

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 5
PISOS EN MAGDALENA DEL MAR**

Tesis para optar el TÍTULO de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

ALEJANDRO MANUEL AGURTO ARRIAGA

JUAN DIEGO ARANDA YAULIMANGO

ASESOR: JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

Lima, febrero de 2021

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el desarrollo del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos ubicado en el distrito de Magdalena, con un área de terreno de 630 m² y área techada de 2290 m². El suelo típico para la cimentación es gravoso con una capacidad portante de 4 kg/cm².

El presente trabajo se ha dividido en siete partes:

En la primera parte se realizará una descripción general acerca de las características de la edificación a desarrollar, principales materiales de construcción y la normativa a emplear para realizar el análisis y diseño estructural.

En la segunda parte se realizará la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales tales como losas, vigas, columnas y placas.

En la tercera parte se realizará el análisis sísmico de la edificación de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, que abarca el análisis estático y dinámico de la estructura.

En la cuarta parte se realizará el diseño de los elementos estructurales de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado.

En la quinta parte se realizará el diseño estructural de las cimentaciones y escaleras.

En la sexta parte se realizará el metrado y análisis de costos unitarios de la estructura, de modo que se podrán obtener los ratios más incidentes y costo final de la estructura.

Finalmente, se realizará un análisis de tiempo - historia lineal elástico y espectro compatible para evaluar el comportamiento de la estructura ante señales sísmicas reales.

ÍNDICE

1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Objetivos del Proyecto	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto	1
1.3. Descripción de la estructura del Proyecto	2
1.4. Especificaciones técnicas del proyecto	3
1.4.1. Reglamentos.....	3
1.4.2. Cargas de diseño	3
1.4.3. Materiales empleados.....	3
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	5
2.1. Estructuración.....	5
2.2. Predimensionamiento	6
2.2.1. Predimensionamiento de losa aligerada.....	6
2.2.2. Predimensionamiento de losa maciza	7
2.2.3. Predimensionamiento de vigas peraltadas	7
2.2.4. Predimensionamiento de columnas.....	7
3. ANÁLISIS SÍSMICO.....	9
3.1. Generalidades	9
3.2. Análisis Preliminar.....	9
3.2.1. Zonificación	9
3.2.2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	10
3.2.3. Factor de amplificación sísmica.....	11
3.2.4. Categoría de la edificación.....	12
3.2.5. Sistema estructural	12
3.2.6. Configuración estructural.....	12
3.3. Análisis Modal	13
3.3.1. Modelo Computacional.....	14
3.3.2. Análisis de resultados	14
3.4. Análisis Dinámico	15
3.4.1. Aceleración Espectral	15
3.4.2. Desplazamiento de Respuesta.....	17
3.4.3. Verificación torsional del edificio	18

3.5.	Análisis Estático.....	19
3.5.1.	Peso del edificio.....	19
3.5.2.	Fuerza cortante en la base.....	20
3.6.	Fuerza cortante mínima en la base.....	21
3.7.	Junta sísmica.....	22
4.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....	24
4.1.	Diseño de losa aligerada.....	24
4.1.1.	Análisis estructural.....	24
4.1.2.	Diseño por flexión.....	24
4.1.3.	Diseño por corte.....	25
4.1.4.	Control de deflexiones.....	25
4.1.5.	Ejemplo de diseño.....	26
4.2.	Diseño de losa maciza.....	33
4.2.1.	Análisis estructural.....	33
4.2.2.	Diseño por flexión.....	33
4.2.3.	Diseño por corte.....	33
4.2.4.	Ejemplo de diseño.....	34
5.	DISEÑO DE VIGAS.....	36
5.1.	Análisis estructural.....	36
5.2.	Diseño por flexión.....	36
5.3.	Diseño por corte.....	37
5.4.	Control de deflexiones.....	39
5.5.	Control de la fisuración.....	40
5.6.	Longitud de desarrollo del refuerzo para flexión.....	41
5.7.	Empalmes del refuerzo para flexión.....	42
5.8.	Ejemplo de diseño.....	42
6.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	50
6.1.	Análisis estructural.....	50
6.2.	Diseño por flexocompresión.....	50
6.3.	Diseño por corte.....	50
6.4.	Ejemplo de diseño.....	52
7.	DISEÑO DE PLACAS.....	58
7.1.	Análisis estructural.....	58
7.2.	Diseño por flexocompresión.....	58
7.3.	Diseño por corte.....	58

7.4.	Ejemplo de diseño	60
8.	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	67
8.1.	Diseño de zapata aislada	67
8.1.1.	Análisis estructural.....	67
8.1.2.	Dimensionamiento por presión admisible	67
8.1.3.	Verificación de momentos	68
8.1.4.	Reacción amplificada del suelo	69
8.1.5.	Verificación del corte por punzonamiento.....	69
8.1.6.	Verificación del corte por flexión.....	71
8.1.7.	Diseño por flexión.....	71
8.1.8.	Ejemplo de diseño.....	72
8.2.	Diseño de zapata combinada - conectada.....	76
8.2.1.	Análisis estructural.....	76
8.2.2.	Ejemplo de diseño.....	76
9.	DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....	83
9.1.	Diseño de escaleras	83
9.1.1.	Análisis estructural.....	83
9.1.2.	Diseño por flexión.....	83
9.1.3.	Diseño por corte.....	83
9.1.4.	Ejemplo de diseño.....	83
10.	METRADOS Y PRESUPUESTO	88
10.1.	Metrados	88
10.2.	Presupuesto.....	89
11.	TIEMPO - HISTORIA.....	92
11.1.	Análisis tiempo – historia lineal elástico.....	92
11.2.	Análisis tiempo - historia espectro compatible.....	99
11.3.	Análisis y comparación de resultados	102
CONCLUSIONES		105
BIBLIOGRAFÍA		107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.2.1.1 – Espesores recomendados para losas aligeradas	6
Tabla 2.2.2.1 – Espesores recomendados para losas macizas.....	7
Tabla 3.2.1.1 – Factores de zona “Z”.....	10
Tabla 3.2.2.1 - Factor de suelo “S”	11
Tabla 3.2.2.2 - Períodos “Tp” y “TL”	11
Tabla 3.2.5.1 - Sistemas estructurales.....	12
Tabla 3.3.2.1 - Modos de vibración	14
Tabla 3.3.2.1 - Períodos fundamentales.....	15
Tabla 3.4.1.1 - Espectros de diseño en la dirección XX, YY (R=6).....	16
Tabla 3.4.2.1 - Derivas y desplazamientos máximos en la dirección XX	17
Tabla 3.4.2.2 - Derivas y desplazamientos máximos en la dirección YY	17
Tabla 3.4.3.1 - Análisis de la irregularidad torsional en la dirección XX	18
Tabla 3.4.3.2 - Análisis de la irregularidad torsional en la dirección YY	19
Tabla 3.4.3.3 - Centro de masa y rigidez por nivel.....	19
Tabla 3.5.1.1 - Masa por nivel	20
Tabla 3.5.2.1 - Fuerza basal estática en la dirección XX.....	20
Tabla 3.5.2.2 - Fuerza basal estática en la dirección YY.....	20
Tabla 3.5.2.3 - Distribución de fuerzas en la dirección XX	21
Tabla 3.5.2.4 – Distribución de fuerzas en la dirección YY	21
Tabla 3.6.1 - Cortante basal dinámica	21
Tabla 3.6.2 - Cortante basal estática	22
Tabla 3.6.3 - Escalamiento de fuerzas basales.....	22
Tabla 4.1.4.1 - Espesores mínimos para no verificar deflexiones	25
Tabla 4.1.5.1 - Diseño por flexión de la sección positiva del aligerado	28
Tabla 4.1.5.2 - Diseño por flexión de la sección negativa del aligerado	29
Tabla 4.1.5.3 - Diseño por flexión de la sección positiva del aligerado con alternancia de cargas	29
Tabla 4.1.5.4 – Diseño por flexión de la sección negativa del aligerado con alternancia de cargas	30
Tabla 4.1.5.5 - Diseño por cortante del aligerado con alternancia de cargas	30
Tabla 4.1.5.6 - Control de deflexiones del aligerado	31

Tabla 4.2.4.1 - Momentos resultantes de la losa maciza	35
Tabla 4.2.4.2 - Diseño por flexión de la losa maciza.....	35
Tabla 5.4.1 - Espesores mínimos para no verificar deflexiones	40
Tabla 5.7.1 - Empalmes por traslape en tracción.....	42
Tabla 5.8.1 - Diseño por flexión de la viga.....	43
Tabla 5.8.2 – Diseño por corte de la viga	45
Tabla 5.8.3 - Diseño por capacidad de la viga	47
Tabla 5.8.4 - Control de deflexiones de la viga	47
Tabla 5.8.5 - Cálculo del parámetro “Z”	48
Tabla 6.4.1 – Combinaciones de carga de la columna.....	53
Tabla 6.4.2 - Diseño por corte en la dirección XX	55
Tabla 6.4.3 - Diseño por corte en la dirección YY	56
Tabla 7.4.1 - Combinaciones de carga de la placa.....	60
Tabla 7.4.2 - Cálculo del eje neutro	65
Tabla 8.1.8.1 - Cargas actuantes sobre la zapata aislada	72
Tabla 8.2.2.1 - Cargas actuantes sobre la zapata combinada.....	76
Tabla 8.2.2.2 - Esfuerzos sobre el terreno	77
Tabla 8.2.2.3 - Parámetros para la verificación de corte por punzonamiento	78
Tabla 8.2.2.4 - Diseño por flexión de la zapata combinada.....	80
Tabla 8.2.2.5 – Diseño por corte de la viga de conexión.....	81
Tabla 8.2.2.6 – Diseño por flexión de la viga de conexión	82
Tabla 10.1.1 - Metrados.....	88
Tabla 10.1.2 – Ratios de acero.....	89
Tabla 10.1.3 – Ratios y metrados totales	89
Tabla 11.1.1 – Datos y factor de escala del sismo de 1966 (N08E)	92
Tabla 11.1.2 – Datos y factor de escala del sismo de 1966 (N82W).....	93
Tabla 11.1.3 – Datos y factor de escala del sismo de 1970 (N08E)	94
Tabla 11.1.4 – Datos y factor de escala del sismo de 1970 (N82W).....	95
Tabla 11.1.5 – Datos y factor de escala del sismo de 1970 (N08E)	96
Tabla 11.1.6 – Datos y factor de escala del sismo de 1974 (N82W).....	97
Tabla 11.1.7 – Cortantes basales y desplazamientos en la azotea	98
Tabla 11.2.1 – Cortantes basales y desplazamientos en la azotea	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.2.1 - Estacionamiento	2
Figura 1.2.2 – Planta típica	2
Figura 2.1.1 – Estructuración típica	6
Figura 3.2.1.1 – Zonas sísmicas.....	10
Figura 3.3.1.1 – Modelo estructural.....	14
Figura 3.4.1.1 – Espectro de diseño.....	17
Figura 4.1.5.1 – Modelo estructural de la losa aligerada	27
Figura 4.1.5.2 – DFC (tn) de la losa aligerada.....	27
Figura 4.1.5.3 – DMF (tn-m) de la losa aligerada	27
Figura 5.3.1 – Distribución de estribos en vigas de importancia sísmica.....	39
Figura 5.5.1 – Sección transversal de una viga.....	41
Figura 5.8.1 – DFC (tn) de la viga.....	43
Figura 5.8.2 – DMF (tn-m) de la viga.....	43
Figura 5.8.3 – Modelo estructural asociado a la capacidad en los apoyos de la viga.....	46
Figura 5.8.4 – Envolvente de diseño calculada por capacidad	47
Figura 5.8.5 – DMF (tn-m) de la viga bajo cargas de servicio	48
Figura 5.8.6 – Diseño de la viga	49
Figura 6.3.1 – Distribución de estribos en columnas de importancia sísmica.....	52
Figura 6.4.1 – Diagrama de interacción de la columna en la dirección YY	55
Figura 6.4.2 – Diagrama de interacción de la columna en la dirección XX	55
Figura 6.4.3 – Diseño de la columna	57
Figura 7.4.1 – Diagrama de interacción de la placa en la dirección YY	63
Figura 7.4.2 – Diagrama de interacción de la placa en la dirección XX	63
Figura 7.4.3 – Diseño de la placa.....	66
Figura 8.1.4.1 – Distribución de presiones en el suelo	69
Figura 8.1.5.2 – Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento.....	69
Figura 8.1.6.1 – Sección crítica para la verificación del corte por flexión	71
Figura 8.1.8.1 – Diseño de zapata aislada.....	75
Figura 8.2.2.1 – Dimensiones preliminares de la zapata combinada.....	77
Figura 8.2.2.2 – DFC (tn) en ambas direcciones de la zapata combinada.....	79
Figura 8.2.2.3 – DMF (tn-m) en la dirección XX de la zapata combinada	79

Figura 8.2.2.4 – DMF (tn-m) en la dirección YY de la zapata combinada	80
Figura 8.2.2.5 – Diseño de la zapata combinada	81
Figura 8.2.2.6 – DMF (tn-m) de la viga de conexión	82
Figura 8.2.2.6 – Diseño de viga de conexión.....	82
Figura 9.1.4.1 – Modelo estructural de la escalera	85
Figura 9.1.4.2 – DFC (tn) de la escalera.....	85
Figura 9.1.4.3 – DMF (tn-m) de la escalera.....	86
Figura 9.1.4.4 – Diseño de la escalera	87
Figura 11.1.1 – Acelerograma del sismo de 1966 (N08E)	93
Figura 11.1.2 – Acelerograma del sismo de 1966 (N08E) escalado x1.64.....	93
Figura 11.1.3 – Acelerograma del sismo de 1966 (N82W).....	94
Figura 11.1.4 – Acelerograma del sismo de 1966 (N82W) escalado x2.44	94
Figura 11.1.5 – Acelerograma del sismo de 1970 (N08E)	95
Figura 11.1.6 – Acelerograma del sismo de 1970 (N08E) escalado x4.52.....	95
Figura 11.1.7 – Acelerograma del sismo de 1970 (N82W)	96
Figura 11.1.8 – Acelerograma del sismo de 1970 (N82W) escalado x4.21	96
Figura 11.1.9 – Acelerograma del sismo de 1974 (N08E)	97
Figura 11.1.10 – Acelerograma del sismo de 1974 (N08E) escalado x2.47.....	97
Figura 11.1.11 – Acelerograma del sismo de 1974 (N82W)	98
Figura 11.1.12 – Acelerograma del sismo de 1974 (N82W) escalado 2.29	98
Figura 11.2.1 – Acelerograma del sismo de 1966 (N08E) compatible con espectro de la Norma E.030	99
Figura 11.2.2 – Acelerograma del sismo de 1966 (N82W) compatible con espectro de la Norma E.030	100
Figura 11.2.3 – Acelerograma del sismo de 1970 (N08E) compatible con espectro de la Norma E.030.....	100
Figura 11.2.4 – Acelerograma del sismo de 1970 (N82W) compatible con espectro de la Norma E.030	101
Figura 11.2.5 – Acelerograma del sismo de 1974 (N08E) compatible con espectro de la Norma E.030	101
Figura 11.2.6 – Acelerograma del sismo de 1974 (N82W) compatible con espectro de la Norma E.030	102
Figura 11.3.1 – Comparación de cortantes basales en la dirección XX	103
Figura 11.3.2 – Comparación de cortantes basales en la dirección YY	103
Figura 11.3.3 – Comparación de desplazamientos en la azotea en la dirección XX	104
Figura 11.3.4 – Comparación de desplazamientos en la azotea en la dirección YY	104

CAPÍTULO 1

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. Objetivos del Proyecto

Objetivo general: Realizar el análisis estructural y diseño en concreto armado de un edificio de cinco niveles destinado para viviendas.

Objetivos específicos: Determinar el comportamiento elástico de la estructura frente a los sismos de los años 1966, 1970 y 1974.

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

El Proyecto Residencial San Pablo es una edificación de viviendas multifamiliares que consta de cinco niveles. En el primer piso se encuentran los 19 estacionamientos y la recepción del edificio.

El segundo nivel está comprendido por cuatro departamentos simples (Dptos. 201, 202, 204 y 205) y el primer piso del departamento dúplex (Dpto. 203). Los departamentos simples poseen la misma distribución: sala, comedor, cocina, lavandería, tres dormitorios, dos baños y una terraza, mientras que el primer piso del dúplex cuenta con una sala-comedor, cocina, lavandería y un baño.

El tercer nivel está comprendido por cuatro departamentos simples (Dptos. 301, 302, 304 y 305) y el segundo piso del departamento dúplex 203. Los departamentos simples poseen la misma distribución que los del segundo nivel, mientras que en el segundo piso del departamento dúplex (Dpto. 203) cuenta con un dormitorio, un walking closet y un baño.

El cuarto y quinto nivel tienen la misma distribución del segundo y tercer nivel, respectivamente. En total, el edificio cuenta con 16 departamentos simples y 2 departamentos dúplex.

Para la circulación vertical, el edificio cuenta con un ascensor y una escalera principal, además cada departamento dúplex cuenta con su propia escalera interna.

En las siguientes figuras se puede observar el estacionamiento y la planta típica de la edificación.

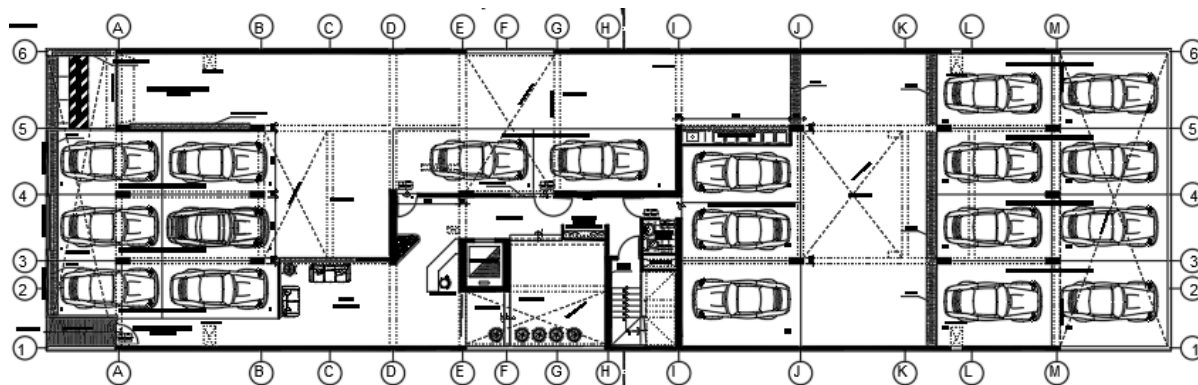


Figura 1.2.1 - Estacionamiento

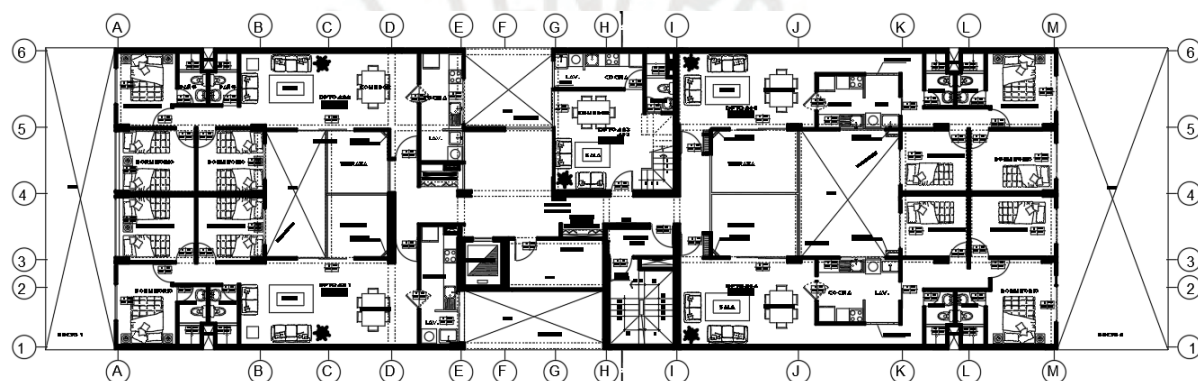


Figura 1.2.2 – Planta típica

- El diseño será en concreto armado con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- El sistema estructural consiste en muros de corte junto con pórticos conformados por vigas y columnas, las losas serán macizas y aligeradas con viguetas convencionales.
- Los tabiques serán de albañilería maciza.
- La capacidad portante del suelo se asumió en 4 kg/cm^2 .
- Para realizar el análisis y diseño de este proyecto se emplea el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.3. Descripción de la estructura del Proyecto

El proyecto está ubicado en el distrito de Magdalena del Mar, Lima. Se utilizará un sistema estructural de muros de concreto armado y pórticos, la profundidad de cimentación mínima

de 1.20 m. en un suelo gravoso con una capacidad portante de 4 kg/cm², característico de la ciudad de Lima.

El área techada de cada nivel es de aproximadamente 460 m² con una altura de 2.60 m, para esto proyecto no se ha considerado sótanos.

1.4. Especificaciones técnicas del proyecto

1.4.1. Reglamentos

Este proyecto se realizó bajo la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones, y las normas empleadas fueron las siguientes:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.060 Concreto Armado

1.4.2. Cargas de diseño

- Carga Muerta (CM)

Se le denomina carga muerta a las cargas permanentes que no varían en el tiempo, como el peso propio del edificio y los acabados.

- Carga Viva (CV)

Considera al peso de las personas ocupantes, muebles, materiales, y todas aquellas cargas que pueden variar en el tiempo.

- Carga Sismo (CS)

Cargas que se generan en la estructura por la demanda sísmica de los terremotos.

1.4.3. Materiales empleados

A continuación, se muestran las principales características de los materiales utilizados para el diseño de esta edificación:

- Concreto

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

Módulo de elasticidad: $E = 15000 \sqrt{210} = 217000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

- Acero de refuerzo

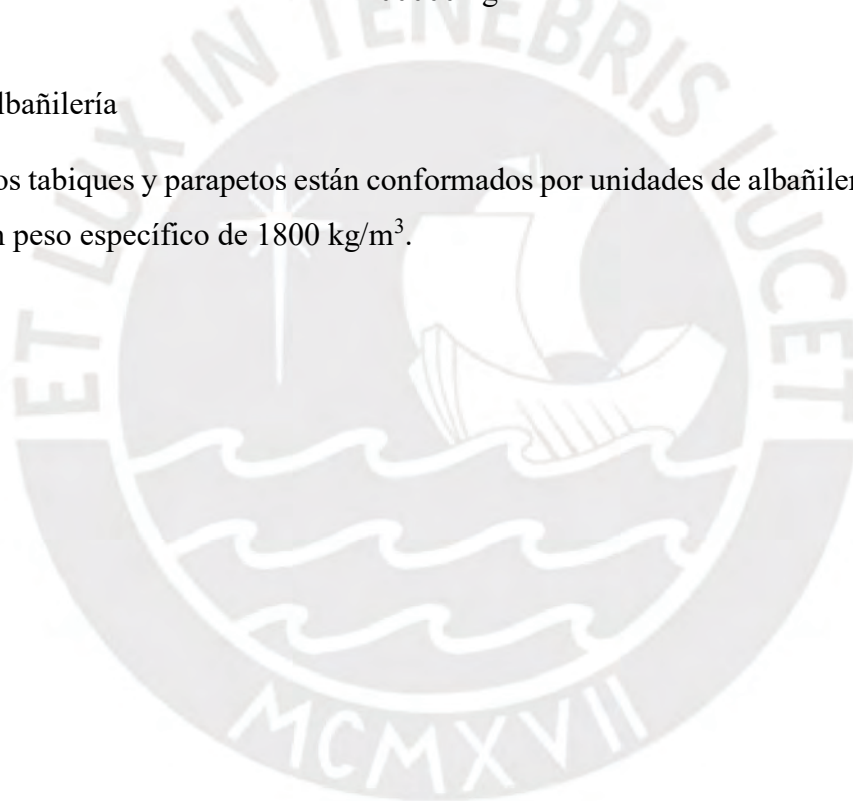
El acero de refuerzo a utilizar será acero corrugado grado 60, según la norma ASTM A615.

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

- Albañilería

Los tabiques y parapetos están conformados por unidades de albañilería maciza con un peso específico de 1800 kg/m^3 .



CAPITULO 2

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Estructuración

La estructuración consiste en buscar un buen comportamiento de la estructura frente a un sismo, por ello la estructuración debe ser lo más simple posible, los criterios que nos brinda la norma E. 030 Diseño Sismorresistente son los siguientes: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, diafragma rígido, rigidez lateral, entre otras, todos estos criterios deben ser acompañados con una buena práctica constructiva y una inspección estructural rigurosa.

El proceso de estructuración inicia con los planos de arquitectura del proyecto, siguiendo los criterios descritos anteriormente se busca no alterar en gran medida la arquitectura dada, por lo que la ubicación de los elementos estructurales debe respetar las áreas libres que indica la arquitectura.

Las losas serán de tipo aligerado convencional en los paños que posean una geometría rectangular y una luz no muy larga, para los paños que se encuentran en la zona intermedia del edificio se utilizarán losas macizas.

Las vigas chatas se utilizarán para cargar los tabiques que se encuentren orientados de manera paralela a las viguetas en las losas aligeradas.

Las placas o muros de corte serán ubicados donde la configuración de arquitectura lo permita y tendrán espesores variables. Los muros no estructurales como los tabiques no forman parte del sistema estructural y solo se considerará su peso para el análisis sísmico.

En la siguiente figura se muestra el plano de estructuración del piso típico.

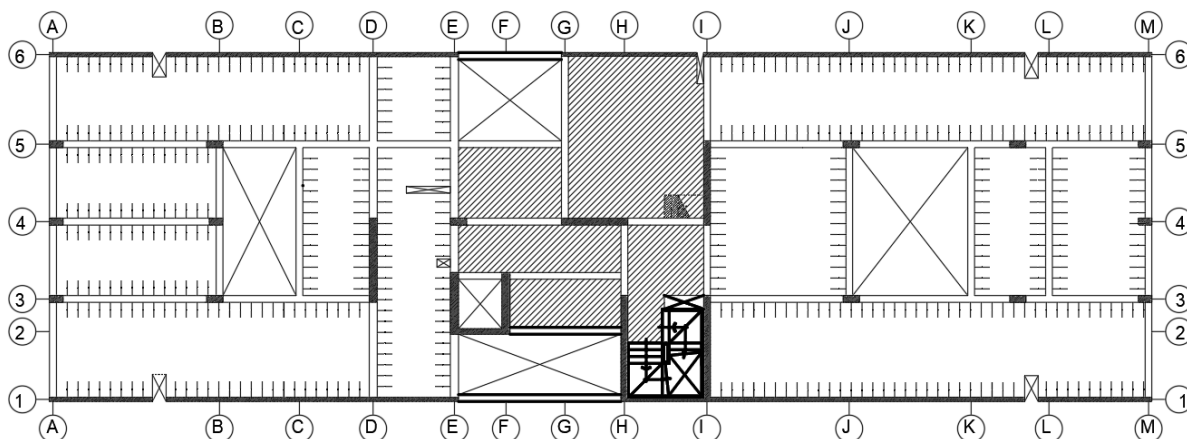


Figura 2.1.1 – Estructuración típica

2.2. Predimensionamiento

El predimensionamiento consiste en determinar dimensiones tentativas para los elementos estructurales según recomendaciones basadas en la experiencia y la práctica a través de los años, estas dimensiones halladas en esta primera instancia deberán ser corroboradas más adelante para el diseño final. Para el predimensionamiento de los elementos estructurales de este proyecto se tomó en cuenta las recomendaciones del libro *“Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”* del Ing. Antonio Blanco B.

2.2.1. Predimensionamiento de losa aligerada

Para establecer el espesor (h) que tendrá la losa aligerada, se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones, las cuales son válidas siempre y cuando las sobrecargas máximas sean de 300 a 350 kg/m².

Tabla 2.2.1.1 – Espesores recomendados para losas aligeradas

Luces de losas aligeradas (L)	Espesor (h)
L < 4 m	17 cm
4 < L < 5.5 m	20 cm
5 < L < 6.5 m	25 cm
6 < L < 7.5 m	30 cm

Como nuestras luces se encuentran entre 4 y 5.5 m en todos los paños y la sobrecarga para un edificio destinado a viviendas es 200 kg/m², según la Norma E.020 Cargas, se optará por un espesor de 20 cm.

2.2.2. Predimensionamiento de losa maciza

Las losas macizas pueden ser dimensionadas teniendo las mismas consideraciones que las losas aligeradas, pero restándole 5 cm al espesor recomendado de estas últimas. Entonces tenemos:

Tabla 2.2.2.1 – Espesores recomendados para losas macizas

Luces de losas macizas (L)	Espesor (h)
L < 4 m	12 cm
4 < L < 5.5 m	15 cm
5 < L < 6.5 m	20 cm
6 < L < 7.5 m	25 cm

Se optará por un espesor de 20 cm para uniformizar el espesor de las losas (tanto aligeradas como macizas) en toda la planta.

2.2.3. Predimensionamiento de vigas peraltadas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) de 1/10 a 1/12 de la luz libre de estas, es recomendable que el ancho de las vigas que forman parte de pórticos sea 25 cm. Para este proyecto se optó por vigas de 0.25x0.50 m y 0.30x0.50 m debido a que no se tiene luces mayores a 6 m.

2.2.4. Predimensionamiento de columnas

Para esta edificación que cuenta con una cantidad de placas importantes que se encargarán de absorber casi la totalidad de la demanda sísmica, las columnas se dimensionan teniendo en cuenta, principalmente, las cargas axiales que reciben.

$$Area\ de\ la\ columna = \frac{P_{servicio}}{0.45x f'_c}$$

Donde:

- $P_{servicio}$ = Carga debido al área tributaria de cada columna
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto

Para realizar el metrado se asumió una carga de 1 tn/m^2 , que es lo usual para edificio de viviendas.

