

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON
SEMI-SOTANO EN CONCRETO ARMADO Y ELEMENTOS
PREFABRICADOS – CIUDAD DE HUÁNUCO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JULIO RONALD SANTILLAN JESUS

Lima- Perú

2015

ÍNDICE

RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS	7
LISTA DE SIMBOLOS	8
INTRODUCCION	12
CAPÍTULO I. GENERALIDADES	13
1.1 ENTORNO URBANO	13
1.2 ARQUITECTURA	13
1.3 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO	14
1.3.1 Estudio del suelo	14
1.3.2 Características y propiedades de los materiales	14
1.3.3 Normatividad	14
CAPÍTULO II. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	15
2.1 CARGAS DE GRAVEDAD	15
2.1.1 Estructuración	15
2.1.2 Predimensionamiento	15
2.2 PARA CARGAS DE SISMO	17
2.2.1 Estructuración	17
2.2.2 Predimensionamiento	17
CAPÍTULO III ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE GRAVEDAD	19
3.1 ANÁLISIS DE LOSAS ALIGERADAS	19
3.2 ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS	21

3.3	ANÁLISIS DE VIGAS, COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	23
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA SOLICITACIONES S.		24
4.1	MODELO ESTRUCTURAL	24
4.2	ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS	25
4.3	REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS	25
4.4	RESULTADO DEL ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL	26
4.4.1	Control de desplazamiento lateral	26
4.5	FUERZA CORTANTE DE DISEÑO	28
4.5.1	Determinación del coeficiente de reducción sísmica	28
4.5.2	Fuerza cortante mínima en la base	28
4.6	JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA	28
CAPÍTULO V. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO		30
5.1	MÉTODO DE DISEÑO	30
5.2	DISEÑO POR FLEXIÓN	31
5.3	DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN	33
5.4	DISEÑO POR CORTE	35
5.4.1	Capacidad en corte	35
5.5	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	35
5.5.1	Diseño por flexión	35
5.5.2	Diseño por corte	36
5.5.3	Diseño de la losa aligerada – techo semi-sotano	37
5.6	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	40
5.6.1	Diseño por flexión	40
5.6.2	Diseño por corte	40
5.6.3	Diseño losa maciza – techo primer piso	40
5.7	DISEÑO DE VIGAS	42

5.7.1 Diseño por flexión	42
5.7.2 Diseño por corte	43
5.7.3 Diseño de viga – VG – 1	43
5.8 DISEÑO DE COLUMNAS	47
5.8.1 Diseño por corte	47
5.8.2 Diseño de columna – C4	48
5.9 DISEÑO DE MUROS DE CORTE	52
5.9.1 Diseño por flexocompresión	52
5.9.2 Diseño por corte	52
5.9.3 Diseño de Muro de Corte – Placa PL - 01	53
5.10 DISEÑO DE CIMENTACIONES	57
5.10.1 Diseño por corte	57
5.10.2 Diseño por Flexión	57
5.10.3 Diseño zapata aislada – Z-3	58
5.11 Zapatas conectadas	60
5.11.1 Diseño por Flexión	60
5.11.2 Zapata conectada – eje 6	60
5.11.3 Diseño viga de cimentación - VC-1	62
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64
6.1 CONCLUSIONES	64
6.2 RECOMENDACIONES	64
BIBLIOGRAFÍA	66

RESUMEN

El objetivo de este informe ha sido realizar el diseño estructural de un edificio de 6 niveles con semisótano de concreto armado y elementos prefabricados, destinado al uso de viviendas, ubicado en la ciudad de Huánuco.

En los cuatro niveles superiores de la edificación se tienen dos departamentos por nivel, lo que da un total de 8 de ellos. El área de éstos es de 75 m² y para cada uno se ha destinado un estacionamiento, los cuales se encuentran ubicados en el semisótano, y a los que acceden los autos por una rampa.

El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es un limo inorgánico de baja plasticidad con material granular, cuya capacidad admisible es de 2.5 Kg./cm² a la profundidad de 2.5 m.

En cuanto al diseño del edificio, se buscó simplicidad en la estructuración, de tal forma que, al realizar el análisis sísmico, se obtuvieran resultados más precisos. También se procuró que la estructura tuviera una adecuada rigidez en ambas direcciones, con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales. Definido lo anterior, se procedió a predimensionar los elementos estructurales (vigas, losas aligeradas y macizas, columnas y placas) siguiendo los criterios planteados en las bibliografías de diseño estructural, y en los manuales de elementos prefabricados, así como recomendaciones de orden práctico. Una vez predimensionados los elementos, se procedió a realizar el metrado de cargas verticales y posteriormente se realizó el análisis sísmico, procurando que se cumpla con lo planteado en la Norma Peruana Sismorresistente E.030. Realizado el análisis sísmico, se comprobó si la rigidez asignada en cada dirección fue la adecuada.

Posteriormente, se procedió al diseño de todos los elementos estructurales, procurando que se cumplan los lineamientos de la Norma Peruana de Estructuras E.060.

Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas macizas y aligeradas, vigas peraltadas y chatas, columnas, muros de corte (placas), zapatas aisladas y combinadas, vigas de cimentación, muros de contención, calzadura, escaleras, sistema, tanque elevado y cuarto de máquinas.

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1: Plano de arquitectura	13
Figura N° 2.1: Disposición de los muros de corte en la base de la estructura	18
Figura N° 3.1: Dirección de aligerado en el techo del semisótano	19
Figura N° 3.2: Modelo del aligerado y carga ultima	20
Figura N° 3.3: Deformada del aligerado	20
Figura N° 3.4: Diagrama de Momento Flector (ton.m)	20
Figura N° 3.5: Paño típico de losa maciza	21
Figura N° 3.6: Modelo de losa	22
Figura N° 3.7: Momento en la dirección M_{2-2} y M_{3-3}	22
Figura N° 3.8: Vista en planta y 3D del edificio	23
Figura N° 4.1: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones	26
Figura N° 5.1: Bloque equivalente de compresiones	32
Figura N° 5.2: Diagrama de interacción nominal y de diseño	34
Figura N° 5.3: Diagrama de Momento Flector (ton.m)	37
Figura N° 5.4: Diagrama de Fuerza Cortante (ton)	38
Figura N° 5.5: Diseño de aligerado	39
Figura N° 5.6: Momento en la dirección M_{2-2} y M_{3-3}	41
Figura N° 5.7: Diseño de losa maciza	41
Figura N° 5.8: Sección de la viga a diseñar	43
Figura N° 5.9: Diseño de la sección BB:	44
Figura N° 5.10: Diagrama de esfuerzo cortante	45
Figura N° 5.11: Diseño de la viga VG – 1	46
Figura N° 5.12: Armado de acero propuesto	49
Figura N° 5.13: Diagrama de interacción M2-2	50
Figura N° 5.14: Diagrama de interacción M3-3	50
Figura N° 5.15: Diseño de columna C4.	51

Figura N° 5.16: Diseño de la placa PL-01.	54
Figura N° 5.17: Diagrama de interacción M2-2	55
Figura N° 5.18: Diagrama de interacción M3-3	55
Figura N° 5.19: Armado zapata aislada Z-3.	58
Figura N° 5.20: Presiones de suelo	59
Figura N° 5.21: Relación de punzonamiento en la zapata Z-3	59
Figura N° 5.22: D.M.F. en ambas direcciones	61
Figura N° 5.23: Diseño de la zapata conectada ubicada en el eje H	61
Figura N° 5.24: D.M.F. de la viga de cimentación (VC-04) ubicado en el eje 5	62
Figura N° 5.25: D.F.C. de la viga de cimentación (VC-04) ubicado en el eje 5	62
Figura N° 5.26: Diseño viga VC-1	63

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 2.1: Relación de pesos y volúmenes	17
Cuadro N° 2.2: Predimensionamiento de muros	18
Cuadro N° 4.1: Desplazamientos máximos inelásticos.	27
Cuadro N° 4.2: Derivas de entrepiso	27
Cuadro N° 5.1: Factores de reducción de resistencia	30
Cuadro N° 5.2: Casos de cargas	31
Cuadro N° 5.3: Momentos admisibles de las viguetas prefabricadas	36
Cuadro N° 5.4: Resistencia a fuerza cortante	37
Cuadro N° 5.5: Momentos máximos del sistema firth	37
Cuadro N° 5.6: Combinaciones de carga	49
Cuadro N° 5.7: Combinaciones de carga	54

LISTA DE SIMBOLOS

- Ab : Área de una barra o alambre individual (mm^2).
- Ac : Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante (mm^2).
- Ag : Área bruta de la sección (mm^2).
- A : Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión (mm^2).
- An : Área de refuerzo que resiste la fuerza de tracción (mm^2).
- As : Área de refuerzo longitudinal no pre-esforzado a tracción (mm^2).
- As,min : Área mínima de refuerzo de flexión (mm^2).
- b : Ancho de la cara en compresión del elemento (mm^2).
- C : Coeficiente de amplificación sísmica.
- Cc : Recubrimiento libre del refuerzo (mm^2).
- CM : Cargas muertas.
- CS : Efectos de carga producidos por el sismo.
- CT : Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio.
- CV : Cargas vivas.
- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm^2).
- D_i : Desplazamiento elástico lateral del nivel "i" relativo al suelo.
- e : Excentricidad accidental.
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto (MPa).

- EI : Rigidez a la flexión de una sección ($N \cdot mm^2$)
- E_s : Módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural (MPa)
- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa).
- f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero (MPa).
- g : Aceleración de la gravedad.
- h : Espesor total o altura de un elemento (mm).
- h_n : Altura total de la edificación en metros.
- I : Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (mm^4).
- l : Luz de la viga o losa en una dirección; proyección libre del voladizo (mm^2).
- M : máximo momento no amplificado debido a cargas de servicio, incluyendo los efectos ($P - \Delta$)(N,mm).
- M_m : Momento amplificado modificado para tener en cuenta el efecto de compresión axial, (N.mm).
- M_n : Resistencia nominal a flexión en la sección (N.mm).
- M_s : Momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable (N.mm).
- M_u : Momento amplificado en la sección (N.mm).
- n : Número de unidades.
- N_c : Fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no amplificada (N).

- Un : Carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción (N).
- P : Peso total de la edificación.
- Pb : Resistencia axial nominal en condiciones de deformación unitaria balanceada.
- Pn : Resistencia axial nominal de la sección transversal (N).
- Pu : Fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción (N).
- qu : Carga amplificada por unidad de área.
- R : Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.
- S : Factor de suelo.
- s : Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes (mm^2).
- S_a : Aceleración espectral.
- T : Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.
- T_p : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
- U : Factor de uso e importancia.
- V : Fuerza cortante en la base de la estructura.
- Vc : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (N).
- Vn : Resistencia nominal a cortante (N).

V_s	: Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (N).
V_u	: Fuerza cortante amplificada en la sección (N).
x	: Menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal (mm).
y	: Mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal (mm).
Y_t	: Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo (mm).
Z	: Factor de zona.
α	: Angulo que define la orientación del refuerzo.
δ_u	: Desplazamiento de diseño (mm).
Δ_o	: Desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden utilizando valores de rigidez.
μ	: Coeficiente de fricción,
ρ	: Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd .
ρ_b	: Cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área bd que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.
ϕ	: Factor de reducción de resistencia.
ω	: Índice del refuerzo a tracción.
ω'	: Índice del refuerzo a compresión.

INTRODUCCION

El presente informe tiene como finalidad reflejar los resultados del cálculo estructural para el diseño de un edificio multifamiliar de 6 niveles con semi-sotano en concreto armado y elementos prefabricados en la ciudad de Huánuco.

Perú se encuentra en el cinturón del fuego el cual indica que vivimos en un ambiente altamente sísmica, es por eso que se exige que las edificaciones respondan manera eficiente frente al mismo.

Por tal motivo es esencialmente importante el adecuado diseño estructural, basándonos en la normativa peruana.

En el presente informe se hace mención también a Los elementos prefabricados como una solución moderna frente a las deficiencias que se puedan presentar, proveyendo muchas ventajas en cuanto a costos, tiempo de instalación y funcionalidad estructural.

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1 ENTORNO URBANO

El edificio se ubicara en el Jr. Pedro barroso, en la ciudad de Huánuco, pertenece a una zona comercial cercana a parques y centro comerciales como el Real Plaza Huánuco.

1.2 ARQUITECTURA

El edificio destinado para uso comercial – residencial, conformado en el primer nivel por un semi-sótano usado principalmente como estacionamiento, en el segundo nivel, salón para eventos, y desde el tercer nivel hasta el sexto, dos departamentos por nivel.

Cada departamento cuenta con dos dormitorios, dos baños, cocina, además de una amplia sala comedor. En la azotea se ubican dos cuartos de servicio, lavandería, además de una amplia área común.

El acceso desde el exterior se realiza por la rampa vehicular, así como por la puerta principal que da a la calle Pedro Barroso. La edificación fue proyectada con un espacio para montacargas el cual partirá a partir del segundo nivel, cuenta con una escalera principal ubicada en la zona central que conecta los diferentes niveles, así mismo, tiene otra escaleras secundaria que comunica con el semisótano.

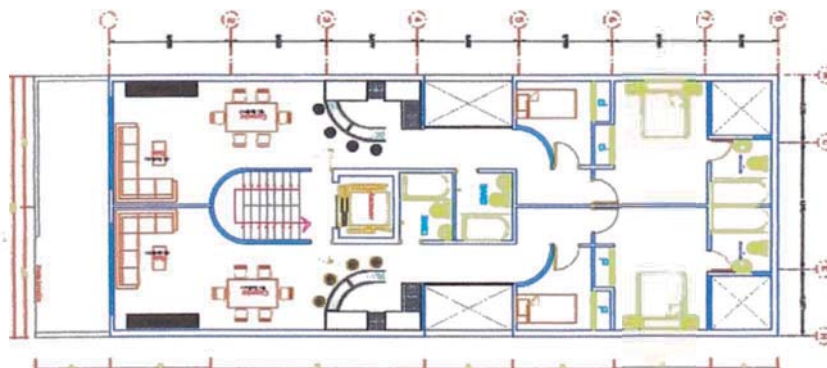


Figura N° 1.1: Plano de arquitectura

1.3 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

1.3.1 Estudio del suelo

- Limo inorgánico de baja plasticidad con material granular
- Capacidad admisible = 2.5 kg/cm²
- Empuje activo (K_a) = 0.42
- Profundidad mínima de cimentación = 1.20 m.

