estructural y las cargas de la escalera se representa en el siguiente gráfico:

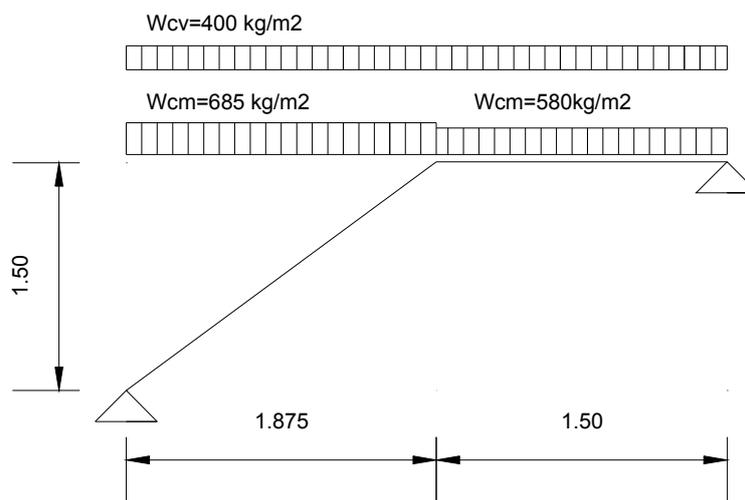


Fig. 9.1 Modelo y cargas actuantes en escalera

Se aplicará un diseño conservador y se hallará los máximos mediante dos modelos estructurales. El primero considera el punto anguloso, que es contrario a la

deformación, como un apoyo ficticio produciendo dos tramos continuos. El otro considera sólo un tramo simplemente apoyado en sus extremos.

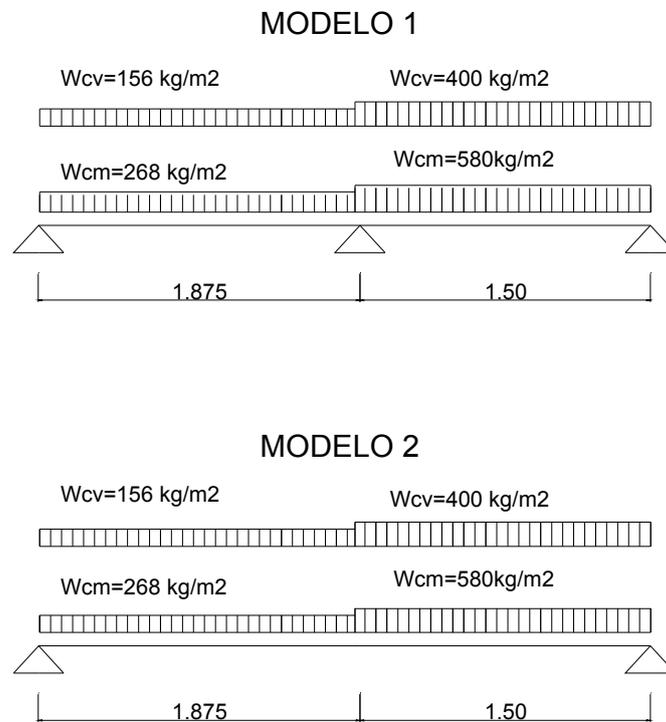


Fig. 9.2 Modelos críticos para el diseño de la escalera

Realizando el análisis para un metro de ancho de escalera se obtuvo:

Diseño de acero para la escalera		
	MODELO 1	MODELO 2
Mu max (ton-mt)	0.34	1.47
As cm ² (necesario)	1.35	4.60
As min = 0.0018x100x12 = 2.4 cm ²		
As (-) coloc. Sup	Ø 3/8" @ .25	
As (+) coloc. Inf		Ø 3/8" @ .15

Para la dirección transversal se colocará acero por contracción y temperatura, Ø 3/8" @ .25.