C1: Las columnas exteriores tienen áreas tributarias alrededor de 9.54 m^2 , por lo tanto, una carga axial de 9.54 tn por piso y 48 tn en total. Entonces el área de la columna será:

$$Area\ bruta = \frac{P_{servicio}}{0.45xf'_c} = \frac{48 * 1000}{0.45 * 210} = 508 \text{ cm}^2$$

Se optará por colocar una sección un poco mayor al área bruta necesaria. Entonces la columna C1 tendrá una sección de $0.25 \times 0.50 \text{ m}$

C2: Las columnas interiores tienen áreas tributarias alrededor de 16.54 m^2 , por lo tanto, una carga axial de 16.54 tn por piso y 83 tn en total. Entonces el área de la columna será:

$$Area\ bruta = \frac{P_{servicio}}{0.45xf'_c} = \frac{83 * 1000}{0.45 * 210} = 879 \text{ cm}^2$$

Se optará por una sección un poco mayor a la requerida. Entonces la columna C2 tendrá una sección de $0.25 \times 0.60 \text{ m}$.

2.2.5. Predimensionamiento de muros de corte

Las placas son elementos que tienen como principal función absorber las fuerzas laterales de sismo, por lo que el número de placas colocados debe ser el necesario para otorgar rigidez suficiente a la estructura.

Como método rápido y aproximado de predimensionamiento, se puede calcular la fuerza cortante basal del edificio, por el método estático (comúnmente llamado sismo estático), y colocar una cantidad de placas que sea capaz de tomar en su totalidad estas fuerzas.

Para esta estructura en particular, se ha considerado placas en las direcciones “X” e “Y” con los siguientes espesores: 15 cm , 25 cm y 30 cm .

CAPÍTULO 3

3. ANÁLISIS SÍSMICO

El Perú está ubicado en una zona sísmica, por lo que es necesario analizar el comportamiento que tendrá la estructura durante un sismo, en el cual se deben controlar los desplazamientos laterales que son los que causan mayor daño a la estructura, de esta manera se debe controlar dichos desplazamientos cumpliendo los requerimientos de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

3.1. Generalidades

La filosofía del diseño Sismorresistente, la cual se describe en el Artículo 3 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, consiste en:

- Evitar pérdida de vidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

Los principales principios que debe cumplir una edificación en cuanto al diseño Sismorresistente son:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables.

3.2. Análisis Preliminar

3.2.1. Zonificación

El artículo 10 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente divide al territorio nacional en cuatro zonas, basado en la distribución espacial de la sismicidad observada, las

características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral.



Figura 3.2.1.1 – Zonas sísmicas

Tomado de Norma E.060 Diseño Sismorresistente (2018)

A cada una de estas zonas le corresponde un factor Z que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Tabla 3.2.1.1 – Factores de zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Tomado de Norma E.060 Diseño Sismorresistente (2018)

Para nuestro caso, el edificio se encuentra ubicado en Magdalena del Mar, Departamento de Lima, por lo que le corresponde un factor $Z = 0.45$.

3.2.2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Para efectos del análisis sísmico, el artículo 12.1.4 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del

suelo y la velocidad de propagación de las ondas de corte. A cada suelo le corresponde un factor de amplificación “S” y los valores “T_P” y “T_L”.

Tabla 3.2.2.1 - Factor de suelo “S”

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA/SUELO	S ₀	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tomado de Norma E.060 Diseño Sismorresistente (2018)

Tabla 3.2.2.2 - Períodos “T_P” y “T_L”

PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S1	S2	S3
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Tomado de Norma E.060 Diseño Sismorresistente (2018)

Para nuestro caso al estar en una zona Z4 y contar con un perfil de suelo S1 nos corresponde un factor S de 1.00 y por consiguiente los valores de: T_P = 0.4 y T_L = 2.5

3.2.3. Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica “C” refiere la amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. El artículo 14 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente define este factor con las siguientes expresiones:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_l}\right)$$

$$T > T_l \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right)$$

Donde T es el periodo fundamental de la estructura, el cual se establecerá en el análisis modal.

3.2.4. Categoría de la edificación

La tabla N° 5 del artículo 15 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente define el factor de uso “U” según la clasificación de la edificación, pudiendo ser edificaciones esenciales, importantes, comunes o temporales. Según las condiciones descritas en este artículo, el edificio en estudio se clasificó como una edificación común categoría C al cual le corresponde un factor de uso $U = 1.00$

3.2.5. Sistema estructural

El artículo 18 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, nos dice que los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis.

Tabla 3.2.5.1 - Sistemas estructurales

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción (R_o)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Tomado de Norma E.060 Diseño Sismorresistente (2018)

Para nuestra edificación, según la estructuración realizada anteriormente, observamos predominancia de placas o muros estructurales en ambos sentidos, por lo tanto, el factor de reducción será $R = 6$ en ambas direcciones de análisis.

3.2.6. Configuración estructural

La estructura debe ser clasificada como regular o irregular para poder realizar un análisis considerando un valor para el factor de reducción (R) adecuado, a continuación, se procede

a verificar si el edificio cuenta con alguna irregularidad establecida en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

- **Piso Blando:** no presenta esta irregularidad, debido a que el edificio cuenta con elementos estructurales verticales continuos, además se cuenta con una altura constante en los cinco pisos.
- **Irregularidad de Masa:** al tener pisos típicos, la masa es la misma de un piso a otro, con lo cual se descarta esta irregularidad.
- **Irregularidad Geométrica Vertical:** la edificación cuenta con una geometría vertical continua, por lo que se descarta esta irregularidad.
- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:** no existe desalineamiento de los elementos verticales, pues no hay cambios de orientación ni un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la dimensión del elemento, por lo que se descarta esta irregularidad.
- **Discontinuidad de Diafragma:** el edificio cuenta áreas libres, pero estas no superan el 50% del área bruta del diafragma, por ello se descarta esta irregularidad.
- **Esquinas entrantes:** viendo la geometría en planta de la edificación se puede observar, a simple vista, que el edificio cuenta con esquinas de gran pronunciamiento, por lo que se decidió cerrar con vigas esas zonas para controlar esta irregularidad.
- **Irregularidad Torsional:** esta irregularidad se verificará después del análisis, por lo que se explicará posteriormente la existencia o no de esta irregularidad.

El edificio es regular, por lo que el coeficiente de Reducción (R) no se verá afectado.

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$$R = 6 \times 1 \times 1 = 6$$

Para el análisis inicial se considerará un factor **R de 6**.

3.3. Análisis Modal

Previo a realizar el análisis dinámico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales.

3.3.1. Modelo Computacional

Para realizar el análisis y posterior diseño del edificio se utilizó el software ETABS v18.1.1 de Computers and Structures Inc, en el cual también se realizó el análisis modal y dinámico de la estructura, para este modelo se tuvo las siguientes consideraciones:

- Se le asignó a cada piso un diafragma rígido con tres grados de libertad por nivel, se tendrá, entonces, 5 diafragmas y 15 modos en total.
- Debido a que el edificio se encuentra en una zona con una buena capacidad portante, se empotraron todos los elementos verticales a la base.

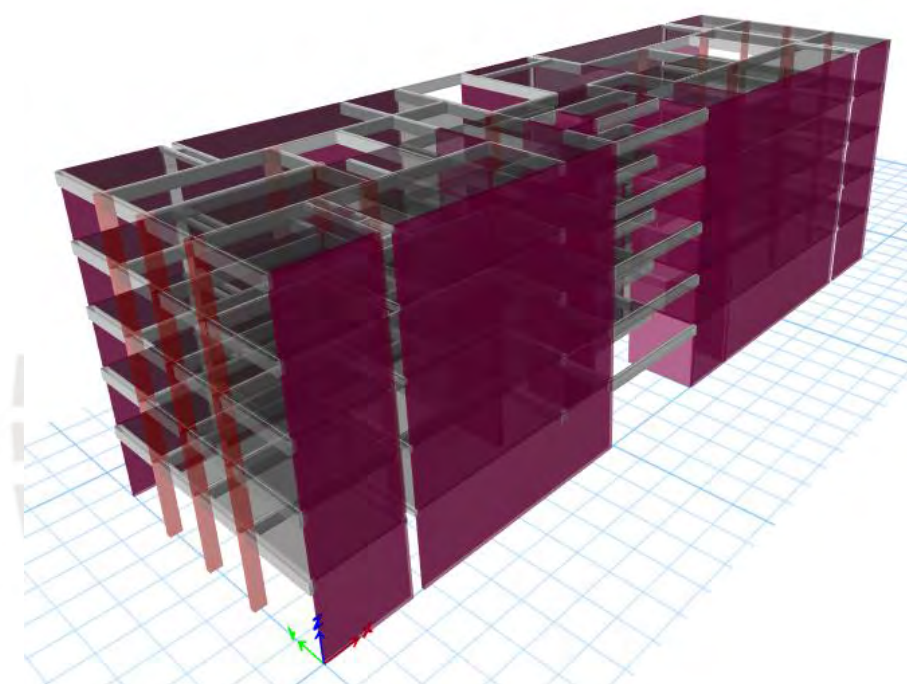


Figura 3.3.1.1 – Modelo estructural

3.3.2. Análisis de resultados

Del análisis modal tenemos los siguientes resultados

Tabla 3.3.2.1 - Modos de vibración

Modo	Periodo (s)	Participación en X-X (%)	Participación en Y-Y (%)
1	0.367	0.13	71.74
2	0.238	1.09	0.91
3	0.121	77.24	0.39
4	0.082	0.09	20.05

5	0.067	0.56	0.35
6	0.038	0.00	4.41
7	0.035	10.95	0.29
8	0.034	5.87	0.33
9	0.026	0.00	0.40
10	0.024	0.00	0.89
11	0.021	0.00	0.03
12	0.019	0.01	0.19
13	0.019	3.13	0.00
14	0.013	0.79	0.00
15	0.011	0.14	0.00

Para el sentido X-X el periodo es de 0.121 s con 77.24% de participación en masa, y para el sentido Y-Y el periodo es de 0.367 s con un 71.74% de participación en masa. Estos resultados son coherentes con la estructuración y geometría que presenta la edificación, ya que se tiene una gran cantidad de placas en la dirección X-X por lo que tiene un periodo menor que en Y-Y, donde la presencia de placas es menor.

Tabla 3.3.2.1 - Periodos fundamentales

Dirección	Periodo T (s)
X-X	0.121
Y-Y	0.367

Con los periodos fundamentales calculados determinamos el coeficiente de amplificación sísmica “C” para cada dirección de análisis:

$$T_x = 0.121 \text{ s} < T_p = 0.4 \text{ , por lo que } C_x = 2.50$$

$$T_y = 0.367 \text{ s} < T_p = 0.4 \text{ , por lo que } C_y = 2.50$$

3.4. Análisis Dinámico

3.4.1. Aceleración Espectral

El artículo 29.2 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente indica que, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Reemplazando los valores hallados anteriormente, expresamos S_a en función T definiendo el siguiente espectro:

Tabla 3.4.1.1 - Espectros de diseño en la dirección XX, YY (R=6)

T (s)	S_a (m/s ²)
0	1.88
0.2	1.88
0.4	1.88
0.6	1.25
0.8	0.94
1	0.75
1.4	0.54
1.8	0.42
2.2	0.34
2.6	0.28
3	0.21
3.5	0.15
4	0.12
4.5	0.09
5	0.08
6	0.05
7	0.04
8	0.03
9	0.02
10	0.02

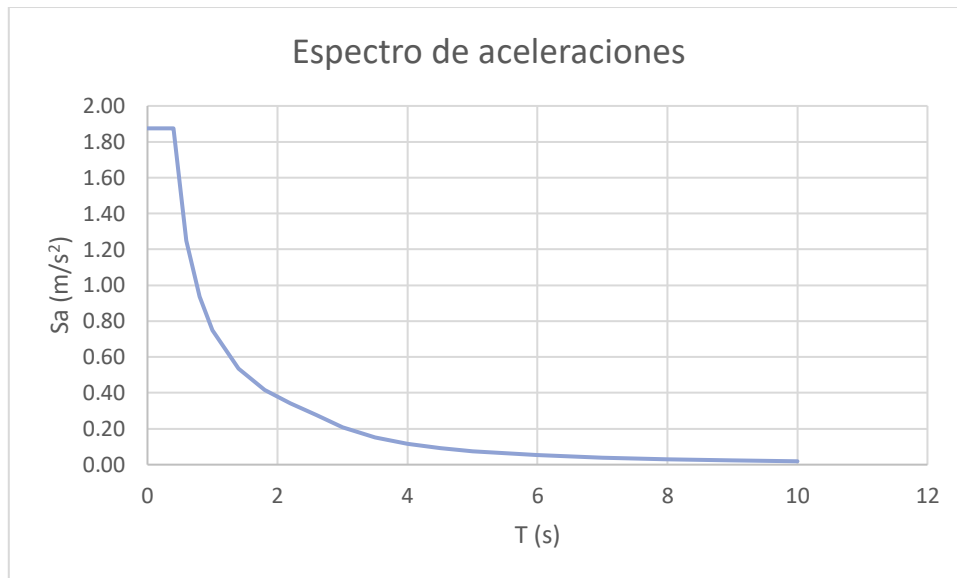


Figura 3.4.1.1 – Espectro de diseño

3.4.2. Desplazamiento de Respuesta

Las derivas inelásticas se obtienen multiplicando las derivas elásticas por un factor de 0.75R (para estructuras regulares), donde R es el factor de reducción.

Tabla 3.4.2.1 - Derivas y desplazamientos máximos en la dirección XX

Nivel	Deriva elástica (‰)	Deriva inelástica (‰)	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento relativo inelástico (cm)	Desplazamiento lateral inelástico (cm)
Piso 1	0.059	0.266	280	0.07	0.07
Piso 2	0.081	0.365	260	0.10	0.17
Piso 3	0.085	0.383	260	0.10	0.27
Piso 4	0.084	0.378	260	0.10	0.37
Azotea	0.078	0.351	260	0.09	0.46

Tabla 3.4.2.2 - Derivas y desplazamientos máximos en la dirección YY

Nivel	Deriva elástica (‰)	Deriva inelástica (‰)	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento relativo inelástico (cm)	Desplazamiento lateral inelástico (cm)
Piso 1	0.400	1.800	280	0.50	0.50
Piso 2	0.790	3.555	260	0.92	1.42
Piso 3	0.985	4.433	260	1.15	2.57
Piso 4	1.060	4.770	260	1.24	3.81

Azotea	1.051	4.730	260	1.23	5.04
--------	-------	-------	-----	------	-------------

De las tablas mostradas observamos que en la dirección X-X la deriva máxima es de 0.383‰; mientras que en la dirección Y-Y la deriva máxima es de 4.770‰. El artículo 32 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece que la deriva máxima para un edificio de concreto armado es de 7‰, por lo que se cumple esta condición.

3.4.3. Verificación torsional del edificio

En el punto 3.2.6 se verificó que la estructura no contaba con ninguna irregularidad en planta ni elevación, por lo que se concluyó que era regular; sin embargo, no se verificó la irregularidad torsional, pues se necesitaba los resultados del análisis dinámico. La Tabla N° 9 del artículo 20 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente especifica que se considerará irregularidad torsional sólo en edificios con diafragmas rígidos en donde el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, es mayor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso, es decir el ratio debe ser mayor a 1.3; en las tabla 3.4.3.1 y 3.4.3.2 se verifica que ningún piso tiene un ratio mayor a 1.3 por lo que se concluye que no hay torsión.

Tabla 3.4.3.1 - Análisis de la irregularidad torsional en la dirección XX

Nivel	Desplazamiento máximo relativo de entrepiso (cm)	Desplazamiento relativo promedio de entrepiso (cm)	Ratio
Piso 1	0.074	0.068	1.086
Piso 2	0.095	0.089	1.062
Piso 3	0.099	0.098	1.016
Piso 4	0.098	0.098	1.001
Azotea	0.091	0.091	1.002

Tabla 3.4.3.2 - Análisis de la irregularidad torsional en la dirección YY

Nivel	Desplazamiento máximo relativo de entrepiso (cm)	Desplazamiento relativo promedio de entrepiso (cm)	Ratio
Piso 1	0.504	0.438	1.150
Piso 2	0.924	0.786	1.176
Piso 3	1.152	0.978	1.179
Piso 4	1.240	1.049	1.182
Azotea	1.230	1.040	1.183

Adicionalmente, se muestra la tabla con el centro de masa y de rigidez por nivel.

Tabla 3.4.3.3 - Centro de masa y rigidez por nivel

Nivel	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	Ex (m)	Ey (m)
Piso 1	20.16	6.21	19.26	6.08	0.90	0.13
Piso 2	20.16	6.22	19.01	5.77	1.15	0.45
Piso 3	20.16	6.22	18.56	5.47	1.60	0.75
Piso 4	20.16	6.22	18.10	5.23	2.06	0.99
Azotea	20.13	6.27	17.77	5.05	2.36	1.22

3.5. Análisis Estático

El artículo 28 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, indica que el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes es un método que representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

3.5.1. Peso del edificio

El artículo 26 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente define la forma de calcular el peso de la edificación, siendo un edificio de tipo C, le corresponde adicionar a la carga permanente y total de la edificación el 25% de la carga viva, y para el techo o azotea también se tomará el 25% de la carga viva.

Tabla 3.5.1.1 - Masa por nivel

Piso	Masa	Peso
	tn-s ² /m	tn/m ²
Piso 1	43.15	0.92
Piso 2	42.08	0.90
Piso 3	42.08	0.90
Piso 4	42.08	0.90
Azotea	31.25	0.67
TOTAL	200.64	4.29
PESO (tn)	1968.28	1968.28

3.5.2. Fuerza cortante en la base

El artículo 28.2 de la Norma E030 Diseño Sismorresistente, nos dice que la fuerza cortante en la base de una estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión:

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

Donde el valor mínimo para C/R debe ser:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Aplicando las fórmulas mencionadas tenemos:

Tabla 3.5.2.1 - Fuerza basal estática en la dirección XX

Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.00
Cx	2.50
S	1.00
Rx	6.00
Peso (tn)	1968.28
Vx (tn)	369.05

Tabla 3.5.2.2 - Fuerza basal estática en la dirección YY

Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.00
Cy	2.50
S	1.00
Ry	6.00

Peso (tn)	1968.28
Vy (tn)	369.05

Para la distribución de fuerzas cortante por nivel, se utilizarán las siguientes expresiones propuestas por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

$$F_i = \alpha * V$$

$$\alpha = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=i}^n P_j(h_j)^k}$$

Tabla 3.5.2.3 - Distribución de fuerzas en la dirección XX

Nivel	H (m)	Hacum (m)	P*H ^k	α	F (tn)
Piso 1	2.80	2.80	1185.24	0.08	28.89
Piso 2	2.60	5.40	2229.15	0.15	54.34
Piso 3	2.60	8.00	3302.44	0.22	80.50
Piso 4	2.60	10.60	4375.73	0.29	106.67
Azotea	2.60	13.20	4046.63	0.27	98.65
			15139.18	1	369.05

Tabla 3.5.2.4 – Distribución de fuerzas en la dirección YY

Nivel	H (m)	Hacum (m)	P*H ^k	α	F (tn)
Piso 1	2.80	2.80	1185.24	0.08	28.89
Piso 2	2.60	5.40	2229.15	0.15	54.34
Piso 3	2.60	8.00	3302.44	0.22	80.50
Piso 4	2.60	10.60	4375.73	0.29	106.67
Azotea	2.60	13.20	4046.63	0.27	98.65
			15139.18	1	369.05

3.6. Fuerza cortante mínima en la base

Resumiendo, de los análisis estático y dinámico realizados se obtuvieron las siguientes fuerzas basales:

Tabla 3.6.1 - Cortante basal dinámica

Combinación	FX (tn)	FY (tn)
SISDINX-X	294	24
SISDINY-Y	24	278

Tabla 3.6.2 - Cortante basal estática

Combinación	FX (tn)	FY (tn)
SESTAXX	372	0
SESTAYY	0	372

El artículo 29.4 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente especifica que, para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para edificios regulares, ni menor que el 90% para edificios irregulares, de no cumplir esta condición se deberá escalar todas las fuerzas obtenidas para recalcular las fuerzas de diseño. En nuestro caso para una estructura regular se tiene:

Tabla 3.6.3 - Escalamiento de fuerzas basales

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Vestático (tn)	372	372
80% Vestático (tn)	298	298
Vdinámico (tn)	294	278
Factor de escalamiento	1.01	1.07

Se tendrá que amplificar las fuerzas y momentos por 1.01 en la dirección X-X y por 1.07 en la dirección Y-Y.

3.7. Junta sísmica

Según el Artículo 33 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, para ello la norma brinda tres criterios de los cuales se tomará el mayor valor calculado en cada uno de ellos

Primero, la junta sísmica no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.006h \geq 3 \text{ cm}$$

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

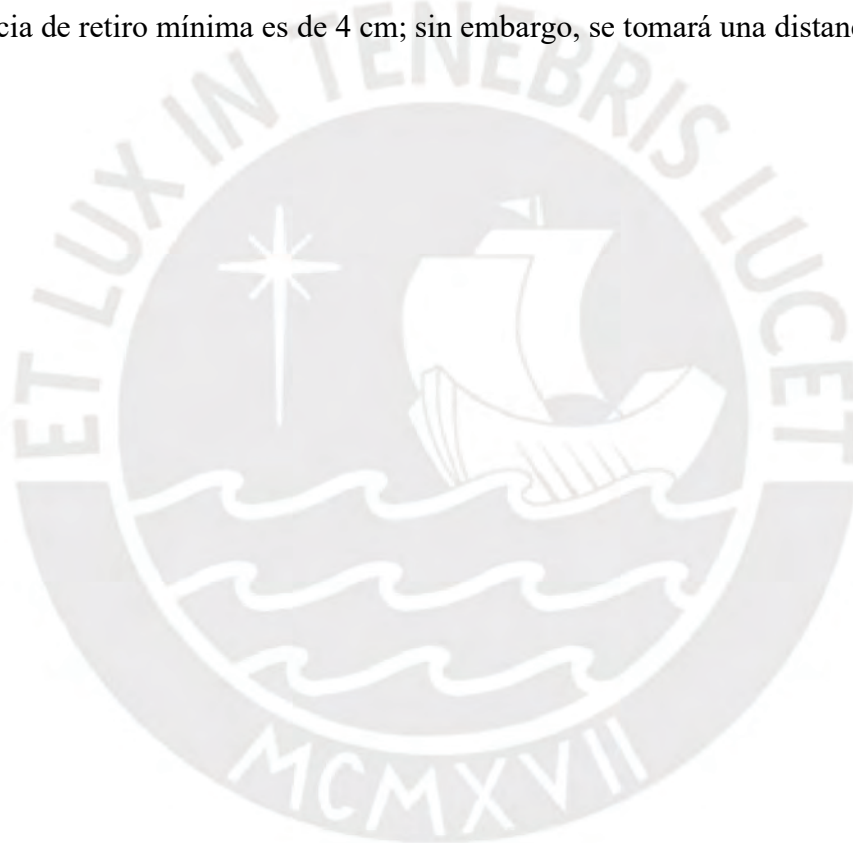
$$s = 0.006 * 1320 = 7.92 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

Segundo, el edificio se retirará de las edificaciones adyacentes distancias no menores a los $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo inelástico, ni menores que $s/2$. Del análisis modal, tal y como se muestra en la tabla 3.4.2.2, se obtuvo un desplazamiento inelástico máximo de 5.04 cm.

$$\text{Retiro} = \frac{2}{3} * D_{max} = \frac{2}{3} * 5.04 = 3.36 \text{ cm} = 3.50 \text{ cm}$$

$$\text{Retiro} = \frac{8}{2} = 4 \text{ cm}$$

La distancia de retiro mínima es de 4 cm; sin embargo, se tomará una distancia de 5 cm.



CAPÍTULO 4

4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

4.1. Diseño de losa aligerada

Las losas aligeradas son elementos estructurales muy utilizados en nuestro medio, se componen por concreto y bloques de relleno como ladrillos o tecnopor que a su vez sirven como encofrado de las viguetas en forma de “T”.

4.1.1. Análisis estructural

Las losas aligeradas serán diseñadas bajo la combinación de cargas más crítica según la Norma E.060 Concreto Armado: 1.40CM + 1.70CV.

4.1.2. Diseño por flexión

Según la Norma E.060 Concreto Armado, se puede estimar el acero de refuerzo mínimo y máximo en las secciones positivas y negativas con las siguientes ecuaciones:

Sección positiva:

$$As + \text{mín} = \frac{0.7\sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

$$As + \text{máx} = 0.75 * Asb +$$

Sección negativa:

Según la Norma E.060 Concreto Armado, el acero mínimo debe ser el necesario para que la resistencia de diseño de la sección (ϕMn) sea al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección.

$$\phi Mn = 1.2Mcr$$

$$As - \text{máx} = 0.75 * Asb -$$

El acero mínimo requerido por la norma E.060 Concreto Armado puede ser demasiado elevado, la experiencia ha demostrado que los aligerados con armaduras negativas por debajo del mínimo exigido, se han comportado satisfactoriamente. En este caso puede utilizarse, como alternativa, un acero mínimo igual a 1.3 veces el área de acero requerida por el cálculo (Ottazzi, 2016).

Para el cálculo del acero requerido se usarán las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f_c * b}}$$

$$A_s req = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

4.1.3. Diseño por corte

Dado que las losas aligeradas no llevan estribos, el concreto debe tomar el 100% de los esfuerzos de corte. Para tener un diseño óptimo se debe verificar que la resistencia de diseño ϕV_c sea mayor que el cortante último obtenido V_u . De obtenerse un cortante último mayor que la resistencia de diseño se requerirá usar ensanches alternados o corridos.

Según la Norma E.060 Concreto Armado, el aporte del concreto a la resistencia al corte se estima con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 1.10 * \phi * 0.53 \sqrt{f_c} * b * d$$

4.1.4. Control de deflexiones

El artículo 9.6.2.1 de la Norma E.060 Concreto Armado establece los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones.

Tabla 4.1.4.1 - Espesores mínimos para no verificar deflexiones

		Espesor o peralte mínimo h			
		Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o no estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles a dañarse debidos a deflexiones grandes				

Losas macizas en una dirección	1/20	1/24	1/28	1/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Tomado de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

4.1.5. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la losa aligerada comprendida entre los ejes 1-6/A-B. Se consideró la losa aligerada como simplemente apoyada sobre las placas de los ejes 1 y 6 debido a que estas son de 15 cm. de espesor.

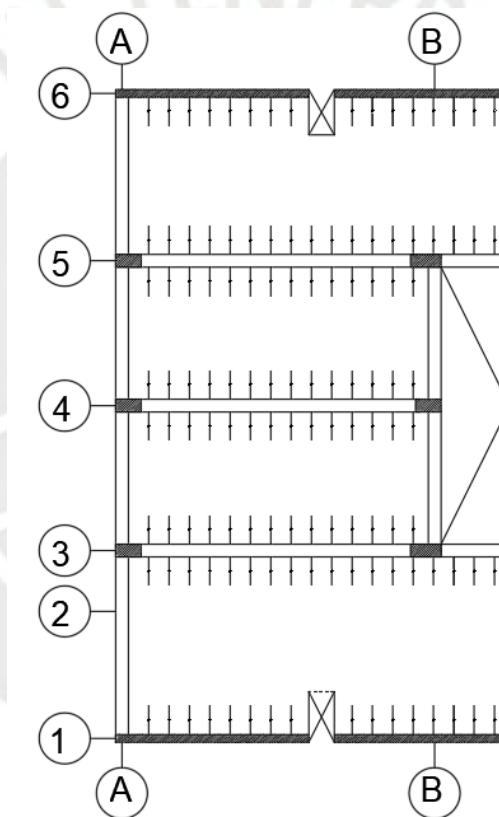


Figura 4.1.5.1 – Sección de losa aligerada a diseñar

Metrado de cargas

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.30 * 0.40 = 0.12 \text{ tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 * 0.40 = 0.04 \text{ tn/m}$$

Carga viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 * 0.40 = 0.08 \text{ tn/m}$$

Carga de servicio:

$$W_s = 0.16 + 0.08 = 0.24 \text{ tn/m}$$

Carga última:

$$W_u = 1.40 * 0.16 + 1.70 * 0.08 = 0.36 \text{ tn/m}$$

Habiendo calculado la carga última de diseño y definiendo el modelo estructural del aligerado obtenemos el diagrama de fuerza cortante (DFC) y de momento flector (DMF).

