

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SIETE NIVELES

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

Luis Angel Siles Mostajo

ASESOR: Ing. Oscar Chávez Vega

Arequipa, Octubre del 2013

RESUMEN

En este trabajo se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos y un semisótano, ubicado en el distrito de Miraflores, provincia de Lima, sobre un área de terreno de 637 m^2 aproximadamente. El suelo de cimentación corresponde a una grava con una capacidad portante de 36.00 ton/m^2 . El diseño se realizó siguiendo lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El sistema estructural del edificio está compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Para el sistema de techos se usaron losas y losas macizas. El semisótano cuenta con muros de concreto armado. La cimentación consiste en zapatas aisladas y conectadas. La profundidad de cimentación es 1.00 m . a partir del nivel de piso terminado del semisótano.

Para realizar el análisis del edificio tanto para cargas de gravedad como para las solicitaciones sísmicas se desarrolló un modelo tridimensional con diafragmas en cada piso.

Se usó el programa ETABS con el cual no pudo simularse el proceso constructivo y se recurrió a incrementar el área de columnas para uniformizar el acortamiento de los elementos verticales.

El análisis sísmico se desarrollo utilizando superposición espectral. Se obtuvieron derivas de 6.28 y 2.47% para la dirección X e Y respectivamente, valores menores a los permisibles por la norma.

El diseño en concreto armado se realizó utilizando el método de resistencia. Los criterios de predimensionamiento para vigas y columnas permitieron tener valores de cuantías moderados lográndose así evitar la congestión de acero de refuerzo. El criterio para predimensionar los muros permitió controlar la deriva lateral y dotar a la edificación de una resistencia adecuada.

ABSTRACT

In this work concentrates on the analysis and structural design of a multifamily building of seven floors and a basement , located in the district of Miraflores , Lima Province , on a land area of 637 m² approx . The foundation soil corresponds to a gravel with a bearing capacity of 36.00 ton/m². The design was made following the provisions of the National Building Regulations.

The structural system of the building consists of shear walls, columns and reinforced concrete beams. For roofing system is used slabs and solid slabs. The basement has reinforced concrete walls. The foundation and is connected footings. The foundation depth is 1.00 m. from finished floor level of the basement.

For the analysis of the building both gravity loads to the seismic we developed a three-dimensional model with diaphragms at each floor.

ETABS software was used to which could not simulate the construction process and was used to increase the area of columns to standardize the shortening of vertical elements.

Seismic analysis was developed using spectral overlap. Drifts were obtained 6.28 and 2.47 ‰ for the X and Y respectively, lower than the permissible values for the standard.

Reinforced concrete design was performed using the method of resistance. Predimensioning criteria for allowed beams and columns have values thereby achieving moderate amounts to avoid congestion of the reinforcing steel. The criterion for the walls allowed predimensionar lateral drift control and equip the building of adequate strength.

INDICE DEL CONTENIDO**CAPITULO 1: DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO**

1.1. Descripción del proyecto	7
1.2. Cargas de Diseño	9
1.3. Materiales Empleados	9
1.4. Parámetros del Suelo	10
1.5. Normas Empleadas	10

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios de Estructuración	11
2.2. Predimensionamiento de elementos	12
2.2.1. Losas	12
2.2.2. Vigas Principales	13
2.2.3. Vigas Chatas	14
2.2.4. Columnas	15
2.2.5. Placas	16
2.3. Geometría del Sistema Estructural	18

CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1. Aspectos Generales	19
3.2. Cargas de Diseño	19
3.3. Análisis de los sistemas de losas	20
3.4. Análisis de vigas, columnas y placas	23
3.4.1. Idealización de los elementos, conexiones y apoyos	23
3.4.2. Asignación de cargas	25
3.4.3. Simulación del proceso constructivo	25
3.5. Resultados	27

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Introducción	31
4.2. Modelo Dinámico	31
4.3. Análisis de Modos de Vibración	31
4.4. Parámetros Sísmicos	33
4.4.1. Parámetros de Sitio	33
4.4.2. Parámetros Estructurales	35
4.4.3. Peso de la Edificación	36
4.5. Análisis Estático	37
4.6. Análisis Dinámico	38
4.7. Fuerza Cortante Mínima en la Base	39
4.8. Control de Desplazamientos Laterales	40
4.9. Junta de Separación Sísmica	41
4.10. Estabilidad del Edificio	42

CAPITULO 5: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

5.1. Procedimiento general de diseño	44
5.2. Métodos de Diseño	44
5.2.1. Diseño por flexión	44
5.2.2. Diseño por Cortante	45
5.2.3. Diseño por flexocompresión	46
5.2.4. Diseño por capacidad	47
5.3. Elementos	50
5.3.1. Diseño de losas: Aligeradas y macizas	50
5.3.2. Diseño de vigas	63
5.3.3. Diseño de columnas	67
5.3.4. Diseño de placas	70
5.3.5. Diseño de la cimentación	75
5.3.5.1. Diseño de zapatas aisladas	76
5.3.5.2. Diseño de zapata conectada	80
5.3.6. Diseño de muros de sótano	83

CAPITULO 6: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

6.1. Diseño de Escaleras	87
6.2. Diseño de la Cisterna	90

CAPITULO 7: PRESUPUESTO DEL EDIFICIO

7.1. Análisis de Costos Unitarios	94
7.2. Presupuesto	103

CAPITULO 8: PROGRAMACION DE OBRA

8.1. Programación de la Obra	105
-------------------------------------	------------

CAPITULO 9: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

8.1. Comentarios y conclusiones	106
--	------------

BIBLIOGRAFIA**ANEXOS**

CAPITULO 1: DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir del proyecto de arquitectura, el cual incluye los planos en planta, cortes, elevaciones y detalles. Este proyecto contempla un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Miraflores. El edificio cuenta con un semisótano y siete pisos. Está proyectado sobre un terreno de 637 m². Cada uno de los pisos tiene 4 departamentos de áreas aproximadamente de 50.50 m² y 113.56 m². El acceso vertical a la edificación se da mediante una escalera principal y un ascensor, ubicado en la zona central del edificio. Se muestra en la figura 1.1, 1.2 y 1.3 la distribución de la planta típica y cortes del edificio. El planteamiento estructural que se decide realizar es en concreto armado, el sistema estructural está compuesto por losas, losas macizas, vigas, columnas y muros de corte.

Además el semisótano cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro cuya función es resistir el empuje de tierras. El concreto armado está compuesto por concreto con resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo de grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia es 4200 kg/cm^2 . Los tabiques se consideran de albañilería de arcilla sólida.

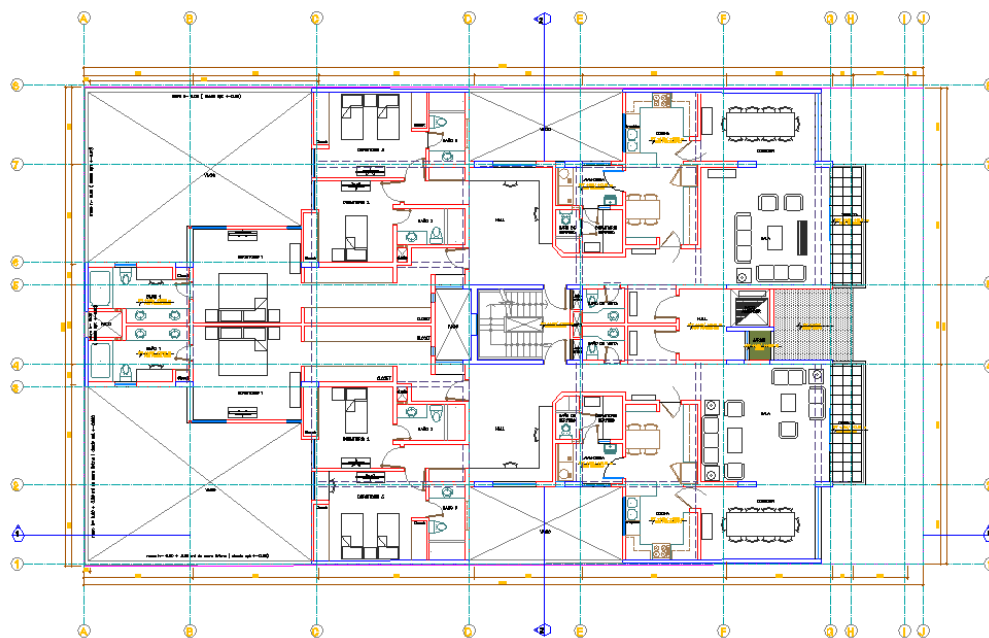


Figura 1.1 Distribución de la planta típica del edificio

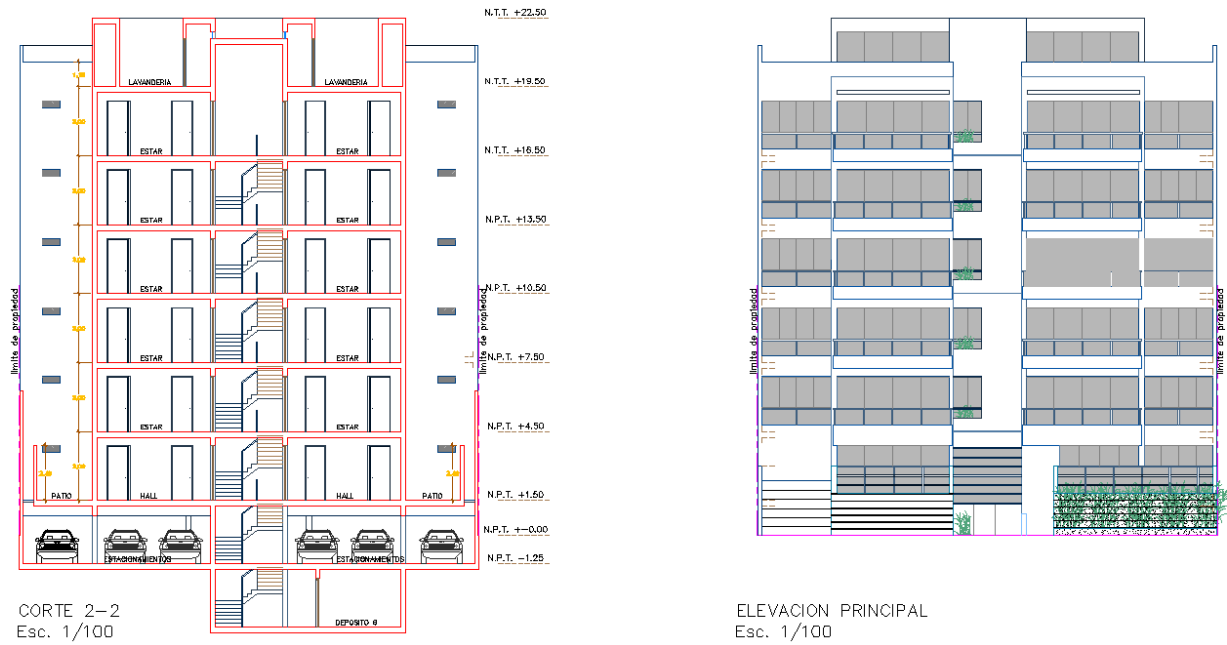


Figura 1.2 Corte de Arquitectura 2-2

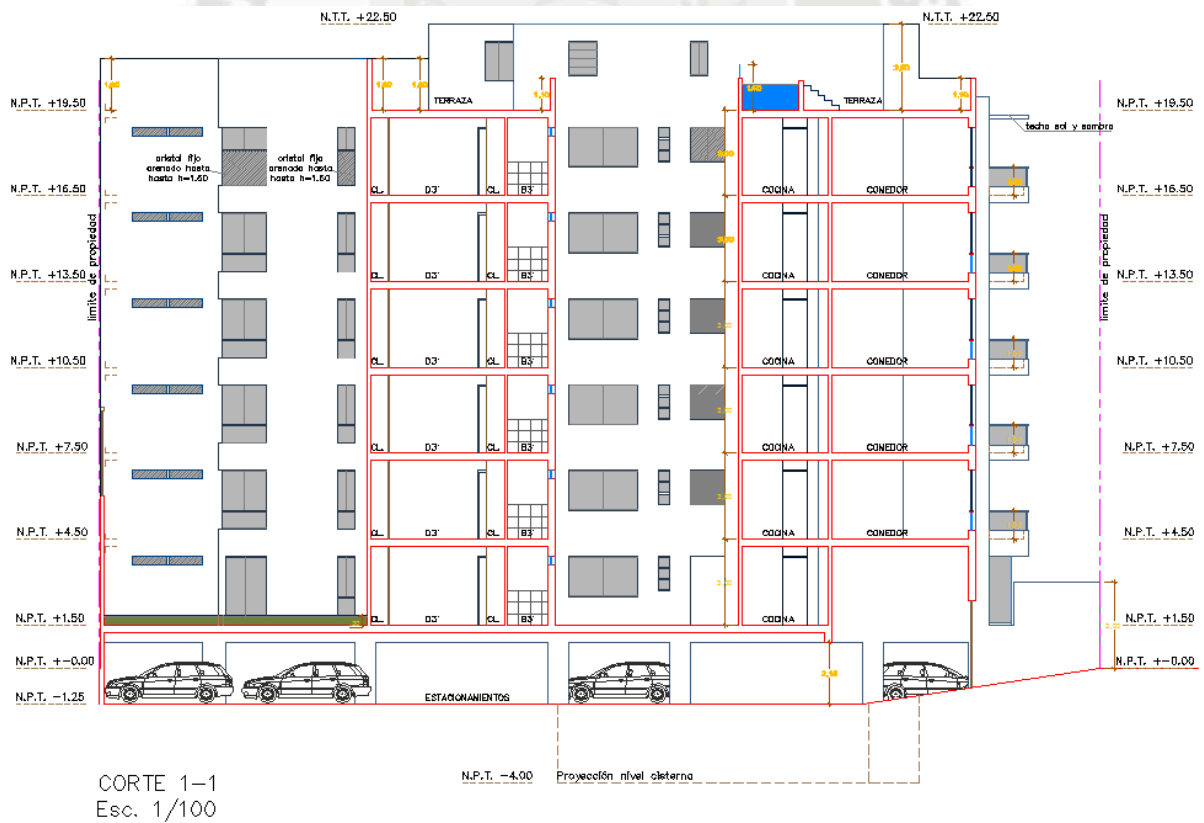


Figura 1.3 Corte de Arquitectura 1-1

1.2. CARGAS DE DISEÑO

Las estructuras y los elementos estructurales se diseñaran para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño (ϕR_n)** por lo menos iguales a las **resistencias requeridas (R_u)**, calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E.060, en todas las secciones de los elementos se debe cumplir:

$$\phi R_n \geq R_u$$

La metodología de diseño propuesta por la Norma E.060, se basa en suponer que las solicitaciones a las que estarán sometidos los elementos sean mayores a las requeridas, es decir amplificadas por ciertos factores para obtener las combinaciones últimas de cargas. La Norma E.060, capítulo 9.2, define las siguientes **resistencias requeridas (R_u)** para los diferentes tipos de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

Donde:

CM : Carga muerta

CV : Carga viva

CS : Carga de sismo

CE : Empuje lateral de suelos

1.3. MATERIALES EMPLEADOS

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

- **Concreto:**

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

Deformación unitaria máxima: $\epsilon_{cu}=0.003$

Módulo de elasticidad: $E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 217,000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de rigidez al esfuerzo cortante: $G = E_c/2.3$

Módulo de poisson: $\nu = 0.15$

- **Acero de refuerzo:**

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

Módulo de elasticidad: $E_s = 2000,000 \text{ kg/cm}^2$

Deformación máxima antes de la fluencia: $\epsilon_s = 0.0021$

1.4. PARÁMETROS DEL SUELO

El tipo de suelo corresponde a la grava típica de la zona de Miraflores, la cual cuenta con una capacidad portante de $q_a = 3.60 \text{ Kg/cm}^2$. A su vez el suelo cuenta con un coeficiente activo del suelo $K_a = 0.325$ y un coeficiente pasivo del suelo $K_p = 3.07$, datos que fueron obtenidos de un estudio de suelos.

1.5. NORMAS EMPLEADAS

Las consideraciones y cálculos correspondientes para el análisis y diseño estructural del edificio se realizarán de acuerdo a lo especificado en las siguientes normas de diseño:

- Metrado de cargas Norma E.020 de Cargas
- Análisis Sísmico Norma E.030 de Diseño Sismo resistente
- Diseño de elementos de concreto Norma E.060 de Concreto Armado
- Diseño de cimentaciones Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

La etapa de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los elementos estructurales que conforman el sistema estructural sin alterar la arquitectura y sin afectar la funcionalidad del edificio.

Para cargas de gravedad:

El edificio debe contar con elementos que puedan transmitir las todas las fuerzas de gravedad hacia la cimentación. Se busca que las vigas se apoyen en columnas de manera que formen pórticos, evitando que crucen los dormitorios o ambientes amplios como la sala-comedor. Para el sistema de techo se emplea losas aligeradas, buscando en el mejor de los casos la continuidad de tramos y que el apoyo se produzca en la luz menor del paño. Se plantea el uso de losas macizas, en aquellos paños que tienen ductos, ya que los bordes libres no aseguran la continuidad de las viguetas de un aligerado. También se plantea las losas macizas en zonas de baño, para que las tuberías de desagüe no alteren el comportamiento de la losa aligerada.

Las vigas chatas se proyectan como una transición entre losa aligerada y losa maciza, donde no hay viga peraltada. En aligerado convencionales las vigas chatas tienen la función de cargar el peso de los tabiques paralelos al sentido del aligerado.

Para cargas de sismo:

Por estar en un país ubicado en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas para tener un adecuado comportamiento. Lo ideal es que la estructura sea lo más simple posible teniendo en cuenta los criterios indicados en la NTE E030 como: simetría, hiperestaticidad, uniformidad y continuidad; y dotarla de una rigidez, resistencia y ductilidad adecuada.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

2.2.1. LOSAS

El predimensionamiento de las losas se llevó a cabo según las luces que se presentan en el casco planteado. El predimensionamiento está regido por la relación $L/25$ para losas aligeradas y $\text{Perímetro}/180$ para las losas macizas.

Losa aligerada:

Para predimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se menciona que para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300kg/m^2 , se puede utilizar la relación $L/25$. En nuestro caso la sobrecarga de diseño es de 200 kg/m^2 y el paño de mayor luz libre se encuentra comprendido entre los ejes 2-3 y los ejes C-D, con una luz libre igual a 4.88m , por lo tanto, elegiremos un aligerado de **$h=0.20\text{m}$** tanto para el sótano como para los pisos superiores.

Losa maciza:

Para el predimensionamiento del espesor de las losas macizas se tiene en cuenta el criterio de la NTE E060, que sugiere para un adecuado control de deflexiones con sobrecargas menores a 300 kg/m^2 y luces menores a 7.50 m , la siguiente relación:

$$h \geq \frac{L}{30}$$

Los valores obtenidos con esta relación resultaron ser menores a **0.20m** , pero se optó por escoger este espesor para uniformizar con la losa aligerada.

2.2.2 VIGAS PRINCIPALES

Para obtener el peralte adecuado de las vigas se usó la relación de $L/12$ para vigas simplemente apoyadas y $L/14$ para vigas continuas, y así evitar deflexiones excesivas en la estructura. El ancho varía entre 30 y 50% de la altura, además la NTE E060 en el capítulo 21 "Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico" establece que el ancho no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni menor que 25 cm.

En nuestro caso el tramo de viga continua con mayor luz es de 7.24 m. por lo tanto: $h=7.24/14=0.52$ m. Y la viga simplemente apoyada con mayor luz es de 6.00 m. por lo que tenemos $h=6.00/12=0.50$ m. Para uniformizar el diseño se usa una viga típica de 25x55. Siguiendo estos criterios tenemos:

Tabla 2.1 Predimensionamiento de vigas principales para sótano

Para el Sótano:					
EJE X-X	Luz libre (m)	$h=L/14$ (m)	$h=L/12$ (m)	helegido	bwelegido
EJES 1 y 8	4.50	0.32	0.38	0.55	0.25
EJES 2 y 7	4.95	0.35	0.41	0.55	0.25
	6.00	0.43	0.50		
	3.50	0.25	0.29		
	6.50	0.46	0.54		
EJES 3 y 6	3.65	0.26	0.30	0.55	0.25
	4.50	0.32	0.38		
	6.00	0.43	0.50		
EJE Y-Y	Luz libre (m)	$h=L/14$ (m)	$h=L/12$ (m)	helegido	bwelegido
EJE B	7.24	0.52	0.60	0.55	0.25
	4.75	0.34	0.40		
EJE C	7.24	0.52	0.60	0.55	0.30
	4.75	0.34	0.40		
EJE D	3.05	0.22	0.25	0.55	0.25
	4.88	0.35	0.41		
EJE E	3.03	0.22	0.25	0.55	0.25
	4.88	0.35	0.41		
EJE H	4.88	0.35	0.41	0.55	0.25
	3.80	0.27	0.32		
	6.60	0.47	0.55		

Tabla 2.2 Predimensionamiento de vigas principales para piso típico

Para el Piso Típico:					
EJE X-X	Luz libre (m)	h=L/14 (m)	h=L/12 (m)	helegido	bwelegido
EJES 2 y 7	6.00	0.43	0.50	0.55	0.25
	3.50	0.25	0.29		
	6.50	0.46	0.54		
EJES 3 y 6	3.65	0.26	0.30	0.55	0.25
	4.50	0.32	0.38		
	6.00	0.43	0.50		
EJE Y-Y	Luz libre (m)	h=L/14 (m)	h=L/12 (m)	helegido	bwelegido
EJE B	4.75	0.34	0.40	0.55	0.25
EJE C	7.24	0.52	0.60	0.55	0.30
	4.75	0.34	0.40		
EJE D	3.05	0.22	0.25	0.55	0.25
	4.88	0.35	0.41		

2.2.3. VIGAS CHATAS

En el caso que se tenga sobre la losa tabiques importantes paralelos a la dirección de las viguetas, se considero el uso de vigas chatas para soportar la carga del muro. De ser la disposición de los tabiques perpendicular a la dirección del aligerado no será necesario el uso de vigas chatas, ya que la carga del tabique será repartida entre todas las viguetas que cruce el tabique.

Para predimensionar el ancho de las vigas, se debe verificar que la sección de la viga chata sea suficiente para soportar al tabique que lleva encima; para ello se verifica que la fuerza cortante ultima (V_u) en la sección crítica de la viga chata sea menor que la fuerza cortante nominal (ϕV_c), es decir:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \geq V_u$$

$$b_w \geq \frac{V_u}{\phi 0.53 \times \sqrt{f'c} \times d}$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia por cortante (estribos=0.85)

$f'c$ = resistencia del concreto a compresión (210 kg/cm²)

b_w = ancho de la sección

d = peralte efectivo de la sección (altura - recubrimiento)

Para el predimensionamiento de las vigas chatas se asume que la resistencia al corte de la sección viene dado íntegramente por el concreto, es así que los estribos de las vigas chatas serán los mínimos necesarios para el montaje.

2.2.4. COLUMNAS

Para el predimensionamiento de las columnas se buscó que trabajen a servicio con una capacidad resistente igual al 45% de la resistencia del concreto ($f'_c=210\text{kg/cm}^2$). Por lo tanto el área requerida para las columnas será:

$$A_{\text{columna}} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'_c}$$

Donde:

$P_{\text{servicio}} = \text{Número de pisos} \times \text{Área tributaria} \times \text{Carga unitaria}$

Para realizar el predimensionamiento mencionado se calculó las áreas tributarias de las columnas y se estimó su carga axial asumiendo un peso por m^2 de 1 ton/m^2 . Con el valor de la carga axial obtenida se calculó las secciones de las columnas. La tabla 2.3 muestra los valores calculados para el predimensionamiento de todas las columnas.

Tabla 2.3 Predimensionamiento de columnas por carga axial

Col.	Nivel	Carga de Servicio			Area necesaria	Dimensiones Iniciales		
		area (m2)	num. de pisos	Ps (ton)	$A=Ps/0.45f'_c$ (cm2)	L1 (cm)	L2 (cm)	area dada (cm2)
C-01	sotano	28.97	1.00	28.97				
	piso típico	15.36	6.00	92.16	1648.03	25.00	70.00	1750.00
C-02	sotano	35.00	1.00	35.00				
	piso típico	23.00	6.00	138.00	1830.69	25.00	75.00	1875.00
C-03	sotano	22.91	1.00	22.91				
	piso típico	19.50	6.00	117.00				
	azotea	10.52	1.00	10.52	1591.85	25.00	75.00	1875.00
C-04	sotano	26.52	1.00	26.52				
	piso típico	16.64	6.00	99.84				
	azotea	10.70	1.00	10.70	1450.37	25.00	65.00	1625.00
C-05	sotano	18.00	1.00	18.00				
	piso típico	18.30	6.00	109.80				
	azotea	9.97	1.00	9.97	1874.42	25.00	75.00	1875.00
C-06	sotano	22.00	1.00	22.00				
	piso típico	12.08	6.00	72.48	1285.44	25.00	75.00	1875.00

Luego de obtener las dimensiones mostradas se verificó que la columna más cargada no tenga problemas de pandeo. Para ello se utilizó la siguiente expresión.

$$\phi P_{cr} \geq 1.6 P_u$$

Donde:

$$\phi P_c = \left(\frac{\pi}{kh} \right)^2 EI_{ef}$$

$$k = 1$$

$$I_{ef} = \frac{I}{5}$$

$$\phi = 0.70$$

La columna más cargada es la C-02 la cual es de 25x75 en el primer piso. En este piso se tiene una altura libre de pandeo de 2.50m con ello se obtuvo un $\phi P_{cr}=619\text{ton}$. El P_u estimado es de 229ton. Con estos valores se tiene una relación $\phi P_{cr}/P_u=2.7$ valor que es mayor a 1.6. Por lo que se concluye que esta columna no tendrá problemas de pandeo.

2.2.5. PLACAS

Para el predimensionamiento se asume que los esfuerzos cortantes generados por el sismo sean resistidos únicamente por el concreto, por lo tanto el área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

$$A = \frac{V}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c}}$$

Para estimar la cortante basal del edificio en ambos sentidos se utilizó la expresión de norma la NTE E030 para el caso del análisis estático:

$$V_{estatico} = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Los parámetros mostrados en esta expresión dependen de la zona donde se encuentra la edificación (Z), el factor de importancia de la categoría de la edificación (U), el factor de

amplificación sísmico (C), el factor del tipo de suelo (S), el factor de reducción (R) y el peso de la estructura (P).

Los valores tomados son mostrados en la tabla 2.4:

Tabla 2.4 Parámetros sísmicos del edificio

Z	0.4
U	1
(*) C	2.5
S	1
Rx	4.5
Ry	6.0
P	3258

(*) factor determinado en base a:

$C = 2.5 \frac{T_p}{T} \geq 2.5$, donde T_p es el periodo que define la plataforma del espectro del tipo de suelo ($S1 = 0.4s$), y T el periodo fundamental de la estructura.

El periodo fundamental se puede estimar mediante $T_{NTE-E.030} = \frac{h_n}{C_t}$, donde h_n es el la altura de la estructura y C_t depende del sistema estructural.

Se obtuvo:

$$Vu_{xx} = 461Ton$$

$$Vu_{yy} = 543Ton$$

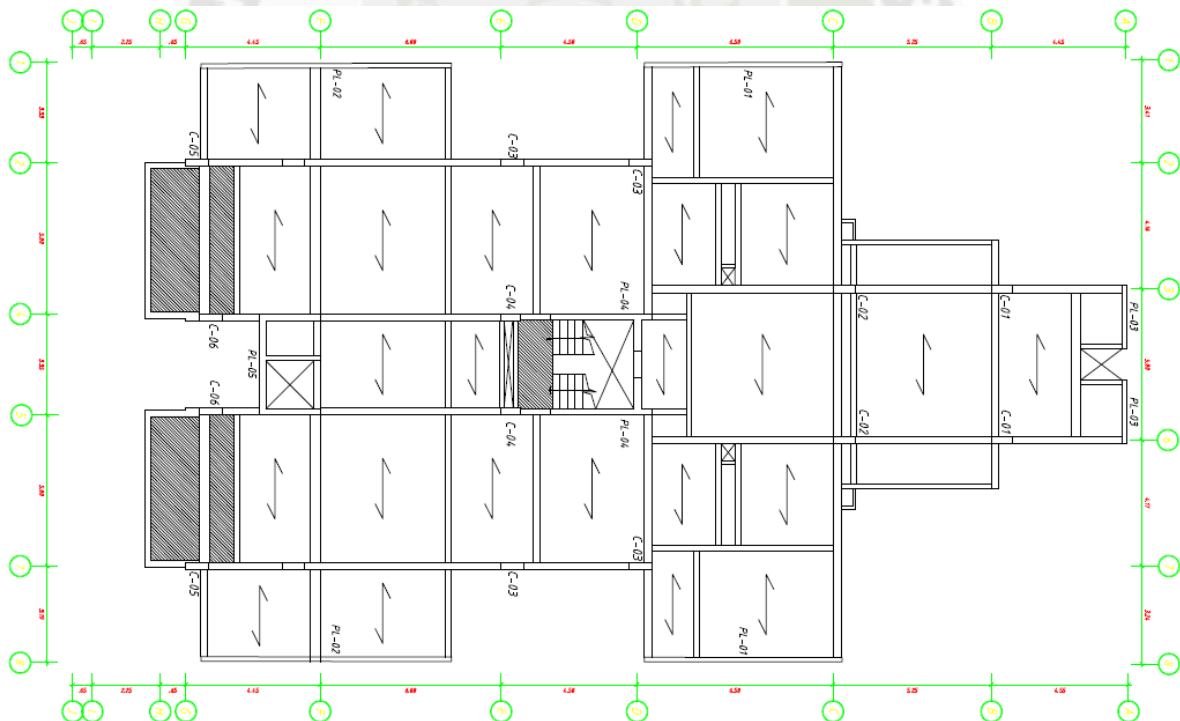
La tabla 2.5 muestra el predimensionamiento de placas, con el área de corte de los muros requerida para satisfacer el criterio asumido.

Tabla 2.5 Predimensionamiento de muros de corte

	SISMO XX	SISMO YY
Area de corte requerida (cm2)	24900.95	44199.68
Area de PL - 01 (cm2)	-	19650.00
Area de PL - 02 (cm2)	-	24900.00
Area de PL - 03 (cm2)	10500.00	-
Area de PL - 04 (cm2)	8375.00	12005000.00
Area de PL - 05 (cm2)	6150.00	13400.00
Area total de muros (cm2)	25025.00	12062950.00

2.3. GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

La figura 2.1 muestra la estructuración del edificio, se puede apreciar la ubicación y orientación de cada uno de los elementos estructurales, además se muestra el sentido del aligerado y la disposición de las losas macizas.