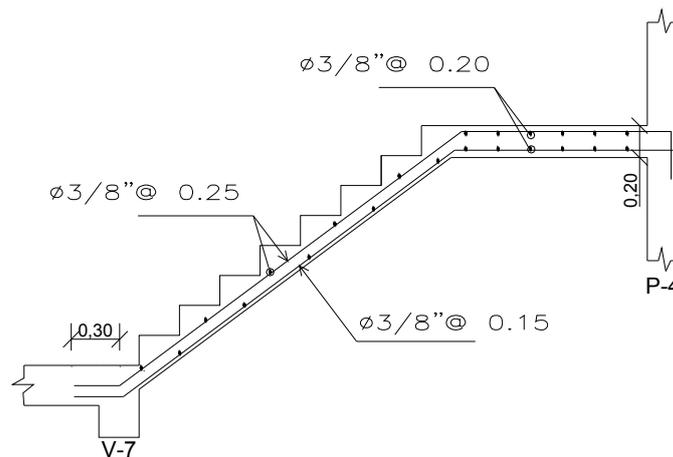


Fig. 9.3 Corte de fierro en escalera

9.2 DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO

GENERALIDADES

El diseño de muros de concreto con agua debe hacerse con algunas consideraciones especiales que buscan la disminución de fisuras en el concreto y la estanqueidad de los recipientes.

Las principales recomendaciones son:

- Si se diseña por el método de cargas últimas deberá considerarse un factor de amplificación de 1.3.
- Se deberá considerar mayores porcentajes de fierro mínimo horizontal que lo normal. Estos porcentajes varían de 0.0025, 0.0030, 0.0040 $b \times t$; según la distancia entre juntas de vaciado.

9.2.1 DISEÑO DE CISTERNA

La cisterna es un elemento enterrado en el suelo por lo que tiene los esfuerzos del empuje del suelo en reposo y de la sobrecarga en el muro.

Diseño del muro:

El muro trabaja en una dirección como una losa apoyada en el techo y en el piso de la cisterna, ya que la relación de su altura entre sus dimensiones es menor que 0.5, ($1.5/4.85 = 0.30$).

En la cisterna tenemos los siguientes esfuerzos en el muro:

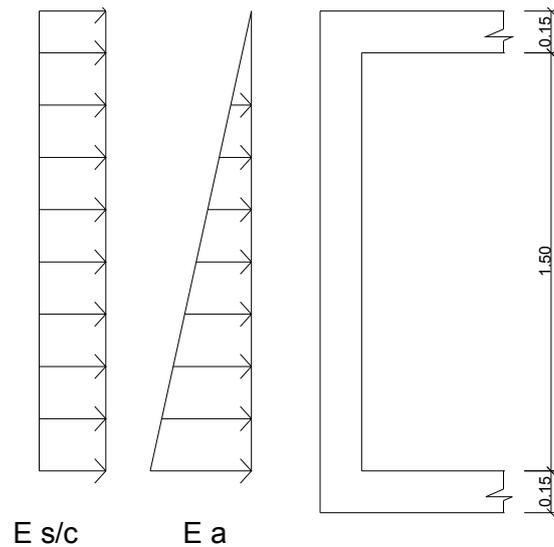


Fig. 9.4 Esquema de esfuerzos en la cisterna

Donde:

$$Ea = Fa \times \gamma_{\text{suelo}} \times h \times Ka = 1.3 \times 1.5 \times 1800 \times 1.65 \times 0.3 = 1738 \text{ kgs}$$

$$Es/c = Fa \times Ka \times s/c = 1.3 \times 1.7 \times 0.3 \times 400 = 265 \text{ kgs}$$

Fa = factor de amplificación

γ_{suelo} = densidad del suelo , grava de Lima = 1800 kg/m^3

h = altura total del empuje ; 2.20 mt

Ka = factor de empuje activo de los suelos en reposo

Para un metro de ancho de cisterna tenemos:

$$Wu = 1738 / 2 + 265 = 1134 \text{ kgs/mto}$$

Considerando como articulación el techo y el piso se obtiene un $Mu (+) = 1.13 \times 1.5 \times 1.5 / 8 = 0.31 \text{ t-mt}$; $\ell = .0010 < \ell = .0025$.

Considerando $As_{min} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.0 \text{ cm}^2$ tiene ;por lo que colocando $As_{vert.}$
 $coloc = 2 \text{ } \varnothing 3/8" @ .25$ y $As_{horiz.}$ $coloc = 2 \text{ } \varnothing 3/8" @ .25$ es adecuado.

