

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 8
PISOS**

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presenta el bachiller:

WILIAM NEY BLANCO PAREDES

ASESOR: Ing. Daniel Quiun Wong

Lima, Agosto del 2014

RESUMEN

En este trabajo se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio de departamentos de ocho pisos, ubicado en el distrito de Miraflores, sobre un terreno con una capacidad portante de 4 kg/cm^2 .

El sistema de techado utilizado es de losas aligeradas con viguetas convencionales y losas macizas. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado.

Los criterios de predimensionamiento utilizados en las vigas ayudaron a tener un control adecuado de deflexiones y un armado sin congestión. Los muros de corte fueron predimensionados de tal manera que el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático, sea resistida por la acción conjunta del concreto y del acero, mientras que para predimensionar las columnas se consideró la carga axial y el pandeo.

Para realizar el análisis del edificio se desarrolló un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Las solicitaciones se obtuvieron de la Norma E.020 Cargas.

Los resultados del análisis dinámico indican que el edificio tendrá derivas de 6.87% y 5.40% en la dirección XX e YY respectivamente. Por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles establecidos en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

El diseño por cortante de las vigas fue cubierto por los criterios mínimos de confinamientos que indica la Norma E.060 Concreto Armado. El diseño por cortante de las columnas se cumplieron con los estribos mínimos y en el caso de las placas, la cuantía mínima satisfizo la demanda de corte de las mismas.

La cimentación se diseñó utilizando zapatas aisladas y conectadas con vigas de cimentación y cimientos corridos.



A mis padres y hermanos por todo su apoyo.

Y a Elita y Lucas, porque ustedes son lo

Mejor que tengo en esta vida.

INDICE

CAPITULO 1: DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.

2.1.- Conceptos básicos para la estructuración.

2.2.- Sistema estructural planteado.

2.3.- Predimensionamiento de elementos estructurales:

 Losas aligeradas.

 Losas macizas.

 Vigas.

 Columnas.

 Placas.

CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.

3.1.- Cargas de diseño para el análisis.

3.2.- Análisis de los sistemas de losas.

 Losas aligeradas.

 Losas macizas.

3.3.- Análisis de vigas, columnas y placas.

 Modelo estructural.

 Proceso constructivo.

3.4.- Análisis de muro de cisterna.

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO.

4.1.- Modelo estructural para el análisis dinámico.

4.2.- Análisis de modos de vibración y frecuencias.

4.3.- Análisis por superposición espectral.

4.4.- Análisis de desplazamientos.

4.5.- Verificación del sistema estructural y determinación de los factores de amplificación sísmicos.

4.6.- Determinación de la junta de separación sísmica.

CAPITULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO.

5.1.- Métodos de Diseño:

Diseño por flexión.

Diseño por Cortante.

Diseño por capacidad.

Diseño por flexocompresión.

5.2.- Diseño de losas:

Losas aligeradas.

Losas macizas.

5.3.- Diseño de vigas.

5.4.- Diseño de columnas.

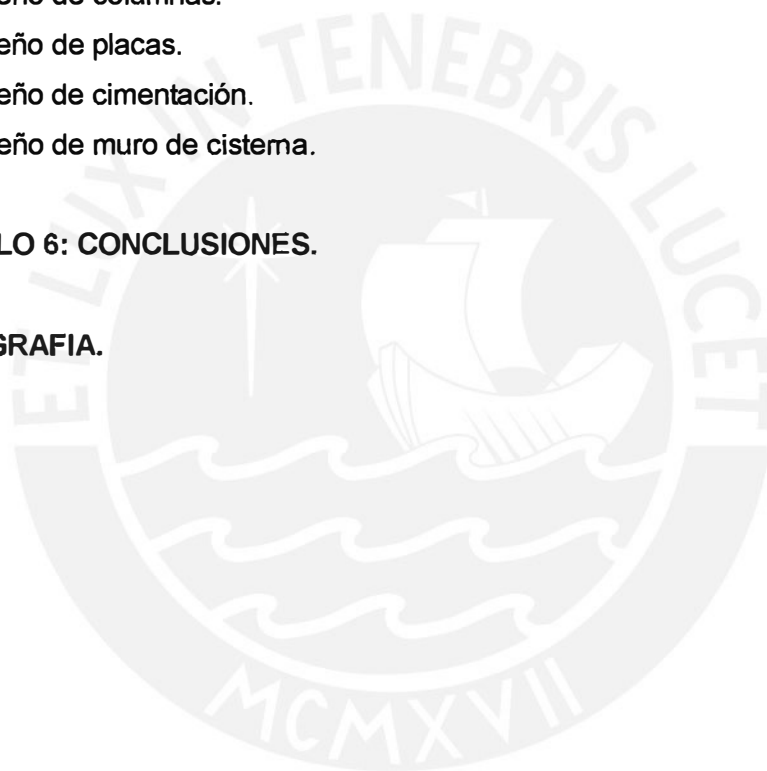
5.5.- Diseño de placas.

5.6.- Diseño de cimentación.

5.7.- Diseño de muro de cisterna.

CAPITULO 6: CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.



CAPITULO 1: DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto desarrollado es un edificio de departamentos de 8 pisos, ubicado en el distrito de Miraflores. En el primer piso de aproximadamente 449 m² de área, se encuentran ubicados 12 estacionamientos y las áreas comunes; y en el resto de los pisos típicos de área aproximada de 261 m², se tienen 2 departamentos por piso destinados a vivienda.

La figura 1.1 muestra la distribución arquitectónica en el piso típico.

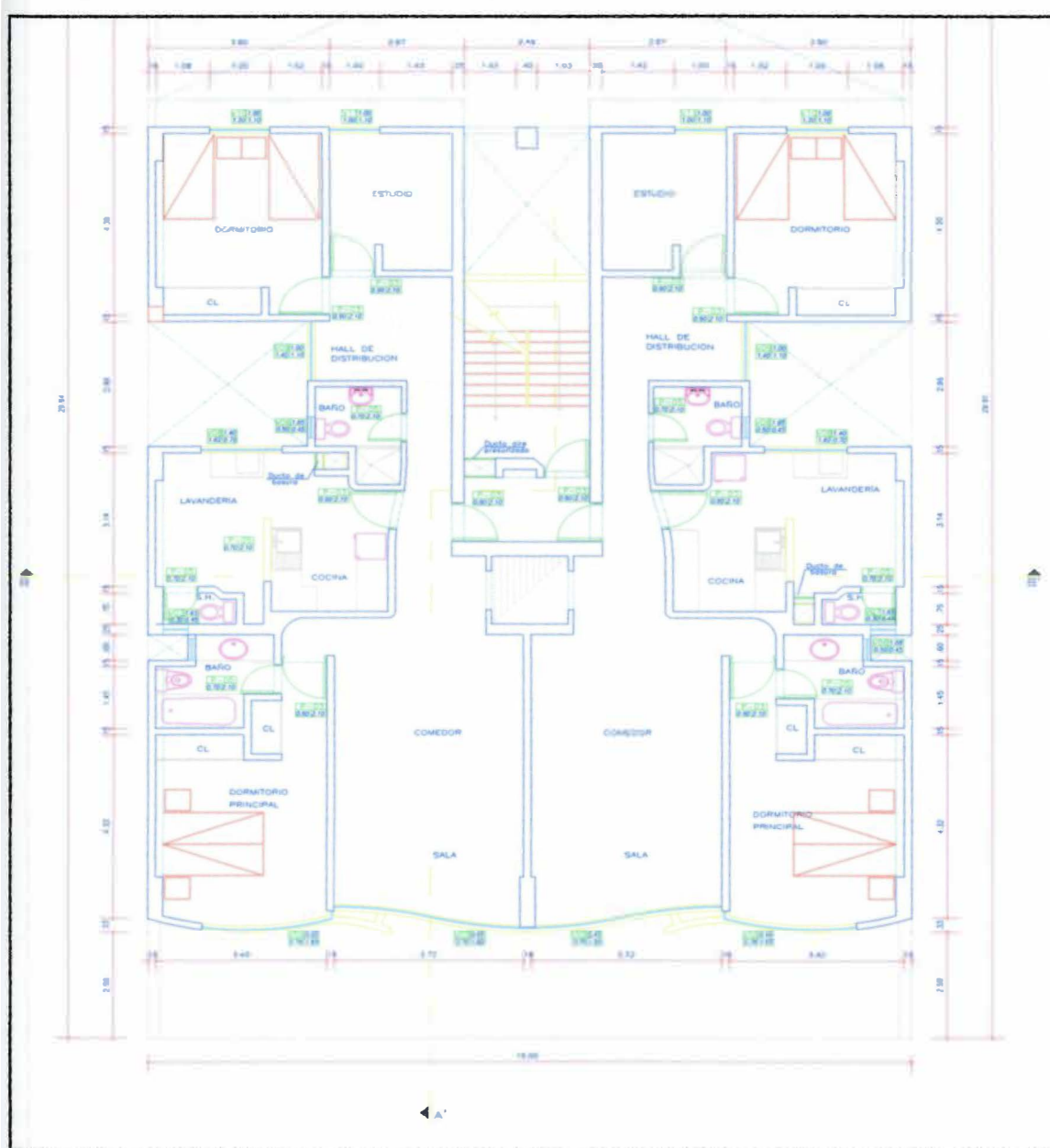


FIGURA 1.1. Vista arquitectónica de planta típica.

En la zona central se encuentra ubicado el ascensor y la escalera los cuales permiten un adecuado acceso vertical entre los 8 niveles. En la figura 1.2 se aprecia la elevación arquitectónica de esta zona.

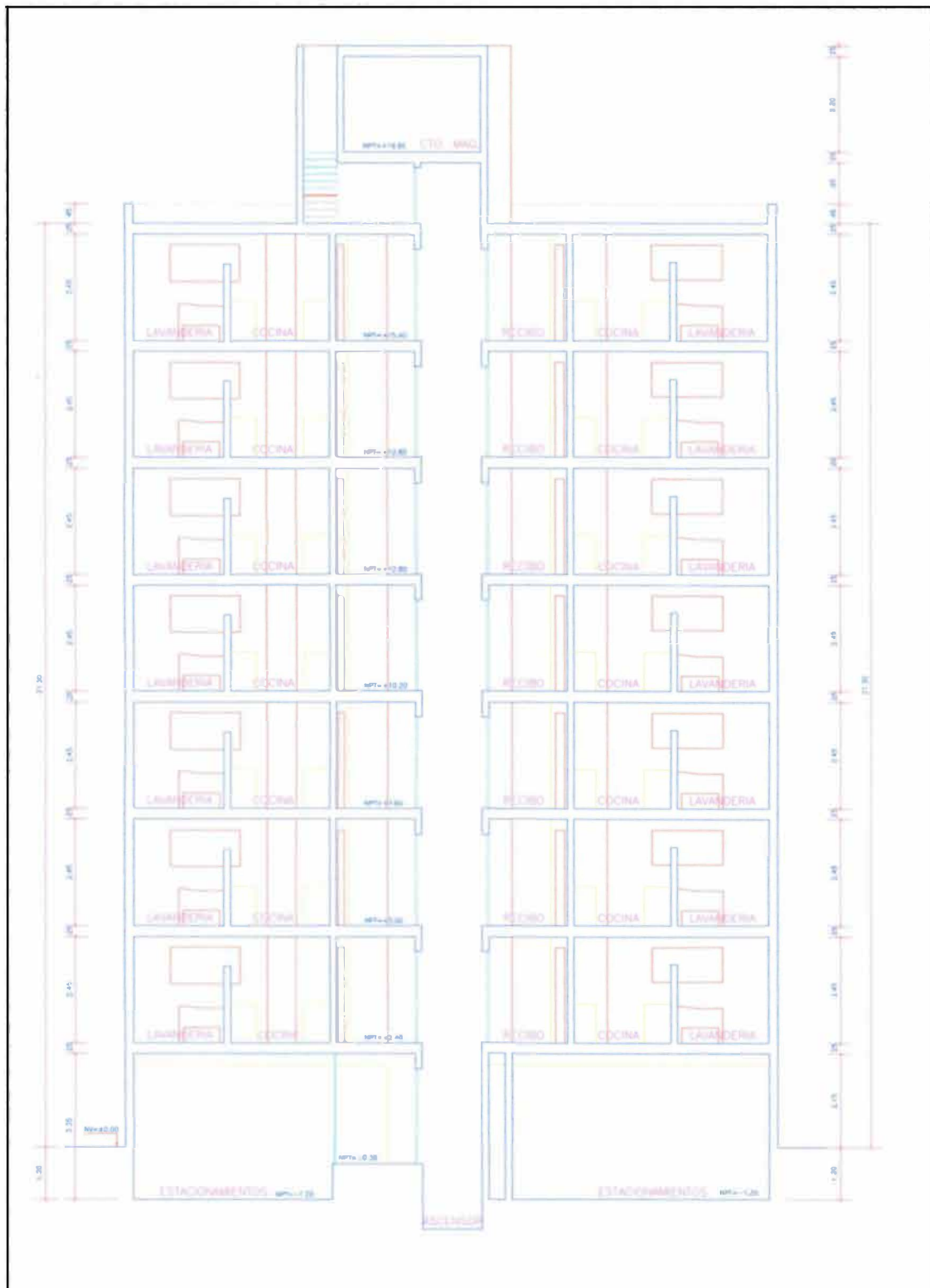


FIGURA 1.2: Vista arquitectónica en zona de ascensor.

El sistema estructural del edificio está compuesto por placas y pórticos de concreto armado y éstos a su vez reciben las losas aligeradas y/o losas macizas.

Para todos los elementos estructurales del edificio se utilizará concreto armado con un $f'c$ nominal de 210 kg/cm² y un acero de refuerzo grado 60 ($f_y = 4200$ kg/cm).

Debido al estudio de suelo realizado, se determinó que según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, este suelo se clasifica como suelo S1 (grava densa). La capacidad portante es de 4.00 kg/cm² y la profundidad de cimentación, debe ser 1.50m. debajo del NPT.



CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO.

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN.

Nuestro país, en especial la costa peruana, donde se encuentra ubicado nuestro proyecto, está considerada con alto peligro sísmico, por lo que la estructuración del edificio debe satisfacer los requerimientos tanto para cargas verticales como para las sollicitaciones sísmicas. Para lograr satisfacer estos requerimientos, se debe contar con una serie de elementos estructurales que en conjunto brinden un adecuado comportamiento de la edificación a lo largo de su vida útil.

El planteamiento de la estructura se elabora en base a la arquitectura del edificio. En ésta se ubican los elementos estructurales tratando siempre de no afectar la estética arquitectónica del edificio ni la funcionalidad del mismo.

Además, se busca que la estructuración sea lo más simple posible, asimismo debemos considerar algunos criterios universalmente aceptados e incluidos en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente como: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, consideración de las condiciones locales, buena práctica constructiva con una supervisión estructural rigurosa, entre otros.

2.2 SISTEMA ESTRUCTURAL PLANTEADO.

ELEMENTOS VERTICALES:

Con la finalidad de dotar al edificio mejor rigidez se colocan placas en ambas direcciones, de tal manera que en la dirección X-X se harán placas de concreto armado los muros del ascensor y los muros del eje E en la zona de los baños. Para la dirección Y-Y se colocarán placas en los ejes 1 y 7 entre los ejes A y B y dos más la zona de la escalera. Adicionalmente se colocarán pórticos en los ejes 1 y 7 entre los ejes C y F.