**Figura 2.1** Estructuración planta típica

CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1. ASPECTOS GENERALES

En la estructura del edificio trabajado, se tiene elementos que trabajan sólo ante cargas de gravedad como lo son las losas macizas y aligeradas, las vigas del sótano, las vigas simplemente apoyadas y las columnas las cuales no toman fuerzas importantes de sismo. Cada uno de los elementos mencionados trabajan a flexión, cortante y/o fuerza axial.

Para obtener las fuerzas a las que está sometido cada elemento se tendrán las siguientes consideraciones:

- Un comportamiento elástico de los materiales constituyentes
- La consideración del equilibrio en la estructura sin deformar
- Se considera la sección bruta de los elementos, sin considerar el estado agrietado de estos.

3.2. CARGAS DE DISEÑO

Los valores de carga muerta se calcularon haciendo uso de los pesos unitarios de los materiales empleados (tabla 3.1) y los valores de carga viva corresponden a las sobrecargas utilizadas en los distintos ambientes del edificio (tabla 3.2), obtenidos de la Norma de Cargas E-020.

Tabla 3.1 Peso unitario de los materiales

MATERIAL	PESO UNITARIO (kg/m³)
Concreto Armado	2400
Unidades de Albañilería de arcilla cocida solidas	1800

Tabla 3.2 Sobrecargas

OCUPACION O USO	SOBRECARGA (kg/m ³)
Estacionamiento de vehiculos	250
Viviendas, corredores y escaleras	200

3.3. ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE LOSAS

El análisis de las losas se realizó ante solicitaciones últimas definido por la combinación 1.4CM+1.7CV, donde:

- CM: Es la carga muerta correspondiente al peso propio del elemento y al piso terminado.
- CV: Es la carga viva correspondiente a la sobrecarga estipulado por la norma. Para viviendas multifamiliares se tiene una sobrecarga de 200kg/m² (típico), 250kg/m² (sótano) y 100kg/m² (azotea).

Aligerados:

Son aligerados de viguetas convencionales de 0.20m de peralte que se modelan apoyados sobre vigas o placas. El metrado del elemento se realiza por un ancho de 0.40m (espaciamiento entre viguetas), el cual se presenta a continuación.

- *Carga muerta*

$$\text{Peso propio} = 0.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.40\text{m} = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.40\text{m} = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se obtiene una carga muerta distribuida de $CM = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

- *Carga viga*

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.40\text{m} = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se obtiene una carga viva distribuida de $CV = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

En la figura 3.1 se muestra el modelo con las cargas de gravedad que actúan sobre el aligerado ubicado entre los ejes 2-3 y E-D, y en la figura 3.2 su diagrama de momentos.

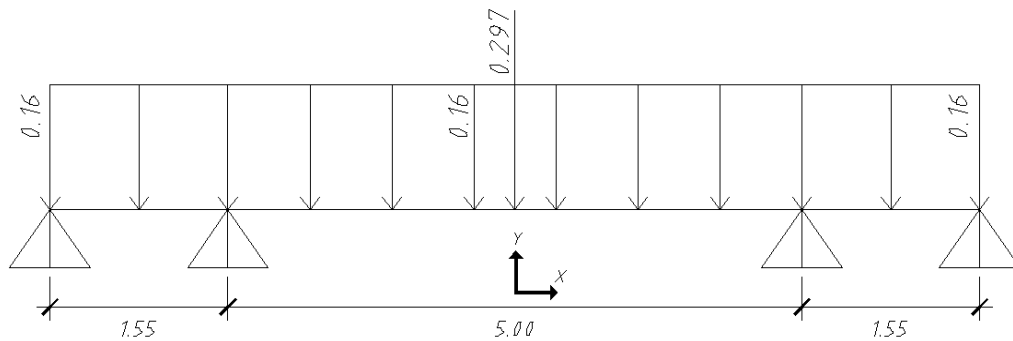


Figura 3.1 Caso de carga muerta

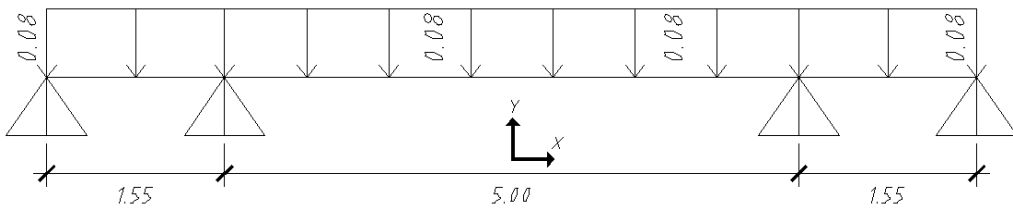


Figura 3.2 Caso de carga viva

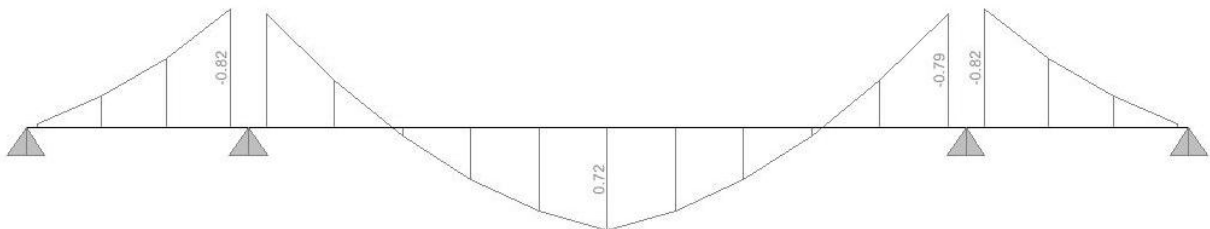


Figura 3.3 Envolvente de momento flector (Ton.m)

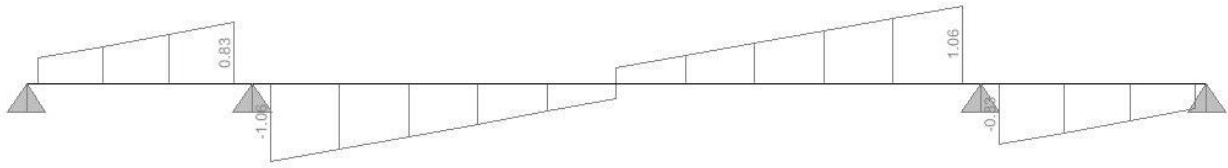


Figura 3.4 Envolvente de fuerza cortante (Ton.)

Losas macizas:

Son elementos que trabajan en dos direcciones, por lo que se analizaron haciendo uso de un modelo bidimensional, donde las cargas que actúan sobre ella son asignadas por metro cuadrado. Se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas y placas, y empotradas si es que hay continuidad y se desarrolla momento negativo con la losa aligerada adyacente. El programa de computación empleado para el análisis de las losas macizas fue SAP2000.

Se muestra como ejemplo en la figura 3.3 el diagrama de momentos de una losa maciza del piso típico ubicada entre los ejes D y F y los ejes 3 y 7.

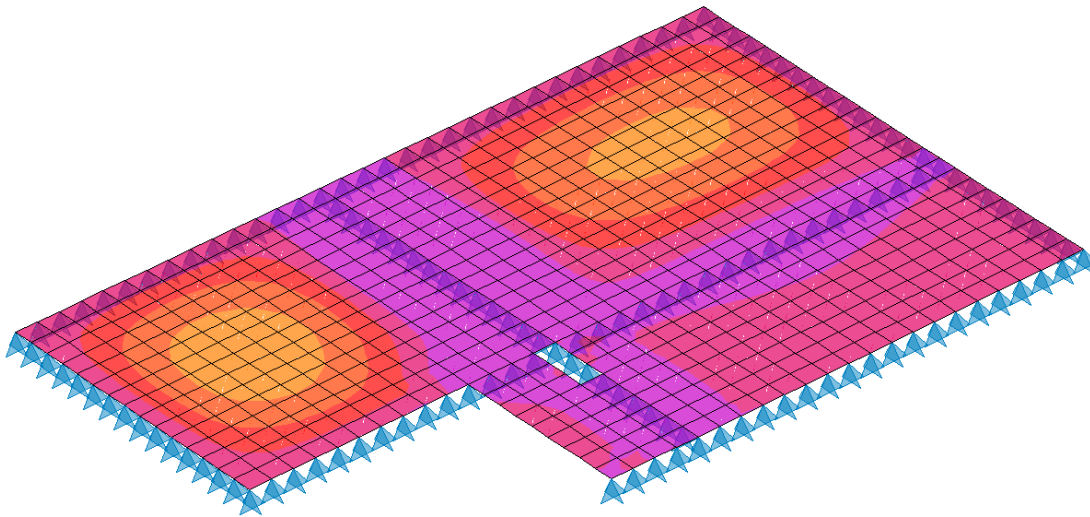


Figura 3.5 Diagrama de momentos en la dirección corta de la losa maciza (ton.m)

3.4. ANÁLISIS DE VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS

Modelo Estructural:

Se desarrollo un modelo tridimensional del edificio, en el que los elemento que lo conforman admitan deformaciones por esfuerzos cortantes, flexión y axial.

3.4.1. IDEALIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS, CONEXIONES Y APOYOS

En la elaboración del modelo de la estructura se definieron los elementos estructurales en base a su comportamiento.

Idealización de los elementos:

Las vigas fueron modeladas como elementos unidimensionales (frames) los cuales poseen las propiedades de la sección que se le asigne. En el caso de las vigas, se les anuló la resistencia a la torsión asignándoles un coeficiente torsional muy pequeño igual a 0.0001. Las columnas fueron modeladas como elementos unidimensionales (frames) los cuales poseen las propiedades de la sección que se le asigne. Las placas fueron modeladas como elemento bidimensionales tipo Shell con el ancho y longitud que les corresponde.

Conexiones y apoyos

Para las vigas conectadas a elementos que tengan espesor pequeño y en donde no se pueda desarrollar un momento negativo apreciable, se les asignó una conexión rotulada donde sólo se transmite fuerza cortante más no momento flector. Todos los elementos verticales se consideraron empotrados en su base.

La figura 3.6 y 3.7 muestran el modelo realizado del edificio

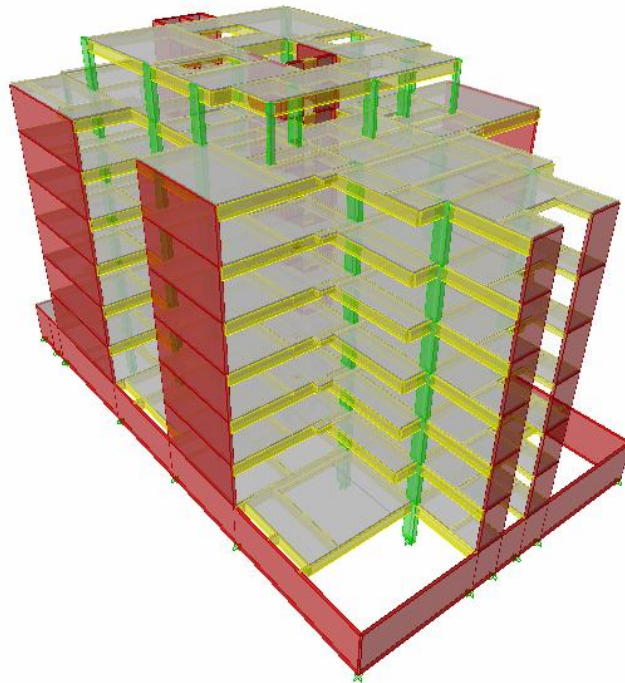


Figura 3.6 Vista frontal del modelo en 3D del edificio

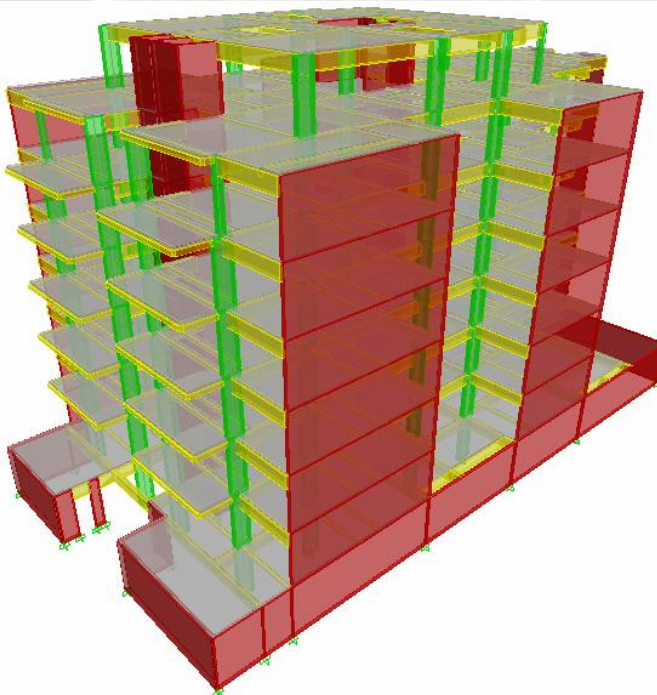


Figura 3.7 Vista lateral del modelo en 3D del edificio

3.4.2. ASIGNACIÓN DE CARGAS

El peso propio de los elementos fue incorporado por el programa donde se especificó que el concreto armado tenga una densidad de 2.4ton/m^3 . Para las losas al ser modeladas como “áreas cargadas” de espesor muy pequeño se le asignó las cargas debido a su peso propio, al piso terminado, y a la sobrecarga correspondiente. El peso de los tabiques se asignó como cargas lineales sobre las vigas en las que descansen.

3.4.3. SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Cuando se usa un programa de cómputo se modela la edificación en su totalidad. Si se analiza la estructura de esta manera se producirían deformaciones verticales no uniformes, debido a que hay elementos más esforzados que otros. Un ejemplo claro de este efecto es el mostrado en la figura 3.8.

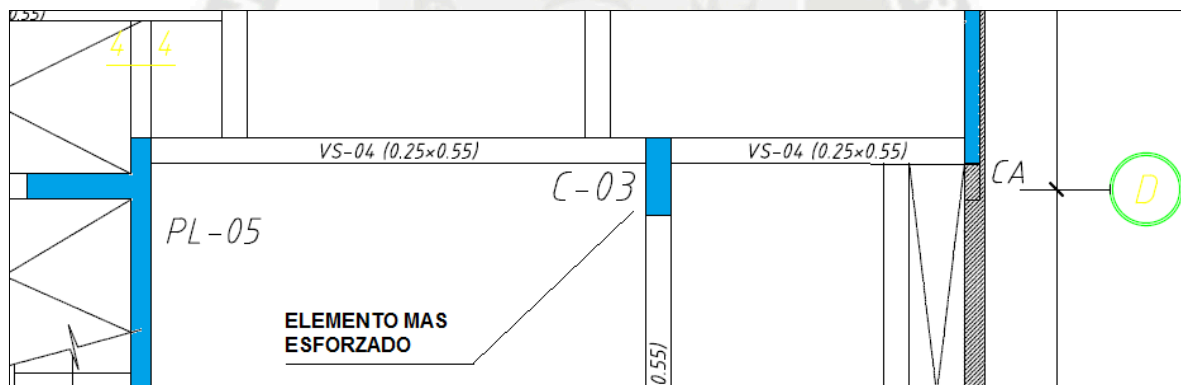


Figura 3.8 Esquema estructural

En la figura 3.8 se tiene una columna central que está entre dos placas laterales. Las placas y la columna central toman cargas similares transmitidas por la viga VS-04, sin embargo, la columna C-03 al tener menor área es más esforzada que los elementos laterales. Si se realiza el análisis de estos elementos se producirían mayores deformaciones en la columna central. Este tipo de deformaciones no ocurren en la realidad, ya que al momento de ser construidos, el vaciado de los techos rectifica estas diferencias conforme se va construyendo cada piso, de modo que se evita esta acumulación de deformaciones. Para ello, hay programas que tienen una herramienta que simula el proceso constructivo el cual corrige estas deformaciones. Muchas veces la

simulación del proceso constructivo no es representativo y se obtienen diagramas de fuerzas internas incorrectos, por lo que se debe tener cuidado en el análisis. La figura 3.9 muestra el diagrama de momento flector para el caso de carga muerta del pórtico del edificio del eje analizado en donde no se ha tenido una corrección del proceso constructivo.

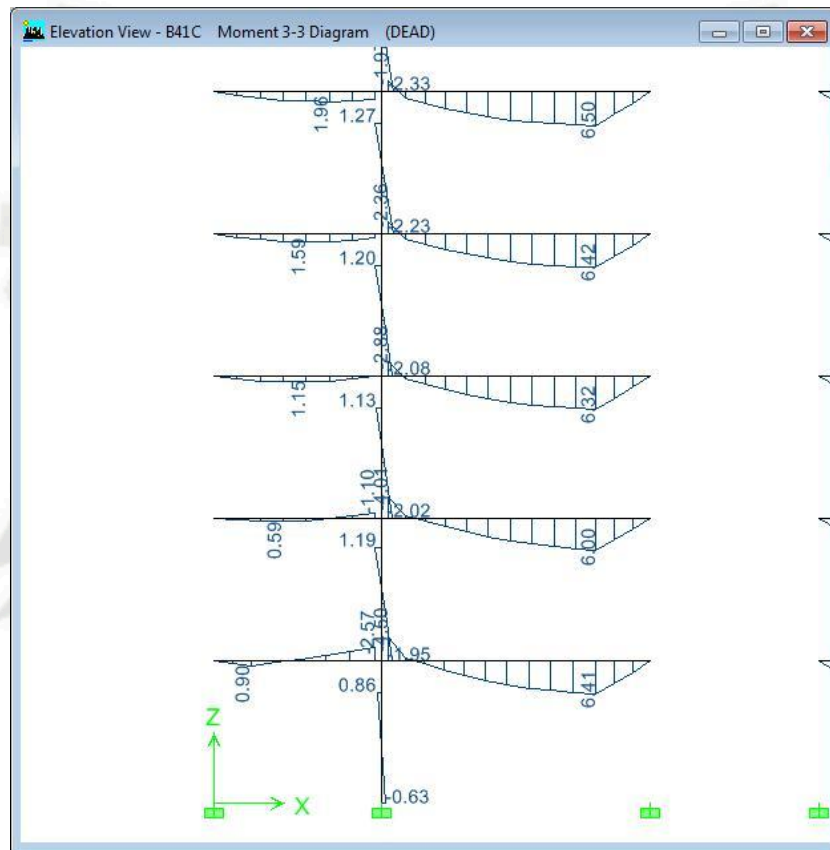


Figura 3.9 Diagrama de momento flector de carga muerta defectuoso

La figura 3.9 muestra un diagrama de momento flector de una de las vigas típicas del edificio. En el primer tramo se muestra en el apoyo que el momento se vuelve positivo lo cual no es real. El diagrama debería mostrar un momento negativo en el apoyo.

Este tipo de errores suele suceder cuando el proceso constructivo no ha corregido las deformaciones en las columnas. Una forma de ayudar al programa a corregir dichas deformaciones es aumentándole el factor de área a las columnas que presenten este problema. Para saber cuánto es el factor que se le colocara a estos elementos se procedió a elaborar un modelo alternativo donde se restringieron los desplazamientos

verticales del edificio. Se tomaron en cuenta los diagramas de momentos flectores en las vigas de ambos modelos como medio de comparación. La figura 3.10 muestra el diagrama de momento flector del pórtico del eje analizado en donde ya se corrigió las deformaciones generadas en las columnas.

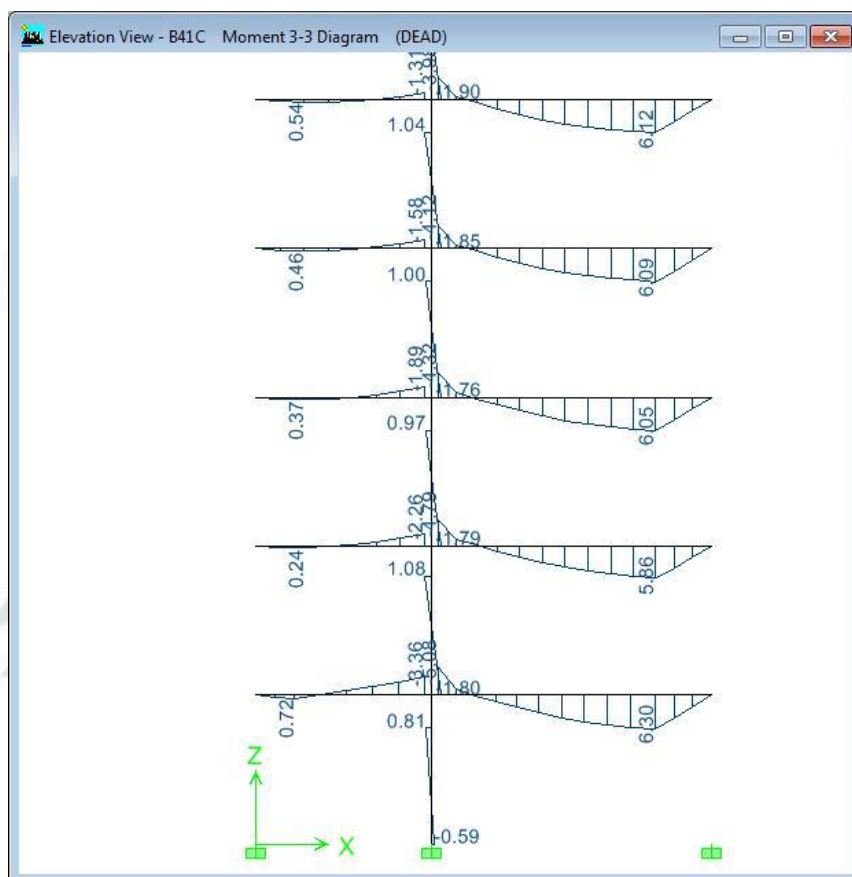


Figura 3.10 Diagrama de momento flector de carga muerta corregido

3.5. RESULTADOS

Luego de verificar si las fuerzas en los elementos del edificio se transmiten de forma correcta, se procedió a obtener los diagramas de fuerzas internas para las vigas columnas y placas del edificio. En la figura 3.11 y 3.12 se muestra el diagrama de momento flector y fuerza cortante para la combinación $1.4CM+1.7CV$ del eje C del edificio.

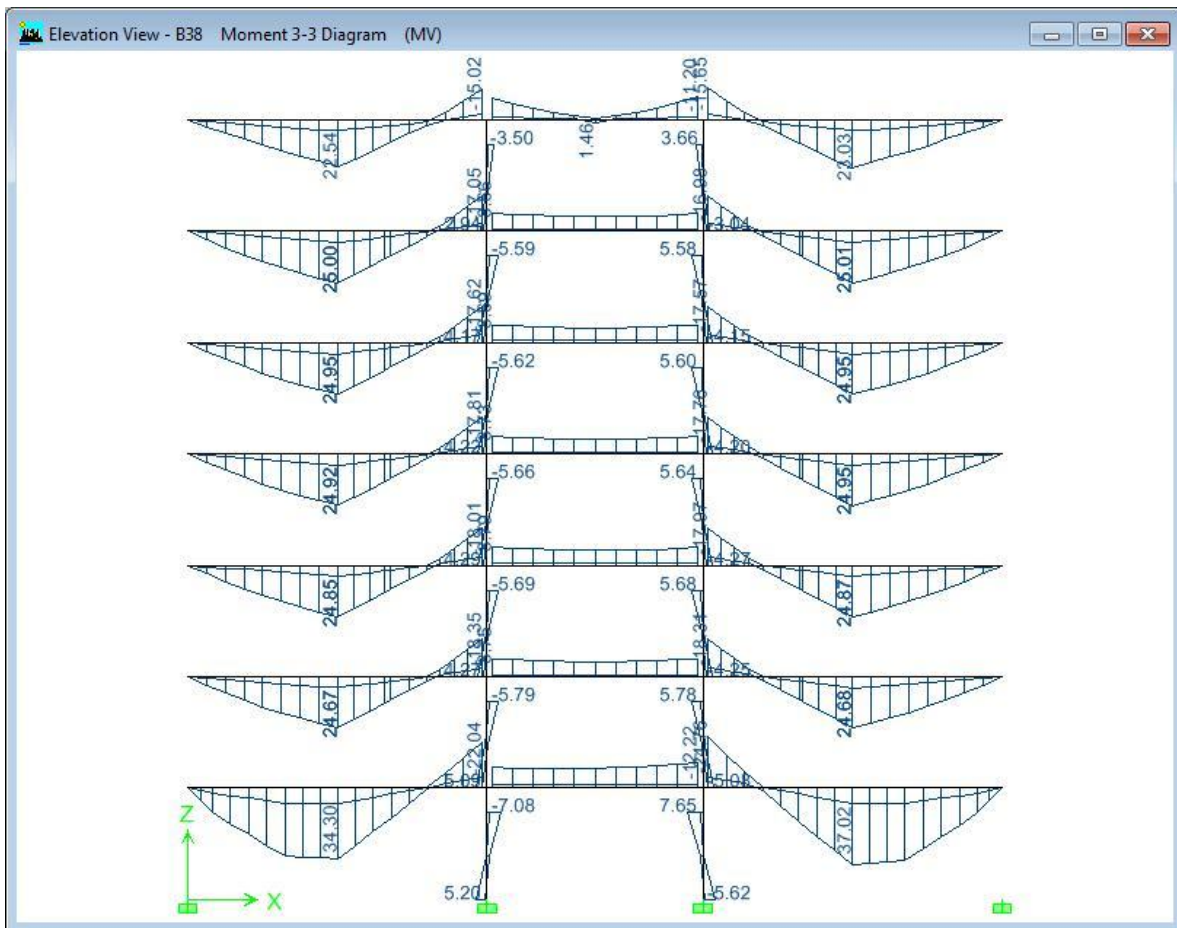


Figura 3.11 Diagrama de momento flector del eje C del edificio

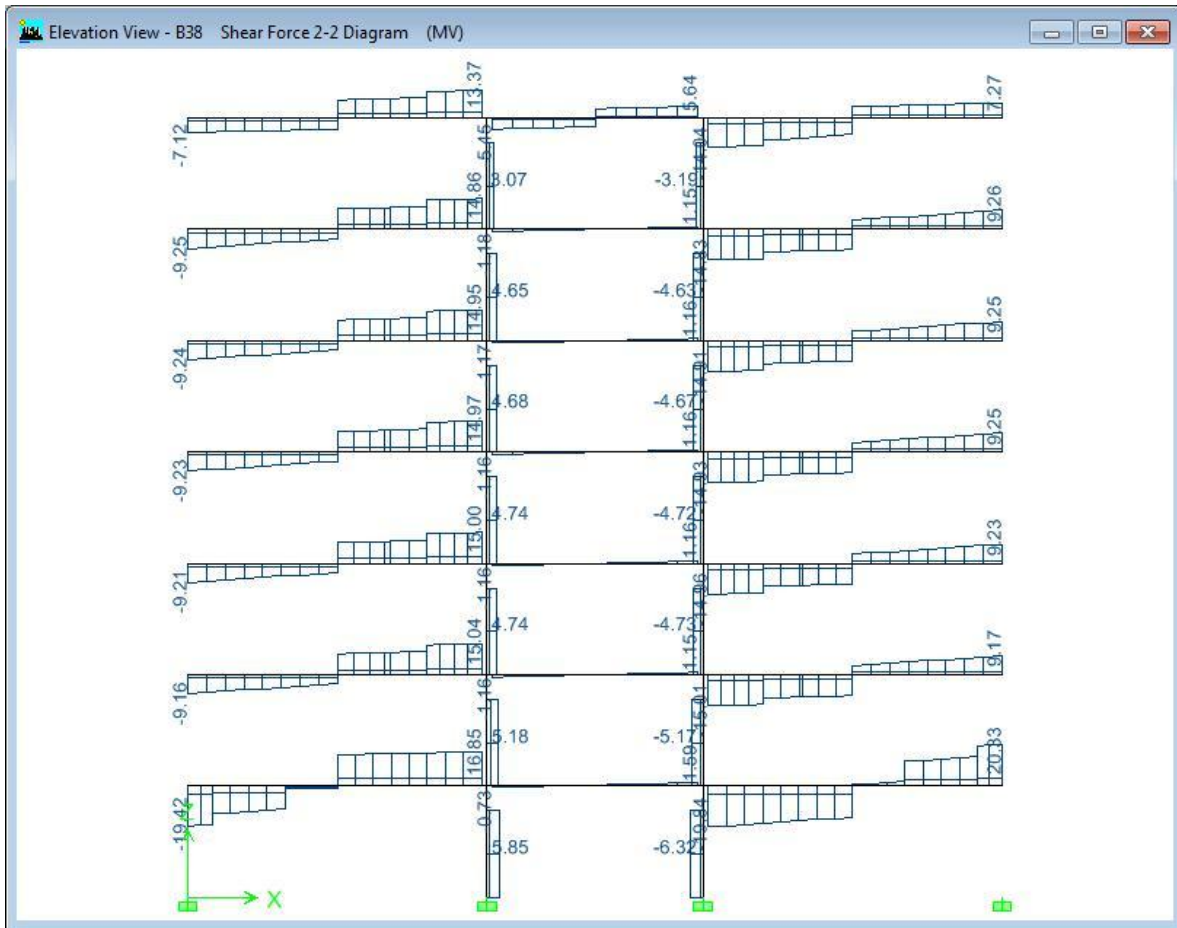


Figura 3.12 Diagrama de fuerza cortante del eje C del edificio

Una forma de verificar si las cargas del edificio están siendo bien transmitidas a las columnas es realizar un metrado manual de la carga viva y comparar el valor obtenido con el valor de carga axial queda el modelo realizado. En la figura 3.13 se muestra el diagrama de fuerza axial para carga viva de la columna C-02 ubicada en el eje C del edificio.