Diseño del techo:

El techo de la cisterna se diseñará como una losa que trabaja en las dos direcciones, ya que las dimensiones son 4.85×5.80 , siendo su relación $4.85 / 5.8 = 0.83 > 0.5$. El metrado de cargas es el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Cargas muertas: peso propio : } & 0.15 \times 2400 & = & 360 \text{ kg/m}^2 \\ \text{acabados :} & & = & 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{cm} = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{U \text{ cm}} = 1.5 \times 460 = 690 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga : } \quad 400 \text{ kg/m}^2 \quad \quad W_{ucv} = 720 \text{ kg/m}^2$$

Los coeficientes para hallar los momentos positivos últimos de diseño se tomarán de la Tabla 17.9.2.2b y 17.9.2.2c de la Norma E.060. Analizando el lado más crítico.

$$C_{acm} = 0.0524, \quad C_{acv} = 0.0524$$

$$M_{u \text{ cm}} = C_{acm} \times W_{ucm} \times 4.85 \times 4.85 = 0.0524 \times 690 \times 4.85 \times 4.85 = 851 \text{ kg-mt}$$

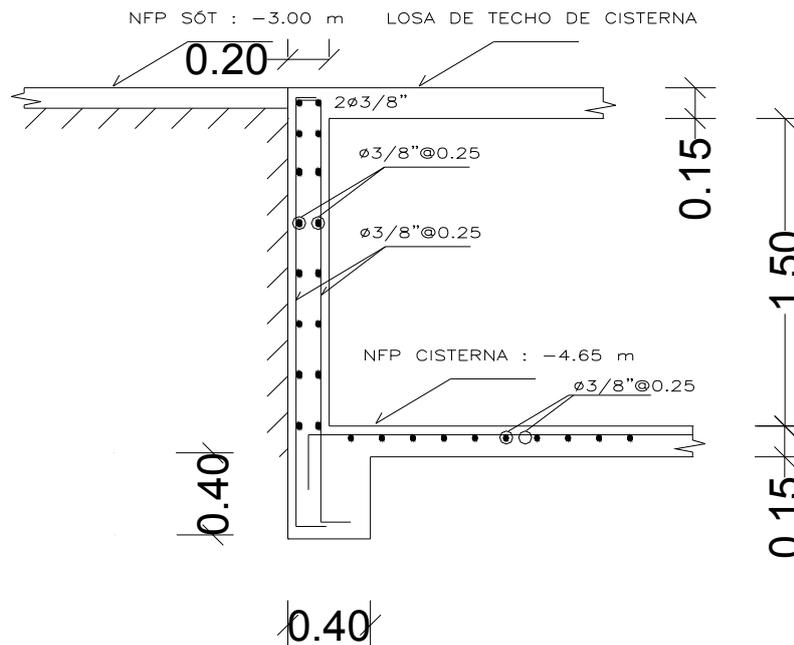
$$M_{u \text{ cv}} = C_{acv} \times W_{ucv} \times 4.85 \times 4.85 = 0.0524 \times 720 \times 4.85 \times 4.85 = 888 \text{ kg-mt}$$

$$M_{u \text{ total}} = 851 + 888 = 1739 \text{ kg-m}; \quad K_u = 12.1; \quad l = 0.0033; \quad As = 3.84 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

$$\text{Colocando } 1 \text{ } \varnothing 3/8" @ .15 \text{ es adecuado, } As_{coloc} = 3.94 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

Para los momentos negativos el momento es nulo al considerar los apoyos de la losa como articulaciones; pero se colocará bastones de $\varnothing 3/8" @ .20$.

El piso de la cisterna será una losa de 15 cms de espesor con reforzada con una malla superior de $3/8" @ .25$.



CORTE 10-10

Fig. 9.5 Esquema del diseño de la cisterna

9.2.2 DISEÑO DE TANQUE ELEVADO

El tanque elevado se encuentra apoyado sobre la placa P4.

El piso y el techo del tanque son losas macizas que trabajan en un solo sentido, ya que la relación de sus dimensiones es menor que 0.5 ($2.10/4.75 = 0.44$). Mientras que los muros del tanque trabajan como losas armadas en dos direcciones, al ser la relación de sus dimensiones mayor a 0.5 ($2.10/2.95=0.71$, $2.95/4.75=0.62$).

Cabe mencionar que los muros del tanque de dimensión 4.75 de largo trabajan también como una viga pared al ser la relación de la luz libre y peralte ($4.75/2.95=1.61$) menor que dos.