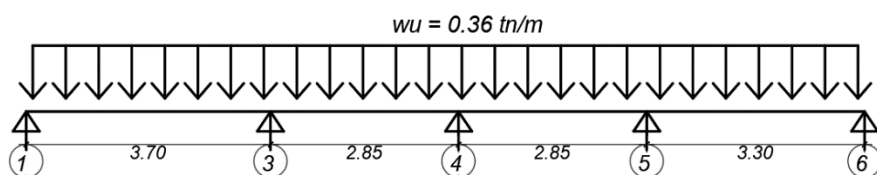


Figura 4.1.5.2 – Modelo estructural de la losa aligerada

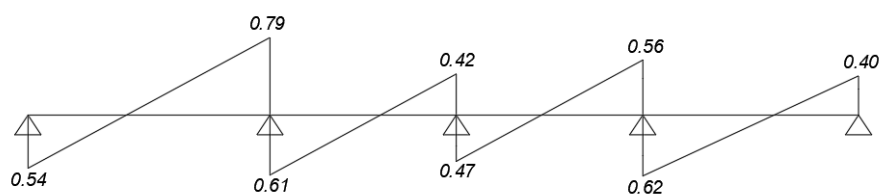


Figura 4.1.5.3 – DFC (tn) de la losa aligerada (Vu)

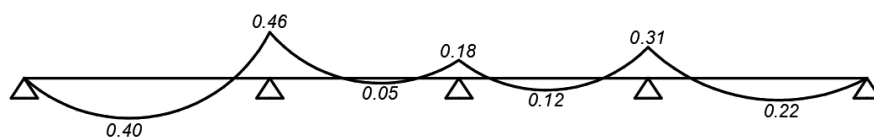


Figura 4.1.5.4 – DMF (tn-m) de la losa aligerada (Mu)

Diseño por flexión

$$As + mín = \frac{0.7\sqrt{210} * 10 * 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$As + max = \frac{0.75 * 0.85 * 210}{4200} * (30 * 5 + 10 * 0.85 * 0.588 * 17) = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{40 * 5 * 2.5 + 10 * 15 * 12.5}{40 * 5 + 10 * 15} = 6.79 \text{ cm}$$

$$I = \frac{40 * 5^3}{12} + 40 * 5 * (6.79 - 2.5)^2 + \frac{10 * 15^3}{12} + 10 * 15 * (6.79 - 12.5)^2$$

$$I = 11801 \text{ cm}^4$$

$$Mcr = \frac{29 * 11801}{6.79} = 0.504 \text{ ton} - m$$

$$\phi Mn = 1.2Mcr$$

$$0.9 * 0.85 * 210 * a * 10 * \left(17 - \frac{a}{2}\right) = 1.2 * 0.504 * 10^5$$

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

$$Cc = T$$

$$0.85 * 210 * 10 * 2.38 = 4200 * As - min$$

$$As - min = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$As - máx = \frac{0.75 * 0.85 * 210}{4200} * (10 * 0.85 * 0.588 * 17) = 2.71 \text{ cm}^2$$

Análisis de la sección de momentos positivos (b = 40 cm):

Tabla 4.1.5.1 - Diseño por flexión de la sección positiva del aligerado

Mu+ (tn-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado
0.40	0.37	0.63	1φ3/8"
0.05	0.05	0.08	1φ3/8"
0.12	0.11	0.19	1φ3/8"
0.22	0.20	0.34	1φ3/8"

Análisis de la sección de momentos negativos ($b = 10 \text{ cm}$):

Tabla 4.1.5.2 - Diseño por flexión de la sección negativa del aligerado

Mu- (tn-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado
0.46	1.78	0.76	1 ϕ 3/8"
0.18	0.67	0.29	1 ϕ 3/8"
0.31	1.18	0.50	1 ϕ 3/8"

Diseño por corte

$$V_c = 1.10 * 0.53\sqrt{210} * 10 * 17 = 1.44 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.44 = 1.22 \text{ tn}$$

Del DFC obtenemos la fuerza cortante de diseño a "d" de la cara ($V_u = 0.73 \text{ tn}$), la cual es menor que el valor de la resistencia de diseño ($\phi V_c = 1.22 \text{ tn}$) por lo que no se necesitará ensanche del aligerado.

Alternancia de cargas

A continuación, se muestra las tablas de diseño para las distintas combinaciones de alternancia de carga viva analizadas.

Tabla 4.1.5.3 - Diseño por flexión de la sección positiva del aligerado con alternancia de cargas

Combinación	Mu+ (tn-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado
Carga viva en tramos 1 y 3	0.42	0.39	0.66	1 ϕ 3/8"
	0.12	0.11	0.19	1 ϕ 3/8"
	0.12	0.11	0.19	1 ϕ 3/8"
Carga viva en tramos 2 y 4	0.23	0.21	0.36	1 ϕ 3/8"
	0.12	0.11	0.19	1 ϕ 3/8"
	0.02	0.02	0.03	1 ϕ 3/8"
	0.24	0.22	0.38	1 ϕ 3/8"
Carga viva en tramos 1 y 2	0.4	0.37	0.63	1 ϕ 3/8"
	0.08	0.07	0.12	1 ϕ 3/8"
	0.06	0.06	0.09	1 ϕ 3/8"
	0.14	0.13	0.22	1 ϕ 3/8"
Carga viva en tramos 3 y 4	0.25	0.23	0.39	1 ϕ 3/8"
	0.013	0.01	0.02	1 ϕ 3/8"
	0.13	0.12	0.20	1 ϕ 3/8"
	0.22	0.20	0.34	1 ϕ 3/8"

Tabla 4.1.5.4 – Diseño por flexión de la sección negativa del aligerado con alternancia de cargas

Combinación	Mu- (tn-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado
Carga viva en tramos 1 y 3	0.41	1.57	0.67	1φ3/8"
	0.26	0.98	0.42	1φ3/8"
Carga viva en tramos 2 y 4	0.33	1.25	0.53	1φ3/8"
	0.15	0.56	0.24	1φ3/8"
	0.25	0.94	0.40	1φ3/8"
Carga viva en tramos 1 y 2	0.46	1.78	0.76	1φ1/2"
	0.14	0.52	0.22	1φ3/8"
	0.19	0.71	0.30	1φ3/8"
Carga viva en tramos 3 y 4	0.28	1.06	0.45	1φ3/8"
	0.15	0.56	0.24	1φ3/8"
	0.32	1.22	0.52	1φ3/8"

Tabla 4.1.5.5 - Diseño por cortante del aligerado con alternancia de cargas

Combinación	Vu (tn)	φVc	¿Vu < φVc?
Carga viva en tramos 1 y 3	0.77	1.22	SÍ
Carga viva en tramos 2 y 4	0.60		SÍ
Carga viva en tramos 1 y 2	0.79		SÍ
Carga viva en tramos 3 y 4	0.63		SÍ

Control de deflexiones

Para el control de deflexiones, se analizará la losa aligerada más crítica, ubicada entre los ejes 3-5/I-J.

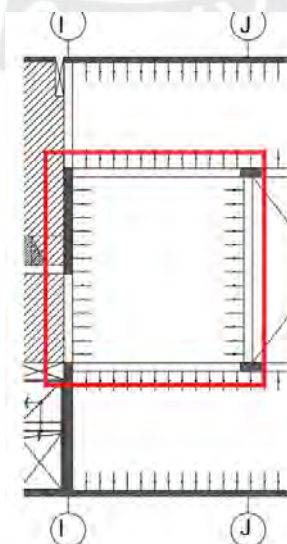


Figura 4.1.5.5 – Sección de la losa aligerada a analizar

Tabla 4.1.5.6 - Control de deflexiones del aligerado

Tramo	Condición de apoyo	Hmín (cm)
1	Con un extremo continuo	$\frac{525}{18.5} = 29$

La losa aligerada en análisis tiene un peralte $h = 20$ cm, por lo cual es necesario calcular las deflexiones.

$$I = \frac{40 * 5^3}{12} + 40 * 5 * (6.79 - 2.5)^2 + \frac{10 * 15^3}{12} + 10 * 15 * (6.79 - 12.5)^2$$

$$I = 11801 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{29 * 11801}{6.79} = 0.504 \text{ ton} - m$$

Calculamos el momento debido a la carga en condiciones de servicio:

$$M = \frac{9 * 0.24 * 5.25^2}{128} = 0.47 \text{ ton} - m$$

El momento debido a la carga en condiciones de servicio es menor que el momento de agrietamiento por lo cual la inercia efectiva será $I = 11801 \text{ cm}^4$.

Calculamos las deflexiones inmediatas:

Debido a la carga muerta:

$$\Delta = \frac{1}{185} * \frac{1.6 * 525^4}{217000 * 11801} = 0.26 \text{ cm}$$

Debido a 100% de la carga viva:

$$\Delta = \frac{1}{185} * \frac{0.8 * 525^4}{217000 * 11801} = 0.13 \text{ cm}$$

Debido al 30% de la carga viva:

$$\Delta = 0.30 * 0.13 = 0.04 \text{ cm}$$

Calculamos las deflexiones diferidas:

$$\lambda\Delta = 2$$

Calculamos las deflexiones totales:

$$\Delta cm = 2 * 0.26 = 0.52 cm$$

$$\Delta cv = 2 * 0.13 = 0.26 cm$$

$$\Delta cv30\% = 2 * 0.04 = 0.08 cm$$

- Deflexión media con el 30% de la carga viva actuando permanentemente:

$$\Delta media = 0.26 + 0.04 + 0.52 + 0.08 = 0.90 cm$$

- Deflexión máxima esperada en el instante en el que actúe el 100% de la carga viva:

$$\Delta máx = 0.26 + 0.13 + 0.52 + 0.08 = 0.99 cm$$

Límites de deflexión:

- Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas:

$$Deflexión\ límite = \frac{525}{360} = 1.46 cm > 0.13 cm$$

- Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por deflexiones excesivas:

Solo se va a considerar las deflexiones que podrían afectar al tabique

$$Deflexión\ límite = \frac{525}{480} = 1.09 > 0.52 + 0.08 + 0.26 cm = 0.86 cm$$

En el caso de esta losa aligerada no se necesita contraflecha.

4.2. Diseño de losa maciza

Las losas macizas son elementos estructurales utilizados comúnmente cuando se tiene paños de dimensiones grandes o irregulares.

4.2.1. Análisis estructural

Las losas macizas del proyecto se diseñaron siguiendo el método propuesto por Kalmanok, el cual consiste en determinar los momentos flectores que actúan en la losa según las condiciones de borde y geométricas que presenta la losa.

4.2.2. Diseño por flexión

Según la Norma E.060 Concreto Armado, se puede estimar el acero mínimo de refuerzo con la siguiente expresión:

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * b * h$$

*$A_{s\text{mín}} = 0.0012 * b * h$, cuando el acero se distribuye en las dos caras de la losa*

Para el cálculo del acero requerido se usarán las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f_c * b}}$$

$$A_{s\text{ req}} = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

4.2.3. Diseño por corte

Al igual que las losas aligeradas, las losas macizas no cuentan con estribos, por lo que el concreto debe tomar el 100% de los esfuerzos de corte. Para tener un diseño óptimo se debe verificar que la resistencia de diseño ϕV_c sea mayor que el cortante último obtenido V_u .

Según la Norma E.060 Concreto Armado, el aporte del concreto a la resistencia al corte se estima con la siguiente expresión:

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

4.2.4. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la losa maciza comprendida entre los ejes 4-6/G-I.

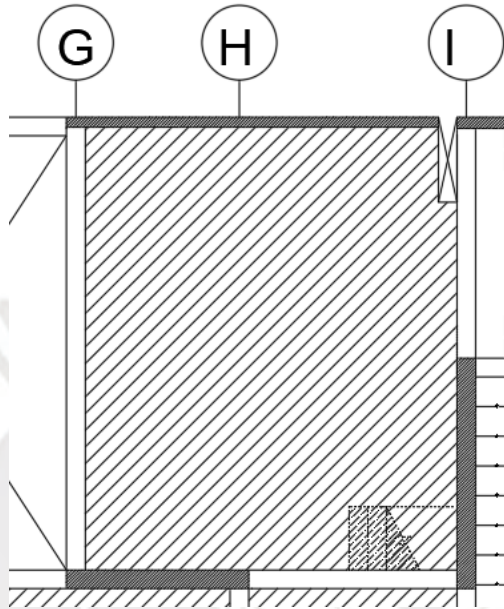


Figura 4.2.4.1 – Sección de la losa maciza a diseñar

Metrado de cargas

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.40 * 0.20 * 1.00 = 0.48 \text{ tn/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

$$\text{Tabiquería} = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

Carga viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 * 1.00 = 0.20 \text{ tn/m}$$

Carga de servicio:

$$W_s = 0.68 + 0.20 = 0.88 \text{ tn/m}$$

Carga última:

$$W_u = 1.40 * 0.68 + 1.70 * 0.20 = 1.29 \text{ tn/m}$$

Para el cálculo de los momentos se usó la tabla 13 de Kalmanok para una relación de lados $a/b = 0.85$

Tabla 4.2.4.1 - Momentos resultantes de la losa maciza

	Coefficiente de Kalmanok	Wu (tn/m)	a ²	Momento resultante (tn-m)
M _{x+}	0.0400	1.29	5 ²	1.29
M _{y+}	0.0205	1.29	5 ²	0.66

$$V_{\text{máx}} = 0.302 * 1.29 * 5^2 = 9.74 \text{ tn}$$

Diseño por flexión

$$A_{s\text{mín}} = 0.0012 * 100 * 20 = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando $\phi 3/8''$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{2.40}{0.71} = 3.38$$

$$S = \frac{100}{3.38} = 29.59 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Tabla 4.2.4.2 - Diseño por flexión de la losa maciza

Mu (tn-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado
1.63	0.61	2.59	$\phi 3/8'' @ 25$ (superior e inferior)
1.12	0.42	1.77	$\phi 3/8'' @ 25$ (superior e inferior)

Diseño por corte

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ tn}$$

Se verifica que la fuerza cortante de diseño ($V_u = 9.74 \text{ tn}$) es menor que el valor de la resistencia de diseño ($\phi V_c = 11.10 \text{ tn}$).

CAPÍTULO 5

5. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas a los elementos verticales como columnas y placas, con los cuales forma los pórticos que absorberán las cargas sísmicas.

5.1. Análisis estructural

Las vigas son diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y corte tomando en cuenta las cargas muertas, vivas y de sismo. Al ser elementos estructurales que sí soportan cargas sísmicas se debe analizar todas las combinaciones propuestas por la Norma E.060 Concreto Armado para, finalmente, construir la envolvente de fuerzas cortantes y momentos con las que se hará el diseño.

Las combinaciones propuestas por la Norma E.060 Concreto Armado son los siguientes:

$$0.9CM \pm Sx$$

$$0.9CM \pm Sy$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sx$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sy$$

$$1.4CM + 1.7CV$$

5.2. Diseño por flexión

Según la Norma E.060 Concreto Armado, el acero mínimo de refuerzo para secciones rectangulares está dado por la siguiente expresión:

$$Asmín = \frac{0.7\sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

El acero máximo de refuerzo se calcula como el 75% del acero que causa la falla balanceada (Asb)

$$Asmáx = 0.75 * Asb$$

Para el cálculo del acero requerido se usarán las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f_c * b}}$$

$$A_s req = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Adicionalmente, el artículo 21.4.4 de la Norma E.060 Concreto Armado nos da las siguientes disposiciones para elementos estructurales sometidos a fuerzas sísmicas:

- Debe haber un refuerzo continuo de acero a lo largo de toda la viga, debe estar conformado por 2 barras en cada esta y el área no deberá ser menor al A_{smin} .
- No debe hacerse empalmes traslapados dentro de la zona de confinamiento del evento, la cual es dos veces el peralte de este.
- La resistencia que brinda el A_{s+} no debe ser menor a 1/3 de la resistencia que brinda el A_{s-} en la misma cara de un nudo.

5.3. Diseño por corte

Según la Norma E.060 Concreto Armado, el aporte del concreto a la resistencia al corte se estima con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f_c} * b * d$$

Se requerirá utilizar refuerzo para cortante (estribos) cuando el cortante de diseño V_u sea mayor que la resistencia de diseño ϕV_c .

El artículo 11.5.7.2 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que, se puede estimar el aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga con la siguiente expresión:

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

Donde A_v es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento S , proporcionada por la suma de áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma.

El artículo 11.1.1 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que, siempre deberá cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_n es la resistencia nominal al cortante.

Conociendo el valor V_u para cada tramo de la viga y siendo el valor de V_c constante a lo largo de viga tenemos que:

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

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

El artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que:

$V_s \leq 2.1\sqrt{f_c} * b * d$ para controlar las fisuras bajo cargas de servicio.

Por otro lado, la Norma E.060 Concreto Armado también limita el espaciamiento entre estribos, como se señala en los artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm; si } V_s \leq 1.1\sqrt{f_c} * b * d$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm; si } V_s > 1.1\sqrt{f_c} * b * d$$

El artículo 11.5.6.2 de la Norma E.060 Concreto Armado establece las siguientes condiciones cuando el cortante de diseño (V_u) es menor que la resistencia de diseño (ϕV_c).

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v * f_y}{0.2\sqrt{f_c} * b} \text{ o } \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}; \text{ si } V_u > 0.5\phi V_c$$

Estribos de montaje; si $V_u < 0.5\phi V_c$

Adicionalmente, el artículo 21.4 de la Norma E.060 Concreto Armado hace referencia a las siguientes disposiciones a tomar en cuenta para vigas y columnas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

- (a) La suma de la fuerza cortante calculada a partir de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado utilizando las cargas de gravedad amplificadas.
- (b) La fuerza cortante máxima obtenida de las combinaciones mencionadas en la sección 5.1 con un factor de amplificación de 2.5 para las cargas de sismo.
- Se debe colocar estribos de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento en cada uno de sus extremos. El primer estribo de confinamiento se debe colocar, como mínimo, a 10 cm de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe ser mayor del menor de

(a), (b), (c) y (d):

- (a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
- (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (c) 24 veces el diámetro de la barra de estribo de confinamiento;
- (d) 30 cm.
- Los estribos deben estar espaciados, como máximo, a $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

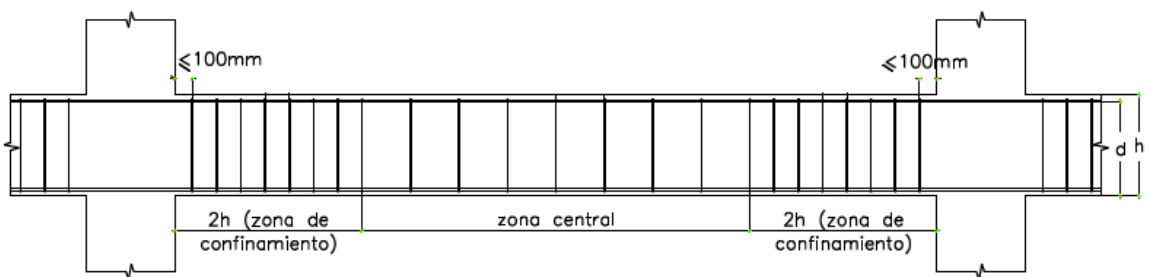


Figura 5.3.1 – Distribución de estribos en vigas de importancia sísmica

Tomado de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

5.4. Control de deflexiones

El artículo 9.6.2.1 de la Norma E.060 Concreto Armado establece los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones.

Tabla 5.4.1 - Espesores mínimos para no verificar deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o no estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles a dañarse debidos a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	1/20	1/24	1/28	1/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Tomado de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

5.5. Control de la fisuración

El artículo 9.3.3 de la Norma E.060 Concreto Armado establece un parámetro Z, el cual deberá ser menor que 26 000 kg/cm² para garantizar que las fisuras que aparecerán en el elemento no serán relevantes sobre él.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s}$$

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N^{\circ} \text{barras}}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero (kg/cm²)

d_c = Espesor del recubrimiento del concreto (cm)

A_{ct} = Área de la parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad (cm²)

M_s = Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

d = Peralte efectivo de la sección (cm)

A_s = Área del acero de refuerzo en la sección en tracción por flexión (cm²)

y_s = Centroide del acero de refuerzo en la sección en tracción (cm)

b = ancho de la sección (cm)

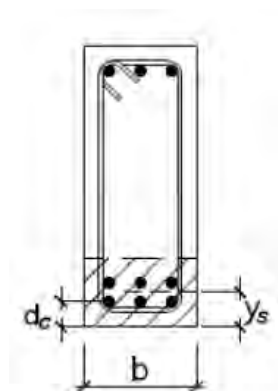


Figura 5.5.1 – Sección transversal de una viga

Tomado de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

5.6. Longitud de desarrollo del refuerzo para flexión

Los artículos 12.10, 12.11 y 12.12 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dan algunas consideraciones a tener en cuenta para una adecuada longitud de desarrollo del refuerzo para flexión.

- El acero de refuerzo se debe extender una distancia igual a “ d ” o “ $12d_b$ ”, la mayor, del punto en el que ya no se necesita para resistir los esfuerzos por flexión.
- Cuando existan dos o más bastones, el acero de refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo “ l_d ” más allá del punto donde el refuerzo ya no es necesario.
- El refuerzo por flexión no debe terminar en una zona de tracción a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:
 - (a) V_u en el punto terminal no excede $(2/3) \phi V_n$.
 - (b) Para las barras de 1 3/8” y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4) \phi V_n$.
- Al menos 1/3 del A_s^+ se debe prolongar a lo largo de todo el elemento. En las vigas, el refuerzo se debe prolongar al menos 15cm dentro del apoyo.
- Al menos 1/3 del A_s^- se debe prolongar más allá del punto de inflexión una longitud no menor que “ d ”, “ $12d_b$ ” o “ $l_n/16$ ”, la que sea mayor.

5.7. Empalmes del refuerzo para flexión

Los artículos 12.15 y 12.16 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dan algunas consideraciones a tener en cuenta para el correcto empalme por traslape del refuerzo en tracción y compresión.

La longitud mínima del empalme por traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslape Clases A y B, pero no menor de 300 mm, donde:

Empalme por traslape Clase A: $1.0 l_d$

Empalme por traslape Clase B: $1.3 l_d$

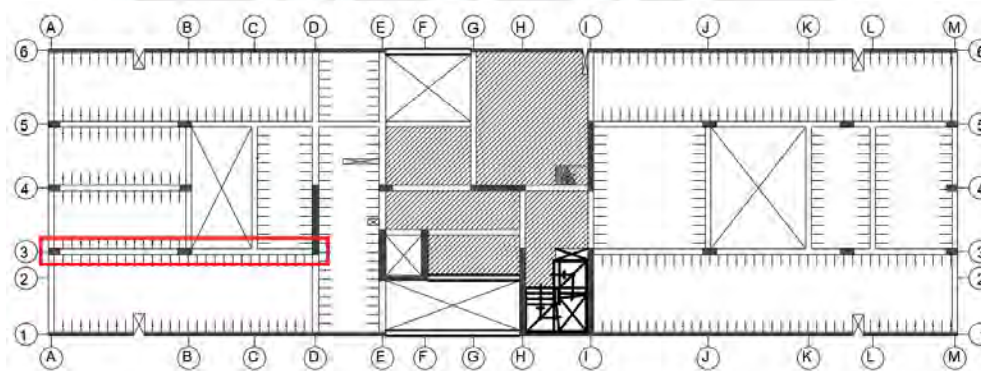
Tabla 5.7.1 - Empalmes por traslape en tracción

<u>As proporcionado</u> As requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Tomado de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

5.8. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se presenta el diseño de la viga 7.



La viga será analizada bajo las cargas de gravedad con la combinación $1.4CM + 1.7CV$ debido a que los efectos del sismo sobre esta son despreciables debido a la gran cantidad de placas que se tiene.

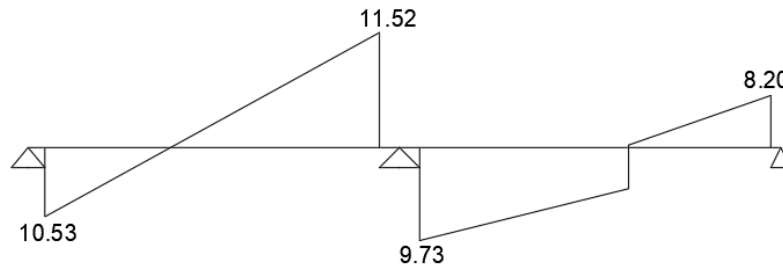


Figura 5.8.1 – DFC (tn) de la viga

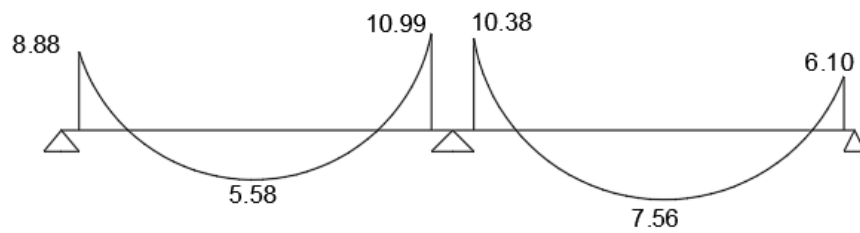


Figura 5.8.2 – DMF (tn-m) de la viga

Diseño por flexión

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{210} * 25 * 44}{4200} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = \frac{0.75 * 0.85 * 210 * 25 * 0.85 * 0.588 * 44}{4200} = 17.52 \text{ cm}^2$$

Tabla 5.8.1 - Diseño por flexión de la viga

Tramo	Sección	Mu (tn-m)	a (cm)	Asreq (cm ²)	Asins (φ)
1	-	8.88	5.35	5.68	2φ5/8"+1φ5/8"
	+	5.58	3.28	3.48	2φ5/8"
	-	10.99	6.73	7.15	3φ5/8"+1φ5/8"
2	-	10.38	6.33	6.72	3φ5/8"+1φ5/8"
	+	7.56	4.51	4.79	2φ5/8"+1φ5/8"
	-	6.1	3.6	3.82	2φ5/8"

La resistencia que brinda el As+ debe ser al menos 1/3 de la resistencia que brinda el As-

Podemos verificar que el A_{s+} instalado (4 cm^2) representa un 50% del A_{s-} instalado (8 cm^2), por lo se está cumpliendo con el requerimiento de la norma.

Corte del refuerzo longitudinal

De acuerdo a la norma E.060 Concreto Armado se debe cortar el refuerzo como mínimo a una distancia “ d ” o “ $12d_b$ ” del punto teórico de corte.

$d = 44 \text{ cm}$, $12d_b = 19 \text{ cm}$ (para barras de $5/8$ ”).

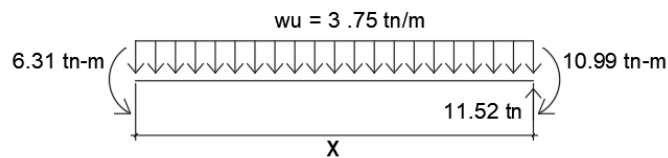
Tramo 1:

- Sección negativa:

Hallamos el momento resistente para cuando la viga actúa con $2\phi 5/8$ ”

$$\rho = \frac{4}{25 * 44} = 0.0036 \rightarrow ku = 13.03$$

$$Mr = 13.03 * 25 * 44^2 = 6.31 \text{ tn} - \text{m}$$



$$6.31 + 11.52x = 10.99 + \frac{3.75x^2}{2}$$

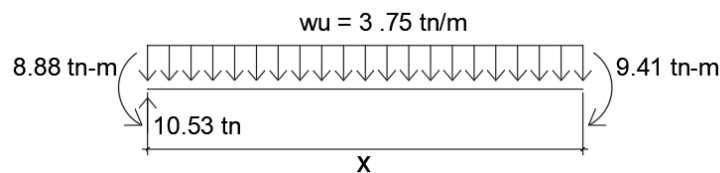
$$x = 0.44 \text{ m}$$

$$ld = 0.44 + 0.44 = 0.88 \text{ m} \approx 0.90$$

Hallamos el momento resistente para cuando la viga actúa con $3\phi 5/8$ ”

$$\rho = \frac{6}{25 * 44} = 0.0055 \rightarrow ku = 19.44$$

$$Mr = 19.44 * 25 * 44^2 = 9.41 \text{ tn} - \text{m}$$



$$8.88 + 10.53x = 9.41 + \frac{3.75x^2}{2}$$

$$x = 0.05 \text{ m}$$

$$ld = 0.05 + 0.44 = 0.49 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

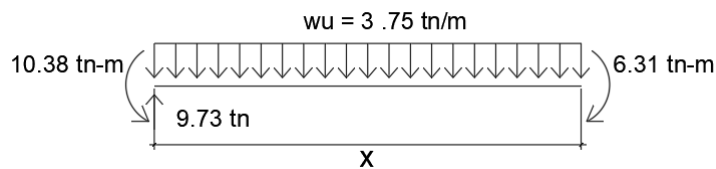
Tramo 2:

- Sección positiva:

Hallamos el momento resistente para cuando la viga actúa con $2\phi 5/8''$

$$\rho = \frac{4}{25 * 44} = 0.0036 \rightarrow ku = 13.03$$

$$Mr = 13.03 * 25 * 44^2 = 6.31 \text{ tn} - \text{m}$$



$$6.31 + 9.73x = 10.38 + \frac{3.75x^2}{2}$$

$$x = 0.46 \text{ m}$$

$$ld = 0.46 + 0.44 = 0.90 \text{ m}$$

Diseño por corte

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 25 * 44 = 7.18 \text{ tn}$$

Tabla 5.8.2 – Diseño por corte de la viga

Tramo	ϕV_c (tn)	V_u (tn)	V_s (tn)	S (cm)	$V_{\text{límite}}$ (tn)	$S_{\text{máx1}}$ (cm)	$S_{\text{máx2}}$ (cm)	Sescogido (cm)
1	7.18	8.88	2.00	131.21	17.53	60	22	20
		9.87	3.16	82.92		60	22	20
2		8.08	1.06	247.84		60	22	20
		6.55	-0.74	-354.05		60	22	20

Diseño por capacidad

Del metrado de cargas se obtiene que:

$$CM = 1.88 \text{ tn/m}$$

$$CV = 0.66 \text{ tn/m}$$

$$W_u = 1.25(1.88 + 0.66) = 3.18 \text{ tn/m}$$

Calculamos las fuerzas cortantes isostáticas de cada tramo:

$$Visostática1 = 3.18 * \frac{5.30}{2} = 8.43 \text{ tn}$$

$$Visostática2 = 3.18 * \frac{5.40}{2} = 8.59 \text{ tn}$$

Se calculó los momentos nominales en cada apoyo de la viga debido al acero instalado.