1.3.2 Características y propiedades de los materiales

Concreto:

- Resistencia nominal a compresión = f'_c = 210 kg/cm²
- Módulo de elasticidad = E_c = 200,000 kg/cm² = 2'000,000 ton/m²
- Módulo de Poisson = ν = 0.15

Acero de Refuerzo:

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm² = 4.2 ton/cm²
- Módulo de elasticidad = E_s = 2'000,000 kg/cm²
- Deformación al inicio de la fluencia = 0.0021

1.3.3 Normatividad

En todo el proceso de análisis y diseño se utilizarán las normas comprendidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.):

- Metrado de cargas Norma E.020
- Diseño sismo resistente Norma E.030
- Concreto Armado Norma E.060
- Suelos y cimentaciones Norma E.050

CAPÍTULO II. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), de tal forma que se logre dotar a la estructura de buena rigidez, además resulte fácil y confiable reproducir el comportamiento real de la estructura.

Mediante el predimensionamiento se brindará las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales para que tengan una buena respuesta ante solicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

2.1 CARGAS DE GRAVEDAD

2.1.1 Estructuración

Las vigas fueron ubicadas en zonas donde existen tabiques que dividen los ambientes, de tal forma que sirva también como dintel para los vanos, logrando de esta forma conservar la arquitectura. Se proyectaron vigas chatas en las losas aligeradas donde existe la presencia de tabiques paralelos al sentido de techado, de tal forma que el peso del tabique sea soportado íntegramente por la viga chata.

Se planteó el uso de losa aligerada con viguetas prefabricadas (pretensadas) procurando la continuidad de tramos y el apoyo en la luz menor. Sin embargo, se decidió usar losa maciza en zonas de baño para evitar romper las viguetas al momento de la instalación de la tubería de agua y desagüe.

2.1.2 Predimensionamiento

Losas: 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/m², se puede utilizar la relación:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

Para el caso de losas macizas armadas en 2 sentidos y apoyadas sobre sus cuatro lados, se decide utilizar la siguiente relación:

$$h \geq \frac{L}{40}$$

Con los valores obtenidos se decide uniformizar el sistema de techos a un espesor de 0.20 m para losas aligeradas y macizas.

Vigas: El peralte (h) y ancho (b) mínimo de la viga se obtendrá de las siguientes relaciones:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Vigas continuas} \\ \text{Vigas simplemente apoyadas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h \geq \frac{L_n}{14} \\ h \geq \frac{L_n}{12} \end{array} \quad 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Como ejemplo se presenta el pre - dimensionamiento para la viga V-1 que es la viga con mayor participación en nuestro proyecto (el detalle se muestran en los planos) que al mismo tiempo es la viga de mayor luz

Viga V - 1:

$$\text{Luz} = 8.30 \longrightarrow h = 8.30/14 = 0.59 \text{ m}$$

Para uniformizar el diseño se opta por utilizar un peralte $h = 0.60 \text{ m}$ y un ancho $b=0.35 \text{ m}$ en todas las vigas V – 1.

Columnas: El pre - dimensionamiento se realiza de tal forma que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a $0.45 f'c$, entonces:

$$A \geq \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 f'c}$$

$$P = \# \text{ pisos} \times \text{Área tributaria} \times \text{carga unitaria}$$

En algunos casos se incrementa la sección de la columna con la finalidad de reducir la luz libre de vigas.

Cuadro N°2.1 muestra que el área requerida para la columna C - 6 fue de 1671 cm².

Cuadro N° 2.1: Relación de pesos y volúmenes

COLUMNA	AREA TRIBUTARIA m ²	P. SERVICIO ton	AREA REQUERIDA m ²	AREA ASUMIDA m ²
C-6	13.6	11.696	0.167	0.1825

Fuente: propia

2.2 PARA CARGAS DE SISMO

2.2.1 Estructuración

Para lograr que la estructura se comporte adecuadamente se debe estructurar de tal forma que sea simple, simétrica, hiperestática y lograr dotarle de la rigidez, resistencia y ductilidad adecuada.

Se tiene un edificio de concreto armado, de un solo bloque, conformado por muros de corte (placas), columnas, vigas, losas aligeradas y macizas.

2.2.2 Predimensionamiento

Placas o muros de corte: Para el predimensionamiento de placas se asignará a los muros un área de corte (A_c) que sea capaz de asumir la totalidad de la fuerza cortante generada por el sismo, o sea $\Phi V_c > V_u$.

El área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

$$A_c \geq \frac{V}{0.53\sqrt{f_c}}$$

Para el cálculo del cortante basal debido a sismo, por simplicidad, se hará uso de la siguiente expresión:

$$V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R}$$

Donde:

$$Z = 0.3$$

$$S = 1.2$$

$$U = 1.0$$

$$R = 5.25 \text{ (irregular) asumido para ambas direcciones}$$

$$C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5 \text{ para } T = h/C_t \rightarrow C = 2.5$$

Los parámetros fueron obtenidos usando la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

El cuadro N°2.2 muestra que en la dirección "Y" la densidad de muros (placas) es adecuada, mientras que en la dirección "X" es insuficiente, por lo cual se formarán pórticos, de tal forma que aporten cierta resistencia y rigidez al sistema estructural.

Cuadro N° 2.2: Predimensionamiento de muros

DIRECCION	V estructural ton	Ac. REQUERIDA m2	Ac. DISPONIBLE m2
XX	985	2.4	2.48
YY	985	2.4	7.6

Fuente: propia

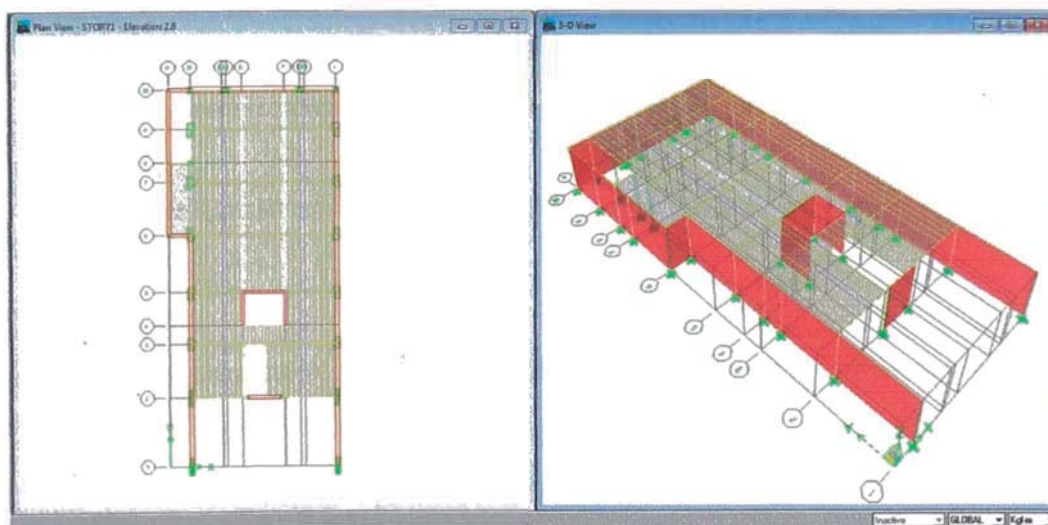


Figura N° 2.1: Disposición de los muros de corte en la base de la estructura

CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 ANÁLISIS DE LOSAS ALIGERADAS

Para el análisis de las losas aligeradas, las viguetas prefabricadas fueron modeladas como elementos unidimensionales continuos, con apoyos simples en vigas y en aquellas placas perpendiculares a la dirección del aligerado.

En el análisis se consideran las solicitaciones últimas debidas a cargas de gravedad, las cuales quedan definidas por la siguiente combinación:

$$C_u = 1.4 C_M + 1.7 C_V$$

Como ejemplo se mostrará el análisis del aligerado del techo del semisótano, el plano se muestra en la figura N°3.1

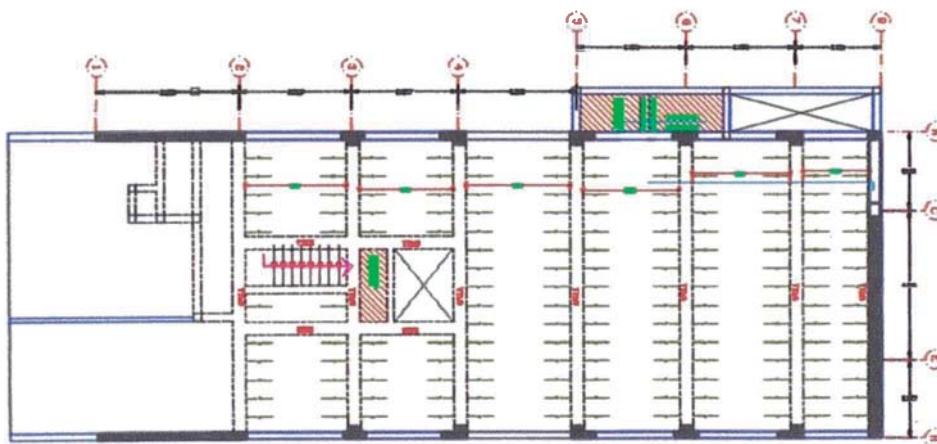


Figura N° 3.1: Dirección de aligerado en el techo del semisótano

El metrado se realizará para un ancho tributario de 0.50 m (espaciamento entre viguetas) y un espesor de losa de 0.20 m.

- **Metrado de cargas actuantes**

Peso Propio	280	kg/m ²
Piso Terminado	100	kg/m ²
Ancho Tributario	0.5	m
Sobre Carga	500	kg/m ²

- **Cargas**

CM =	0.190	ton/m
CV =	0.250	ton/m

Amplificación de cargas: $W_u = 1.4(0.19) + 1.7(0.250) = 0.713 \text{ ton/m}$

A continuación se presentan los gráficos donde se podrá apreciar el modelo utilizado y cargas últimas (Figura N°3.2), diagrama de la deformada (Figura N°3.3) y diagrama de Momento Flector (Figura N°3.4).



Figura N° 3.2: Modelo del aligerado y carga ultima

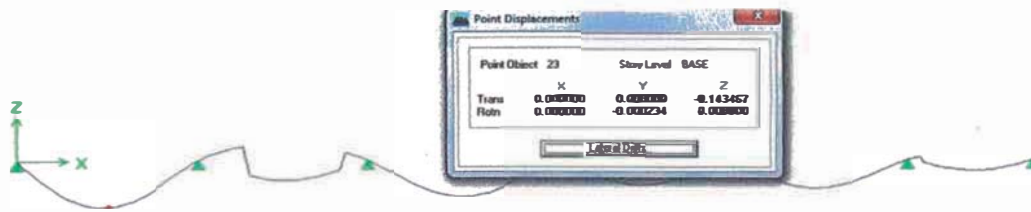


Figura N° 3.3: Deformada del aligerado



Figura N° 3.4: Diagrama de Momento Flector (ton.m)

3.2 ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas fueron analizadas mediante el método de elementos finitos en un modelo bidimensional, la condición de apoyo dependerá del paño analizado, el cual se podrá observar en planta.

Las cargas fueron distribuidas por área tomando en cuenta el piso terminado y sobrecarga. Las cargas debido a tabiques fueron distribuidas linealmente.

A continuación se analizará el tramo típico ubicado entre los ejes 4-5 y B-C, mostrado en la figura N°3.5

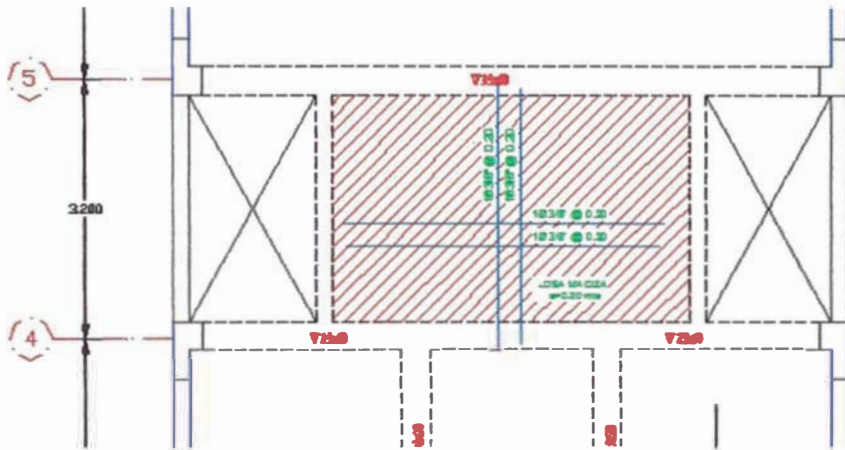


Figura N° 3.5: Paño típico de losa maciza

En el metrado se considera:

Carga muerta:

$$\text{Piso terminado: } 0.10(1.0) = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Tabiquería: } 0.10(2.4)(1.8) = 0.43 \text{ ton/m}$$

Carga viva:

$$\text{s/c : } 0.20(1.00) = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

El peso propio de los diferentes elementos estructurales es considerado directamente por el programa a partir de las secciones y características asignadas.

La figura N°3.6 muestra el modelo de la losa analizada mediante elementos finitos y en la figura N°3.7 se puede apreciar los puntos de máximo Momento Flector para cada dirección.