9.2.2.1 Diseño del piso y el techo del tanque

Las cargas para el diseño del piso del tanque son:

$$\begin{aligned} \text{Cargas muertas: peso propio} &: 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2 \\ \text{piso terminado} &: = 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Wcm} &= 580 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Sobrecarga} : 1000 \times 2.50 = 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1.5 \times 580 + 1.8 \times 2500 = 5370 \text{ kg/m}^2$$

Considerando como articulación los apoyos del piso se tiene para un metro de ancho de losa un $M_u (+) = 5370 \times 2.1 \times 2.1 / 8 = 2960 \text{ kg-mto}$; hallando el A_s para este momento se tiene: $K_u = 2960 \times 100 / 100 / 17 / 17 = 10.24$; $\ell = .0028$; $A_s \text{ nec} = 4.76 \text{ cm}^2$, por lo que colocando $\emptyset 3/8" @ .15$ es adecuado.

Para la otra dirección de la base del tanque se colocará el $A_s \text{ mín} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$, colocando $\emptyset 3/8" @ .20$. En la parte de los apoyos se colocará bastones de $\emptyset 3/8" @ .20$.

Para el techo del tanque, losa maciza de 15 cms, se colocará un $A_s \text{ min}$ en las dos direcciones, $A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$, por lo que colocando $\emptyset 3/8" @ .25$ es suficiente y bastones $\emptyset 3/8" @ .25$ en los apoyos.

9.2.2.2 Diseño del muro del tanque

Análisis con carga lateral debido al empuje del agua:

Las cargas perpendiculares para el diseño de los muros son

$$\text{Carga muerta} = 0.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 2.50 \times 1000 / 2 = 1250 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.7 \times 1250 = 2125 \text{ kg/m para un metro de ancho de muro.}$$

Considerando como articulación los apoyos de la base se tiene para un metro de ancho de losa un $M_u (+) = 2125 \times 2.95 \times 2.95 / 8 = 2311 \text{ kg-mto}$; hallando el A_s para este momento se tiene: $K_u = 2311 \times 100 / 100 / 17 / 17 = 8.00$; $\ell = .0022$; $A_s \text{ nec} = 3.74 \text{ cm}^2$, por lo que colocando $\emptyset 3/8" @ .20$ es adecuado.

Para el acero horizontal se colocará $A_s \text{ mín} = .0025 \times 100 \times 17 = 4.25 \text{ cm}^2$ por lo que colocando $2 \emptyset 3/8" @ .25$ es adecuado.

Análisis como viga pared:

Carga muerta:

Carga directa: peso propio = $0.20 \times 2400 \times 3.30 =$ 1584 kg/m

Carga de losa: losa de piso = $.20 \times 2400 \times 1.05 =$ 504 kg/m

losa de techo = $.15 \times 2400 \times 1.05 =$ 378 kg/m

acabados = $1.05 \times (100 + 100) =$ 210 kg/m

$W_{cm} =$ 2676 kg/m

Sobrecarga: agua = $1000 \times 1.05 =$ 1050 kg/m

techo = $250 \times 1.05 =$ 263 kg/m

$W_{cv} =$ 1313 kg/m

$W_u = 1.5 \times 2676 + 1.8 \times 1313 = 6377$ kg/m

Diseño por flexión:

$M_+ = 6377 \times 4.75 \times 4.75 / 8 = 17986$ kg-m

$M_- = 6377 \times 4.75 \times 4.75 / 12 = 11990$ kg-m

La sección de la viga pared es 0.20×2.95 ; $l_n = 4.75$ m ; $l_n / h = 4.75 / 2.95 = 1.61$

$Z = 0.2 \times (4.75 + 2.0 \times 2.95) = 2.13$ m

$M_u = \phi A_s \times f_y \times z = 0.90 \times A_s \times 4200 \times 213 = 805140 \times A_s$

$A_s = 1798600 / 805140 = 2.23$ cm²

$A_{s \text{ min}} = 0.0024 \times 20 \times 261 = 12.52$ cm², por lo que colocando $10 \phi 1/2$ " es adecuado, este acero se distribuirá en la parte inferior de la viga en una franja igual a $0.25h - 0.05l = 0.25 \times 3.3 - 0.05 \times 4.75 = 0.60$ mt