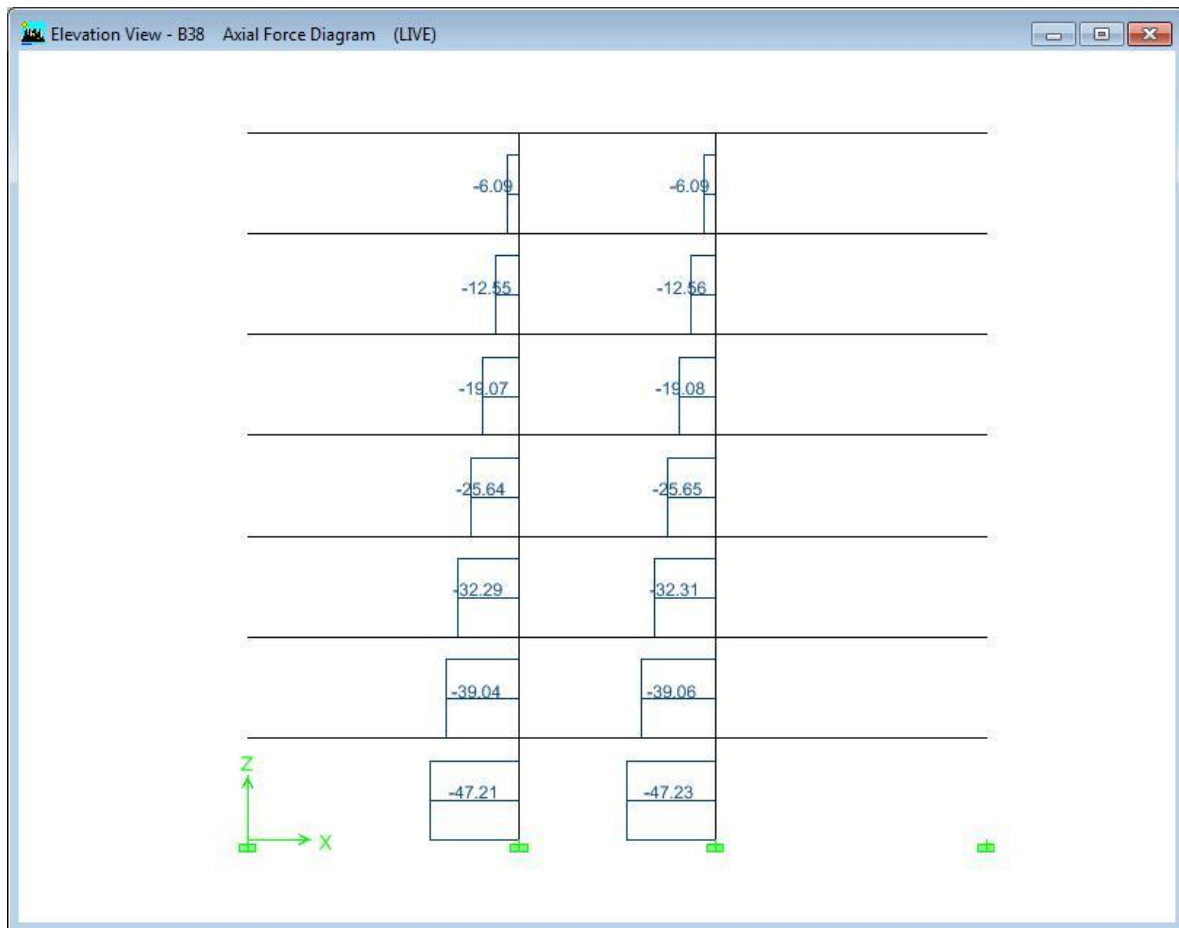


Figura 3.13 Diagrama de fuerza axial de la columna C-02

El área tributaria de la columna C-02 es de 34.37m^2 debido a que la carga viva de la edificación es de 0.20 ton/m^2 se debería obtener en el primer piso una fuerza axial debido a la carga viva de $FN=34.37 \times 0.20 \times 7 = 48.12\text{ ton}$. En la figura 3.13 muestra una fuerza axial para el primer piso de 47.23 ton , por lo que se verifica que las cargas están siendo bien transmitidas por el modelo.

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. INTRODUCCION

El objetivo del análisis sísmico es verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez especificados en la NTE E030: Diseño Sismo Resistente, determinar las fuerzas internas de diseño de los elementos estructurales del edificio y calcular la junta de separación sísmica.

4.2. MODELO DINAMICO

Para realizar el modelo dinámico del edificio se idealiza mediante diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, en el cual se deben definir las masas y rigideces del edificio.

La idealización del edificio se basa en el modelo tridimensional creado para el análisis por cargas de gravedad, a este modelo se asignaron los diafragmas rígidos para cada piso del edificio. Para asignar las propiedades inerciales del edificio se asignan masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad, que corresponden a dos traslaciones horizontales y a una rotación perpendicular a la losa. La masa en cada nivel se define considerando el peso propio de los elementos además de las cargas asignadas en el modelo. De acuerdo a la categoría del edificio (categoría C) se tomará el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4.3 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración dependen de las características de rigidez y la distribución de las masas en la estructura, a su vez cada modo está asociado a una forma y un periodo de vibración.

El programa de cómputo utilizado determina los periodos naturales y modos de vibración de la estructura. La tabla 4.1 muestra los modos de vibración de la estructura con sus respectivos periodos y porcentaje de masa participativa.

Tabla 4.1 Modos de vibración y porcentaje de masa participante

Modo	Periodo (s)	% Masa participante en XX	% Masa participante en YY
1	0.75	62.23	0.00
2	0.35	0.11	4.73
3	0.34	0.01	56.83
4	0.18	15.66	0.00
5	0.10	1.59	0.00
6	0.08	3.43	0.02
7	0.08	0.00	19.22
8	0.07	0.13	0.01
9	0.06	2.27	0.00
10	0.05	2.65	0.00
11	0.04	0.00	5.85
12	0.04	2.92	0.00
13	0.03	0.02	0.01
14	0.03	2.95	0.26
15	0.03	0.13	4.93
16	0.03	5.88	0.00
17	0.02	0.01	0.10
18	0.02	0.00	4.17
19	0.02	0.00	0.60
20	0.02	0.00	1.99
21	0.01	0.01	0.06
22	0.01	0.00	0.97
23	0.01	0.00	0.00
24	0.01	0.00	0.24

Para cada dirección de análisis solo se consideraran los modos de vibración cuya suma de masas participativas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero además deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes. Las tablas 4.2 y 4.3 muestran los modos considerados en cada dirección.

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

Dirección XX		
Modo	Periodo	% Masa participante
1	0.75	62.23
4	0.18	15.66
6	0.08	3.43
12	0.04	2.92
16	0.03	5.88
Suma		90.12

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

Dirección YY		
Modo	Periodo	% Masa participante
2	0.35	4.73
3	0.34	56.83
7	0.08	19.22
11	0.04	5.85
15	0.03	4.93
Suma		91.57

4.4. PARÁMETROS SÍSMICOS

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismoresistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

4.4.1. PARÁMETROS DE SITIO

Para poder analizar el edificio debemos definir los parámetros que le corresponden según su ubicación geográfica y características de la zona.

✓ **FACTOR DE ZONA (Z)**

La estructura se ubica en la ciudad de Lima por lo tanto, de acuerdo a la zonificación de la norma E.030, Tabla N°1 del artículo 5, la edificación se encuentra en la Zona 3; por lo tanto se tiene: **Z=0.4**

✓ **FACTOR DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S y Tp)**

El suelo es una grava típica de Lima, de acuerdo a el perfil de suelo en el artículo 6.2, pertenece al tipo S1, por lo tanto se tiene: **S=1.0 y Tp=0.4 seg.**

✓ **FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)**

El factor de amplificación sísmica es la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de las características tanto del suelo como de la estructura y se define según el artículo 7, mediante la siguiente expresión:

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

Donde: Tp=0.4seg.

T=periodo fundamental del edificio

Del Análisis Modal obtenemos los periodos fundamentales para cada dirección.

$$T_{xx} = 0.6284 \Rightarrow C_{xx} = 2.5 \times \frac{0.4}{0.6284} = 1.59 \leq 2.5$$

$$T_{yy} = 0.3416 \Rightarrow C_{yy} = 2.5 \times \frac{0.4}{0.3416} = 2.93 \geq 2.5$$

Como el valor de Cyy es mayor a 2.5, finalmente tenemos:

$$C_{xx} = 1.59$$

$$C_{yy} = 2.50$$

4.4.2. PARÁMETROS ESTRUCTURALES

✓ FACTOR DE USO (U)

Depende del uso e importancia de la estructura; el edificio es de departamentos y clasifica como edificaciones comunes, de categoría C, por lo tanto se tiene: $U=1.0$

✓ CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La norma E.030, artículo 11, clasifica a los edificios como regulares o irregulares de acuerdo a la influencia que sus características arquitectónicas tendrán en su comportamiento sísmico.

En el caso de nuestro edificio, clasifica dentro de la categoría de **estructura irregular**, debido a que presenta irregularidad estructural en planta al tener una reducción del diafragma (discontinuidad del diafragma) en la zona central de los pisos superiores.

✓ COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R)

Este factor depende del sistema estructural empleado, Tabla N°6 del artículo 12 de la Norma E.030. En nuestro caso se ha considerado un sistema de muros estructurales en la dirección YY: $R_y=6$; en la dirección XX inicialmente se planteó un sistema dual, pero después de analizar el modelo, se comprobó que los pórticos solo llevaban el 12% de la cortante en dicha dirección, por lo tanto se consideró también un sistema de muros estructurales en la dirección XX: $R_x=6$.

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente, para estructuras irregulares, los valores de **R** deben ser multiplicados por $\frac{3}{4}$, por lo tanto tenemos:

Tabla 4.4 Parámetros estructurales

FRI. X	0.75
FRI. Y	1.00
Rx	6.00
Ry	6.00
RDISEÑO X	4.5
RDISEÑO Y	6.0

4.4.3. PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para calcular el peso de la edificación, se ha considerado el metrado de cargas verticales realizado en el capítulo IV, tanto para las cargas muertas (cm), como para las cargas vivas (cv) de la estructura. Las masas se obtienen dividiendo el peso entre la aceleración de la gravedad $g=9.81\text{m/s}^2$

La norma E.030, numeral 16.3, nos señala que para edificaciones de categoría C, el peso de cada piso se obtendrá considerando la masa correspondiente a la carga permanente mas el 25% del peso debido a la carga viva en dicho nivel.

Tabla 4.5 Distribución de pesos por piso

Nivel	CV (ton)	CM (ton)	CM+0.25CV (ton)
PISO1	108.94	561.3	588.55
PISO2	82.39	403.5	424.13
PISO3	82.40	406.2	426.84
PISO4	81.82	408.0	428.41
PISO5	82.40	406.2	426.84
PISO6	82.40	406.2	426.84
PISO7	85.90	378.7	400.20
PISO8	16.01	132.2	136.17
Peso de la Edificacion (ton)			3257.97

4.5. ANÁLISIS ESTÁTICO

La fuerza cortante basal (V) correspondiente a cada dirección de análisis según la norma E.030, numeral 17.3, viene definido por:

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

A continuación se muestra los resultados del análisis estático para ambas direcciones (XX e YY) realizado para los parámetros definidos anteriormente, para ello se utilizaron los periodos obtenidos del análisis modal.

Cálculo de la cortante basal

Tabla 4.6 Cortante Basal en la dirección X-X

DIRECCION X-X			
Factor de zona	zona 3	Z=	0.40
Factor de uso	cat. C	U=	1.00
Factor de suelo	S1	S=	1.00
Periodo del suelo		Tp=	0.40
altura de edificacion		hn=	11.70
Coeficiente Ct (porticos)		Ct=	45.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T=	0.26
Factor de amplificacion sismica			
C=2.5(Tp/T)≤2.5		Cx=	1.59
Coef. Reduccion Fuerza Sismica R=6		¾R=	4.50
Peso total de la estructura (ton)		P=	3257.97
V=(ZUCS/R)*P	(ton)	V=	460.46

Tabla 4.7 Cortante Basal en la dirección Y-Y

DIRECCION Y-Y			
Factor de zona	zona 3	Z=	0.40
Factor de uso	cat. C	U=	1.00
Factor de suelo	S1	S=	1.00
Periodo del suelo		Tp=	0.40
Altura de edificacion		hn=	11.70
Coeficiente Ct (porticos)		Ct=	45.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T=	0.26
Factor de amplificacion sismica			
C=2.5(Tp/T)≤2.5		Cx=	2.50
Coef. Reduccion Fuerza Sismica R=6		R=	6.00
Peso total de la estructura (ton)		P=	3257.97
V=(ZUCS/R)*P	(ton)	V=	543.00

4.6. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se efectuó en base a lo estipulado por la norma E.030, numeral 18.2 (b), utilizando para cada dirección de análisis un espectro de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Entonces, con los parámetros definidos anteriormente se tiene el siguiente espectro de aceleraciones en función de la aceleración de la gravedad (g).

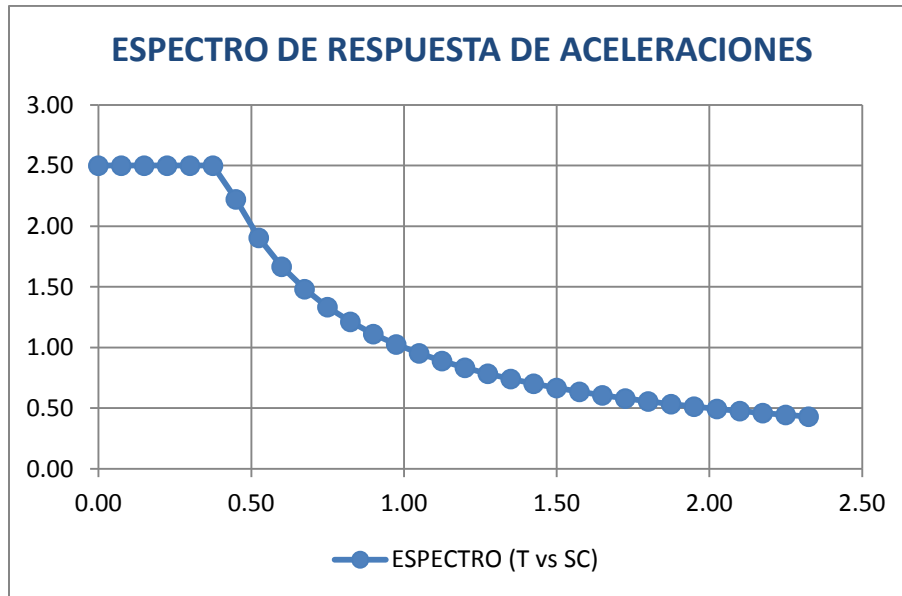


Figura 4.1 Espectro de respuesta de aceleraciones

4.7. FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

Si se va a diseñar con los valores de esfuerzos obtenidos en el análisis dinámico, la norma E.030, numeral 18.2(c), establece que estos valores no deben ser menores al 90% de los valores del análisis estático en ambas direcciones, para estructuras irregulares; de lo contrario deberán utilizarse para el diseño los valores de esfuerzo obtenidos en el análisis dinámico escalados al 90% de los resultados del análisis estático.

Se usaron así para el diseño de elementos sismoresistentes, los valores de los esfuerzos resultantes de la superposición modal, multiplicados por estos factores “f” en cada dirección de análisis XX e YY, es decir:

$$f = \frac{0.9 \times V_{ESTATICO}}{V_{DINAMICO}}, f \geq 1$$

Tabla 4.8 Factor de Escalamiento del Sismo Espectral

ETABS	XX		YY	
$V_{DINAMICO}$	266.96 ton		456.48 ton	
V_{PLACAS}	255.14	96%	452.63	99%
$V_{COLUMNAS}$	11.82 ton	4%	3.9 ton	1%
	Muros Estruc.		Muros Estruc.	

Factor de Escalamiento del Sismo Espectral	fx	fy
	1.38	0.95

4.8. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los resultados obtenidos mediante el modelo realizado corresponden a un análisis lineal elástico sometido a una aceleración espectral que ha sido reducida por el factor R. Para estimar los desplazamientos inelásticos de la estructura se deberán de multiplicar los resultados obtenidos por 0.75R. Con estos valores se calcularon los desplazamientos de entrepiso y la deriva del edificio.

Tabla 4.9 Desplazamientos y deriva del edificio en la dirección X-X

Story	Load	DispX(m)	DispY(m)	Dx abs (cm)	Δx relativo	h entrepiso	Deriva
				0.75*R*UX	0.75*R*UX	(m)	
AZOTEA	SISMOX	0.02560	0.00010	8.64	1.08	2.75	0.0039
PISO7	SISMOX	0.02240	0.00010	7.56	1.42	2.75	0.0052
PISO6	SISMOX	0.01820	0.00010	6.14	1.42	2.75	0.0052
PISO4	SISMOX	0.01400	0.00010	4.73	1.42	2.75	0.0052
PISO3	SISMOX	0.00980	0.00010	3.31	1.35	2.75	0.0049
PISO2	SISMOX	0.00580	0.00000	1.96	1.15	2.75	0.0042
PISO1	SISMOX	0.00240	0.00000	0.81	0.74	2.75	0.0027
SOTANO	SISMOX	0.00020	0.00000	0.07	0.07	2.75	0.0002

Tabla 4.10 Desplazamientos y deriva del edificio en la dirección Y-Y

Story	Load	DispX(m)	DispY(m)	Dx abs (cm)	Δx relativo	h entrepiso	Deriva
				0.75*R*UY	0.75*R*UX	(m)	
AZOTEA	SISMOY	0.00030	0.01050	4.73	0.76	2.75	0.0028
PISO7	SISMOY	0.00040	0.00880	3.96	0.77	2.75	0.0028
PISO6	SISMOY	0.00020	0.00710	3.20	0.77	2.75	0.0028
PISO4	SISMOY	0.00020	0.00540	2.43	0.77	2.75	0.0028
PISO3	SISMOY	0.00010	0.00370	1.67	0.72	2.75	0.0026
PISO2	SISMOY	0.00010	0.00210	0.95	0.54	2.75	0.0020
PISO1	SISMOY	0.00000	0.00090	0.41	0.36	2.75	0.0013
SOTANO	SISMOY	0.00000	0.00010	0.05	0.05	2.75	0.0002

Como se puede apreciar, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es $\Delta/h = 0.0053$, en el piso 7 en la dirección XX, la norma E.030, numeral 15.1, indica un límite superior de 0.007 para edificios de concreto armado, por lo que dicha estructura posee desplazamientos laterales dentro de lo permisible.

4.9. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La norma E-030 establece tres parámetros para calcular la junta sísmica del edificio.

$S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes

$S = 3 + 0.004x(h-500)$. Donde h es la altura total del edificio en cm

$S > 3\text{cm}$

La norma también indica que el edificio se debe separar de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, distancias no menores que: $2/3$ del desplazamiento máximo o $s/2$. La altura del edificio es de $h=2395\text{cm}$, con cuyo valor se obtuvo un $s=0.5(3+0.004(2395-500))=5.29\text{cm}$

El desplazamiento máximo obtenido en la dirección X es de 8.64 cm, con lo que se obtuvo $s=2/3(D_{\text{max}})= 5.76 \text{ cm}$.

El desplazamiento máximo obtenido en la dirección Y es de 4.73 cm, con lo que se obtuvo $s=2/3(D_{max})= 3.15 \text{ cm}$.

Por lo tanto, se decidió colocar una junta sísmica para ambas direcciones de 6cm.

4.10. ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

La NTE E-030 indica que la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual al 1.5

$$F.D. = \frac{\text{Momento Volcante}}{\text{Momento Estabilizante}} \geq 1.5$$

El Momento estabilizante se calcula como el momento que se opone al volteo desde un extremo de la base del edificio, de tal forma que es igual al peso total multiplicado por la mitad de la longitud en planta de la dirección de análisis.

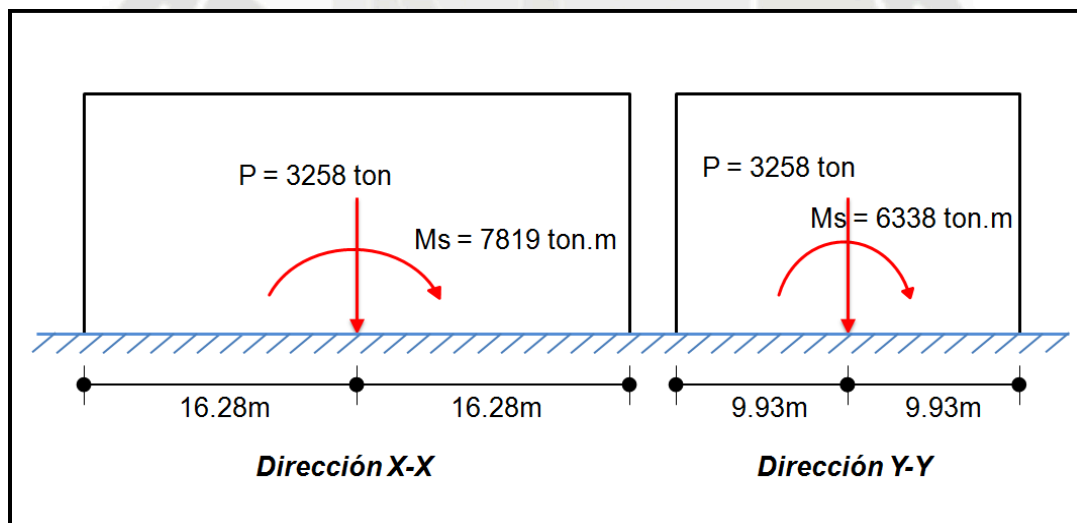


Fig.4.2. Esquema de fuerzas actuantes y resistentes

Para Eje X-X:

$$F.D. = \frac{3258 \text{ ton} \times 9.93\text{m}}{6638 \text{ ton} \times \text{m}} = 4.87 \geq 1.5$$

Para Eje Y-Y:

$$F.D. = \frac{3258 \text{ ton} \times 16.28\text{m}}{7819 \text{ ton} \times \text{m}} = 6.78 \geq 1.5$$

Los factores obtenidos son mayores a 1.5, por lo tanto se comprueba la estabilidad del edificio.



CAPITULO 5: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

5.1. PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO

Para el diseño en concreto armado se usó el método de resistencia. Este método implica reducir las resistencias nominales de los elementos por un factor de reducción ϕ (tomado según el tipo de análisis, especificado por la Norma NTE-E.060), el cual debe ser mayor o igual a la resistencia requerida última de los elementos. Para ello se debe cumplir con la siguiente relación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Para hallar las resistencias requeridas últimas, se realizaron las siguientes combinaciones de carga. Estas implican la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y las cargas de sismo (CS).

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

5.2. MÉTODOS DE DISEÑO

5.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Los elementos sometidos a flexión son las vigas, losas macizas y losas aligeradas. Todos estos elementos son sometidos a cargas perpendiculares a su plano por lo que se generan esfuerzos de flexión y cortante.

Cada uno de los elementos mencionados son secciones rectangulares. Para este tipo de elementos se calcula su capacidad a flexión de la siguiente manera:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Donde:

A_s = Área de acero en tracción

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (4200Kg/cm^2)

d =peralte efectivo de la sección

a =profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente

b = ancho de la sección rectangular

f'_c =Resistencia a la compresión del concreto.

Para realizar el diseño por flexión se debe cumplir con el método de rotura. Se debe cumplir:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

M_u : Resistencia requerida a la flexión.

M_n : Resistencia nominal a la flexión.

$\phi=0.90$: Factor de reducción por resistencia a flexión.

La norma E.060 indica que los diseños a flexión deben ser subreforzados, para lo cual se debe tener una cuantía menor o igual al 75% de la cuantía balanceada.

Las vigas y losas tienen requisitos específicos para su diseño por flexión, estos serán mostrados en el diseño de cada tipo de elemento.

5.2.2. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante está basado en la ecuación de rotura:

$$V_u \leq \phi V_n \quad V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_u = Resistencia Requerida a corte.

V_n = Resistencia Nominal a corte.

V_c = Resistencia Nominal a corte proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia Nominal a corte proporcionada por el acero.

$\phi=0.85$: Factor de Reducción por Resistencia al Corte.

Para elementos sometidos únicamente a la acción de corte y flexión la resistencia nominal proporcionada por el concreto está dada por la siguiente expresión

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

Al colocar estribos perpendiculares al eje del elemento se tiene un aporte del acero de refuerzo que está dado por:

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

Donde:

A_v = Área transversal del acero que soporta el corte.

s = Separación de los estribos.

Las vigas y losas tienen requisitos específicos para su diseño por cortante, estos serán mostrados en el diseño de cada tipo de elemento.

5.2.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para una determinada sección transversal de concreto y una distribución de refuerzo conocida se pueden obtener infinitas combinaciones de M_n y P_n que generan la falla de la sección. Al graficar dichas combinaciones se obtiene lo que se conoce como “diagrama de interacción”.

Para el diseño se debe construir el diagrama de interacción de la sección afectado por el factor de reducción ϕ , además la resistencia por carga axial se debe limitar a un valor de $0.8 \phi P_o$. El factor de reducción (ϕ) considerado para flexocompresión es 0.70.

El procedimiento de diseño consiste en definir una sección de concreto con una determinada cuantía de acero y graficar su diagrama de interacción. Luego se verifica que

las puntos (M_u , P_u) obtenidos de las combinaciones de carga, estén contenidos sobre o dentro del diagrama, en caso de no ser así, se procede a aumentar la cuantía de acero en la sección hasta que los puntos entren en el diagrama.

En la figura 5.1 se muestra el diagrama de interacción de diseño representado por las combinaciones de ΦM_n y ΦP_n .

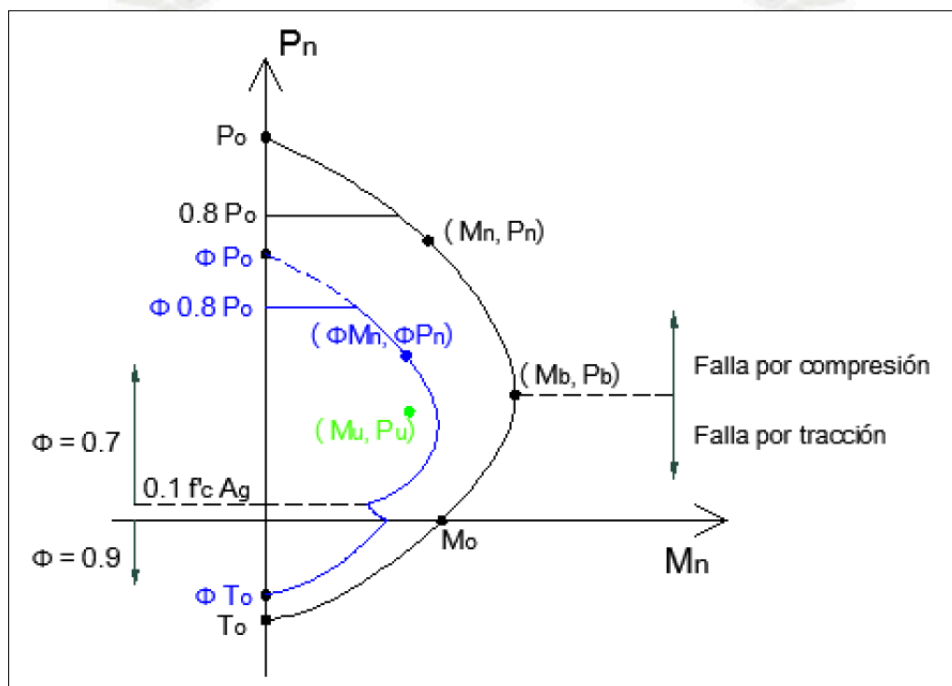


Figura 5.1 Diagrama de interacción de diseño

5.2.4. 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 sismo resistentes 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 y no las fallas frágiles como lo son las fallas por corte. Por esta razón, los elementos sismo resistentes deben tener mayor resistencia a corte que a flexión.

Análisis para elementos en flexión

La fuerza cortante V_u está relacionada con la capacidad máxima que genera el acero de refuerzo de una sección más la cortante isostática del elemento. La cortante asociada al diseño por capacidad es la mostrada en la figura 5.2.

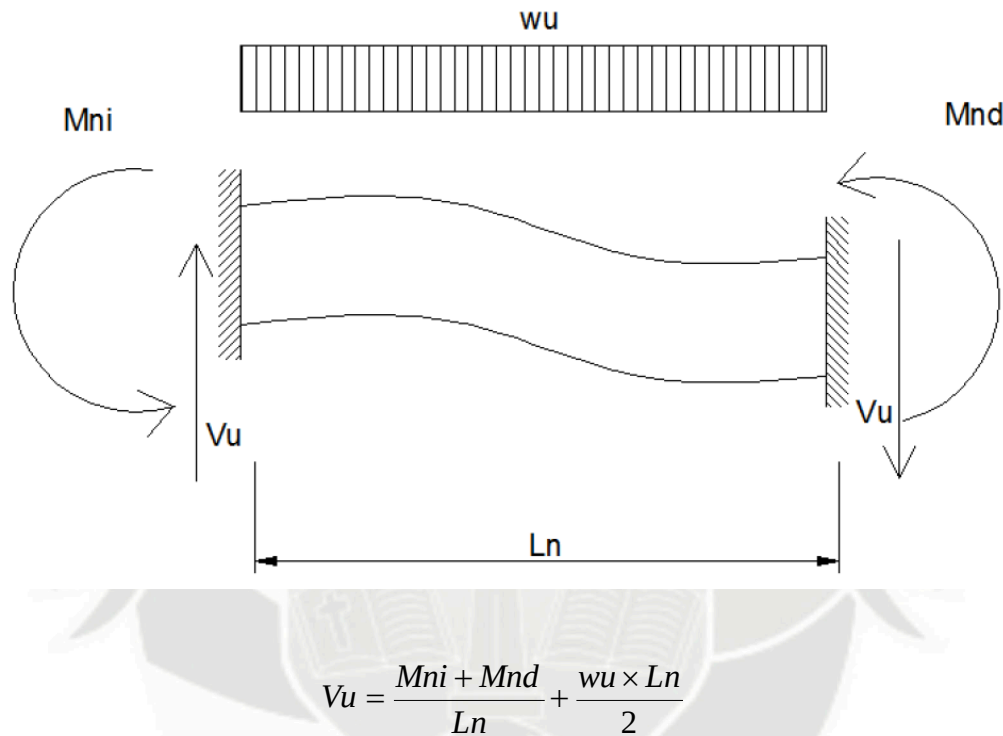


Figura 5.2 Cortante de diseño para elementos sometidos a flexión

Donde:

M_{ni} = Momento nominal en el extremo inicial del elemento

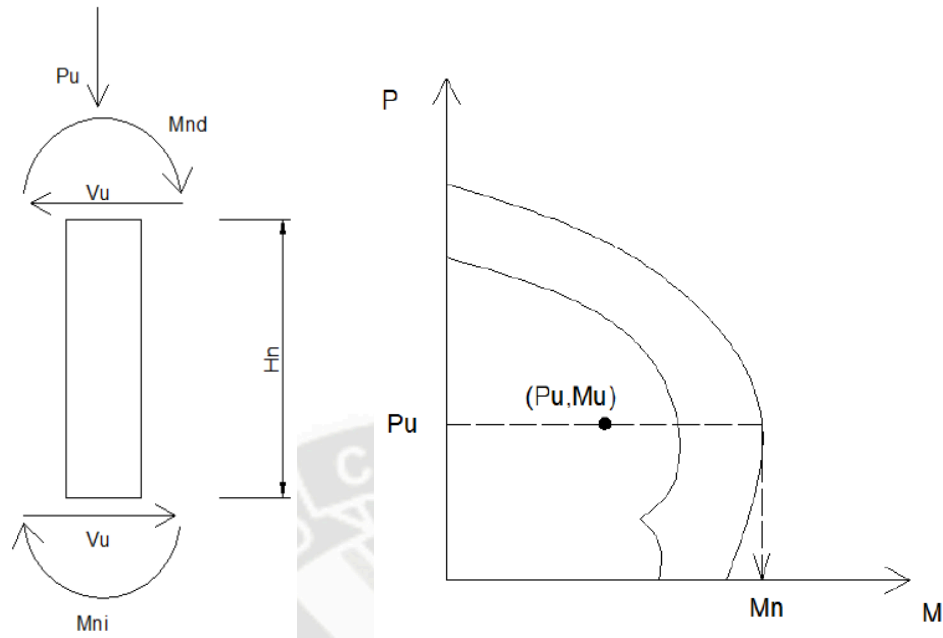
M_{nd} = Momento nominal en el extremo final del elemento

L_n = Luz libre de la viga

W_u = Carga última distribuida correspondiente a la combinación 1.25 (M+V)

Análisis para elementos en flexo compresión: Columnas

De manera similar al caso de flexión, se halla la cortante asociada a los momentos nominales de los extremos del elemento.