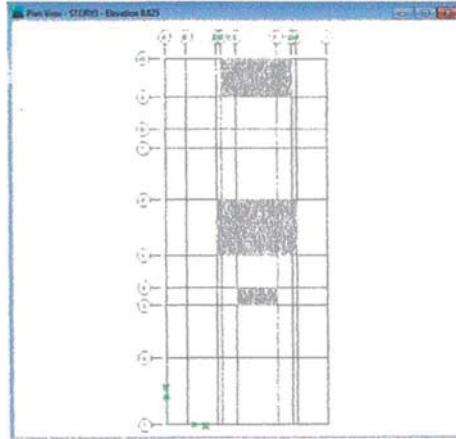


Figura N° 3.6: Modelo de losa

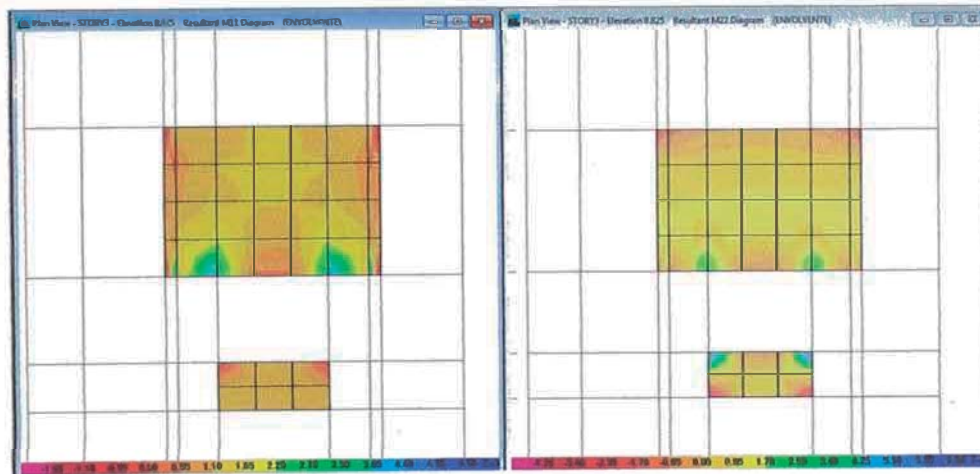


Figura N° 3.7: Momento en la dirección M_{2-2} y M_{3-3}

3.3 ANÁLISIS DE VIGAS, COLUMNAS Y MUROS DE CORTE

Usando el programa ETABS V9.2.0 se desarrolló un modelo tridimensional del edificio donde todos los elementos admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial.

Las vigas fueron representadas por elementos unidimensionales con rigidez torsional nula, mientras que las columnas y placas se representaron como elementos bidimensionales.

Las losas no se representaron como elementos estructurales en el modelo, sino más bien fueron representadas mediante diafragmas rígidos que se asignaron a cada nivel.

La figura N°3.8 presenta una vista en planta y 3D del modelo del edificio.

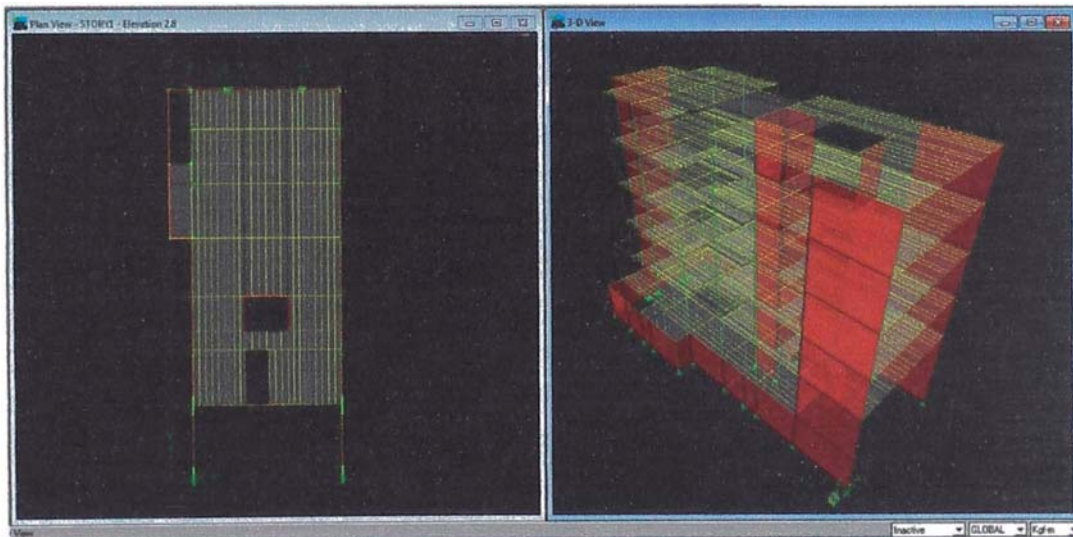


Figura N° 3.8: Vista en planta y 3D del edificio

El programa ETABS permite representar las cargas en las losas usando elementos tipo área a los cuales se asignan cargas distribuidas y estas áreas distribuyen a los elementos en una o dos direcciones dependiendo del sentido de la losa. El peso propio de los elementos será calculado por el programa.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA SOLICITACIONES SÍSMICAS

Este análisis permitirá conocer el comportamiento de la estructura bajo solicitaciones sísmicas, ver si existe irregularidad torsional, verificar que las derivas máximas cumplan lo estipulado en la Norma E.030, además se obtendrán fuerzas internas de los diferentes elementos que conforman el sistema sismorresistente, dichas fuerzas serán consideradas al momento del diseño.

Se realizará el análisis dinámico utilizando la envolvente de las combinaciones.

4.1 MODELO ESTRUCTURAL

El mismo modelo que se desarrolló para el análisis por cargas de gravedad, se utilizó para analizar la estructura bajo solicitaciones sísmicas. Las características y algunas definiciones del modelo ya fueron descritas en el Capítulo 3, adicionalmente es preciso destacar:

- La base de las columnas y placas se consideró empotrada, dado que el terreno tiene una capacidad portante de 2.5 kg/cm^2
- Las conexiones de vigas perpendiculares a las placas se consideraron articulados, pues no cuenta con la longitud necesaria para desarrollar anclaje del refuerzo.
- Cada piso fue considerado como un diafragma rígido, con 3 grados de libertad, dos de los cuales son de traslación horizontal (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.
- Por cada nivel se consideran dos masas traslacionales y una rotacional.
- Las masas fueron obtenidas directamente por el programa ETABS V9.2.0, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 25% carga viva.

4.2 ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS

Utilizando la combinación Cuadrática Completa (CQC) se obtuvo mediante el programa ETABS V9.2.0 los diferentes modos y frecuencias, los más representativos se muestran en la tabla 4.1.

Se puede apreciar claramente los modos de vibración de mayor importancia del edificio para cada dirección, resaltándose sus respectivos periodos y masas participantes.

4.3 REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS

Las solicitaciones sísmicas se determinan, según lo indicado en la Norma E.030, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde:

- **Factor de zona (Z):** el edificio se construirá en Huánuco (zona sísmica 2), por ende $Z=0.3$.
- **Factor de uso (U):** por tratarse de una edificación común $U=1$.
- **Factor del suelo (S):** suelo de tipo S2, entonces $S=1.2$, $T_p = 0.6$.
- **Factor de amplificación sísmica (C):** representa el factor de amplificación de la respuesta de la estructura respecto de la aceleración del suelo.

$$C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5 .$$

- **Coefficiente de reducción sísmica (R):** en la dirección "Y" (perpendicular a la fachada) el sistema estructural está conformado por muros de corte y pórticos, por consiguiente se usará un $R=7$. Mientras que en la dirección "X" (paralelo a la fachada) el sistema estructural está conformado por pórticos de concreto, dada las dimensiones de los muros de corte, aparentemente el 80% de la cortante en la base será tomado por dichos muros de concreto, por ello se asumirá $R=8$. Esta hipótesis se verificará luego de finalizado el análisis.

La estructura es irregular, por ello se tendrá que afectar el coeficiente de reducción por $3/4$, obteniéndose finalmente $R = 5.25$.

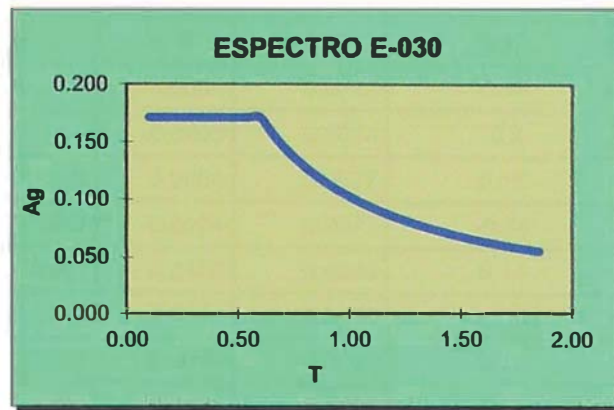


Figura N° 4.1: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

4.4 RESULTADO DEL ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

4.4.1 Control de desplazamiento lateral

Los desplazamientos laterales que nos proporciona el programa está en base a las solicitaciones sísmicas reducidas, por ende se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral elástico por $0.75R$ para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados ante un sismo no reducido.

En el cuadro N°4.1 se muestran los desplazamientos elásticos (U_x , U_y) e inelásticos (D_x , D_y) calculados.

En el cuadro N°4.2 se puede ver que la deriva máxima en la dirección "X" es de 5.82 ‰ , mientras que en la dirección "Y" es 2.21 ‰ . Dichos valores son menores a la deriva máxima de 7 ‰ contemplada en la Norma E.030.

Cuadro N° 4.1: Desplazamientos máximos inelásticos.

Story	Load	UX	UY	Rx = 5.25	Rx = 5.25
				Dx(cm) = 0.75RU _x	Dy(cm) = 0.75RU _y
STORY6	ENVOL. MAX	0.0183	0.0078	7.21	3.07
STORY6	COMB4	0.0003	0.0078	0.12	3.07
STORY6	COMB12	0.0003	0.0078	0.12	3.07
STORY6	COMB16	-0.0004	0.0078	-0.16	3.07
STORY6	COMB8	-0.0005	0.0078	-0.2	3.07
STORY6	SISMOXXNEG	0.0004	0.0077	0.16	3.03
STORY6	SISMOYYNEG	-0.0004	0.0077	-0.16	3.03
STORY5	ENVOL. MAX	0.0156	0.0063	6.14	2.48
STORY5	COMB8	-0.0004	0.0063	-0.16	2.48
STORY5	SISMOXXNEG	0.0003	0.0062	0.12	2.44
STORY5	COMB4	0.0003	0.0062	0.12	2.44
STORY5	COMB12	0.0003	0.0062	0.12	2.44
Desplazam. Max (cm)				7.2	3

Fuente: propia

Cuadro N° 4.2: Derivas de entrepiso

Story	Load	DriftX	DriftY	Rx = 5.25	Rx = 5.25	≤ 0.007
				DRIFT X (0.75Rx)	DRIFT Y (0.75Ry)	
STORY3	ENVOL.	0.00148		0.00582		OK
STORY4	ENVOL.	0.00133		0.00523		OK
STORY2	ENVOL.	0.00131		0.00516		OK
STORY5	ENVOL.	0.00110		0.00432		OK
STORY6	ENVOL.	0.00086		0.00337		OK
STORY1	ENVOL.	0.00034		0.00134		OK
STORY6	ENVOL.		0.00056		0.00221	OK
STORY5	ENVOL.		0.00060		0.00237	OK
STORY4	ENVOL.		0.00061		0.00240	OK
STORY3	ENVOL.		0.00057		0.00223	OK
STORY2	ENVOL.		0.00045		0.00178	OK
STORY1	ENVOL.		0.00007		0.00027	OK

Fuente: propia

4.5 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

4.5.1 Determinación del coeficiente de reducción sísmica:

Al plantear la estructuración del edificio se vio que la cantidad de muros en la dirección "Y" era suficiente para tomar el cortante basal, mientras que en la dirección "X" la densidad de muros no era adecuada para asumir la totalidad del cortante basal, por lo cual se decidió formar pórticos para aportar mayor rigidez y resistencia.

Al iniciar el análisis se asumió $R=5.25$ en ambas direcciones, suponiendo que más del 80% del cortante basal sería tomado por los muros de corte de concreto armado.

4.5.2 Fuerza cortante mínima en la base:

La fuerza cortante basal del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor del cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Para lograr esto, la Norma E.030 señala que los resultados del análisis dinámico (excepto desplazamientos) se deben escalar por el factor f , el cual representa la relación entre la fuerza cortante basal estática y dinámica, dicho factor debe ser siempre mayor a la unidad.

En el análisis dinámico realizado se obtuvo que la fuerza cortante basal obtenida era menor que el 90% del cortante basal estático, por lo que fue necesario utilizar el factor de escalamiento, tal como se muestra en la tabla 4.6.

4.6 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 señala que debe existir una distancia libre (s) entre estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas. Dicha distancia libre (s) será:

$$S \geq 3 \text{ cm.}$$

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

$S = 3 + 0.004(h-500)$; h: altura del edificio; h y S en cm

Una edificación se debe retirar del límite de propiedad por lo menos $2/3$ del desplazamiento máximo del edificio ó $S/2$.

Junta sísmica:

- $2/3 D_{xx} = 2/3(7.2)$ = 4.8 cm
- $2/3 D_{yy} = 2/3(3)$ = 2 cm
- $0.5(3+0.004(1723 - 500))$ = 3.946

Finalmente se decide usar una junta de 5 cm en ambas direcciones

CAPÍTULO V: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

5.1 MÉTODO DE DISEÑO

La metodología empleada fue la de Diseño por Resistencia. Con este método se busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\Phi R_n \geq \alpha C_i$$

Donde:

Φ : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad

R_n : Resistencia nominal

α : Factor de carga o de amplificación

C_i : Efecto de las cargas de servicio

Los siguientes cuadros muestran los factores de reducción de resistencia y los casos de cargas indicados en la Norma E.060.

Cuadro N° 5.1: Factores de reducción de resistencia

	Factores de reducción de resistencia	
Flexión		0.90
tracción y tracción + flexión		0.90
Cortante		0.85
Torsión		0.85
Cortante y Torsión	elementos con espirales	0.75
	elementos con estribos	0.70
aplastamiento		0.70

Fuente: NTP E.060

Cuadro N° 5.2: Casos de cargas

	Factores de carga
Cargas muertas y vivas	1.4 CM + 1.7 CV
Cargas de sismo (CS)	1.25 (CM+CV) - CS
	1.25 (CM+CV) + CS
	1.25 CM + CS
	1.25 CM - CS
	0.90 CM + CS
	0.90 CM - CS

Fuente: NTP E.060

5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

La sección crítica para momento negativo se tomará en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz.

Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura 5.1, se supone que:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier).
- No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto.
- La máxima deformación a considerar en la fibra extrema a compresión será de 0.003.

Para poder simplificar los cálculos, el ACI permite que se emplee el bloque equivalente de compresiones. En consecuencia, para un elemento con ancho "b" y altura igual a "h", tenemos:

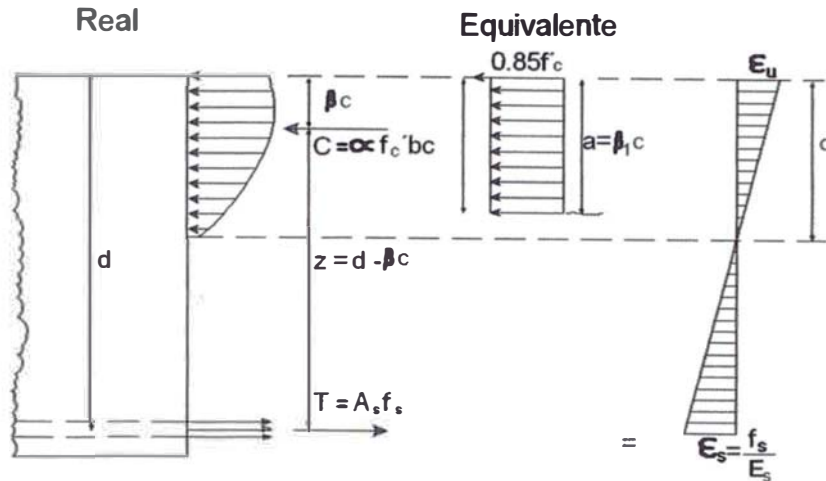


Figura N° 5.1: Bloque equivalente de compresiones

Por tanto se puede estimar el momento resistente a flexión como:

- $T = A_s f_y = 0.85 f'_c a b = C_c \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$
- $\phi Mn = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi Mn = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right)$

Para flexión el valor del factor de reducción (Φ) es 0.9

Se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia ó cuando el concreto alcance su deformación máxima. El tipo de falla dependerá de la cuantía de acero colocado en la sección.

Dicha cuantía se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

- ρ = Cuantía de acero
- A_s = Área de acero
- b = Ancho de la sección
- d = Peralte efectivo de la sección

Cuantía balanceada: Se define cuantía balanceada al área de acero que propicia una falla por aplastamiento de la sección de concreto en compresión al mismo tiempo que el acero alcanza la deformación de fluencia.

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{E_s \epsilon_s}{E_s \epsilon_s + E_c \epsilon_c} \right) ; \beta_1 = 0.85$$

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá falla en compresión, es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, lo que debemos buscar en el diseño es una falla dúctil. Por ende, es importante controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

Cuantía máxima: La Norma E.060 Concreto Armado limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil. Se determinará según:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

Cuantía mínima: En la Norma E.060 se establece que se debe de proveer una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección. El área mínima para secciones rectangulares se calculará:

$$\rho_{min} = \frac{A_{S_{min}}}{b d}$$

Los requisitos específicos para diseño por flexión en losas y vigas serán explicados en acápite correspondiente.

5.3 DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

Capacidad por Flexo-compresión: Las mismas hipótesis básicas utilizadas en el análisis de una sección en flexión simple serán válidas para este acápite.

Los elementos tipo columnas o placas tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla.

Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o placa y la distribución del acero de refuerzo se puede construir un diagrama de interacción nominal (M_n Vs P_n) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

Para el procedimiento de diseño Se asume una sección reforzada, luego se construye el diagrama de interacción de diseño, esto se logrará afectando el diagrama de interacción nominal con el factor Φ (reducción de resistencia) y el factor correspondiente a carga axial. Finalmente, lo que debemos lograr es que los pares de fuerza (M_u, P_u) obtenidas de las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de diseño.

La figura N°5.2 muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño de una sección de concreto reforzada.

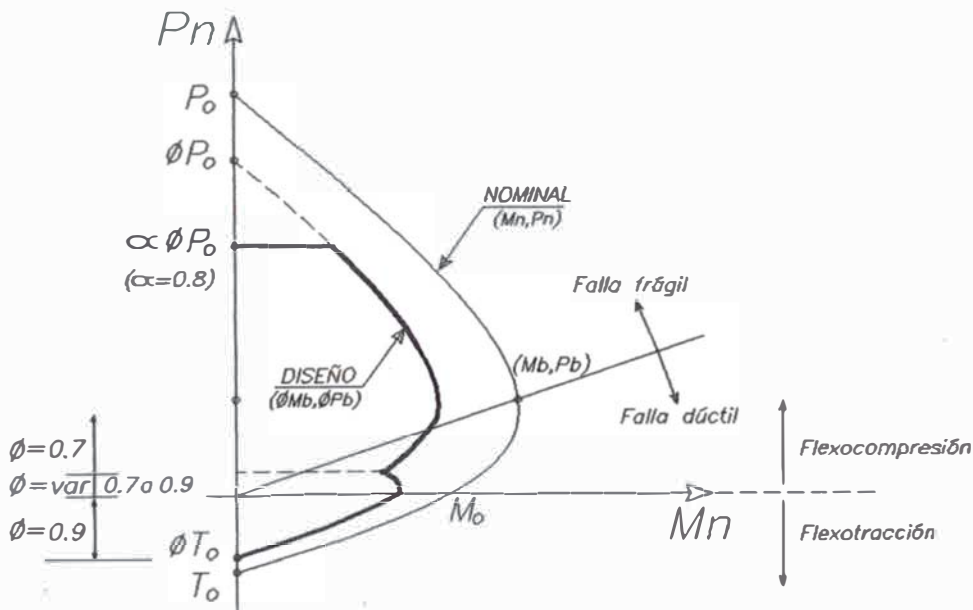


Figura N° 5.2: Diagrama de interacción nominal y de diseño

5.4 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte será de interés las secciones con mayor fuerza cortante, la sección a analizar se tomará a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara de los apoyos. Sólo se tomará el valor del cortante en la cara cuando la reacción del apoyo induce tracción al elemento o si existiera alguna carga puntual ubicada a una distancia menor a "d".

5.4.1 Capacidad en corte

En una sección reforzada la capacidad en corte (ΦV_n) estará dada por la suma del aporte del concreto (ΦV_c) y del refuerzo (ΦV_s), es decir:

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad ; \quad \Phi = 0.85$$

Donde:

V_n : resistencia nominal a corte, considerando el aporte del concreto (V_c) y del acero (V_s).

V_c : resistencia a corte del concreto, se calculará como: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} b d$

V_s : resistencia a corte del estribo perpendicular el eje del elemento, cuya resistencia se calcula: $V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$; siendo A_v el área del refuerzo por corte y "s" el espaciamiento del refuerzo.

Será necesario reforzar mediante estribos perpendiculares al elemento cuando el concreto no sea capaz de resistir la fuerza cortante última.

5.5 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

5.5.1 Diseño por flexión

En las losas aligeradas se emplearan viguetas prefabricadas pretensadas, las mismas que por información proporcionada por el fabricante tienen la capacidad de resistir los momentos positivos señalados en el cuadro N°5.3.

Cuadro N° 5.3: Momentos admisibles de las viguetas prefabricadas

Viguetas prefabricadas	
Serie de vigueta	ϕM_n (ton.m)
e=0.50m ; h=0.20m	
V 101	0.940
V 102	1.280
V 103	1.595
V 104	1.965
V 105	2.435

Fuente: Manual Técnico Firth

Al momento del diseño se busca que el momento resistente de la vigueta sea mayor o en su defecto igual al momento que se obtiene del análisis empleando las combinaciones de carga. Por ello, dependiendo de los resultados del análisis se elegirá una determinada serie de vigueta que tenga mayor capacidad resistente.

En la zona de momento negativo la capacidad resistente será proporcionada íntegramente por el acero de refuerzo (bastones) que se coloque.

El área de acero mínimo a utilizar es $0.0018bh$, donde "b" es el ancho de la sección y "h" la altura.

5.5.2 Diseño por corte

La resistencia a corte estará dada íntegramente por el aporte del concreto y se debe satisfacer que la fuerza cortante amplificada sea menor que la resistencia a corte del aligerado, que se define como:

$$\phi V_c = 1.1(0.85)(0.53)(\sqrt{f'_c})bd$$

Cuando la capacidad a corte del aligerado sea insuficiente se procederá a realizar ensanches alternados o corridos, según necesidad, hasta una longitud tal que la sección del elemento sea capaz de resistir el momento último.

El cuadro N°5.4 muestra la resistencia a corte para diferentes espesores de losa.

Cuadro N° 5.4: Resistencia a fuerza cortante

Losa h (cm)	ΦV_c (ton.m)
17	1.25
20	1.50
25	1.90
30	2.40
bw=12cm ; d=h-2.5cm	

Fuente: Manual Técnico Firth

5.5.3 Diseño de la losa aligerada – techo semi-sotano

A continuación se muestra el diagrama resultante para el sector A – C, entre los ejes 2 – 8, de la losa aligerada del techo del semisótano.



Figura N° 5.3: Diagrama de Momento Flector (ton.m)

De este diagrama de momentos podemos concluir el tipo de vigueta y refuerzo negativo para nuestra losa aligerada de e=20cm, para ello nos basaremos en el cuadro de viguetas proporcionado en el manual técnico Firth.

Cuadro N° 5.5: Momentos máximos del sistema firth

Altura de losa	Dist/Ejes	Peso propio (kg/m ²)		Series				
		ladrillo	Poliestileno	V-101	V-102	V-103	V-104	V-105
losa(cm)	(cm)							
17	50	245	180	0.807	1.099	1.338	1.648	1.989
20	50	280	210	0.999	1.356	1.657	2.047	2.486
25	50	335	250	1.319	1.783	2.190	2.713	3.317
30	50	400	400	1.840	2.210	2.724	3.379	4.150

Fuente: Manual Técnico Firth

El momento máximo que tenemos es 0.56ton-m, en el cual podríamos usar viguetas serie V-101, ya que el máximo momento permitido es 0.999 ton-m, entonces nos mantenemos dentro del rango permitido.

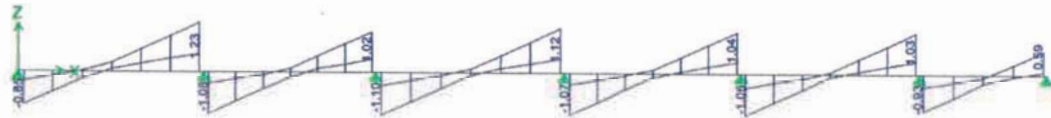


Figura N° 5.4: Diagrama de Fuerza Cortante (ton)

Del grafico de fuerza cortante se puede deducir el uso de ensanches en la losa, proporcionado por el área de concreto:

- rec = 2.5 cm
- $\emptyset = 0.9$
- h = 20 cm
- d = 17.5 cm
- b = 12 cm
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \times 1.10$$

$$\Phi V_c = 1.50 \text{ tn}$$

Del grafico de esfuerzo cortante $V_n \leq \Phi V_c$, en consecuencia no se necesita ensanche

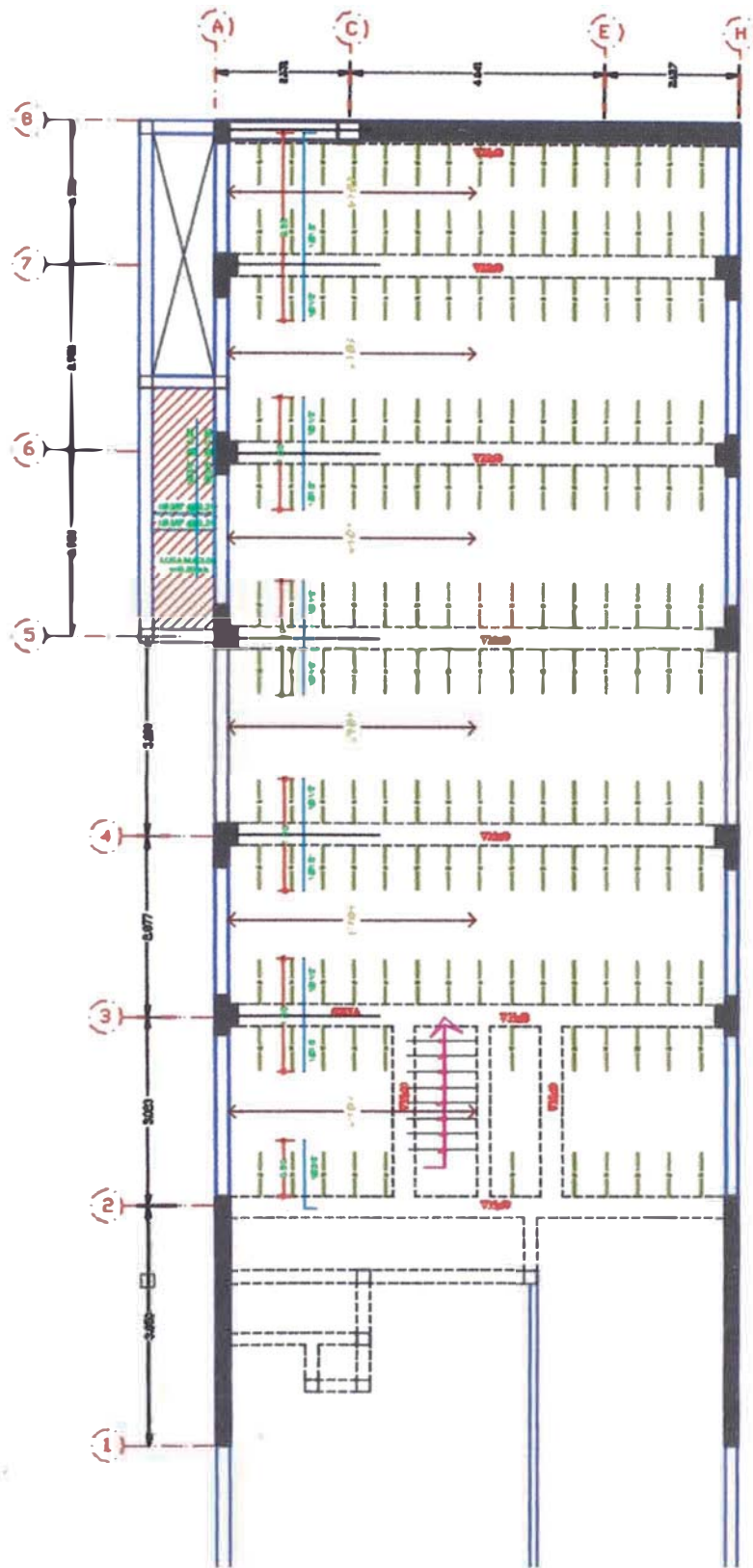


Figura N° 5.5: Diseño de aligerado

5.6 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

5.6.1 Diseño por flexión

La Norma E.060 Concreto Armado señala que se debe proveer a las losas de una cuantía mínima de acero de refuerzo de 0.0018.