Diseño por corte

$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 300 = 39$ ton

La sección crítica se tomará a $0.15 \times l_n = 0.15 \times 4.75 = 0.70$ mt

V_u (a 0.70m) = 10.70 ton < $\phi V_c \Rightarrow$ ok

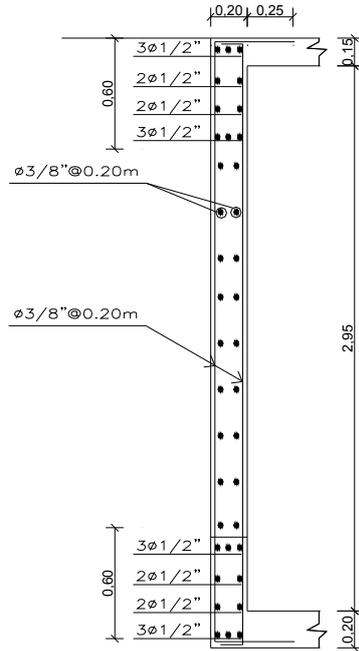
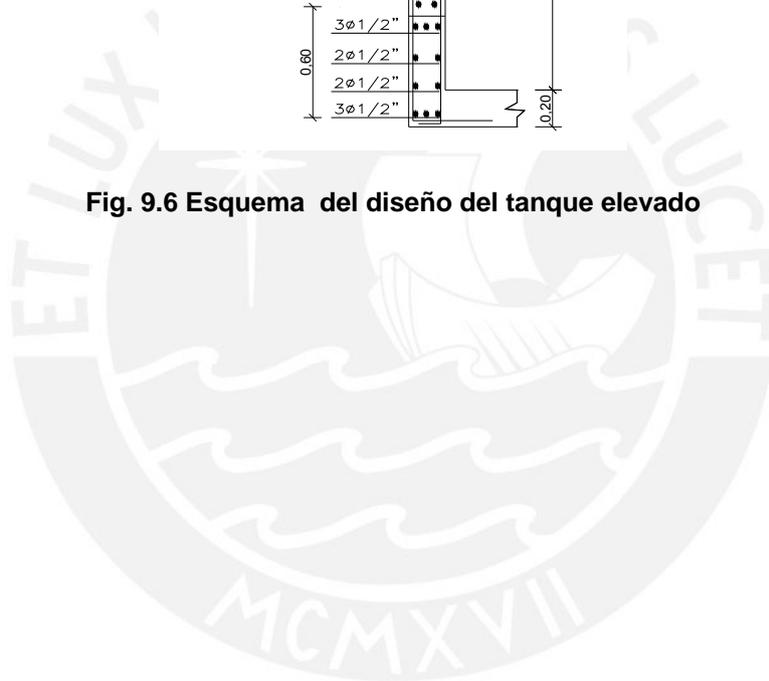


Fig. 9.6 Esquema del diseño del tanque elevado



CAPÍTULO 10.0.- METRADO, PRESUPUESTO Y PLANEAMIENTO DE OBRA DEL CASCO DEL EDIFICIO

GENERALIDADES

Se presenta el metrado, presupuesto y planeamiento de obra para cinco meses y medio del casco terminado.

El presupuesto se realizó tomando como referencia los precios del mercado actual. Se usará concreto premezclado, encofrado de madera y acero tradicional. La programación se realizó para el tiempo estipulado, cinco meses y medio, y se asume que se dispone de todos los recursos necesarios tanto material, mano de obra y maquinaria para cumplir con esta programación.

10.1 METRADOS

De la lectura de los planos hallamos el metrado correspondiente al acero, concreto y encofrado.