$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{H_n}$$

Figura 5.3 Cortante de diseño para elementos sometidos a flexo compresión

Los momentos nominales de la columna se hallan con el diagrama de iteración tal y como se muestra en la figura 5.3. Se toma el máximo momento nominal generado por las combinaciones de diseño.

Análisis para elementos en flexo compresión: Placas

El diseño por capacidad está dado por un factor amplificación a la cortante actuante en elemento y esta dado por:

Donde:

V_u = Cortante actuante

M_u = Momento resistente

M_n = Momento actuante

El valor del momento resistente se halla similarmente como el momento nominal de las columnas mostrado en la figura 5.3.

5.3. ELEMENTOS

5.3.1. DISEÑO DE LOSAS: ALIGERADAS Y MACIZAS

La solicitación última de diseño está dada por la combinación $U=1.4CM + 1.7CV$.

Losas Aligeradas

En el caso de losas aligeradas el diseño se efectúa por cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas. El diseño se hace por vigueta con un ancho inferior de 10cm, ancho superior de 40cm, altura total de 20cm y una altura de ala de 5cm.

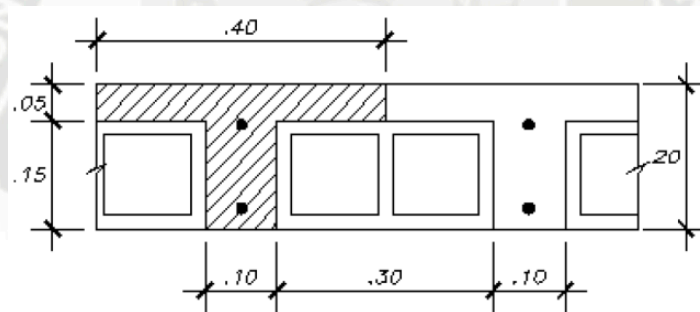


Figura 5.4 Aligerado $h=0.20m$.

Para el diseño se considera la combinación: $U=1.4CM+1.7CV$, por ser la más desfavorable para cargas de gravedad, numeral 9.2.1 de la norma E.060.

En la figura 5.5 se muestra la planta típica de la edificación donde se ha superpuesto la tabiquería fija (líneas punteadas). Se muestra la vigueta que se ha tomado como ejemplo de diseño.

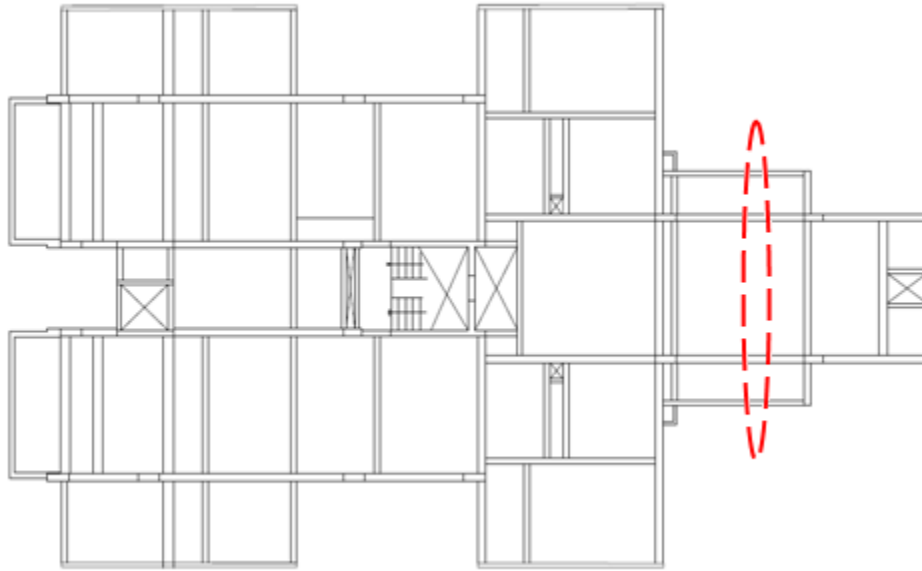


Figura 5.5 Esquema estructural de la planta típica.

Ejemplo de diseño de losa aligerada:

Como ejemplo se muestra el diseño del aligerado ubicado en el piso típico entre los ejes B y C. En la figura 5.3 se muestra el diagrama de momentos flectores y en la figura 5.4 el diagrama de fuerzas cortantes.

Se va a diseñar el primer tramo, ubicado entre los ejes 2 y 3.

El aligerado es de 20 cm de peralte con viguetas espaciadas cada 40 cm.

Para un momento negativo $M_u^- = 1.12 \text{ ton.m}$ se necesita un $A_s = 2.03 \text{ cm}^2$. Se colocan bastones de $1\Phi 1/2'' + 1\Phi 3/8''$.

Para un momento positivo $M_u^+ = 1.01 \text{ ton.m}$ se necesita de una vigueta V102 la cual tiene un momento resistente de $\Phi M_n = 1.28 \text{ ton.m}$

El corte calculado a "d" de la cara que corresponde a 0.32m del eje de la viga es $V_u = 1.57 \text{ ton}$, el cual es mayor al resistente $\Phi V_c = 1.50 \text{ ton}$, por lo que se hace uso de ensanches alternados. Recién a 0.30m de la cara de la viga se tiene un $V_u = 1.50 \text{ ton}$, pero teniendo en cuenta que el largo del ladrillo a usar en el aligerado es de 25cm

usaremos un ensanche de 50cm teniendo que retirar así dos ladrillos. A continuación se muestran los metrados de cargas del aligerado $h=0.20\text{m}$

Tabla 5.1 Cargas Distribuidas (ton/m)

	carga (ton/m ²)	ancho(m)	
CM Peso propio aligerado	0.3	0.4	0.1
Peso piso terminado	0.1	0.4	0
			$Wd = 0.16$ ton/m
CV s/c viviendas	0.2	0.4	0.1
			$WI = 0.08$ ton/m

Tabla 5.2 Cargas Puntuales (ton)

Peso unitario	1.8 ton/m ³
Altura de tabique	2.8 m
Espesor de tabique	0.2 m

	carga (ton/m)	ancho(m)	
CM Peso propio aligerado	0.74	0.4	0.3
			$Wd = 0.297$ ton

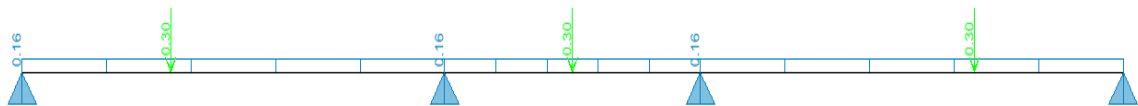


Figura 5.6 Carga muerta asignada al modelo.

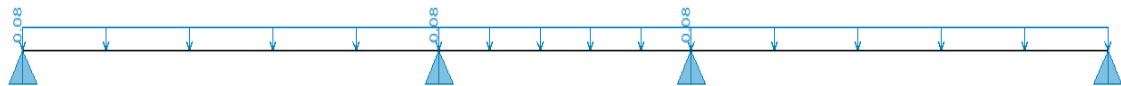


Figura 5.7 Carga viva asignada al modelo.

Se presenta la envolvente del diagrama de momento flector y fuerza cortante para la vigueta de 2 tramos mostrada en la figura 5.4. Los momentos flectores y fuerzas cortantes son mostrados a la cara de los apoyos.

Diseño por flexión

Si bien la vigueta es de sección transversal "T", esta trabaja tanto para momentos positivos y momentos negativos como si se tratara de una sección rectangular. Es decir, para momentos positivos se tendrá una sección con base igual a 40cm y para momentos negativos se tendrá una sección con base igual a 10cm.

Refuerzo por contracción y temperatura

En la losa superior, de 5cm de espesor el refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura es: $\rho = 0.25\%$, numeral 9.7.2 de la norma E.060.

$$A_{s_{\text{necesario}}} = 0.0025 \times b \times t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 1/4" @ 0.25 \text{ m} \quad (A_{s_{\text{col}}} = 1.28 \text{ cm}^2)$$

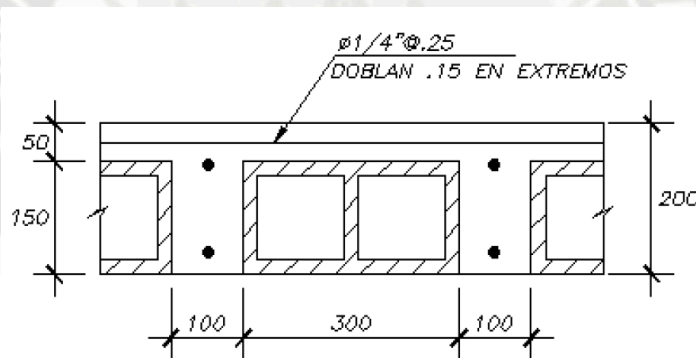


Figura 5.8 Refuerzo del aligerado $h=0.20\text{m}$.

Cálculo del refuerzo requerido por flexión:

A continuación se muestra los diagramas de momento flector DMF de la combinación (U=1.4CM+1.7CV), de acuerdo al metrado anterior, para obtener los máximos momentos.

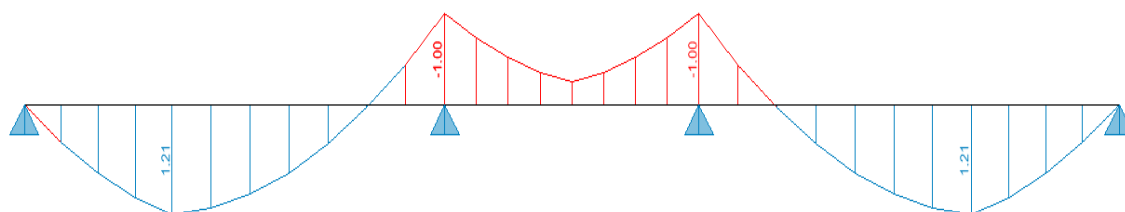


Figura 5.9 Diagrama de momento flector.

Con los momentos hallados se procede a determinar la cantidad de acero requerida por flexión, para ello se utilizó las siguientes expresiones, tomadas del libro de Concreto Armado 1 del Ing. Gianfranco Ottazzi.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}} \quad As = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

El diseño por flexión estuvo basado en proveer el acero de refuerzo necesario, constituido por bastones de $\phi 3/8"$ y $\phi 1/2"$, para obtener un momento nominal reducido por lo menos igual al momento requerido obtenido del análisis ($M_u \leq \phi M_n$).

Los Momento Nominale reducidos (ϕM_n) para una vigueta de $h=0.20\text{m}$ de peralte se presentan en la tabla 5.1

Tabla 5.3 Momentos resistentes de viguetas convencionales ($h=20\text{ cm}$)

Bastones	Area	$\phi M_n(+)$	$\phi M_n(-)$
	(cm ²)	ton.m	ton.m
1 $\phi 3/8"$	0.71	0.464	0.447
2 $\phi 3/8"$	1.42	0.917	0.850
1 $\phi 1/2"$ + 1 $\phi 3/8"$	2.00	1.279	1.115
2 $\phi 1/2"$	2.58	1.633	1.411

Con las capacidades resistentes a flexión de la viga mostrada en la tabla 5.1 y la envolvente de momento flector mostrada en la figura 5.5 se realizó el diseño del aligerado.

Cabe resaltar que las redistribuciones realizadas no sobrepasan el 80% de redistribución máximo permitido por la norma.

Diseño por cortante

La resistencia proporcionada por el concreto debe ser por lo menos igual a la fuerza cortante V_u calculada a una distancia “d” de la cara del apoyo, es decir:

$$\phi V_c \geq V_u$$

La norma considera una posible redistribución de la sobrecarga entre viguetas adyacentes, por lo que es posible considerar que la resistencia al corte del concreto pueda incrementarse en un 10%.

Considerando este incremento del 10% se tiene que la resistencia a corte de una vigueta de aligerado es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

En caso que la resistencia del concreto no sea suficiente a la requerida ($V_u > \phi V_c$), se harán ensanches en las viguetas para incrementar la resistencia al corte de las viguetas. A continuación se muestra el diagrama de fuerza cortante DFC de la combinación ($U=1.4CM+1.7CV$), de acuerdo al metrado anterior, para obtener los máximos cortantes en los nudos.

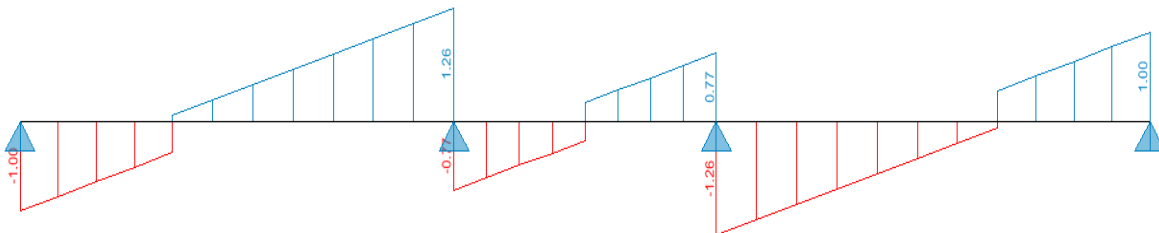


Figura 5.10 Diagrama de fuerzas cortantes.

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17.5 = 1.257m$$

Como ($V_u = 1.22tn < \phi V_c$), en los apoyos B y C, no será necesario ningún ensanche.

Corte y doblado de refuerzo

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte de varillas se siguió algunas recomendaciones prácticas del curso de Concreto Armado 2 y se verificó que dichas longitudes se extiendan más allá del punto teórico de corte según la norma E.060 de Concreto Armado.

L/5 o L/4 para momentos negativos.

L/6 o L/7 para momentos positivos.

Finalmente en la figura 5.7 se muestra el diseño obtenido.

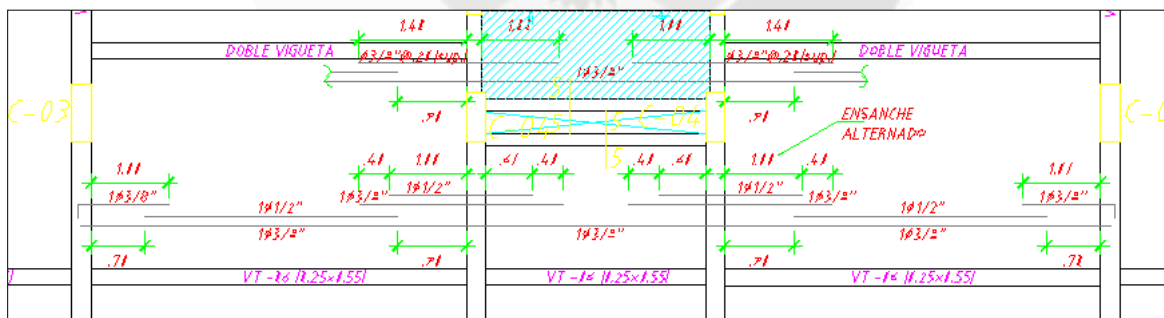


Figura 5.11 Diseño de losa aligerada

Losas Macizas

El diseño es similar al de las losas aligeradas, se lleva a cabo considerando franjas de 1m de ancho. El diseño se hará por flexión y cortante, considerando las cargas de gravedad, las que se amplificarán considerando la combinación: $U=1.4CM+1.7CV$

Diseño por flexión

Para el diseño de losas macizas la norma indica que deben tener un acero mínimo igual a $0.0018bh$, el cual puede ser repartido en dos capas. Adicionalmente la norma indica que se debe tener mayor cuantía para la malla inferior que la superior y lo reparte de la siguiente manera.

Cuantía inferior : $0.0012bh$

Cuantía Superior : $0.0006bh$

Las losas en este proyecto tienen un peralte de 20cm. Para un ancho unitario y siguiendo las recomendaciones mostradas se tiene la siguiente distribución de acero.

Tabla 5.4 Área de acero en las mallas.

	Cuantía	Acero(cm ²)	Malla
As(+)	$0.0012bh$	2.40	3/8"@0.25
As(-)	$0.0006bh$	1.20	6mm@0.25

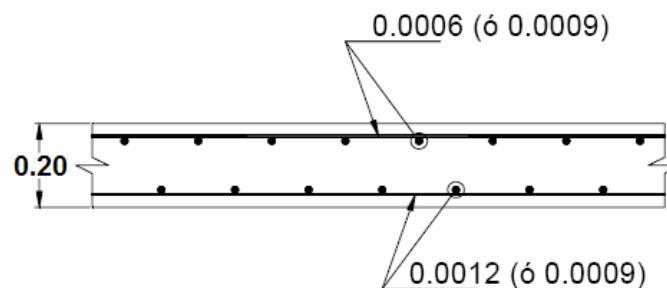


Figura 5.12 Detalle de las cuantías en las mallas.

El espaciamiento indicado es el que se obtiene directamente de las cuantías mostradas. En la tabla 5.5 se muestra la malla optada y el momento resistente para momentos positivos como para los negativos.

Tabla 5.5 Mallas y momentos resistentes (h=20cm)

	Malla	Acero(cm2)	ØMn(ton.m.ml)
As(+)	3/8"@0.25	2.84	1.840
As(-)	6mm@0.25	1.12	0.735

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

Diseño por cortante

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 esta dado por:

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

Para una losa de 0.20m se tiene $\phi V_c = 14.36 \text{ ton}$. 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 figura 5.13 se muestra el techo de la cisterna donde se indica la losa maciza que se tomará como ejemplo.

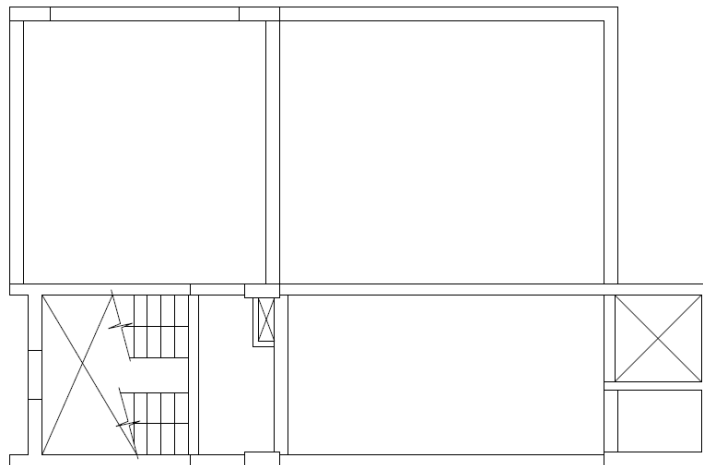


Figura 5.13 Techo de cisterna

Para la losa mostrada se realizó un análisis en elementos finitos para hallar las fuerzas actuantes últimas. Las figuras 8.9 y 8.10 muestran los diagramas de momentos flectores M11 y M22 respectivamente, mientras que las figuras 8.11 y 8.12 muestran las fuerzas cortantes en la dirección V13 y V12 respectivamente.

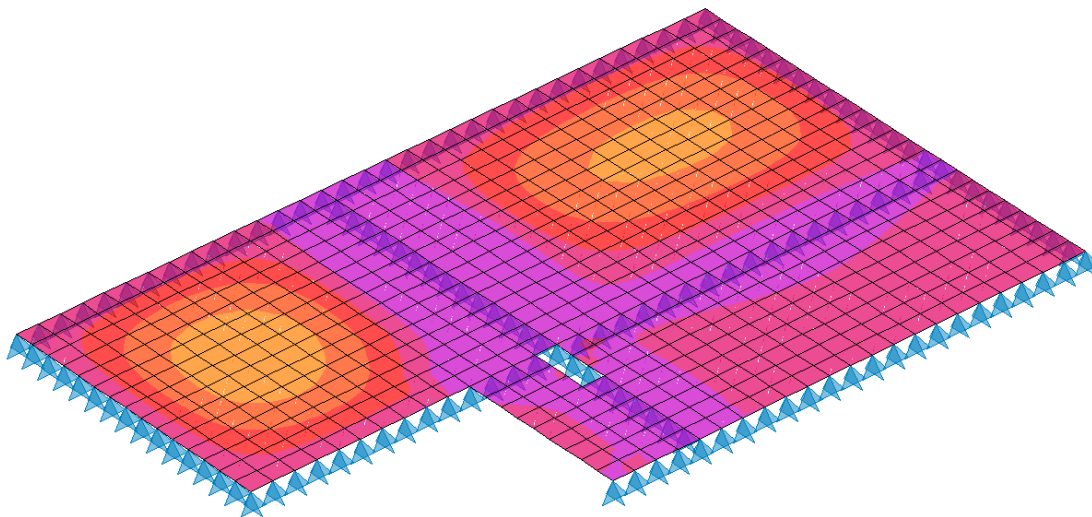


Figura 5.14 Diagrama de Momento Flector para dirección 1-1 (tonxm/ml)

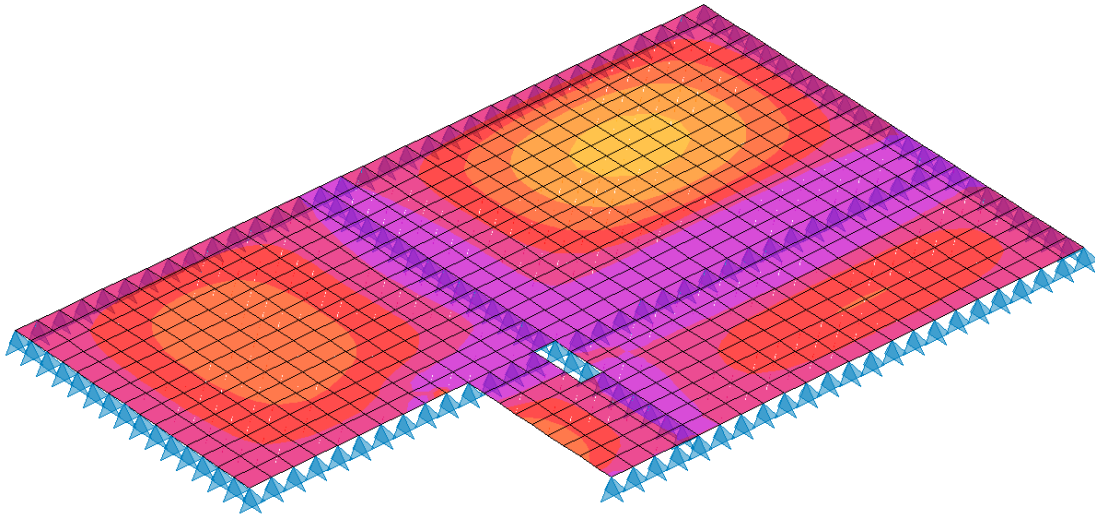


Figura 5.15 Diagrama de Momento Flector para dirección 2-2 (tonxm/ml)

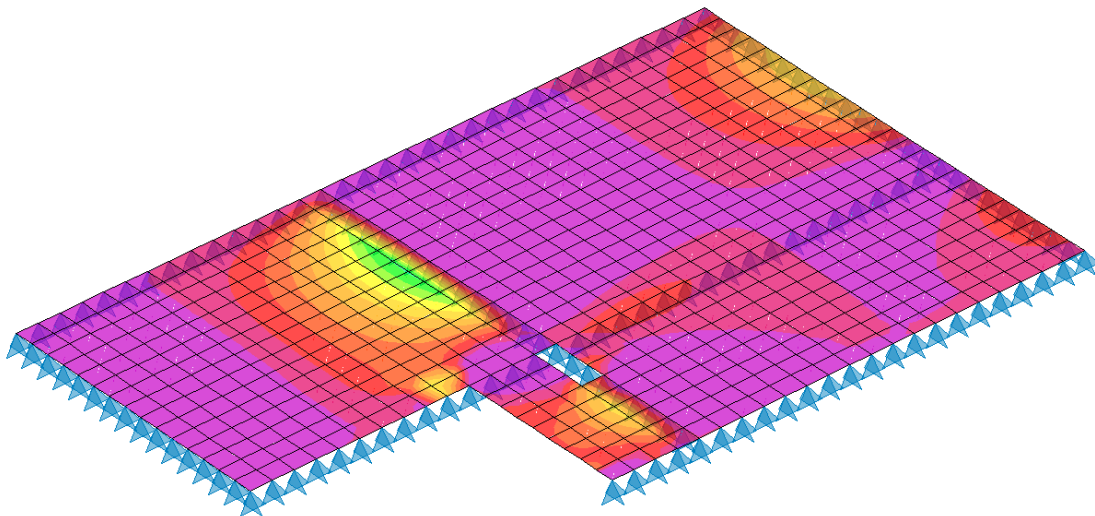


Figura 5.16 Diagrama de fuerza cortante para dirección 1-3 (ton)

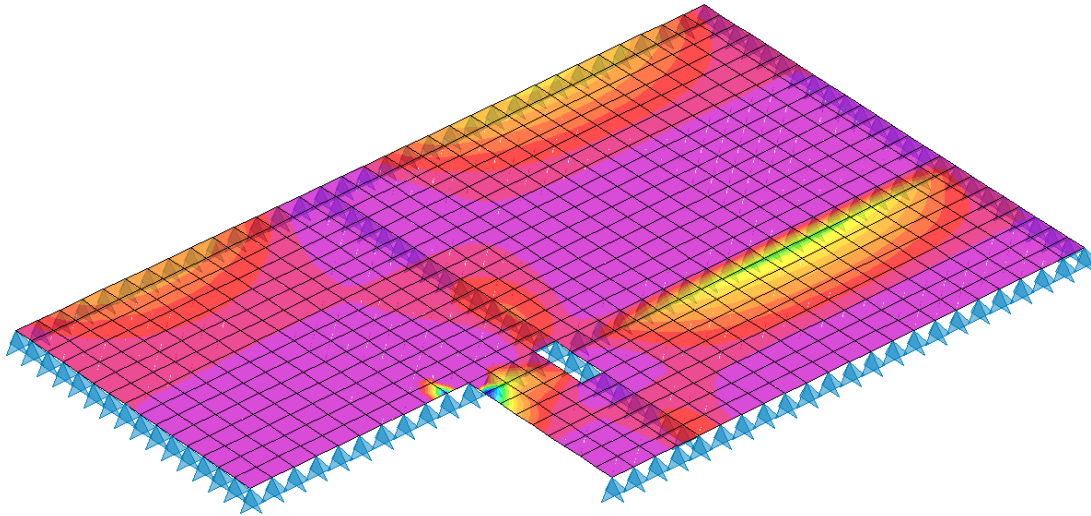


Figura 5.17 Diagrama de fuerza cortante para dirección 2-3 (ton)

Para los momentos M11 se tiene un momento máximo positivo de $M_u(+)=1.16 \text{ tonxm/ml}$. La malla corrida inferior tiene un momento resisten de $\phi M_n = 2.84 \text{ tonxm}$ por lo tanto para el momento positivo no se requiere de bastones adicionales. También se tiene un momento máximo negativo de $M_u(-)= 2.00 \text{ tonxm/ml}$.

Con este momento se requiere un $A_s=3.09 \text{ cm}^2$. La malla superior colocada tiene un $A_s=1.12 \text{ cm}^2$, faltaría cubrir 1.97 cm^2 . Por tal se adicionara bastones de $8\text{mm}@0.25\text{m}$.

Para los momentos M22 se tiene un momento positivo máximo de $M_u(+)=1.35 \text{ tonxm/ml}$. El acero de la malla inferior es capaz de soportar dicho momento, por lo que no se colocaron bastones adicionales.

De los diagramas de fuerza cortante en la dirección 1-3 y 2-3 se obtiene una fuerza cortante $V_u=2.80 \text{ ton/m}$. Este valor es inferior a la resistencia que presenta la losa de concreto.

En la figura 5.18 se muestra el diseño obtenido.