TRAMO 1:

Apoyo izquierdo:

$$As^+ = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 7.08 \text{ tn-m}$$

$$As^- = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 10.38 \text{ tn-m}$$

Apoyo derecho:

$$As^+ = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 7.08 \text{ tn-m}$$

$$As^- = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 13.52 \text{ tn-m}$$

TRAMO 2:

Apoyo izquierdo:

$$As^+ = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 7.08 \text{ tn-m}$$

$$As^- = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 13.52 \text{ tn-m}$$

Apoyo derecho:

$$As^+ = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 7.08 \text{ tn-m}$$

$$As^- = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 10.38 \text{ tn-m}$$

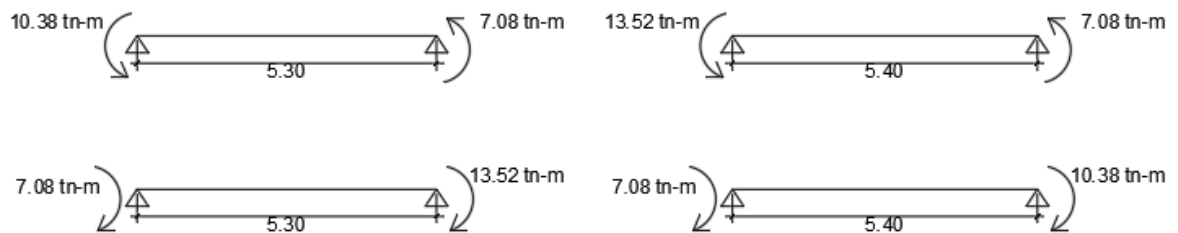


Figura 5.8.3 – Modelo estructural asociado a la capacidad en los apoyos de la viga

De los esquemas mostrados anteriormente se puede obtener sus respectivas fuerzas cortantes en los apoyos, y si a estas les sumamos las fuerzas cortantes isostáticas calculadas inicialmente obtenemos las fuerzas cortantes de diseño por capacidad.

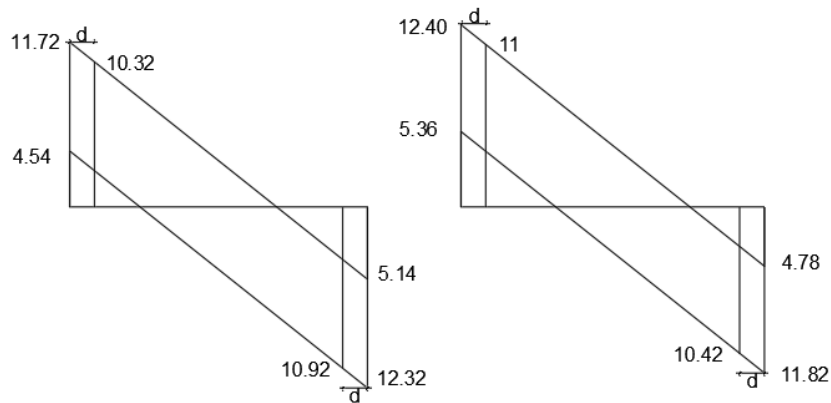


Figura 5.8.4 – Envolvente de diseño calculada por capacidad

Tabla 5.8.3 - Diseño por capacidad de la viga

Tramo	ϕV_c (tn)	V_u (tn)	V_s (tn)	S (cm)	$V_{\text{límite}}$ (tn)	$S_{\text{máx1}}$ (cm)	$S_{\text{máx2}}$ (cm)	Sescogido (cm)
1	7.18	10.32	3.69	71.04	17.53	60	22	20
		11.92	4.40	59.64		60	22	20
11		4.49	58.39	60		22	20	
10.42		3.81	66.84	60		22	20	

Al ser una viga de importancia sísmica, se usará una distribución de estribos según lo indicado 5.3.

1 \square 3/8": 1@0.05; 8@0.15; Resto@0.25

Control de deflexiones

Tabla 5.8.4 - Control de deflexiones de la viga

Tramo	Condición de apoyo	$H_{\text{mín}}$ (cm)
1	Con un extremo continuo	$\frac{535}{18.5} = 29$
2	Con un extremo continuo	$\frac{540}{18.5} = 30$

La viga en análisis tiene un peralte $h = 50$ cm, por lo cual se cumplen con los requisitos para no calcular las deflexiones sobre la viga.

Control de la fisuración

En la siguiente figura se muestra el diagrama de momento flector bajo cargas de servicio.

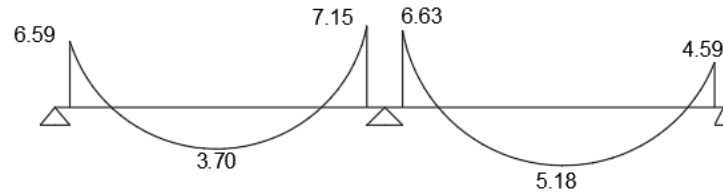


Figura 5.8.5 – DMF (tn-m) de la viga bajo cargas de servicio

Tabla 5.8.5 - Cálculo del parámetro “Z”

	Tramo 1			Tramo 2		
b (cm)	25	25	25	25	25	25
h (cm)	50	50	50	50	50	50
d (cm)	44	44	44	44	44	44
As (cm ²)	6	4	8	8	6	4
Ms (tn-m)	6.59	3.7	7.15	6.63	5.18	4.19
ys (cm)	6	6	6	6	6	6
Nº barras	3	2	4	4	3	2
fs (kg/cm ²)	2774	2336	2257	2093	2180	2645
Act (cm ²)	100	150	75	75	100	150
dc (cm)	6	6	6	6	6	6
Z (kg/cm ²)	23393	22552	17295	16037	18388	25539

Se verifica que ninguno de los parámetros Z calculados es mayor a 26 000 kg/cm².

Diseño final:

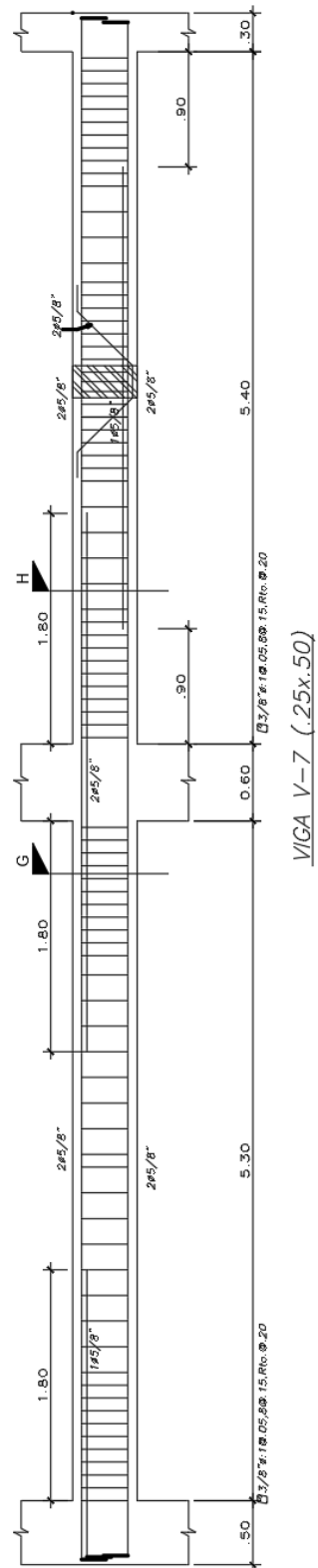


Figura 5.8.6 – Diseño de la viga

CAPÍTULO 6

6. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que transmiten las cargas a las cimentaciones y proporcionan la rigidez necesaria a la estructura para lograr un buen comportamiento ante los sismos.

6.1. Análisis estructural

Las columnas son diseñadas para resistir esfuerzos de flexocompresión y corte tomando en cuenta las combinaciones mencionadas en 5.1.

Las columnas de este proyecto serán diseñadas por cargas de gravedad ya que es un edificio de muros.

6.2. Diseño por flexocompresión

El artículo 10.9.1 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que, la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que el 1% ni mayor que el 6% del área total de la sección transversal.

El diseño por flexocompresión para columnas se puede hacer por ábacos o mediante un proceso iterativo, en el cual se debe asumir el refuerzo que tendrá la columna a fin de construir el diagrama de interacción. Deberá verificarse que todos los puntos (M_u , P_u) obtenidos de las distintas combinaciones estén dentro del diagrama y para asegurar un diseño óptimo se recomienda que estos puntos estén lo más cerca posible a la curva del diagrama de interacción.

6.3. Diseño por corte

El artículo 11.3.1.2 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que, se puede estimar el aporte del concreto a la resistencia al corte con la siguiente expresión:

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

Donde Nu es la carga axial que recibe la columna.

Para el refuerzo para cortante, al igual que en las vigas, se dará con el uso de estribos y las expresiones para el cálculo de la resistencia requerida y el espaciamiento de estribos está dado por las mismas expresiones:

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

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

Adicionalmente, el capítulo 21.4 de la Norma E.060 Concreto Armado hace referencia a las siguientes disposiciones a tomar en cuenta para vigas y columnas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño Vu de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):
 - (a) La suma de la fuerza cortante calculada a partir de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado utilizando las cargas de gravedad amplificadas.
 - (b) La fuerza cortante máxima obtenida de las combinaciones mencionadas en la sección 5.1 con un factor de amplificación de 2.5 para las cargas de sismo.
- Se debe colocar estribos de confinamiento con un espaciamiento So por una longitud Lo en ambos extremos del elemento.

El espaciamiento So no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (c) 10 cm

La longitud Lo no debe ser menor que el mayor valor de (d), (e) y (f):

- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (f) 50 cm

Fuera de la longitud L_o el espaciamiento no será mayor del requerido por fuerza cortante ni de 300 mm.

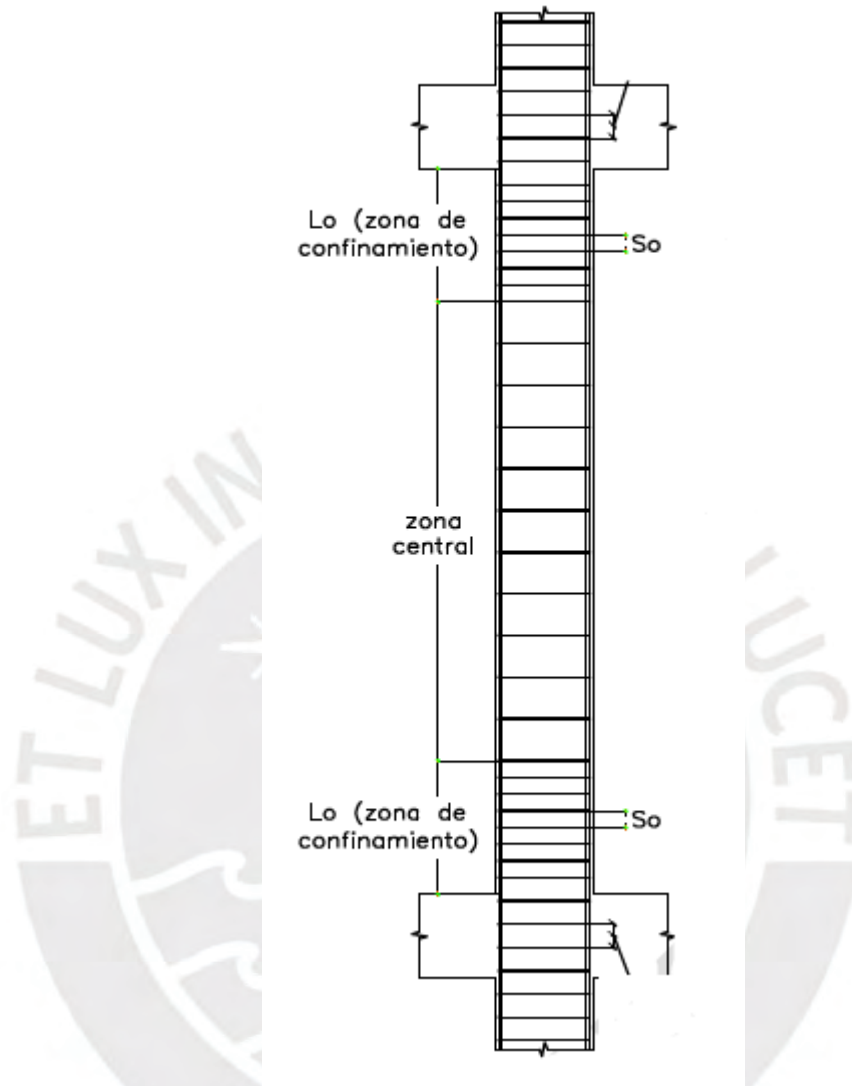
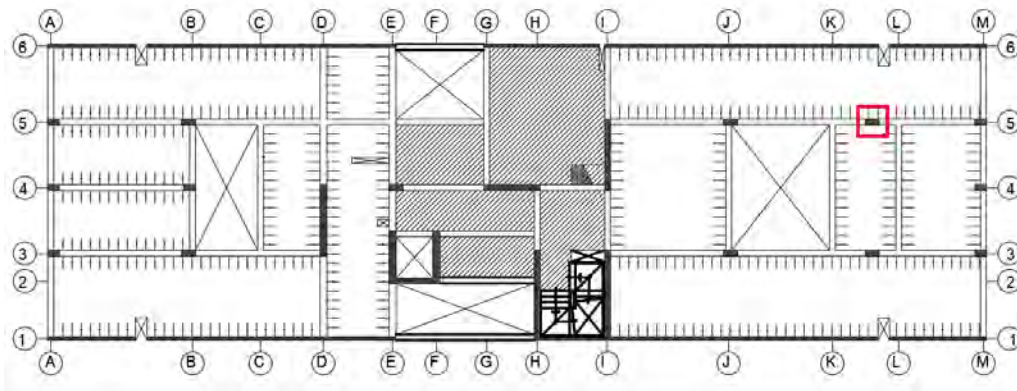


Figura 6.3.1 – Distribución de estribos en columnas de importancia sísmica

Tomado de Norma E.060 Concreto Armado (2009)

6.4. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la columna C-2 ubicada entre los ejes 5/K-L.



El área tributaria de la columna en análisis es 21 m² y el peso del edificio calculado en 3.5.1 fue 0.89 tn/m², por lo que el metrado de cargas será 21*0.89*5=93.45 tn, muy similar al obtenido del software Etabs.

Tabla 6.4.1 – Combinaciones de carga de la columna

Combinación	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
S.DINXX Max	0.40	0.29	0.02	0.06	0.58
S.DINYY Max	0.24	0.05	0.14	0.56	0.10
CM TOTAL	-75.14	-0.28	0.01	0.03	-0.26
CV TOTAL	-19.66	-0.12	0.00	0.01	-0.11

Combinación	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
0.9CM+SDINXX Max	-67.23	0.03	0.03	0.09	0.35
0.9CM+SDINXX Min	-68.02	-0.54	-0.02	-0.03	-0.81
0.9CM+SDINYY Max	-67.38	-0.20	0.14	0.59	-0.14
0.9CM+SDINYY Min	-67.87	-0.31	-0.13	-0.54	-0.33
1.25(CM+CV)+SDINXX Max	-118.09	-0.21	0.03	0.11	0.12
1.25(CM+CV)+SDINXX Min	-118.88	-0.78	-0.01	-0.01	-1.04
1.25(CM+CV)+SDINYY Max	-118.24	-0.44	0.14	0.61	-0.36

1.25(CM+CV)+SDINYY Min	-118.73	-0.55	-0.13	-0.51	-0.56
1.4CM+1.7CV	-138.60	-0.59	0.01	0.06	-0.55

Diseño por flexocompresión

Para el diseño de esta columna se empezó usando una cuantía mínima de 1% y se fue aumentando hasta cumplir con los requisitos indicados en 6.2.

$$A_{s\text{mín}} = 1\% * 25 * 60 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ins}} = 4\phi 3/4" + 4\phi 5/8" = 19.36 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{real}} = \frac{19.36}{25 * 60} * 100\% = 1.29\%$$

Para el diseño preliminar, se obtienen los siguientes diagramas de interacción:

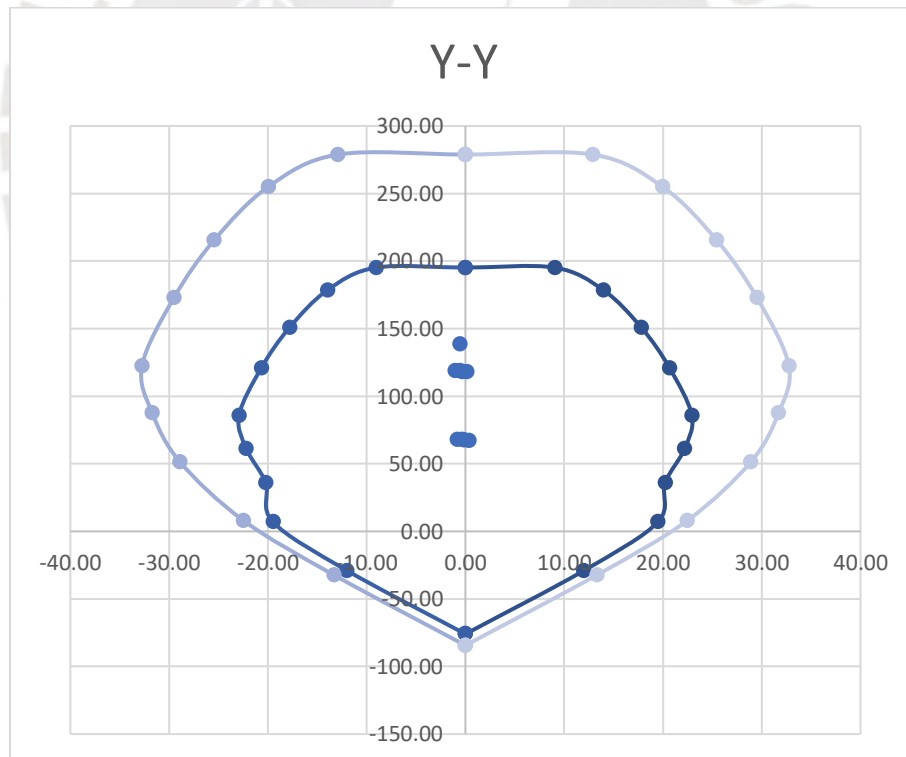


Figura 6.4.1 – Diagrama de interacción de la columna en la dirección YY

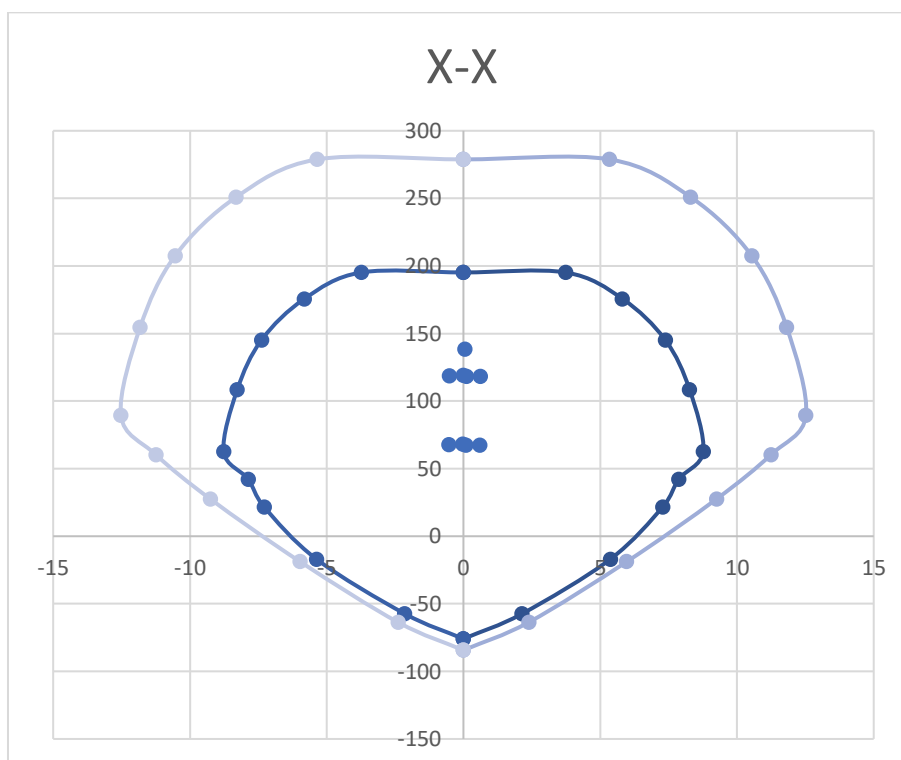


Figura 6.4.2 – Diagrama de interacción de la columna en la dirección XX

En los diagramas de interacción mostrados, se puede verificar que todos los puntos (M_u , P_u) caen dentro del diagrama.

Diseño por corte

En las siguientes tablas se muestra el cálculo del espaciamiento requerido para los estribos de la columna en análisis.

Tabla 6.4.2 - Diseño por corte en la dirección XX

Combinación	P (tn)	V _x (tn)	ϕV_c (tn)	V _s (tn)	Srequerido (cm)
0.9CM+SDINXX Max	-67.23	0.03	11.63	-13.65	No requiere estribos
0.9CM+SDINXX Min	-68.02	-0.54	11.67	-14.36	No requiere estribos
0.9CM+SDINYY Max	-67.38	-0.20	11.64	-13.93	No requiere estribos
0.9CM+SDINYY Min	-67.87	-0.31	11.66	-14.08	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINXX Max	-118.09	-0.21	13.77	-16.45	No requiere estribos

1.25(CM+CV)+SDINXX Min	-118.88	-0.78	13.80	-17.16	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINYY Max	-118.24	-0.44	13.78	-16.73	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINYY Min	-118.73	-0.55	13.80	-16.88	No requiere estribos
1.4CM+1.7CV	-138.60	-0.59	14.63	-17.91	No requiere estribos

Tabla 6.4.3 - Diseño por corte en la dirección YY

Combinación	P (tn)	Vy (tn)	ϕVc (tn)	Vs (tn)	Srequerido (cm)
0.9CM+SDINXX Max	-67.23	0.03	11.63	-13.66	No requiere estribos
0.9CM+SDINXX Min	-68.02	-0.02	11.67	-13.75	No requiere estribos
0.9CM+SDINYY Max	-67.38	0.14	11.64	-13.53	No requiere estribos
0.9CM+SDINYY Min	-67.87	-0.13	11.66	-13.87	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINXX Max	-118.09	0.03	13.77	-16.16	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINXX Min	-118.88	-0.01	13.80	-16.25	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINYY Max	-118.24	0.14	13.78	-16.04	No requiere estribos
1.25(CM+CV)+SDINYY Min	-118.73	-0.13	13.80	-16.38	No requiere estribos
1.4CM+1.7CV	-138.60	0.01	14.63	-17.20	No requiere estribos

En todos los casos se tiene que, el cortante de diseño (V_x y V_y) es menor que la resistencia de diseño (ϕV_c) por lo que, en teoría, no se requiere estribos; sin embargo, igual deben colocarse estribos de montaje para evitar el pandeo de las columnas.

Diseño por capacidad

El cortante de diseño no será menor que el menor valor obtenido entre las expresiones (a) y (b), según lo indicado en 6.3.

$$(a) V_u = \frac{34 + 34}{2.1} = 32.38 \text{ tn}$$

Los momentos nominales fueron obtenidos del diagrama de interacción en la dirección Y-Y.

$$(b) Vu = 1.25 * (0.28 + 0.12) + 2.5 * 0.29 = 1.23 \text{ tn}$$

$$Vudiseño = 1.23 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{1.23 - 13.80}{0.85} = - 14.79 \text{ tn}$$

Del diseño por capacidad se tiene que no se requiere estribos; sin embargo, según lo indicado en 6.3, la distribución será la siguiente:

$$2 \square 3/8": 1@0.05; 6@0.10; \text{ Resto}@0.25$$

Diseño final:

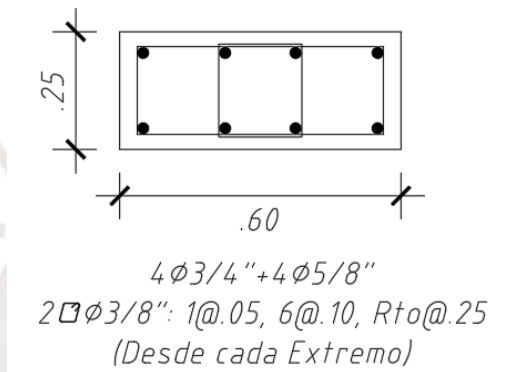


Figura 6.4.3 – Diseño de la columna

CAPÍTULO 7

7. DISEÑO DE PLACAS

Las placas son los elementos estructurales que transmiten las cargas a las cimentaciones y proporcionan la rigidez necesaria a la estructura para lograr un buen comportamiento ante los sismos.

7.1. Análisis estructural

Las placas son diseñadas para resistir esfuerzos de flexocompresión y de corte tomando en cuenta las combinaciones indicadas en 5.1.

7.2. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión para las placas es un proceso iterativo, en el cual se debe asumir el refuerzo longitudinal que tendrá la placa a fin de construir el diagrama de interacción. Deberá verificarse que todos los puntos (M_u , P_u) obtenidos de los distintos combos estén dentro del diagrama y para optimizar el diseño se recomienda que estos puntos estén lo más cerca posible a la curva del diagrama de interacción.

7.3. Diseño por corte

El artículo 11.10.5 de la Norma E.060 nos dice que, la contribución del concreto no debe exceder de:

$$V_c \leq \alpha \sqrt{f'_c} * A_c w$$

$$\alpha = 0.80; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2$$

α varía linealmente para valores de: $1.5 < \frac{H}{L} < 2$

El artículo 11.10.4 de la Norma E.060 Concreto Armado también establece un límite para el valor de la resistencia nominal ($V_n = V_c + V_s$).

$$V_{n\text{máx}} = 2.6\sqrt{f_c} * A_{cw}$$

El artículo 11.10.7 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que:

$$\text{Si } V_u < 0.27\sqrt{f_c} * A_{cw}$$

$$\rho_h \geq 0.002$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

El artículo 11.10.8 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que:

$$\text{Si } V_u > 0.27\sqrt{f_c} * A_{cw}$$

Se deberá calcular la cuantía de refuerzo horizontal y vertical

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

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y * t * d}, \rho_{h\text{mín}} = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025), \rho_{v\text{mín}} = 0.0025$$

Además, el espaciamiento vertical y horizontal, no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro ni de 40 cm.

Adicionalmente, el artículo 21.9.5.3 de la Norma E.060 Concreto Armado establece que el cortante de diseño (V_u) deberá amplificarse de acuerdo a la capacidad en flexión instalada en el muro:

$$V_u' = V_u * \frac{M_n}{M_u}$$

Donde V_u y M_u son el cortante y momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociados a la carga P_u . El factor de amplificación (M_n/M_u) no debe ser mayor que el factor de reducción “R” utilizado en la determinación de fuerzas laterales de sismo.

Por otro lado, los artículos 21.9.7.4 y 21.9.7.6 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dan las siguientes consideraciones para verificar el diseño.

- De acuerdo al artículo 21.9.7.4 de la Norma E.060 Concreto Armado los elementos de borde en las zonas de compresión deben tener un confinamiento especial cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

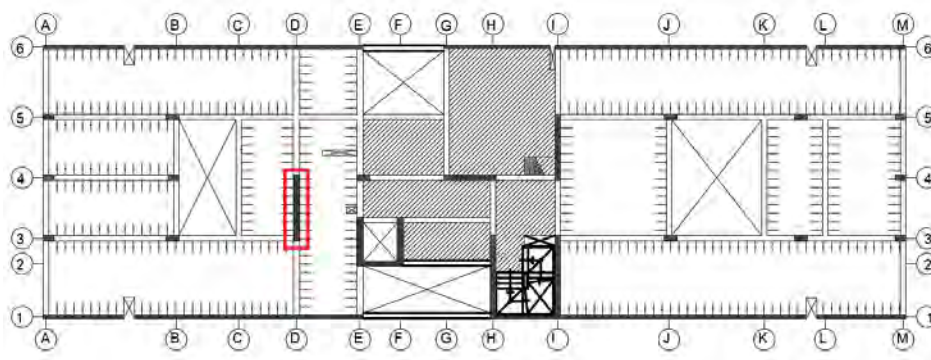
$$c \geq \frac{lm}{600\left(\frac{\delta u}{hm}\right)}$$

Donde lm es la longitud del muro vista en planta y hm la longitud total del muro vista en elevación. δu es el desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro correspondiente a hm . El cociente $\delta u/hm$ no debe ser menor que 0.005.

- De acuerdo al artículo 21.9.7.6 de la Norma E.060 Concreto Armado, los elementos de borde se deben extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión a una distancia no menor que el valor mayor entre $(c - 0.1lm)$ y $c/2$.

7.4. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la placa 10.



Tras el análisis realizado se obtuvo las siguientes combinaciones de cargas.