ELEMENTO	METRADO	UNIDAD
Zapatas		
Concreto Premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	317.17	m3
Encofrado y desencofrado de zapatas	363.94	m2
Acero $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	15702.88	kgs
Viga de cimentación		
Concreto Premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	24.00	m3
Encofrado y desencofrado de viga de cimentación	119.40	m2
Acero $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	5199.68	kgs
Muro de contención		
Concreto Premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	77.50	m3
Encofrado y desencofrado de muro de contención	774.36	m2
Acero $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	2741.82	kgs
Columnas		
Concreto Premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	150.72	m3
Concreto Premezclado $f'c=280 \text{ kg/cm}^3$	33.89	m3
Encofrado y desencofrado de columnas	2001.24	m2
Acero $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	33955.12	kgs
Placas		
Concreto Premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	485.45	m3
Concreto Premezclado $f'c=280 \text{ kg/cm}^3$	158.00	m3
Encofrado y desencofrado de placas	5639.06	m2
Acero $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	75346.69	kgs
Vigas		
Concreto Premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	531.29	m3

Encofrado y desencofrado de vigas	415.08	m2
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	73469.23	kgs
Losa Aligerada		
Concreto Premezclado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	741.76	m3
Encofrado y desencofrado de losa aligerada	7158.92	m2
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	32458.42	kgs
Escalera		
Concreto Premezclado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	34.95	m3
Encofrado y desencofrado de escalera	180.60	m2
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	2018.69	kgs
Cisterna		
Concreto Premezclado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	19.80	m3
Encofrado y desencofrado de cisterna	97.24	m2
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	840.22	kgs
Tanque elevado		
Concreto Premezclado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	8.58	m3
Encofrado y desencofrado de tanque elevado	61.68	m2
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	561.36	kgs
Caseta de Máquinas de Ascensor		
Concreto Premezclado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	20.22	m3
Encofrado y desencofrado de caseta de máquinas	143.07	m2
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	1111.38	kgs

10.2 RATIOS DE ACERO Y CONCRETO DEL EDIFICIO

A continuación se presenta los ratios de acero de los elementos y ratios totales del edificio en estudio.

RATIOS DE ACERO DE LOS ELEMENTOS	
Elementos	Ratio (kg/m3)
Zapatas	49.51
Vigas de Cimentación	216.65
Muro de contención	35.38
Columnas	183.93
Placas	117.10
Vigas	138.28
Losa Aligerada	43.76
Escalera	57.76
Cisterna	42.44
Tanque Elevado	65.46
Caseta de máquinas	54.97

METRADOS Y RATIOS TOTALES		
Elementos	Total	Unidad
Concreto	2603	m3
Encofrado	16955	m2
Acero	243405	kgs
Area techada *	8347.22	m2
Ratio de acero (kg/m3)	93.50	kg/m3
Ratio de acero (kg/m2)	29.16	kg/m2 area tech.
Ratio de concreto (m3/m2)	0.31	kg/m2 area tech.

* Se considera el área techada de la cisterna, tanque elevado y cuarto de máquinas

Se observa la mayor densidad de acero en las columnas y vigas. El ratio de acero del edificio es 29.16 kg/m², y del concreto 0.31 m³/m² de área techada. Los ratios están un poco bajo. La arquitectura del edificio tiene luces grandes por lo que el edificio se vuelve menos denso tanto en acero y en concreto. También el techo es totalmente aligerado disminuyendo así el volumen de concreto.

10.3 PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO

El presupuesto se ha calculado en base al metrado y los costos unitarios de las partidas. Los precios de las partidas se considera los rendimientos de mano de obra y costos de materiales con información actual del mercado.

PRESUPUESTO DEL CASCO - EDIFICIO SANI ISIDRO

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTD	UND	P.UNIT. (S/.)	PARCIAL (S/.)	
1.00 OBRAS PROVISIONALES						
1.10	Caseta, Almacén	1.00	glb	S/. 7,000.00	S/. 7,000.00	
1.20	Cerco Provisional, comedor, sshh	1.00	glb	S/. 12,000.00	S/. 12,000.00	
1.30	Luz, agua, teléfono	5.50	mes	S/. 700.00	S/. 3,850.00	S/. 22,850.00
2.00 TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	Limpieza de terreno	1226.24	m2	S/. 1.20	S/. 1,471.49	
2.20	Trazo y replanteo	1226.24	m2	S/. 1.90	S/. 2,329.86	
2.30	Transporte de equipo	1.00	glb	S/. 3,500.00	S/. 3,500.00	
2.40	Eliminación de desmonte de obra	1.00	glb	S/. 1,500.00	S/. 1,500.00	S/. 8,801.34
3.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	Excavación masiva y eliminación	3754.35	m3	S/. 12.52	S/. 47,004.40	
3.20	Excavación de zanjas y zapatas	650.00	m3	S/. 31.22	S/. 20,293.00	
3.30	Relleno y compact. con material propio	500.00	m3	S/. 10.35	S/. 5,175.00	
4.30	Eliminación de material excedente	4068.00	m3	S/. 13.50	S/. 54,918.00	S/. 127,390.40
4.00 CONCRETO SIMPLE						
4.10	Concreto falsa zapata	4.00	m3	S/. 157.39	S/. 629.56	
4.20	Solado para zapatas	428.00	m2	S/. 15.26	S/. 6,531.28	S/. 7,160.84