ELEMENTOS HORIZONTALES:

Las losas en todos los pisos se han considerado de dos tipos: losas aligeradas en una dirección y losas macizas las cuales trabajarán en dos direcciones. Las losas macizas se han considerado con la finalidad de dotarle mayor rigidez al estrechamiento intermedio que presenta la planta. También se colocó losa maciza en la zona de baños porque en esta zona es atravesada por varias tuberías, esto es una recomendación del ingeniero sanitario para no tener problemas al momento de hacer el tendido de sus tuberías debido a la pendiente.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

LOSAS ALIGERADAS

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas, se siguen las siguientes recomendaciones para evitar la verificación de deflexiones:

- Peralte (h) $\geq l_n / 25$
- Luces menores a 7.5m.
- Sobrecargas menores a 350kg/m^2 .

Estas recomendaciones fueron obtenidas de la Norma E.060 Concreto Armado y del libro Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco Blasco.

En este proyecto las luces libres máximas están alrededor de 3.90m y la sobrecarga para edificios destinados a vivienda, según la Norma E.020 Cargas, es de 200kg/m^2 ; cumplimos con las recomendaciones y no es necesaria la verificación de las deflexiones.

Finalmente se decidió utilizar un aligerado de $h=17\text{cm}$ de peralte (Figura 2.1).

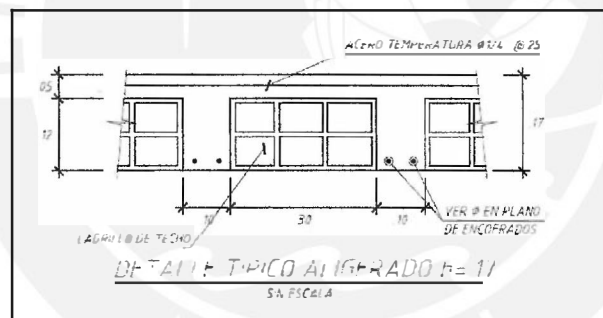


Figura 2.1 Sección típica de aligerado

LOSAS MACIZAS

Para el predimensionamiento del peralte h de las losas macizas, se siguen las recomendaciones de la Norma E.060 Concreto Armado, para evitar la verificación de deflexiones:

- $h \geq l_n / 30$
- $h \geq \text{perímetro} / 180$

Siguiendo con esta recomendación, dado que tenemos una luz libre de 3.25m, en la zona comprendida entre los ejes E y F, y los ejes 1 y 2, mostradas en la Figura 2.3, deberíamos usar una losa maciza con $h > 3.25\text{m} / 30 = 0.11\text{m}$. Sin embargo para tener un solo peralte de losas en todo el proyecto, se decidió utilizar una losa maciza de 17cm de peralte.

VIGAS

Para el predimensionamiento de las vigas, se siguen las recomendaciones de la Norma E.060 Concreto Armado y del libro Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco Blasco, para evitar la verificación de deflexiones y tener cuantías de acero bajas:

- El peralte se calcula considerando de 1/10 a 1/12 de la luz libre de la viga.
- El ancho de la viga puede considerarse entre 0.30% a 0.50% el peralte de la viga.
- Además para las vigas que forman pórticos sismorresistentes, el ancho nunca debe ser menor a 25cm.

En nuestro caso, tomamos una viga con luz libre igual a 6.40m, entre los ejes C y E, entonces el peralte estará entre 0.53m y 0.64m. Por lo que escogemos un peralte de 0.60m para todas las vigas y un ancho de 0.25m para todas las vigas que formen pórticos sísmicos.

La Norma E.060 Concreto Armado nos indica que no será necesaria la verificación de las deflexiones si se cumple con tener un peralte mayor a $L/16$.

Para la misma viga, tenemos $L / 16 = 6.40 / 16 = 0.40m$, y como tenemos un peralte de 0.60m, se cumple con este criterio y por lo tanto no es necesario verificar las deflexiones en vigas.

COLUMNAS

Debido a la existencias de placas en ambas direcciones y teniendo en consideración que éstas absorben la mayor cantidad de fuerza sísmica, las columnas se predimensionan para que el esfuerzo axial bajo condiciones de servicio sea menor o igual a $0.45f'c$. Se muestra 3 casos en las tablas 2.1 y 2.2.

$$A_{requerida} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

$$P_{servicio} = CM + CV$$

$$CM + 0.25CV = \left(1.00 \text{ ton}/m^2\right) (\#pisos)$$

Tabla 2.1 Predimensionamiento de columnas por carga axial.

Columna	Área tributaria (m ²)	# pisos	CV (ton)	CM (ton)	P servicio (ton)	A requerida (cm ²)	Sección elegida (cm ²)
C1	30	8	48	228	276	2921	25x120=3000
C2	10	8	16	76	92	974	25x60=1500
C3	25	8	40	190	230	2434	30x100=3000

Luego de realizar el predimensionamiento por carga axial, debemos verificar las condiciones de pandeo para las columnas, aplicando la siguiente fórmula:

$$\delta_{local} (\delta_1) = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{\Phi P_{cr}}} \approx 1$$

Asumiendo $C_m = 0.4$

Obtenemos: $\Phi P_{cr} \geq 1.66 Pu$

En donde: $\Phi = 0.7$

P_{cr} = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

La carga crítica se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{kh}\right)^2 E I_{ef}$$

En donde: $k = 1$

h = altura de la columna

E = Módulo de elasticidad del concreto

I_{ef} = Inercia efectiva de la sección ($I_{real} / 5$)

Tabla 2.2 Verificación por pandeo en las columnas en el primer piso.

Columna	Sección (m)		Área Sección (m ²)	P Ultima (ton)	Inercia Efectiva (cm ⁴)	H de entrepiso (m)	$\Phi * P_{cr}$ (ton)	$\Phi * P_{cr} / P_u \geq 1.67$
C1	0.30	1.20	0.36	401	54000	3.1	844	2.11
C2	0.25	0.60	0.15	134	15625	3.1	244	1.83
C3	0.30	1.00	0.30	334	45000	5.2	653	1.95

En la figura 2.2 se muestran las secciones de las columnas:

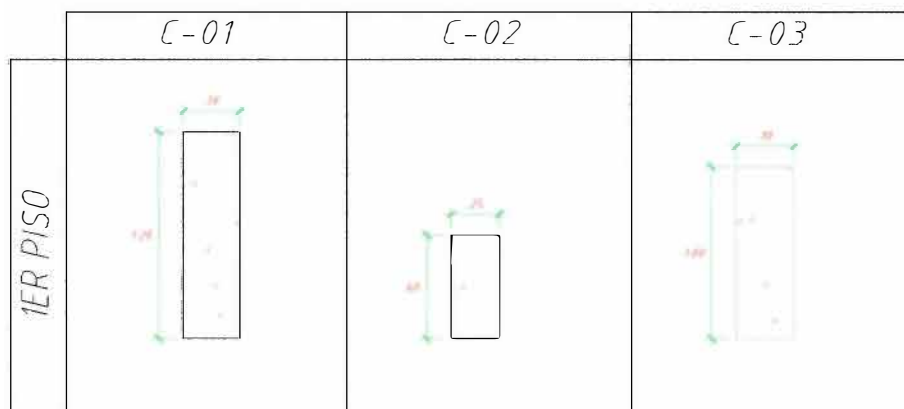


Figura 2.2. Secciones de columnas

Durante el diseño las secciones de las columnas pueden modificarse ya que en este predimensionamiento no se ha considerado el efecto del sismo.

PLACAS

Para el predimensionamiento de las placas, se sigue la siguiente recomendación:

- Las placas se predimensionan para resistir el 80% de la fuerza cortante basal estática. De tal manera tenemos la siguiente expresión:

$$A_c = \frac{0.80 \times V_{est}}{(0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} + 0.85 \times \rho_h \times 4200)}$$

En donde: A_c = Área de corte requerida.

ρ_h = 0.0025

f'_c = 210 kg/cm²

V_{est} = Cortante basal estática.

Esta recomendación fue obtenida de la Tesis "Diseño de un Edificio de concreto armado de 7 pisos" – año 2009, para obtener Título de Ingeniero Civil PUCP Miguel Ángel Ruiz Palacios y Edward Clarence Campos Campos.

Para determinar la fuerza cortante basal estática utilizamos la siguiente expresión:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde: Z = Factor de zona.

U = Coeficiente de uso.

C = Factor de amplificación sísmica.

S = Factor de suelo.

R = Coeficiente de reducción.

P = Peso de la estructura.

Para el cálculo de la fuerza cortante basal estimada, utilizaremos el formato propuesto en la Tesis "Diseño de un Edificio de Departamentos", año 2007, para obtener el Título de Ingeniero Civil PUCP Juan Carlos Donayre Salas. Para el cálculo de V_u , previamente estimaremos el peso de la edificación en 1 ton/m² por piso, asimismo el área a construirse en cada piso es de 261.4 m², con lo que el peso de la estructura resulta ser de 2091.20 ton.

Tabla 2.3 Factores de carga sísmica para calcular Vest:

DESCRIPCION	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Factor de Zona	Z=	0.4	Zona sísmica 3
Coefficiente de Uso	U=	1	Edificación común
Factor de amplificación del suelo	S=	1	Suelo tipo 1
Factor de Amplificación sísmica	Casumido=	2.5	
Coefficiente de Reducción	R=	4.5	Sistema estructural de placas (irregular)
Peso de la Estructura	P=	2091.2	Ton
FUERZA CORTANTE BASAL	Vxx=Vyy	464.71	Ton

Como se aprecia en la Tabla 2.3, se ha obtenido el valor de la cortante basal Vest único para ambas direcciones, con lo cual se puede determinar el área de corte Ac disponible predimensionado y comparar con el Ac requerido calculado con los factores de carga sísmica. En la tabla 2.4 se muestran los valores del predimensionamiento de las placas:

Tabla 2.4 Valores de predimensionamiento de placas.

	Dirección XX	Dirección YY	Unidad
Vest (ton)	465	465	ton
Área requerida (cm ²)	24057.41	24057.41	cm ²
Longitud Placa 1	2 x 265 = 530	2 x 130 = 260	cm
Longitud Placa 2	170	-	cm
Longitud Placa 3	295	-	cm
Longitud Placa 4	-	2 x 170 = 340	cm
Longitud Placa 5	-	2 x 460 = 920	cm
Longitud total disponible	995	1520	cm
Espesor requerido	24.2	15.8	cm
Espesor mínimo	25	25	cm

De ser necesario este espesor puede ser aumentado para poder controlar los desplazamientos laterales del edificio.

La figura 2.3 muestra la estructuración planteada para el piso típico del edificio.

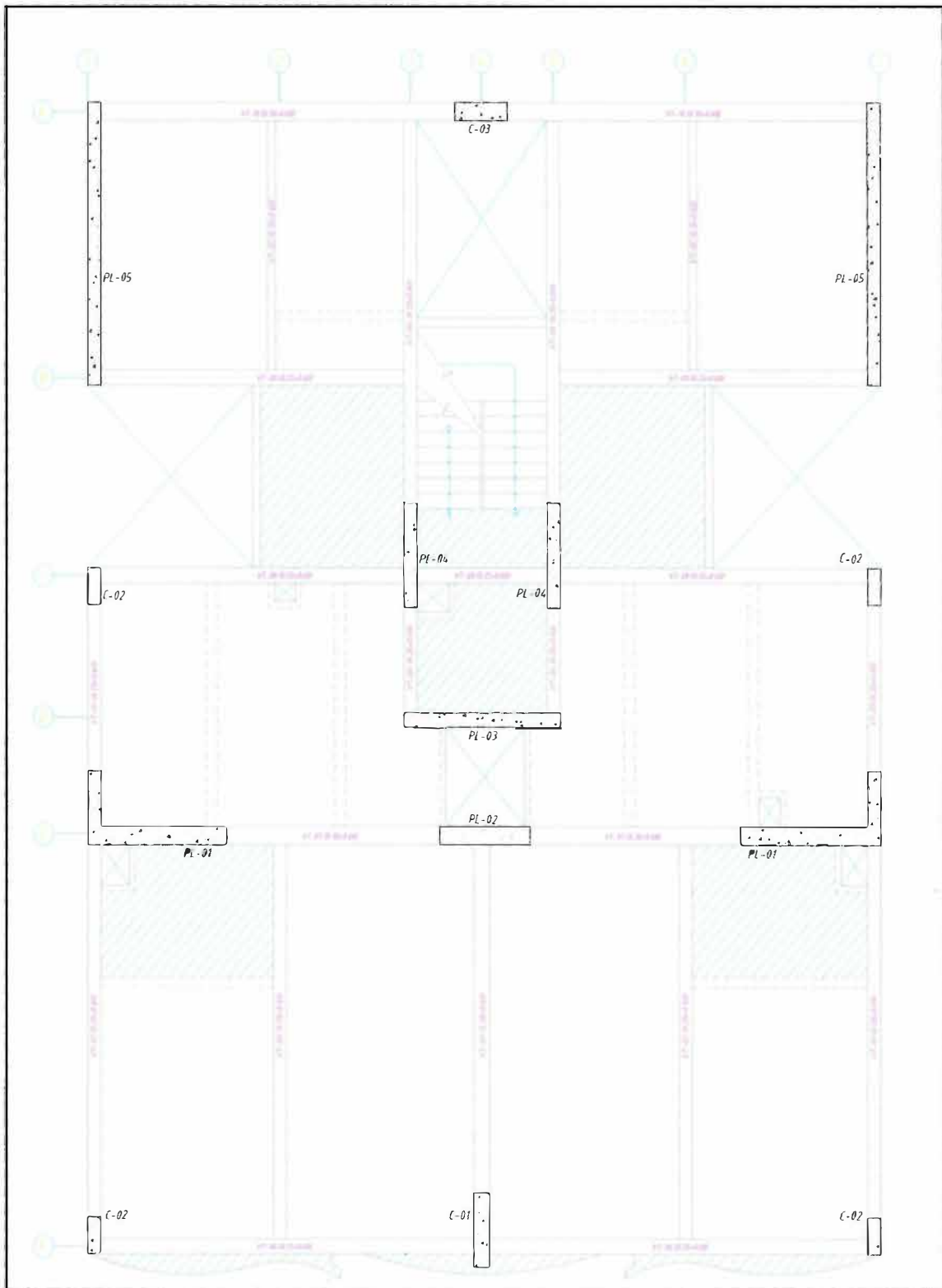


FIGURA 2.3: Estructuración de planta típica.

CAPITULO 3: ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.

3.1 CARGAS DE DISEÑO PARA EL ANALISIS

La Norma E.020 Cargas, permite obtener las cargas muertas (peso propio) y las cargas vivas (sobrecarga) para el diseño. En las tablas 3.1 y 3.2 se muestran estos valores.

Tabla 3.1. Pesos propios de los materiales

Material	Peso Unitario
Unidades de Albañilería de arcilla cocida sólidas	1800 kg/m ³
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Agua	1000 kg/m ³
Aligerado convencional h = 17cm	280 kg/m ²

Tabla 3.2. Sobrecargas

Ocupación o Uso	S/C (kg/m ²)
Viviendas, corredores y escaleras	200
Azotea	100

3.2 ANALISIS DE LOS SISTEMAS DE LOSAS

LOSAS ALIGERADAS:

Las losas aligeradas en una dirección están compuestas por viguetas @ 40cm a ejes igualmente espaciadas; la sección típica del aligerado se mostró en la Figura 2.1.

Las cargas pueden ser de 2 tipos: las cargas uniformemente distribuidas por metro lineal considerando como ancho el ancho tributario de la vigueta y las cargas concentradas provenientes de los tabiques perpendiculares al sentido de las viguetas. Luego llevamos estas cargas al estado último utilizando los factores de amplificación de la Norma E.060 Concreto Armado (1.4M + 1.7V). En la tabla 3.3 se muestra el resumen del metrado de cargas.