Tabla 7.4.1 - Combinaciones de carga de la placa

Combinación	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
S.DINXX Max	0.53	6.09	0.27	0.76	22.10
S.DINYY Max	0.93	36.98	0.04	0.19	247.06
CM TOTAL	-111.49	-0.80	-0.05	-0.07	16.91

CV TOTAL	-24.49	-0.26	-0.02	-0.02	3.88
----------	--------	-------	-------	-------	------

Combinación	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
0.9CM+SDINXX Max	-99.81	5.37	0.23	0.70	37.32
0.9CM+SDINXX Min	-100.87	-6.80	-0.32	-0.82	-6.89
0.9CM+SDINYY Max	-99.41	36.27	0.00	0.13	262.28
0.9CM+SDINYY Min	-101.27	-37.70	-0.09	-0.25	-231.85
1.25(CM+CV)+SDINXX Max	-169.44	4.77	0.19	0.65	48.09
1.25(CM+CV)+SDINXX Min	-170.50	-7.40	-0.36	-0.87	3.88
1.25(CM+CV)+SDINYY Max	-169.04	35.67	-0.04	0.08	273.04
1.25(CM+CV)+SDINYY Min	-170.90	-38.30	-0.13	-0.30	-221.08
1.4CM+1.7CV	-197.71	-1.55	-0.10	-0.13	30.27

Diseño por flexocompresión

Las dimensiones de la placa 10 son 0.30 x 3.10 m

Para el diseño preliminar, se consideró núcleos de 30 x 40 cm

Inicialmente, se usará una cuantía de 1.5% para el acero longitudinal de refuerzo que deben tener los núcleos; sin embargo, este valor puede variar según los requerimientos que se tenga.

$$A_s = 1.5\% * 30 * 40 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{sins} = 6\phi 3/4" = 17.04 \text{ cm}^2$$

Diseño por corte

$$\frac{hm}{lm} = \frac{13.20}{3.10} = 4.26 \geq 2 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 310$$

$$\phi V_c = 48.57 \text{ tn}$$

$$V_c = 57.14 \text{ tn}$$

$$V_u = 35.67 \text{ tn}$$

$$V_s = \frac{35.67}{0.85} - 57.14 = -15.18 \text{ tn}$$

$$V_{n\text{m}\acute{a}\text{x}} = 2.6\sqrt{210} * 30 * 0.8 * 310 = 280.32 \text{ tn}$$

$$V_n = 57.14 + (-15.18) = 41.96 \text{ tn}$$

$$V_n = 41.96 \leq V_{n\text{m}\acute{a}\text{x}}$$

Como $V_u < \phi V_c$, se usará la cuantía mínima.

Cuantía horizontal:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_{sreq} = 0.0025 * 30 * 100 = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando 2 ϕ 3/8”:

$$S = \frac{1.42}{7.50} = 18.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Cuantía vertical:

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sreq} = 0.0025 * 30 * 100 = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando 2 ϕ 3/8”:

$$S = \frac{1.42}{7.50} = 18.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para el diseño preliminar, se obtienen los siguientes diagramas de interacción:

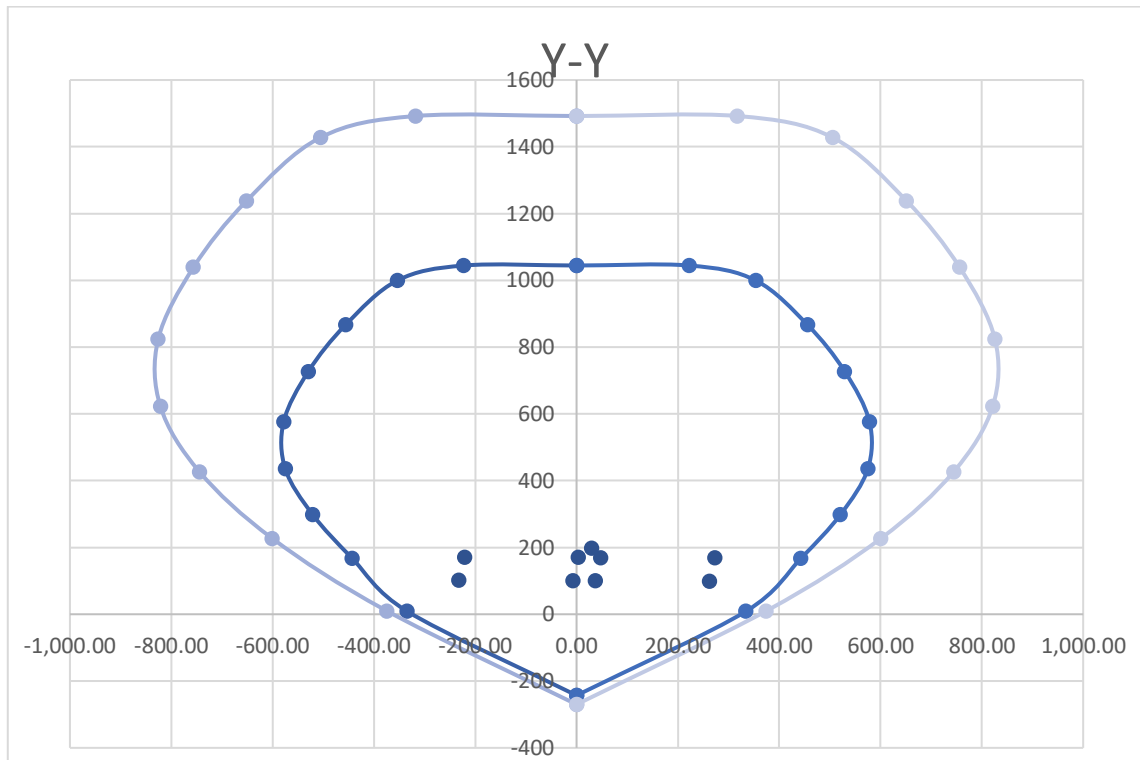


Figura 7.4.1 – Diagrama de interacción de la placa en la dirección YY

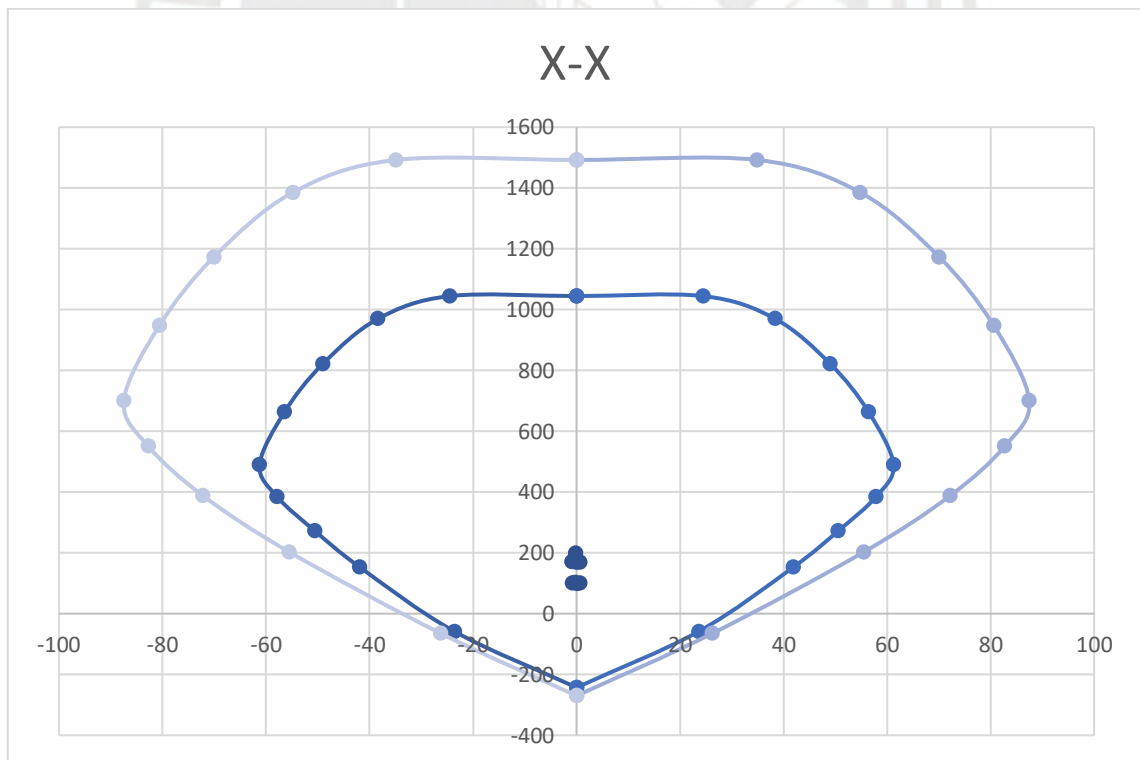


Figura 7.4.2 – Diagrama de interacción de la placa en la dirección XX

En los diagramas de interacción mostrados, se puede verificar que todos los puntos (Mu, Pu) caen dentro del diagrama.

Diseño por capacidad

$$Vu' = 35.67 * \frac{521.58}{273.04}$$

$$\frac{521.58}{273.04} = 1.91 \leq 6$$

$$Vu' = 35.67 * 1.91 = 68.13 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{68.13}{0.85} - 57.14 = 23.01 \text{ tn}$$

$$Vn_{\text{máx}} = 2.6\sqrt{210} * 30 * 0.8 * 310 = 280.32 \text{ tn}$$

$$Vn = 57.14 + 23.01 = 80.15 \text{ tn}$$

$$Vn = 80.15 \leq Vn_{\text{máx}}$$

Se calcula la cuantía horizontal:

$$\rho_h = \frac{23.01 * 10^3}{4200 * 30 * 0.8 * 310} = 0.0007, \text{ se usará la cuantía mínima igual a } 0.0025$$

$$As_{req} = 0.0025 * 30 * 100 = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando 2φ3/8”:

$$S = \frac{1.42}{7.50} = 18.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Se calcula la cuantía vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{13.20}{3.10}\right) * (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$As_{req} = 0.0025 * 30 * 100 = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando 2φ3/8”:

$$S = \frac{1.42}{7.50} = 18.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Verificaciones:

- Verificación de la necesidad de confinar los elementos de borde

Tabla 7.4.2 - Cálculo del eje neutro

c (cm)	54.82	As (cm ²)	εs	F (tn)	M (tn-m)
d1 (cm)	20	17.04	0.0019	64.94	87.67
d2 (cm)	57.5	1.42	-0.0001	-0.42	-0.41
d3 (cm)	72.5	1.42	-0.0010	-2.75	-2.27
d4 (cm)	87.5	1.42	-0.0018	-5.08	-3.43
d5 (cm)	102.5	1.42	-0.0026	-5.96	-3.13
d6 (cm)	117.5	1.42	-0.0034	-5.96	-2.24
d7 (cm)	132.5	1.42	-0.0043	-5.96	-1.34
d8 (cm)	147.5	1.42	-0.0051	-5.96	-0.45
d9 (cm)	162.5	1.42	-0.0059	-5.96	0.45
d10 (cm)	177.5	1.42	-0.0067	-5.96	1.34
d11 (cm)	192.5	1.42	-0.0075	-5.96	2.24
d12 (cm)	207.5	1.42	-0.0084	-5.96	3.13
d13 (cm)	222.5	1.42	-0.0092	-5.96	4.03
d14 (cm)	237.5	1.42	-0.010	-5.96	4.92
d15 (cm)	252.5	1.42	-0.011	-5.96	5.81
d16 (cm)	290	17.04	-0.013	-71.57	96.62

$$C_c = 0.85 * 210 * 54.82 * 0.85 * 30 = 249.53 \text{ tn}$$

$$P_n = 249.53 + \sum F_i = 169.04$$

$$M_n = 249.53 * \left(\frac{3.10}{2} - \frac{0.85 * 0.5482}{2} \right) + \sum M_i = 521.58 \text{ tn} - m$$

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{5.04}{1320} = 0.003818 \approx 0.005$$

$$54.82 \geq \frac{310}{600(0.005)}$$

$$54.82 \geq 103.33 \text{ (falso)}$$

Se concluye que no es necesario confinar los elementos de borde.

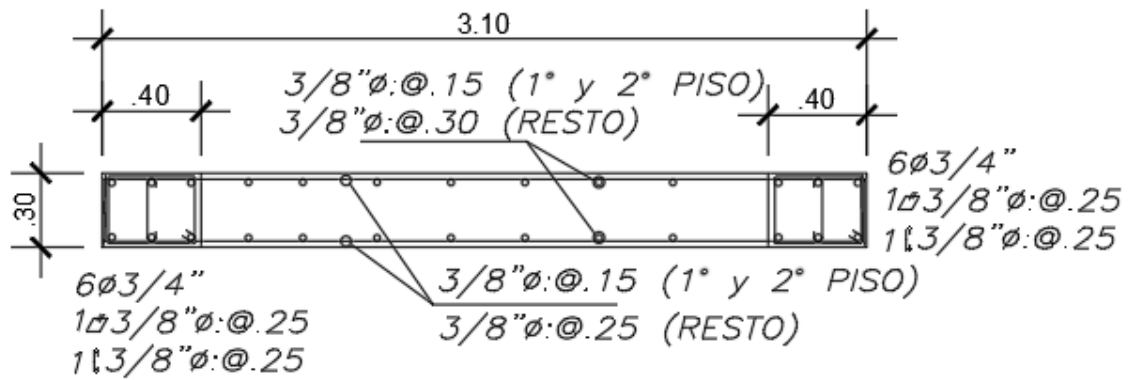
- Verificación de la extensión horizontal de los elementos de confinamiento

$$c - 0.1lm = 54.82 - 0.1 * 310 = 23.82 \text{ cm}$$

$$c = \frac{54.82}{2} = 27.41 \text{ cm}$$

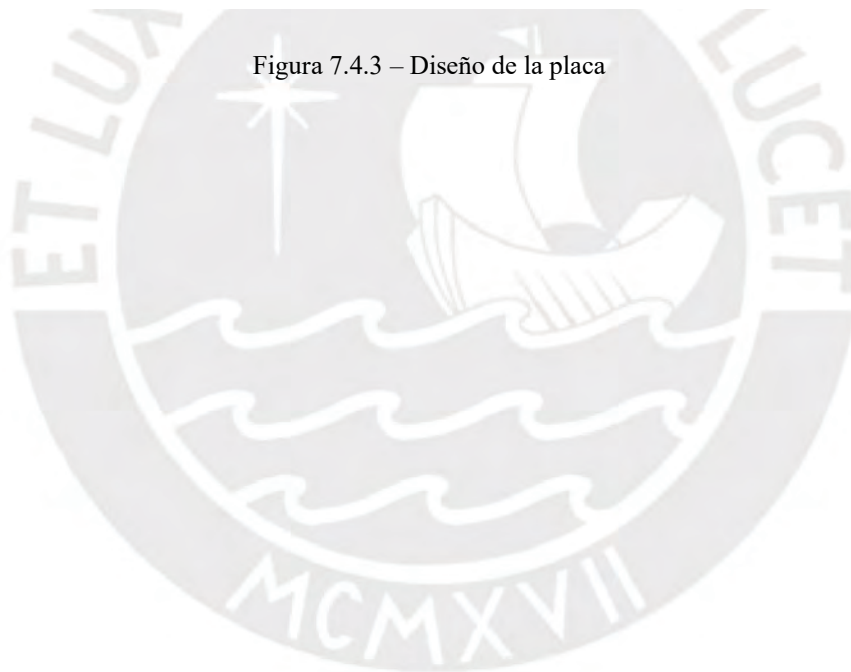
Se concluye que la longitud de nuestros núcleos (40 cm) es adecuada para el diseño.

Diseño final:



PLACA-10

Figura 7.4.3 – Diseño de la placa



CAPÍTULO 8

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES

8.1. Diseño de zapata aislada

Las zapatas aisladas son el tipo de cimentación más común.

8.1.1. Análisis estructural

Las zapatas aisladas reciben las cargas de los elementos verticales. El diseño no debe sobrepasar la presión admisible del suelo. Para este trabajo, se asumió una presión admisible de 4 kg/cm^2 y un peso específico del suelo de 1900 kg/m^3 , valores típicos para suelos granulares del distrito de Magdalena del Mar.

8.1.2. Dimensionamiento por presión admisible

El artículo 15.2.2 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que, el área de la zapata se debe calcular en relación a la presión admisible del suelo.

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + \%PP) * (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}}$$

El artículo 15.2.4 de la Norma E.060 Concreto Armado nos dice que, se podrá considerar un incremento de 30% en el valor de la presión admisible del suelo cuando se tengan cargas temporales, tales como el sismo o viento.

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + \%PP) * (P_{cm} + P_{cv}) + P_s}{1.3 * \sigma_{adm}}$$

Donde “%PP” representa un porcentaje del peso de la zapata y se recomienda usar un valor de 10%.

P_{cm} = Peso de carga muerta

P_{cv} = Peso de carga viva

P_s = Carga de sismo

σ_{adm} = Presión admisible del suelo

Con el área requerida de la zapata se busca dimensionar la misma procurando que los volados, distancias medidas desde la cara del elemento vertical al borde de la zapata, sean los mismos.

$$B = b + 2x$$

$$L = l + 2x$$

$$\text{Área de la zapata } (Az) = B * L$$

Donde:

B = Ancho de la zapata

L = Largo de la zapata

b = Ancho del elemento vertical que soporta la zapata

l = Largo del elemento vertical que soporta la zapata

x = Dimensión del volado

8.1.3. Verificación de momentos

Tras predimensionar la zapata por presión admisible, deberá verificarse que el esfuerzo máximo este por debajo de la presión admisible del suelo.

Asumiendo un “h” para el peralte de la zapata tenemos que:

$$\text{Peso de la zapata } (Pz) = 2.40 * B * L * h$$

$$\text{Peso del suelo } (Ps) = 1.90 * (B * L - b * l) * (Df - h)$$

$$\text{Peso total } (Pt) = Pcm + Pcv + Pz + Ps$$

$$\sigma = \frac{Pt}{Az}$$

8.1.4. Reacción amplificada del suelo

Para obtener la reacción amplificada del suelo (σ_u) se deben amplificar las cargas obtenidas del análisis proveniente de la columna o placa que soporta la cimentación.

El cálculo de esfuerzos en la cimentación se debe efectuar con la distribución de la reacción que presente el suelo; sin embargo, por simplicidad se asume que la presión del suelo es uniforme e igual al máximo esfuerzo que presenta el terreno, como se aprecia en la siguiente figura (Harmsen, 2002).

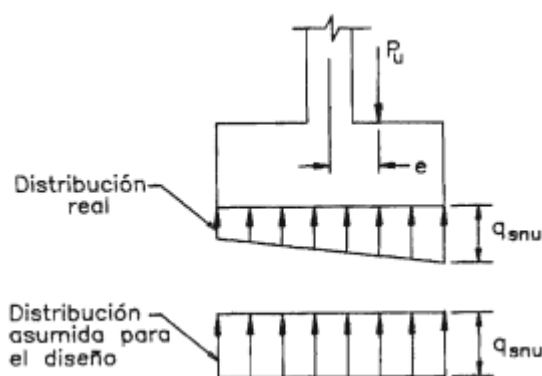


Figura 8.1.4.1 – Distribución de presiones en el suelo
Tomado de Diseño de estructuras de concreto (2002)

8.1.5. Verificación del corte por punzonamiento

Se debe verificar que el peralte “h” asumido para la zapata sea suficiente para que el concreto soporte las fuerzas cortantes debido al punzonamiento. La sección crítica de análisis es la encerrada por el perímetro que se muestra en la siguiente figura. ($d = h - 10$)

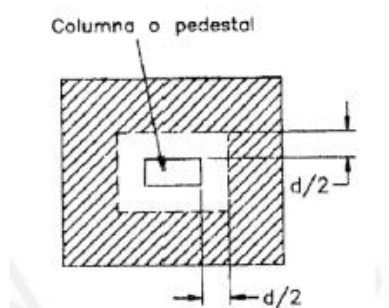


Figura 8.1.5.2 – Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento

Tomado de Diseño de estructuras de concreto (2002)

La resistencia requerida por punzonamiento (V_u) puede calcularse con la siguiente expresión:

$$A_o = (b + d) * (l + d)$$

$$V_u = \sigma_u * (A_z - A_o)$$

Donde A_o es el área de la sección crítica.

La resistencia de diseño (ϕV_c) está dada por la menor de las siguientes expresiones:

$$\phi V_{c1} = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha * d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1.06 \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica

$$b_o = 2 * (b + l + 2d)$$

β = Cociente obtenido tras dividir el lado mayor entre el lado menor del elemento vertical que soporta la zapata

α = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes

$$\alpha = 40; \text{ si es una columna interior}$$

$$\alpha = 30; \text{ si es una columna lateral}$$

$$\alpha = 20; \text{ si es una columna esquinera}$$

Deberá verificarse que $V_u < \phi V_c$, de lo contrario deberá incrementarse el peralte de la zapata.

8.1.6. Verificación del corte por flexión

La ubicación de la sección crítica depende de la naturaleza de la cimentación. Si se trata de una columna, muro o pedestal solidario a la zapata se ubicará a “d” de su cara (Harmsen, 2002).

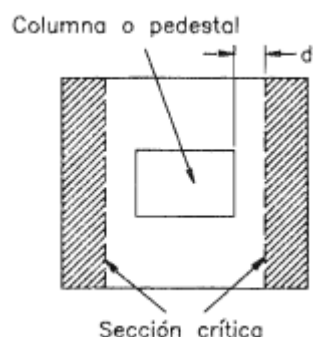


Figura 8.1.6.1 – Sección crítica para la verificación del corte por flexión

Tomado de Diseño de estructuras de concreto (2002)

Se debe verificar que la resistencia requerida por corte (V_u) sea menor que la resistencia de diseño (ϕV_c), en ambas direcciones de análisis, de lo contrario deberá incrementarse el peralte de la zapata.

Dirección X-X (paralela a “B”)

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

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * L * h$$

Dirección Y-Y (paralela a “L”)

$$V_u = \sigma_u * B * (x - d)$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * B * h$$

8.1.7. Diseño por flexión

Harmsen (2002) indicó que la cimentación funciona como una losa sometida a flexión en dos direcciones. El diseño se realiza en cada dirección independientemente analizando la zapata con un volado.

Se puede calcular la resistencia requerida por flexión (M_u), en ambas direcciones, con las siguientes expresiones:

Dirección X-X (paralela a "B")

$$M_u = \sigma_u * x^2 * \frac{L}{2}$$

Dirección Y-Y (paralela a "L")

$$M_u = \sigma_u * x^2 * \frac{B}{2}$$

Conociendo los valores de las resistencias requeridas por flexión se puede calcular el parámetro "K_u", el cual se relaciona a la cuantía "ρ" requerida, según las tablas de diseño.

8.1.8. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la zapata aislada ubicada en el eje 4/A.

Tabla 8.1.8.1 - Cargas actuantes sobre la zapata aislada

Combinación	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
S.DINXX Max	0.09	0.17	0.28
S.DINYY Max	0.06	0.84	0.05
CM TOTAL	-32.75	0.06	-0.27
CV TOTAL	-7.71	0.01	-0.09

$$Df = 1.20 \text{ m}$$

$$P_{cm} = 32.75 \text{ tn}$$

$$P_{cv} = 7.71 \text{ tn}$$

$$\sigma_{adm} = 40 \text{ tn/m}^2$$

Como vemos, las cargas de sismo que recibe la zapata debido a la columna son mínimas, por lo que despreciarían en el análisis.

Predimensionamiento por presión admisible

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + 0.10) * (32.75 + 7.71)}{40} = 1.11 \text{ m}^2$$

Con el área requerida, pasamos a predimensionar la zapata.

$$(0.50 + 2x) * (0.25 + 2x) = 1.11$$

$$x = 0.35 \text{ m}$$

$$B = 0.50 + 2 * 0.35 = 1.20 \text{ m}$$

$$L = 0.25 + 2 * 0.35 = 0.95 \text{ m}$$

$$A_z = 1.20 * 0.95 = 1.14 \text{ m}^2$$

Verificación de momentos

Asumiendo un peralte $h = 50 \text{ cm}$

$$P_z = 2.40 * 1.20 * 0.95 * 0.50 = 1.37 \text{ tn}$$

$$P_s = 1.90 * (1.14 - 0.50 * 0.25) * (1.20 - 0.50) = 1.35 \text{ tn}$$

$$P_t = 32.75 + 7.71 + 1.37 + 1.35 = 43.18 \text{ tn}$$

$$\sigma = \frac{43.18}{1.14} = 37.88 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma < \sigma_{adm}$$

Reacción amplificada del suelo

$$P_u = 1.60 * 37.88 = 60.61 \text{ tn}$$

$$\sigma_u = \frac{60.61}{1.14} = 53.17 \text{ tn/m}^2$$

Verificación del corte por punzonamiento

$$A_o = (0.50 + 0.40) * (0.25 + 0.40) = 0.59 \text{ m}^2$$

$$V_u = 53.17 * (1.14 - 0.59) = 29.24 \text{ tn}$$

$$b_o = 2 * (0.50 + 0.25 + 2 * 0.40) = 3.10 \text{ m}$$

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{0.50}{0.25}} \right) \sqrt{210} * 310 * 40 = 161.90 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{30 * 40}{310} + 2 \right) \sqrt{210} * 310 * 40 = 242.12 \text{ tn}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 1.06 \sqrt{210} * 310 * 40 = 161.90 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \text{ escogido} = 161.90 \text{ tn}$$

$$V_u < \phi V_c$$

Verificación del corte por flexión

Dirección X-X

$$V_u = 53.17 * 0.95 * (0.35 - 0.40) = -2.53 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 95 * 40 = 24.81 \text{ tn}$$

$$V_u < \phi V_c$$

Dirección Y-Y

$$V_u = 53.17 * 1.20 * (0.35 - 0.40) = -3.19 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 120 * 40 = 31.34 \text{ tn}$$

$$V_u < \phi V_c$$

Diseño por flexión

Dirección X-X

$$M_u = 53.17 * 0.35^2 * \frac{0.95}{2} = 3.09 \text{ tn} - m$$

$$K_u = \frac{309000}{95 * 40^2} = 2.03 \rightarrow \rho = 0.06\%$$

$$A_s \text{ calculado} = 0.06\% * 95 * 40 = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 95 * 50 = 8.55 \text{ cm}^2$$

Usando barras de 5/8" y para un metro de ancho tenemos que:

$$S = \frac{2}{0.0018 * 100 * 50} = 22.2 \text{ cm}$$

$$\text{Sescogido} = 20 \text{ cm}$$

Dirección Y-Y

$$Mu = 53.17 * 0.35^2 * \frac{1.20}{2} = 3.91 \text{ tn}$$

$$Ku = \frac{391000}{120 * 40^2} = 2.04 \rightarrow \rho = 0.06\%$$

$$\text{As calculado} = 0.06\% * 120 * 40 = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asmín} = 0.0018 * 120 * 50 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Usando barras de 5/8" y para un metro de ancho tenemos que:

$$S = \frac{2}{0.0018 * 100 * 50} = 22.2 \text{ cm}$$

$$\text{Sescogido} = 20 \text{ cm}$$

Diseño final:

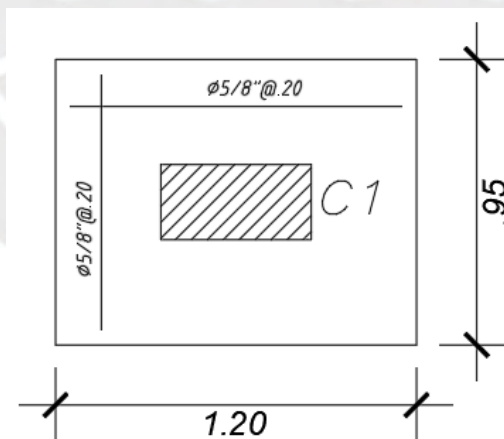


Figura 8.1.8.1 – Diseño de zapata aislada

8.2. Diseño de zapata combinada - conectada

Las zapatas combinadas son el tipo de cimentación requerida para soportar la carga de dos o más elementos verticales y generalmente se usan cuando las áreas de dos o más zapatas se superponen.

8.2.1. Análisis estructural

Se realiza el mismo procedimiento de diseño que el de las zapatas aisladas, con las siguientes consideraciones adicionales:

- Se asume que la zapata combinada es un sólido rígido.
- Se debe trasladar todas las cargas y momentos actuantes hacia el centro de gravedad de la zapata.
- Se debe hacer un modelo de elementos finitos para el análisis de la zapata.

8.2.2. Ejemplo de diseño

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la zapata combinada que soporta la columna C2 y las placas 10 y 11.

Tabla 8.2.2.1 - Cargas actuantes sobre la zapata combinada

Combinación	COLUMNA C2			PLACA 10			PLACA 11		
	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
S.DINXX Max	1.72	0.11	0.60	0.53	0.76	22.08	0.87	56.42	24.67
S.DINYY Max	23.46	1.29	0.16	0.93	0.19	246.62	15.72	38.78	381.12
CM TOTAL	-44.45	-0.50	-0.31	-111.49	-0.07	16.88	-112.29	-6.36	26.54
CV TOTAL	-9.10	-0.12	-0.06	-24.49	-0.02	3.88	-12.02	-1.06	6.21

Para el diseño preliminar, se consideró un peralte de $h = 60$ cm y las siguientes dimensiones:

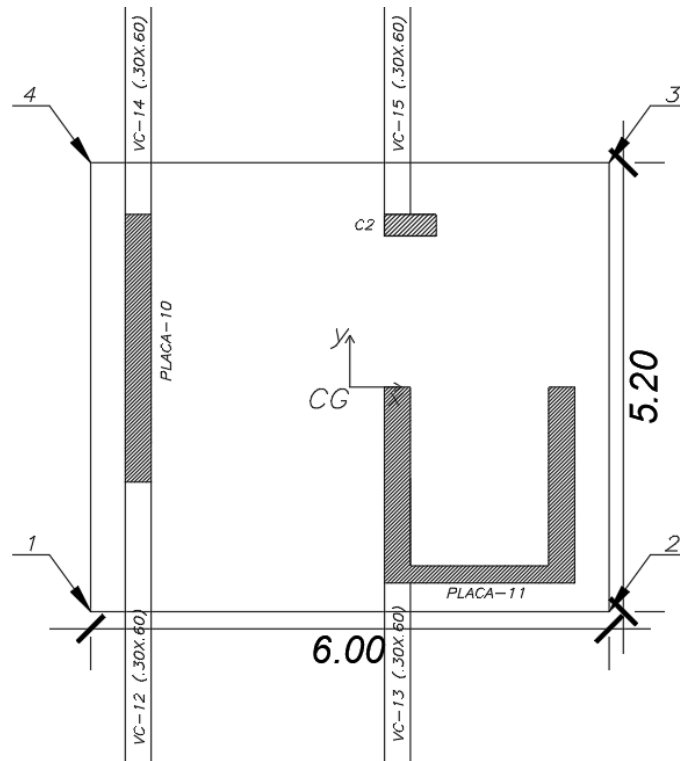


Figura 8.2.2.1 – Dimensiones preliminares de la zapata combinada

Verificación de presiones admisibles

Para verificar las presiones admisibles en los puntos más críticos de la zapata (las esquinas) para los siguientes casos:

- Caso 1: Cargas de gravedad
- Caso 2: Cargas de gravedad + sismo en x
- Caso 3: Cargas de gravedad – sismo en x
- Caso 4: Cargas de gravedad + sismo en y
- Caso 5 Cargas de gravedad – sismo en y

Tabla 8.2.2.2 - Esfuerzos sobre el terreno

Caso	σ_1 (tn/m ²)	σ_2 (tn/m ²)	σ_3 (tn/m ²)	σ_4 (tn/m ²)	σ_{adm} (tn/m ²)
1	10.96	13.81	6.69	22.75	40
2	9.78	14.82	8.80	24.25	52
3	12.15	12.81	4.57	21.26	52
4	2.14	-3.17	19.32	37.07	52
5	19.79	30.80	-5.95	8.44	52

Se verifica que ninguno de los esfuerzos es mayor que la presión admisible del suelo y aunque existen esfuerzos de tracción estos no serán considerados de acuerdo a lo que menciona el artículo 15.2.3 de la norma E.060 Concreto Armado.