5.00 CONCRETO ARMADO

5.10 Zapatas

5.11 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para zapatas	317.17	m ³	S/. 243.74	S/. 77,306.53	
5.12 Encofrado de zapatas	363.94	m ²	S/. 33.04	S/. 12,024.58	
5.13 Acero en zapatas	15702.88	kg	S/. 3.50	S/. 54,960.08	S/. 144,291.18

5.20 Vigas de cimentación

5.21 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para viga cim.	24.00	m ³	S/. 264.46	S/. 6,347.04	
5.22 Encofrado de viga ciment.	119.40	m ²	S/. 31.16	S/. 3,720.50	
5.23 Acero en viga de ciment.	5199.68	kg	S/. 3.79	S/. 19,706.79	S/. 29,774.33

5.30 Muro de contención

5.31 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² muro de cont.	77.50	m ³	S/. 321.09	S/. 24,883.19	
5.32 Encofrado de muro de contención	774.36	m ²	S/. 24.58	S/. 19,033.77	
5.33 Acero en muro de contención	2741.82	kg	S/. 3.50	S/. 9,596.36	S/. 53,513.32

5.40 Columnas

5.41 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para columnas	150.72	m ³	S/. 251.55	S/. 37,914.50	
5.42 Concreto p. $f_c=280$ kg/cm ² para columnas	33.89	m ³	S/. 285.61	S/. 9,678.61	
5.43 Encofrado de columnas	2001.24	m ²	S/. 30.15	S/. 60,337.39	
5.44 Acero en columnas	33955.12	kg	S/. 3.59	S/. 121,998.07	S/. 229,928.56

5.50 Placas

5.51 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para placas	485.45	m ³	S/. 256.28	S/. 124,411.51	
5.52 Concreto p. $f_c=280$ kg/cm ² para placas	158.00	m ³	S/. 290.37	S/. 45,878.46	
5.53 Encofrado de placas	5639.06	m ²	S/. 36.00	S/. 203,006.16	
5.54 Acero en placas	75346.69	kg	S/. 3.50	S/. 263,713.43	S/. 637,009.56

5.60 Vigas

5.61 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para vigas	531.29	m ³	S/. 239.38	S/. 127,182.79	
5.62 Encofrado de vigas	415.08	m ²	S/. 34.60	S/. 14,361.77	
5.63 Acero en vigas	73469.23	kg	S/. 3.76	S/. 276,244.30	S/. 417,788.85

5.70 Losa Aligerada

5.71 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² en losa aliger.	741.76	m ³	S/. 239.38	S/. 177,565.18	
5.72 Encofrado de losa aligerada	7158.92	m ²	S/. 21.06	S/. 150,766.42	
5.73 Acero en losa aligerada	32458.42	kg	S/. 3.44	S/. 111,656.96	
5.74 Ladrillo de Arcilla 20x30x30	60850.81	und	S/. 1.90	S/. 115,616.53	S/. 555,605.10

5.80 Escalera

5.81 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para escalera	34.95	m ³	S/. 251.55	S/. 8,790.82	
5.82 Encofrado de escalera	180.60	m ²	S/. 45.11	S/. 8,146.87	
5.83 Acero en losa aligerada	2018.69	kg	S/. 3.44	S/. 6,944.29	S/. 23,881.98

5.90 Tanque elevado y Cuarto Máquina

5.91 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² en tanque elev.	28.80	m ³	S/. 256.00	S/. 7,371.52	
5.92 Encofrado de tanque elevado	204.75	m ²	S/. 24.28	S/. 4,971.21	
5.93 Acero en tanque elevado	1672.74	kg	S/. 3.44	S/. 5,754.21	S/. 18,096.94