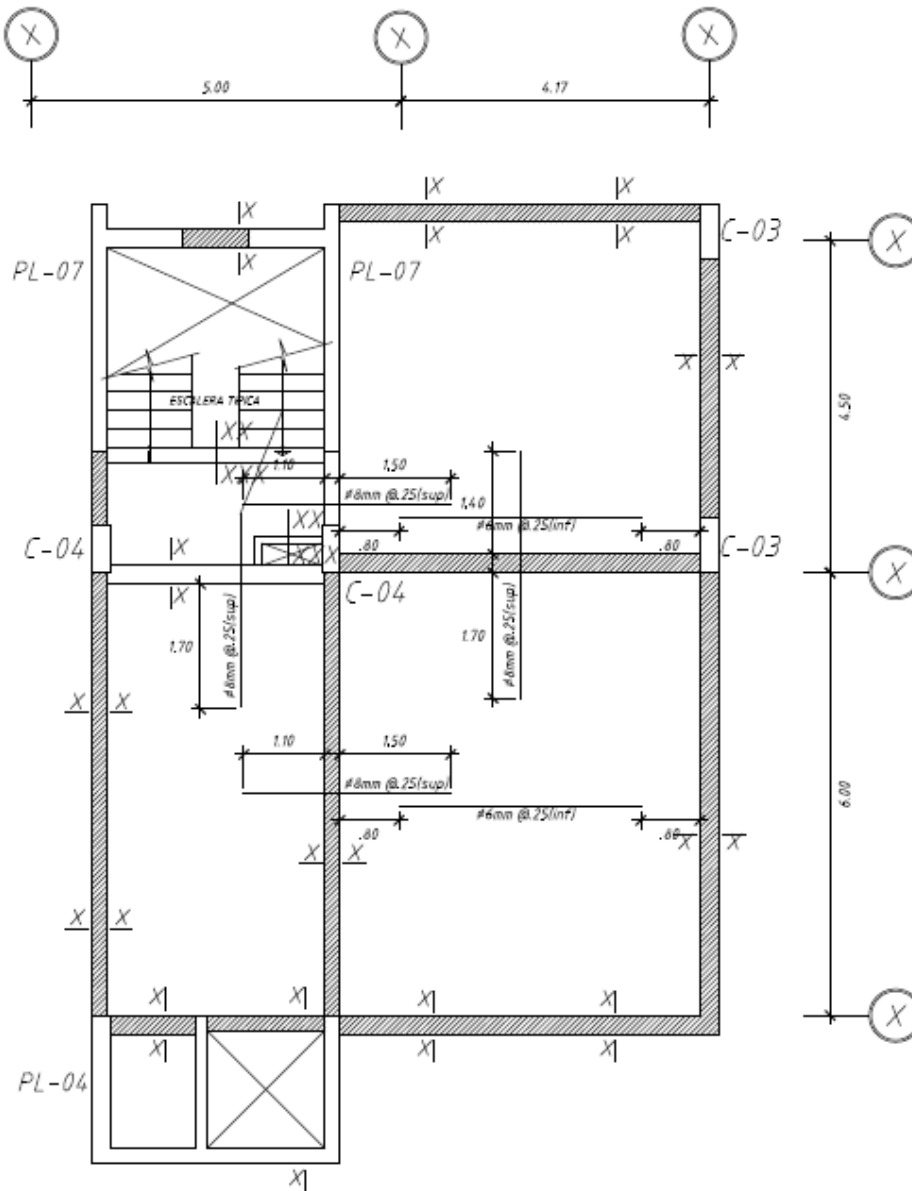


Figura 5.18 Diseño de losa maciza

5.3.2. DISEÑO DE VIGAS

El diseño se realizó con la envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes generados por las combinaciones indicadas anteriormente.

Diseño por Flexión

Se debe proveer a las secciones rectangulares de un acero mínimo dado por:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d}{f_y}$$

Para el armado de las vigas se tienen algunas consideraciones que la norma establece, las cuales se muestran a continuación:

- El refuerzo se extenderá d o $12d_b$ más allá de donde ya no sea necesario el refuerzo y se deberá extender la longitud de desarrollo de la barra (l_d) a partir del mayor esfuerzo presente en la viga.
- El refuerzo continuo deberá tener un anclaje de por lo menos l_d más allá del punto de corte.
- Por lo menos un tercio del acero positivo debe ser corrido cumpliendo con su longitud de desarrollo.
- El refuerzo negativo debe anclarse con su longitud de desarrollo o con gancho estándar.
- Un tercio del refuerzo negativo a flexión debe colocarse a una distancia l_d .

Las vigas que tiene responsabilidad sísmica deberán cumplir con las siguientes consideraciones que la norma establece:

- Las vigas tendrán como refuerzo corrido 2 barras en la parte inferior y superior de la viga con un área de acero no menor que un cuarto de lo máximo requerido en los nudos.
- Todo el acero de refuerzo debe terminar con gancho en sus apoyos extremos.

- Para el acero positivo (A_s^+) se debe correr por lo menos el mayor de los siguientes valores:
 - Un tercio del requerido en el momento positivo (M^+)
 - La cuarta parte del acero positivo del nudo
 - El acero mínimo
- Para el acero negativo (A_s^-) se debe correr por lo menos el mayor de los siguientes valores:
 - El acero mínimo
 - La cuarta parte del acero negativo requerido en el nudo

Adicionalmente se debe proveer en los apoyos un acero positivo (inferior) calculado para un tercio del momento negativo generado en el mismo apoyo. Esta consideración se debe a la posible inversión de momentos que se pueda presentar en la viga.

Diseño por corte

La resistencia a cortante es proporcionada por el concreto más los estribos, se debe cumplir:

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

La norma indica que las vigas sísmicas deben tener un armado de estribos mínimo. Las consideraciones son las siguientes:

- Se deben usar estribos de por lo menos 3/8" de diámetro.
- La zona de confinamiento será a una distancia $2d$ de la cara del apoyo.

En esta zona el espaciamiento de los estribos será el menor de los siguientes valores:

- 0.25d
 - 8db
 - 30cm.
-
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento será a $d/2$

Ejemplo de diseño de viga peraltada:

Como ejemplo se muestra el diseño de la viga VT-01 del piso típico de 25 cm de ancho y 50 cm de altura, que se encuentra en el eje 6 de la planta típica de la edificación. En las figuras 5.19, 5.20 y 5.21 se presentan los diagramas de momentos de carga muerta, carga viva y sismo. Mientras que en las figuras 5.22, 5.23, 5.24 se muestra los diagramas de fuerza cortante para carga muerta, carga viva y sismo.

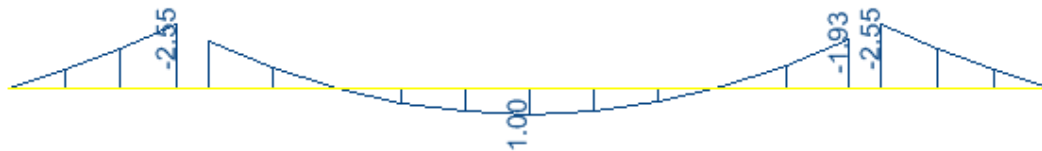


Figura 5.19 Diagrama de momento flector carga muerta. Viga VT-01



Figura 5.20 Diagrama de momento flector carga viva. Viga VT-01

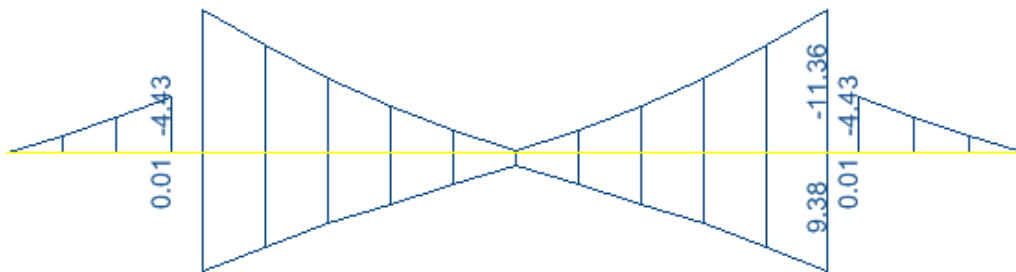


Figura 5.21 Diagrama de momento flector del análisis sísmico. Viga VT-01

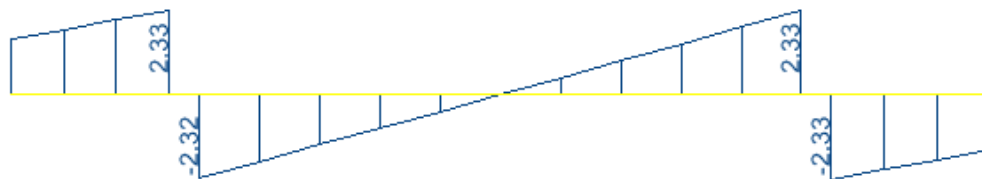


Figura 5.22 Diagrama de fuerza cortante para carga muerta. Viga VT-01



Figura 5.23 Diagrama de fuerza cortante para carga viva. Viga VT-01

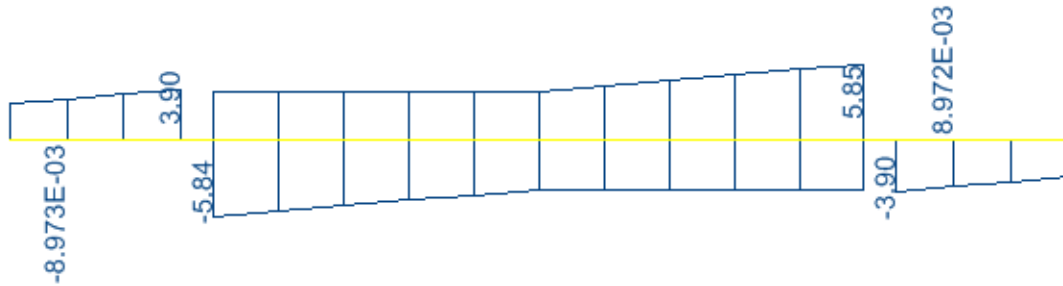


Figura 5.24 Diagrama de fuerza cortante para solicitaciones sísmicas. Viga VT-01

Con los diagramas mostrados se realizan las combinaciones de diseño y se procede a realizar la envolvente de momento flector y fuerza cortante con la que finalmente se diseña el elemento.

En la figura 5.25 se muestra el diseño de la viga VT-01

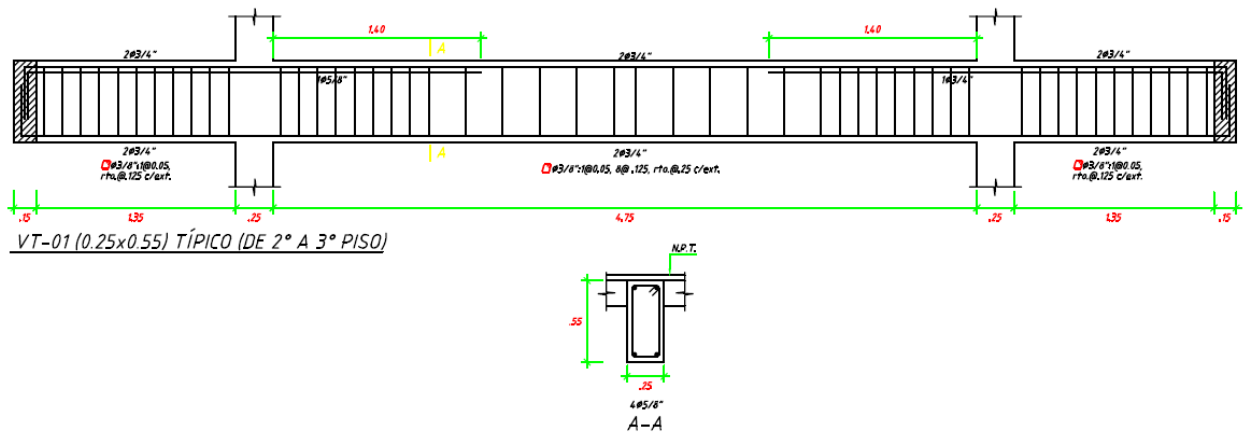


Figura 5.25 Diseño de la viga VT-01

5.3.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se considera que intervienen dos efectos simultáneamente: flexión y carga axial. A este efecto conjunto se le denomina flexocompresión. Se consideran las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo un problema adicional, la esbeltez del elemento.

Diseño por Flexocompresión

El método de diseño es el explicado en el acápite 5.2.3. el cual indica que para un armado propuesto de la columna se genera su diagrama de iteracción y se verifica que los pares de valores (P_u , M_u) generado por las combinaciones de diseño estén dentro del diagrama de iteracción.

La norma indica que las cuantías usadas en las columnas debe ser entre 1% a 6%. Para columnas con cuantías mayores a 4% se debe especificar el detalle de conexión viga columna. Para evitar el congestionamiento del acero normalmente se limita la cuantía de acero a 4%

Diseño por corte

El cortante es resistido por el concreto y por los estribos donde se debe cumplir:

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

Las columnas al estar en compresión tienen un aporte adicional en su resistencia al corte y esta dado por:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b.d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

Mientras que el aporte del acero está dado por:

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

Las columnas que tengan responsabilidad sísmica deben diseñarse por capacidad como se indicó en el acápite 5.2.4. Además, la norma indica una distribución mínima de estribos la cual se muestra a continuación:

- Se colocaran estribos cerrados en una longitud de confinamiento lo que debe ser el menor valor de:
 - Un sexto de la luz libre del elemento
 - La máxima dimensión del elemento
 - 45cm.
- En la zona de confinamiento se colocan estribos espaciados como el menor valor de:
 - La mitad de la dimensión más pequeña del elemento
 - 10cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento será el menor valor:
 - Dieciséis veces el diámetro de la barra
 - La menor dimensión del elemento
 - 30cm.

Se presenta como ejemplo el diseño obtenido de la columna C-02 para el 1er-2do piso. En la figura 5.21 se muestra la distribución de acero colocado para el cual se realizó el diagrama de iteración mostrado en la figura 5.2. Luego de realizar las combinaciones de diseño (mostrados en la tabla 5.3) se muestra que todos estos pares de valores se encuentran dentro del diagrama de iteración por lo que se cumple con los requisitos de diseño.

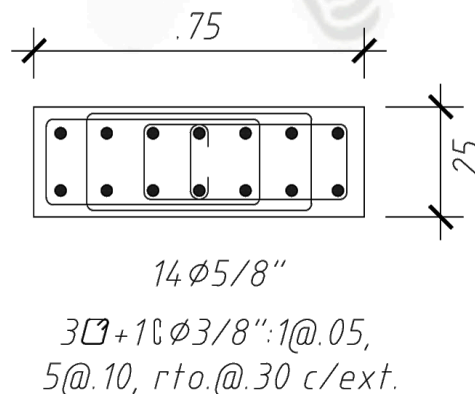
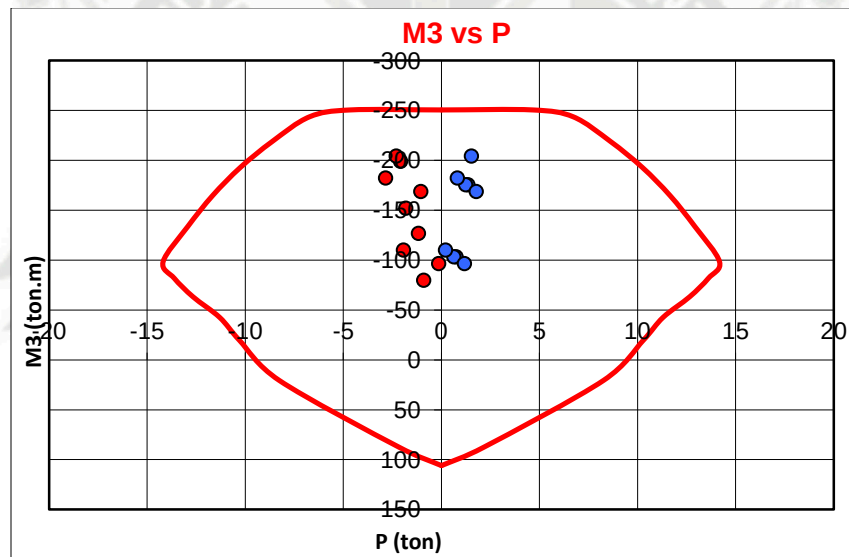


Figura 5.26 Distribución de refuerzo en la columna C-02

Tabla 5.4 Combinaciones de diseño para la columna C.02 1er Piso

COMBOS	ETABS	P	V2	V3	M2	M3
0.9CM+SISXX	MSX MAX	-103	0.9	-0.6	-0.6	0.8
0.9CM-SISXX	MSX MIN	-103	0.7	-0.9	-0.8	0.6
0.9CM+SISYY	MSY MAX	-96	1.1	-0.7	-0.7	1.2
0.9CM-SISYY	MSY MIN	-110	0.6	-0.8	-0.7	0.2
1.25(CM+CV)+SISXX	MVSX MAX	-175	1.6	-1.2	-1.1	1.4
1.25(CM+CV)-SISXX	MVSX MIN	-175	1.4	-1.5	-1.3	1.2
1.25(CM+CV)+SISYY	MVSY MAX	-169	1.8	-1.3	-1.2	1.8
1.25(CM+CV)-SISYY	MVSY MIN	-182	1.3	-1.4	-1.2	0.8
1.4CM+1.7CV	MV	-204	1.8	-1.6	-1.4	1.5

**Figura 5.27** Diagrama de iteración de la columna C-02 en el 1er Piso

5.3.4. DISEÑO DE PLACAS

Diseño por corte

Las cuantías mínimas para el refuerzo horizontal y vertical en las placas es la siguiente:

Si: $V_u \leq \phi V_c / 2$

$$\rho_h \geq 0.0020$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

Si: $V_u > \phi V_c / 2$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$$

Donde:

h_m = altura total del muro

L_m = longitud total del muro

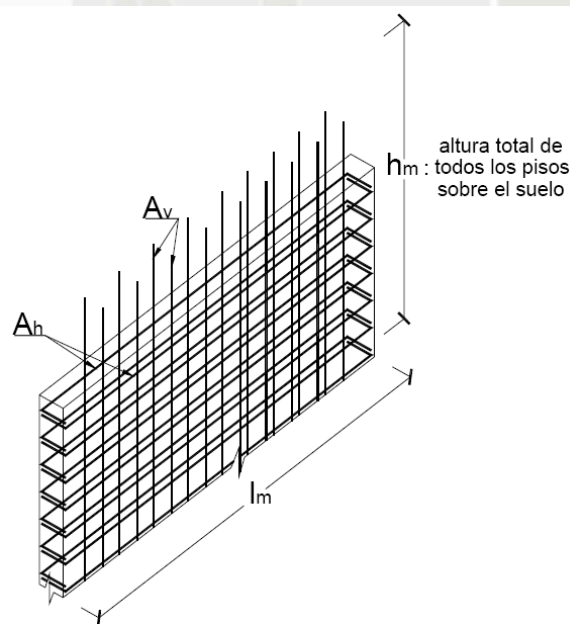


Figura 5.28 Vista 3D de la mallado de una placa.

El espaciamiento máximo de las varillas de refuerzo es el menor valor de:

- Tres veces el espesor del muro.
- 40cm.

La resistencia al corte del concreto en estos elementos está dada por la siguiente expresión.

$$\phi V_n = 0.85 \times \alpha_c \sqrt{f'c} \times b \times d$$

El peralte efectivo para placas se estima como $d = 0.80L_m$

El valor de α_c de la expresión mostrada está en relación a la altura de la placa y de su longitud. Se muestra la figura 9.1 de donde se puede hallar el valor α_c

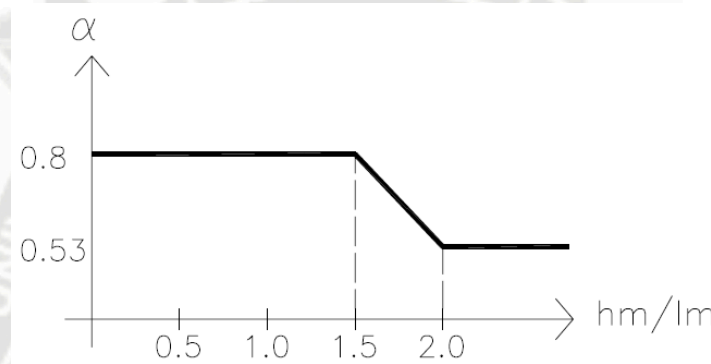


Figura 5.29 Diagrama para hallar el valor de α_c

La resistencia al corte del acero esta dado por:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

El refuerzo horizontal se calcula mediante la siguiente expresión

$$Sh = \frac{A_h \times d \times f_y}{V_s}$$

Donde:

A_h = Área de acero transversal resistente al corte

El diseño por corte debe contemplar el diseño por capacidad mostrado en el acápite 5.2.4 donde la cortante de diseño esta dado por:

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Este diseño se realiza luego de haber finalizado el diseño por flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

El diseño de estos elementos consta de proveer de un acero tentativo en los núcleos confinados de la placa, para luego generar los diagramas de iteración y analizar si los pares (P_u , M_u) generados por las combinaciones de diseño estén dentro del diagrama.

Se puede estimar el área de acero requerida en los núcleos con la siguiente expresión:

$$A_n = \frac{M_u}{L_m \times f_y} - \frac{P_u}{2 \times f_y}$$

$$P_u = 0.9P_m - P_s$$

$$M_u = M_s$$

Donde:

P_m = carga muerta

P_s = Axial de sismo

M_s = Momento de sismo

Como ejemplo se muestra el diseño de la placa PL-05 en el nivel del primer piso. La figura 5.24 muestra la distribución del refuerzo planteado y las figuras 5.25, 5.26 y 5.27 muestran las combinaciones de diseño y el diagrama de iteración generado por la sección. Para el diseño por corte se tuvo en cuenta el diseño por capacidad mencionado en el acápite 5.2.4.

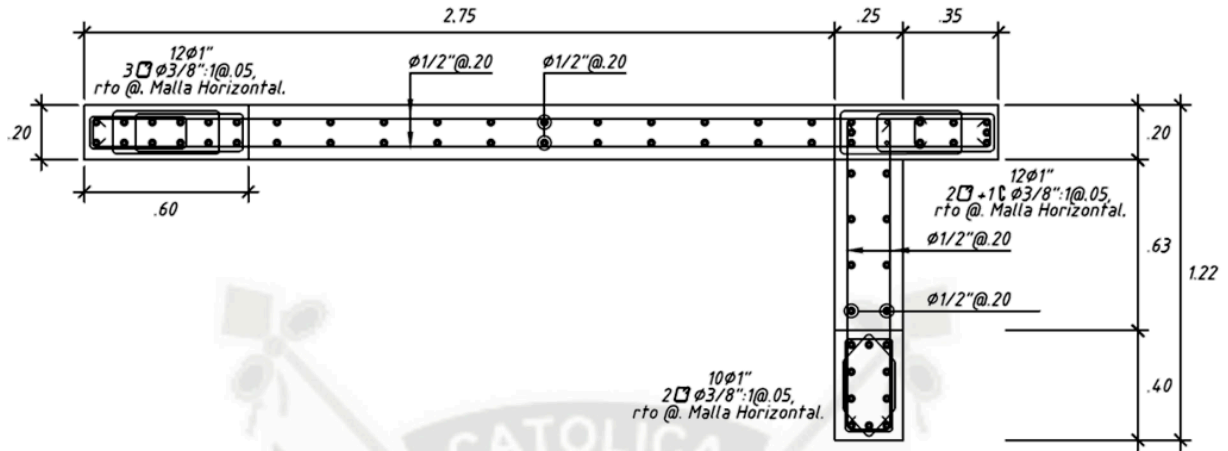


Figura 5.30 Distribución de acero de la placa PL-05 en el 1er Piso

Tabla 5.5 Combinaciones de diseño para la placa PL-05 1er Piso

Puntos	Combinaciones	Pu (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1	0.9CM+SISXX	268	71.1	105
2	0.9CM-SISXX	-504	-72.2	-78
3	0.9CM+SISYY	-69	20.2	137
4	0.9CM-SISYY	-168	-21.3	-110
5	1.25(CM+CV)+SISXX	187	70.8	112
6	1.25(CM+CV)-SISXX	-585	-72.5	-72
7	1.25(CM+CV)+SISYY	-149	19.9	143
8	1.25(CM+CV)-SISYY	-249	-21.6	-103
9	1.4CM+1.7CV	-231	-0.9	23

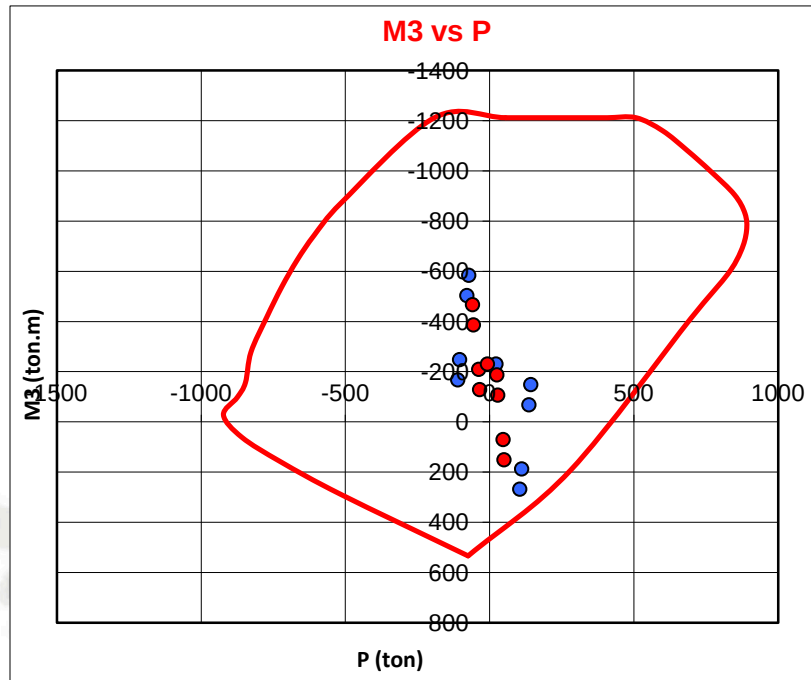


Figura 5.31 Diagrama de iteración de la placa PL-05 en el eje 3-3

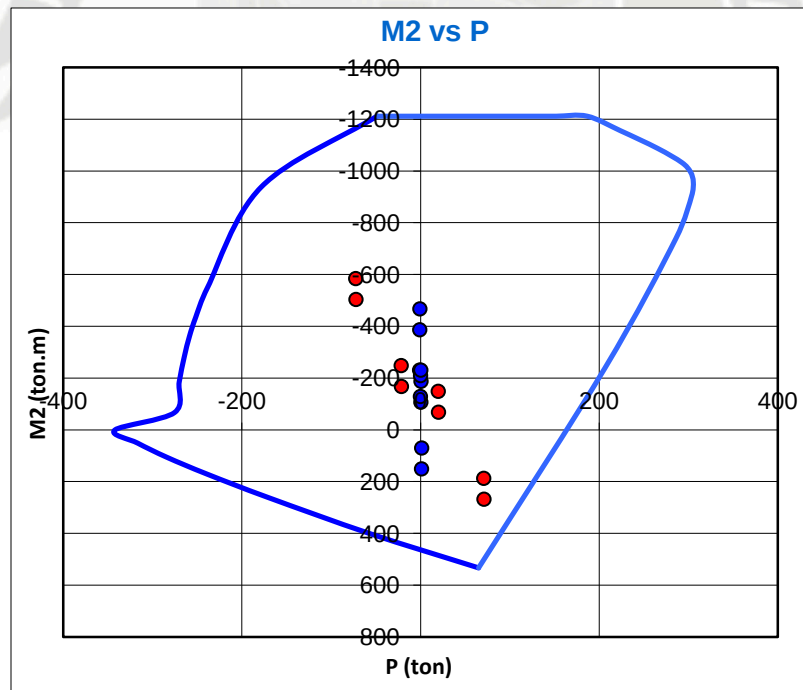


Figura 5.32 Diagrama de iteración de la placa PL-04 en el eje 2-2

Todos los puntos de las combinaciones están dentro de los diagramas de iteración, por lo que se cumple con los requisitos de diseño del elemento.

5.3.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

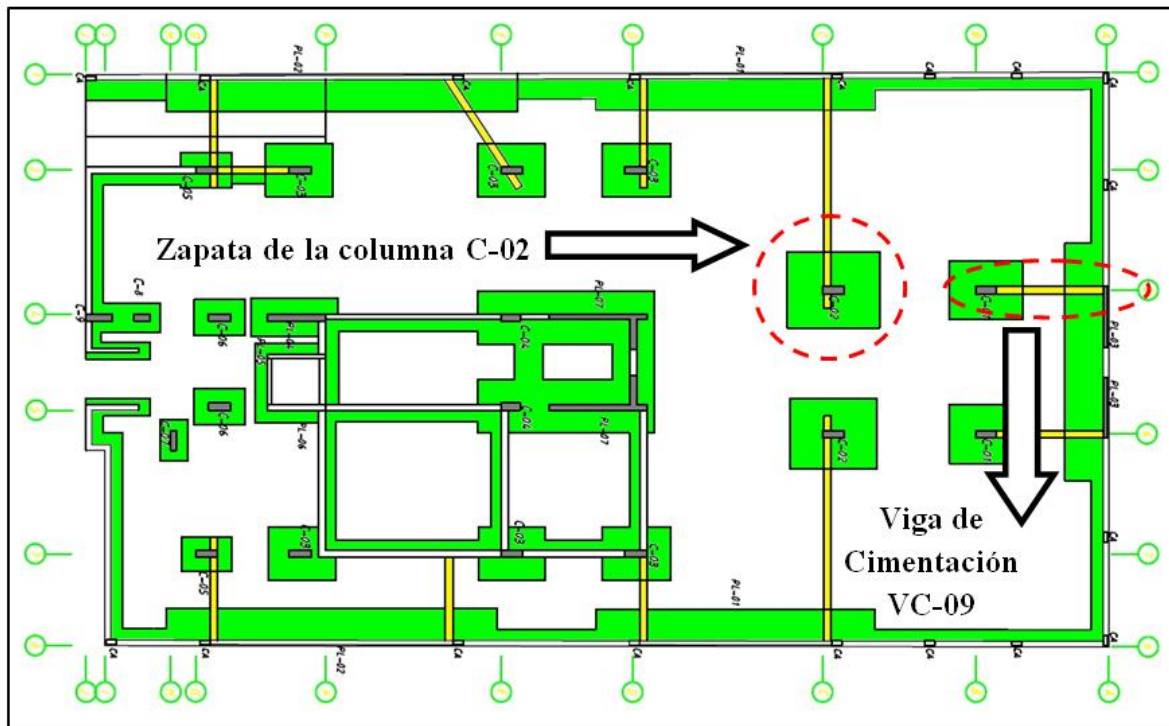


Figura 5.33 Planta de la Cimentación

El diseño consiste en calcular la dimensión de la zapata con el fin de que no se sobrepase los esfuerzos admisibles en el suelo. Una vez cumplido el dimensionamiento de la zapata se procede al diseño en concreto armado donde se realiza el diseño por cortante simple y por punzonamiento, como también el diseño por flexión.

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:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$$

En caso de usar una distribución uniforme se aplica la ecuación planteada por Meyerhoff.

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

Ambos métodos son válidos. Para el presente trabajo se optó por usar el método de Meyerhoff.