Tabla 3.3. Metrado de cargas de losas aligeradas

CARGA MUERTA DISTRIBUIDA:		SERVICIO	ULTIMO
Peso propio:	280kg/m ² x 0.40m	112kg/m	213 kg/m
Piso terminado	100kg/m ² x 0.40m	40kg/m	
CARGA VIVA DISTRIBUIDA:			
Sobrecarga:	200kg/m ² x 0.40m	80kg/m	136 kg/m
CARGA MUERTA CONCENTRADA:			
Tabiques:	1800kg/m ³ x 0.15m x 0.40m x 2.40m	259.2kg	298 kg

Las viguetas se modelan como elementos barras (frame), ya que éstas trabajan en una dirección y las condiciones de borde dependen de los apoyos que tiene la losa aligerada. Las viguetas se consideran apoyadas sobre las vigas o placas y empotradas si llegan a losa maciza.

Con la ayuda del programa SAP2000 modelamos las viguetas, definimos las condiciones de apoyo e ingresamos las cargas provenientes del metrado de la tabla 3.3. En la figura 3.1 se muestra el modelo de una vigueta de piso típico ubicada entre los ejes A y B con 1 y 3.

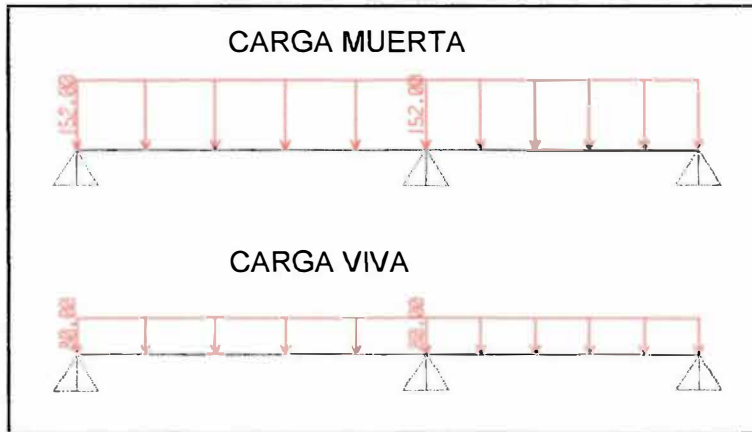


Figura 3.1. Modelo de una vigueta del piso típico.

Luego se procede al análisis con la ayuda del programa mencionado y obtenemos los diagramas de momento flector y de fuerzas cortantes, tal como se puede ver en las figuras 3.2 y 3.3 respectivamente.

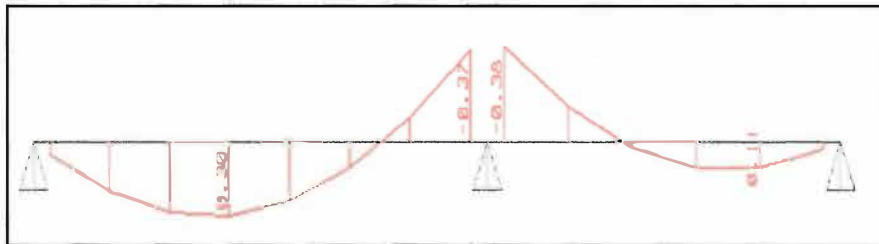


Figura 3.2. Diagrama de momentos flectores de la viga (última).

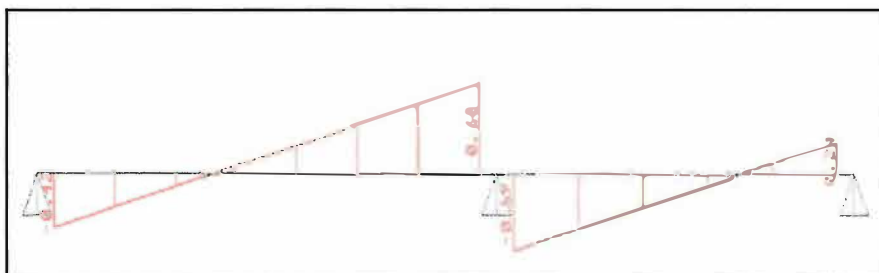


Figura 3.3. Diagrama de fuerzas cortantes de la viga (última).

LOSAS MACIZAS:

Las losas macizas trabajan en dos direcciones por lo que debemos realizar un análisis bidimensional de elementos finitos con cargas distribuidas por metro cuadrado.

La condición de apoyo dependerá del paño analizado. Cuando la losa maciza se apoya sobre las vigas peraltadas debemos considerarla como apoyada y en caso exista continuidad de momentos negativos con el aligerado, se considerará empotrada.

Tabla 3.4. Metrado de cargas de losas macizas.

CARGA MUERTA DISTRIBUIDA:		SERVICIO	ULTIMO
Peso propio:	2400kg/m ³ x 0.17m	408 kg/m ²	711 kg/m ²
Piso terminado	100kg/m ²	100 kg/m ²	

CARGA VIVA DISTRIBUIDA:			
Sobrecarga:	200kg/m ²	200 kg/m ²	340 kg/m ²

CARGA MUERTA CONCENTRADA:			
Tabiques:	1800kg/m ³ x 0.15m x 2.40m	648 kg/m	907 kg/m

Con la ayuda del programa SAP2000 modelamos las losas macizas, definimos las condiciones de apoyo e ingresamos las cargas provenientes del metrado de la tabla 3.4. En la figura 3.4 se muestra el modelo de una losa maciza de piso típico (M11) ubicada entre los ejes B y C con 2 y 3.

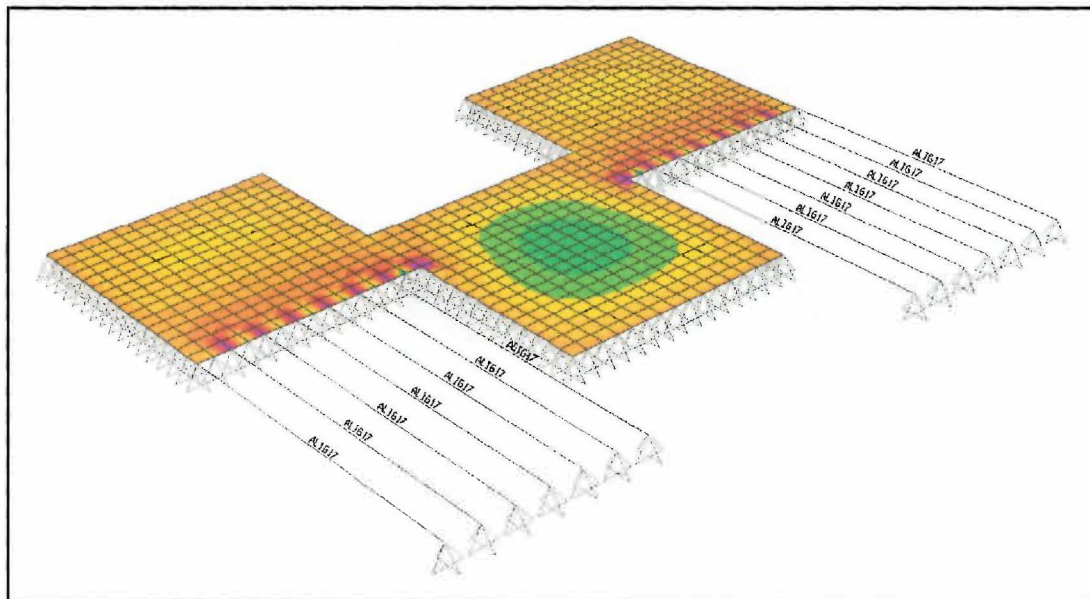


Figura 3.4. Momentos M11 de la losa maciza (último).

3.3 ANALISIS DE VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS

MODELO ESTRUCTURAL:

Se desarrolló un modelo tridimensional del edificio en el que los elementos que lo conforman admitan deformaciones por esfuerzos cortantes, flexión y axiales.

Para este modelo, las vigas y columnas se modelaron como elementos unidireccionales tipo FRAME, a las vigas se les anuló la resistencia a la torsión.

Las placas se modelaron como elementos bidireccionales tipo SHELL con el ancho y longitud que les corresponde. Todos los elementos verticales se consideraron empotrados en sus bases.

Las losas, tanto aligeradas como macizas, se modelaron como elementos bidireccionales tipo MEMBRANA, éstas se encargan de transmitir las cargas hacia las vigas y placas sin aportar rigidez a la estructura. Adicionalmente se asignaron diafragmas rígidos, esto permite la compatibilización de desplazamientos de todos los puntos ubicados dentro de cada losa.

La figura 3.5 muestra el modelo del edificio realizado en el programa ETABS.

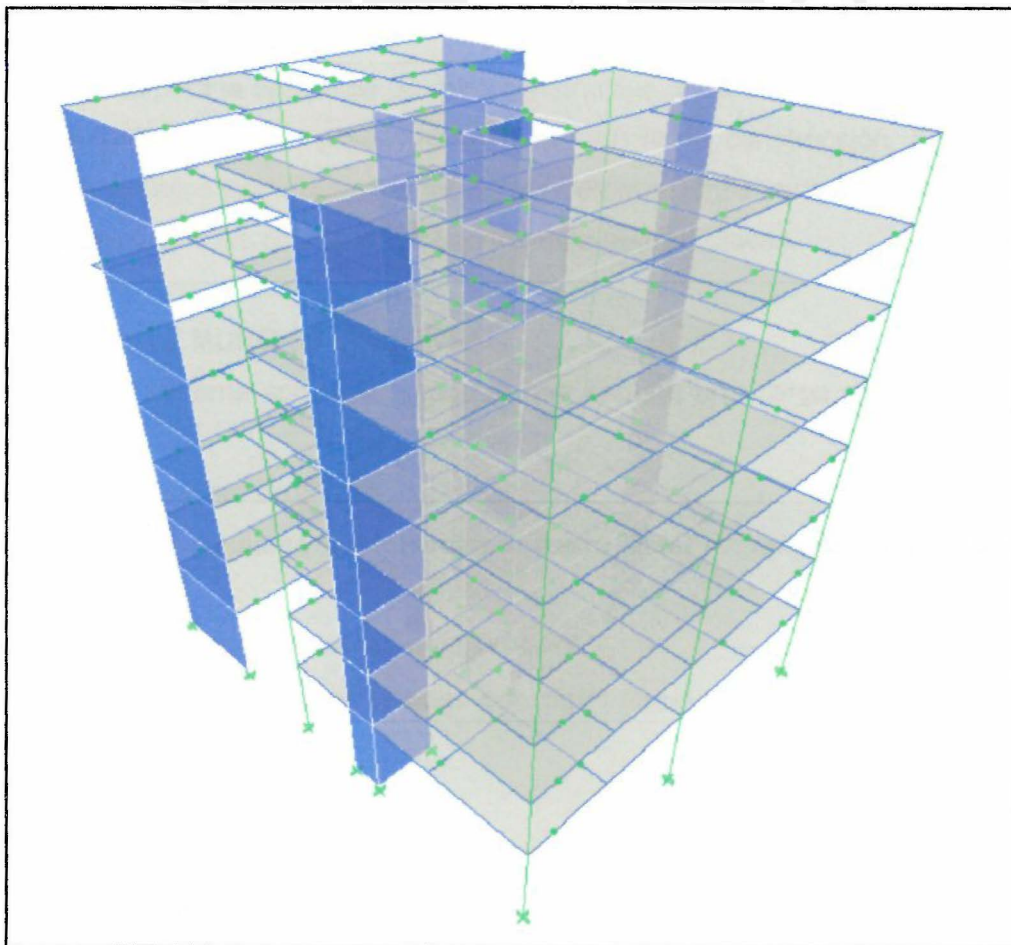


Figura 3.5. Vista en 3D del modelo.

En el modelo se trabajó con los estados de carga muerta y carga viva.

El peso propio de los elementos fue incorporado por el programa asignando una densidad de 2.4ton/m³.

Las losas fueron definidas con el espesor muy pequeño y se les agregó la carga muerta proveniente del peso propio y del piso terminado, y la carga viva debido a la sobrecarga.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

Las columnas con más carga axial se van acortando más, sin embargo los techos se van nivelando en cada operación de llenado. Esto ocasiona que en los pisos inferiores las columnas más cargadas se hayan acortado más y las vigas presenten una ligera disminución del momento negativo en estos apoyos.

Cuando se modela y se aplican las cargas en una sola operación, las columnas centrales más cargadas se acortan más que las placas y columnas exteriores y la nivelación de los pisos que se realiza durante el proceso constructivo no se representa en el modelo.

El ETABS incorpora la opción de proceso constructivo, ésta sirve para que el programa analice el edificio piso por piso, según su secuencia de construcción. Esto ayuda a corregir las posibles incompatibilidades de las deformaciones verticales que se podrían ocasionar dado que las columnas se acortan más que las placas.

3.4 ANALISIS DE MURO DE CISTERNA

Los muros de cisterna son losas macizas que reciben una carga perpendicular a su plano.

Las cargas pueden ser de 3 tipos:

- Las cargas triangulares distribuidas por metro lineal provenientes del empuje que ejerce la tierra.

$$E_a = (F.A.)(k_a)(Y)(H), k_a = 0.28 \text{ según el EMS.}$$

- Las cargas triangulares distribuidas por metro lineal provenientes del empuje que ejerce el agua.

$$E_a = (F.A.)(k_a)(Y)(H), k_a = 1.0$$

- Las cargas uniformemente distribuidas por metro lineal provenientes del empuje que ejerce la sobrecarga.

$$E_{s/c} = (F.A.)(k_a)(S/C), k_a = 0.28$$

- En la tabla 3.5 se muestra el resumen del metrado de cargas.

Tabla 3.5. Metrado de cargas de muros de cisterna

CARGA:		SERVICIO	ULTIMO
Empuje de tierra	(0.28)(2ton/m ³)(2.45m)	1.37 ton/m	2.47 ton/m
Empuje de agua	(1)(1ton/m ³)(2.45m)	2.45 ton/m	4.41 ton/m
Empuje de sobrecarga	(0.28)(0.25ton/m ²)	0.07 ton/m	0.12 ton/m

Los muros se modelan como elementos frame, ya que trabajan en una dirección y las condiciones de borde dependen de los apoyos que tiene el muro de cisterna.

Con la ayuda del programa SAP2000 modelamos los muros, definimos las condiciones de apoyo e ingresamos las cargas provenientes del metrado de la tabla 3.5. En la figura 3.6 se muestra el modelo del muro de cisterna típico.