Las mallas de acero distribuido en la losa (superior e inferior) serán consideradas al momento del diseño y se empleará acero de refuerzo adicional (bastón) en las zonas que lo requieran para lograr que $\Phi M_n \geq M_u$.

5.6.2 Diseño por corte

Para un diseño adecuado de las secciones transversales sujetas a fuerza cortante se debe lograr que $\Phi M_n \geq M_u$.

En las losas macizas no se colocan estribos para resistir fuerzas cortantes, por lo cual la resistencia estará dada íntegramente por el aporte del concreto.

La capacidad resistente a cortante de una losa maciza de 20 cm de altura es:

$$\phi V_c = (0.85)(0.53)(\sqrt{210})100x17 = 11.1 \text{ ton/ml}$$

5.6.3 Diseño losa maciza – techo primer piso

Tomaremos como muestra la losa maciza ubicada entre los ejes C – E, 4 – 5, para el cual realizaremos un modelo aparte.

La figura N°5.6 muestra los momentos resultantes en las direcciones 1-1, 2-2, en el cual se puede apreciar que los momentos son bajos, así que se realizará el diseño teniendo en cuenta la cuantía mínima

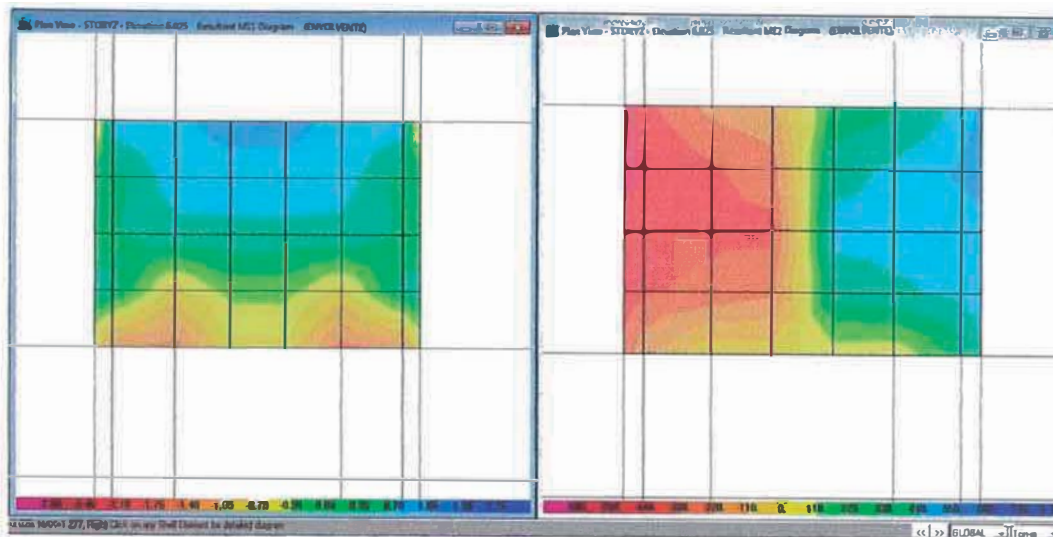


Figura N° 5.6: Momento en la dirección M₂₋₂ y M₃₋₃

La figura N°5.7 se muestra la distribución en planta del acero de refuerzo en la losa maciza.

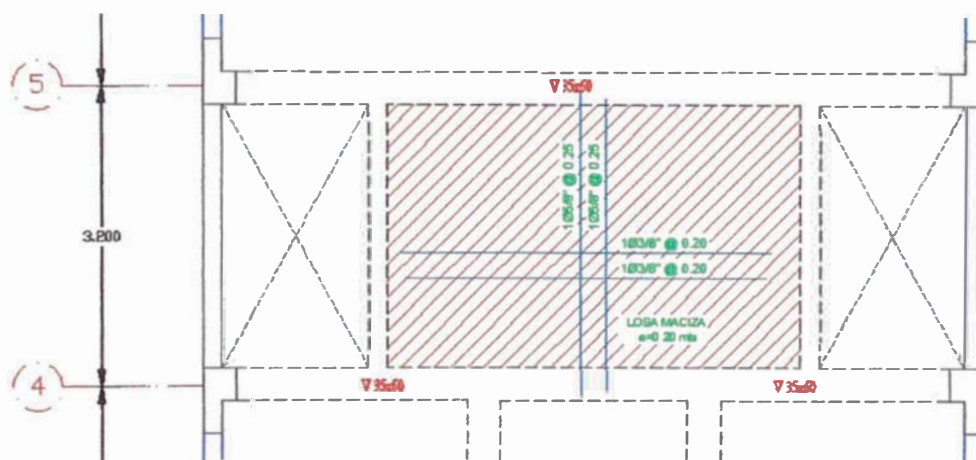


Figura N° 5.7: Diseño de losa maciza

Realizando el análisis de deflexiones en el lado libre de la losa: Deflexiones inmediatas (obtenidas del modelo):

$$\Delta_{cm} = 0.144 \text{ mm} ; \Delta_{cv} = 0.058 \text{ mm}$$

Deflexiones diferidas para $t \geq 5$ años ($\lambda=1.87$):

$$\Delta d_{cm} = 0.269 \text{ mm}; \quad \Delta d_{cv} (30\%) = 0.0174 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_{cm} = 0.144 \text{ mm} \\ \Delta_{cv} = 0.058 \text{ mm} \\ \Delta d_{cm} = 0.269 \text{ mm} \\ \Delta d_{cv} (30\%) = 0.0174 \text{ mm} \end{array} \right\} \Delta_{total} = 0.4884 \text{ mm}$$

$$0.4884 \leq L/480 = 9.16 \text{ mm}$$

Se pudo verificar que la deflexión es menor al límite máximo $L/480$, establecido por norma, para pisos o techos ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños. Es preciso destacar que el cálculo de las deflexiones se realizó empleando la inercia de la sección sin fisurar (I_g); por lo tanto, es de esperarse que las deflexiones reales sean algo mayores a las determinadas.

5.7 DISEÑO DE VIGAS

5.7.1 Diseño por flexión

El diseño se realizará considerando la envolvente de las diferentes combinaciones de carga. La Norma E.060 Concreto Armado establece que para secciones rectangulares el área mínima se determinará usando la siguiente fórmula:

$$A_{s \max} = \frac{0.70\sqrt{f'c} bd}{f_y}$$

El área de acero máximo se calcula:

$$A_{s \max} = 0.75\rho(bd)$$

Es preciso señalar, según Norma E.060, las vigas con responsabilidad sísmica deben cumplir con las siguientes exigencias:

Se deberá correr dos barras de acero tanto en la parte superior como inferior, las que deberán de ser por lo menos el acero mínimo de la sección.

Se recomienda que el área de acero positivo deberá ser mayor o igual a un tercio del acero colocado para resistir momentos negativos.

5.7.2 Diseño por corte

La capacidad resistente de una viga reforzada estará dada por el aporte del concreto (V_c) y del estribo (V_s), es decir: $\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$, de tal forma que: $\Phi V_n \geq V_u$.

En vigas con responsabilidad sísmica, la Norma E.060 señala:

- Se realizará el diseño por capacidad, por ello la fuerza cortante (V_u) de los elementos sometidos a flexión deberá calcularse con la suma de la fuerza cortante asociada a cargas permanentes (cortante isostática) y la cortante asociada al desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n), osea :

$$V_u = V_{est} + \left(\frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n} \right)$$

- Se deberá colocar estribos ($3/8"$ diámetro mínimo) en la zona de confinamiento con un espaciamiento que no exceda el valor de: $0.25d$, $8db$, 30 cm. Dicha zona de confinamiento será considerada a una distancia $2d$ de la cara en ambos extremos.
- El espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento no será mayor a $0.5d$.

5.7.3 Diseño de viga – VG – 1

Tomaremos como muestra la viga peraltada ubicada en el eje 1 y entre los ejes B – I, en el segundo nivel.

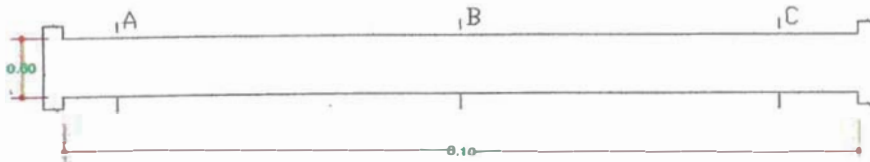


Figura N° 5.8: Sección de la viga a diseñar

Para el análisis de la viga utilizaremos la envolvente que es el que nos va a dar los mayores valores, para el diseño

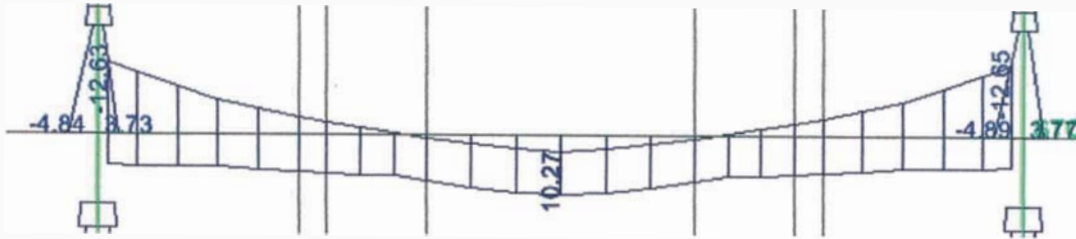


Figura N° 5.9: Diseño de la sección BB:

Para la sección B-B actúa un momento de 10.27 ton.m, el peralte efectivo es $d=60-8=52$ cm (se considera acero colocado en dos capas).

Para: $M_u = 10.27$ ton.m y $D = 56$,

Tenemos: $A_s = 5.54$ cm²

Para suministrar a la sección el acero requerido se colocará $2\Phi 5/8'' + 2\Phi 1/2''$ continuos, con lo cual se brinda a la sección un área de 6.5 cm².

Sabemos que el área mínimo de acero debe de ser:

$$A_s = \frac{0.70\sqrt{210} \times 35 \times 52}{4200} = 4.39 \text{ cm}^2$$

Y el área máxima de hacer:

$$A_s \text{ max} = 0.75\rho(bd)$$

$$A_s = 0.75 \left(0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{210}{4200} \right) \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \right) 35 \times 52 = 29 \text{ cm}^2$$

Se puede verificar que:

$$A_s \text{ min} < A_s \text{ colocado} < A_s \text{ max}$$

La figura N°5.10 muestra la envolvente del diagrama de fuerza cortante, para el diseño se tomarán los valores a una distancia $d=10$ cm de la cara del apoyo debido a la distribución de los aceros.

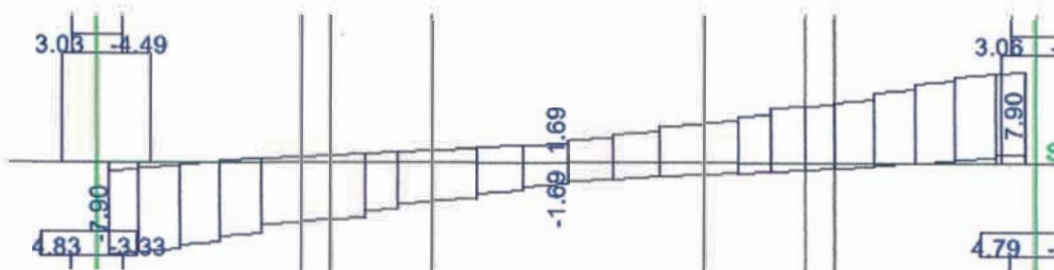


Figura N° 5.10: Diagrama de esfuerzo cortante

Analizando la sección A, tenemos: $V_u = 7.80$ ton

$$V_c = (0.85) \times 0.53\sqrt{210} \times 35 \times 52) = 11.88 \text{ ton} \geq V_u$$

No requiere refuerzo por corte.

Finalmente proponemos la siguiente distribución de estribos: $\Phi 3/8'' = 1@0.05$, $10@0.10$, $10@0.25$.