Reacción amplificada del suelo

Para estimar la reacción amplificada del suelo se tomará el mayor valor del análisis anterior.

$$\sigma u = 1.25 * 37.07 = 46.34 \text{ tn}$$

Verificación del corte por punzonamiento

Se considerará la sección de cada elemento sobre la zapata combinada.

Tabla 8.2.2.3 - Parámetros para la verificación de corte por punzonamiento

Elemento	bo (m)	Ao (m2)
C2	3.70	0.83
P10	8.80	2.88
P11	15.08	5.20
	27.58	8.91

$$Vu = 46.34 * (31.20 - 8.91) = 1032.92 \text{ tn}$$

$$\phi Vc1 = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{6.00}{5.20}} \right) \sqrt{210} * 2758 * 50 = 2460.71 \text{ tn}$$

$$\phi Vc2 = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 50}{2758} + 2 \right) \sqrt{210} * 2758 * 50 = 1249.82 \text{ tn}$$

$$\phi Vc3 = 0.85 * 1.06 \sqrt{210} * 2758 * 50 = 1800.52 \text{ tn}$$

$$\phi Vc \text{ escogido} = 1249.82 \text{ tn}$$

$$Vu < \phi Vc$$

Verificación del corte por flexión

Para realizar el análisis de fuerzas cortantes en la zapata se realizó un modelo de elementos finitos. La siguiente figura muestran los valores de los máximos cortantes obtenidos ubicados a una distancia “d = 50 cm” de la cara de los apoyos.

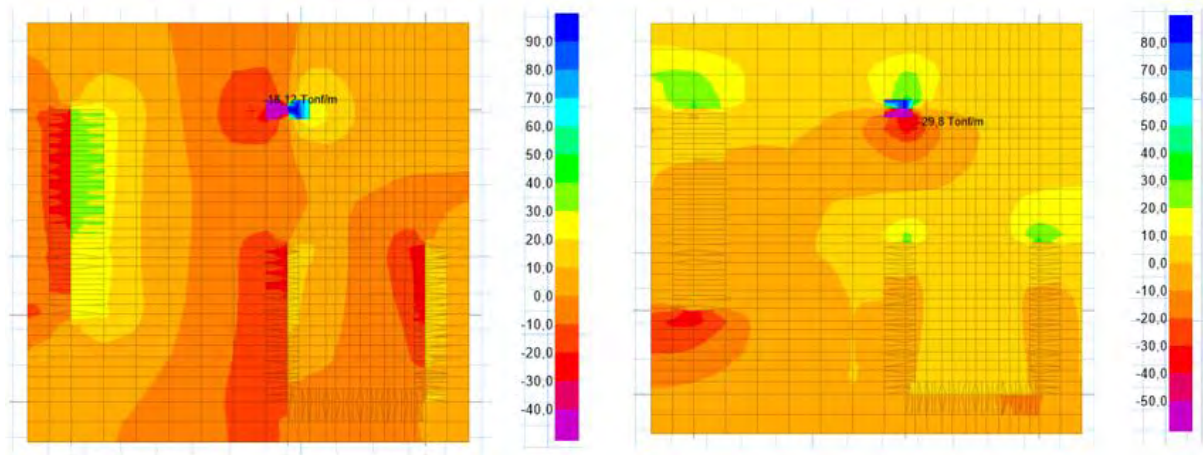


Figura 8.2.2.2 – DFC (tn) en ambas direcciones de la zapata combinada

$$V_x = 18.12 \text{ tn}$$

$$V_y = 29.80 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ tn}$$

Se verifica que $V_u < \phi V_c$ en ambas direcciones.

Diseño por flexión

Del mismo modelo, se obtienen los momentos flectores.

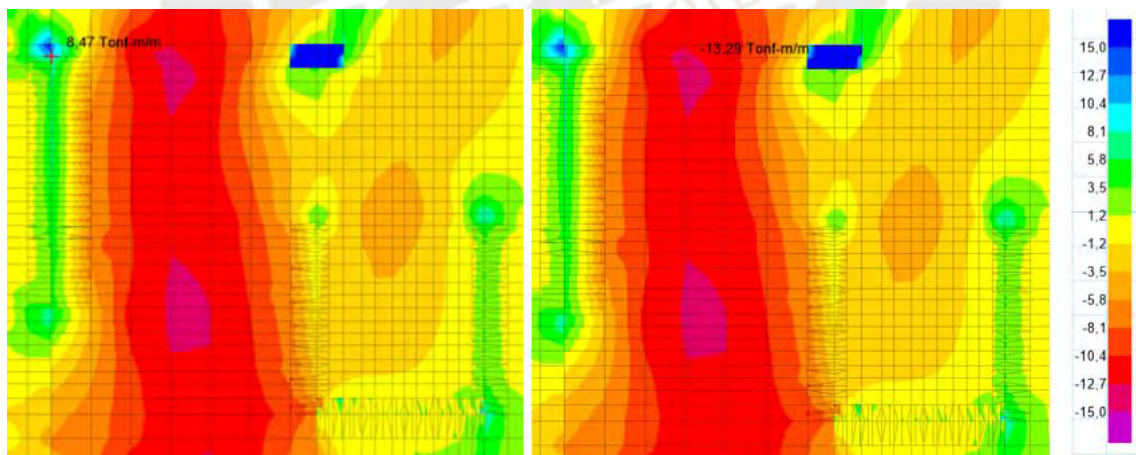


Figura 8.2.2.3 – DMF (tn-m) en la dirección XX de la zapata combinada

$$M_{x+} = 8.47 \text{ tn} - m$$

$$M_{x-} = -13.29 \text{ tn} - m$$

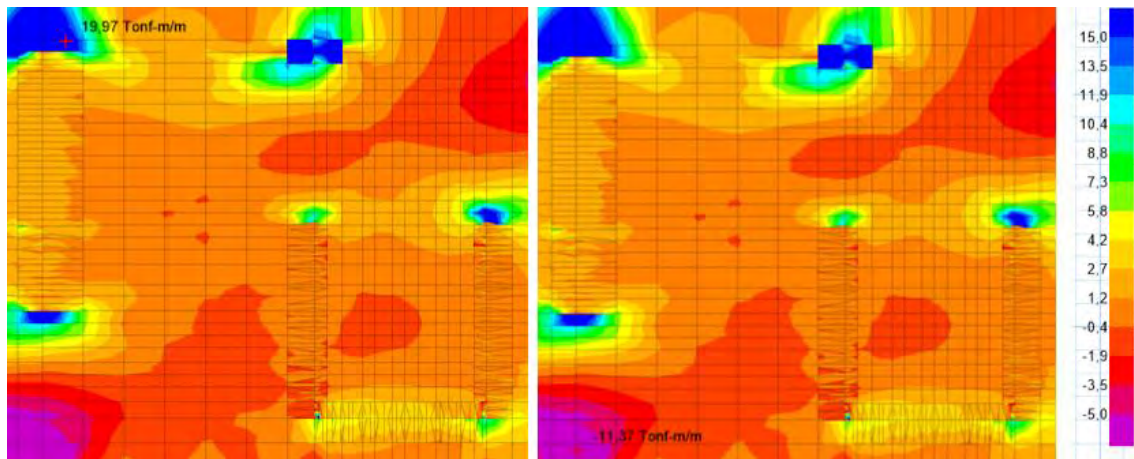


Figura 8.2.2.4 – DMF (tn-m) en la dirección YY de la zapata combinada

$$My+= 19.97 \text{ tn} - m$$

$$My-= -11.37 \text{ tn} - m$$

Tabla 8.2.2.4 - Diseño por flexión de la zapata combinada

	X-X		Y-Y	
	AS+ (sup.)	AS- (inf.)	AS+ (sup.)	AS- (inf.)
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	60	60	60	60
d (cm)	50	50	50	50
Mu (ton-m)	8.47	-13.29	19.97	-11.37
Ku=Mu/(bd ²)	3.39	5.32	7.99	4.55
ρ	0.09%	0.15%	0.22%	0.12%
Ascalculado= ρbd (cm ² /m)	4.64	7.28	10.94	6.23
Asmín (cm ² /m)	7.20	10.80	7.20	10.80
Refuerzo escogido	1φ3/4"	1φ3/4"	1φ3/4"	1φ3/4"
S calculado (cm)	39.44	26.30	25.59	26.30
S escogido (cm)	25	25	25	25

Diseño final:

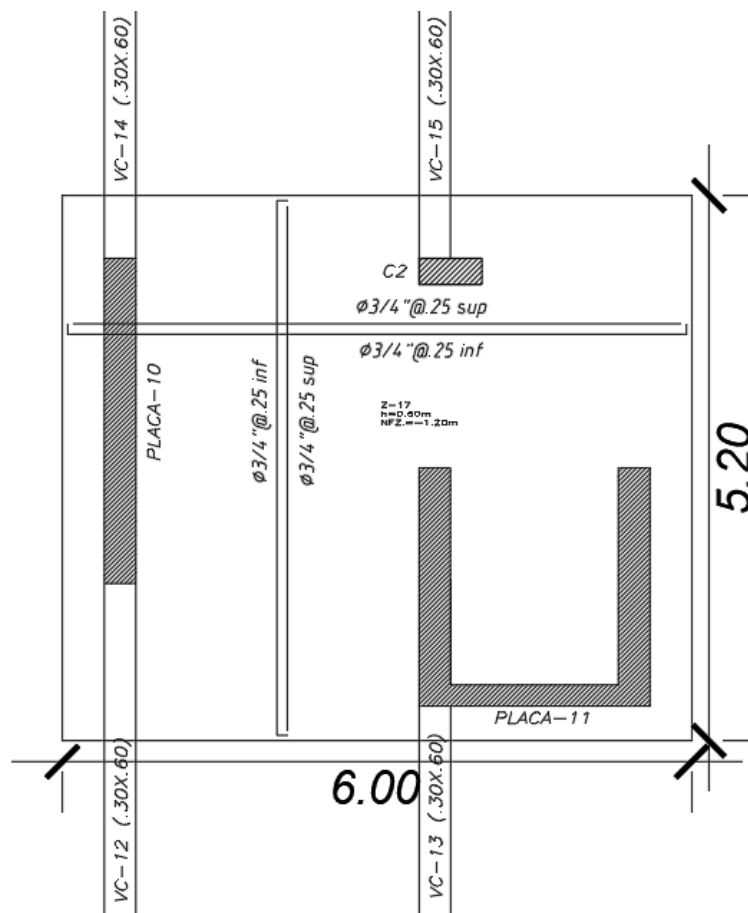


Figura 8.2.2.5 – Diseño de la zapata combinada

Diseño de la viga de conexión

A modo de ejemplo, se realizará el diseño de la viga de conexión VC-2 (0.30 x 0.60)

Del modelo realizado, se obtuvo las fuerzas cortantes a una distancia “d = 54 cm” de la cara de los apoyos.

$$Vu1 = 12.52 \text{ tn}$$

$$Vu2 = 4.75 \text{ tn}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 30 * 54 = 10.58 \text{ tn}$$

Tabla 8.2.2.5 – Diseño por corte de la viga de conexión

VC	ϕVc (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S (cm)
VC-14	10,58	12.52	2.28	141.11
		4.75	-6.86	-46.95

Como vemos, las fuerzas cortantes presentes en la viga no ocasionan que se requiera una gran cantidad de refuerzo por corte; sin embargo, se decidió usar la siguiente distribución.

$$1 \square 3/8": 1@0.05; 4@0.10; \text{Resto}@0.20$$

Del mismo modelo, se obtuvo el valor de los momentos actuantes.

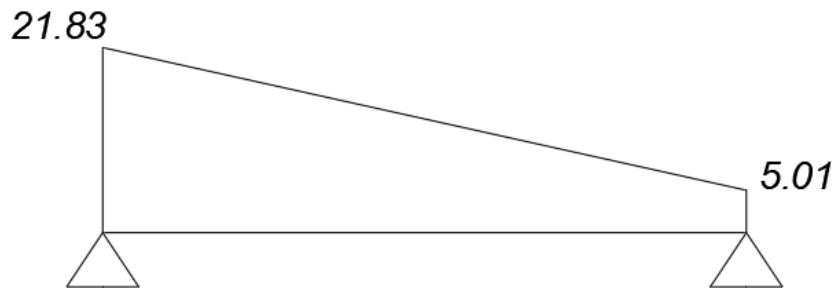
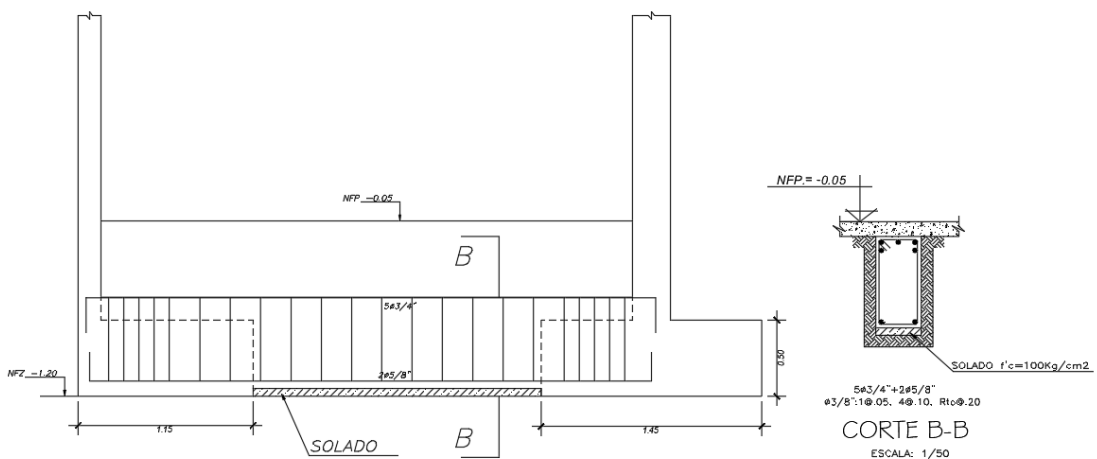


Figura 8.2.2.6 – DMF (tn-m) de la viga de conexión

Tabla 8.2.2.6 – Diseño por flexión de la viga de conexión

VC	Sección	Mu (tn-m)	a (cm)	Asreq (cm ²)	Asins (φ)
VC-14	-	21.83	9.17	11.69	5φ3/4"
	-	5.01	1.96	2.50	5φ3/4"

Diseño final:



VIGA VC-2 (.30x.60)
ESC: 1/50

Figura 8.2.2.6 – Diseño de viga de conexión

CAPÍTULO 9

9. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

9.1. Diseño de escaleras

9.1.1. Análisis estructural

Las escaleras son modeladas como una losa maciza en una dirección y deben ser diseñadas por flexión y corte. Están compuestas por el paso (p), contrapaso (cp) y la garganta (t).

9.1.2. Diseño por flexión

Tras obtener los valores de “Mu” del análisis se puede calcular el parámetro “Ku”, el cual se relaciona a la cuantía “ρ” requerida, según las tablas de diseño. Además, la Norma E.060 Concreto Armado establece la siguiente expresión para el cálculo del acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * b * h$$

9.1.3. Diseño por corte

Se debe verificar que la fuerza cortante de diseño (Vu) sea menor que la resistencia de diseño (ϕV_c), de lo contrario se deberá aumentar el espesor “t” de la garganta.

9.1.4. Ejemplo de diseño

Paso (p) = 25 cm

Contra paso (cp) = 15.3 cm (1° al 2° piso), 17.3 cm (2° al 5° piso)

Garganta (t) = 15 cm

Sobrecarga (s/c) = 0.20 tn/m²

Piso terminado (pt) = 0.10 tn/m²

Metrado de cargas (1° al 2° piso):

Calculamos el peso propio de la escalera:

$$W_{pp} = 2.4 * \left(\frac{0.153}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.153}{0.25} \right)^2} \right) = 0.61 \text{ tn/m}$$

Para 1 metro de ancho:

Tramo inclinado

$$C_m = 1 * 0.61 + 1 * 0.10 = 0.71 \text{ tn/m}$$

$$C_v = 0.20 \text{ tn/m}$$

$$W_s = 0.71 + 0.20 = 0.91 \text{ tn/m}$$

$$W_u = 1.40 * 0.71 + 1.70 * 0.20 = 1.33 \text{ tn/m}$$

Descanso

$$C_m = 2.4 * 1 * 0.15 + 1 * 0.1 = 0.46 \text{ tn/m}$$

$$C_v = 0.20 \text{ tn/m}$$

$$W_s = 0.46 + 0.20 = 0.66 \text{ tn/m}$$

$$W_u = 1.40 * 0.46 + 1.7 * 0.20 = 0.98 \text{ tn/m}$$

Metrado de cargas (2° al 5° piso):

Calculamos el peso propio de la escalera:

$$W_{pp} = 2.4 * \left(\frac{0.173}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.173}{0.25} \right)^2} \right) = 0.65 \text{ tn/m}$$

Para 1 metro de ancho:

Tramo inclinado

$$C_m = 1 * 0.65 + 1 * 0.10 = 0.75 \text{ tn/m}$$

$$C_v = 0.20 \text{ tn/m}$$

$$W_s = 0.75 + 0.20 = 0.95 \text{ tn/m}$$

$$Wu = 1.40 * 0.75 + 1.70 * 0.20 = 1.39 \text{ tn/m}$$

Descanso

$$Cm = 2.4 * 1 * 0.15 + 1 * 0.1 = 0.46 \text{ tn/m}$$

$$Cv = 0.20 \text{ tn/m}$$

$$Ws = 0.46 + 0.20 = 0.66 \text{ tn/m}$$

$$Wu = 1.40 * 0.46 + 1.7 * 0.20 = 0.98 \text{ tn/m}$$

En las figuras siguientes, se muestra el esquema de cargas, diagrama de fuerza cortante y momento flector del primer tramo de la escalera.

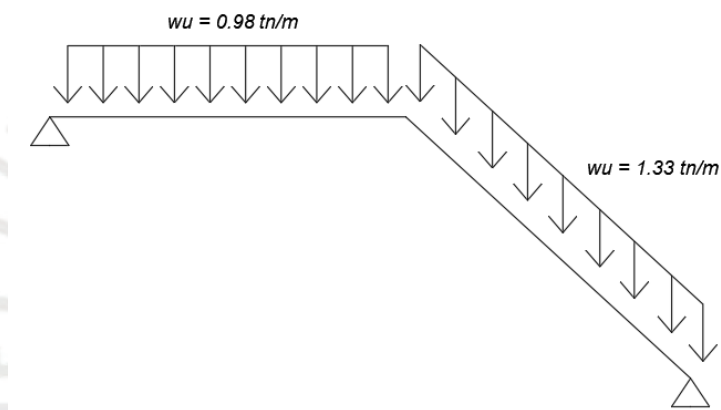


Figura 9.1.4.1 – Modelo estructural de la escalera

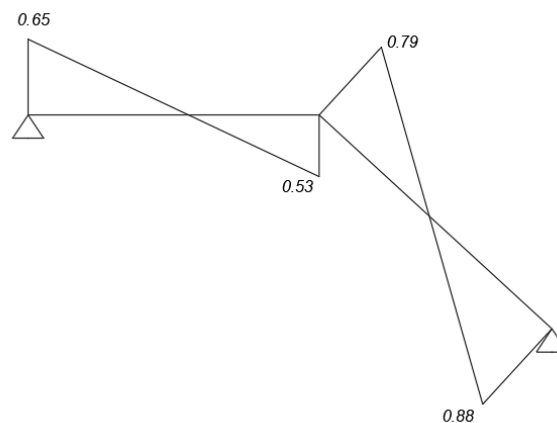


Figura 9.1.4.2 – DFC (tn) de la escalera

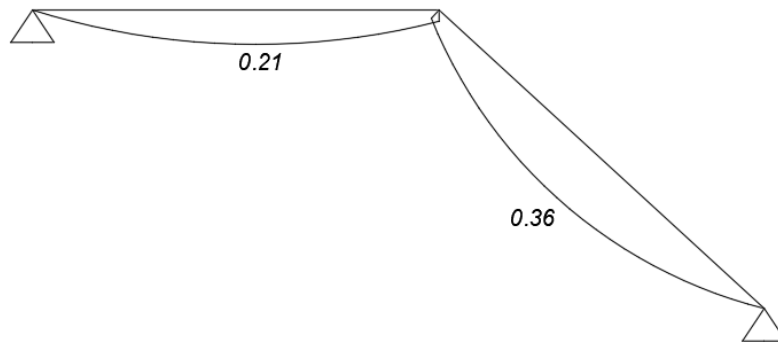


Figura 9.1.4.3 – DMF (tn-m) de la escalera

Diseño por flexión

$$A_{smín} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.70 \text{ cm}^2/m$$

$$M_u = 0.36 \text{ tn} - m$$

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2} = \frac{0.36}{100 * 12^2} = 2.50 \rightarrow \rho = 0.07\%$$

$$A_{sreq} = 0.07\% * 100 * 12 = 0.84 \text{ cm}^2/m$$

Usando fierros de 3/8"

$$S = \frac{0.71}{2.70} = 26.30 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se va a colocar mallas de 3/8" @25cm en ambas direcciones.

Diseño por corte

$$V_u = 0.88 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ tn}$$

$$V_u < \phi V_c$$

CAPÍTULO 10

10. METRADOS Y PRESUPUESTO

10.1. Metrados

Se realizó el metrado de encofrado, concreto y acero del diseño.

Tabla 10.1.1 - Metrados

ELEMENTO	UNIDAD	METRADO
Zapatas		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	93.97
Encofrado y desencofrado de zapatas	m2	147.09
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	6073.88
Vigas de conexión		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	6.09
Encofrado y desencofrado de vigas de conexión	m2	40.62
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1078.25
Cimientos corridos		
Concreto Ciclopeo $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG}$	m3	9.00
Encofrado y desencofrado de cimientos corridos	m2	27.69
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	199.90
Sobrecimientos		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	4.15
Encofrado y desencofrado de sobrecimientos	m2	55.38
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	194.29
Losas macizas		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	54.28
Encofrado y desencofrado de losas macizas	m2	271.39
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	2727.03
Losas aligeradas		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	128.25
Encofrado y desencofrado de losas aligeradas	m2	1603.10
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	3544.13
Vigas		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	112.23
Encofrado y desencofrado de vigas	m2	849.03
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	13287.42
Placas		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	227.84
Encofrado y desencofrado de placas	m2	2637.04
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	24300.33

Columnas		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	22.33
Encofrado y desencofrado de columnas	m2	259.84
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	4430.86
Escaleras		
Concreto premezclado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	13.05
Encofrado y desencofrado de escaleras	m2	68.84
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	516.94

Tabla 10.1.2 – Ratios de acero

RATIOS DE ACERO	
Elemento	Ratio (kg/m3)
Zapatas	64.64
Vigas de conexión	176.97
Cimientos corridos	22.21
Sobrecimientos	46.78
Losas macizas	50.24
Losas aligeradas	27.64
Vigas	118.39
Placas	106.65
Columnas	198.43
Escaleras	39.61

Tabla 10.1.3 – Ratios y metrados totales

TOTAL		
Concreto	m3	671.19
Encofrado	m2	5960.01
Acero	kg	56353.04
Área techada	m2	2200
Ratio de concreto	m3/m2	0.31
Ratio de acero	kg/m3	83.96
Ratio de acero	kg/m2	25.62

10.2. Presupuesto

Se realizó el análisis de costos unitarios de acuerdo a los precios actuales del mercado para obtener el precio final de la estructura.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	COSTO (S/.)	PARCIAL (S/.)
1.00	OBRAS PROVISIONALES				9000.00
1.10	Caseta	glb	1.00	500.00	500.00
1.20	Oficina para staff	glb	1.00	2500.00	2500.00
1.30	Almacén de obra	glb	1.00	1500.00	1500.00
1.40	Cerco provisional	glb	1.00	2000.00	2000.00
1.50	Instalaciones eléctricas y sanitarias	glb	1.00	2500.00	2500.00
2.00	TRABAJOS PRELIMINARES				6800.00
2.10	Limpieza de terreno	glb	1.00	800.00	800.00
2.20	Trazo y replanteo	glb	1.00	1500.00	1500.00
2.30	Movilización de equipos y herramientas	glb	1.00	3000.00	3000.00
2.40	Eliminación de desmonte	glb	1.00	1500.00	1500.00
3.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				17717.70
3.10	Excavación simple	m3	260.90	34.53	9008.81
3.20	Relleno y compactación con material propio	m3	117.84	23.80	2804.69
3.30	Acarreo de material excedente	m3	143.05	13.66	1954.12
3.40	Eliminación de material excedente en botadero	m3	178.82	22.09	3950.08
4.00	CONCRETO SIMPLE				3232.27
4.10	Solado de concreto 100 kg/cm ² (e=2")	m ²	181.69	17.79	3232.27
5.00	CONCRETO ARMADO				884664.64
5.10	Zaptas				58110.07
5.11	Concreto premezclado f _c = 210 kg/cm ²	m ³	93.97	275.11	25850.71
5.12	Encofrado y desencofrado de zapatas	m ²	147.09	38.46	5657.08
5.13	Acero f _y = 4200 kg/cm ²	kg	6073.88	4.35	26421.36
5.41	Curado	m ²	147.09	1.23	180.92
5.20	Vigas de conexión				9704.73
5.21	Concreto premezclado f _c = 210 kg/cm ²	m ³	6.09	321.90	1961.34
5.21	Encofrado y desencofrado de vigas de conexión	m ²	40.62	73.93	3003.04
5.23	Acero f _y = 4200 kg/cm ²	kg	1078.25	4.35	4690.39
5.24	Curado	m ²	40.62	1.23	46.96
5.30	Cimientos corridos				2781.20
5.31	Concreto Ciclopeo f _c =100 kg/cm ² + 30% PG	m ³	9.00	212.42	1911.62
5.33	Acero f _y = 4200 kg/cm ²	kg	199.90	4.35	869.58
5.40	Sobrecimientos				4481.56
5.41	Concreto premezclado f _c = 210 kg/cm ²	m ³	4.15	342.30	1421.74
5.42	Encofrado y desencofrado de sobrecimientos	m ²	55.38	38.76	2146.53
5.43	Acero f _y = 4200 kg/cm ²	kg	194.29	4.35	845.17
5.44	Curado	m ²	55.38	1.23	68.12
5.50	Losas macizas				40813.40
5.51	Concreto premezclado f _c = 210 kg/cm ²	m ³	54.28	310.74	16866.03
5.52	Encofrado y desencofrado de losas macizas	m ²	271.39	43.30	11750.97

5.53	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	2727.03	4.35	11862.59
5.54	Curado	m2	271.39	1.23	333.80
5.60	Losas aligeradas				181047.09
5.61	Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm2	m3	128.25	321.84	41275.34
5.62	Encofrado y desencofrado de losas aligeradas	m2	1603.10	55.63	89180.45
5.63	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	3544.13	4.35	15416.98
5.64	Ladrillo de arcilla de 30x30x15	und	14250	2.33	33202.50
5.65	Curado	m2	1603.10	1.23	1971.81
5.70	Vigas				148553.33
5.71	Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm2	m3	112.23	309.89	34779.34
5.72	Encofrado y desencofrado de vigas	m2	849.03	73.93	62768.97
5.73	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	13287.42	3.76	49960.71
5.74	Curado	m2	849.03	1.23	1044.31
5.80	Placas				384065.40
5.81	Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm2	m3	227.84	321.84	73328.99
5.82	Encofrado y desencofrado de placas	m2	2637.04	76.52	201786.41
5.83	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	24300.33	4.35	105706.44
5.84	Curado	m2	2637.04	1.23	3243.56
5.90	Columnas				43537.17
5.91	Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm2	m3	22.33	342.30	7643.56
5.92	Encofrado y desencofrado de columnas	m2	259.84	62.73	16299.76
5.93	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	4430.86	4.35	19274.24
5.94	Curado	m2	259.84	1.23	319.60
5.100	Escaleras				11570.70
5.101	Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm2	m3	13.052	321.84	4200.66
5.102	Encofrado y desencofrado de escaleras	m2	68.8356	73.17	5036.70
5.103	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	516.936	4.35	2248.67
5.104	Curado	m2	68.8356	1.23	84.67
				COSTO DIRECTO	921509.41
				GASTOS GENERALES	
				(10%)	92150.94
				UTILIDAD (5%)	46075.47
				SUB TOTAL	1059735.82
				IGV (18%)	190752.45
				TOTAL PRESUPUESTO	1250488.27

$$\text{Ratio} = \frac{\text{Costo directo de estructuras}}{\text{Área techada}} = \frac{921509.41}{2200} = 418.87 \text{ soles por m}^2$$

CAPÍTULO 11

11. TIEMPO - HISTORIA

11.1. Análisis tiempo – historia lineal elástico

Se realizará el análisis tiempo - historia lineal elástico correspondiente a los siguientes sismos:

- Sismo del 17/10/1966
- Sismo del 31/05/1970
- Sismo del 03/10/1974

Los acelerogramas, de los sismos antes mencionados, tienen dos componentes: N08E y N82W.