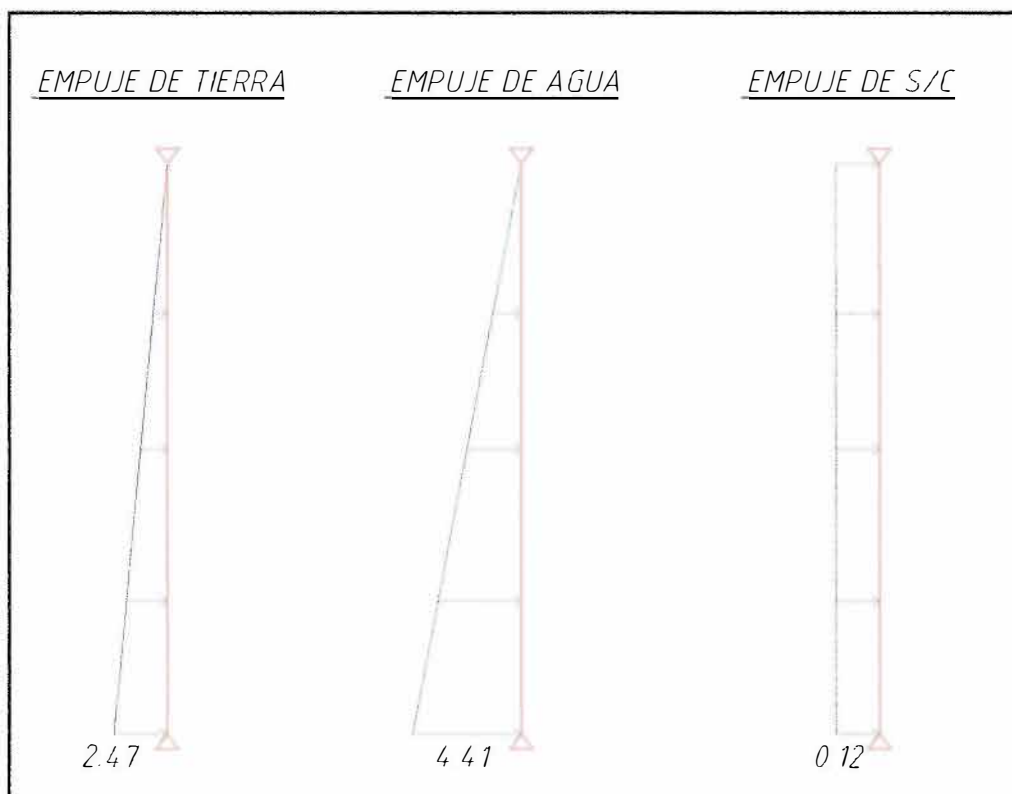


Figura 3.6. Modelo de un muro de cisterna típico.

Luego se procede al análisis con la ayuda del programa mencionado y obtenemos los diagramas de fuerzas cortantes y de momento flector, tal como se puede ver en las figuras 3.7 y 3.8 respectivamente.

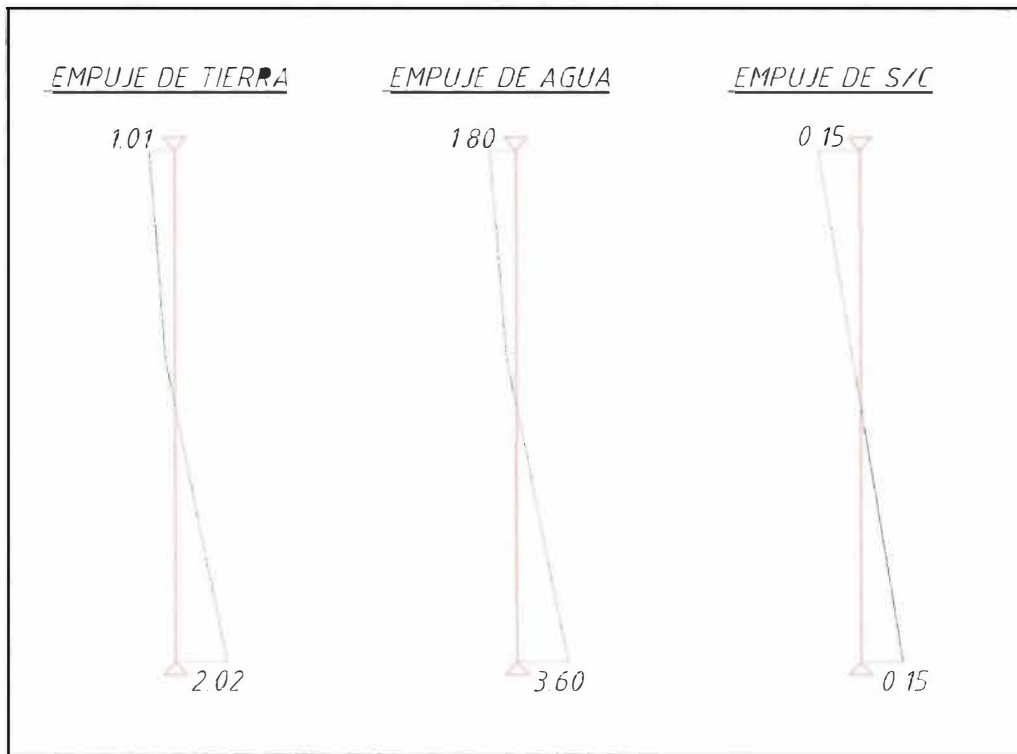


Figura 3.7. Diagrama de fuerzas cortantes.

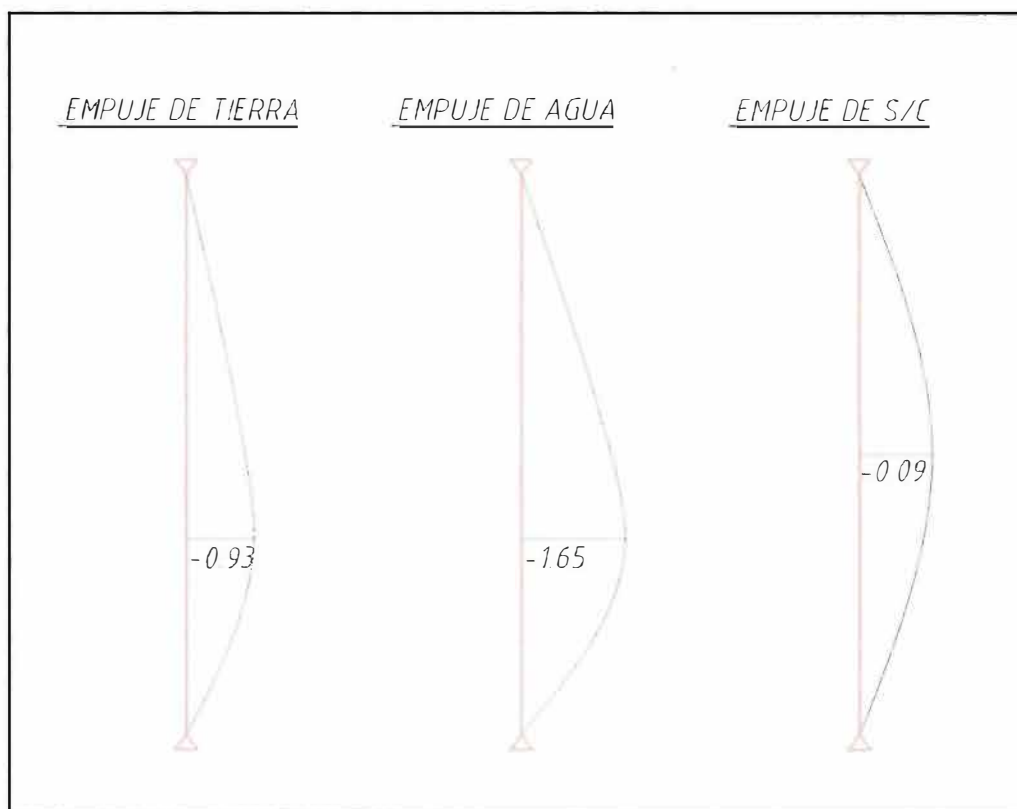


Figura 3.8. Diagrama de momento flector.

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO

La estructura debe satisfacer las condiciones de gravedad y también las solicitaciones sísmicas.

El análisis sísmico permite verificar que la estructura responda satisfactoriamente los requerimientos de rigidez y de desplazamientos contemplados en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Además se obtendrán las fuerzas internas de los elementos sismorresistentes que serán considerados para el diseño.

La Norma establece dos métodos de análisis, un procedimiento dinámico aplicable a cualquier estructura, y un método estático aplicable solo a edificios regulares y de no más de 45m de altura. El edificio a analizar es irregular (por las esquinas entrantes), por lo que se procederá a usar el método dinámico del edificio.

4.1 MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.

El modelo dinámico del edificio se idealiza mediante un grupo de diafragmas con 3 grados de libertad por piso. En éste se debe definir la distribución de masas y rigideces del edificio para posteriormente someter a la estructura a un espectro de aceleraciones y analizar su respuesta.

Para la idealización del edificio se utilizó el modelo tridimensional creado para el análisis por cargas de gravedad. En este modelo ya se establecieron la ubicación y las propiedades de los elementos. Se asignaron los diafragmas rígidos para cada piso del edificio. Con esto se tienen 3 grados de libertad por cada piso, dos de traslación y uno de rotación. Para asignar las propiedades inerciales del edificio se definió la masa del edificio en cada planta tomando en cuenta el peso propio de los elementos y de las cargas aplicadas en el modelo.

Según la categoría del edificio se dispone que la masa tomada corresponda al 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4.2 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN Y FRECUENCIAS.

El programa de cómputo usado (ETABS) calcula las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura. En la tabla 4.1 se muestran todos los modos de vibración de la estructura con los periodos y masas participantes que les corresponde.

Tabla 4.1. Modos de vibración y porcentaje de masa participante.

Mode	T (s)	MASA PARTICIPANTE X	MASA PARTICIPANTE Y
1	0.96	36.10	0.01
2	0.80	0.02	71.09
3	0.70	37.98	0.01
4	0.23	9.70	0.00
5	0.18	0.01	17.79
6	0.17	5.34	0.01
7	0.10	4.10	0.00
8	0.07	0.00	6.17
9	0.07	1.66	0.01
10	0.06	1.93	0.00
11	0.04	0.00	2.71
12	0.04	0.72	0.01
13	0.04	0.98	0.00
14	0.03	0.00	1.25
15	0.03	0.27	0.01
16	0.03	0.57	0.00
17	0.02	0.23	0.00
18	0.02	0.01	0.58
19	0.02	0.18	0.01
20	0.02	0.10	0.00
21	0.02	0.07	0.02
22	0.02	0.00	0.25
23	0.01	0.02	0.00
24	0.01	0.00	0.08

Para calcular el periodo predominante del edificio en cada dirección se toman los modos de vibración al menos hasta el 90% de la masa participante para cada dirección. Las tablas 4.2 y 4.3 muestran los valores tomados para cada dirección.

Tabla 4.2. Modos de vibración predominantes en la dirección X.

Mode	T (s)	MASA PARTICIPANTE X	
1	0.96	36.10	
3	0.70	37.98	
4	0.23	9.70	
6	0.17	5.34	
7	0.10	4.58	
		93.70	T_x = 0.70s

Tabla 4.3. Modos de vibración predominantes en la dirección Y.

Mode	T (s)	MASA PARTICIPANTE Y	
2	0.80	71.09	
5	0.18	17.79	
8	0.07	6.17	
		95.05	Ty = 0.80 s

4.3 ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

Se efectuó un análisis por superposición espectral, representando las sollicitaciones sísmicas por el espectro de diseño de la Norma E.030 (espectro inelástico de pseudo-aceleraciones). La respuesta de los diferentes modos se combinó usando el criterio de combinación cuadrática.

El espectro de diseño está definido por la siguiente ecuación:

$$S_a = ZUCSg/R$$

Los parámetros empleados fueron los siguientes:

Factor de Zona: $Z = 0.4$ (Depende de la ubicación geográfica del edificio, en nuestro caso se ubica en la zona sísmica 3)

Coefficiente de Uso: $U = 1$ (La categoría del edificio corresponde a una edificación común)

Factor de Amplificación Sísmica: C , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración en el suelo, depende del periodo fundamental de la estructura. Está dado por la siguiente expresión $C = 2.5 \times (T_p/T)$. El mayor valor que puede tomar C es 2.5 y el mínimo 0.125R.

Parámetros de Suelo: $S = 1$ (Suelo tipo 1) y $T_p=0.4$

Coefficiente de Reducción: $R = 6 \times 0.75 = 4.5$ (sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado, reducido por ser una estructura irregular). Este coeficiente de reducción "R" representa que ante un sismo severo la estructura ingresa a un rango inelástico donde los desplazamientos aumentan pero la resistencia máxima de la estructura permanece constante.

Aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

4.4 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas obtenidos en el ETABS, se multiplicarán por 0.75R para considerar que

la estructura estará sometida a un sismo severo con incursiones en el rango inelástico.

En la tabla 4.4 se muestran los desplazamientos laterales de cada entrepiso del edificio.

Tabla 4.4. Desplazamientos laterales de entrepiso (cm) y deriva (‰).

PISO	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO ELASTICO		DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO INELASTICO		DERIVA	
	XX	YY	XX	YY	XX	YY
T8	3.79	2.90	12.79	9.79	5.89	4.91
T7	3.31	2.50	11.17	8.44	6.38	5.15
T6	2.79	2.08	9.42	7.02	6.63	5.40
T5	2.25	1.64	7.59	5.54	6.87	5.15
T4	1.69	1.22	5.70	4.12	6.75	5.03
T3	1.14	0.81	3.85	2.73	6.14	4.54
T2	0.64	0.44	2.16	1.49	4.91	3.44
T1	0.24	0.16	0.81	0.54	2.95	1.96

La Norma establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso de nuestro edificio las máximas derivas fueron de 6.87‰ y 5.40‰ en la dirección XX e YY respectivamente. Por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.

4.5 VERIFICACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACION SISMICOS.

Con los resultados del análisis dinámico del edificio, se halló el porcentaje de cortante que toman las placas y las columnas del edificio para cada dirección.

En la tabla 4.5 se muestra la distribución de fuerzas en muros y columnas.

Tabla 4.5. Porcentaje de cortantes en placas y columnas.

	Vx (ton)	PORCENTAJES %	Vy (ton)	PORCENTAJES %
COLUMNAS	12.50	7.81	8.20	3.58
PLACAS	147.60	92.19	220.73	96.42
	160.10		228.93	

El porcentaje de fuerza cortante que toman las placas en ambas direcciones es mayor al 80% de la cortante basal, con esto comprobamos que el sistema estructural asumido es consistente con el indicado por la Norma E.030.

Los resultados del análisis dinámico se deben escalar en función de la fuerza cortante basal correspondiente al análisis estático. Dado que es una estructura irregular, la fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 90% de la calculada para el análisis estático. El cortante basal estático se estima de acuerdo a la siguiente expresión.

$$V_{estático} = ZUCSP / R$$

El valor de C depende de los períodos de vibración y es diferente para cada dirección del análisis, los valores de C considerados fueron de 1.429 y 1.25 para la dirección XX e YY respectivamente.

El peso de la edificación (P) se obtiene usando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva (edificación de Categoría C). Para el edificio el valor considerado fue 2249.1 ton, obtenido del modelo estructural.

En la tabla 4.6 se muestran los factores de escala obtenidos para ambas direcciones

Tabla 4.6 Factores de amplificación sísmica para ambas direcciones.

	V ESTÁTICA(ton)	V DINÁMICA(ton)	90% V ESTÁTICA	FACTOR
SISMO XX	285.60	149.32	257.04	1.72
SISMO YY	249.90	198.96	224.91	1.13

4.6 DETERMINACIÓN DE LA JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente nos indica que se debe considerar una junta de separación sísmica (s) entre dos estructuras para evitar el contacto entre ellas durante un sismo. Los parámetros a considerar para calcular la junta son los siguientes:

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

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado ni menores que $s/2$.

La altura del edificio es de $h=2285\text{cm}$, con lo que obtenemos:

- $s_{\text{forma}} = 3+0.004(2285-500) = 10.14\text{cm}$. $s_{\text{forma}}/2 = 5.07\text{ cm (X,Y)}$

El desplazamiento máximo en la dirección XX es de 12.49cm , con lo que se obtuvo:

- $s = (2/3)(12.49)=8.34\text{cm...}(X)$

El desplazamiento máximo en la dirección YY es de 9.59cm , con lo que se obtuvo:

- $s = (2/3)(9.59)=6.39\text{cm...}(Y)$

Por lo tanto se decidió colocar una junta de 8.5cm en la dirección X y de 7cm en la dirección Y.



CAPITULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

5.1 METODOS DE DISEÑO:

Para el diseño de elementos en concreto armado se utiliza el método a la rotura, también conocido como el Diseño por Resistencia. Este método implica: a) reducir las resistencias nominales R_n de los elementos por un factor de reducción Φ ; y b) amplificar las cargas o fuerzas internas R_u , de modo que $\Phi R_n > R_u$ en cada sección del elemento.

Resistencia de diseño: Es la resistencia nominal de la sección afectada por los factores de reducción de resistencia. De la Norma E.060 se obtuvo la Tabla 5.1

Tabla 5.1. Factores de reducción de resistencia

SOLICITACIONES EN LA SECCION	FACTOR DE REDUCCION (Φ)
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexocompresión y Compresión Con Estribos	0.7
Aplastamiento	0.7

Resistencia requerida última: Es la que se obtiene por las combinaciones de las cargas amplificadas. De la Norma E.060 se obtuvo la tabla 5.2

Tabla 5.2. Factores de amplificación de carga y combinaciones.

FACTORES DE AMPLIFICACION DE CARGA Y COMBINACIONES
$1.4CM+1.7CV$
$1.25(CM+CV)\pm CS$
$0.9CM\pm CS$

Donde: CM = Carga muerta.

CV = carga viva.

CS = carga sísmica.

Nominalmente se puede escribir como sigue:

- Para flexión $\Phi M_n \geq M_u$
- Para cortante $\Phi V_n \geq V_u$
- Para carga axial $\Phi P_n \geq P_u$

DISEÑO POR FLEXION

Para calcular la resistencia a flexión (ΦM_n) en una sección rectangular de base b , altura h , peralte efectivo d y reforzado en la zona de tracción con un área de acero A_s , se utilizó la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \qquad a = A_s \cdot f_y / 0.85 f'_c \cdot b$$

El valor del momento último debe tomarse a la cara del apoyo, ya que se considera al nudo como un elemento muy rígido.

La Norma E.060 Concreto Armado indica que los diseños a flexión deben ser subreforzados, para lo cual se debe tener una cuantía menor al 75% de aquel que produzca la falla balanceada para preservar un comportamiento dúctil. En el caso que este refuerzo no sea suficiente, se añade refuerzo en compresión para lograr la resistencia requerida.

Los requisitos específicos para diseño por flexión en losas y vigas se explican en el respectivo acápite.

DISEÑO POR CORTANTE

Para calcular la resistencia a corte (ΦV_n) en una sección rectangular, se considera el aporte del concreto (ΦV_c) y del acero de refuerzo (ΦV_s), con la siguiente expresión:

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

El aporte de concreto (ΦV_c) se halla a partir de las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = \phi 0.53 b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \qquad \text{Para vigas}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) \sqrt{f'_c} \qquad \text{Para columnas}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \alpha_c \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \qquad \text{Para placas}$$

El aporte del acero de refuerzo (ΦV_s) depende del área de los estribos de refuerzo que atraviesa la grieta de corte (A_v) y de su espaciamiento (s) y se halla a partir de la siguiente expresión:

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

El valor del cortante último debe tomarse a una distancia "d" de la cara del apoyo del elemento.

Los requisitos específicos para diseño por corte en los distintos elementos se explican en los respectivos acápite.

DISEÑO POR CAPACIDAD

El análisis sísmico de los edificios supone que la estructura puede incursionar en el rango inelástico, es por ello que los elementos sismorresistentes deben tener la suficiente ductilidad para que no se presenten daños importantes en la estructura. Para buscar este comportamiento, se debe buscar las fallas dúctiles (flexión) y evitar las fallas frágiles (corte). Por esta razón, los elementos sismorresistentes deben tener mayor resistencia a corte que a flexión.

En el análisis para elementos en flexión - vigas, la fuerza cortante V_u está relacionada con la capacidad máxima que genera la sección más la cortante isostática del elemento. La cortante asociada al diseño por capacidad es la mostrada en la figura 5.1.

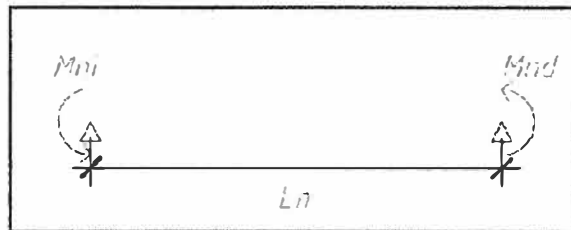


Figura 5.1. Diseño por capacidad en vigas.

$$V_u = V_u \text{ isostático} + \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{L_n}$$

En el análisis para elementos en flexo-compresión - columnas, la fuerza cortante V_u está relacionada con la capacidad máxima que genera el acero de refuerzo de una sección. La cortante asociada al diseño por capacidad es la mostrada en la figura 5.2.

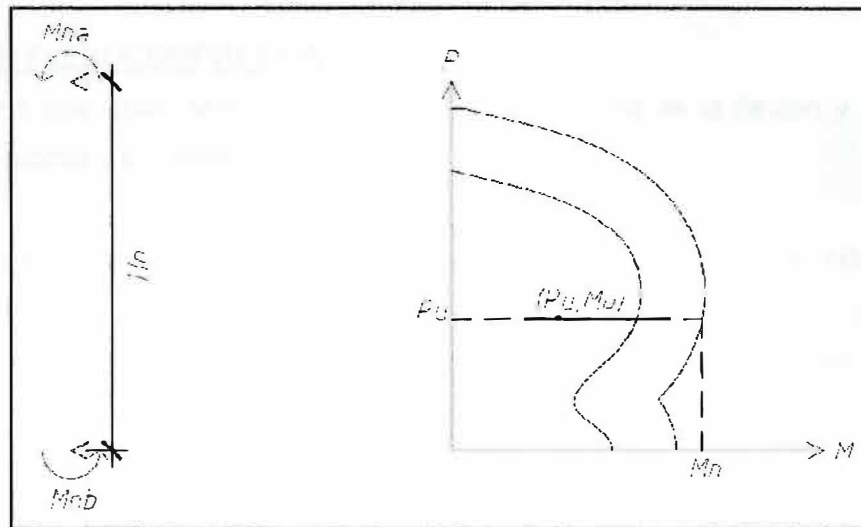


Figura 5.2. Diseño por capacidad en columnas.

De donde se obtiene:

$$M_{na} = M_{nb} = M_n$$

$$M_{pr} = 1.25M_n$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{H_n}$$

En el análisis para elementos en flexo-compresión - placas, la fuerza cortante V_u se obtiene multiplicando la cortante actuante por un factor de amplificación. La cortante asociada al diseño por capacidad es la mostrada en la figura 5.3.

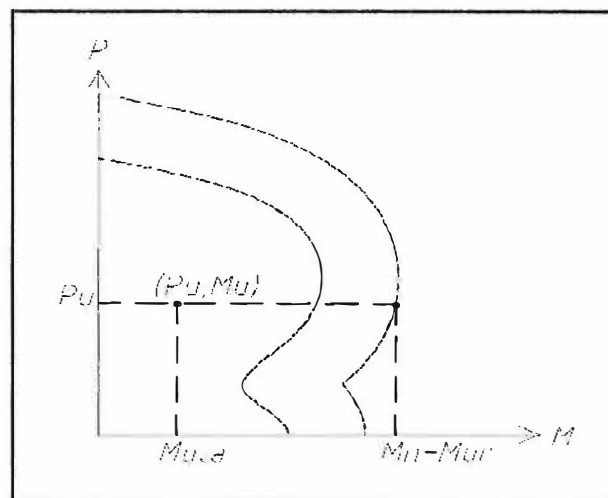


Figura 5.3. Diseño por capacidad en placas.

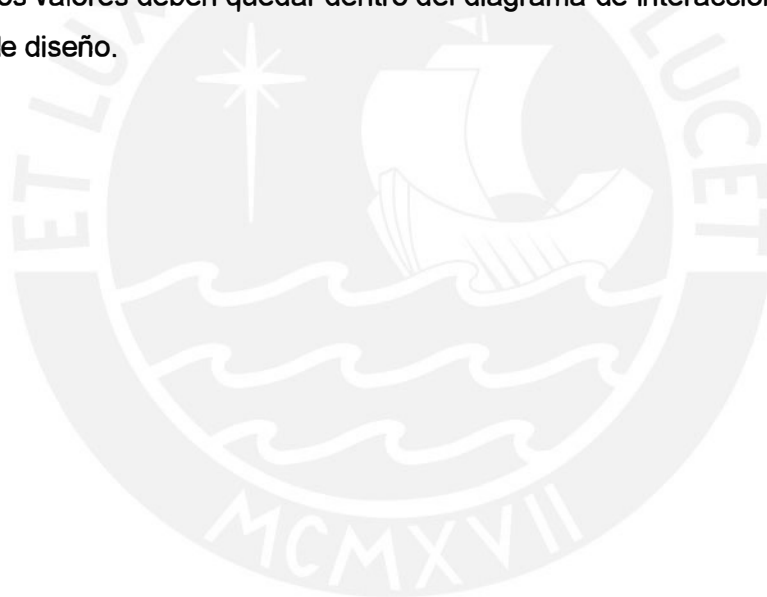
$$Vu = Vua \times \frac{Mur}{Mua}$$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Los elementos que están sometidos a la acción simultánea de la flexión y de carga axial son las placas y columnas.

Para una sección transversal y una distribución de refuerzo conocida, se puede obtener diferentes valores de carga axial y momento resistentes. A la representación gráfica de estos pares de valores (ΦPn y ΦMn), se le conoce como Diagrama de Interacción.

Para realizar el diseño por flexocompresión se debe cumplir que la resistencia de la sección sea mayor que las resistencias requeridas, los pares Pu y Mu obtenidos de las combinaciones de diseño deben estar contenidos dentro del diagrama de interacción. Gráficamente los valores deben quedar dentro del diagrama de interacción para cumplir los requisitos de diseño.



5.2 DISEÑO DE LOSAS

LOSAS ALIGERADAS:

Las viguetas son de 17cm de peralte y 40cm de separación. A manera de ejemplo se presenta el diseño de la vigueta de piso típico ubicada entre los ejes A y B con 1 y 3. Los valores de momento flector y fuerza cortante ya fueron calculados en el capítulo 3.

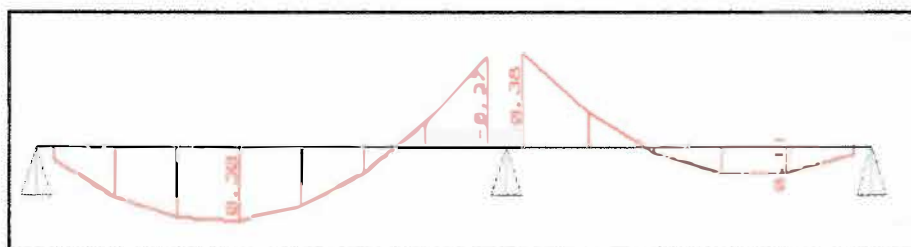


Figura 5.4. Diagrama de momentos flectores de la vigueta.

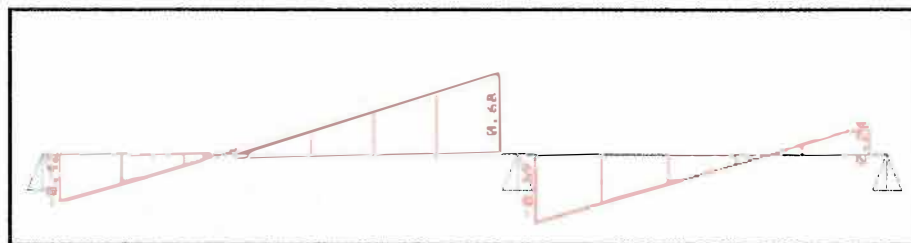


Figura 5.5. Diagrama de fuerzas cortantes de la vigueta.

Se procede a realizar el diseño por flexión:

Para $M_u^- = 0.38 \text{ ton.m}$, se requiere: $A_s = 0.70 \text{ cm}^2$

Se coloca 1 $\Phi \frac{3}{8}$ ".

Para $M_u^+ = 0.30 \text{ ton.m}$, se requiere: $A_s = 0.60 \text{ cm}^2$

Se coloca 1 $\Phi \frac{3}{8}$ ".

Para el diseño por corte, se calcula la resistencia a corte del concreto (ΦV_c) con la expresión mencionada en 5.1. La Norma E.060 Concreto Armado permite que se aumente la resistencia del concreto en un 10%, por ser elementos en serie, por lo tanto tenemos:

$$\Phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times 10 \times 14.5 \times \sqrt{210} = 1.04 \text{ ton}$$

Como los valores de V_u a "d" de la cara son siempre menores a ΦV_c , no es necesario colocar ensanches.

La figura 5.6 muestra al diseño del aligerado analizado.

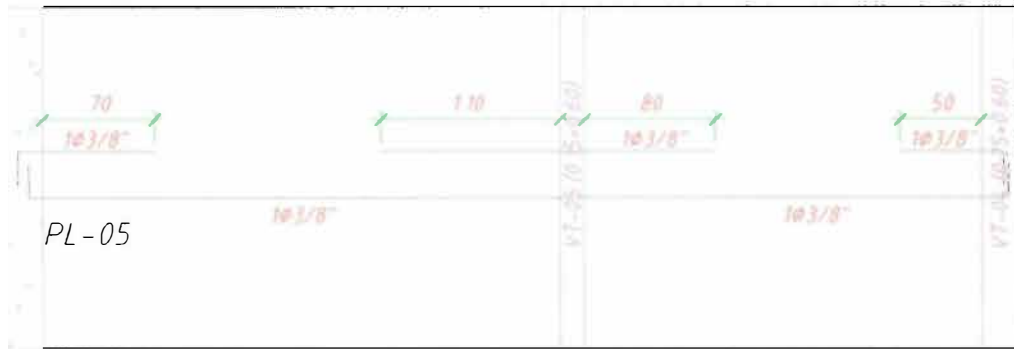


Figura 5.6. Refuerzo colocado en losa aligerada.

LOSAS MACIZAS:

Las losas macizas son de 17cm de peralte. A manera de ejemplo se presenta el diseño de la losa maciza de piso típico ubicada entre los ejes B y C con 2 y 3.