5.95 Cisterna

5.96 Concreto p. $f_c=210$ kg/cm ² para cisterna	19.80	m ³	S/. 224.81	S/. 4,450.34	
5.97 Encofrado de cisterna	97.24	m ²	S/. 24.28	S/. 2,360.99	
5.98 Acero en cisterna	840.22	kg	S/. 3.44	S/. 2,890.37	S/. 9,701.70

COSTO DIRECTO (S/.) S/. 2,285,794.10
GG Y UTILID 15% C.D. (S/.) S/. 342,869.12

SUBTOTAL S/. 2,628,663.22
IGV (19%) S/. 499,446.01

TOTAL (S/.) S/. 3,128,109.23

El ratio del costo directo para este edificio es:

RATIO DEL COSTO DIRECTO DE ESTRUCTURAS	
Costo directo de estructuras	S/. 2,285,794.10
Area techada del edificio (m ²)	8347.22
Costo directo por m ² de área techada	S/. 273.84
Costo directo por m ² de área techada ($t_c=3.33$)	\$82.23
Costo directo + Gastos Generales (15%CD)	\$94.57
Costo directo + Gastos Generales + IGV (19%)	\$112.54

10.5 PROGRAMACIÓN DEL CASCO

El casco del edificio se programará para cinco meses y medio. Se considera que se dispone de los recursos necesarios de materiales, mano de obra y equipo, para cumplir con este programa. Como se mencionó anteriormente la construcción se realizará con concreto premezclado, encofrado de madera y acero tradicional.

A continuación se presenta el diagrama de Gantt del proyecto. Se simplifica el detalle de las partidas de los pisos segundo al undécimo porque los tiempos de ejecución de los pisos son iguales, por lo que se detalla la duración de las partidas del sótano, primero y doceavo piso, y del segundo al undécimo piso se presenta la partida resumida.





OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

- El edificio está estructurado en base a pórticos y muros de corte de concreto armado. Se colocaron los muros de corte en el perímetro del edificio con el fin darle rigidez lateral y torsional.
- La densidad que se asume de 1 ton/m² para hallar el peso del edificio al realizar el análisis sísmico es correcta pues al realizar el metrado real de cargas nos salió 1.02 ton/m².
- En cuanto a los desplazamientos y giros del edificio no se tuvo mayor problema como se mencionó anteriormente, pues la arquitectura del edificio es simétrica y se logró una rigidez uniforme para ambas direcciones. La reducción de la excentricidad accidental de $e = .10 L$ a $e = 0.05 L$, fue conveniente pues redujo los desplazamientos y giros del edificio de la presente tesis, pues como este presenta una longitud considerable los giros y desplazamientos que se produjeron por la excentricidad accidental se aproximaban a los límites de la Norma E- 030, para que el edificio clasifique como regular.
- La cimentación del edificio es importante debido a los grandes momentos que recibe a través de los muros de corte, en especial de la placa P1, que es la placa situada en sus dos extremos y que llega absorber en el primer nivel hasta el 80% de la fuerza cortante. La solución para estos grandes esfuerzos fue el uso de zapatas combinadas.
- Por la presencia de vigas de cimentación hubo la necesidad de bajar la profundidad de cimentación del edificio. Este procedimiento encareció el costo del edificio ya que aumentó el volumen de excavación, relleno, concreto en placas y columnas, acero etc.
- El ratio de acero del edificio nos sale 29.16 kg/m² de área techada, teniéndose mayor ratio de acero en las vigas y columnas: viga de cimentación: 216.65 kg/m², vigas 138.28 kg/m² y columnas 183.93 kg/m² de área techada.

BIBLIOGRAFÍA

- Norma Peruana de Estructuras (ACI Capítulo Peruano)

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 1989
- Blanco Blasco, Antonio
Estructura y diseño de edificios de concreto armado 1995
- San Bartolomé, Angel
Análisis de Edificios, Fondo Editorial PUCP – 1998
- Gere Timoshenko
Resistencia de Materiales
- Cimentaciones de Concreto Armado en edificaciones
1er Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción, ACI Capítulo
Peruano 1998
- T. Harmsen y P. Mayorga
Diseño de Estructuras de Concreto Armado
Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial 1997
- Costos
Revista de edición mensual, Octubre 2005