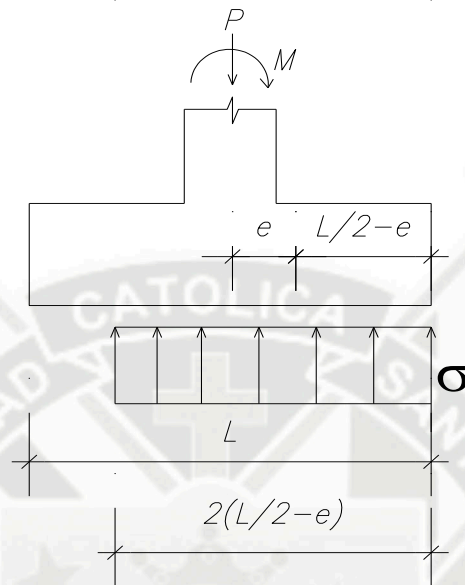


Figura 5.34 Distribución de presiones según Meyerhoff

5.3.5.1. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Dimensionamiento del elemento

Preliminar al diseño se procede a realizar un predimensionamiento de la zapata, para esto se trabaja con cargas axiales en servicio provenientes de la columna adicionando un 5% por el peso propio de la zapata. En nuestro caso tenemos una carga axial de $P_s = 234$ ton, agregando el peso de la zapata tenemos una carga final de $P_s = 245.7$ ton. Según el estudio de mecánica de suelos la capacidad portante del terreno es de 36 ton/m^2 , por lo que se requiere un área de $A = P_s / \sigma = 6.825 \text{ m}^2$. A la sección de la columna le asignamos volados iguales de 1.20 m , con lo que se obtiene una zapata de 2.65×3.15 , con un área de 8.35 m^2 . Se verifica que el esfuerzo obtenido $\sigma = 245.7 / 8.35 = 29.43 \text{ ton/m}^2$ es menor al establecido en el estudio de mecánica de suelos.

Con las dimensiones en planta ya obtenidas, ahora debemos calcular el peralte de la zapata de tal forma que sea el concreto que resista las fuerzas cortantes que provienen de las presiones del suelo.

Diseño por corte

Para el diseño por corte se debe calcular el peralte de la zapata con el fin de que el concreto resista las fuerzas cortantes generadas por las presiones del suelo. En las zapatas se producen dos tipos de corte: el corte simple y el corte doble (punzonamiento).

- ✓ *Corte simple:* La resistencia del concreto a corte simple está dada por la siguiente expresión:

$$Vu_x = \sigma_u \cdot B \cdot (Sx - d)$$

$$\phi Vc_x = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d$$

$$Vu_y = \sigma_u \cdot L \cdot (Sy - d)$$

$$\phi Vc_y = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times L \times d$$

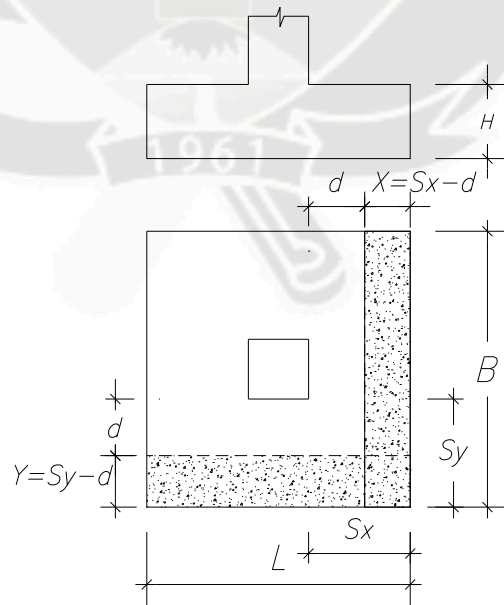


Figura 5.35 Corte Simple

Se considera un peralte efectivo $d = H - 10\text{cm}$.

- ✓ *Corte doble o punzonamiento*: Este tipo de corte se genera debido a las cargas concentradas provenientes de las columnas, para verificar el diseño por punzonamiento se asume una zona crítica a $d/2$ de la cara de la columna. La resistencia del concreto al punzonamiento, debe ser el menor de las tres expresiones:

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

$$\phi V_c = \phi(0.27) \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = \phi(1.06) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

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

Donde:

b_o = Perímetro de la zona crítica.

β = Relación entre el largo y el ancho de la zapata

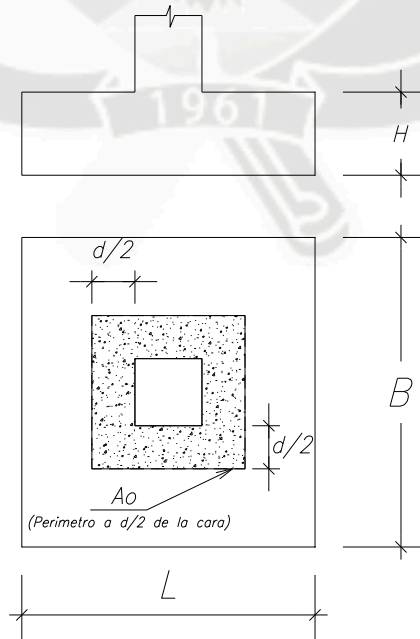


Figura 5.36 Corte doble o punzonamiento

Para nuestro caso se escoge un peralte $h = 60$ cm. por lo tanto, la resistencia del concreto al corte simple es $\Phi V_c = 103$ ton y la resistencia al punzonamiento es $\Phi V_c = 324$ ton, valores menores a los cortantes últimos de cortante simple y doble, $V_u = 83$ ton y $V_u = 402$ ton respectivamente. Se observa que el peralte asumido no cumple las condiciones de diseño por corte. Por ello se aumento el peralte a $h = 80$ cm. entonces las nuevas resistencias del concreto al corte simple es $\Phi V_c = 144$ ton y la resistencia al punzonamiento es $\Phi V_c = 542$ ton, estos valores si son mayores a los cortantes últimos. Se comprueba el peralte asumido cumple las condiciones de diseño por corte.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se asume como acero mínimo lo considerado para losas macizas ($0.0018.b.h$). Para calcular el acero por flexión, se determina el esfuerzo último y luego se toma una franja unitaria para realizar el diseño. El valor de momento último (M_u) se toma a la cara de la columna.

En nuestro caso tenemos $M_u = 41.5$ ton.m, con este momento se obtiene un área de $A_s = 15.4$ cm², por lo tanto el acero a flexión colocado fue: $2 \Phi 5/8" @ .25$. La figura 5.19 muestra las dimensiones en planta de la zapata y la distribución de acero.

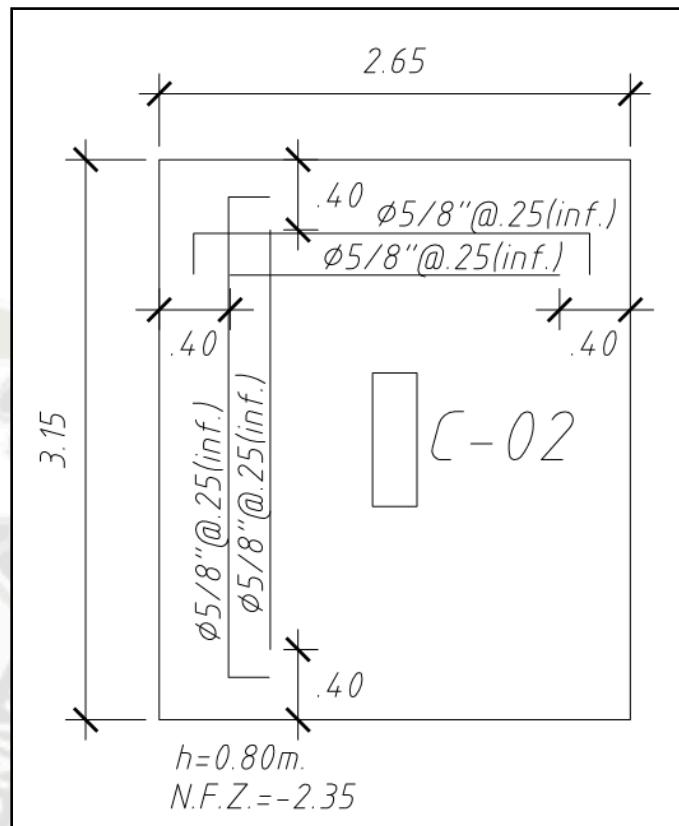


Figura 5.37 Diseño de zapata para la columna C-02

5.3.5.2. DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA

Son zapatas utilizadas con el fin de reducir la excentricidad que presenta la cimentación de los elementos verticales exteriores. Las zapatas son unidas a través de una viga de cimentación, la cual transmite el momento producido por la excentricidad de la zapata exterior a la zapata interior. De este modo se evita obtener presiones muy elevadas en el borde exterior de la zapata excéntrica.

Dimensionamiento del elemento

Del mismo modo en que se haya las dimensiones de una zapata aislada, se usan las cargas de gravedad y de sismo sin amplificar. Se asume una presión uniforme y se halla el ancho de la zapata lateral. Este dimensionamiento se realiza solo ante cargas axiales ya que las excentricidades de la zapata lo toman las vigas de cimentación. En nuestro caso para la zapata de la placa P-03, se obtiene un ancho de 80 cm.

Diseño por corte

El corte simple y el punzonamiento no son considerados por la gran longitud que tienen los elementos laterales

Diseño por Flexión

Se realizó un modelo de elementos finitos, el cual incluye las vigas de cimentación y las placas representadas como apoyos de la zapata. La carga que se aplicó en la zapata es la de la presión del suelo amplificado.

La figure 5.38 muestra el modelo que se utilizó para el diseño de la zapata conectada y la figura 5.39 muestra el diagrama de momentos en la dirección longitudinal.



Figura 5.38 Modelo utilizado para el diseño de la zapata conectada

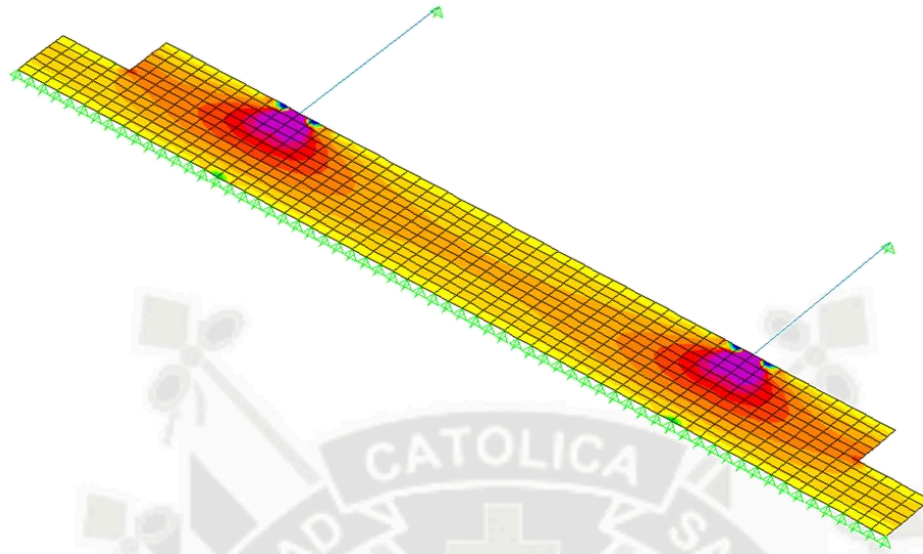


Figura 5.39 Diagramas de momento en la dirección longitudinal

La figura 5.40 muestra la representación del diseño, con las características de la zapata y el acero en flexión colocado.

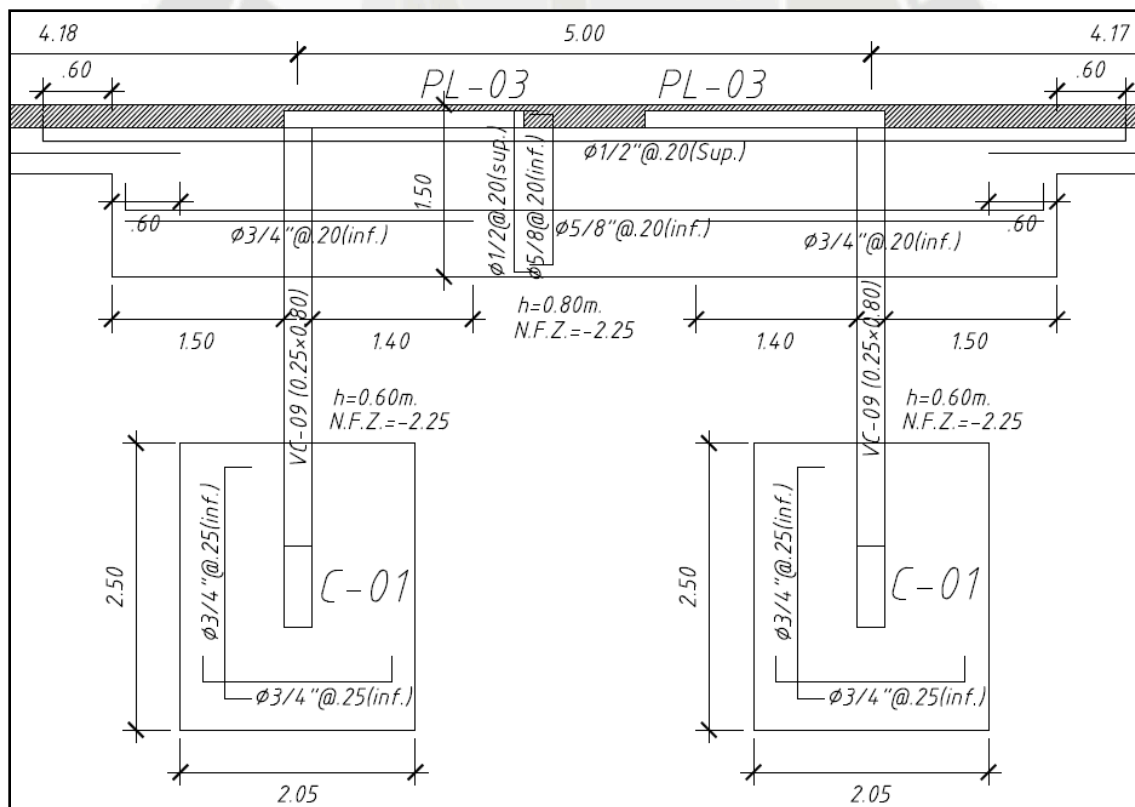


Figura 5.40 Diseño de la zapata excéntrica

A partir del modelo, también obtenemos el momento de diseño para la viga de cimentación. La figura 5.41 muestra el diseño de la viga de cimentación.

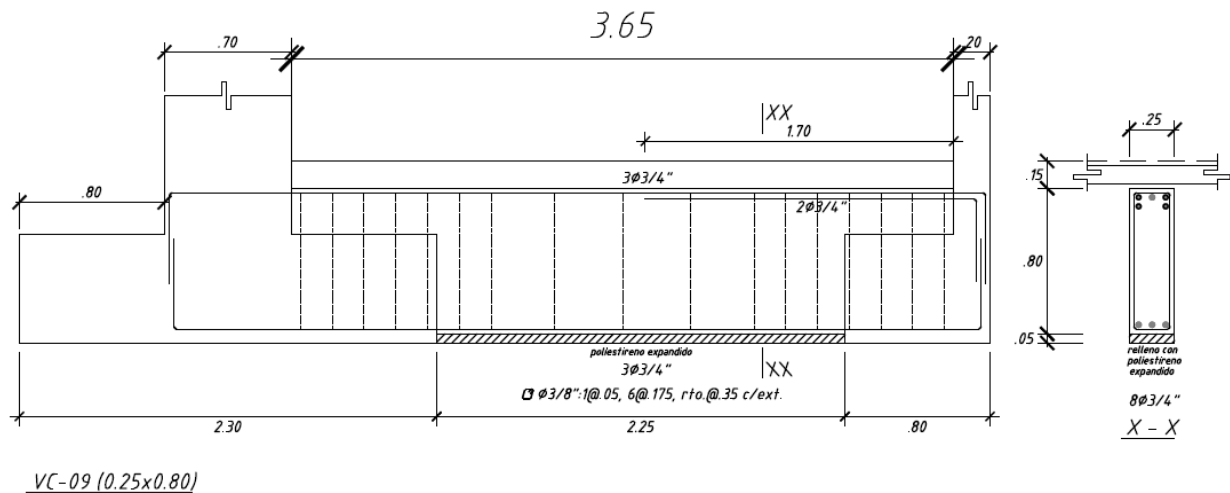


Figura 5.41 Diseño de viga de cimentación

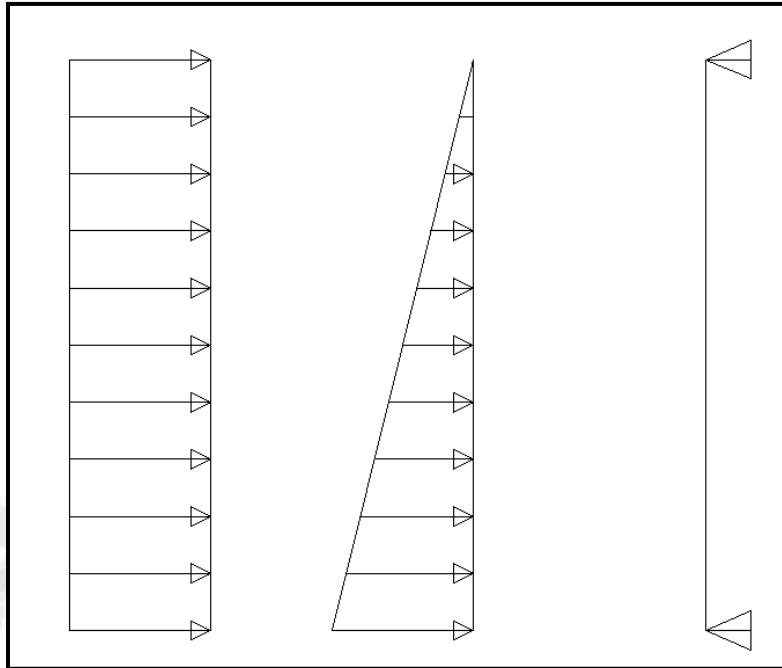
5.3.6. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano se diseñaran para resistir el empuje del suelo y en ocasiones para caras verticales que le llegan de la superestructura. De acuerdo a la relación entre las rigideces de los elementos que le sirven de apoyo, este se puede considerar simplemente apoyado o empotrado en los extremos, ya que en la parte superior se encuentran restringidos por la losa de techo del sótano y en la parte inferior por la cimentación.

El diseño de muro de sótano está gobernado básicamente por las cargas perpendiculares al plano del muro, llamado empuje de los suelos en reposo, así como de las cargas verticales y horizontales provenientes de los pisos superiores de la estructura.

5.3.7 Ejemplo de Diseño de Muros de Sótano

La figura 5.1 muestra un caso de muro de sótano analizado, se modela el muro como un tramo simplemente apoyado en dos puntos y bajo una carga constante de la sobrecarga y otra carga distribuida triangular del empuje del terreno.



$$\text{Empuje de la s/c} + \text{Empuje terreno} = CE_{\text{terreno}}$$

Figura 5.42 Empuje de Terreno sobre Muro Perimetral

En nuestro caso, tenemos un desnivel de 1.40m, entre nivel de la calle y el piso terminado del sótano, por lo que tendremos el siguiente escenario.

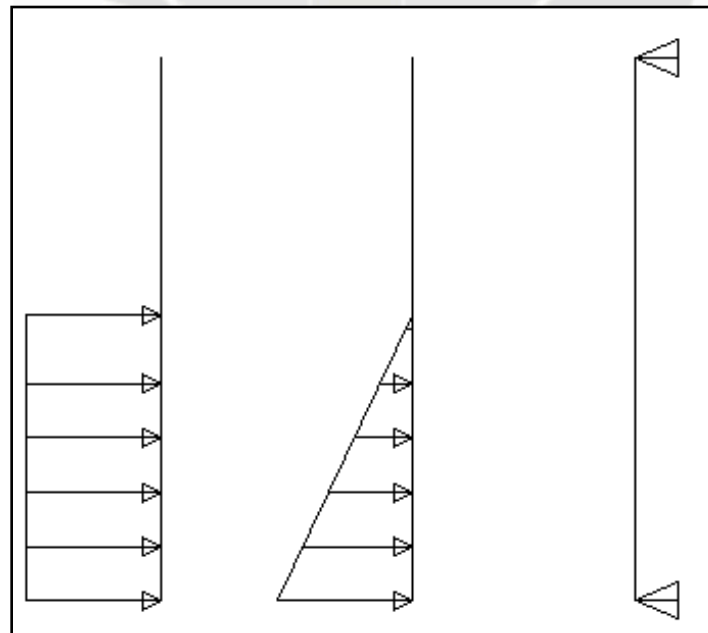


Figura 5.43 Modelo lineal del Muro Perimetral

Datos del estudio de suelos: $\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$ (Grava), $K_a = 0.325$

Datos del Muro de Sótano: $b = 100\text{cm}$, $d = 20 - 8 = 12\text{cm}$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$

Calculo del empuje total del terreno (CE):

$$CE_{\text{terreno}} = \text{Empuje del terreno} + \text{Empuje de la sobrecarga}$$

$$CE_{\text{terreno}} = K_a \times \gamma \times h + k_a \times s/c$$

$$CE_{\text{terreno}} = 0.325 \times 2 \times 1.55 + 0.325 \times 0.25 = 1.09 \text{ ton/m}^2$$

Para 1 metro de ancho de muro: $CE_{\text{terreno}} = 1.09 \text{ ton/m}$

Resultados del análisis:

Con las cargas amplificadas, para el diseño, tenemos, los siguientes diagramas:

$$CE_{\text{ultima}} = 1.7 \times CE_{\text{terreno}} = 1.853 \text{ ton/m}$$

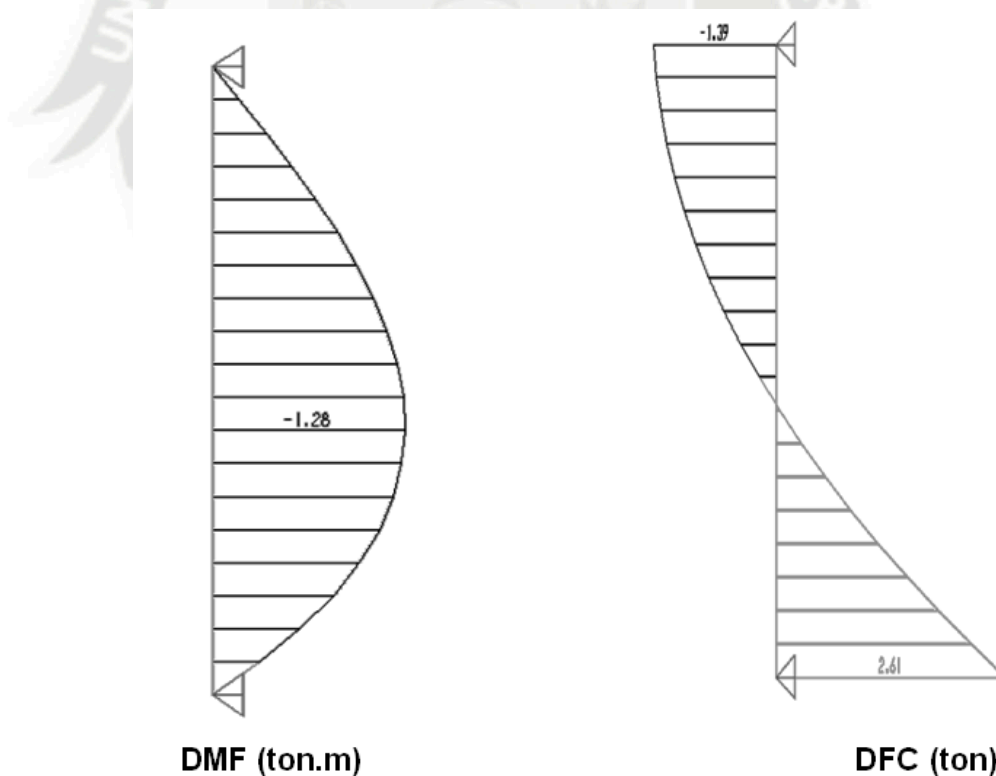


Figura 5.44 Diagramas de Momento Flector y Fuerza cortante en Muro de Sótano

Diseño por Flexión:

Con el máximo valor de momento flector, calculamos el área de acero vertical necesario mediante el uso de las fórmulas para secciones rectangulares, para ello consideramos un ancho tributario de 1.0m.

Para: $M_u = 1.27 \text{ ton.m}$ $\rightarrow$ $A_s = 2.30 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\min}} = 0.002 \times b \times t = 0.002 \times 100 \times 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{col}}} = \phi 8 \text{ mm} @ 0.25 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Verificación por Corte:

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

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 20 = 9.14 \text{ ton}$$

Se cumple que $\phi V_c > V_u = 2.61 \text{ tn}$, el concreto es capaz de resistir todo el cortante último. La figura 5.3 muestra la armadura calculada para el muro de Sótano.

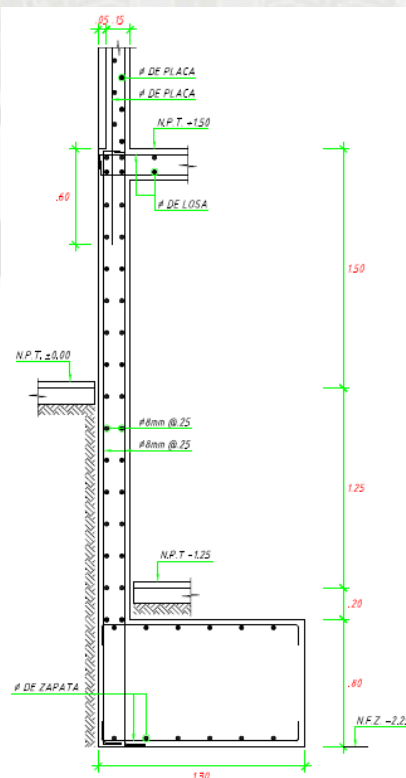


Figura 5.45 Armadura en Muro de Sótano Corte 2-2

Este diseño es estrictamente para muros del sótano que no continúan hacia los pisos superiores como muros de corte, tal distinción se debe a que los requerimientos de resistencia a fuerza cortante y momento flector son mayores en el caso de muros de corte de los pisos superiores al llegar al nivel del sótano.

CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

6.1. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección.

En nuestro caso las escaleras tendrán las siguientes características:

Pasos (p)	= 25.0cm
Contrapasos (cp)	= 17.5cm
Garganta (t)	= 15.0cm
Ancho	= 120cm

METRADO DE CARGAS

Tabla 6.1 Tramo de descanso (ton/m)

		carga (ton/m ³)	ancho(m)	alto(m)	
CM	Peso propio aligerado	2.4	1.15	0.15	0.41
	Peso piso terminado	0.1	1.15	0.15	0.02
				Wd =	0.43 ton/m
CV	s/c viviendas	0.2	1.15		0.23
				WI =	0.23 ton/m
Tenemos :		Cargas de Servicio (CM + CV)		Ws =	0.66 ton/m
		Cargas Ultimas (1.4CM+1.7CV)		Wu =	0.99 ton/m

La fórmula para calcular el peso propio (Wpp) del tramo inclinado donde interviene los peldaños de la escalera es:

$$W_{pp} = \gamma \times \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{2} \right)^2} \right] = 2.4 \times \left[\frac{0.16}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.16}{2} \right)^2} \right] = 0.57 \text{ tn/m}^2$$

Tabla 6.2 Tramo de inclinado (ton/m)

CM	Peso propio losa	0.57	1.15	0.66
	Peso piso terminado	0.1	1.15	0.12
Wd =				0.77 ton/m

CV	s/c viviendas	0.2	1.15	0.23
Wl =				0.23 ton/m

Tenemos : Cargas de Servicio (CM + CV) $Ws = 1.00$ ton/m

Cargas Ultimas (1.4CM+1.7CV) $Wu = 1.47$ ton/m

Diseño por flexión

Las escaleras fueron concebidas como lasas macizas armadas en una dirección. Por lo tanto, en el diseño por flexión se determinara el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallara por cuantía mínima que debe tener la losa ($\rho_{\min}=0.0012$). Para el cálculo del $As_{\text{necesario}}$, se considerara una base igual a 100cm y un peralte efectivo de 17cm ($As_{\min}=2.04\text{cm}^2$, $As_{\text{col}}=\emptyset 3/8"@0.25\text{m}$).

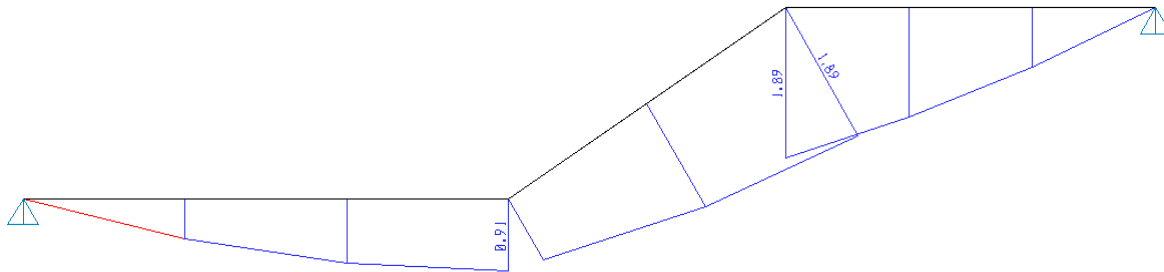
**Figura 6.1** DMF (U=1.4CM+1.7CV)

Tabla 6.3 Calculo del refuerzo

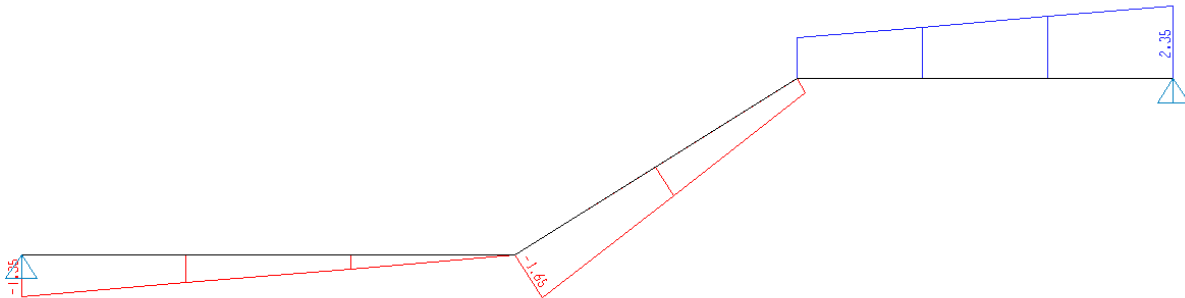
B	100 cm
H	20 cm
rec.	3.0 cm
b	0.85
f'c	210 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

As		Apoyo
Mu (ton.m)	Calculado (cm²/m)	
0.91	1.43	1
1.89	3.00	2

Diseño por corte

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante.