Las figuras 5.7 y 5.8 muestran los diagramas de momentos obtenidos para carga última con el programa SAP 2000. Las secciones de diseño son:

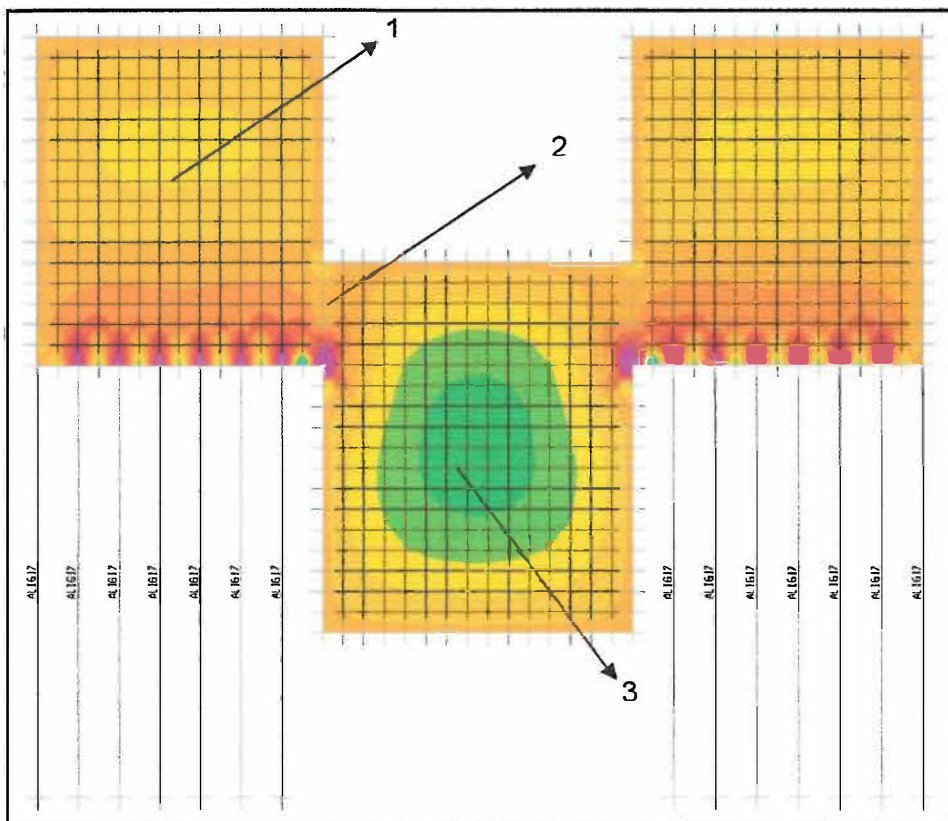


Figura 5.7. Distribución de Momentos en la dirección YY (ton-m).

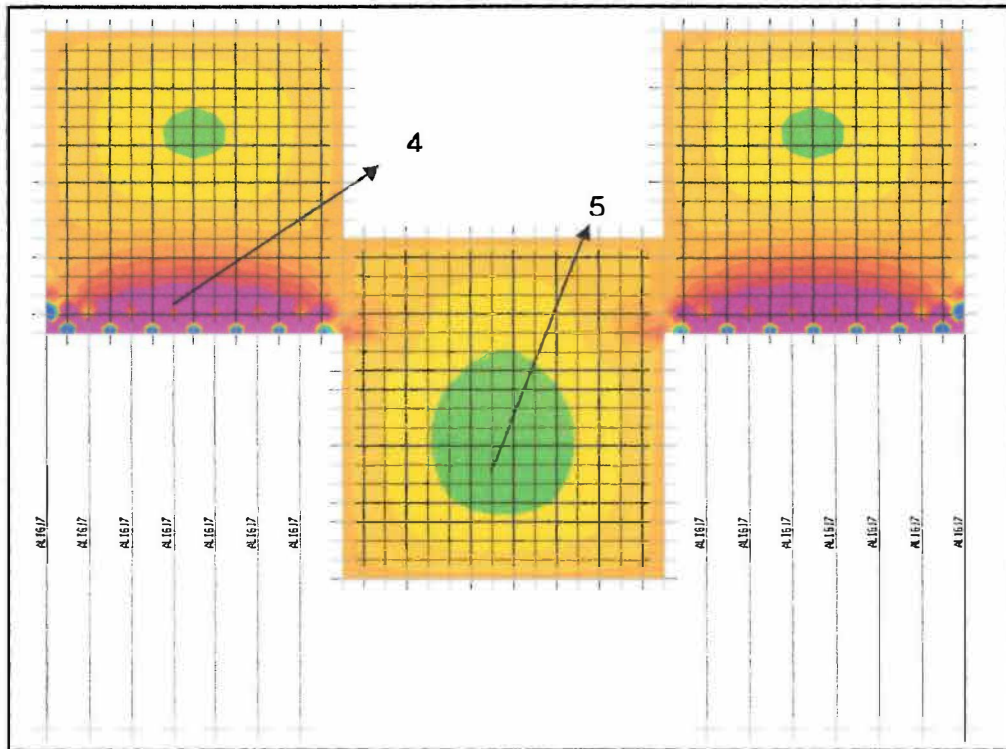


Figura 5.8. Distribución de Momentos en la dirección XX (ton-m).

Para el diseño de losas macizas la Norma indica que deben tener un acero mínimo por flexión igual a $0.0018bh$, el cual puede ser repartido en dos capas. Adicionalmente la Norma indica que la cuantía inferior debe ser $0.0012bh$ y la superior $0.0006bh$. Por lo que se emplea la siguiente distribución de refuerzo corrido, cuyas capacidades a flexión son:

Malla inferior: $8\text{mm}@0.25$ $\Phi M_n = 1.08 \text{ ton-m}$

Malla superior: $6\text{mm}@0.25$ $\Phi M_n = 0.61 \text{ ton-m}$

En caso se supere la resistencia proporcionada por la malla indicada se deberá colocar bastones adicionales para cubrir las solicitaciones últimas.

Las losas macizas no llevan refuerzo por corte, por lo que su resistencia está basada solo en el aporte del concreto. La resistencia al corte está dada por:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 14.5 \times \sqrt{210} = 9.47 \text{ ton (para 1 m de ancho).}$$

Se debe verificar que la cortante última sea menor que el valor mostrado, en caso contrario se tendrá que aumentar el peralte de la losa.

En la tabla 5.2 se aprecian los valores de momento flector y fuerza cortante y el diseño de la losa maciza. En la figura 5.9 se muestra el diseño final de la losa maciza.

Tabla 5.2. Resumen de diseño por flexión y corte.

	Diseño por flexión				
	XX			YY	
	1	2	3	4	5
Mu (ton.m)	0.2	0.7	0.5	-2.2	0.34
As (cm ²)	0.4	1.3	0.9	4.2	0.6
Refuerzo colocado	Φ 8mm @0.25	Φ 6mm @0.25 + Φ 6mm @0.25	Φ 8mm @0.25	Φ 6mm @0.25 + Φ 8mm @0.40 + Φ 3/8" @0.40	Φ 8mm @0.25
As colocado (cm ²)	2	2.8	2	4.15	2
	Diseño por corte				
Vu (ton)		2.4			
Φ Vc (ton)		9.47			

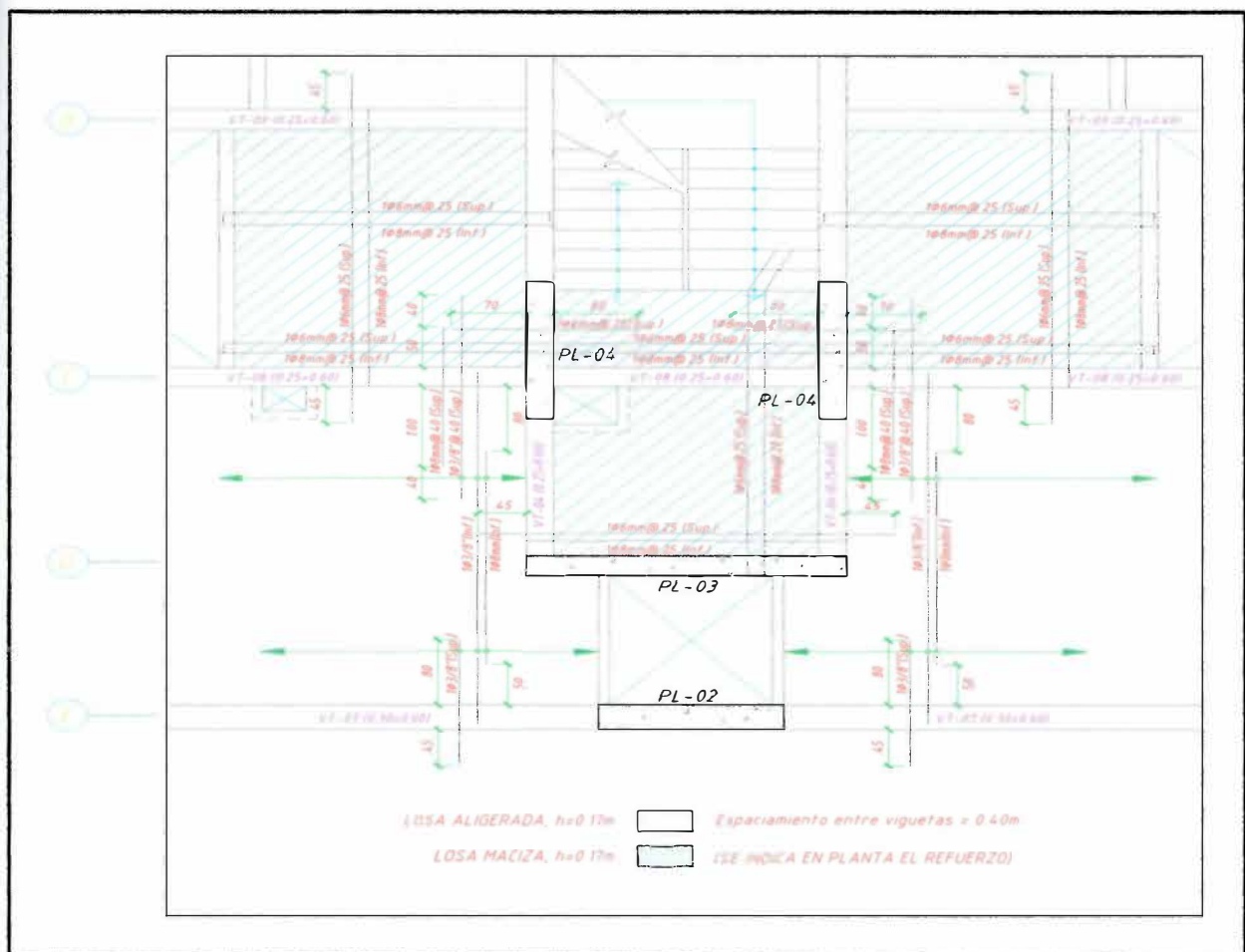


Figura 5.9. Refuerzo colocado en losa maciza.

5.3 DISEÑO DE VIGAS

CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS

- ❖ La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm².
- ❖ El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm².
- ❖ El ancho mínimo de la viga será 25cm.
- ❖ La relación entre el ancho y el peralte de la viga no será menor a 0.3.
- ❖ El acero mínimo para una sección rectangular será:

$$\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

- ❖ Las vigas tendrán como refuerzo corrido 2 barras en la parte inferior y superior de la viga.
- ❖ Todo acero de refuerzo deberá terminar en gancho en sus apoyos extremos.
- ❖ Para el acero positivo (A_s^+) se deberá correr por lo menos el mayor de los siguientes valores:
 - El acero mínimo.
 - La cuarta parte del acero positivo requerido debe llegar al nudo.
 - Se deberá proveer en los apoyos un acero positivo (inferior) calculado para un tercio del momento negativo generado en el mismo apoyo.
- ❖ Para el acero negativo (A_s^-) se deberá correr por lo menos el mayor de los siguientes valores:
 - El acero mínimo.
 - La cuarta parte del acero negativo requerido debe llegar al nudo.
 - Adicionalmente se debe proveer en los apoyos un acero negativo.

Las vigas que tengan responsabilidad sísmica deben diseñarse por capacidad. Además, la norma indica una distribución mínima de estribos la cual se muestra a continuación:

- ❖ El primero a 5cm.
- ❖ La longitud de confinamiento deberá ser 2 veces el peralte de la viga.
- ❖ En la zona de confinamiento se colocarán estribos espaciados como el menor valor de:
 - Cuarta parte del peralte efectivo.
 - Ocho veces el diámetro de la barra.
 - 30 cm.
- ❖ Fuera de la zona de confinamiento se colocarán estribos espaciados como el menor valor de:
 - Mitad del peralte efectivo de la viga.

A modo de ejemplo se diseña una viga sometida principalmente a cargas de gravedad y otra donde las solicitaciones sísmicas son las más importantes.

Para el caso donde las cargas de gravedad son las más importantes, se mostrará el diseño de la viga del piso típico VT-02. La figura 5.10 muestra el esquema de la viga con las secciones de diseño, la figura 5.11 el diagrama de envolvente de momento flector y la figura 5.12 el diagrama de envolvente de fuerza cortante.



Figura 5.10. Secciones de diseño en viga a diseñar.

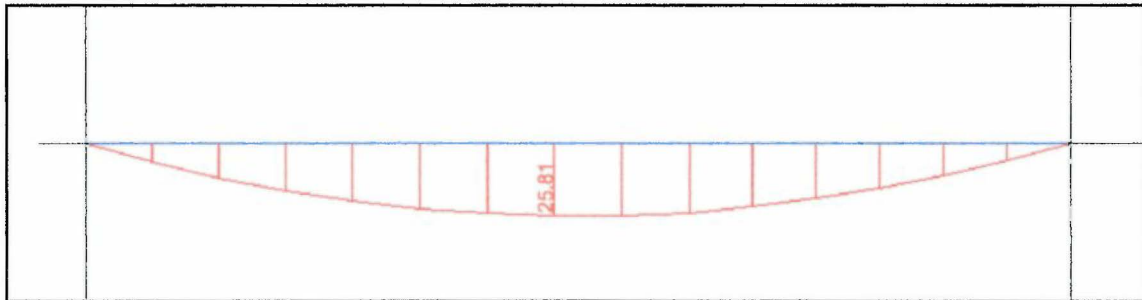


Figura 5.11. Diagrama envolvente de momento flector (ton-m).

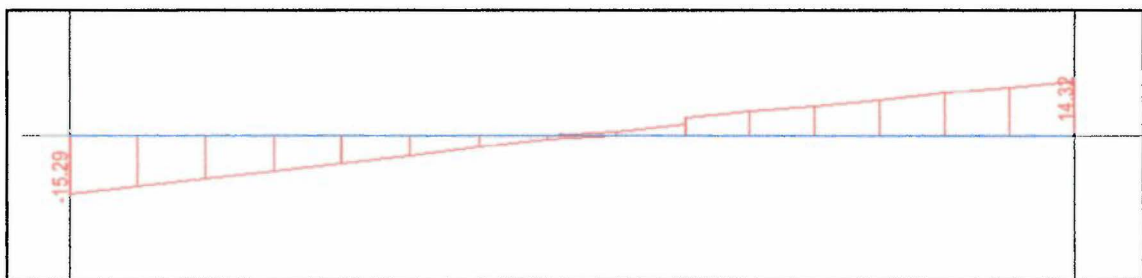


Figura 5.12. Diagrama envolvente de fuerza cortante (ton).

En la tabla 5.3 se muestra el resumen del diseño por flexión y en la tabla 5.4 el resumen del diseño por corte. En la Fig.5.3 se muestra la viga diseñada.

Tabla 5.3. Resumen de diseño por flexión.

	SECCION 1	SECCION 2	SECCION 3
Mu (ton.m)	0	25.81	0
As (cm ²)	0	14.5	0
As colocado (cm ²)	3Φ5/8"	3Φ3/4"+3Φ5/8"	3Φ5/8"
As min (cm ²)	3.26	3.26	3.26
As max (cm ²)	21.52	21.52	21.52

Tabla 5.4. Resumen de diseño por corte.

	SECCION 1	SECCION 2	SECCION 3
Vu (ton)	12.85	1.5	12.43
ΦVc (ton)	8.81	8.81	8.81
Vs (ton)	4.75	0	4.25
s (cm)	67	0	75
d/2 , d/4 (cm)	27 , 13.5	27 , 13.5	27 , 13.5
Distribución	1@0.05, 5@12.5, rto@.25 c/ext.		



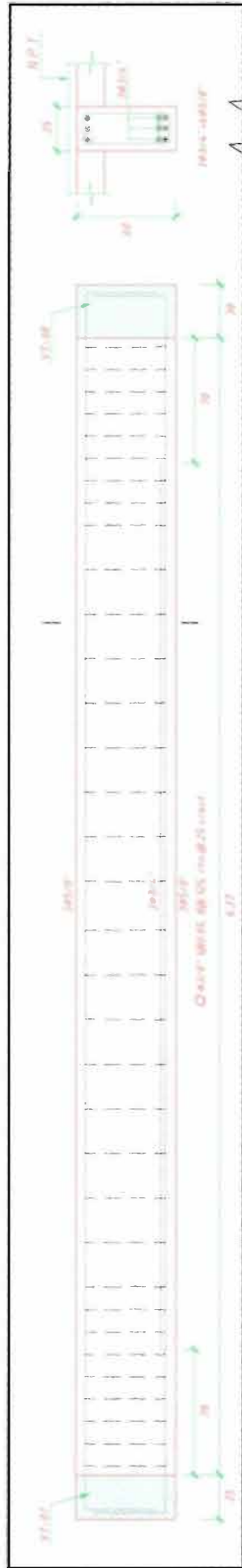


Figura 5.13. Refuerzo colocado en viga VT-02 (0.25x0.60).



Para el caso donde las solicitaciones sísmicas son las más importantes, se mostrará el diseño de la viga del piso típico VT-01. La figura 5.14 muestra el esquema de la viga con las secciones de diseño, la figura 5.15 el diagrama de envolvente de momento flector y la figura 5.16 el diagrama de envolvente de fuerza cortante.



Figura 5.14. Secciones de diseño en viga a diseñar.

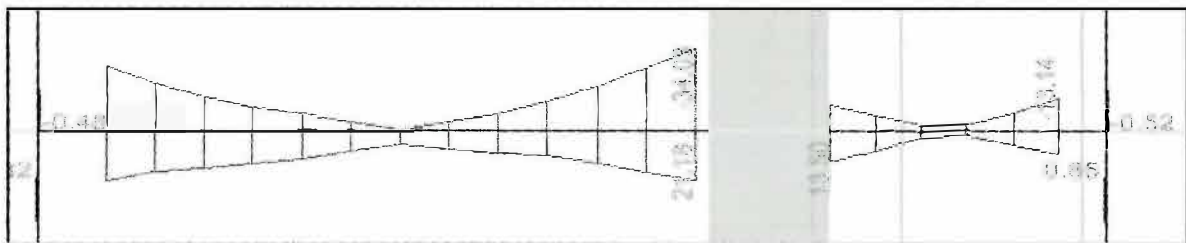


Figura 5.15. Diagrama envolvente de momento flector (ton-m).

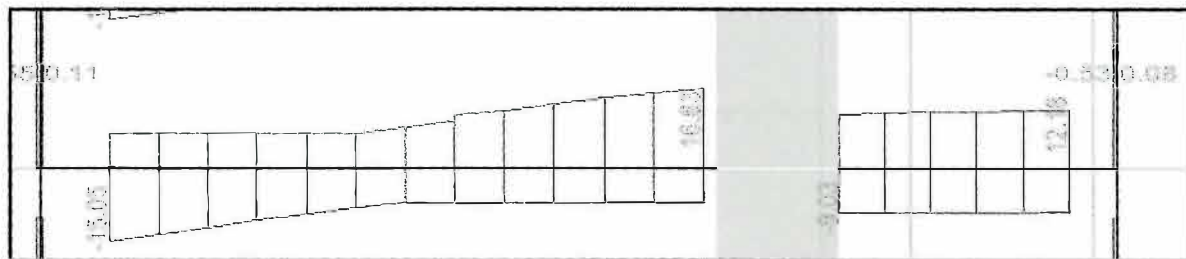


Figura 5.16. Diagrama envolvente de fuerza cortante (ton).

En la tabla 5.5 se muestra el resumen del diseño por flexión y en la tabla 5.6 el resumen del diseño por corte.

Tabla 5.5. Resumen de diseño por flexión.

	SECCION 1	SECCION 2	SECCION 3
Mu (ton.m)	28.62	6.54	34.03
As (cm ²)	16.4	3.3	20.2
As colocado (cm ²)	6Φ3/4"	3Φ3/4"	4Φ3/4"+2Φ1"
As min (cm ²)	3.26	3.26	3.26
As max (cm ²)	21.52	21.52	21.52

Tabla 5.6. Resumen de diseño por corte.

	SECCION 1	SECCION 2	SECCION 3
Vu (ton)	15.05	10.37	16.63
ϕVc (ton)	8.81	8.81	8.81
Vs (ton)	7.34	1.84	9.20
s (cm)	43.9	175.5	35.0
d/2 , d/4 (cm)	27 , 13.5	27 , 13.5	27 , 13.5
Distribución	1@0.05, 10@12.5, rto@.25 c/ext.		

Se verifica el diseño por capacidad en la viga VT-01 en la sección 4:

$$V_{uisostatico} = 12.18 \text{ ton}$$

$$A_s = 3\phi 3/4" = 8.52 \text{ cm}^2,$$

$$\phi M_n = 16.10 \text{ ton}$$

$$M_n = 17.89 \text{ ton}$$

$$V_u = 12.18 + \left(\frac{2 * 17.89}{3.96} \right) = 21.22 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 8.81 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 21.22 - 8.81 = 12.41 \text{ ton}$$

$$s = 0.22 \text{ m}$$

Por lo tanto se colocan los estribos cada 0.125m.

En la figura 5.17 se muestra el diseño final de la Viga VT-01.



Figura 5.17. Refuerzo colocado en viga VT-01 (0.25x0.60).

5.4 DISEÑO DE COLUMNAS

CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

- ❖ La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm^2 .
- ❖ El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm^2 .
- ❖ El ancho mínimo de la columna será 25cm.
- ❖ La relación entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal de la columna no será menor a 0.4.
- ❖ Las cuantías mínimas y máximas en columnas son: $p_{\min} \geq 1\%$, $p_{\max} \leq 6\%$. Para columnas con cuantías mayores a 4% se deberá especificar el detalle de conexión viga columna.
- ❖ En los nudos, la resistencia a flexión de las columnas deberá cumplir con la ecuación:

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

Las columnas que tengan responsabilidad sísmica deben diseñarse por capacidad. Además, la norma indica una distribución mínima de estribos la cual se muestra a continuación:

- ❖ El primero a 5cm.
- ❖ La longitud de confinamiento deberá ser el mayor valor de:
 - Un sexto de la luz libre del elemento.
 - La máxima dimensión del elemento.
 - 45cm.
- ❖ En la zona de confinamiento se colocarán estribos espaciados como el menor valor de:
 - La mitad de la dimensión más pequeña del elemento.
 - 10 cm.
- ❖ Fuera de la zona de confinamiento se colocan estribos espaciados como el menor valor de:
 - Dieciséis veces el diámetro (d_b) de la barra.
 - La menor dimensión del elemento
 - 30cm.

Como ejemplo se procede a diseñar la columna C1 (.30x1.20) a nivel del primer piso.

Ver tablas 5.7, 5.8 y figuras 5.18 y 5.19.

Diseño por Flexocompresión:

Las cargas de diseño y combinaciones se dan en las tablas 5.7 y 5.8.:

Tabla 5.7. Cargas de diseño de la columna C1 en el primer piso.

Load	P (ton)	V (ton)	M (ton-m)
DEAD-SQ	-246.1	0.0	0.0
LIVE	-51.8	0.0	0.0
RSISYY	16.6	2.1	11.5

Tabla 5.8. Combinaciones de cargas de la columna C1 en el primer piso.

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton-m)
1.4D+1.7L	430.01	0	0
1.25(D+L)+S	388.945	2.09	11.49
1.25(D+L)-S	355.705	-2.09	-11.49
0.9(D)+S	238.083	2.09	11.49
0.9(D)-S	204.843	-2.09	-11.49

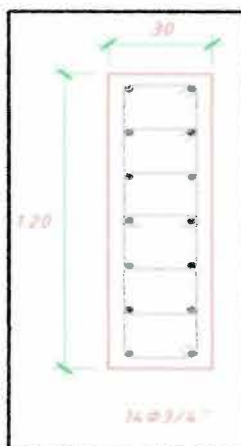


Figura 5.18. Columna C1 con refuerzo propuesto.

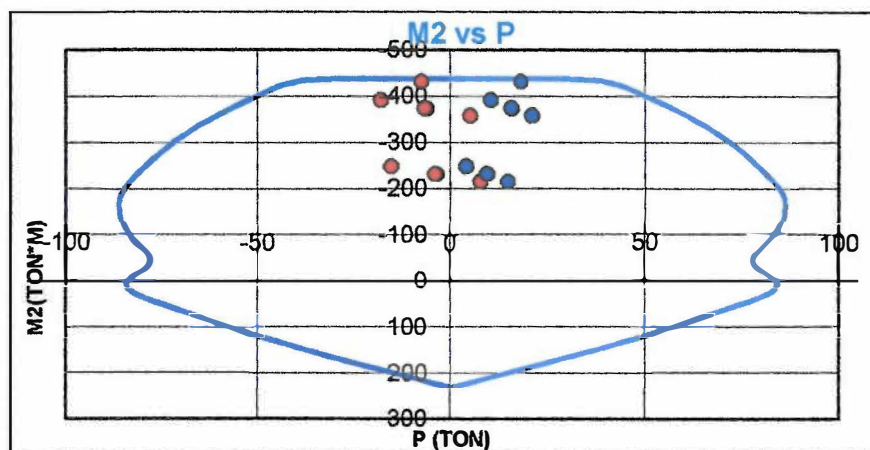


Figura 5.19. Diagrama de interacción de la columna C1.

Diseño por Cortante:

En la tabla 5.9 se dan los valores actuantes y resistentes de la fuerza cortante. Dado que $V_u < \Phi V_c$, se usará estribos mínimos: 1@.05; 8@.10; resto@.30 c/ext.

Tabla 5.9. Diseño por cortante de la columna C1.

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	ΦV_c (ton)
1.4D+1.7L	432.54	0	39.53	33.60
1.25(D+L)+S	388.95	2.09	37.28	31.69
1.25(D+L)-S	355.71	-2.09	35.58	30.24
0.9(D)+S	238.08	2.09	29.53	25.10
0.9(D)-S	204.84	-2.09	27.82	23.64

Diseño por capacidad:

$$M_{pr} = 1.25M_n$$
$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{H}$$
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Donde:

H=2.65m

$A_v = 8 \times 0.71 = 5.68 \text{ cm}^2$ (2 estribos y 2 ganchos de 3/8").

Tabla 5.10. Diseño por capacidad de la columna C1.

Combinación	Pu (ton)	ΦM_n (ton-m)	Mn (ton-m)	Mpr (ton-m)	Vpr (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4D+1.7L	432.54	30.70	34.11	42.64	31.58	39.53	-2.37	0.00
1.25(D+L)+S	388.95	41.20	45.78	57.22	42.39	37.28	12.58	140.31
1.25(D+L)-S	355.71	51.30	57.00	71.25	52.78	35.58	26.52	66.58
0.9(D)+S	238.08	69.50	77.22	96.53	71.50	29.53	54.59	32.34
0.9(D)-S	204.84	78.20	86.89	108.61	80.45	27.82	66.83	26.41

Siguiendo la distribución que nos dice la norma se decide usar 3 estribos de 3/8" 1@.05, 8@.10, rto@.25.

5.5 DISEÑO DE PLACAS

CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE PLACAS

- ❖ La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm².
- ❖ El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm².
- ❖ El ancho mínimo de la placa será 15cm, salvo en los muros de ductilidad limitada, cuyo ancho mínimo puede ser hasta 10cm.
- ❖ Las cuantías mínimas para el refuerzo horizontal ρ_h y vertical ρ_v son:

- Si $V_u \leq 0.5\phi V_c$

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

- Si $V_u \geq 0.5\phi V_c$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq [0.0025 + 0.5(2.5 - h_m/l_m)(\rho_h - 0.0025)] \geq 0.0025$$

Además se debe considerar que la resistencia al corte en estos elementos está dada por las siguientes expresiones:

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

$$\phi V_s = \phi \rho_h \cdot f_y \cdot A_c$$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_c \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c}$$

En donde:

A_c = Área de concreto efectiva.

α_c = 0.80 para $h_m/l_m \leq 1.5$; 0.53 para $h_m/l_m \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para h_m/l_m entre 1.5 y 2.0.

Como ejemplo se procede a diseñar la placa PL-03 (0.250x2.95) a nivel del primer piso.

Ver tablas 5.11, 5.12 y figuras 5.20 y 5.21.

Diseño por Flexo compresión:

Las cargas de diseño y combinaciones se dan en las tablas 5.11 y 5.12.

Tabla 5.11. Cargas de diseño de la placa PL-03 en el primer piso.

Load	P (ton)	V (ton)	M (ton-m)
DEAD-SQ	-100.6	-0.1	-0.6
LIVE	-17.6	0.0	0.0
RSISXX MAX	3.5	56.3	379.4

Tabla 5.12. Combinaciones de cargas de la placa PL-03 en el primer piso.

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton-m)
1.4D+1.7L	170.76	0.07	0.91
1.25(D+L)+S	151.25	56.24	378.60
1.25(D+L)-S	144.25	-56.36	-380.20
0.9(D)+S	94.04	56.26	378.86
0.9(D)-S	87.04	-56.35	-379.94

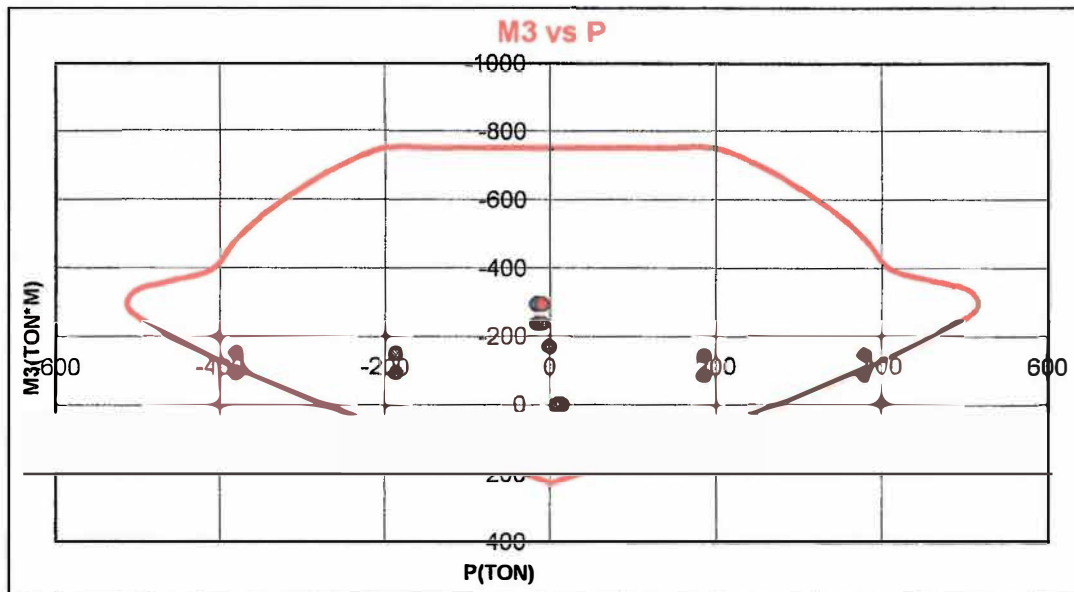


Figura 5.20 Diagrama de interacción de la placa PL-03.