Antes de ingresar los acelerogramas al modelo, estos deben ser escalados a la aceleración de diseño 0.45g, correspondiente a la zonificación donde se desarrolla el proyecto, de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

- **Sismo de 1966**

Magnitud: 8.2 MW

Registro: IGP

Tabla 11.1.1 – Datos y factor de escala del sismo de 1966 (N08E)

		a (cm/s²)	a (g)
Sismo de 1966 (N08E)	máx	246.78	0.25
	mín	-269.34	-0.27
Máximos absolutos		269.34	0.27
Factor de escala		1.64	1.64

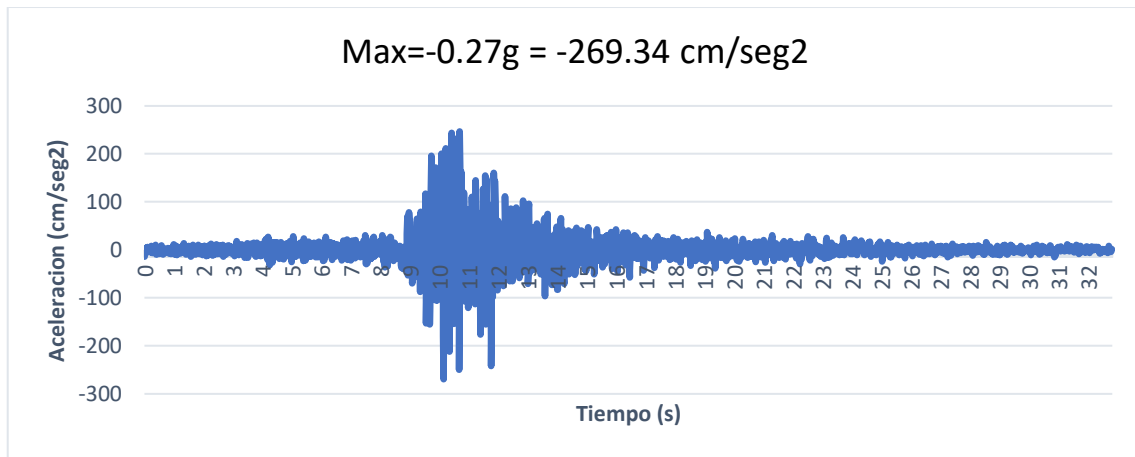


Figura 11.1.1 – Acelerograma del sismo de 1966 (N08E)

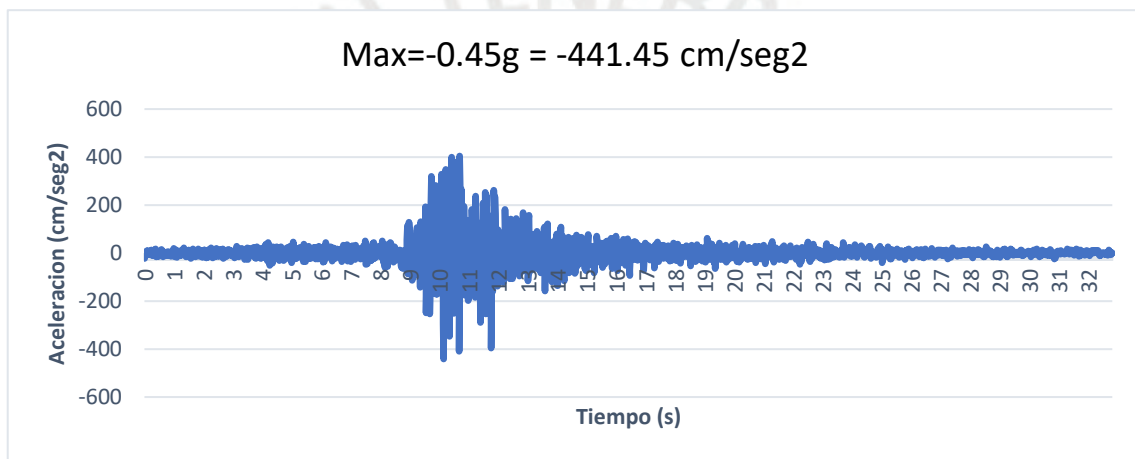


Figura 11.1.2 – Acelerograma del sismo de 1966 (N08E) escalado x1.64

Tabla 11.1.2 – Datos y factor de escala del sismo de 1966 (N82W)

		a (cm/s²)	a (g)
Sismo de 1966 (N82W)	máx	168.32	0.17
	mín	-180.59	-0.18
Máximos absolutos		180.59	0.18
Factor de escala		2.44	2.44

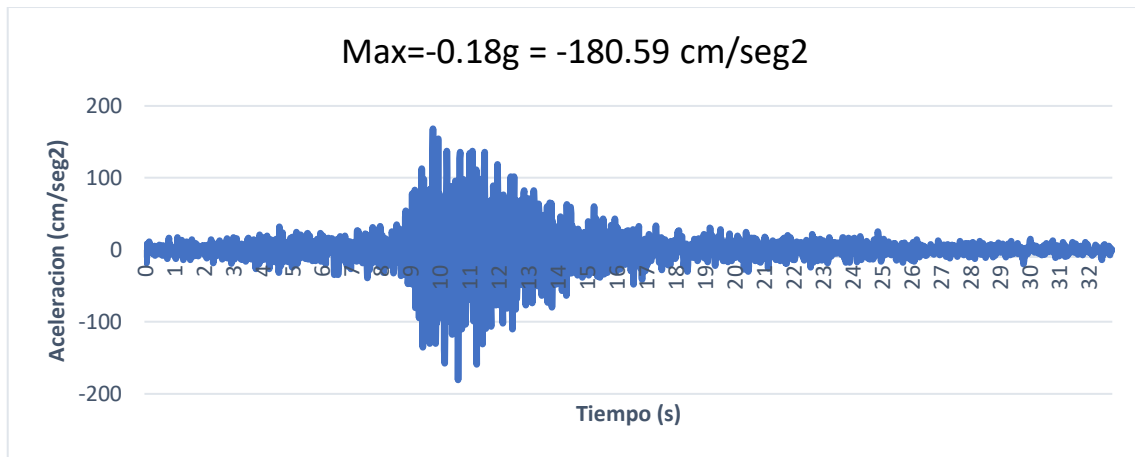


Figura 11.1.3 – Acelerograma del sismo de 1966 (N82W)

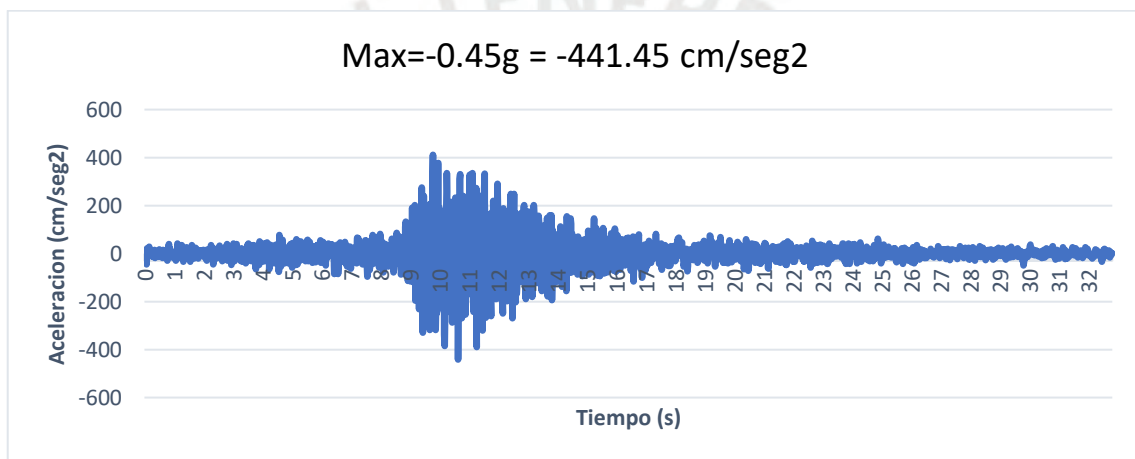


Figura 11.1.4 – Acelerograma del sismo de 1966 (N82W) escalado x2.44

- **Sismo de 1970**

Magnitud: 7.9 MW

Registro: IGP

Tabla 11.1.3 – Datos y factor de escala del sismo de 1970 (N08E)

		a (cm/s²)	a (g)
Sismo de 1970 (N08E)	máx	91.16	0.09
	mín	-97.75	-0.10
Máximos absolutos		97.75	0.10
Factor de escala		4.52	4.52

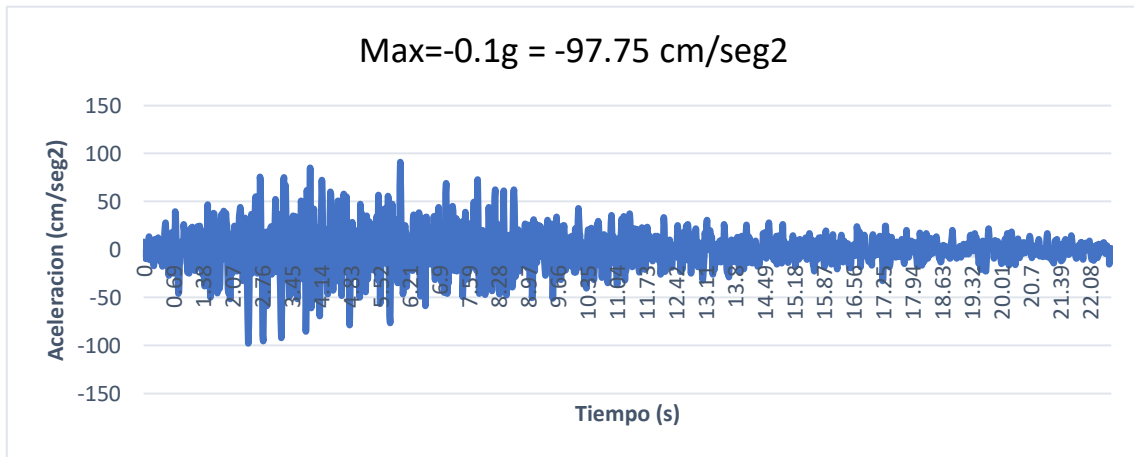


Figura 11.1.5 – Acelerograma del sismo de 1970 (N08E)

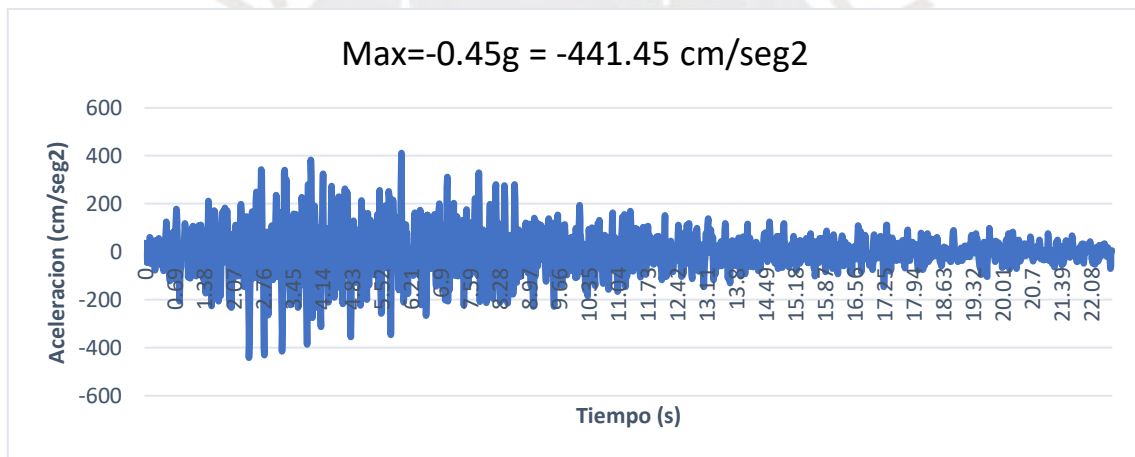


Figura 11.1.6 – Acelerograma del sismo de 1970 (N08E) escalado x4.52

Tabla 11.1.4 – Datos y factor de escala del sismo de 1970 (N82W)

		a (cm/s²)	a (g)
Sismo de 1970 (N82W)	máx	93.80	0.10
	mín	-104.82	-0.11
Máximos absolutos		104.82	0.11
Factor de escala		4.21	4.21

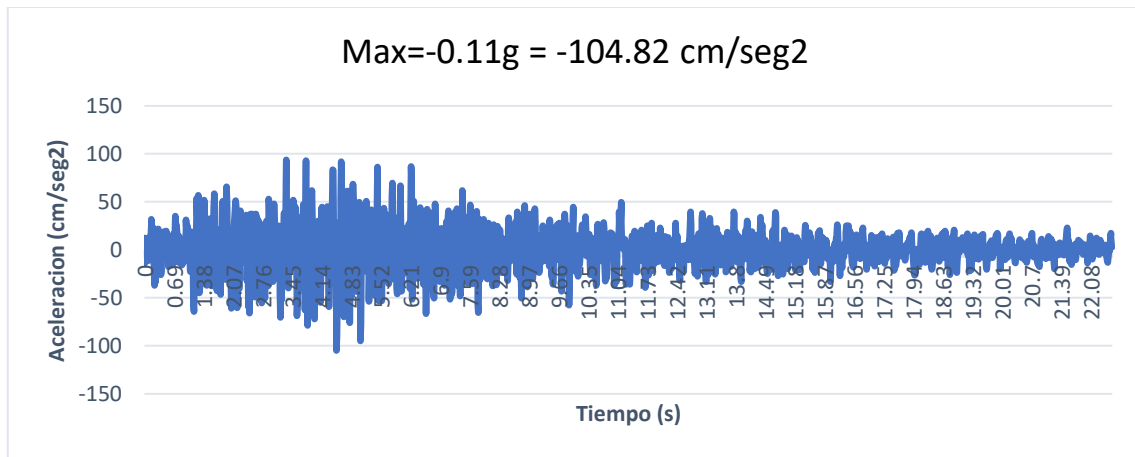


Figura 11.1.7 – Acelerograma del sismo de 1970 (N82W)

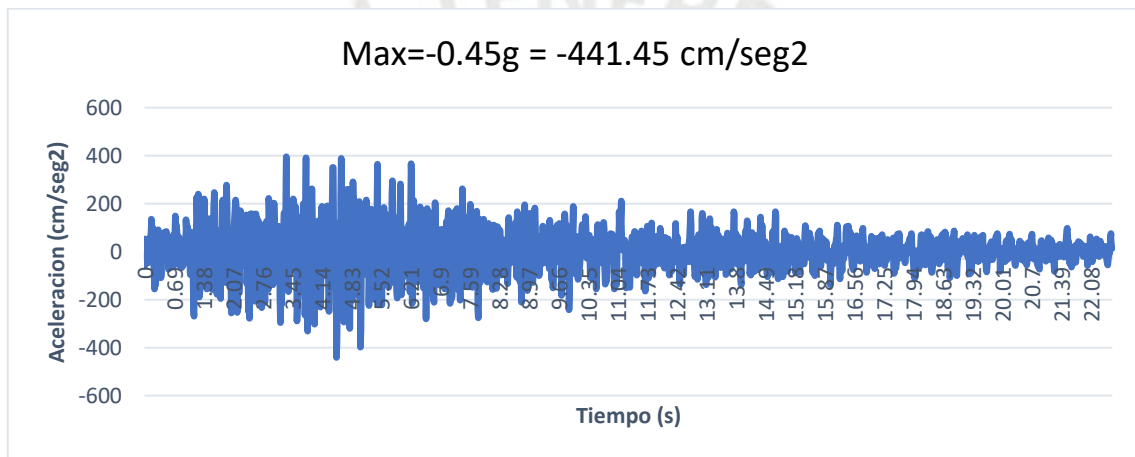


Figura 11.1.8 – Acelerograma del sismo de 1970 (N82W) escalado x4.21

- **Sismo de 1974**

Magnitud: 8.1 MW

Registro: IGP

Tabla 11.1.5 – Datos y factor de escala del sismo de 1974 (N08E)

		a (cm/s²)	a (g)
Sismo de 1974 (N08E)	máx	178.95	0.18
	mín	-126.74	-0.13
Máximos absolutos		178.95	0.18
Factor de escala		2.47	2.47

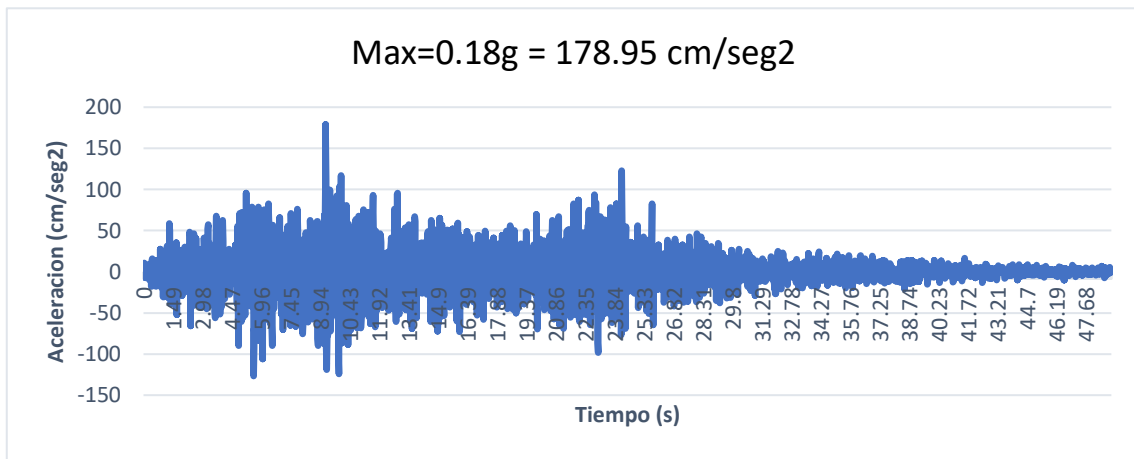


Figura 11.1.9 – Acelerograma del sismo de 1974 (N08E)

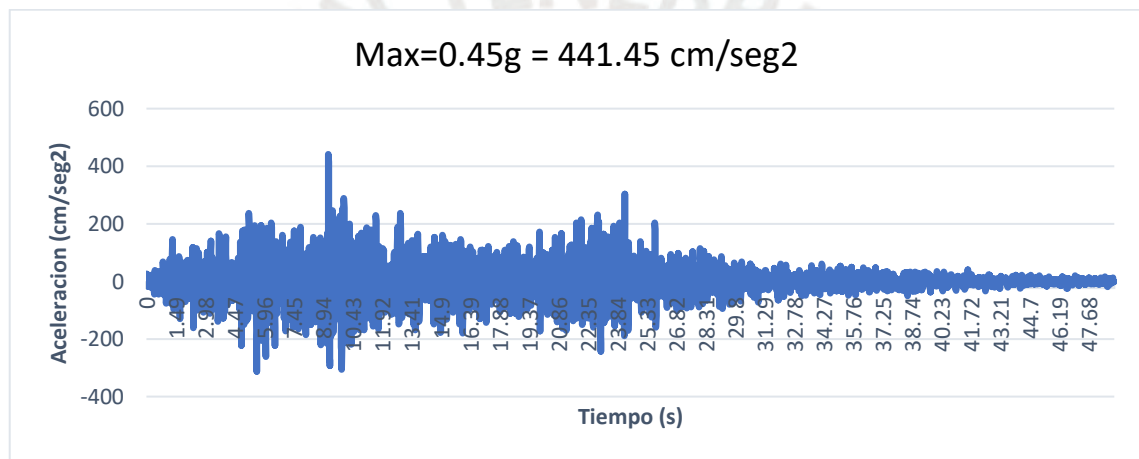


Figura 11.1.10 – Acelerograma del sismo de 1974 (N08E) escalado x2.47

Tabla 11.1.6 – Datos y factor de escala del sismo de 1974 (N82W)

		a (cm/s²)	a (g)
Sismo de 1974 (N82W)	máx	158.77	0.16
	mín	-192.49	-0.20
Máximos absolutos		192.49	0.20
Factor de escala		2.29	2.29

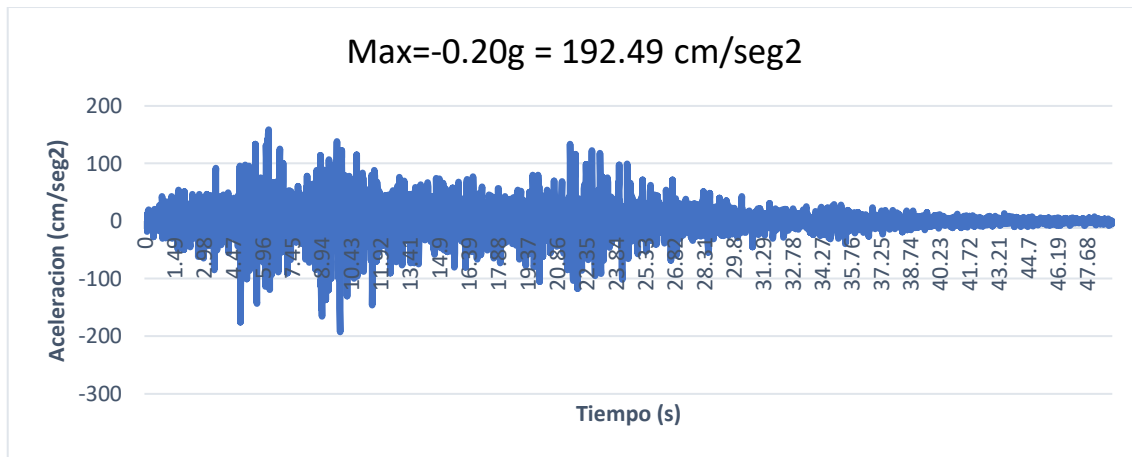


Figura 11.1.11 – Acelerograma del sismo de 1974 (N82W)

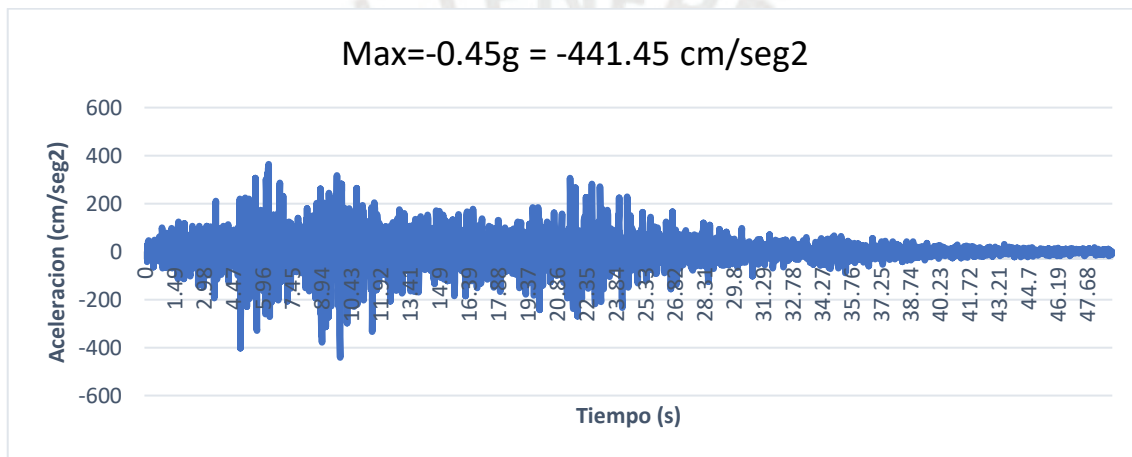


Figura 11.1.12 – Acelerograma del sismo de 1974 (N82W) escalado 2.29

Los resultados para comparar de los análisis tiempo – historia son la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el último nivel. Los resultados finales obtenidos del análisis tiempo – historia son divididos entre $R = 6$ para que sean comparables con resultados obtenidos del análisis Modal Espectral de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Se trabajó con un amortiguamiento del 5% y con intervalos de 0.01 seg.

Tabla 11.1.7 – Cortantes basales y desplazamientos en la azotea

Sismos	Sismo de 1966		Sismo de 1970		Sismo de 1974		E.030
	N08E	N82W	N08E	N82W	N08E	N82W	
Vx (tn)	330.95	375.71	279.87	340.01	270.37	360.74	293.91
Vy (tn)	280.21	198.75	307.20	249.28	264.41	216.39	277.61
Dx (cm)	0.62	0.62	0.54	0.70	0.50	0.66	0.46
Dy (cm)	6.01	3.61	6.88	5.71	5.62	4.60	5.04

11.2. Análisis tiempo - historia espectro compatible

Se realizará el análisis tiempo – historia espectro compatible a los mismos sismos desarrollados en 11.1.

El objetivo de este procedimiento es que el espectro de respuesta correspondiente a cada acelerograma, compatibilizados usando el método de dominio en tiempo, sean parecidos al espectro de respuesta objetivo (ERO). El espectro de respuesta objetivo es el de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente sin reducir ($R = 1$). Luego, se usarán los acelerogramas compatibilizados para realizar el análisis tiempo - historia.

Para obtener los acelerogramas compatibles con el espectro de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente sin reducir usaremos la opción Matched to Response Spectrum y Spectral Matching in Time Domain en el software Etabs.

- Sismo de 1966

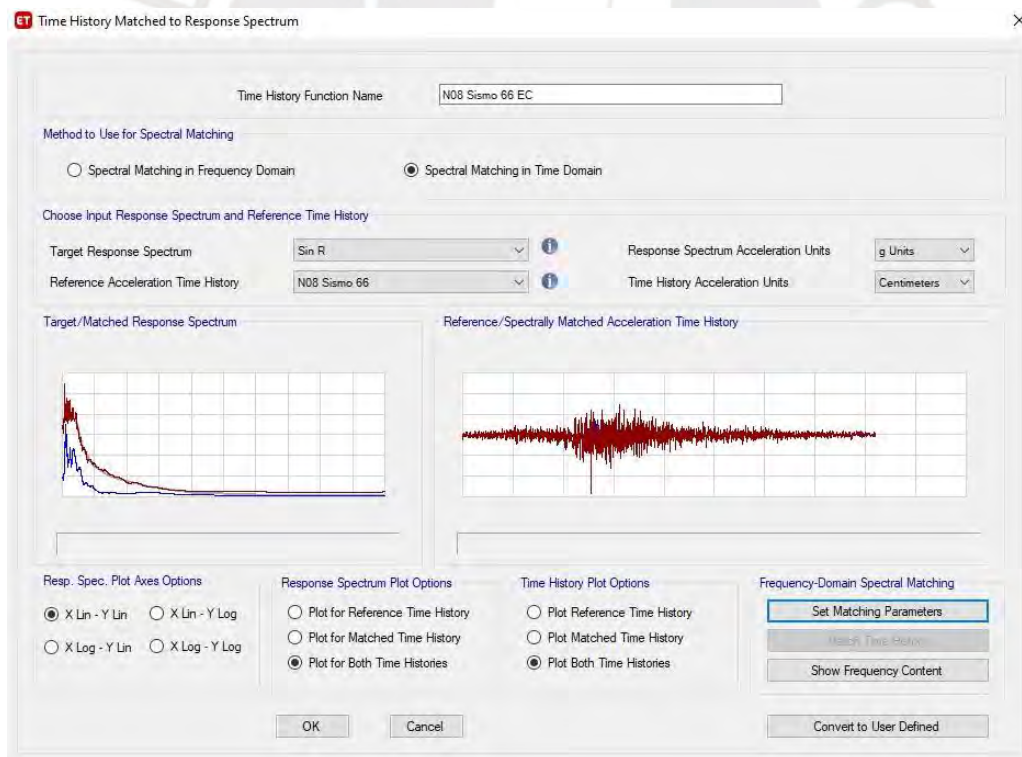


Figura 11.2.1 – Acelerograma del sismo de 1966 (N08E) compatible con espectro de la Norma E.030

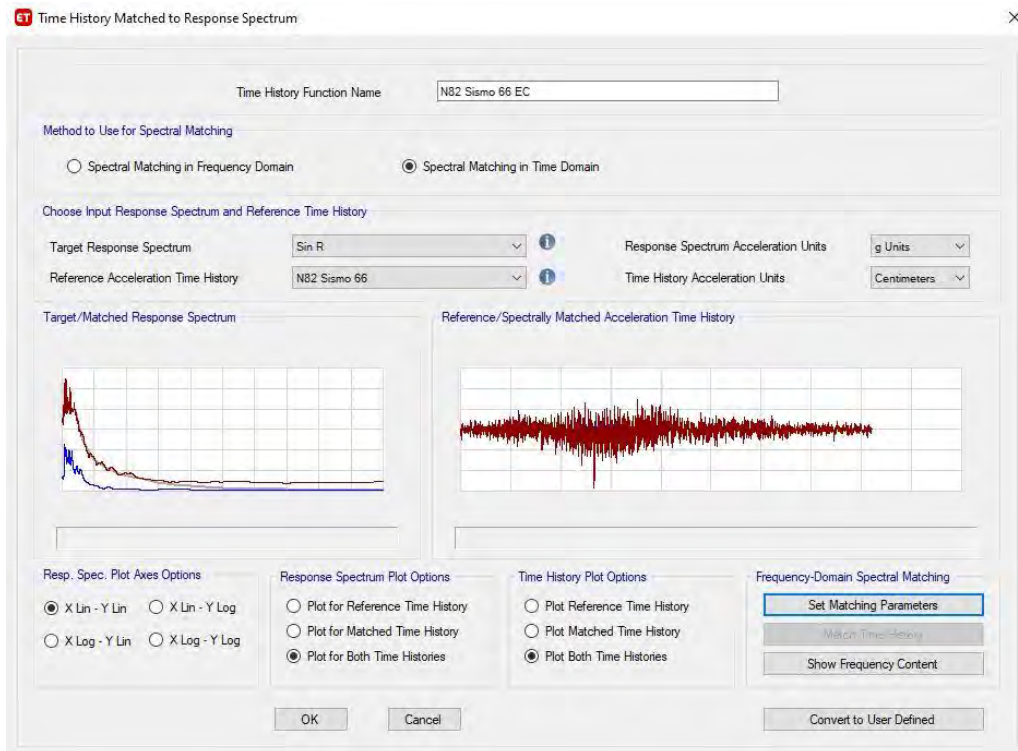


Figura 11.2.2 – Acelerograma del sismo de 1966 (N82W) compatible con espectro de la Norma E.030

- Sismo de 1970

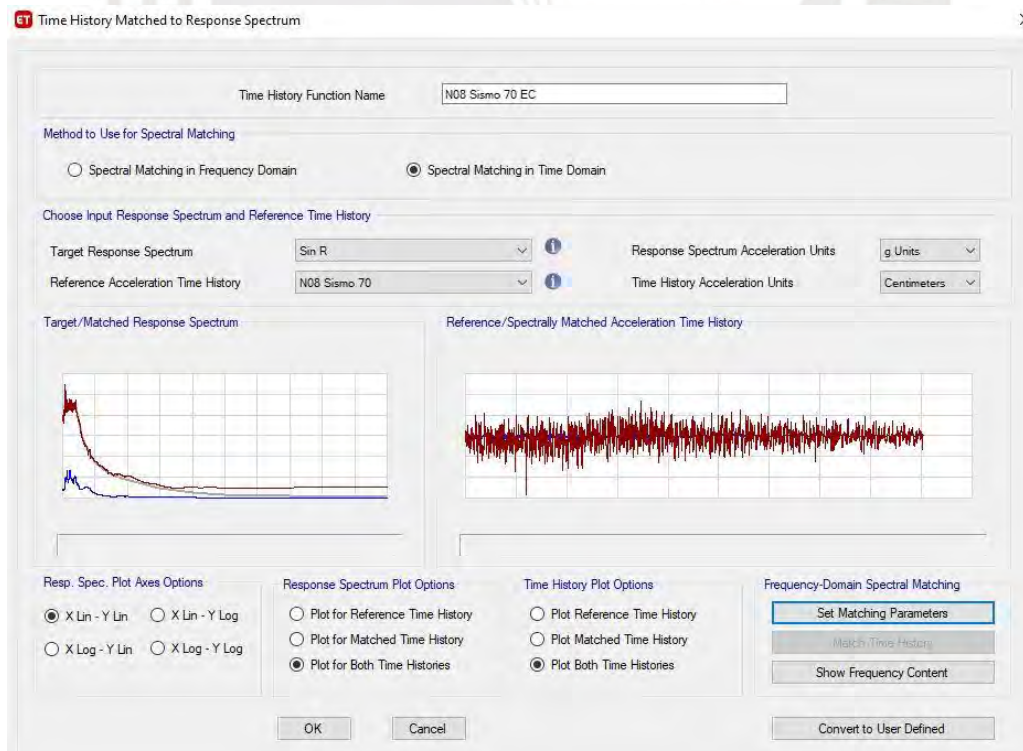


Figura 11.2.3 – Acelerograma del sismo de 1970 (N08E) compatible con espectro de la Norma E.030

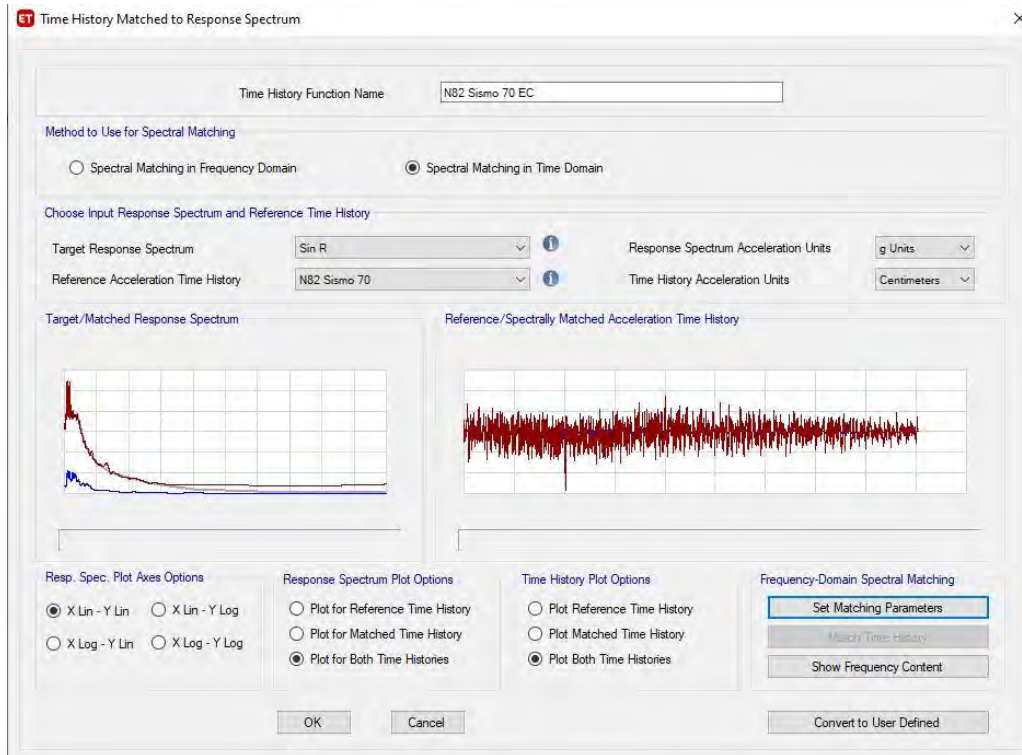


Figura 11.2.4 – Acelerograma del sismo de 1970 (N82W) compatible con espectro de la Norma E.030

- Sismo de 1974

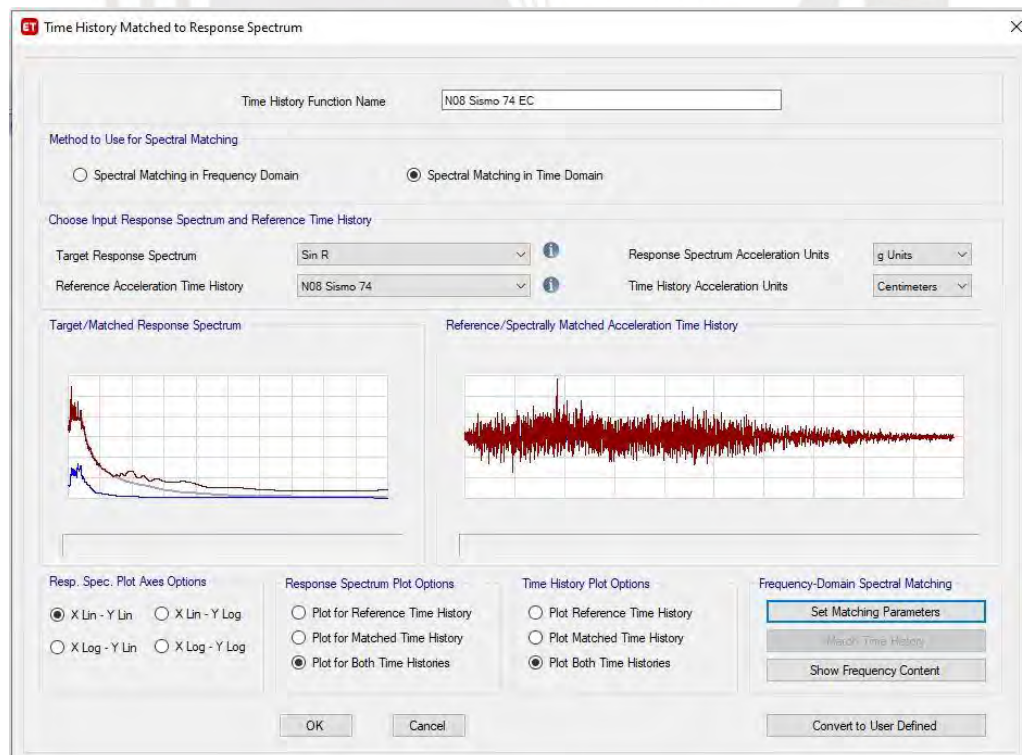


Figura 11.2.5 – Acelerograma del sismo de 1974 (N08E) compatible con espectro de la Norma E.030

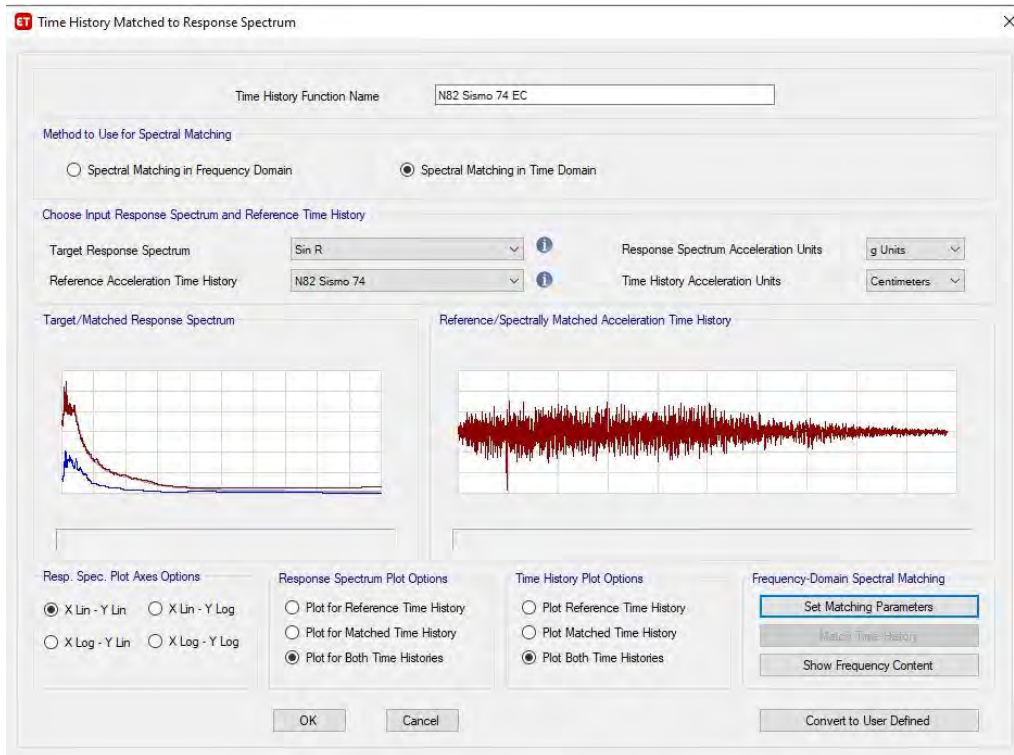


Figura 11.2.6 – Acelerograma del sismo de 1974 (N82W) compatible con espectro de la Norma E.030

Tabla 11.2.1 – Cortantes basales y desplazamientos en la azotea

Sismos	Sismo de 1966		Sismo de 1970		Sismo de 1974		E.030
	N08E	N82W	N08E	N82W	N08E	N82W	
Componente	N08E	N82W	N08E	N82W	N08E	N82W	E.030
V _x (ton)	353.03	426.68	321.70	409.48	395.76	308.26	293.91
V _y (ton)	306.03	292.50	321.32	293.29	305.84	342.45	277.61
D _x (cm)	0.72	0.88	0.58	0.76	0.71	0.66	0.46
D _y (cm)	6.17	6.63	6.42	6.03	6.22	6.31	5.04

11.3. Análisis y comparación de resultados

El artículo 30.3.4 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente nos dice que, para verificar la resistencia de los elementos se deben dividir los resultados del análisis entre $R = 2$; sin embargo, este procedimiento es válido para el diseño de los elementos estructurales.

En este trabajo, se está haciendo el análisis tiempo – historia para comparar los resultados obtenidos con los de la Norma E.030, por lo que no se está tomando en cuenta el criterio mencionado anteriormente.

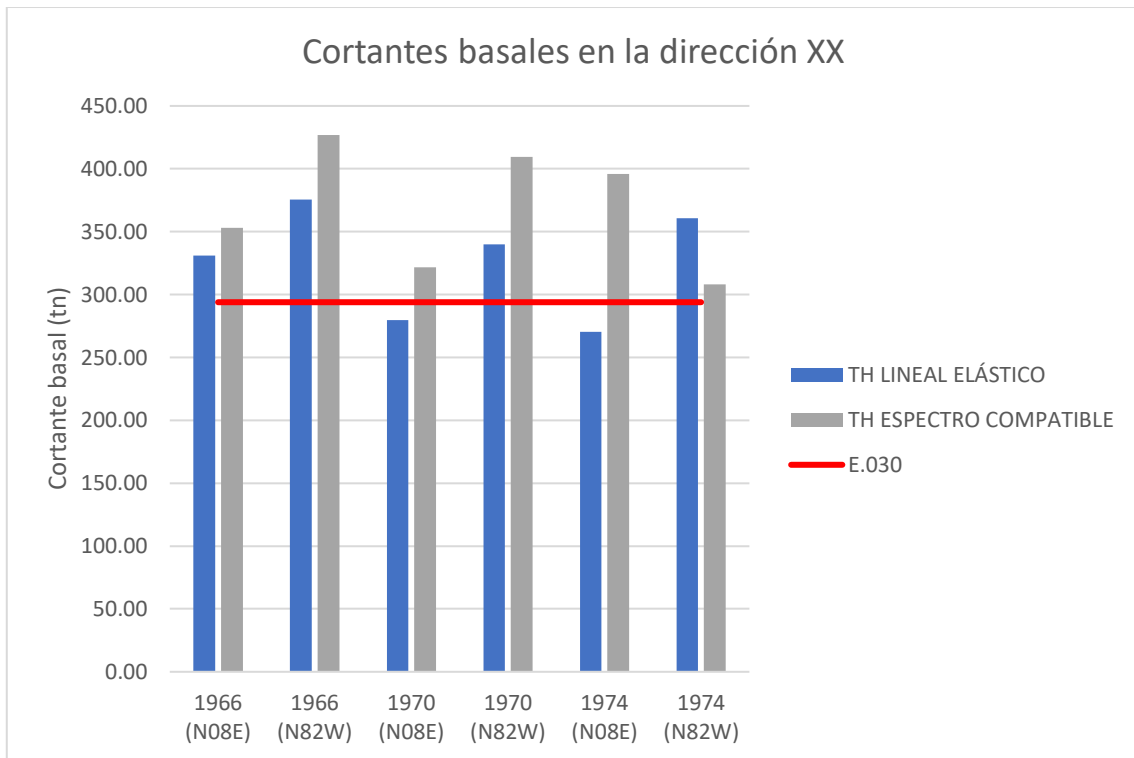


Figura 11.3.1 – Comparación de cortantes basales en la dirección XX

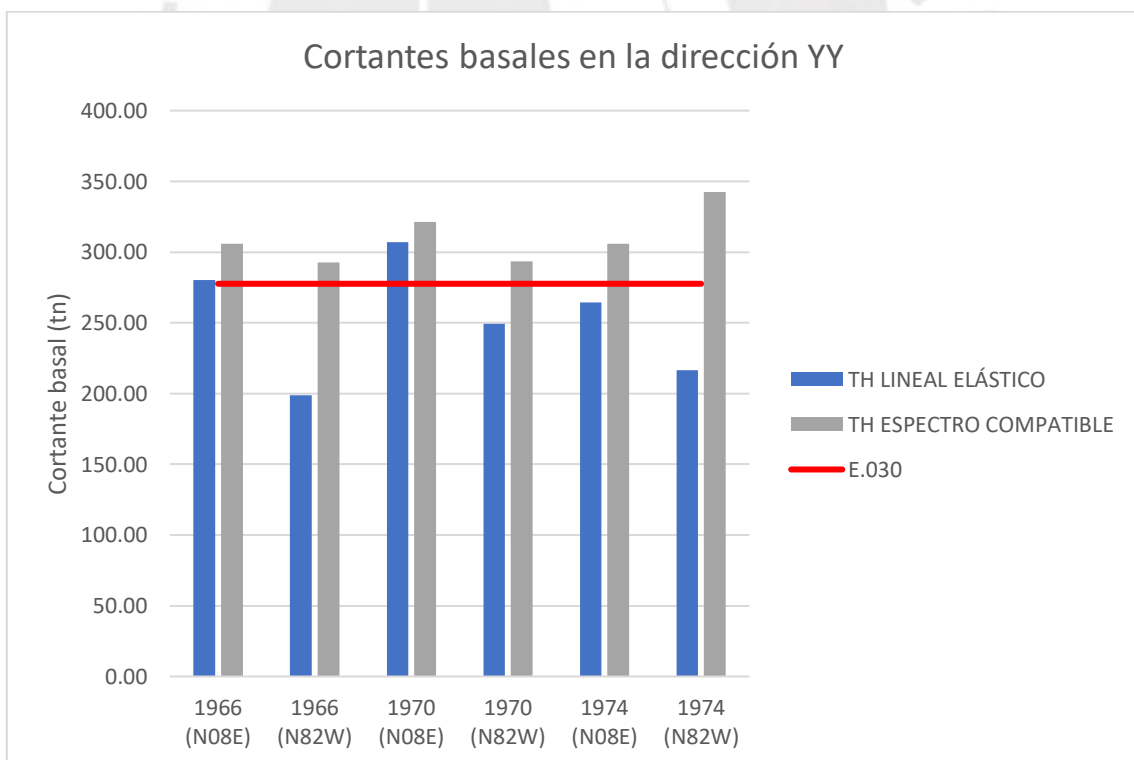


Figura 11.3.2 – Comparación de cortantes basales en la dirección YY

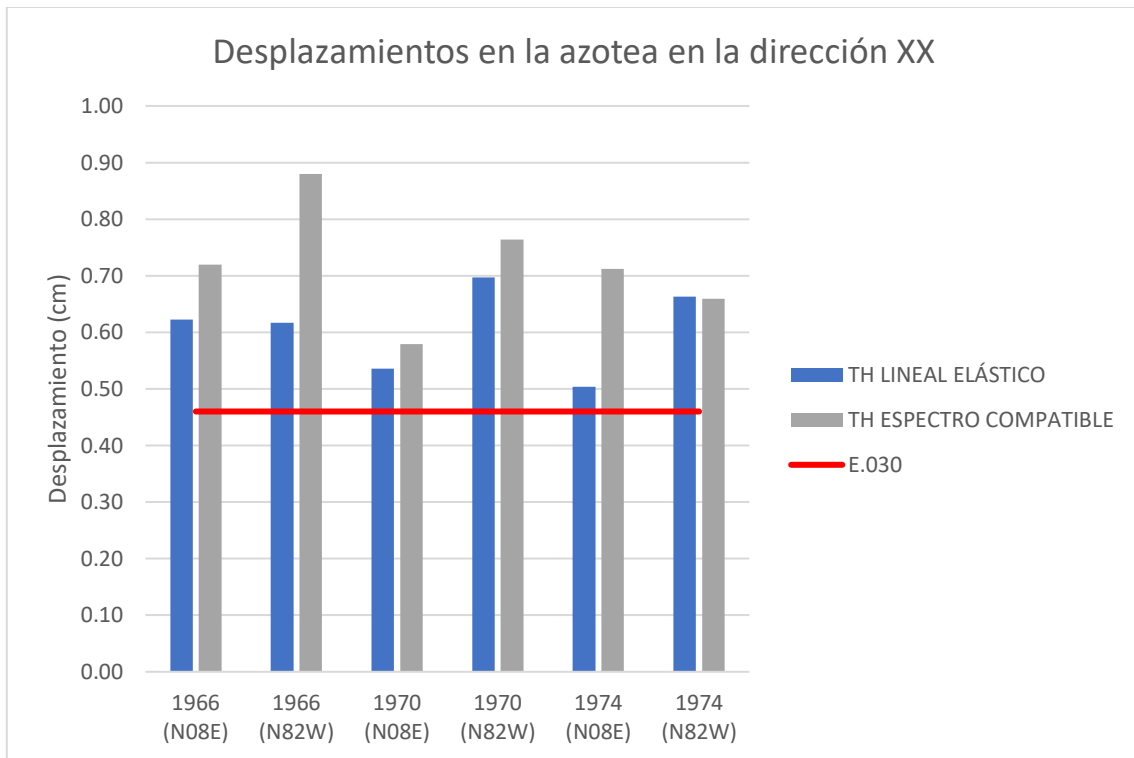


Figura 11.3.3 – Comparación de desplazamientos en la azotea en la dirección XX

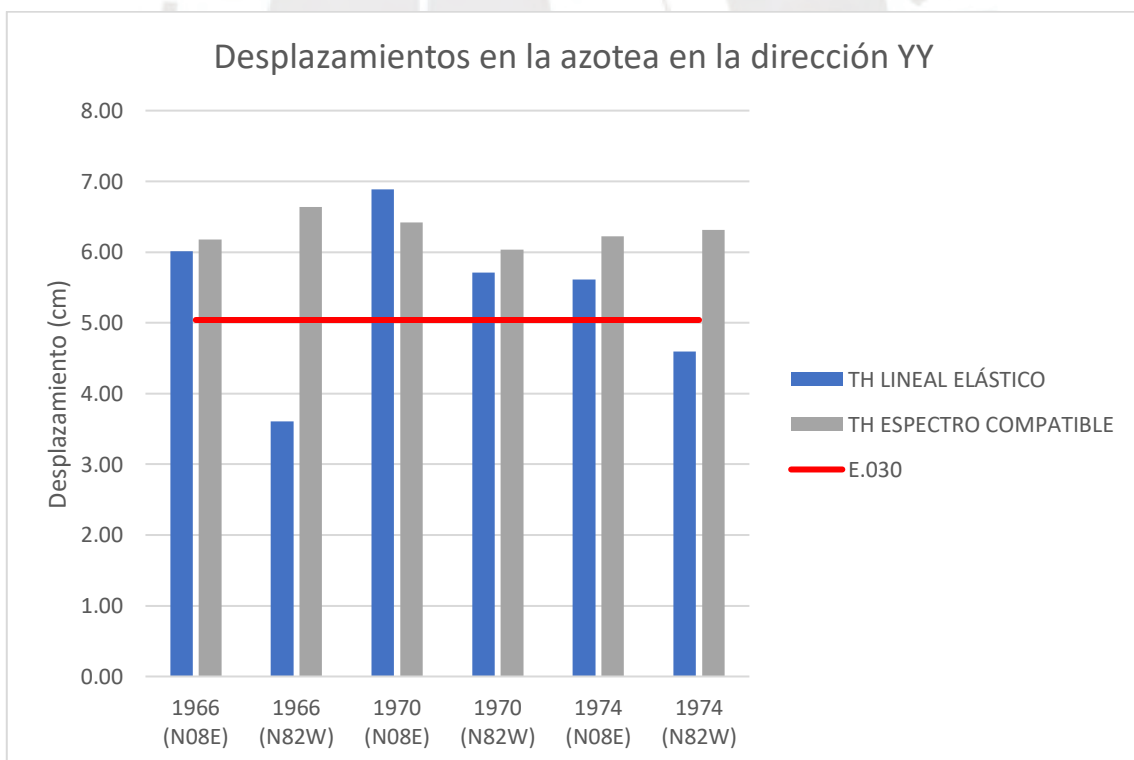
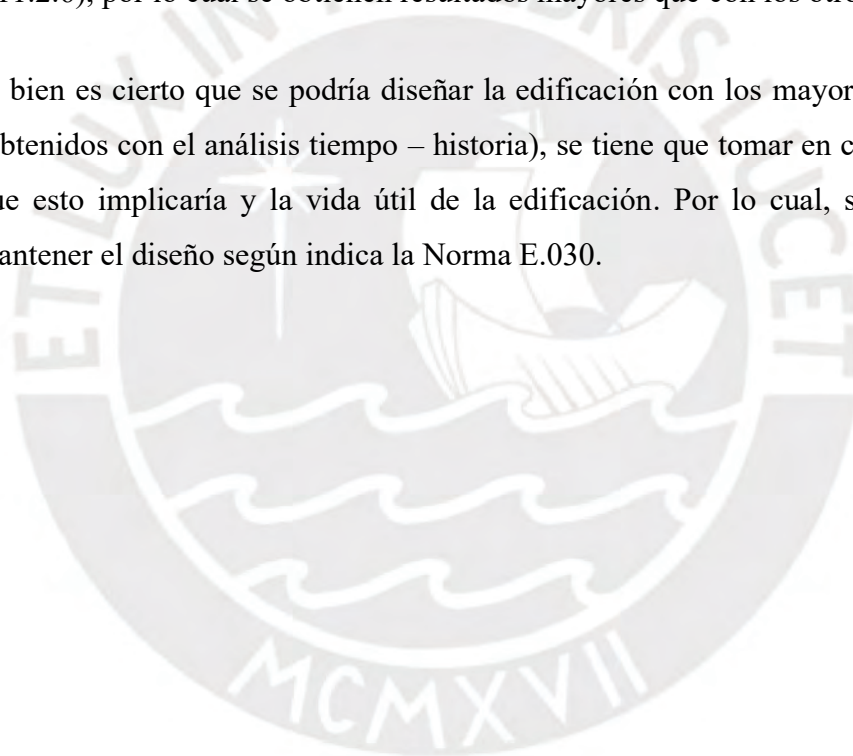


Figura 11.3.4 – Comparación de desplazamientos en la azotea en la dirección YY

CONCLUSIONES

- Los criterios usados para el predimensionamiento de los elementos estructurales fueron acertados, ya que dichas medidas fueron corroboradas en el análisis sísmico y diseño de concreto armado obteniendo resultados coherentes dentro del rango esperado para una edificación típica de viviendas.
- Se obtuvo un período de 0.121s en la dirección XX y de 0.367s en la dirección YY. Dichos resultados son coherentes con la estructuración de la edificación, ya que contamos con una mayor presencia de placas en la dirección XX, las cuales le otorgan a la edificación una rigidez mucho mayor que en la dirección YY.
- Se obtuvo una deriva inelástica máxima de 0.383‰ en la dirección XX y de 4.77‰ en la dirección YY. Dichos resultados van de acuerdo al período y rigidez de la estructura en cada una de las direcciones.
- Debido a la gran rigidez con la que cuenta la estructura en la dirección XX, se concluye que se pudo prescindir de cierta cantidad de placas en dicha dirección y de todas formas asegurar un buen comportamiento de la estructura frente a las exigencias de las normativas peruanas.
- Se concluye que las placas absorben casi la totalidad de las solicitaciones sísmicas, ya que las columnas cuentan con fuerzas sísmicas despreciables trabajando, finalmente, solo por cargas de gravedad.
- Del diseño de cimentaciones, se concluye que el uso de vigas de conexión resulta en una disminución importante de esfuerzos en las zapatas, asegurando un mejor comportamiento de toda la cimentación al trabajar en conjunto y no de forma independiente.
- Del análisis tiempo – historia lineal elástico y espectro compatible, se concluye que las solicitaciones que genera un sismo real en nuestra edificación producen mayores fuerzas y desplazamientos que lo obtenidos mediante el análisis modal espectral de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

- Debido a que los períodos fundamentales de nuestra estructura (0.121s en XX y 0.367s en YY) coinciden con los valores pico de aceleración de los acelerogramas analizados nuestros valores de fuerza y desplazamiento son mayores que los obtenidos con la Norma E.030.
- A diferencia del análisis tiempo – historia lineal elástico, en el cual se escala un acelerograma a la aceleración de diseño correspondiente a una zonificación ($Z = 0.45g$), en el análisis tiempo - historia espectro compatible se busca un escalamiento más exacto, por lo cual se introduce el espectro propuesto por la Norma E.030 ($R = 1$). Sin embargo, las aceleraciones pico no se normalizan como una cresta lineal, sino que conservan sus tendencias de altos y bajos (figuras 11.2.1 a 11.2.6), por lo cual se obtienen resultados mayores que con los otros análisis.
- Si bien es cierto que se podría diseñar la edificación con los mayores parámetros (obtenidos con el análisis tiempo – historia), se tiene que tomar en cuenta el costo que esto implicaría y la vida útil de la edificación. Por lo cual, se recomienda mantener el diseño según indica la Norma E.030.



BIBLIOGRAFÍA

- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2006 Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE. Lima – Perú
Separata especial publicada en el diario oficial El Peruano
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2006 Norma E.020 Cargas
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2018 Norma E.030 Diseño Sismorresistente
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2009 Norma E.060 Concreto Armado
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE
- BLANCO, Antonio
1994 Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. 2da edición.
Lima - Perú
Colegio de Ingenieros del Perú
- HARMSEN, Teodoro
2002 Diseño de estructuras de concreto armado. 3era edición. Lima - Perú
Pontificia Universidad Católica del Perú
- OTTAZZI, Gianfranco
2016 Apuntes del curso Concreto Armado 1. 15ava edición. Lima - Perú
Pontificia Universidad Católica del Perú
- MUÑOZ, Alejandro
2003 Ingeniería Sismorresistente. 2da edición. Lima - Perú
Pontificia Universidad Católica del Perú