Entonces:

**Figura 6.2** DFC ($U=1.4CM+1.7CV$)**Tabla 6.4** Verificación por Corte

B	100 cm
H	15 cm
rec.	3.0 cm
b	0.85
f'c	210 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

apoyo	1	2
Vu (ton)	2.35	1.65
ØVc (ton)	7.83	7.83
verificacion	ok	ok

Finalmente el diseño del último tramo de la Escalera 2, es:

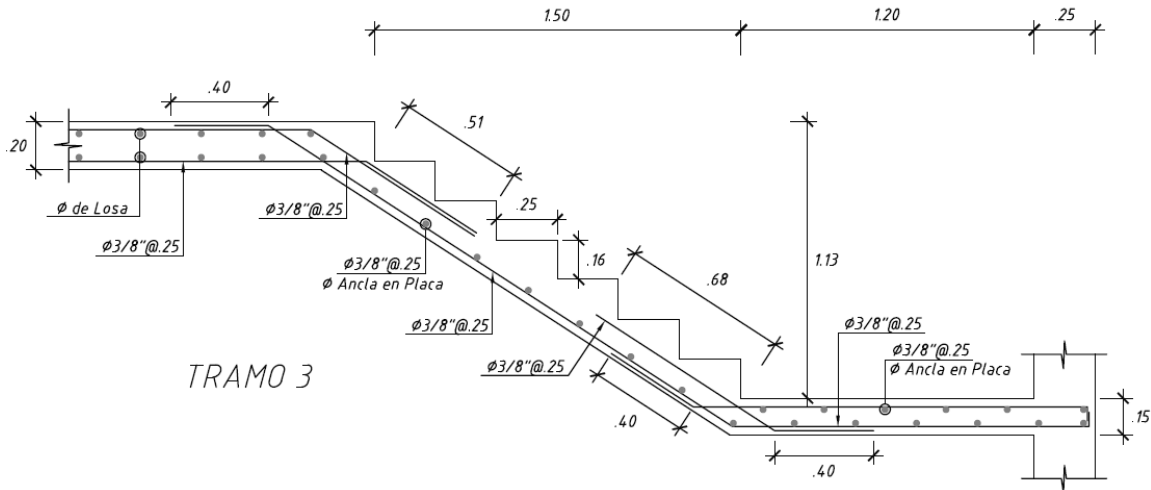


Figura 6.3 Diseño de la escalera 2

6.2. DISEÑO DE LA CISTERNA

Por ser la cisterna una estructura retenedora de líquido, se debe cumplir que la cuantía mínima para el refuerzo horizontal es 0.0028, esto para garantizar que no habrá fisuras con anchos que superen los mínimos permitidos. Como en el caso de los muros laterales del sótano, el diseño de las paredes de la cisterna está gobernado por el acero mínimo, ya que los momentos debido a las cargas, dan cuantías menores a la cuantía mínima. Entonces el acero mínimo requerido, considerando un espesor de 20cm, con el propósito de colocar refuerzo en ambas caras y tener un adecuado recubrimiento por ser una estructura en contacto con el agua será:

$$A_{s_{\min}} = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.6 \text{ cm}^2 \quad (A_{s_{\text{col}}} = 2\phi 3/8" @ 0.25 \text{ m})$$

Este refuerzo será colocado tanto horizontalmente como verticalmente.

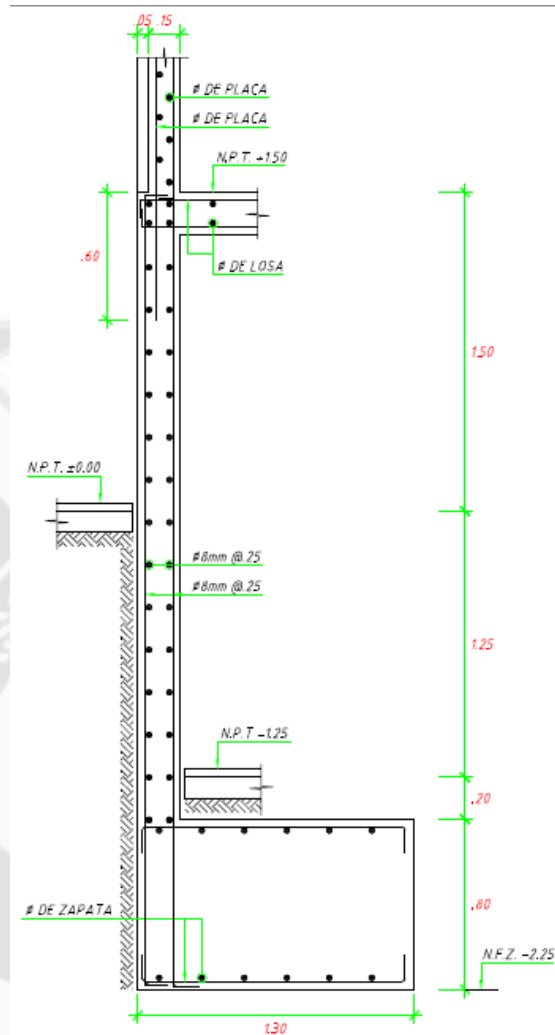


Figura 6.4 Diseño de la cisterna



CAPITULO 7: PRESUPUESTO DEL EDIFICIO

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto **ESTRUCTURAS**
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : **Abril - 2013**

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS						- GLB
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Equipo					
	32 01364	DESMOVILIZACION DE EQUIPOS LIVIANOS EN CAMION 3TN	VJE		1,0000	1.500,00	1.500,00
	32 01362	DESMOVILIZACION EXCAVADORA EN CAMA BAJA	VJE		1,0000	1.500,00	1.500,00
	32 01363	MOVILIZACION DE EQUIPOS LIVIANOS EN CAMION 3TN	VJE		1,0000	400,00	400,00
	32 01361	MOVILIZACION EXCAVADORA EN CAMA BAJA	VJE		1,0000	400,00	400,00
							3.800,00
						Costo unitario por GLB :	3.800,00
Partida	OFICINA Y ALMACEN						Rend: GLB
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	39 01366	OFICINA Y ALMACEN	GLB		1,0000	1.000,00	1.000,00
						Costo unitario por GLB :	1.000,00
Partida	CERCO PERIMETRICO						Rend: 50.0000 M/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00004	OPERARIO	HH	7,000	1,1200	15,22	17,05
	47 00006	PEON	HH	6,000	0,9600	11,93	11,45
							28,50
		Materiales					
	00 00363	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 1 1/2 "	kg		4,0000	3,29	13,16
	00 00365	MANTA DE RAFIA x 2.0 m	m		30,0000	5,60	168,00
	00 00364	PALO DE EUCALIPTO DE 2" X 3.0 m	und		10,0000	9,00	90,00
							271,16
		Equipo					
	37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		4,0000	28,50	1,14
							1,14
						Costo unitario por GLB :	300,80
Partida	CERCO PERIMETRICO						Rend: 50.0000 M/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00004	OPERARIO	HH	7,000	1,1200	15,22	17,05
	47 00006	PEON	HH	6,000	0,9600	11,93	11,45
							28,50
		Materiales					
	00 00363	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 1 1/2 "	kg		4,0000	3,29	13,16
	00 00365	MANTA DE RAFIA x 2.0 m	m		30,0000	5,60	168,00
	00 00364	PALO DE EUCALIPTO DE 2" X 3.0 m	und		10,0000	9,00	90,00
							271,16
		Equipo					
	37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		4,0000	28,50	1,14
							1,14
						Costo unitario por GLB :	300,80

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	- GLB
---------	---	-------

Partida	LIMPIEZA PERMANENTE Y FINAL DE OBRA					Rend:	- GLB/MES
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	1,0000	13,23	13,23	
47 00006	PEON	HH	3,000	3,0000	11,93	35,79	
						49,02	
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2,0000	49,02	0,98	
						0,98	
Costo unitario por M2 :						50,00	

Partida	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO					Rend:	150.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00072	TOPOGRAFO	HH	1,000	0,0533	14,00	0,75
	47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0533	13,23	0,71
	47 00006	PEON	HH	2,000	0,1067	11,93	1,27
							2,73
		Materiales					
	24 00213	OCRE	KG		0,0020	4,24	0,01
							0,01
		Equipo					
	37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2,0000	2,73	0,05
	49 00174	NIVEL TOPOGRAFICO	HM	1,000	0,0533	10,00	0,53
							0,58
					Costo unitario por M2 :		3,32

Partida	EXCAVACIÓN MASIVA DE MATERIAL COMPACTO SECO					Rend:	350.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0229	13,23	0,30	
47 00006	PEON	HH	2,000	0,0457	11,93	0,55	
						0,85	
	Materiales						
30 00152	PETROLEO DIESEL	GLN		0,0500	10,34	0,52	
						0,52	
	Equipo						
49 00034	CARGADOR S/LLANTAS 200-250 HP 4-4.1 YD3.	HM	1,000	0,0229	186,09	4,26	
						4,26	
Costo unitario por M3 :						5,63	

Partida	RELLENO COMPAC. EN LUGARES LOCALIZADOS MAT. PROPIO					Rend:	250.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,0320	15,22	0,49
	47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0320	13,23	0,42
	47 00006	PEON	HH	2,000	0,0640	11,93	0,76
							1,67
		Materiales					
	30 00152	PETROLEO DIESEL	GLN		0,2000	10,34	2,07
	39 00010	AGUA	M3		0,1000	3,50	0,35

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto **ESTRUCTURAS**
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : **Abril - 2013**

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS						- GLB
							2,42
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	1,67		0,05
49 00022	MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	1,000	0,0320	230,00		7,36
49 00031	RODILLO LISO VIBR AUTOP 70-100 HP 7-9 T.	HM	1,000	0,0320	130,00		4,16
							11,57
	Costo unitario por M3 :						15,66

Partida	NIVELACION Y COMPACTACION						Rend: 20.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,4000	15,22		6,09
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,4000	13,23		5,29
47 00006	PEON	HH	2,000	0,8000	11,93		9,54
							20,92
	Materiales						
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,1250	9,75		1,22
39 00010	AGUA	M3		0,1000	3,50		0,35
							1,57
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	20,92		0,63
49 00179	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 7 HP	HM	1,000	0,4000	7,50		3,00
							3,63
	Costo unitario por M3 :						26,12

Partida	ELIMINACION MASIVA DEL MATERIAL EXCEDENTE						Rend: 600.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0133	13,23		0,18
47 00006	PEON	HH	2,000	0,0267	11,93		0,32
							0,50
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	0,50		0,02
49 00180	CAMION VOLQUETE 6X4 330 HP 10 M3	HM	4,000	0,0533	198,19		10,56
49 00034	CARGADOR S/LLANTAS 200-250 HP 4-4.1 YD3.	HM	1,000	0,0133	186,09		2,47
							13,05
	Costo unitario por M3 :						13,55

Partida	CONCRETO F'C=100KG/CM2 C:H 1:10 + 30% P.G.						Rend: 16.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	2,000	1,0000	15,22		15,22
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,5000	13,23		6,62
47 00006	PEON	HH	5,000	2,5000	11,93		29,83
							51,67
	Materiales						
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		3,4500	16,69		57,58
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,2500	9,75		2,44
38 00181	AFIRMADO	M3		1,0500	35,50		37,28
39 00010	AGUA	M3		0,2700	3,50		0,95
							98,25
	Equipo						

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS						- GLB
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	51,67	2,58	
48 00183	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 8 HP 9 P3	HM	1,000	0,5000	12,50	6,25	
						8,83	
Costo unitario por M3 :						158,75	

Partida	ENCORADO Y DESENCORADO EN CIMENTOS CORRIDOS						Rend: 12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,6667	15,22	10,15	
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,6667	13,23	8,82	
						18,97	
	Materiales						
02 00049	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0,0500	3,26	0,16	
02 00050	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0,0500	3,26	0,16	
29 00216	ADITIVO DESMOLDANTE METALICO	GLN		0,0130	16,17	0,21	
						0,53	
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	18,97	0,57	
48 00217	ENCOFRADO METALICO	M2		1,0200	11,05	11,27	
						11,84	
	Sub partidas						
SP 02919	DESENCOFRADO METALICO	M2		1,0000	2,24	2,24	
						2,24	
Costo unitario por M2 :						33,58	

Partida	CONCRETO F' C=175 KG/CM2						Rend: 16.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	2,000	1,0000	15,22	15,22	
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,5000	13,23	6,62	
47 00006	PEON	HH	5,000	2,5000	11,93	29,83	
						51,67	
	Materiales						
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		4,4200	16,69	73,77	
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,2500	9,75	2,44	
38 00181	AFIRMADO	M3		1,0500	35,50	37,28	
39 00010	AGUA	M3		0,2700	3,50	0,95	
						114,44	
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	51,67	2,58	
48 00183	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 8 HP 9 P3	HM	1,000	0,5000	12,50	6,25	
						8,83	
Costo unitario por M3 :						174,94	

Partida	ACERO FY=4200KG/CM2						Rend: 200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,0400	15,22	0,61	
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0400	13,23	0,53	
						1,14	
	Materiales						
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,0600	3,26	0,20	
03 00185	ACERO CORRUGADO	KG		1,0750	2,85	3,06	

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS					- GLB
	Equipo					3,26
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	4,0000	1,14	0,05	0,05
Costo unitario por KG :						4,45

Partida	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO					Rend:	12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,6667	15,22	10,15	
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,6667	13,23	8,82	
						18,97	
	Materiales						
02 00049	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0,0500	3,26	0,16	
02 00050	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0,0500	3,26	0,16	
29 00216	ADITIVO DESMOLDANTE METALICO	GLN		0,0130	16,17	0,21	
						0,53	
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	18,97	0,57	
48 00217	ENCOFRADO METALICO	M2		1,0200	11,05	11,27	
						11,84	
	Sub partidas						
SP 02919	DESENCOFRADO METALICO	M2		1,0000	2,24	2,24	
						2,24	
Costo unitario por M2 :						33,58	

Sub Partida	02919	DESENCOFRADO METALICO				Rend:	50.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	0,500	0,0800	15,22	1,22	
47 00006	PEON	HH	0,500	0,0800	11,93	0,95	
						2,17	
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	2,17	0,07	
						0,07	
Costo unitario por M2 :						2,24	

Partida	CONCRETO f'c = 210 KG/CM2 EN VIGAS DE CIMENTACION					Rend:	20.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,4000	15,22	6,09	
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,4000	13,23	5,29	
47 00006	PEON	HH	2,000	0,8000	11,93	9,54	
						20,92	
	Materiales						
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		0,0670	16,69	1,12	
21 00218	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2	M3		1,0250	276,00	282,90	
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,0450	9,75	0,44	
						284,46	
	Equipo						
29 00219	BOMBA CONCRETERA	M3		1,0250	35,00	35,88	
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	20,92	0,63	
49 00013	VIBRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	1,000	0,4000	4,64	1,86	

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS - GLB

38,37

Costo unitario por M3 : 343,75

Partida ACERO DE REFUERZO GRADO 60 EN VIGAS DE CIMENTACION Rend: 220.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,0364	15,22	0,55
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0364	13,23	0,48
						1,03
	Materiales					
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,0160	3,26	0,05
03 00185	ACERO CORRUGADO	KG		1,0200	2,85	2,91
						2,96
	Equipo					
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	1,03	0,03
						0,03

Costo unitario por KG : 4,02

Sub Partida 02919 DESENCOFRADO METALICO Rend: 50.0000 M2/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00004	OPERARIO	HH	0,500	0,0800	15,22	1,22
47 00006	PEON	HH	0,500	0,0800	11,93	0,95
						2,17
	Equipo					
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	2,17	0,07
						0,07

Costo unitario por M2 : 2,24

Partida CONCRETO f'c = 210 KG/CM2 EN LOSAS DE CIMENTACION Rend: 40.0000 M3/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00004	OPERARIO	HH	2,000	0,4000	15,22	6,09
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,2000	13,23	2,65
47 00006	PEON	HH	3,000	0,6000	11,93	7,16
						15,90
	Materiales					
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		0,0670	16,69	1,12
21 00218	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2	M3		1,0250	276,00	282,90
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,0450	9,75	0,44
						284,46
	Equipo					
29 00219	BOMBA CONCRETERA	M3		1,0250	35,00	35,88
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	15,90	0,48
49 00013	VIBRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	1,000	0,2000	4,64	0,93
						37,29

Costo unitario por M3 : 337,65

Partida ACERO DE REFUERZO GRADO 60 COLUMNAS Y PLACAS Rend: 200.0000 KG/DIA

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,0400	15,22	0,61

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
Sub Presupuesto **ESTRUCTURAS**
Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS						- GLB
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0400	13,23		0,53
							1,14
	Materiales						
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,0600	3,26		0,20
03 00185	ACERO CORRUGADO	KG		1,0750	2,85		3,06
							3,26
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		4,0000	1,14		0,05
							0,05
Costo unitario por KG :							4,45

Partida	ENCOFRADO METALICO						Rend: 30.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,2667	15,22		4,06
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,2667	13,23		3,53
							7,59
	Materiales						
02 00049	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0,0750	3,26		0,24
02 00050	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0,0750	3,26		0,24
29 00216	ADITIVO DESMOLDANTE METALICO	GLN		0,0130	16,17		0,21
43 00055	MADERA TORNILLO CEPILLADA	P2		0,0800	3,90		0,31
							1,00
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	7,59		0,38
48 00217	ENCOFRADO METALICO	M2		1,0000	11,05		11,05
							11,43
Costo unitario por M2 :							20,02

Partida	CONCRETO f'c = 210 KG/CM2 PARA COLUMNAS Y PLACAS						Rend: 30.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	2,000	0,5333	15,22		8,12
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,2667	13,23		3,53
47 00006	PEON	HH	4,000	1,0667	11,93		12,73
							24,38
	Materiales						
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		0,0670	16,69		1,12
21 00218	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2	M3		1,0750	276,00		296,70
29 00220	FIBRATEX	BOL		1,0000	13,56		13,56
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,0450	9,75		0,44
							311,82
	Equipo						
29 00219	BOMBA CONCRETERA	M3		1,0750	35,00		37,63
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	24,38		1,22
49 00013	VIBRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	2,000	0,5333	4,64		2,47
							41,32
Costo unitario por M3 :							377,52

Partida	ACERO DE REFUERZO GRADO 60 EN VIGAS TECHO						Rend: 200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,0400	15,22		0,61

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
 Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
 Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS						- GLB
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0400	13,23		0,53
							1,14
	Materiales						
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,0160	3,26		0,05
03 00185	ACERO CORRUGADO	KG		1,0200	2,85		2,91
							2,96
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	1,14		0,06
							0,06
Costo unitario por KG :							4,16

Partida	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS DE TECHO						Rend: 12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,6667	15,22		10,15
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,6667	13,23		8,82
							18,97
	Materiales						
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,1800	3,26		0,59
02 00050	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0,1650	3,26		0,54
30 00152	PETROLEO DIESEL	GLN		0,0830	10,34		0,86
43 00055	MADERA TORNILLO CEPILLADA	P2		1,0000	3,90		3,90
							5,89
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	18,97		0,57
							0,57
Costo unitario por M2 :							25,43

Partida	CONCRETO f'c = 210 KG/CM2 EN VIGAS DE TECHO						Rend: 20.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,4000	15,22		6,09
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,4000	13,23		5,29
47 00006	PEON	HH	2,000	0,8000	11,93		9,54
							20,92
	Materiales						
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		0,0670	16,69		1,12
21 00218	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2	M3		1,0750	276,00		296,70
34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN		0,0450	9,75		0,44
							298,26
	Equipo						
29 00219	BOMBA CONCRETERA	M3		1,0750	35,00		37,63
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	20,92		1,05
49 00013	VIBRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	1,000	0,4000	4,64		1,86
							40,54
Costo unitario por M3 :							359,72

Partida	ACERO DE REFUERZO GRADO 60 EN LOSAS TECHO						Rend: 200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,0400	15,22		0,61
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,0400	13,23		0,53
							1,14

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
 Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
 Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS					- GLB
	Materiales					
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,0160	3,26	0,05
03 00185	ACERO CORRUGADO	KG		1,0200	2,85	2,91
						2,96
	Equipo					
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	1,14	0,06
						0,06
Costo unitario por KG :						4,16

Partida	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE TECHO A.					Rend:	30.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	1,000	0,2667	15,22		4,06
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,2667	13,23		3,53
47 00006	PEON	HH	1,000	0,2667	11,93		3,18
							10,77
	Materiales						
02 00052	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0,0500	3,26		0,16
02 00050	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0,3570	3,26		1,16
30 00152	PETROLEO DIESEL	GLN		0,0160	10,34		0,17
43 00168	TRIPLAY DE 4X8X19MM	PLN		0,0090	81,31		0,73
45 00051	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		0,6000	3,90		2,34
							4,56
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5,0000	10,77		0,54
48 00223	PUNTAL METALICO	UND		2,2400	0,80		1,79
							2,33
	Sub partidas						
SP 02919	DESENCOFRADO METALICO	M2		1,0000	2,24		2,24
							2,24
Costo unitario por M2 :							19,90

Sub Partida	DESENCOFRADO METALICO					Rend:	50.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	0,500	0,0800	15,22		1,22
47 00006	PEON	HH	0,500	0,0800	11,93		0,95
							2,17
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3,0000	2,17		0,07
							0,07
Costo unitario por M2 :							2,24

Partida	CONCRETO f'c = 210 KG/CM2 EN LOSAS ALIG.					Rend:	30.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO	HH	3,000	0,8000	15,22		12,18
47 00005	OFICIAL	HH	1,000	0,2667	13,23		3,53
47 00006	PEON	HH	3,000	0,8000	11,93		9,54
							25,25
	Materiales						
21 00009	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	BOL		0,0670	16,69		1,12
21 00218	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2	M3		1,0750	276,00		296,70

Análisis de Costos Unitarios

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 Sub Presupuesto ESTRUCTURAS
 Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO
 Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

Costo a : Abril - 2013

MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS							- GLB
Partida	34 00098	GASOLINA 90 OCTANOS	GLN	0,0450	9,75		0,44
							298,26
		Equipo					
	29 00219	BOMBA CONCRETERA	M3	1,0750	35,00		37,63
	37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5,0000	25,25		1,26
	49 00013	VIBRADOR DE 3/4" - 2" CONCRETO	HM	1,000	0,2667		1,24
							40,13
						Costo unitario por M3 :	363,64
LADRILLO HUECO DE 12 X 30 X 30 CM P/LOSA ALIG.							Rend: 2,000.0000 UND/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra						
47 00004	OPERARIO		HH	1,000	0,0040	15,22	0,06
47 00006	PEON		HH	9,000	0,0360	11,93	0,43
							0,49
	Materiales						
17 00514	LADRILLO HUECO DE 20 X 30 X30		UND		1,0000	4,50	4,50
							4,50
	Equipo						
37 00011	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5,0000	0,49	0,02
							0,02
						Costo unitario por UND :	5,01

Presupuesto Estructuras

Obra EDIFICIO MULTIFAMILIAR

Sub Presupuesto ESTRUCTURAS

Cliente LUIS ANGEL SILES MOSTAJO

Ubicacion MIRAFLORES - LIMA

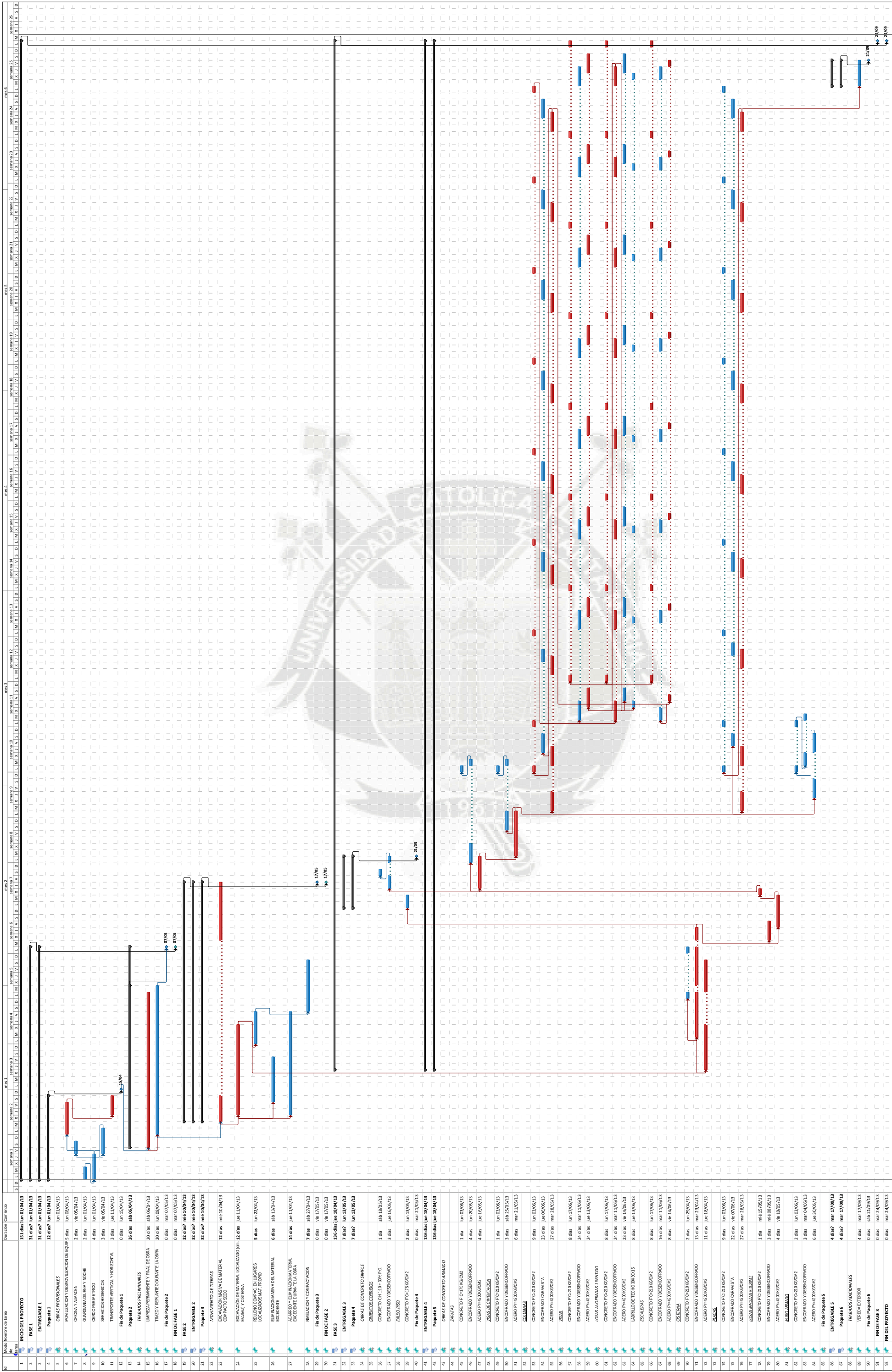
Costo a : Abril - 2013

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>					29.123,98	1.222.274,69
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1,00	3.800,00	3.800,00		
01.02	AGUA PARA LA OBRA	MES	6,00	150,00	900,00		
01.03	ENERGIA PROVISIONAL	MES	6,00	100,00	600,00		
01.04	OFICINA Y ALMACEN	GLB	1,00	1.000,00	1.000,00		
01.05	GUARDIANIA DIURNA Y NOCHE	MES	6,00	1.200,00	7.200,00		
01.06	CERCO PERIMETRICO	ML	30,00	300,80	9.023,98		
01.07	SERVICIOS HIGIENICOS	MES	6,00	300,00	1.800,00		
01.08	TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL	MES	6,00	800,00	4.800,00		
02	<u>TRABAJOS PRELIMINARES</u>					7.272,00	
02.01	LIMPIEZA PERMANENTE Y FINAL DE OBRA	MES	6,00	50,00	300,00		
02.02	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	M2	2.100,00	3,32	6.972,00		
03	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					45.820,88	
03.01	EXCAVACIÓN MASIVA DE MATERIAL COMPACTO SECO	M3	1.230,85	5,63	6.929,70		
03.02	EXCAVACIÓN DE MATERIAL LOCALIZADO (cim. Escalera) Y CISTERNA	M3	264,20	5,63	1.487,42		
03.03	RELLENO COMPAC. EN LUGARES LOCALIZADOS MAT. PROPIO	M3	35,07	15,66	549,20		
03.04	ACARREO Y ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE DURANTE LA OBRA	M3	1.943,56	13,55	26.335,26		
03.05	NIVELACION Y COMPACTACION	M2	402,73	26,12	10.519,31		
04	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>					14.262,38	
04.01	<u>CIMENTOS CORRIDOS</u>						
04.02	CONCRETO F'C=100KG/CM2 C:H 1:10 + 30% P.G.	M3	10,11	158,75	1.604,51		
04.03	ENCORADO Y DESENCORADO EN CIMENTOS CORRIDOS	M2	19,25	33,58	646,47		
04.04	FALSO PISO						
04.05	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	68,66	174,94	12.011,39		
05	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>					1.117.467,47	
05.01	<u>ZAPATAS</u>						
05.01.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2	M3	111,13	174,94	19.440,60		
05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	423,34	33,58	14.215,84		
05.01.03	ACERO FY=4200KG/CM2	KG	2.421,53	4,45	10.775,79		
05.02	<u>VIGAS DE CIMENTACION</u>						
05.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	8,80	343,75	3.023,93		
05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	17,21	33,58	577,95		
05.02.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	1.062,76	4,02	4.272,29		
05.03	<u>COLUMNAS</u>						
05.03.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	294,64	377,52	111.230,70		
05.03.02	ENCOFRADO CARAVISTA	M2	599,05	20,02	11.992,98		
05.03.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	11.233,37	4,45	49.988,51		
05.04	<u>VIGAS</u>						
05.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	214,64	359,72	77.211,84		
05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1.486,49	25,43	37.801,53		
05.04.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	7.175,82	4,16	29.851,41		
05.05	<u>LOSAS ALIGERADAS 1 SENTIDO</u>						
05.05.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	281,95	363,64	102.527,89		
05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	2.987,00	19,90	59.441,32		
05.05.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	11.846,29	4,16	49.280,57		
05.05.04	LADRILLO DE TECHO 30X30X15	UN	24.881,72	5,01	124.657,41		
05.06	<u>ESCALERAS</u>						
05.06.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	20,99	363,64	7.632,22		
05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	108,79	33,58	3.653,20		
05.06.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	1.173,32	4,16	4.881,01		
05.07	<u>CISTERNA</u>						
05.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	54,01	343,75	18.566,27		
05.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	229,99	33,58	7.722,97		
05.07.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	2.983,66	4,02	11.994,32		
05.08	<u>PLACAS</u>						
05.08.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	186,87	377,52	70.547,16		
05.08.02	ENCOFRADO CARAVISTA	M2	2.270,28	20,02	45.451,01		
05.08.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	19.199,65	4,45	85.438,43		
05.09	<u>LOSAS MACIZAS e=0.20MT</u>						
05.09.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	58,64	377,52	22.139,27		
05.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	279,26	33,58	9.377,45		
05.09.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	3.595,43	4,45	15.999,68		
05.10	<u>MURO ARMADO</u>						
05.10.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	179,93	377,52	67.928,49		
05.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	512,97	33,58	17.225,40		
05.10.03	ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	5.083,16	4,45	22.620,04		
06	<u>OTROS TRABAJOS</u>					8.327,99	
06.01	CURADO NORMAL DE CONCRETO	GLB	1,00	2.000,00	2.000,00		
06.02	VEREDA EXTERIOR	M2	40,00	158,00	6.320,00		
06.03	EXCAVACION Y RELLENO CON MATERIAL PREPARADO (OVER)	M3	0,51	15,66	7,99		
COSTO DIRECTO						1.222.274,69	
IGV.						18%	220.009,44
PRESUPUESTO TOTAL							1.442.284,14

Son : UN MILLON CUATROCIENTOS SETENTA Y TRES MIL TRECIENTOS CINCUENTA Y NUEVE CON 11/100 NUEVOS SOLES



CAPITULO 8: PROGRAMACION DE OBRA



CAPITULO 9: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Estructuración y Predimensionamiento

- Considerar como criterios de predimensionamiento para vigas las relaciones $L/12$ y $L/14$; y para columnas solo las fuerzas axiales, permite obtener cuantías de acero bajas evitando el congestionamiento del acero en los elementos estructurales.
- El criterio para predimensionar los muros de cortes, asumiendo que las fuerzas de corte son resistidas únicamente por el concreto, nos permite tener un adecuado control de derivas y armado de acero.