Diseño por Cortante:

$$V_u = 56.40 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * .53 * 25 * 266 * \sqrt{210} = 43.41 \text{ ton}$$

Como $V_u \geq 0.5 \phi V_c$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = 12.99 \text{ ton}$$

$$12.99 = \phi \rho_h \cdot f_y \cdot A_c$$

$$\rho_h = 0.00049$$

Acero mínimo:

$$\rho_h = 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_v = 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se usará la cuantía mínima 3/8" @ 0.225 c/cara.

Diseño por capacidad:

En esta placa se cumple que $M_u \approx \phi M_n$

Por lo tanto:

$$V_u = 56.40 \times \frac{M_n}{M_u}$$

$$V_u = 56.40 \times \frac{M_n}{\phi M_n}$$

$$V_u = 56.40 \times 1.43 = 80.65 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 37.24 \text{ ton}$$

$$\rho_h = 0.00144 < 0.0025$$

Por lo tanto se usará la cuantía mínima 3/8" @ 0.225 c/cara.

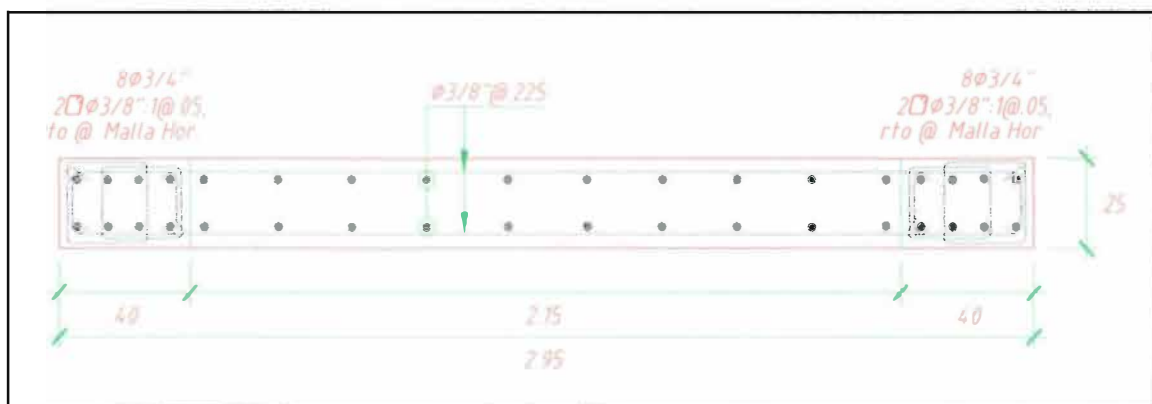


Figura 5.21. Refuerzo colocado en placa PL-03 con refuerzo final.

5.6 DISEÑO DE CIMENTACION

CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS

- ❖ La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm².
- ❖ El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm².
- ❖ Para zapatas aisladas se recomienda que los volados de la zapata sean iguales.
- ❖ La cuantía mínima será de 0.0018bh.
- ❖ El peralte mínimo de la zapata será de 50 cm.
- ❖ Para calcular las presiones en el suelo, se puede asumir presiones distribuidas lineales o uniformes. Si se asume una distribución lineal el esfuerzo en el terreno se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

- ❖ En caso de usar una distribución uniforme se aplica la ecuación planteada por Meyerhoff:

$$\sigma = \frac{P}{2B \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

Para esta tesis se optó por usar el método de distribución uniforme Meyerhoff.

- ❖ El Vu por corte se debe analizar a "d" de la cara. Se recomienda trabajar por metro de ancho.
- ❖ La resistencia a corte está dada por:

$$\phi Vc = \phi 0.53 b_o d \sqrt{f'c}$$

- ❖ La fuerza de corte Vu por punzonamiento se debe analizar a "d/2" de la cara. Y se debe obtener el perímetro crítico (b_o) y el área crítica (A_o)
- ❖ La resistencia a punzonamiento está dada por 3 expresiones:

$$\phi Vc1 = \phi 1.06 b_o d \sqrt{f'c}$$

$$\phi Vc2 = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha s d}{b_o} + 2 \right) b_o d \sqrt{f'c}$$

$$\phi Vc3 = \phi 0.53 \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right) b_o d \sqrt{f'c}$$

- ❖ El Mu para flexión se debe analizar a la cara. Se recomienda trabajar por metro de ancho.

En la figura 5.23 se muestran las secciones críticas en una zapata para el diseño:

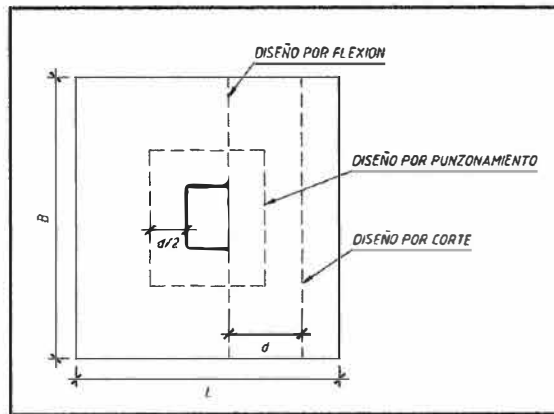


Figura 5.23. Zonas críticas en zapata.

Del análisis estructural se tiene carga muerta, carga viva, carga de sismo sin amplificar, con estos valores calculamos las presiones en el suelo, usando el método de Meyerhoff. Luego comparamos estos valores con la capacidad del suelo obtenido por el estudio de mecánica de suelos.

Como ejemplo se procede a diseñar la zapata de la columna C-01.

Dimensionamiento:

Las cargas de diseño se dan en la tabla 5.13.

Tabla 5.13. Cargas de diseño de la zapata Z1.

Load	P (ton)	V (ton)	M (ton-m)
DEAD-SQ	-246.1	0.0	0.0
LIVE	-51.8	0.0	0.0
RSISYY	16.6	2.1	11.5

Los valores obtenidos del estudio de suelos son:

Capacidad portante: 4kg/cm².

Profundidad de cimentación: 1.50m

Asumimos volados de zapata de 1.20m y un peralte de 0.70m. Por lo tanto tenemos:

$$Peso\ total = P_m + P_v + peso\ propio + peso\ tierra$$

$$Peso\ total = 246 + 52 + 14.52 + 12.10 = 324.62\ ton$$

$$\sigma = \frac{Peso\ total}{\acute{a}rea} = \frac{324.62\ ton}{8.64\ m^2} = 37.57\ ton/m^2 < 40\ ton/m^2$$

Aplicando Meyerhoff tenemos:

$$M_{total} = \frac{11.5}{1.25} = 9.20 \text{ ton.m}$$

$$P_{total} = 324.62 + \frac{16.6}{1.25} = 338 \text{ ton}$$

$$e = \frac{9.20}{338} = 0.03 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P}{2B \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

$$\sigma = \frac{338}{2.2.70 \left(\frac{3.2}{2} - 0.03 \right)} = 39.87 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto se usará una zapata de 3.60 x 2.70m.

Diseño por Cortante:

Se asume un peralte de 0.70m.

$$V_u = \sigma_u(X - d)$$

$$\sigma_u = 1.4P_m + 17P_v$$

Donde:

X = Longitud del volado.

d = Peralte efectivo (d=h-10)

$$V_u = 54.41(1.20 - 0.60)(1\text{m}) = 32.65 \text{ ton}$$

Resistencia del concreto.

$$\phi V_c = 0.85 * .53 * 100 * 60 * \sqrt{210} = 39.17 \text{ ton}$$

Por lo tanto $V_u < \phi V_c$

Diseño por Punzonamiento:

Se asume un peralte de 0.70m.

$$V_u = \sigma_u(A - A_o)$$

$$\sigma_u = 1.4P_m + 17P_v$$

Donde:

A = Área de zapata.

A_o = Área para análisis de punzonamiento.

$$V_u = 54.41(8.64 - 1.26)(1\text{m}) = 401.55 \text{ ton}$$

Resistencia del concreto.

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * 4.60 * 0.60 * \sqrt{210} = 360 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{40 * 60}{460} + 2 \right) 460 * 60 * \sqrt{210} = 662.49 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 \left(\frac{2}{3.2/2.7} + 1 \right) 460 * 60 * \sqrt{210} = 484.24 \text{ ton}$$

Como $V_u > \phi V_{c1}$ debemos aumentar el peralte de la zapata.

Se asume un peralte de 0.80m.

$$V_u = 54.41(8.64 - 1.50)(1\text{m}) = 388.50 \text{ ton}$$

Resistencia del concreto.

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * 500 * 70 * \sqrt{210} = 463.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{40 * 70}{500} + 2 \right) 500 * 70 * \sqrt{210} = 884.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 \left(\frac{2}{3.2/2.7} + 1 \right) 500 * 70 * \sqrt{210} = 614.07 \text{ ton}$$

Por lo tanto $V_u < \phi V_c$

Por lo tanto se usará peralte de 0.80m.

Diseño por Flexión:

$$M_u = \frac{\sigma_u X^2}{2}$$

$$M_u = \frac{54.41 * 1.2^2}{2} = 39.18 \text{ ton. m/m}$$

$$A_s = 15.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usará 3/4"@.175 inferior.

La figura 5.24 muestra el diseño final de la zapata.

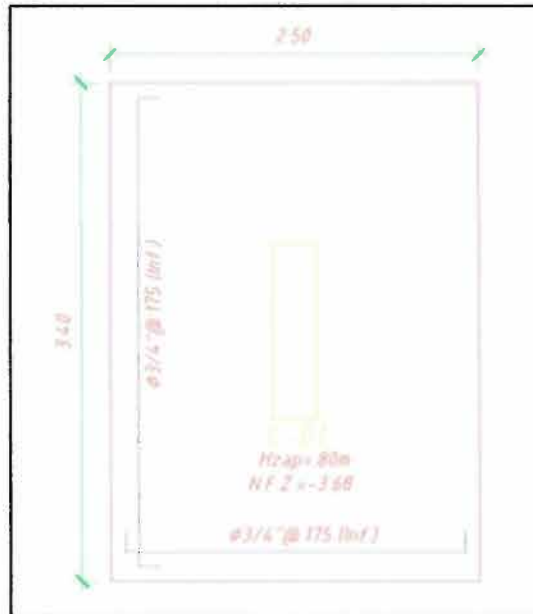


Figura 5.24. Refuerzo colocado en zapata.

5.7 DISEÑO DE MURO DE CISTERNA

Los muros de cisterna son de 25cm de peralte. A manera de ejemplo se presenta el diseño del muro de cisterna típico. Los valores de fuerza cortante y momento flector ya fueron calculados en el capítulo 3.

Para el diseño de muro de cisterna la norma indica que deben tener un acero mínimo por flexión igual a $0.0030bh$, el cual puede ser repartido en dos capas. Por lo que se tiene la siguiente distribución de fierro corrido:

Doble malla 3/8"@0.20m cuya capacidad es $\Phi M_n = 2.78 \text{ ton}\cdot\text{m}$

En caso se supere la resistencia proporcionada por la malla indicada se deberá colocar bastones adicionales para cubrir las solicitaciones últimas. Como los valores de M_u son siempre menores a ΦM_n , no es necesario colocar bastones.

Los muros de cisterna no llevan refuerzo por corte, por lo que su resistencia está basada solo en el aporte del concreto. La resistencia al corte está dada por:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 21 \times \sqrt{210} = 15.83 \text{ ton}$$

Se debe verificar que la cortante última sea menor que el valor mostrado, en caso contrario se tendrá que aumentar el ancho del muro. Como los valores de V_u a "d" de la cara son siempre menores a ΦV_c , no es necesario ensanchar el muro.

La figura 5.25 muestra el diseño final del muro de la cisterna.

CAPITULO 6. CONCLUSIONES

- Es necesario al momento de proyectar un edificio que los diseñadores (arquitectos e ingenieros), estén en constante comunicación para así poder tener una adecuada distribución de ambientes que permitan tener una óptima distribución de elementos resistentes que no interfieran con la arquitectura.
- Usar como criterio de predimensionamiento del peralte de las vigas valores que van entre $L/10$ y $L/12$ permitió que se obtengan vigas poco congestionadas.
- El criterio para predimensionar las columnas considerando solo la carga axial, asumiendo 1 ton/m^2 de área tributaria, nos condujo a secciones de columnas bastante razonables, donde la cuantía de acero fue menor al 3%.
- Para predimensionar los muros se consideró que los esfuerzos de corte producidos por el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño, serían resistidos por el acero y el concreto de los mismos; el área disponible para los muros en ambas direcciones fue mayor a la requerida, lo que permitió un adecuado control de las derivas en el edificio.
- Los dos primeros criterios de predimensionamiento que utilizamos para estimar el peralte de las vigas y las secciones de las columnas son muy utilizados y se puede comprobar que dan muy buenos resultados. El criterio para predimensionar las placas es más cuestionable pero en este caso obtuvimos buenos resultados en el armado de los muros y control de derivas.
- Los resultados por cargas de gravedad muestran mayores deformaciones en algunas columnas. Este tipo de deformaciones no ocurren en la realidad, ya que al construir, el vaciado de los techos rectifican estas diferencias. El ETABS tiene una opción que permite simular el proceso constructivo, sin embargo para el edificio la corrección no fue exitosa. Por esta razón se tuvo que aumentar el factor de área de algunas columnas hasta obtener diagramas de momentos flectores en las vigas similares a los que se obtendrían sin desplazamiento vertical.
- El coeficiente de reducción estructural por sismo asumido fue 4.5 (estructura irregular de muros de concreto armado) en ambas direcciones. Luego del análisis calculamos los porcentajes de fuerza cortante que tomaban las placas, en ambas direcciones este porcentaje fue mayor al 80%. Por lo tanto el valor asumido para R fue el correcto.
- La Norma establece un límite en la deriva de 7‰. En el caso de nuestro edificio las máximas derivas fueron de 6.87‰ y 5.40‰ en la dirección XX e YY respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de los desplazamientos laterales permisibles.
- Los factores de amplificación de la cortante basal sísmica fueron 1.72 en la dirección paralela a la fachada y 1.13 en la dirección perpendicular a la fachada.

- El refuerzo mínimo por corte en las placas en la dirección YY fue suficiente para cumplir con los requisitos de ductilidad demandado en el diseño por capacidad.
- En el diseño de la cimentación es necesario en algunos casos utilizar las denominadas falsas zapatas, esto se debe a la diferencia en la profundidad de cimentación que puede producir que una zapata quede dentro del bulbo de influencia de otra.
- En las zapatas de las placas perimetrales se requirió el uso de vigas de cimentación.
- Para elementos en contacto con el agua (tanques elevados, cisterna, etc.) se colocó un refuerzo mínimo de $0.003bh$.



BIBLIOGRAFÍA

1. **BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da Edición.
2. **MUÑOZ PELAEZ, JUAN ALEJANDRO**, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
3. **HARMSÉN GÓMEZ DE LA TORRE, TEODORO**, Diseño de estructuras de concreto armado, Lima 2005, 4ta Edición.
4. **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO**, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima 2006.
5. **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**, Apuntes del Curso: Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2007.
6. **RUIZ PALACIOS, MIGUEL ANGEL&CAMPOS CAMPOS EDWARD CLARENCE**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño de un Edificio de Concreto Armado de 7 niveles, PUCP, Lima 2009.
7. **BASTO ROJAS, PABLO EDGARDO&TORRES CALDERON, WILFREDO**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Siete niveles, PUCP, Lima 2010.
8. **DONAYRE SALAS, JUAN CARLOS**, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño de un Edificio de Departamentos, PUCP, Lima 2007.