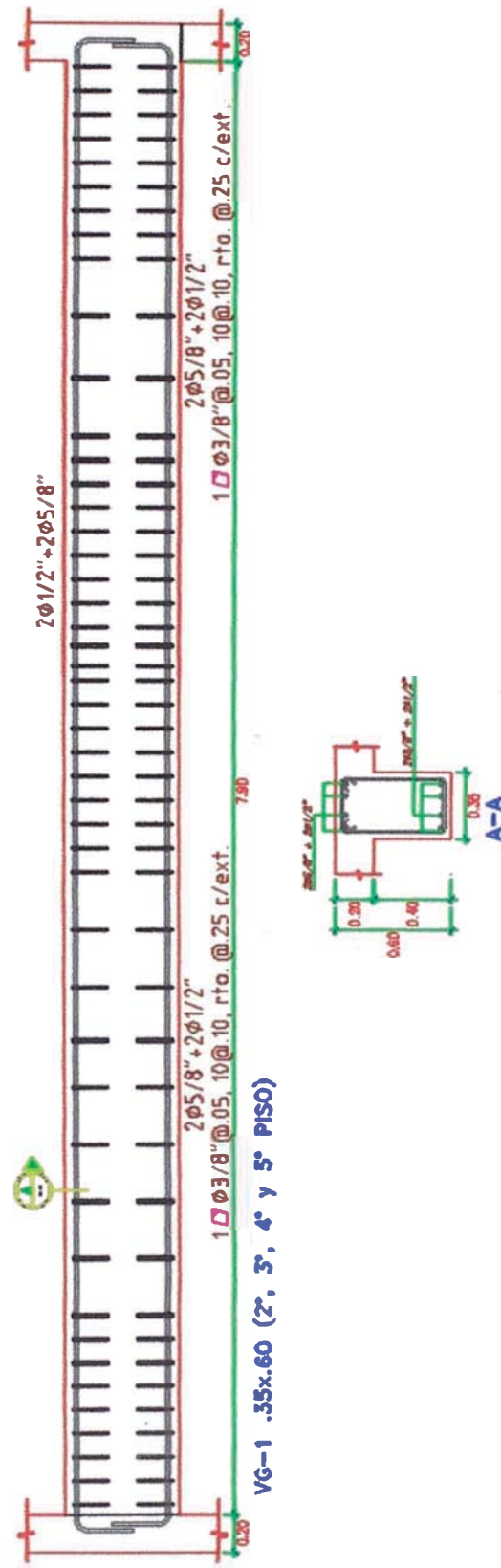


Figura N° 5.11: Diseño de la viga VG – 1

5.8 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas están sometidas a momentos flectores y cargas axiales (flexocompresión). Para diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga es necesario calcular la carga axial que actúa, entonces:

si $P_u < 0.1f_c(A_g)$, el elemento se diseñará como viga, caso contrario como columna.

El diseño se realiza para cada una de las combinaciones de carga y consiste en armar tentativamente una sección para graficar su diagrama de interacción, de tal forma que las combinaciones (M_u ; P_u) queden dentro del diagrama.

La Norma E.060 limita la cuantía mínima para el acero longitudinal a 1% de la sección bruta de concreto y un máximo de 6 %. Para cuantías mayores al 4% será necesario detallar la colocación del refuerzo en las uniones con vigas.

5.8.1 Diseño por corte

La resistencia a corte estará dada por el aporte del concreto y del acero de refuerzo (estribos), de tal forma que: $\Phi V_c + \Phi V_s \geq V_u$.

La fuerza cortante última se calculará siguiendo los criterios de diseño por capacidad.

$$V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h}$$

La Norma limita la fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección: La resistencia a corte se calculará siguiendo la siguiente expresión:

$$V_{u \max} = 2.6 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$$

La resistencia a corte se calculará siguiendo la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

Donde: Nu: carga axial última

Ag: área bruta de la sección

El aporte a la resistencia del acero de refuerzo (estribo) se calculará:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Con la finalidad de proveer una ductilidad adecuada se debe confinar una longitud L_o , donde:

$$L_o \geq \begin{cases} L_n \\ \text{Max (a,b) ; "a" y "b": dimensiones} \\ \text{de la sección} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

En dicha zona de confinamiento el espaciamiento máximo S, será menor de:

$$S \leq \begin{cases} \text{Min (a/2,b/2) ; "a" y "b": dimensiones} \\ \text{de la sección} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento S' entre estribos no puede ser mayor a:

$$S' \leq \begin{cases} 16d_b \\ \text{Min (a,b) ; "a" y "b": dimensiones} \\ \text{de la sección} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

5.8.2 Diseño de columna – C4

Procederemos con el diseño de la columna C4 (100x20 cm) el cual se encuentra ubicado en la parte frontal de la edificación, el análisis lo realizaremos usando el diagrama de interacción.

El cuadro N°5.6 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro N° 5.6: Combinaciones de carga

Combinaciones	C-4		
	Pu(tn)	Mu ₂₋₂ (tn -m)	Mu ₃₋₃ (tn -m)
1.4 M + 1.7 V	31.72	0.439	1.249
1.25 (M+V) ± S _x	47.64	0.958	2.739
1.25 (M+V) ± S _y	68.62	0.313	2.616
0.9 M ± S _x	39.27	0.825	2.426
0.9 M ± S _y	60.25	0.18	2.304

Fuente: Propia

Se puede ver en el cuadro N°5.6 que las solicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal.

La figura N°5.12 muestra el armado propuesto para C4 y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada.

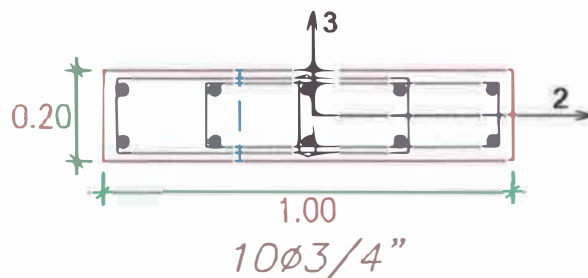


Figura N° 5.12: Armado de acero propuesto

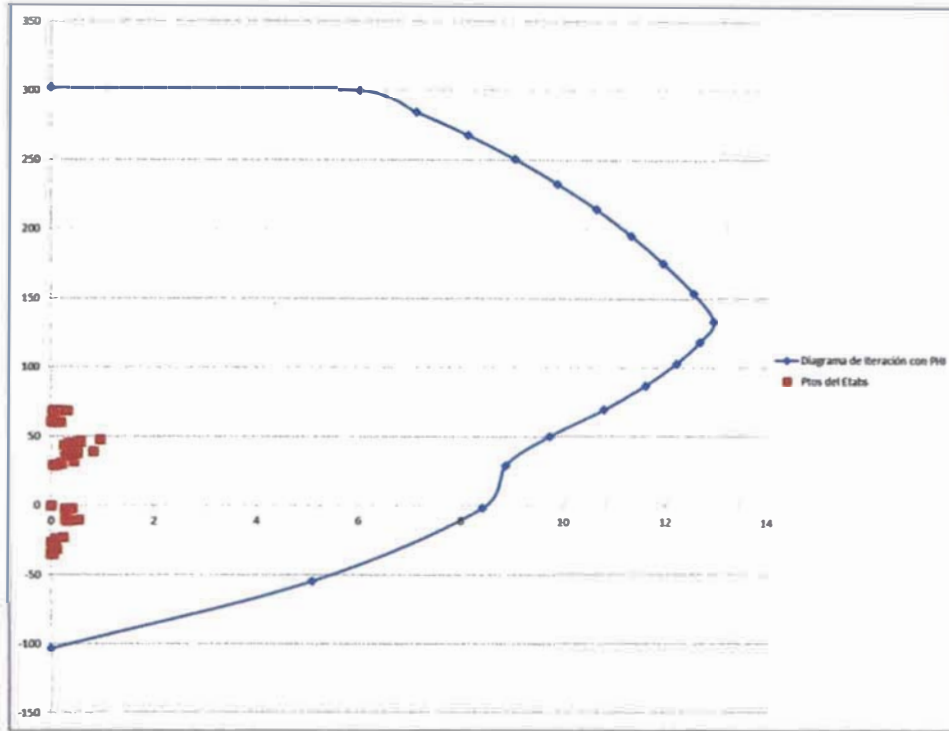


Figura N° 5.13: Diagrama de interacción M2-2

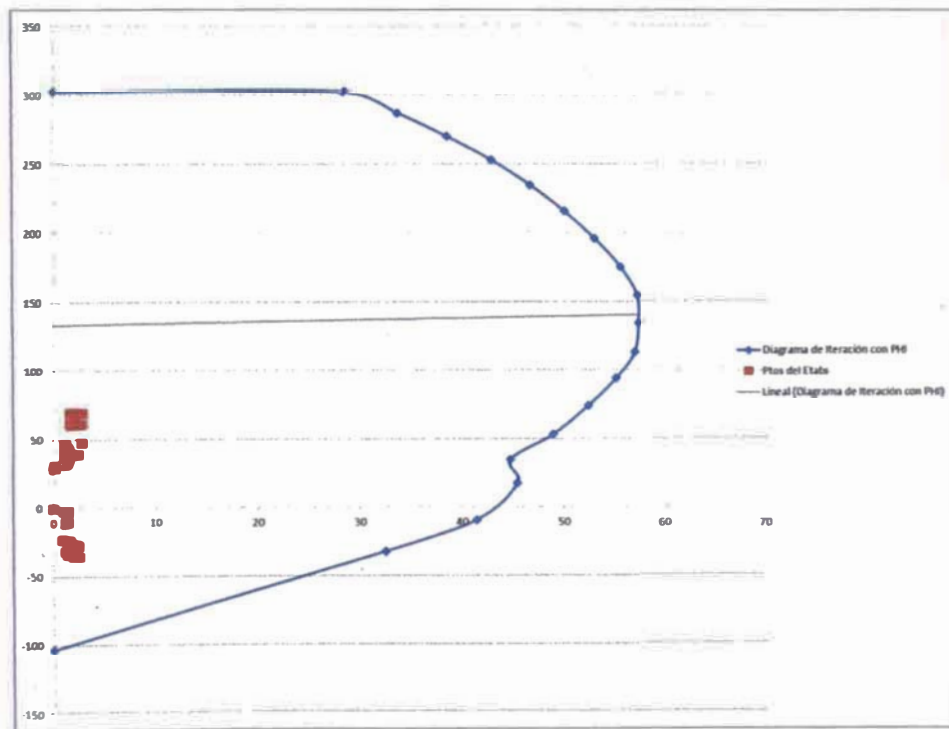


Figura N° 5.14: Diagrama de interacción M3-3

Los pares de cargas últimas (M_u , P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado.

Analizando para las diferentes combinaciones de carga (ver cuadro N°5.6), se puede notar que las sollicitaciones sísmicas no afectan el comportamiento de dicha columna, debido a la presencia muy próxima de grandes muros de corte que absorben las fuerzas debidas a sismo, por lo que se decide no realizar el diseño por capacidad.

Del análisis se tiene que $V_u = 2.64$.

Entonces para $b=20$ cm y $d=94$ cm, tenemos

$$V_c = (0.85) \times 0.53\sqrt{210} \times 20 \times 94 = 11.75 \text{ ton} \geq V_u$$

$\phi V_c = 12.27 \text{ ton} > V_u$, entonces se colocará estribos mínimos espaciados a 25 cm.

En la figura N°5.15 se puede apreciar el diseño final de la columna.

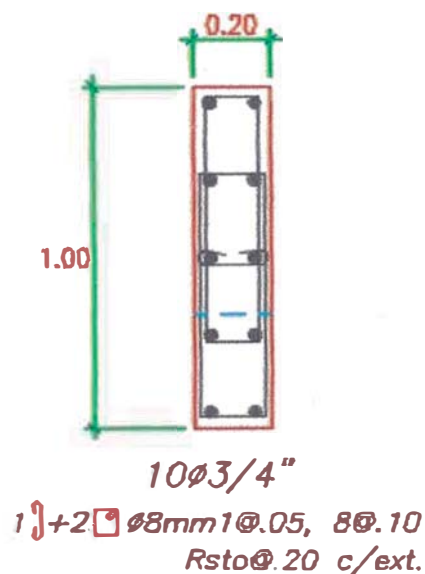


Figura N° 5.15: Diseño de columna C4.

5.9 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

5.9.1 Diseño por flexocompresión

La Norma E.060 de Concreto Armado establece que la cuantía de acero vertical debe cumplir con:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025) > 0.0025$$

En el caso de que $V_u \leq 0.5\Phi V_c$, la cuantía puede ser: $\rho_v \geq 0.0015$

El espaciamiento no excederá de:

- L/5
- 3/t
- 45 cm

La sección de diseño se considerará en la parte inferior del muro, ya que dicha sección por lo general es la de mayor sollicitación.

Para poder construir el diagrama de interacción será necesario realizar un armado tentativo del refuerzo vertical distribuido a lo largo del muro, además de proponer el armado de refuerzo vertical en las cabezas (extremos).

El diseño será adecuado si los diferentes pares P_u y M_u , obtenidos mediante las combinaciones de carga, se ubican dentro del diagrama de interacción generado.

5.9.2 Diseño por corte

Se establece que la cuantía mínima horizontal se determine como: $\rho_h \geq 0.0025$

Si $V_u \leq 0.5\Phi V_c$, la cuantía puede ser: $\rho_h \geq 0.0020$

El espaciamiento no excederá de:

- L/3
- 3/t
- 45 cm

La resistencia a corte estará dada por el aporte del concreto y del acero de refuerzo (acero longitudinal), de tal forma que: $\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$

$$\Phi V_n = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} t.d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) + \frac{\Phi A_v f_y d}{s}$$

Donde:

N_u (kg): Carga axial amplificada.

"L" y "t": Longitud y espesor del muro en centímetros.

"d" : Peralte efectivo

El peralte efectivo puede ser estimado como 0.8L

Con la finalidad de evitar una falla frágil por corte, se realizará el diseño por capacidad, de tal forma que:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Donde:

V_{ua} : Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ua} : Momento flector proveniente del análisis.

M_{ur} : Momento flector teórico (asociado a P_u) que resiste la sección con el refuerzo proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad Φ .

5.9.3 Diseño de Muro de Corte – Placa PL - 01

Se presenta el diseño de la placa PL-01 correspondiente al primer piso.

En el cuadro N°5.7 se muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento (cargas últimas) calculados en la base de la placa del primer piso.

Cuadro N° 5.7: Combinaciones de carga

Combinaciones	PL-01		
	Pu(tn)	Mu ₂₋₂ (tn -m)	Mu ₃₋₃ (tn -m)
1.4 M + 1.7 V	115.34	2.102	1.18
1.25 (M+V) ± S _x	65.38	1.103	32.482
1.25 (M+V) ± S _y	59.39	1.286	2.455
0.9 M ± S _x	37.09	0.367	32.666
0.9 M ± S _y	31.11	0.55	2.147

Fuente: Propia

Se puede ver en el cuadro N°5.7 que las solicitaciones sísmicas en la dirección paralela a la fachada (M₃₃) son importantes.

La figura N°5.16 muestra la sección reforzada de la placa PL-02 y en la figura N°5.17 y N°5.18 se muestra el diagrama de interacción generado.

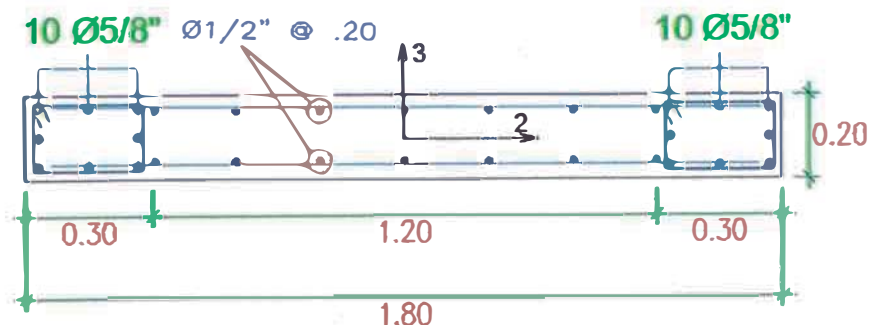


Figura N° 5.16: Diseño de la placa PL-01.

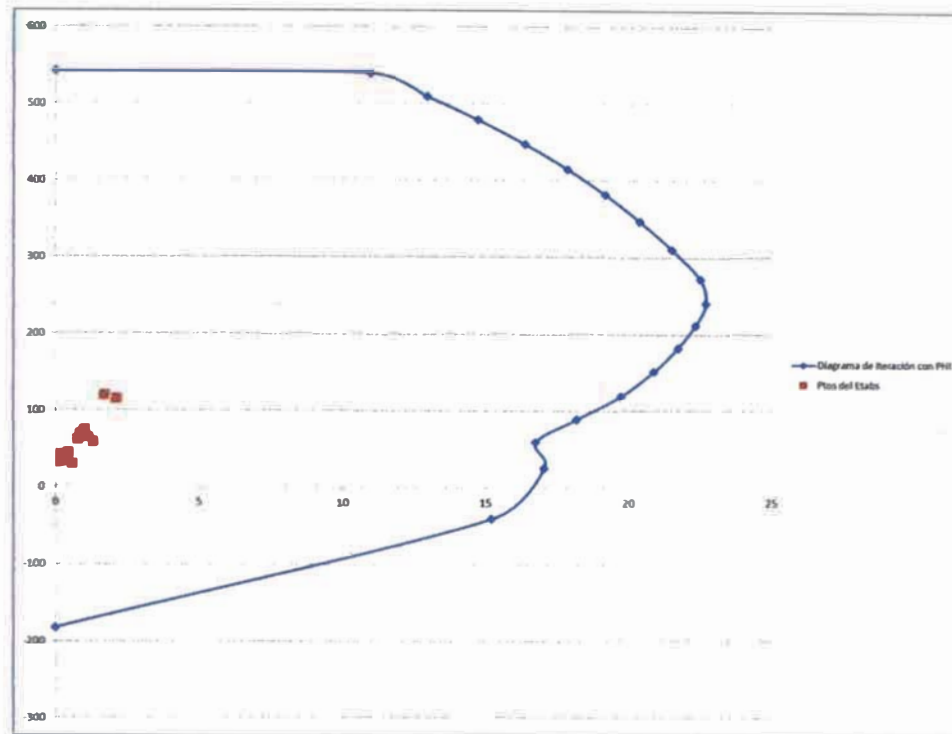


Figura N° 5.17: Diagrama de interacción M2-2

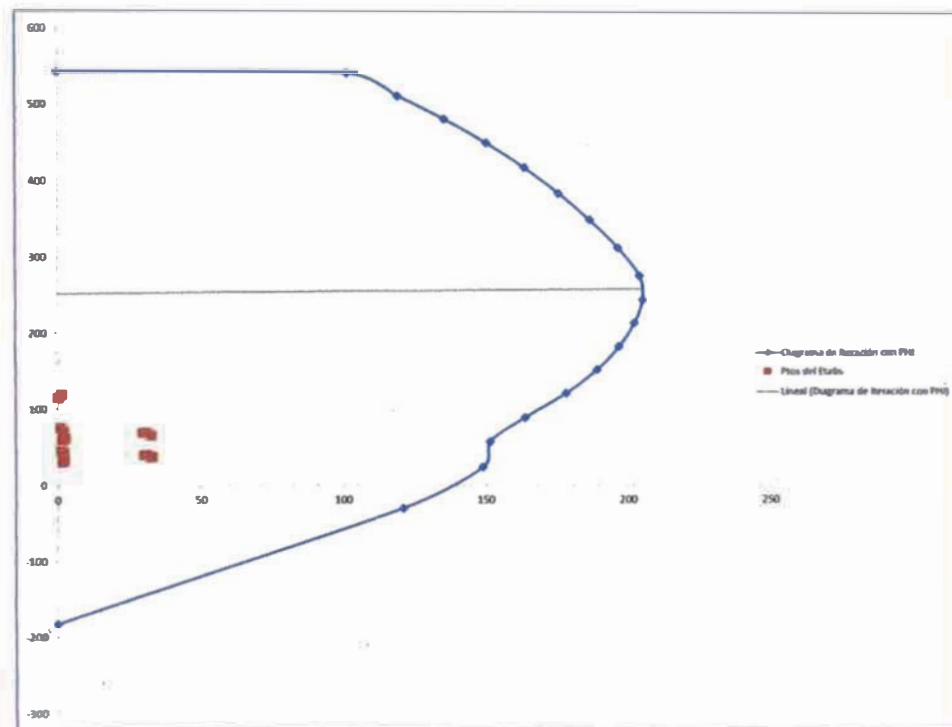


Figura N° 5.18: Diagrama de interacción M3-3

En las figuras N°5.17 y N°5.18. Se puede observar que las cargas últimas se encuentran dentro y cerca del diagrama de interacción, por lo que se concluye es un buen diseño.

Para el diseño por corte, del análisis se tiene $V_{ua} = 4 \text{ ton.m}$, según Norma E.60

Concreto Armado, se debe cumplir que : $V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$

Para $P_u = 37.09 \text{ ton}$ se tiene el máximo M_{ur} asociado, que es 220 ton.m , y

$M_{ua} = 32.660 \text{ ton}$, entonces:

$$V_u \geq 4 \left(\frac{220}{32.6} \right) = 27 \text{ ton}$$

Para $t = 20 \text{ cm}$, $d = 0.8 \times 180 = 144 \text{ cm}$, se tiene:

$$\phi V_c = (0.85)(0.53) \sqrt{(210)(20)(144)(1 + 0.0071(37090/7500))} = 19.46 \text{ ton}$$

$$V_s = \left(\frac{27}{0.85} \right) - 22.9 = 8.87 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 (4200)(144)}{8870} = 90 \text{ cm}$$

El refuerzo horizontal mínimo es $A_{s \text{ min}} = 0.0025(100)20 = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Se armará en ambas caras del muro con estribos de 3/8" espaciados cada 20 cm, tal como se muestra en la figura N°5.16

5.10 DISEÑO DE CIMENTACIONES

El diseño de la cimentación debe garantizar que no se exceda la capacidad portante del suelo, evitar que se produzcan asentamientos diferenciales y que la resistencia de los elementos sea mayor o igual a las solicitaciones últimas.

Para efectos de la presente tesis, la capacidad admisible (Q_A) es 2.15 kg/cm², con una profundidad mínima de cimentación de 1.5 m.

Las zapatas se dimensionaron trabajando con cargas de gravedad y de sismo, verificando que la presión ejercida sobre el terreno sea menor a la admisible. Para calcular la presión sobre el terreno se asumió una distribución lineal de presiones, por lo tanto el esfuerzo será determinado por:

$$\delta = \frac{P}{A} \pm \frac{MY}{I}$$

5.10.1 Diseño por corte

Debido a que en las zapatas no se coloca acero de refuerzo por corte, se debe elegir un peralte adecuado, de forma tal que el concreto sea capaz de soportar los esfuerzos por corte y punzonamiento ($\Phi V_c \geq V_u$).

Corte simple: La fuerza cortante será calculada a una distancia "d" de la cara de la columna, la resistencia del concreto será: $\Phi V_c = 0.85(0.53)(\sqrt{f'_c}) b.d$

Corte doble o punzonamiento: Se determina en una sección perimetral ubicada a d/2 de la cara de la columna. La resistencia del concreto se puede calcular como:

$$\Phi V_s = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \sqrt{210} b.d$$

5.10.2 Diseño por Flexión

Se asumirá una cuantía mínima (0.0018) similar al de las losas macizas.

El diseño se realizará a la cara del elemento vertical.

5.10.3 Diseño zapata aislada – Z-3

En la figura N°5.19 se muestra el diseño de la zapata de la placa PL-01 (20 cm x 180 cm).

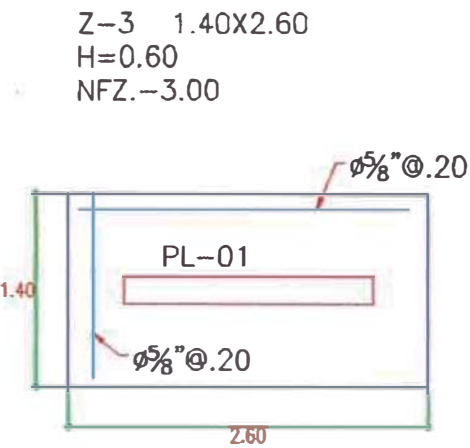


Figura N° 5.19: Armado zapata aislada Z-3.

Para el predimensionamiento se utilizó una carga axial $P = 48.8$ ton y un momento flector de 3.45 ton.m (provenientes de la placa). Realizando el análisis bajo las cargas mencionadas, se obtiene un esfuerzo máximo de 1.68 Kgf/cm², por lo tanto, se verifica que la presión actuante es menor que la capacidad portante del terreno.

En la figura N°5.20 se verifica que las dimensiones iniciales cumplen con soportar las presiones ejercidas por el terreno a la zapata, verificando que la máxima presión es $1.685 < 2.5$ kg/cm²

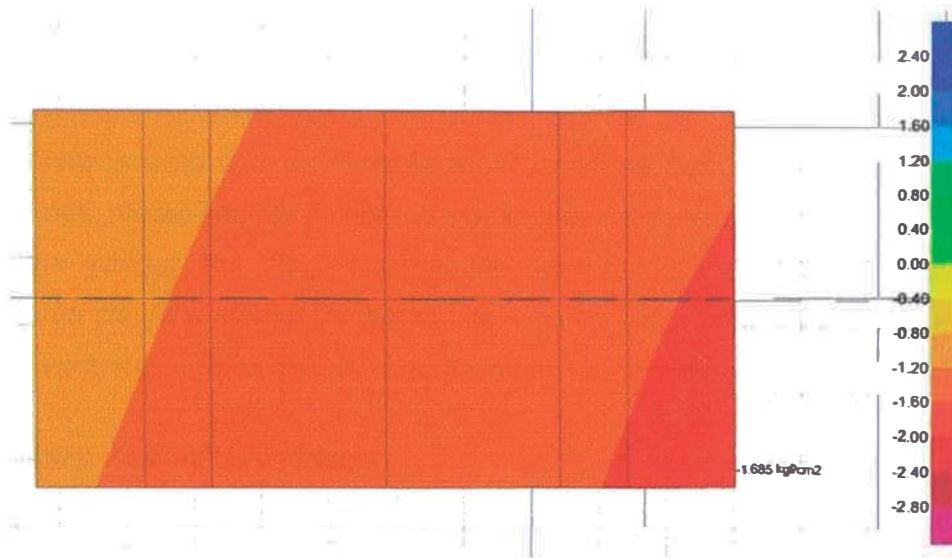


Figura N° 5.20: Presiones de suelo

Se asignó un peralte de 0.60 m para poder cumplir con el diseño por punzonamiento, logrando de esta forma que la resistencia del concreto sea 221 ton.

Como se ve en la figura N°5.21 en la relación cortante máximo con capacidad que brinda el concreto tiene que ser menor que 1.0.



Figura N° 5.21: Relación de punzonamiento en la zapata Z-3

5.11 ZAPATAS CONECTADAS

Es la cimentación más usada cuando se requiere reducir las excentricidades. Se recurre a este tipo de cimentación cuando se tiene elementos verticales (columnas, placas) en los límites de propiedad, causando grandes esfuerzos en el borde exterior. Por ello, es necesario conectar la zapata externa con una zapata de columna interior mediante una viga de cimentación, logrando de esta forma controlar el giro que se produce en la zapata exterior.

El proceso de diseño consiste en:

- Predimensionar la zapata asumiendo un esfuerzo uniforme del terreno.
- Para efecto de diseño en concreto armado, se diseñará como una zapata aislada.
- Se diseñará la viga con el momento generado por la excentricidad.

5.11.1 Diseño por Flexión

Para representar de forma adecuada la interacción de la zapata y las vigas de cimentación, es necesario crear un modelo en dos dimensiones y realizar el análisis mediante elementos finitos.

A partir del D.M.F., generado en el modelo, se decidirá colocar el refuerzo superior e inferior. La cuantía mínima será 0.0018.

5.11.2 Zapata conectada – eje 6

Para los cálculos de dimensionamiento se determinó el coeficiente de balasto 4 Kg/cm³, Las vigas de cimentación estarán sometidas a grandes momentos, por ello se asigna una sección de 25x80 cm.

Se crea un modelo en dos dimensiones y se realizará el análisis mediante elementos finitos. Respecto al modelo es preciso señalar:

- Las placas fueron modeladas como apoyos de la zapata
- La carga correspondiente a la amplificación del esfuerzo del terreno se aplicó directamente sobre las zapata.

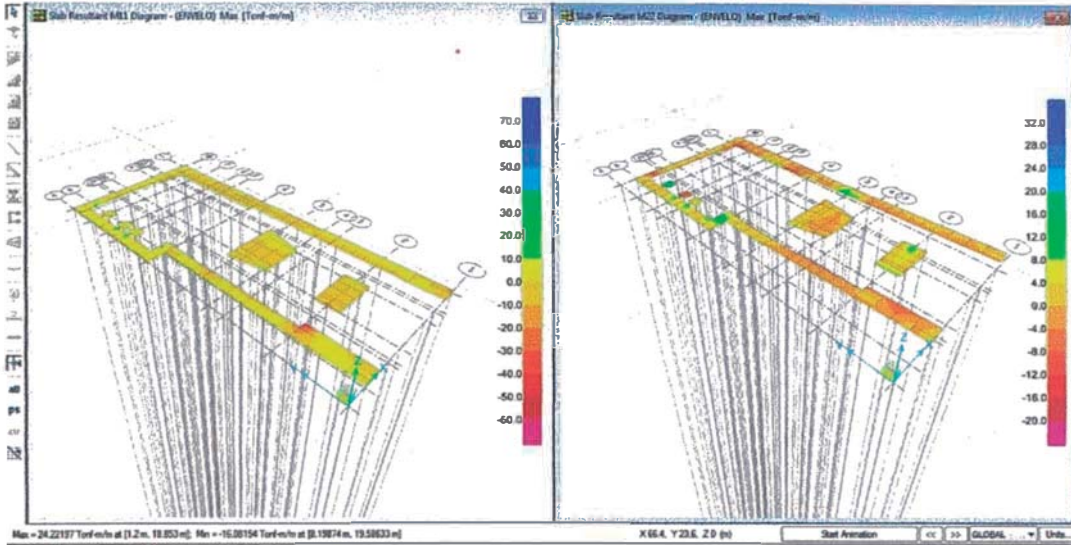


Figura N° 5.22: D.M.F. en ambas direcciones

A partir de las fuerzas obtenidas del D.M.F. (figura N°5.22) se realiza el diseño a flexión, se decide colocar refuerzo superior e inferior, el mismo que se presenta en la figura.

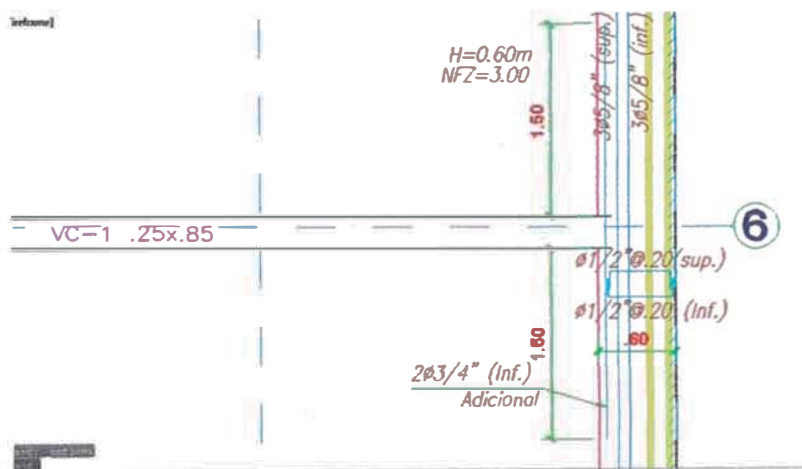


Figura N° 5.23: Diseño de la zapata conectada ubicada en el eje H

Debido a la longitud considerable de la zapata en análisis, no será necesario realizar la verificación de resistencia por cortante ni punzonamiento.

5.11.3 Diseño viga de cimentación - VC-1

Se trabajará con el mismo modelo creado anteriormente descrito, obteniéndose para la viga de cimentación (VC-1) el siguiente D.M.F. mostrado en la figura N°5.24 y el diagrama de fuerza cortante mostrado en la figura N°5.25.

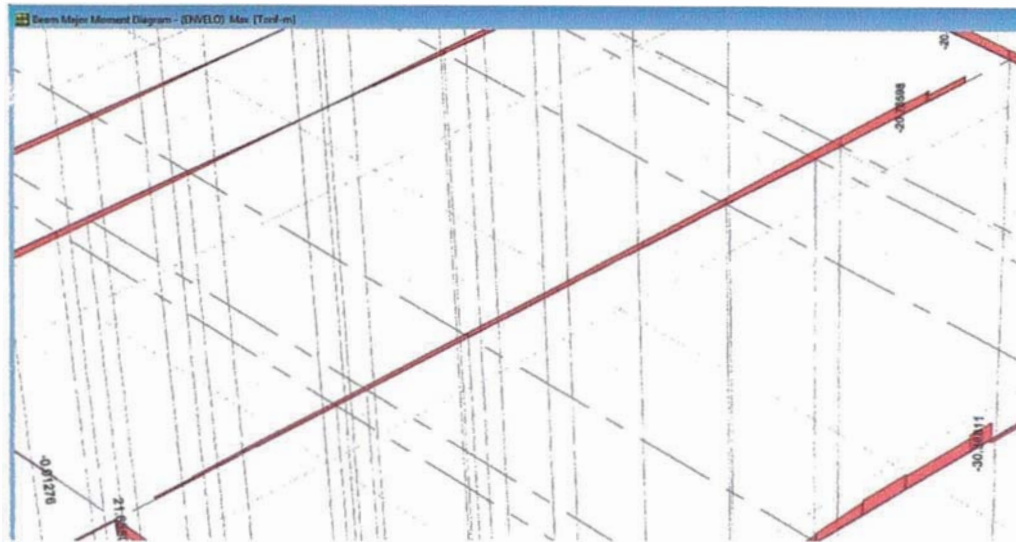


Figura N° 5.24: D.M.F. de la viga de cimentación (VC-04) ubicado en el eje 5

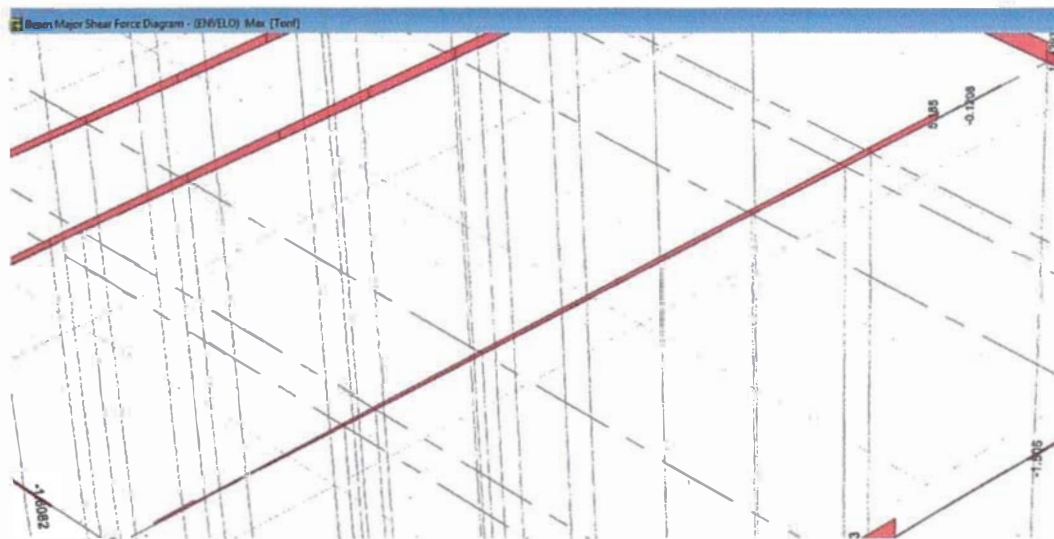


Figura N° 5.25: D.F.C. de la viga de cimentación (VC-04) ubicado en el eje 5

En la figura N°5.26 se muestra la disposición del refuerzo colocado tanto por flexión como por corte.

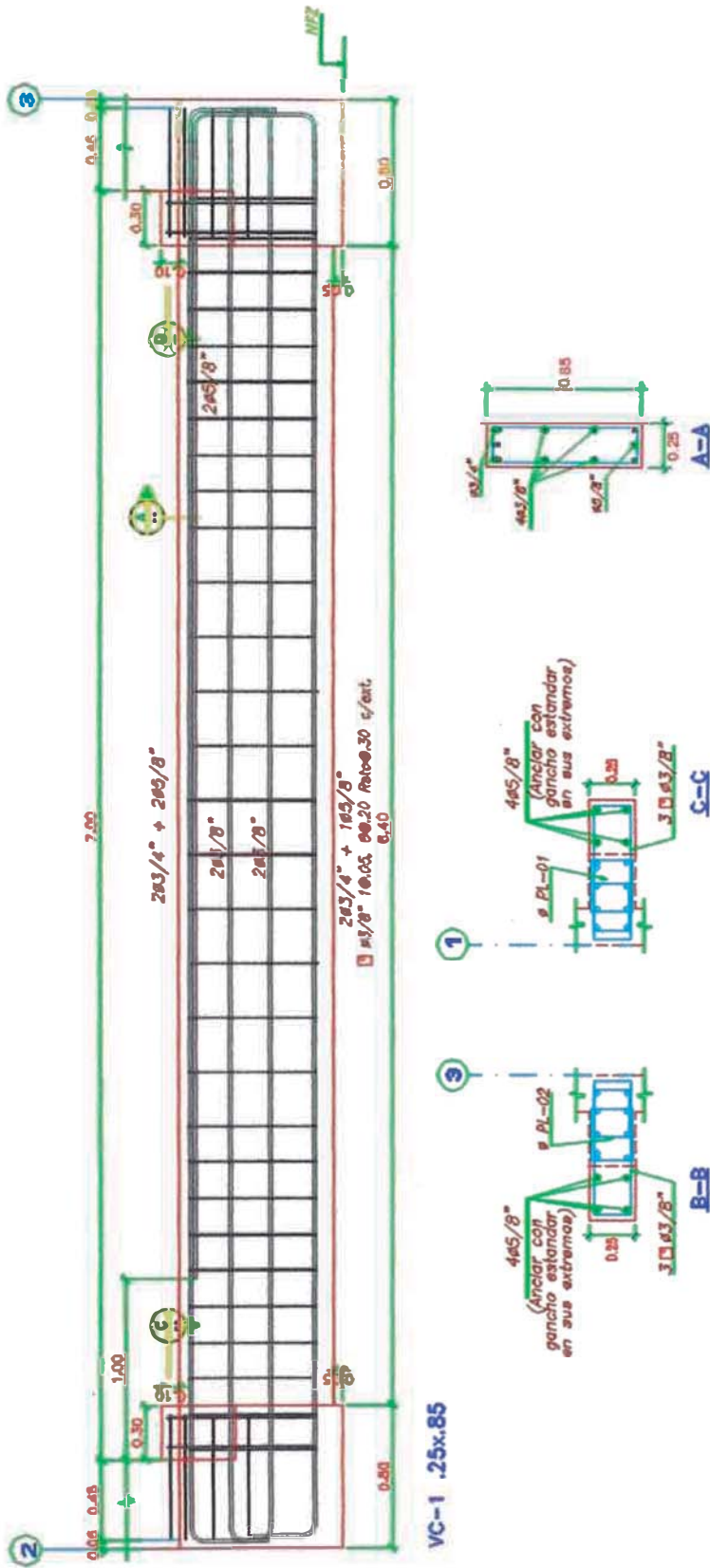


Figura N° 5.26: Diseño viga VC-1

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES:

El objetivo planteado para el diseño del edificio multifamiliar de 6 niveles es lograr una respuesta adecuada ante sollicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo así con las disposiciones mínimas dadas por las normas técnicas peruanas.

En la dirección perpendicular a la fachada el sistema estructural está conformado netamente en gran parte por muros, los cuales ayudan a tomar la totalidad de la fuerza sísmica. En la dirección paralela a la fachada se tiene muros y pórticos. Luego del análisis se comprueba que en esta dirección los muros y pórticos toman aproximadamente el 90% y 10% del esfuerzo por corte.

Los valores de deriva obtenidos fueron de 5.82 ‰ y 2.21 ‰ para la dirección paralela (X) y perpendicular (Y) a la fachada respectivamente, cumpliendo con la exigencia de la Norma E.030. El desplazamiento máximo calculado en la azotea fue de 7.2 cm en la dirección "X" y 3 cm en la dirección "Y". Tanto los valores de la deriva como el del desplazamiento máximo de la azotea indican que se logró un edificio con buena rigidez.

En la mayoría de vigas, las cargas de gravedad gobernaron el diseño. El sistema de losas da como resultado un buen comportamiento frente a un sismo, así como mayor productividad y facilidad en el proceso constructivo

El refuerzo mínimo por corte en las placas en la dirección XX fue suficiente para cumplir con los requisitos de ductilidad demandado en el diseño por capacidad.

6.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda que La estructuración del edificio multifamiliar logre mantener sus desplazamientos máximos bajo los límites permitidos, siguiendo las instrucciones del análisis dinámico regulado por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente

La estructuración y pre - dimensionamiento se realizó siguiendo los criterios aprendidos en los cursos de Análisis Estructural y Concreto Armado, logrando un control adecuado de deflexiones y un armado sin congestión. Confirmando de esta forma que los criterios empleados fueron correctos.

Para corregir las deformaciones de los elementos verticales, producto de la aplicación de cargas, se utilizó dos métodos: La opción del programa ETABS de corrección por proceso constructivo y la propuesta del ACI referente a la restricción de nudos. Los resultados en ambos casos fueron parecidos.

El diseño de los aligerados del edificio multifamiliar de 6 niveles con el sistema de viguetas FIRTH, nos presenta mayores ventajas contra el diseño de un aligerado convencional en cuanto a las altas resistencias a la flexión proporcionadas por su carácter pretensado.

BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Building code Requirements for Structural Concrete ACI-318-05, Farmington Hills, Michigan 2005.

BLANCO BLASCO, ANTONIO, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, libro 2 de la colección de Ingeniero Civil, 2da edición, Lima, 1996-1997,

FIRTH, Manual Técnico: sistemas de losas aligeradas con el sistema Firth.

MORALES MORALES ROBERTO, Diseño en Concreto Armado, Fondo Editorial I.C.G, Lima 2006.