Análisis por carga de Gravedad

- Cuando se construye un edificio las columnas que reciben más carga se acortan más, pero se van nivelando con el vaciado de cada techo hasta quedar todas al mismo nivel horizontal. La simulación del proceso constructivo considerado en el programa de computación empleado, no corrigió completamente el problema de acortamiento de columnas, lo cual ocasionó que las fuerzas internas de las vigas varíen notoriamente a tal punto de tener una inversión de momentos, apareciendo momentos positivos en los apoyos.
- Para solucionar el problema de la inversión de momentos en las vigas, se procedió a aumentar el factor de área en las columnas, haciéndolas axialmente más rígidas y evitando así su acortamiento. Con esto se logró diagramas de momentos en vigas con valores coherentes, donde ya no se presentó la inversión de momentos.

Análisis Sísmico

- Inicialmente se estableció que el sistema estructural en ambas direcciones era de muros estructurales de concreto armado. Esta suposición se comprobó con los resultados del análisis sísmico al verificar que la suma de cortantes en los muros eran mayor al 80% de la cortante basal en ambas direcciones.

- Desde el inicio se consideró la estructura como irregular por esquinas entrantes. Luego de realizado el análisis sísmico se encontró también que la estructura era irregular por torsión.
- Se obtuvieron derivas del orden de 6.28 y 2.47 ‰ para las direcciones X e Y respectivamente. Estos valores son menores a los permitidos por la norma para el sistema estructural empleado.
- Del análisis se obtiene que la cortante basal por el método dinámico es menor al 90% de la cortante basal del método estático, por lo que fue necesario escalar los resultados (exceptuando los desplazamientos) por 1.38 y 0.95 para la dirección X e Y respectivamente.

Diseño en Concreto Armado

- La distribución de estribos en las vigas estuvo dada por requisitos de confinamiento, inclusive en las vigas diseñadas por capacidad.
- La cimentación se estructuró empleando zapatas aisladas para los elementos verticales interiores, y zapatas conectadas con vigas de cimentación para los elementos verticales del perímetro.

BIBLIOGRAFIA

1. BAZAN Enrique, MELI Roberto, Diseño Sísmico de Edificio, 2003, Sexta Edición.
2. BLANCO BLASCO, Antonio, Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado, 2da. ed., Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1994.
3. GONZALEZ CUEVAS Oscar, ROBLES FERNANDEZ-VILLEGAS Francisco, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, 2005, Cuarta Edición.
4. HARMSSEN, Teodoro E., Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 2005, Cuarta Edición.
5. MUÑOZ PELAEZ, Juan Alejandro, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
6. NILSON, Arthur H., Diseño de Estructuras de Concreto, 2000, Duodécima Edición.
7. OTAZZI PASINO, Gianfranco, Apuntes del curso Concreto Armado 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2010.
8. WILSON, Edward L., Análisis Estático y Dinámico de Estructuras, 2009, Cuarta Edición.
9. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima, 2009.

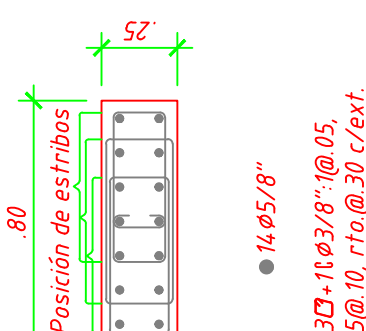
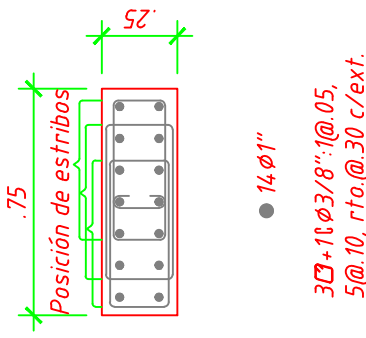
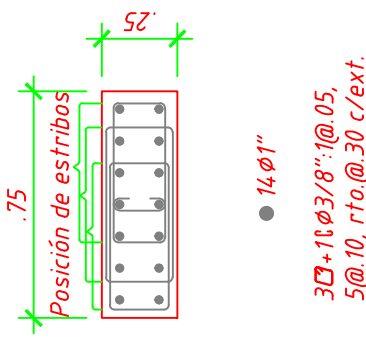
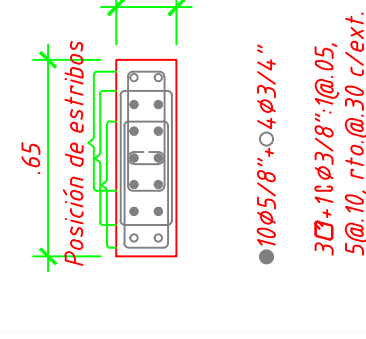
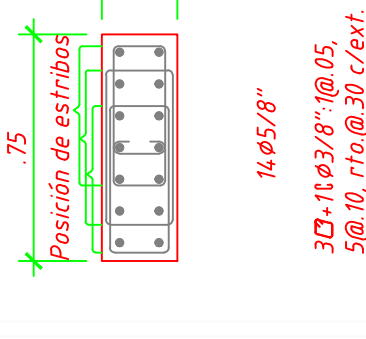
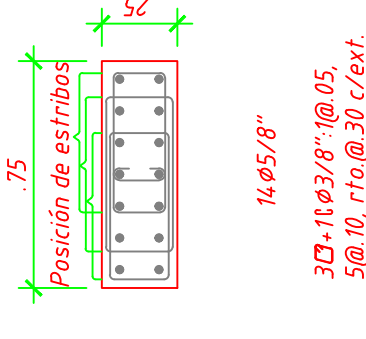
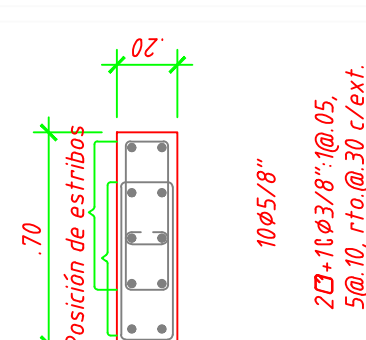
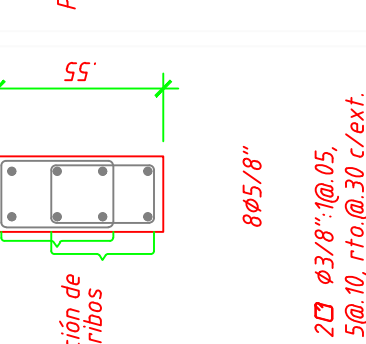
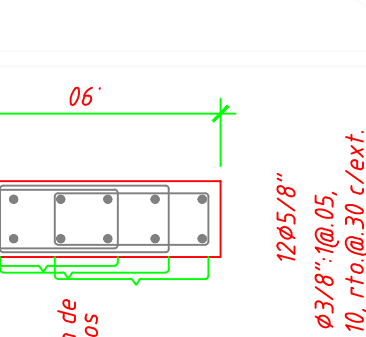
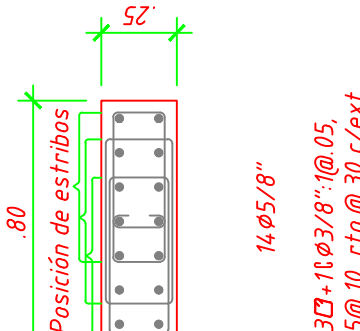
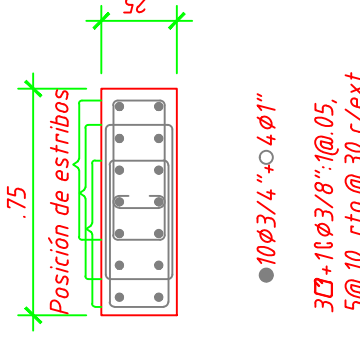
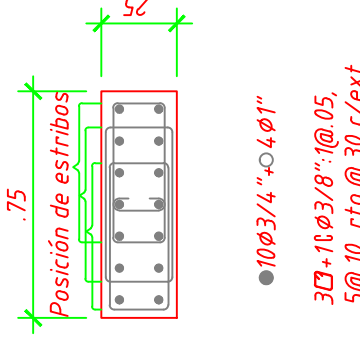
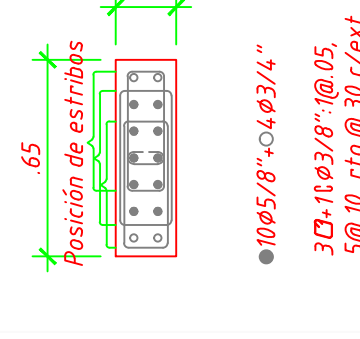
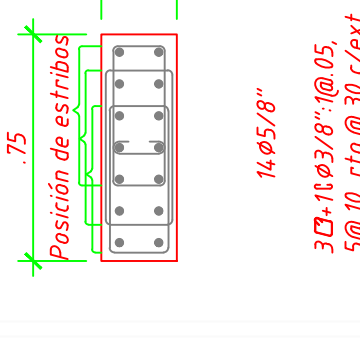
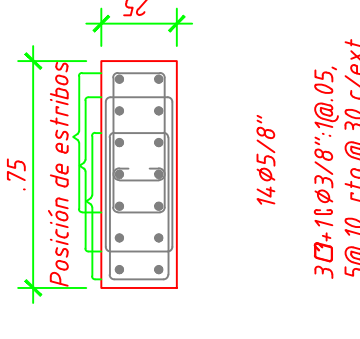
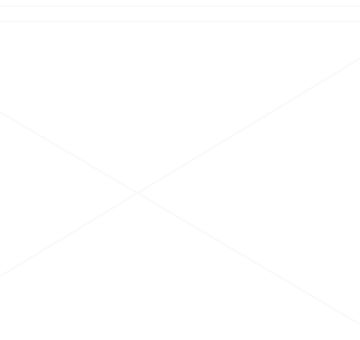
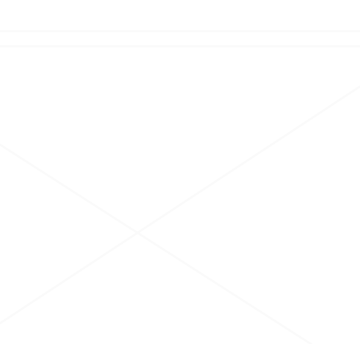
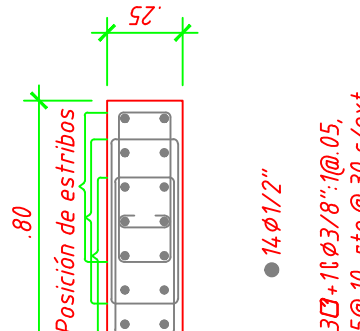
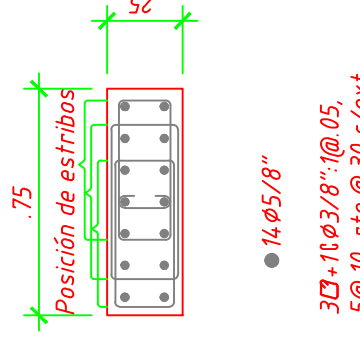
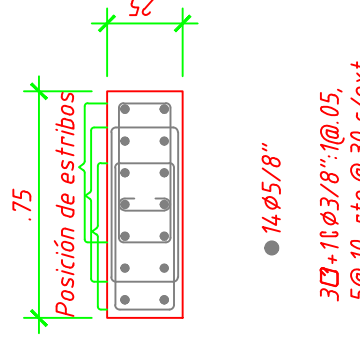
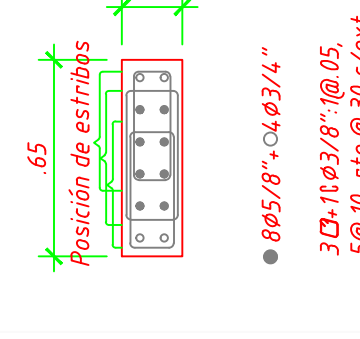
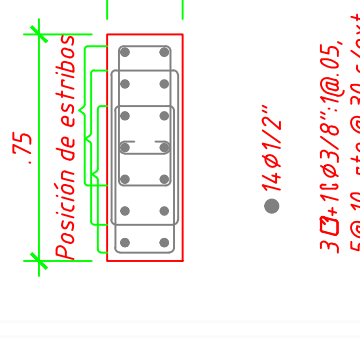
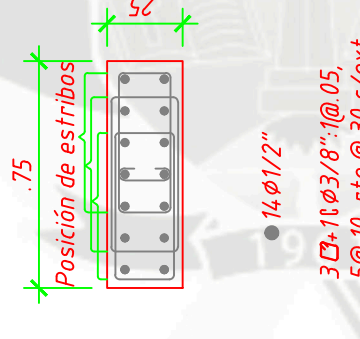
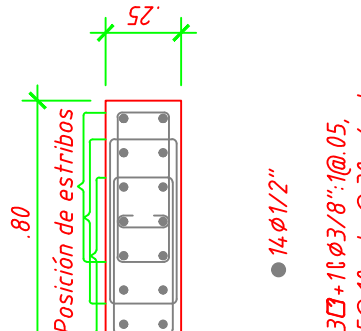
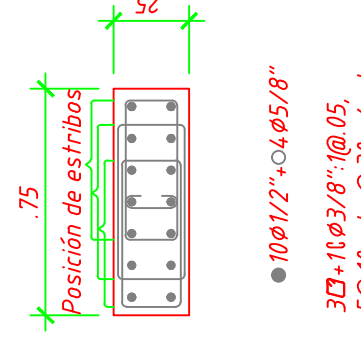
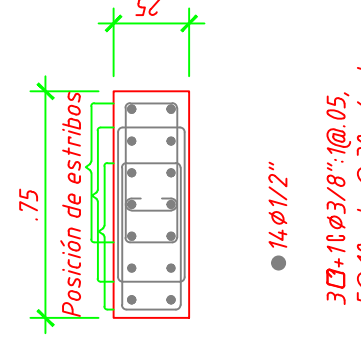
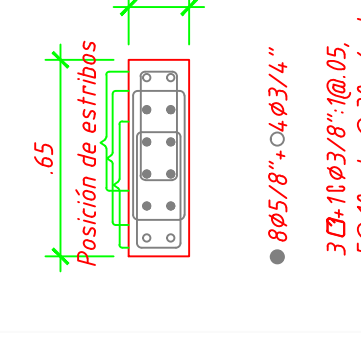
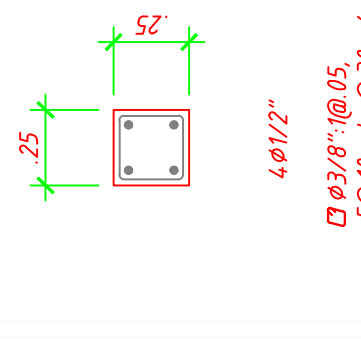
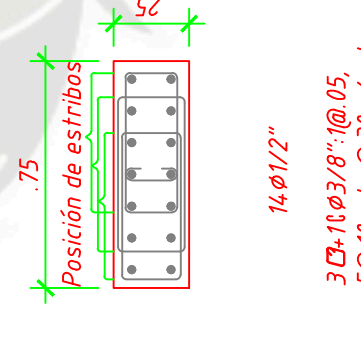
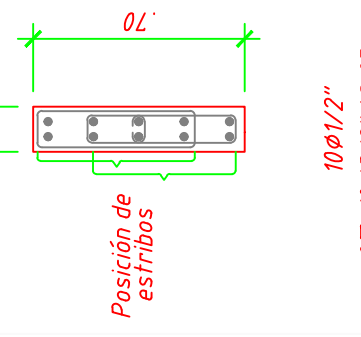
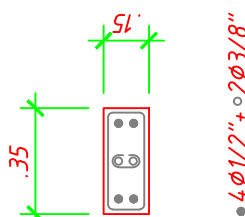


ANEXOS

PLANOS

[illegible]

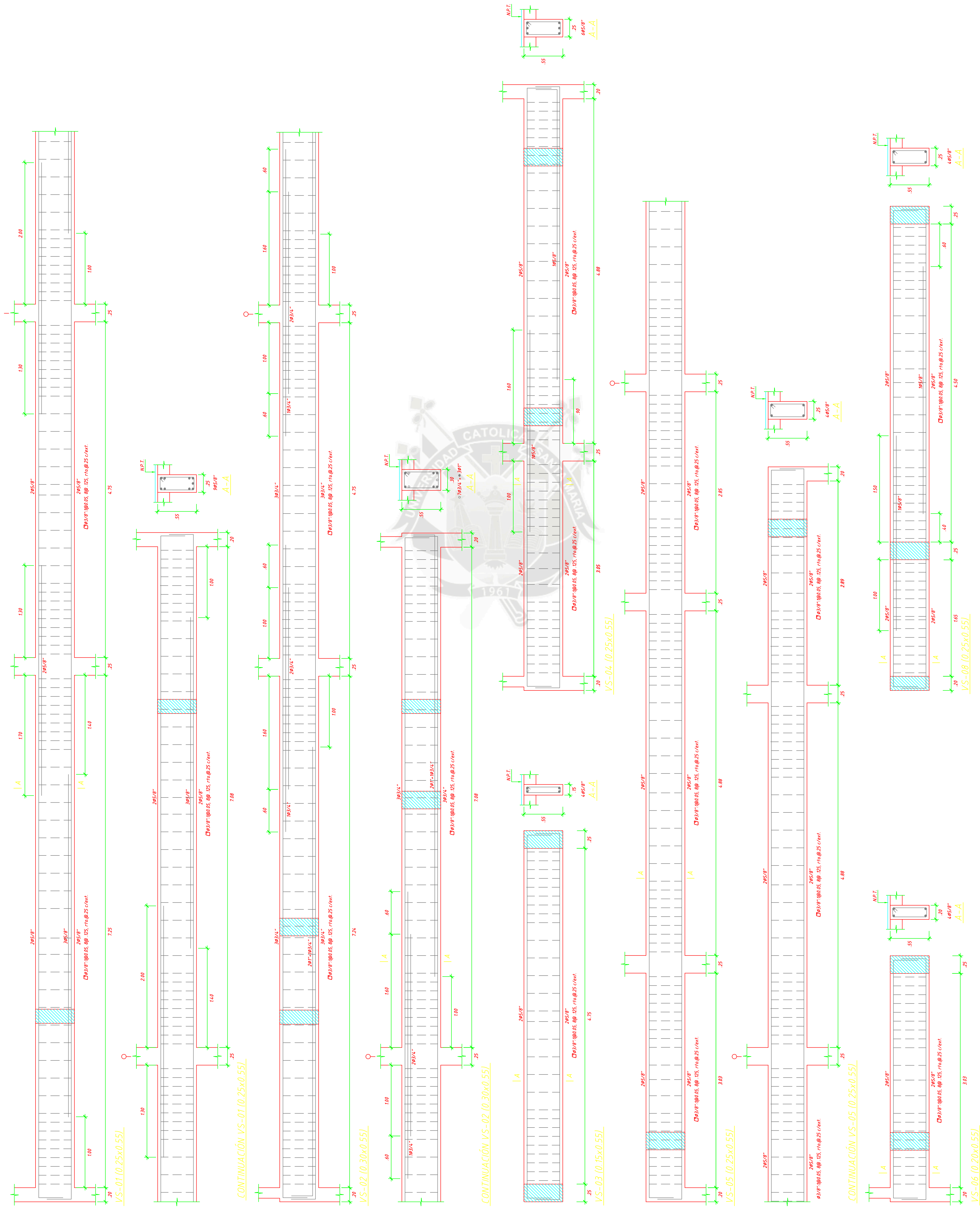
[illegible]

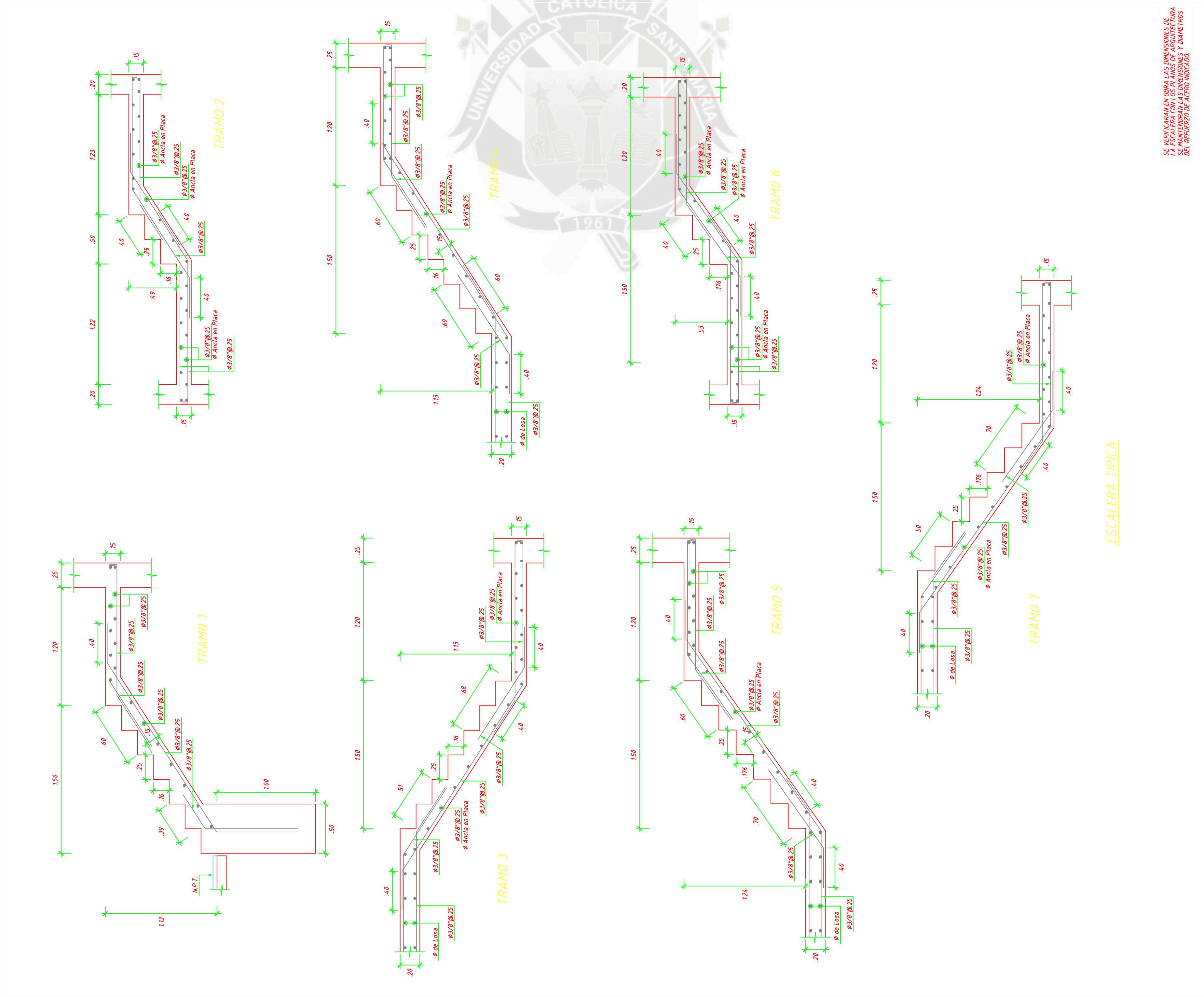
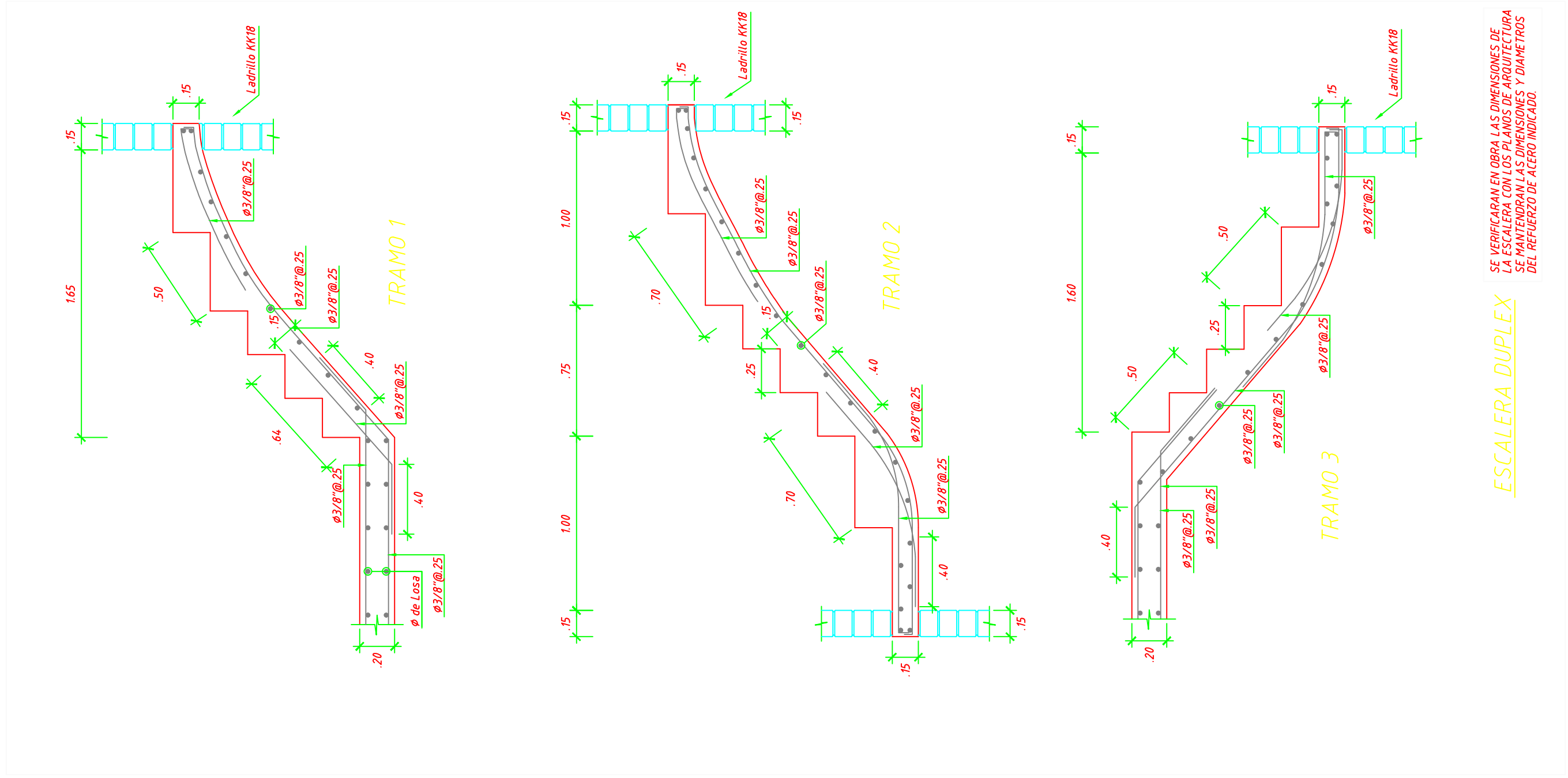
CUADRO DE COLUMNAS												
COLUMNA	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12
PISO	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)			
Semisótano												
1er. PISO	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)			
2do. PISO y 5to. PISO	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)			
6to. PISO	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)	 (f'c=210 kg/cm2)			
AZOTEA									 (f'c=210 kg/cm2)			
COLUMNA	C-A											
PISO	 (f'c=210 kg/cm2)											
Semisótano												

# REV	COMENTARIOS	FECHA

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

CODIGO DE PROYECTO:

UBICACION Y NOMBRE DE ARCHIVO:

PROYECTO:

UBICACION:

REGION: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES
Av./Ca. Psje: AV. GRAN MARISCAL CASTILLA N° 231
URB LA AURORA - MIRAFLORES

PROPIETARIO:

PLANO:

DISEÑO:
LUIS ANGEL SILES MOSTAJO

ING. RESPONSABLE:

DIBUJO CAD :	REVISION:
--------------	-----------

LAMINA:

FECHA :

ESCALA:

