

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE VIVIENDAS DE
CONCRETO ARMADO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Cristian Eduardo Zapata Reyes

Víctor Jesús Vila Galván

ASESOR:

Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Mayo, 2021

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis, diseño estructural y presupuesto de materiales para elementos estructurales de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos, ubicado en el distrito de San Borja, Lima.

El edificio se ubica en un terreno rectangular de 454 m², perteneciente a un condominio de edificios con estacionamientos comunes. El área techada de 322 m² se distribuye de la siguiente manera: el primer nivel está destinado para el ingreso al lobby y el área restante corresponde a cuatro departamentos. Los pisos superiores tienen una planta típica con cuatro departamentos por piso siendo en total son veintiocho departamentos. Para estos se incluyó un ascensor y una escalera común.

La estructuración y predimensionamiento se determinó utilizando los criterios consolidados en los cursos de concreto armado y respetando la configuración arquitectónica.

En el diseño, se utilizó un sistema estructural constituido por muros de corte y pórticos en ambas direcciones del análisis. La finalidad de esto es tener la posibilidad de tener un control de los desplazamientos laterales, brindando una adecuada rigidez a la estructura. Los elementos horizontales son losas aligeradas en una dirección y una losa maciza en ambas direcciones para el área central en planta.

A partir de lo anterior, se realizó el metrado de cargas y análisis sísmico de la estructura de acuerdo a la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030., corroborándose que los resultados respeten los rangos y límites establecidos. Para el análisis de cargas se construyó un modelo en 3D con el programa ETABS. En este, los techos fueron representados como diafragmas rígidos en tres grados de libertad.

Se diseñó cada elemento estructural de acuerdo a los lineamientos de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Estos son: losas aligeradas, losa maciza, vigas, vigas chatas, columnas, muros de corte, escaleras y cimentación del edificio.

ÍNDICE

LISTAS DE FIGURAS	5
LISTAS DE TABLAS	7
1. GENERALIDADES	10
1.1 Descripción del Proyecto	10
1.2 Normativa Utilizada	13
1.3 Cargas Utilizadas y Aspectos generales de Diseño	13
1.4 Propiedades de los Materiales de Diseño y otros	14
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	15
2.1 Generalidades	15
2.2 Estructuración	16
2.3 Pre-dimensionamiento	17
2.4 Metrados de Carga de Gravedad	22
3. ANÁLISIS SÍSMICO	27
3.1 Hipótesis de Análisis	27
3.2 Parámetros empleados en el Diseño	28
3.3 Masa Sísmica	30
3.4 Análisis de Irregularidades	30
3.5 Procedimientos de Análisis Sísmico	36
3.6 Modos de Vibración de la Estructura	37
3.7 Cortante Basal y Amplificación de Fuerzas	38
3.8 Control de Derivas de Entrepiso	39
3.9 Comparación entre Análisis y Desplazamientos Máximos	39
3.10 Junta Sísmica	41
4. DISEÑO DE LOSAS	42
4.1 Losa Aligerada	42
4.2 Losa Maciza	48
5. DISEÑO DE VIGAS	51
5.1 VIGA PERALTADAS	51
5.2 VIGA CHATA	60

6.	DISEÑO DE COLUMNAS	64
	6.1 Diseño en Flexo-compresión Uniaxial	64
	6.2 Diseño por Cortante y por Capacidad	67
	6.3 Ejemplo de Diseño	69
7.	DISEÑO DE PLACAS	76
	7.1 Espesor por Pandeo	76
	7.2 Diseño por Cortante y Capacidad	77
	7.3 Diseño por Flexión	79
	7.4 Ejemplo de Diseño	81
8.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	93
	8.1 Diseño de Zapata Aislada.....	93
	8.2 Diseño de Zapata Combinada	98
	8.3 Diseño de Zapata Conectada	102
9.	DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	107
	9.1 Diseño de Escalera	107
	9.2 Diseño de muro de contención del pit de ascensor	110
10.	METRADO Y PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS	113
11.	CONCLUSIONES	114
12.	BIBLIOGRAFIA	115

LISTAS DE FIGURAS:

Figura 1.1 Planta de Arquitectura Primer Piso	11
Figura 1.2 Planta de Arquitectura del Piso Típico	12
Figura 2.1 Estructuración del Piso Típico	16
Figura 2.2 Modelo de Vigüeta Tipo 1	23
Figura 2.3 Modelo Viga Chata VCH-1	26
Figura 3.1 Espectro de Aceleraciones	28
Figura 3.2 Irregularidad de Rigidez (Fuente: Ing. Alejandro M.)	31
Figura 3.3 Irregularidad de Masa (Fuente: Ing. Alejandro M.)	33
Figura 3.4 Irregularidad Torsional (Fuente: Ing. Alejandro M.)	34
Figura 3.5 Planta del Modelo Estructural (ETABS)	34
Figura 3.6 Irregularidad Planta (Fuente: Ing. Alejandro M.)	35
Figura 3.7 Irregularidad Discontinuidad de diafragma (Fuente: Ing. Alejandro M.) ...	36
Figura 4.1 Ilustración del Armado de Losa Aligerada	42
Figura 4.2 Losa aligerada a diseñar como ejemplo	45
Figura 4.3 Cargas en la losa	45
Figura 4.4 Diagrama de Momentos Flectores	45
Figura 4.5 Diagrama de Fuerzas Cortantes	46
Figura 4.6 Esquema Losa Aligerada	48
Figura 4.7 Losa Maciza	49
Figura 4.8 Diagrama de esfuerzos momentos máximos - Losa Maciza	49
Figura 4.9 Diagrama de esfuerzos momentos mínimos - Losa Maciza	49
Figura 4.10 Diagrama de esfuerzos cortantes - Losa Maciza	50
Figura 4.11 Detalle Losa Maciza	50
Figura 5.1 Distribución de Armado de Viga Peraltada	55
Figura 5.2 Deflexión máxima de vigas	55
Figura 5.3: Vista en planta de la Viga a diseñar por ejemplo	56
Figure 5.4 Carga Muerta Distribuida SAP2000	56
Figura 5.5 Carga Viva Distribuida SAP 2000	57
Figura 5.6 Diagrama de Fuerzas Cortantes SAP 2000	57
Figura 5.7: Diagrama de Momentos Flectores	57
Figura 5.8 Cortante y Momento a “d” de la cara	57
Figura 5.9 Deflexión por carga muerta en servicio	58
Figura 5.10 Deflexión por carga viva en servicio	58
Figura 5.11 Detalle de la viga	60
Figura 5.12 Modelo Viga Chata VCH-1	62

Figura 6.1 Vista en planta de la Columna a diseñar por ejemplo	69
Figura 6.2 Diagrama de Interacción 1.0% de Cuantía	72
Figura 6.3 Detalle Columna	75
Figura 7.1 Valores de Longitud efectiva y Factor de restricción para Pandeo	77
Figura 7.2 Altura de un edificio típico	77
Figura 7.3 Núcleo Confinado de muro y Muro Típico para diseño	80
Figura 7.4 Se presenta la Placa P-1 como ejemplo de diseño	81
Figura 7.5 Área Tributaria de 11.16 m2	82
Figura 7.6 Detalle de placa	92
Figura 8.1: Presiones en la Zapata	93
Figura 8.2 Distribución Triangular de Presiones	94
Figura 8.3: Efecto de Punzonamiento	94
Figura 8.4 Fuerzas Cortantes en la Zapata	95
Figura 8.5 Distribución de Momentos Flectores	95
Figura 8.6 Vista en planta de la posición de la zapata a diseñar como ejemplo	96
Figura 8.7 Diseño Final de la Zapata 4-F	98
Figura 8.8 Vista en planta del Diseño de la Zapata 4-F	98
Figura 8.9 Zapatas Combinadas	99
Figura 8.10 Diagrama de esfuerzo cortante y momento flector de las zapatas	99
Figura 8.11 Superposición de las Zapatas de la escalera y las columnas	100
Figura 8.12 Modelo de Zapata Combinada con SAFE	100
Figura 8.13 Esfuerzos en la Zapata con el programa SAFE	101
Figura 8.14 Diseño de Zapata Combinada	101
Figura 8.15 Zapatas Conectadas	102
Figura 8.16 Modelo de Viga de Cimentación	102
Figura 8.17 Modelo para diseño de las Zapatas Conectadas	103
Figura 8.18 Zapatas Conectadas a diseñar	103
Figura 8.19 Diseño de las Zapatas Conectadas	106
Figura 8.20 Diseño de la Viga de Cimentación	106
Figura 9.1 Modelo de Escalera	107
Figura 9.2 Modelo de la Escalera con las cargas aplicadas	108
Figura 9.3 Diagrama de Momento Flector	108
Figura 9.4 Diseño final de la Escalera	109
Figura 9.5 Ubicación muro de contención del pit de ascensor.....	110
Figura 9.6 Modelamiento del muro de contención del pit de ascensor.....	111
Figura 9.7 Diagrama de momento flector del muro (kg.m)	111
Figura 9.8 Detalle del muro de contención del pit de ascensor	112

LISTAS DE TABLAS:

Tabla 1.1 Combinaciones de Carga para el Diseño	14
Tabla 1.2 Factores de Reducción	14
Tabla 2.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas	18
Tabla 2.2 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas	19
Tabla 2.3 Calculo de la carga de servicio para dimensionamiento de las columnas .	20
Tabla 2.4 Dotación Diaria Fuente: RNE	21
Tabla 2.5 Cálculo de Volumen para Cisterna	21
Tabla 2.6 Carga según tipo de elemento	22
Tabla 2.7 Sobrecarga según el Uso	22
Tabla 2.8 Metrado de Cargas para la Vigüeta	23
Tabla 2.9 Metrado de Cargas para Losa Maciza	24
Tabla 2.10 Metrado para la Viga Peraltada	25
Tabla 2.11 Metrado de Cargas para Viga Chata	25
Tabla 2.12 Metrado de Cargas para la Columna 4-F	26
Tabla 2.13 Metrado de Cargas para la Placa Nro.1	27
Tabla 3.1 Fuerzas basales en las columnas y placas	29
Tabla 3.2 Tabla de Masas y Peso	30
Tabla 3.3 Verificación de Torsión	31
Tabla 3.4 Masa del edificio en ambas direcciones	32
Tabla 3.5 Tabla de Derivas	33
Tabla 3.6 Tabla de Modos de Vibración, periodos y masa participativa	37
Tabla 3.7 Tabla de Factor de escala de la fuerza basal del Análisis Dinámico	38
Tabla 3.8 Tabla Centro de Masa y Centro de Rigidez	38
Tabla 3.9 Tabla de Verificación de Derivas	39
Tabla 3.10 Tabla Resultados del Análisis Estático	40
Tabla 3.11 Tabla Resultados del Análisis Dinámico	40
Tabla 3.12 Tabla de Modos, Periodo y Masa Participativa del Análisis Estático XX .	40
Tabla 3.13 Tabla de Modos, Periodo y Masa Participativa del Análisis Estático YY .	41
Tabla 3.14 Tabla Junta Sísmica	41
Tabla 4.1 Momentos de Diseño	46
Tabla 4.2 Propiedades de Diseño	46
Tabla 4.3 Diseño de Losa Aligerada	47
Tabla 4.4 Corte de Acero	47
Tabla 4.5 Diseño losa maciza	50
Tabla 5.1 Propiedades de la Viga	58

Tabla 5.2 Acero Resultante del Diseño	59
Tabla 5.3 Cálculo de espaciamiento por Cortante	59
Tabla 5.4 Cortante en función del Espaciamiento	59
Tabla 5.5 Distribución Final de Estribos	59
Tabla 5.6 Corte de Barras para el Armado	60
Tabla 5.7 Propiedades para el Diseño	61
Tabla 5.8 Metrado de Cargas para el Diseño	61
Tabla 5.9 Distribución de Cargas Ultimas	62
Tabla 5.10 Acero Resultante del Diseño	62
Tabla 5.11 Cortantes Últimos para Diseño	62
Tabla 5.12 Corte de fierro	63
Tabla 6.1 Área Tributaria para Metrado	70
Tabla 6.2 Metrado de Cargas de la Columna	70
Tabla 6.3 Propiedades para el Diseño	70
Tabla 6.4 Esfuerzos por Piso	71
Tabla 6.5.1 Combinación de Cargas	71
Tabla 6.5.2 Combinación de Cargas	71
Tabla 6.6 Puntos Notables del Diagrama de Interacción	72
Tabla 6.7 Puntos Notables del Diagrama de Interacción	72
Tabla 6.8 Fuerzas Cortantes en ambas direcciones	73
Tabla 6.9 Combinación de Fuerzas Cortantes para Diseño	73
Tabla 6.10 Capacidad Cortante requerida por Estribos	74
Tabla 6.11 Espaciamiento requerido mediante Diseño por Capacidad	74
Tabla 6.12 Espaciamiento requerido mediante Diseño por Capacidad	75
Tabla 6.13 Espaciamiento de Estribos	75
Tabla 7.1 Valor de alfa para el cálculo de la cortante del concreto para diferente relación de altura con longitud de muro	78
Tabla 7.2 Metrado de Cargas	82
Tabla 7.3 Combinatoria de Cargas (Étabs)	83
Tabla 7.4 Verificación del Pandeo	83
Tabla 7.5 Calculo acero horizontal y vertical eje Y	84
Tabla 7.6 Calculo acero horizontal y vertical eje X.....	84
Tabla 7.7 Calculo acero núcleo eje Y	85
Tabla 7.8 Calculo acero núcleo eje X	85
Tabla 7.9 Calculo acero horizontal y vertical eje Y	86
Tabla 7.10 Calculo acero horizontal y vertical eje X	86
Tabla 7.11 Calculo acero núcleo eje Y	87

Tabla 7.12	Calculo acero núcleo eje X	87
Tabla 7.13	Diagrama de Interacción Placa eje X	88
Tabla 7.14	Diagrama de Interacción Placa eje Y	89
Tabla 7.15	Diagrama de Interacción Placa eje X	90
Tabla 7.16	Diagrama de Interacción Placa eje Y	91
Tabla 7.17	Estribos del Núcleo	91
Tabla 8.1	Variables para el Diseño	96
Tabla 8.2	Dimensiones de la Zapata	97
Tabla 8.3	Valores de Presión en la Zapata vs Presión Admisible	97
Tabla 8.4	Calculo 4-F	97
Tabla 8.5	Verificación por Cortante 4-F	97
Tabla 8.6	Cargas aplicadas en las Zapatas	103
Tabla 8.7	Dimensionamiento de las Zapatas	103
Tabla 8.8	Calculo de R1 y R2 por cargas de Gravedad y comprobación del terreno	104
Tabla 8.9	Calculo de R1 y R2 por cargas de Sismo y comprobación del terreno ...	104
Tabla 8.10	Dimensiones finales de las Zapatas	104
Tabla 8.11	Combinatoria de cargas, cálculo de esfuerzo debido a R1 y R2	105
Tabla 8.12	Verificación por Punzonamiento	105
Tabla 8.13	Diseño por flexión de las Zapatas	105
Tabla 9.1	Propiedades y Dimensiones de la Escalera	107
Tabla 9.2	Calculo de las cargas aplicadas a la escalera	108
Tabla 9.3	Diseño por Flexión	109
Tabla 9.4	Espaciamiento del acero de refuerzo	109
Tabla 10.1	Cuadro Resumen Presupuesto	113

1. GENERALIDADES

1.1. Descripción del Proyecto

El proyecto de tesis se basa en los planos arquitectónicos de planta de un edificio multifamiliar. Este tiene siete pisos en un terreno de 454.4 m² y se encuentra como parte de un condominio de varios edificios con estacionamientos comunes fuera de este. El suelo donde se hará la cimentación será grava tipo S1, con una capacidad portante de 4.0 kg /cm² a una profundidad de 2 m.

El primer piso está constituido por la entrada principal, el lobby, la zona de ascensor y la escalera y 4 departamentos. Del segundo al séptimo piso se caracteriza por tener la planta típica que consiste en 4 departamentos por piso (dos departamentos con 3 dormitorios y dos con 2 dormitorios) con una distribución simétrica. Cada uno posee una sala, comedor, baños, cocina y dormitorios.

Para la movilización de piso a piso se cuenta con un ascensor y una escalera principal en la zona central.

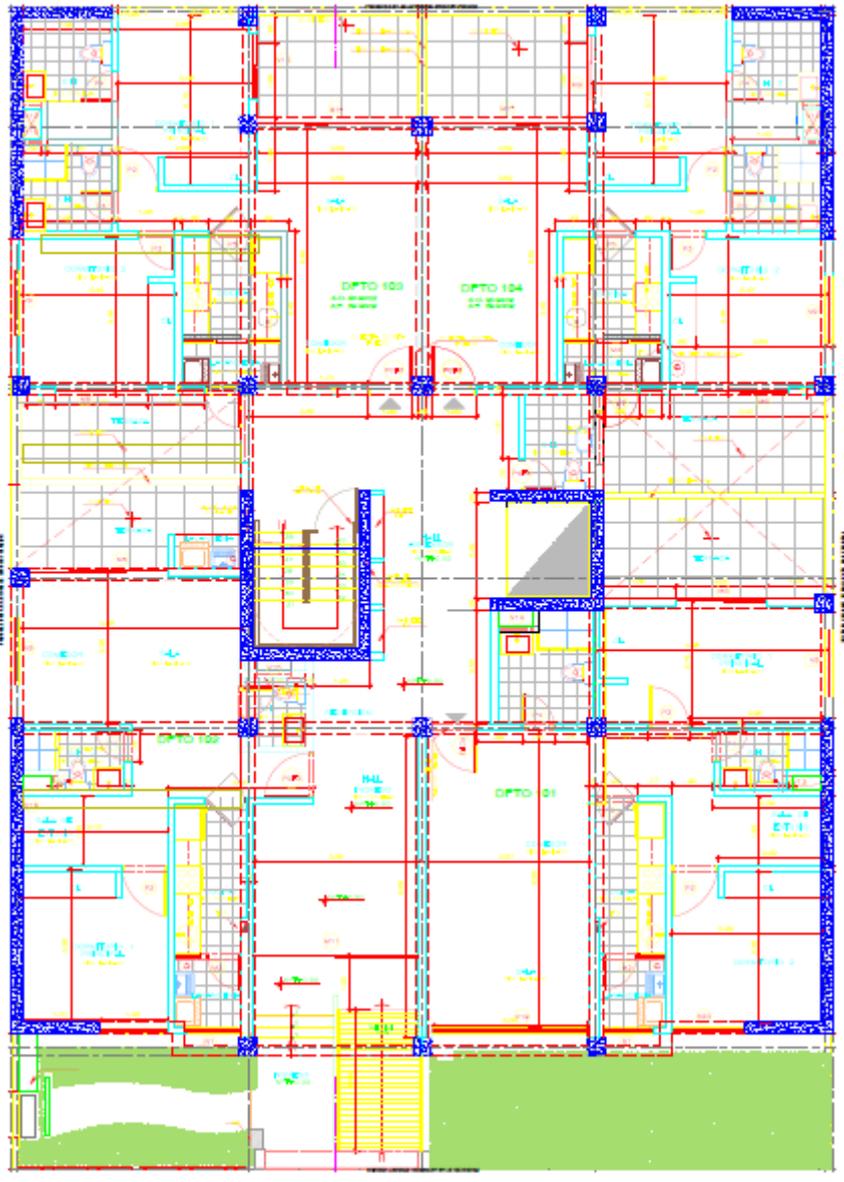


Figura 1.1 Planta de Arquitectura Primer Piso

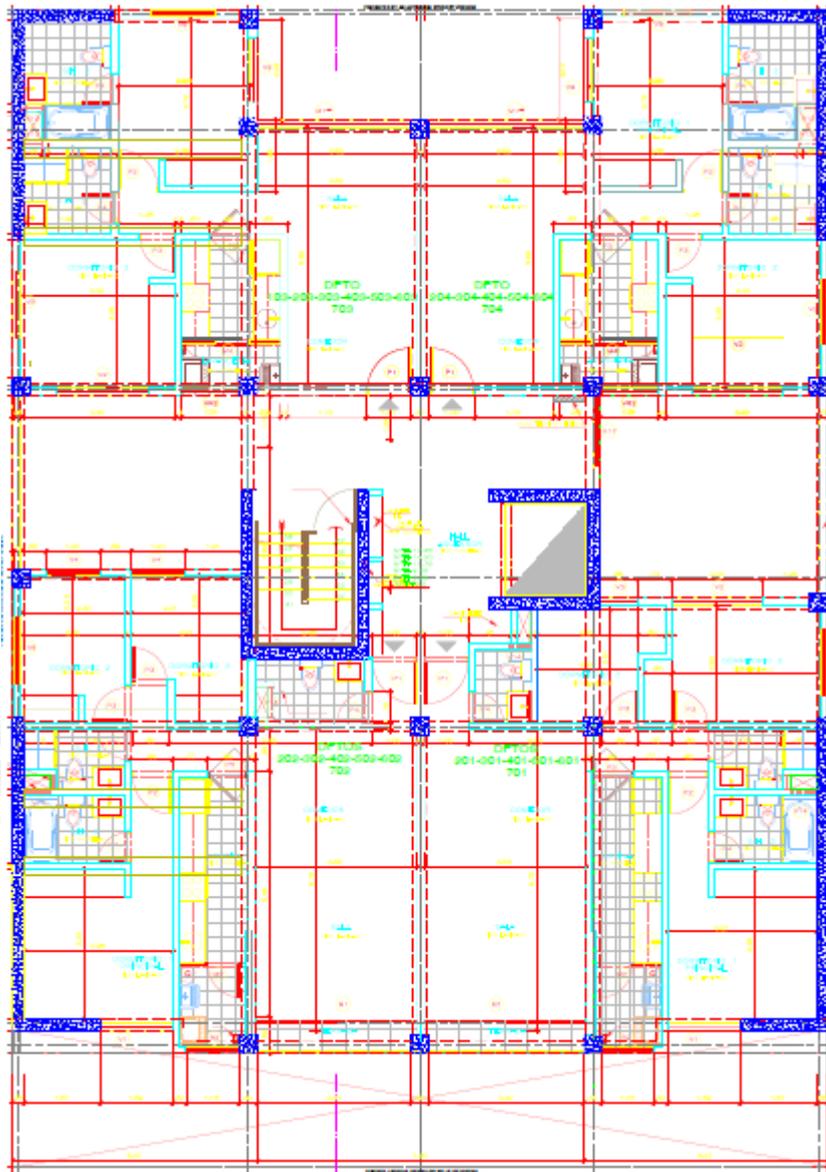


Figura 1.2 Planta de Arquitectura del Piso Típico

1.2. Normativa Peruana Utilizada

Los cálculos numéricos y consideraciones a fines del diseño y análisis estructural del proyecto responden y acatan las siguientes normas:

- Norma Técnica de Edificación E.020: *Cargas*. 2006
Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
- Norma Técnica de Edificación E.030: *Diseño Sismo resistente*. 2016
Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
- Norma Técnica de Edificación E.060: *Concreto Armado*. 2009
Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

1.3. Cargas Utilizadas y Aspectos generales de Diseño

El diseño estructural se deberá diseñar para resistir cada carga existente durante su vida útil. Es considerada como carga muerta (CM) al peso propio de los materiales de construcción de cada elemento estructural o arquitectónico, los cuáles serán permanentes. La carga viva (CV) responde a la fuerza ejercida por todos los muebles, elementos móviles y habitantes del inmueble. Así mismo se considera cargas sísmicas (CS) cuyo origen reside en la acción de movimientos telúricos.

Para realizar el diseño se cumple con la Norma E.060 la cual plantea el método de Diseño por Resistencia. Se deberá suplir a todas las secciones de los elementos estructurales la resistencia de diseño adecuada, utilizando los factores de amplificación de carga y reducción de resistencia detallados. Se debe cumplir que todas las secciones ofrezcan la resistencia de diseño suficiente de modo que no sean menores a las resistencias requeridas.

En el capítulo nueve de la norma E.060 se definen las siguientes combinaciones de carga para determinar la resistencia requerida (RU):

COMBINACIONES DE CARGAS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas:

Combinación 1: 1.4 CM + 1.7 CV
Combinación 2: 1.25 (CM + CV) + CS
Combinación 3: 1.25 (CM + CV) - CS
Combinación 4: 0.90 CM + CS
Combinación 5: 0.90 CM - CS

Tabla 1.1 Combinaciones de Carga para el Diseño

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitud	Factor ϕ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	0.70
- Compresión y Flexo compresión espiral	0.75

Tabla 1.2 Factores de Reducción

1.4. Propiedades de Materiales de Diseño y otros

Los materiales utilizados deberán cumplir con las exigencias correspondientes en la normativa para poder asegurar que su performance como parte la estructura sea adecuada. A continuación, se presentan las propiedades mecánicas de los dos principales materiales:

Concreto:

- Resistencia nominal a compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

- Módulo de Elasticidad $E_c = 217000 \text{ kg/ cm}^2$
- Módulo de Poisson $U = 0.15$

Acero:

- Corrugado grado 60 (G60)
- Esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/ cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_s = 2000000 \text{ kg/ cm}^2$
- Deformación al inicio de fluencia = 0.0021

2. Estructuración y Predimensionamiento:

2.1 Generalidades:

El Perú casi la totalidad de su territorio está ubicado en una zona de alta sismicidad, por ello; la estructura del edificio tiene que cumplir con las fuerzas sísmicas además de la cargas de gravedad. Con el objetivo de garantizar la seguridad de sus habitantes durante todo el funcionamiento de este, se debe realizar el correcto diseño según el análisis de cada elemento.

El dimensionamiento planteado para las estructuras se lleva a cabo con los planos arquitectónicos de modo que estos no interfieran con la funcionalidad y estética de cada espacio. Se ha sugerido que la estructura sea simple y simétrica para que el análisis realizado se asemeje lo más posible a lo real. A continuación se presentan los criterios recomendados para una estructuración sismo-resistente.

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad de la estructura
- Rigidez lateral

2.2 Estructuración del Edificio:

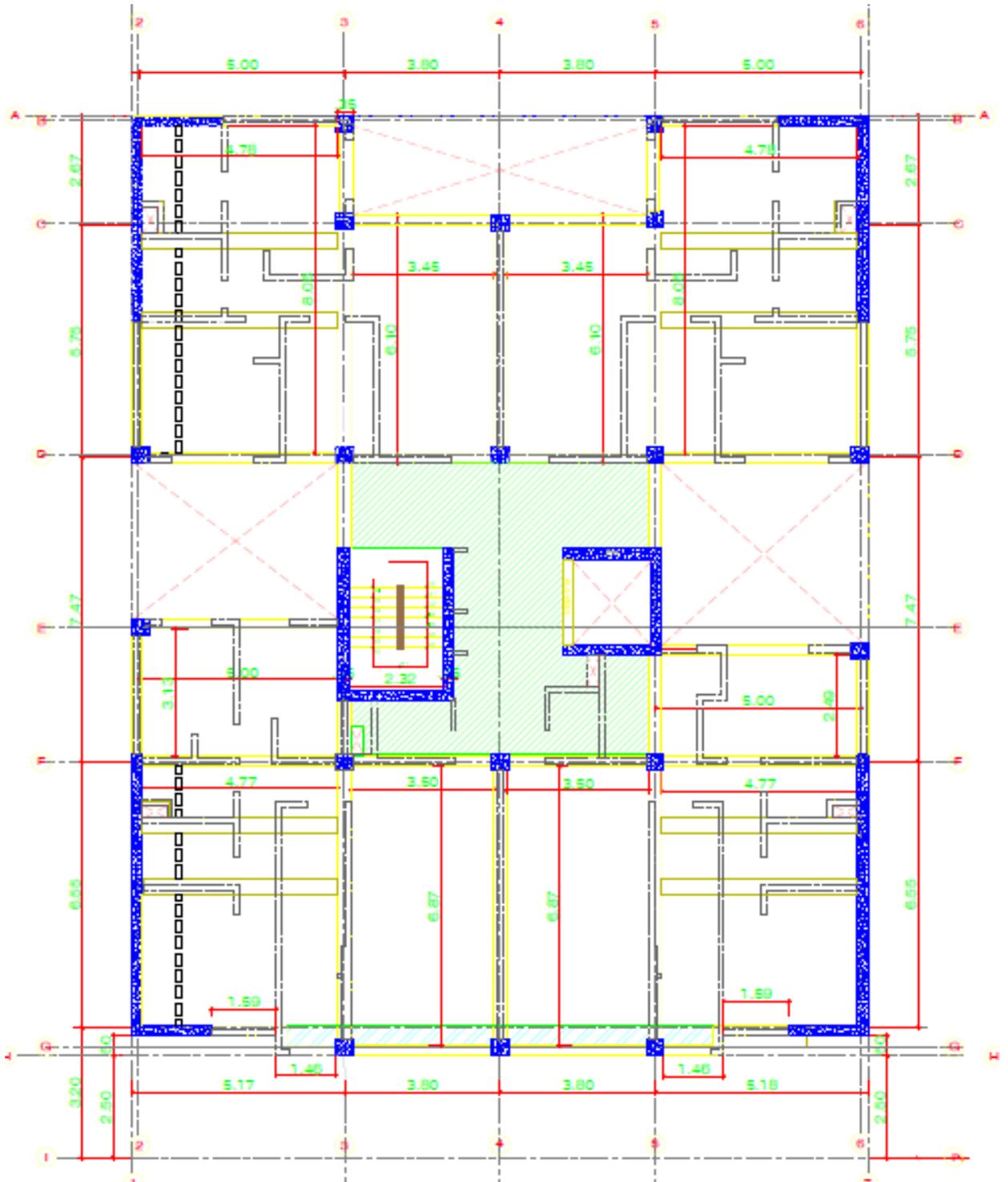


Figura 2.1 Estructuración del Piso Típico

- Losa Aligerada: Estas están planteadas en una sola dirección con un peralte de 20 cm en todas las luces. Son compuestas por viguetas de 10 cm y ladrillos de 40 cm de ancho.
- Losa Maciza: Se utiliza para la zona de ascensores y escalera y zona central para asegurar que durante un evento sísmico pueda resistir a las solicitaciones altas en dicha área. Estas tienen un ancho de 20 cm y son armadas en dos direcciones.
- Vigas: Debido a que se tiene luces máximas de 5.5 m. se utilizan columnas de 25x50 cm y 30 x50 cm distribuidas en la planta según diseño.
- Columnas: Se tiene un solo tipo de columna de 40x40 cm en toda la planta contando con un total de 18 columnas
- Placas: Se opta por utilizar placas perimetrales que aportaran la rigidez lateral en su mayor parte. Estas son 4 en L ubicadas en las esquinas del edificio. Además, se consideran dos placas en "C" para la escalera y el ascensor respectivamente.

En el siguiente se especifica las características en dimensión de las vigas y columnas con las consideraciones correspondientes.

2.3 Pre-dimensionamiento:

Determinar las dimensiones de los elementos estructurales requiere de la experiencia de la ingeniería aplicada y especialistas en dicho tema. Los criterios y recomendaciones ofrecidas se han utilizado junto a la Norma E.060 para realizar este procedimiento. No obstante, no es suficiente tomar estos resultados para la estructuración final, sino es necesario verificarlos mediante un análisis. De dicho modo se comprueba que las dimensiones asumidas son insuficientes, adecuadas o sobreestimadas.

-Losa Aligerada

Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitir las a las vigas, también tienen la función de diafragma rígido que conecta los elementos estructurales garantizando un desplazamiento compatible. Para el dimensionamiento de los peraltes de las losas se

consideras los criterios planteados en el libro de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco Blasco:

Peralte h	
17 cm	Luces menores de 4 m
20 cm	Luces comprendidas entre 4 y 5.5 m
25 cm	Luces comprendidas entre 5 y 6.5 m
30 cm	Luces comprendidas entre 6 y 7.5 m

Tabla 2.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas

Donde “h” es la altura o espesor total de la losa aligerada y por lo tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo; los ladrillos serán de 12, 15, 20 y 25 cm respectivamente. Estos criterios son válidos para aligerados armados en una dirección en donde la sobrecarga máxima esté en el orden de 300 a 350 Kg/m². En el caso de nuestra estructura la sobrecarga máxima que actúa es de 200 Kg/m² en los pisos del 1 al 6. Por lo cual, este proceso es válido para el dimensionamiento. Se decidió darle un peralte de 20 cm a los aligerados al tener luces máximas de 5.5 m. A pesar de existir luces de losas en donde un espesor de 17 cm bastaría se optó por utilizar 20 cm de altura a las losas cuya luz libre era menor.

-Losa Macizas

Se ubicaron en los paños correspondientes a la zona de escalera y ascensor delimitados como el área central en planta de la estructura. La zona contigua a las aberturas en planta es donde podría ocurrir una falla debido a la discontinuidad del diafragma rígido. El espesor de estas es definido considerando el diafragma rígido en la zona de aberturas y con el fin de brindar uniformidad en la planta típica, por ello es de 20 cm.

-Vigas Peraltadas

En la mayoría de los casos las vigas son dimensionadas tomando en cuenta la luz libre del pórtico. Según la Norma Peruana de Concreto Armado, estas deben tener un ancho mínimo de 25 cm cuando forman pórticos. A

continuación, se presenta las dimensiones recomendadas en función a la luz libre del libo del ingeniero Antonio Blanco.

Luz	Dimensión
≤ 5.5 m	25x50, 30x50
≤ 6.5 m	25x60, 30x60, 40x60
≤ 7.5 m	25x70,30x70,40x70,50x70
≤ 8.5 m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
≤ 9.5 m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Tabla 2.2 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas

De acuerdo con las luces de los pórticos que están en el orden de 6 metros y medio, se opta por plantear vigas de 30 x 60 cm para los pórticos en el eje Y (vertical en el plano) y para el eje X, de acuerdo con luces no mayores a los 6 metros, se plantea una sección de 25 x 50 cm.

Para el predimensionamiento de las vigas chatas, se opta por un peralte igual al de las losas aligeradas y un ancho de acuerdo con la carga presentada en cada caso. En el caso de nuestra planta típica, el ancho de estas será de 40 cm.

-Columnas

Estos elementos están sometidos a carga axial y momentos flector, por ello tiene que ser de dimensiones suficientes para resistir ambos efectos en simultaneo. De acuerdo con las recomendaciones del libro de Antonio Blanco, cuando la rigidez lateral es controlada principalmente por muros, las columnas se pueden dimensionar con la fórmula:

$$\text{Área de la columna} = P \text{ servicio} / 0.45 f'c \dots \text{Ecu. (2.1)}$$

No obstante, el sistema que rige el edificio es mixto y por ello los momentos actuantes en las columnas serán reducidos significativamente. A continuación, se presenta un metrado simplificado de cargas para la columna central 4-F. Con dicho resultado, se determina que requiere un área no menor a 1500 cm² de modo que la dimensión de las columnas serán de 40 x 40 cm en toda su altura. Posteriormente, en función al análisis estructural, se ratificará si estas dimensiones son suficientes o si es conveniente variarlas

para cumplir con los requisitos de diseño.

Piso	Área trib m2	Peso del piso	Ps
7	16.5	1 Tn/m2	16.5
6	16.5	1 Tn/m2	16.5
5	16.5	1 Tn/m2	16.5
4	16.5	1 Tn/m2	16.5
3	16.5	1 Tn/m2	16.5
2	16.5	1 Tn/m2	16.5
1	16.5	1 Tn/m2	16.5
0	16.5	1 Tn/m2	16.5
Σ			116 Tn

Tabla 2.3 Calculo de la Carga de Servicio para el dimensionamiento de las columnas

-Placas

Estos elementos estructurales tienen la responsabilidad de controlar las fuerzas de sismo y toman un porcentaje del cortante sísmico total proporcional a la cantidad de estas presentes en la edificación. De acuerdo a la norma E.060 las placas pueden tener un mínimo de 10 cm de espesor aunque generalmente se tomen de 15 a 30 cm conforme aumente el número de pisos. Su predimensionamiento puede realizarse utilizando el método aproximado de la norma anteriormente mencionada, el cual consiste en utilizar las fuerzas cortantes en la base e igualarlas a la suma de la resistencia al corte de todos los muros. Por otro lado, se debe buscar que el centro de rigidez no diste mucho del centro de masas para evitar problemas de torsión, de modo que puede variar el ancho y longitud de estas. Así mismo se debe buscar compatibilidad con la arquitectura.

Para el respectivo proyecto, se plantea utilizar placas que van de 15 a 25 cm de acuerdo a su posición y sentido. Para el ascensor y escaleras se cuenta con un ancho de 25 cm y para las placas en L, un ancho de 25 cm para ambas direcciones.

-Escaleras

Las escaleras tienen la función de permitir el tránsito vertical, interconectando dos ambientes de diferentes niveles. Estas están compuestas por pasos y contrapasos y luego la losa propiamente dicha que trabaja en una sola

dirección con un peralte del tramo inclinado que se le denomina garganta.

-Cisterna

El abastecimiento de agua del edificio se suplirá con un sistema comprendido por una cisterna principal por cada 4 edificios del bloque en conjunto. Este incluirá un cuarto de bombas por lo que no será necesario el uso de tanques elevados. Según la norma IS. 010, esta cisterna debe tener una capacidad no menor a la dotación diaria de los edificios y no menor a 1000 L.

La dotación es proporcional al número de dormitorios con el que cuenta cada departamento:

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Tabla 2.4 Dotación Diaria

Fuente: RNE

Tipo de departamento	Cantidad	Dotación diaria (L)	Dotación total (L)
Dep. Con 1 dormitorios	1	500	500
Dep. Con 2 dormitorios	15	850	12750
Dep. Con 3 dormitorios	12	1200	14400
		Total	27650

Tabla 2.5 Cálculo de Volumen para Cisterna

Ahora consideramos que dotara agua para 4 edificios similares y se tiene que requiere 110600 litros. El volumen requerido es de 110.6 metros cúbicos

Área en planta de la cisterna = 36 m^2 (6 m x 6 m)

Tirante de agua = $110.6 / 26 = 3.1 \text{ m}$

Altura total = $3.1 + 0.5 = 3.6 \text{ m}$

Con estas dimensiones, se procede a determinar el ancho de losas de fondo

y techo como también los muros para este. Se plantea que el espesor de fondo sea de 25 cm, el de techo sea 20 cm y para los muros, un ancho de 20 cm.

-Cuarto de Maquinas

Este se encuentra en la azotea por encima del ascensor y su funcionalidad consiste en brindar el espacio necesario para las instalaciones de las maquinarias del ascensor, controles y otros elementos propios del servicio. Su altura mínima es de 2 metros de acuerdo a la norma EM. 070 del RNE. Los elementos estructurales requeridos para este serán vigas peraltadas en la dirección más larga y losas macizas superior e inferior de 20 cm.

2.4 Metrados de Carga de Gravedad

El metrado de cargas es un modo simplificado de calcular las cargas verticales que actúan sobre un elemento estructural. Este asume un área correspondiente para la cual el elemento deberá servir de soporte, incluyendo el peso propio del elemento. Estas corresponden a la fuerza que ejerce la gravedad sobre cada elemento producto de la masa propia de cada elemento. El metrado que se presenta se realiza a partir del método de áreas tributarias o zonas de influencia diferenciando entre carga viva y muerta. La información necesaria como valores de carga y pesos unitarios a utilizar han sido obtenidos de la norma E.020 del RNE.

Pesos Unitarios		
Losa Aligerada (h = 20cm)	300	Kg/m ²
Losa Aligerada (h = 25cm)	350	Kg/m ²
Piso Terminado	100	Kg/m ²
Concreto Armado	2400	Kg/m ³
Albañilería	1800	Kg/m ³

Tabla 2.6 Carga según tipo de elemento

Sobrecarga		
Vivienda multifamiliar	200	Kg/m ²
Estacionamientos	250	Kg/m ²
Azotea	100	Kg/m ²
Cuarto de máquinas	1000	Kg/m ²

Tabla 2.7 Sobrecarga según el Uso

-Losa Aligerada

Se elige una franja tributaria de 0.4 m de ancho considerando el centro de la vigueta de concreto como eje. Las cargas distribuidas en esta área se dan en toneladas por metro cuadrado y la correspondiente a tabiques, como carga puntual en toneladas.

Este elemento en particular se apoya en las vigas peraltadas y placas. De modo de ejemplo se presenta el metrado para la vigueta Tipo 1 entre los ejes F, G, 3 y 5 del piso típico:

Metrado Vigueta Tipo 1			
CM	Pp. Alig Piso Term. Tabiquería (1.8x0.15x2.55)	0.300 0.1 0.69	Tn/m ² Tn/m ² Tn/m
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m ²
Wm	0.4x0.4	0.16	Tn/m
Pm Tab.	0.4x0.69	0.28	Tn
Wv	0.2x0.4	0.08	Tn/m
Wu	1.4x0.16 + 1.7x0.08	0.36	Tn/m
Pu Tab.	1.4x0.28	0.39	Tn

Tabla 2.8 Metrado de Cargas para la Vigueta

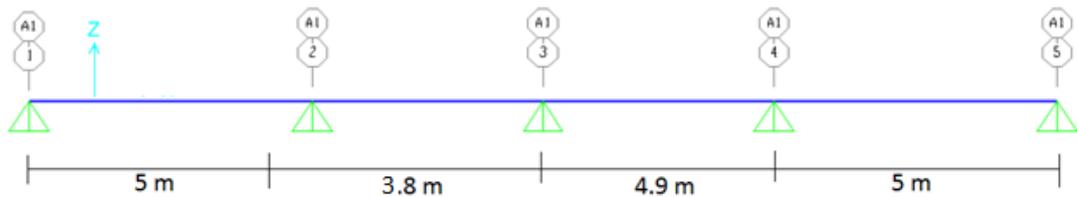


Figura 2.2 Modelo de Vigueta Tipo 1

-Losa Maciza

Estos elementos trabajan en dos direcciones y por ello el metrado de cargas se realiza en toneladas por metro cuadrado. Este elemento está apoyado en vigas peraltadas ubicadas en su perímetro y en las placas en "C". Con el objetivo de ejemplificar el metrado se presenta el correspondiente a la Losa Maciza Tipo 1 ubicada en la zona central.

Metrado Losa Maciza Tipo 1			
CM	Pp. Losa (2.4x0.20) Piso Term. Peso Tab.	0.48 0.1 0	Tn/m ² Tn/m ² Tn/m ²
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m ²
Wm	0.48 + 0.1	0.58	Tn/m ²
Wv		0.2	Tn/m ²
Wu	1.4x0.58+ 1.7x0.2	1.152	Tn/m ²
Wu Tab.	1.4x0	0	Tn/m ²

Tabla 2.9 Metrado de Cargas para Losa Maciza

-Vigas Peraltadas

Las vigas transmiten las cargas actuantes hacia los elementos verticales.

El metrado correspondiente, por simplicidad, despreciará el efecto hiperestático de modo que cada tramo tendrá un área de influencia correspondiente. A partir de esta se realizará un cálculo por metro lineal y todo elemento que este dentro del área será considerado para la viga definida por los ejes F, G y 4.

Cuando estas cargas aligerado, se considera como zona de influencia hasta la mitad de la longitud de la losa perpendicular a la viga. Si el tendido de la losa es paralelo a la viga, se asume una longitud para la zona de influencia igual a 4 veces el espesor de la losa a cada lado si las luces son muy largas, de lo contrario se considera 40 cm a cada lado. La consideración anterior contempla el proceso constructivo que conlleva a tener monolitismo entre losas y vigas por ser vaciadas al mismo tiempo. En caso de que las vigas carguen losas macizas, se utiliza el método del sobre. A continuación, se ejemplifica el metrado para la viga

Metrado Viga Pórtico F Piso Típico			
CM	Pp. Viga (2.4x0.3x0.6)	0.43	Tn/m
	Pp. Alig. (h = 0.2 m)	0.3	Tn/m ²
	Piso Term.	0.1	Tn/m ²
	Peso Tabique	0.58	Tn/m
CV	s/c	0.2	Tn/m ²
Área aligerado		11.3	m ²
Área tributaria		22.35	m ²
Wm	0.43+0.68x3.4+0.1x3.8	3.12	Tn/m
Wv	0.2x3.8	1.4	Tn/m
Wu	1.4x(3.12+0.58) + 1.7x0.27	5.6	Tn/m

Tabla 2.10 Metrado para la Viga Peraltada

-Viga chata

Estos elementos soportan básicamente su propio peso y el de los tabiques de albañilería de modo que controlen una posible deflexión debido a estos últimos. Como ejemplo se presenta el metrado de la Viga Chata 2 que se encuentra en el paño superior izquierdo entre los ejes 2 y 3.

Metrado Viga Chata VCh-2			
CM	Pp. Viga (2.4x0.4x0.20)	0.19	Tn/m
	Piso Term.	0.1	Tn/m ²
	Peso Tab1	1.8	Tn/m
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m ²
Wm	0.19+ 0.1x0.4	0.23	Tn/m
Wm Tab1	1.8x2.55x0.15	0.69	Tn/m
Wv	0.2x0.4	0.08	Tn/m
Wu	1.4x0.23 + 1.7x0.08	0.46	Tn/m
Wu Tab1	1.4x0.69	0.97	Tn/m

Tabla 2.11 Metrado de Cargas para Viga Chata

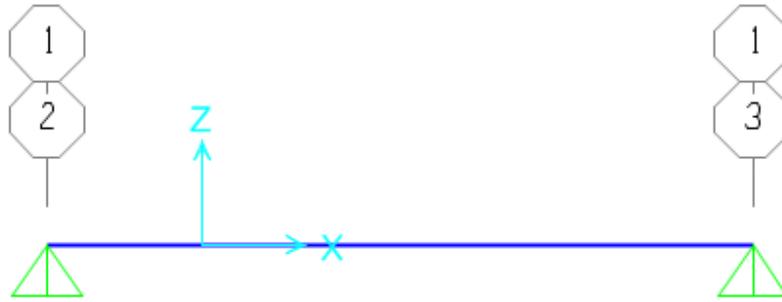


Figura 2.3 Modelo Viga Chata VCH-1

Columnas

Para el metrado de estas, se considera las losas, el piso terminado, el peso de los tabiques, las reacciones de las vigas que llegan a estas, el peso propio y la sobrecarga existente.

El área tributaria contribuyente de una columna corresponde a un rectángulo para los paños aligerados y un trapecio recto para losas macizas considerando la “teoría del sobre”. Cargan la mitad de la longitud de las vigas que se apoyan en esta y todo lo distribuido sobre esta longitud. Con respecto a la carga viva, se utiliza un factor de reducción en caso de que el área tributaria sea mayor a 40 metros cuadrados.

En el caso particular de esta estructura, las áreas de influencia son menores a dicho valor y por ello se realiza de manera conservadora (sin reducción de carga viva). Como ejemplo, se presenta el metrado de la columna ubicada en la intersección de los ejes 4 y F:

Piso	Área Alig h=0.20m	Área Maciza h = 0.2	Área Trib.	CM						CV				ΣPS i ton
				W Losa Alige. h = 0.2 m	W Losa Maciza h=0.2 m	Piso Term. ton	Peso Vigas ton	Peso Tabiques ton	Peso Propio ton	s/c ton	PM ton	PV ton	PU ton	
7	14.84	-	17.68	4.45	-	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	11.68	3.54	15.22	15.22
6	11.42	3.42	17.68	3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	31.05
5	11.42	3.42	17.68	3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	46.88
4	11.42	3.42	17.68	3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	62.71
3	11.42	3.42	17.68	3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	78.54
2	11.42	3.42	17.68	3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	94.38
1	11.42	3.42	17.68	3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.34	3.54	12.58	3.54	16.12	110.50
										Σ	85.74	24.76	110.50	

Tabla 2.12 Metrado de Cargas para la Columna 4-F

Placas

Las placas o muros de corte tendrán las mismas consideraciones de metrado que las columnas. Esto es debido a que también son elementos de apoyo para las losas y vigas. Reciben cargas que las anteriores transmiten hacia los elementos verticales. Para el metrado se utilizara el método de áreas tributarias y como ejemplo se desarrolla el metrado de la Placa del entre los ejes 6 y F.

Piso	Área Alig h=0.20m	Área Alig h = 0.2m	Área Trib.	CM						CV				ΣPS i ton
				W Losa Alige. h = 0.2 m	W Losa Maciza h=0.2 m	P.T ton	P. Vigas ton	P. Tab. ton	P.P ton	s/c ton	PM ton	PV ton	PU ton	
7	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	24.06
6	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	48.12
5	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	72.17
4	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	96.23
3	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	120.29
2	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	144.35
1	7.68	2.88	11.16	2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	14.45	2.23	24.92	2.23	27.15	171.50
										Σ	155.88	15.62	171.50	

Tabla 2.13 Metrado de Cargas para la Placa Nro.1

3. ANÁLISIS SÍSMICO:

3.1. HIPOTESIS DE ANALISIS

El análisis sísmico de cada edificación se realizó con el programa ETABS (Versión 16.0.2). La estructura fue analizada mediante un modelo tridimensional, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaron con elementos lineales. Los muros de concreto armado se modelaron con elementos tipo Shell y las columnas y vigas como tipo frame. El presente modelo se analizó considerando sólo los elementos estructurales, sin embargo, los elementos no estructurales han sido ingresados en el modelo como solicitaciones de carga debido a que aquellos no son importantes en la contribución de la rigidez y resistencia de la edificación.

Primero se ha de crear la función amplificación sísmica “C”, como nuestro edificio tiene un suelo S1 con TP=0.4 seg y TL=2.5 seg se tiene la siguiente función “C”:

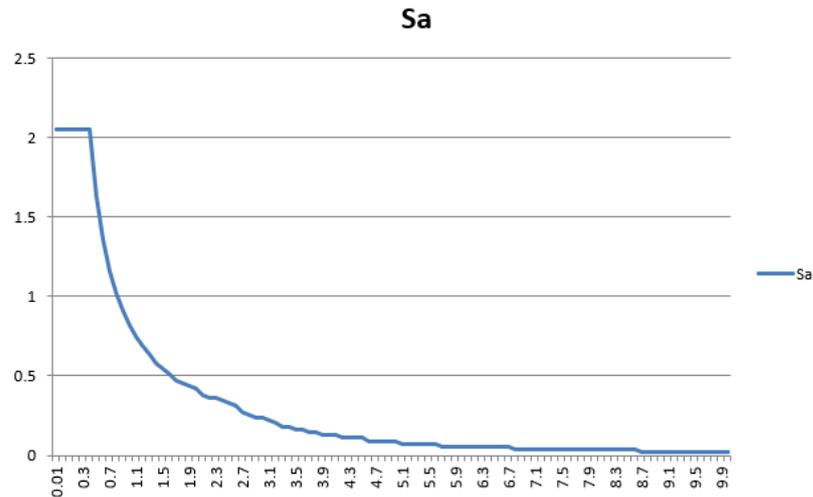


Figura 3.1 Espectro de Aceleraciones

3.2 PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL DISEÑO

- Factor Zonificación Z4 = 0.45g
- Factor de Suelo S1 = 1
- Factor de Uso U = 1 (Edificio Común)
- TP = 0.4 seg.
- TL = 2.5 seg.
- Ro = 6

De acuerdo a la tabla #6 de la E.030 para una edificación de categoría C y ubicado en la zona Z4, su sistema estructural puede ser dual de concreto armado o conformado por muros de concreto armado. En este caso consideramos que es un sistema conformado por muros, se verifico irregularidades y se observó que la única irregularidad era por esquinas entrantes. Además del análisis se obtuvo lo siguiente al verificar el R asumido:

VERIFICACIÓN DEL R:

CORTANTE EN MUROS Y COLUMNAS

Los siguientes resultados fueron obtenidos al ejecutar el modelo según el espectro utilizado. De estos se puede determinar el porcentaje de cortante que controlan los muros y columnas de manera independiente.

X muros		X columnas		Y columnas		Y muros	
P ton	V2 ton	P ton	V2 ton	P ton	V2 ton	P ton	V2 ton
48.24	51.72	5.12	1.54	4.45	2.34	55.03	68.30
44.57	50.63	5.36	1.43	4.38	2.46	55.67	73.36
70.29	18.60	27.80	1.39	29.84	0.15	14.83	73.95
102.54	13.38	10.57	1.42	16.46	0.11	20.71	29.10
30.55	81.18	24.66	1.14	22.68	0.05	43.77	84.84
29.51	80.76	19.09	1.06	16.20	0.08	52.61	92.37
		0.28	1.93	5.71	0.15		
325.70	296.26	4.07	1.45	14.79	0.09	190.02	329.56
		1.08	0.96	6.53	0.03		
		3.32	0.99	9.62	0.05		
		3.32	1.98	11.64	0.16		
		1.71	1.97	10.57	0.24		
		39.02	1.19	33.07	0.14		
		42.44	1.30	39.39	0.24		
		10.60	0.99	28.29	0.19		
		10.44	0.98	30.54	0.20		
		208.88	21.69	284.17	6.68		

	x	y
basal ton	332.9	406.5
muros%	89.0	81.1
columnas%	6.5	1.6

Tabla 3.1 Fuerzas basales en las columnas y placas

Se puede observar que en ambos sentidos predomina las fuerzas cortantes en los muros y por ello se confirma que es un sistema estructural de muros de concreto armado (valor correcto de $R_o = 6$).

3.3 MASA SISMICA

El peso de la estructura se calculó mediante el programa ETABS, siendo comprobada su validez con un metrado manual. El peso se obtuvo multiplicando por 9.81 m/s² las masas calculadas por el programa. Para edificaciones de categoría "C" la Norma E.030 señala que el peso de cada piso se obtendrá considerando la masa correspondiente a la carga permanente más el 25% del peso debido a la carga viva en cada nivel.

Piso	UX	UY	UX	UY	UX	UY
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf	tonf	tonf/m ²	tonf/m ²
Piso 7	25.16	25.16	247	247	0.74	0.74
Piso 6	30.21	30.21	296	296	0.89	0.89
Piso 5	30.21	30.21	296	296	0.89	0.89
Piso 4	30.21	30.21	296	296	0.89	0.89
Piso 3	30.21	30.21	296	296	0.89	0.89
Piso 2	30.21	30.21	296	296	0.89	0.89
Piso 1	31.58	31.58	310	310	0.93	0.93
		Suma:	2038	2038		

Tabla 3.2 Tabla de Masas y Peso

3.4 ANALISIS DE IRREGULARIDADES

El factor "R₀" no es definitivo pues pueden existir irregularidades en altura como en planta, a continuación, veremos si existen tales irregularidades. Este análisis se ha realizado con los resultados del ensayo con cargas dinámicas.

Irregularidades en altura:

Irregularidad de Rigidez:

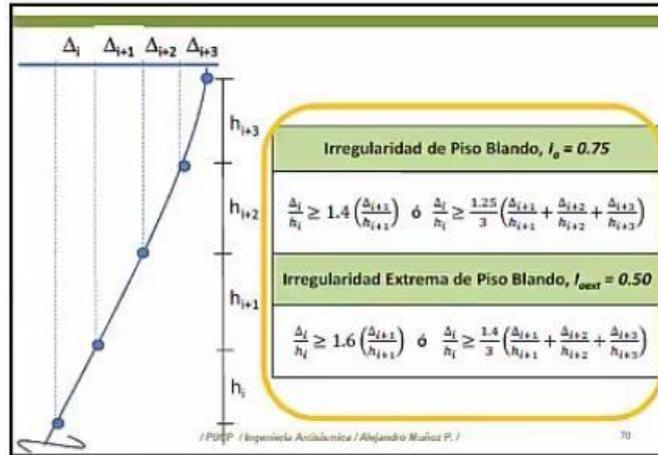


Figura 3.2 Irregularidad de Rigidez (Fuente: Ing. Alejandro M.)

En todos los pisos la distorsión no es 1.4 veces mayor que la distorsión en uno de los pisos inferiores es por eso que la estructura es regular en la dirección X e Y en cuanto a irregularidad de rigidez.

Así mismo no hay irregularidad extrema de rigidez ya que la distorsión no es mayor a 1.6 veces la distorsión en uno de los pisos inferiores tanto en la dirección X e Y. Por ende, no hay Irregularidad por Rigidez.

Piso	Dirección	Desplazamiento Inelástico CM	Deriva Maxima Inelastica	Desplazamiento Maximo Inelastico	Verificar Torsion
7	X	0.063	0.003	0.068	1.08
6	X	0.055	0.004	0.059	1.07
5	X	0.046	0.004	0.049	1.07
4	X	0.035	0.004	0.038	1.07
3	X	0.025	0.004	0.026	1.06
2	X	0.014	0.003	0.015	1.06
1	X	0.006	0.002	0.006	1.05
7	Y	0.026	0.002	0.028	1.10
6	Y	0.022	0.002	0.024	1.10
5	Y	0.017	0.002	0.019	1.10
4	Y	0.013	0.002	0.014	1.10
3	Y	0.009	0.001	0.009	1.10
2	Y	0.005	0.001	0.005	1.10
1	Y	0.002	0.001	0.002	1.10

Tabla 3.3 Verificación de Torsión

Irregularidad de resistencia:

Consiste en verificar si la resistencia de un entrepiso es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso superior (Resistencia Simple). Así mismo se debe verificar que el piso no tenga menos que el 65% de la resistencia del entrepiso inferior para que se tenga Resistencia Extrema.

En este caso al tratarse de elementos continuos con las mismas propiedades no habrá cambios en la resistencia del mismo; por ende, no habrá Irregularidad de Resistencia

Irregularidad de Masa, Geométrica y Discontinuidad:

Existirá irregularidad de masa si la masa del piso inferior es menor a 1.5 veces el superior inmediato.

Piso	UX	UY
	tonf	tonf
Piso 7	247	247
Piso 6	297	297
Piso 5	297	297
Piso 4	297	297
Piso 3	297	297
Piso 2	297	297
Piso 1	310	310

Tabla 3.4 Masa del edificio en ambas direcciones

Como se puede apreciar no hay una gran diferencia entre masas por lo tanto no se superará el valor de 1.5 veces el piso inferior. Así mismo no hay irregularidad geométrica ni de discontinuidad debido a que todos los pisos tienen las mismas dimensiones y no hay deslizamientos de los elementos estructurales.

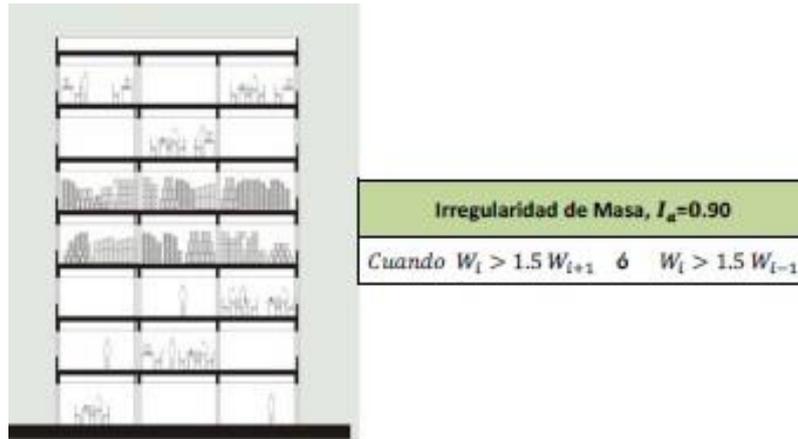


Figura 3.3 Irregularidad de Masa (Fuente: Ing. Alejandro M.)

Irregularidades en planta:

Irregularidad Torsional e Irregularidad Torsional Extrema:

La norma nos dice que hay irregularidad torsional simple cuando el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso de un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del CM ni extrema si este no supera el 1.5 veces. Cabe mencionar que este criterio se aplica siempre y cuando la deriva de entrepiso sea mayor al 50% de la máxima establecida que en este caso es de 0.7%.

Piso	Dirección	Deriva Máxima	Deriva Máxima Inelástica
7	X	0.0006	0.0034
6	X	0.0006	0.0037
5	X	0.0007	0.0041
4	X	0.0007	0.0042
3	X	0.0007	0.0040
2	X	0.0006	0.0034
1	X	0.0003	0.0017
7	Y	0.0003	0.0017
6	Y	0.0003	0.0018
5	Y	0.0003	0.0018
4	Y	0.0003	0.0017
3	Y	0.0002	0.0015
2	Y	0.0002	0.0012
1	Y	0.0001	0.0006

Tabla 3.5 Tabla de Derivas

La tabla anterior muestra que ninguna deriva es mayor a 0.0035 entonces la estructura no tiene irregularidad torsional, como no supera la mitad de la deriva máxima permisible, no será necesario verificar las otras condiciones.

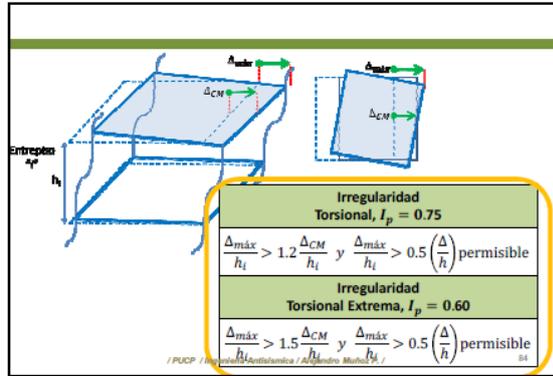


Figura 3.4 Irregularidad Torsional (Fuente: Ing. Alejandro M.)

Irregularidad por Esquinas Entrantes:

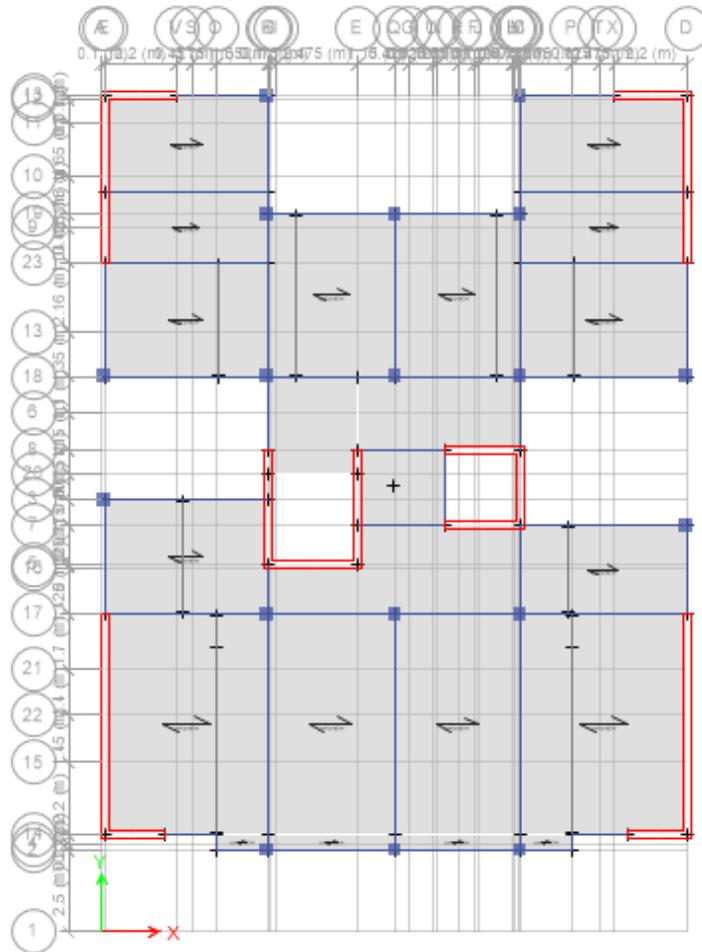


Figura 3.5 Planta del Modelo Estructural (ETABS)

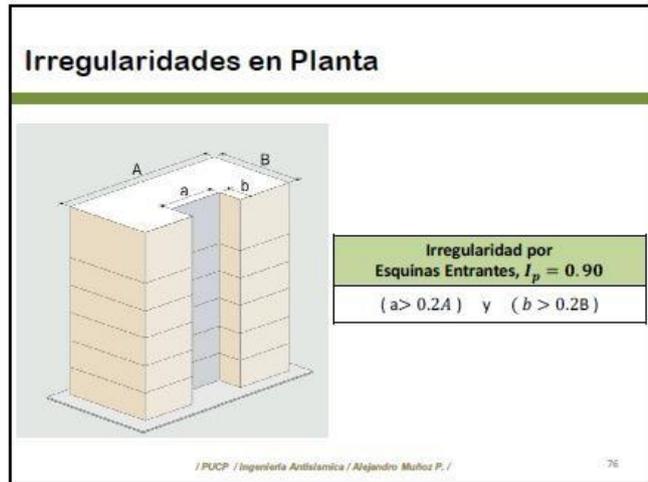


Figura 3.6 Irregularidad Planta (Fuente: Ing. Alejandro M.)

La estructura se define con irregularidad por esquina entrante cuando las dimensiones de éstas son mayores en 20% de la dimensión total de la planta. En este caso tenemos en la dirección “X” una dimensión total de 17.9 m con 3 esquinas entrantes de 5, 7.2 y 5 m que supera el 20% y en la dirección “Y” se tiene una longitud de 22.65 m y 3 esquinas entrante que no superan el 20% de la dimensión total por lo que esta estructura si es irregular por esquina entrante cuyo factor es 0.9.

Discontinuidad en el diafragma no es característico de este edificio debido a que el área hueca es menor al 50% del área de la planta en su totalidad. Así mismo este edificio no tiene sistemas no paralelos porque no hay un cambio de dirección de los elementos estructurales con respecto a su eje.

En conclusión, para la dirección y sismo en “X e Y” al factor $R=6$ correspondiente a sistemas estructural de muros se convierte por las irregularidades halladas en

$$R=6 \times 0.9 = 5.4 \dots (3.1)$$

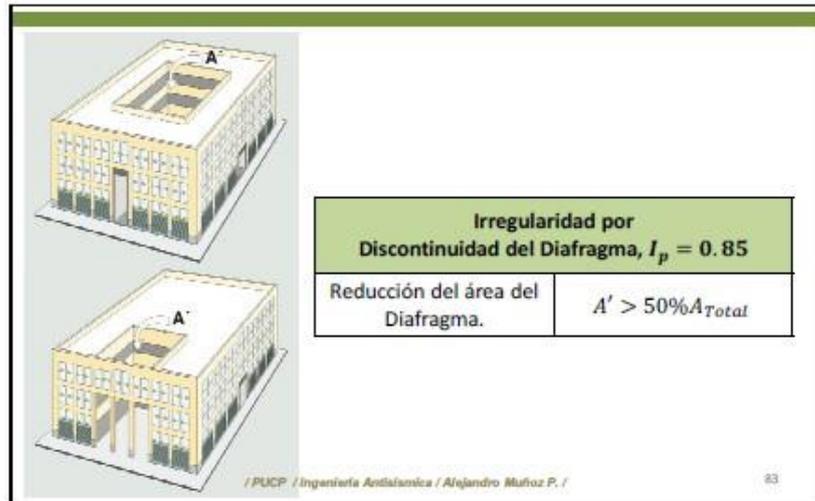


Figura 3.7 Irregularidad Discontinuidad de diafragma (Fuente: Ing. Alejandro M.)

3.5 PRODECIMIENTOS DE ANALISIS SISMICO

La norma E.030 considera tres procedimientos de análisis:

Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. (Norma E.030)

Limitaciones:

Aplicable a estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona 1.

Estructuras regulares de no más de 30 metros de altura.

Estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería de no más de 15 metros de altura, incluso en el caso que estas sean irregulares

Fuerza cortante basal (V) y fuerzas distribuidas en altura (Fi)

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$k = 1, \text{ para } T < 0.5s \dots\dots\dots (3.5)$$

$$k = (0.75 + 0.5 \cdot T), \text{ para } T > 0.5s \dots\dots\dots (3.6)$$

Análisis Dinámico Modal Espectral.

El procedimiento consiste en determinar la respuesta elástica de cada uno de los modos y obtener la respuesta de la estructura a partir de la superposición de dichos valores espectrales.

El número mínimo de modos a considerar son 3 o aquellos necesarios para acumular el 90% de la masa efectiva.

La norma reconoce dos criterios de combinación espectral: CQC y promedio ponderado entre la suma de valores absolutos y la media cuadrática.

3.6 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

A continuación se presentan los modos y periodos obtenidos a partir del análisis del modelo mediante el programa:

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
	s					
1	0.401	0.751	0.0013	0	0.751	0.0013
2	0.252	0.0017	0.7157	0	0.7527	0.7171
3	0.235	0.0003	0.0022	0	0.753	0.7192
4	0.107	0.1575	0.0002	0	0.9105	0.7194
5	0.058	0.0001	0.2017	0	0.9106	0.9211
6	0.055	0.0001	0.0001	0	0.9107	0.9213
7	0.05	0.0523	0.0001	0	0.963	0.9214
8	0.03	0.0227	6.06E-06	0	0.9857	0.9214
9	0.027	3.09E-06	0.0524	0	0.9857	0.9738
10	0.026	0.0001	0.0004	0	0.9857	0.9742
11	0.021	0.0098	0	0	0.9955	0.9742
12	0.018	1.51E-06	0.017	0	0.9955	0.9912
13	0.017	2.91E-05	0.0005	0	0.9955	0.9917
14	0.017	0.0036	0	0	0.9992	0.9917
15	0.015	0.0008	0	0	1	0.9917
16	0.013	8.08E-07	0.0056	0	1	0.9973
17	0.013	9.71E-06	0.0004	0	1	0.9977
18	0.011	0	0.0017	0	1	0.9994
19	0.011	3.30E-06	0.0002	0	1	0.9996
20	0.01	0	0.0004	0	1	1
21	0.01	6.94E-07	4.50E-05	0	1	1

Tabla 3.6 Tabla de Modos de Vibración, periodos y masa participativa

Como se puede ver, la suma de las masas participativas en X e Y suman más de 90%, además de que el periodo fundamental es de 0.413 segundos.

Análisis Estático			Análisis Dinámico				
Piso	Dirección	Fuerza Base (ton)	Piso	Dirección	Fuerza Base (ton)	Relación Fuerza Base	Factor de Escala
1	X	381.02	1	X	327.97	0.86	1.05
1	Y	381.02	1	Y	319.11	0.84	1.07

Tabla 3.7 Tabla de Factor de escala de la fuerza basal del Análisis Dinámico

Centro de Masa y Centro de rigidez:

Piso	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
Piso 1	8.89	13.70	8.76	14.14
Piso 2	8.89	13.69	8.85	13.95
Piso 3	8.89	13.69	8.90	13.73
Piso 4	8.89	13.69	8.93	13.58
Piso 5	8.89	13.69	8.95	13.49
Piso 6	8.89	13.69	8.97	13.42

Tabla 3.8 Tabla Centro de Masa y Centro de Rigidez

Como se puede ver, la diferencia entre el centro de masa de la estructura respecto y el centro de rigidez es mínima con un valor máximo de 13 cm en el eje X y 44 cm en el eje Y lo cual muestra un brazo de palanca pequeño el cual no generara un torsor significativo a la estructura.

3.7 CORTANTE BASAL Y AMPLIFICACIÓN DE FUERZAS

La norma establece que los resultados pueden ser escalados por un factor en base a la relación entre fuerzas cortantes del modelo estático y dinámico. En base a esto también se escalan las derivas y con ellas se procede a revisar el control de derivas máximas entrepiso de modo que sean menor a lo establecido para el sistema estructural determinado.

3.8 CONTROL DE DERIVAS ENTREPISO

Irregular				
Piso	Direccion	Deriva Maxima	Deriva Maxima Inelastica	Verificacion Deriva <0.007
7	X	0.0006	0.0034	Cumple
6	X	0.0007	0.0037	Cumple
5	X	0.0008	0.0041	Cumple
4	X	0.0008	0.0042	Cumple
3	X	0.0007	0.0040	Cumple
2	X	0.0006	0.0034	Cumple
1	X	0.0003	0.0017	Cumple
7	Y	0.0003	0.0017	Cumple
6	Y	0.0003	0.0018	Cumple
5	Y	0.0003	0.0018	Cumple
4	Y	0.0003	0.0017	Cumple
3	Y	0.0003	0.0015	Cumple
2	Y	0.0002	0.0012	Cumple
1	Y	0.0001	0.0006	Cumple

Tabla 3.9 Tabla de Verificación de Derivas

3.9 COMPARACIÓN ENTRE ANÁLISIS Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Resultados del análisis estático y dinámico

Desplazamientos laterales

Análisis estático

Piso	Dirección	Desplazamiento CM m	Desplazamiento Inelástico CM m	Deriva Máxima	Deriva Máxima Inelástica	Desplazamiento Máximo m	Desplazamiento Máximo Inelástico m
7	X	0.012	0.074	0.001	0.004	0.012	0.074
6	X	0.011	0.065	0.001	0.004	0.011	0.065
5	X	0.009	0.054	0.001	0.004	0.009	0.054
4	X	0.007	0.042	0.001	0.005	0.007	0.042
3	X	0.005	0.029	0.001	0.004	0.005	0.029
2	X	0.003	0.017	0.001	0.004	0.003	0.017
1	X	0.001	0.007	0.000	0.002	0.001	0.007
7	Y	0.005	0.032	0.000	0.002	0.005	0.032
6	Y	0.005	0.027	0.000	0.002	0.005	0.027
5	Y	0.004	0.022	0.000	0.002	0.004	0.022
4	Y	0.003	0.016	0.000	0.002	0.003	0.016

3	Y	0.002	0.011	0.000	0.002	0.002	0.011
2	Y	0.001	0.006	0.000	0.001	0.001	0.006
1	Y	0.000	0.002	0.000	0.001	0.000	0.002

Tabla 3.10 Tabla Resultados del Análisis Estático

Análisis Dinámico

Piso	Direccion	Desplazamiento CM	Desplazamiento Inelastico CM	Deriva Maxima	Deriva Maxima Inelastica	Desplazamiento Maximo	Desplazamiento Maximo Inelastico
7	X	0.0117	0.0632	0.0006	0.0034	0.0126	0.0682
6	X	0.0102	0.0549	0.0007	0.0037	0.0109	0.0590
5	X	0.0084	0.0456	0.0008	0.0041	0.0090	0.0488
4	X	0.0065	0.0353	0.0008	0.0042	0.0070	0.0377
3	X	0.0046	0.0247	0.0007	0.0040	0.0049	0.0262
2	X	0.0027	0.0144	0.0006	0.0034	0.0028	0.0152
1	X	0.0010	0.0057	0.0003	0.0017	0.0011	0.0060
7	Y	0.0048	0.0258	0.0003	0.0017	0.0053	0.0284
6	Y	0.0040	0.0215	0.0003	0.0018	0.0044	0.0237
5	Y	0.0032	0.0171	0.0003	0.0018	0.0035	0.0189
4	Y	0.0024	0.0127	0.0003	0.0017	0.0026	0.0140
3	Y	0.0016	0.0085	0.0003	0.0015	0.0017	0.0094
2	Y	0.0009	0.0048	0.0002	0.0012	0.0010	0.0053
1	Y	0.0004	0.0019	0.0001	0.0006	0.0004	0.0021

Tabla 3.11 Tabla Resultados del Análisis Dinámico

Se puede apreciar que el análisis estático es más conservado comparado con el análisis dinámico puesto que este presenta mayores desplazamientos de la estructura.

Análisis estático no rotacional Eje X

Análisis Estático X No Rotacional				
Caso	Modo	Periodo	UX	Sum UX
		seg		
Modal	1	0.387	0.7517	0.7517
Modal	2	0.102	0.1597	0.9114
Modal	3	0.048	0.0531	0.9645
Modal	4	0.029	0.0222	0.9867
Modal	5	0.021	0.0092	0.9959
Modal	6	0.017	0.0033	0.9993
Modal	7	0.015	0.0007	1

Tabla 3.12 Tabla de Modos, Periodo y Masa Participativa del Análisis Estático XX

Análisis Estático No Rotacional Eje Y

Análisis Estático Y No Rotacional				
Caso	Modo	Periodo	UY	Sum UY
		seg		
Modal	1	0.249	0.7202	0.7202
Modal	2	0.058	0.2011	0.9214
Modal	3	0.027	0.053	0.9744
Modal	4	0.017	0.0175	0.9919
Modal	5	0.013	0.0058	0.9978
Modal	6	0.011	0.0019	0.9996
Modal	7	0.01	0.0004	1

Tabla 3.13 Tabla de Modos, Periodo y Masa Participativa del Análisis Estático YY

Como se puede ver, los valores de periodos fundamentales tanto en x e y en el análisis estático no rotacional en comparación con los valores de periodos fundamentales del análisis dinámico son similares y con estos resultados se procedió posteriormente a diseñar la edificación.

3.10 JUNTA SISMICA

Toda edificación debe estar separada de las estructuras vecinas a una distancia mínima de “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los 2 / 3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$S = 0.006h; S \geq 3 \text{ cm (h y s en cm)} \dots (3.7)$$

La junta sísmica será de 6 cm.

Junta Sísmica					
X			Y		
h	20.00	m	h	20.00	m
D máx	6.82	cm	D máx	2.84	cm
s =	8.00	cm	s =	4.00	cm
s >	12.00	cm	s >	12.00	cm
s/2 =	4.00	cm	s/2 =	2.00	cm
s/2 >	6.00	cm	s/2 >	6.00	cm
2/3 D máx	4.55	cm	2/3 D máx	1.89	cm
Junta S.	6.00	cm	Junta S.	6.00	cm

Tabla 3.14 Tabla Junta Sísmica

4. DISEÑO DE LOSAS

4.1 LOSA ALIGERADA:

Se ha considerado en general losas aligeradas convencionales de espesor 20 cm. La experiencia ha demostrado que estos sistemas constituyen una buena alternativa, no solamente como soporte de las cargas verticales, sino también para el comportamiento de diafragma rígido pues pueden ser consideradas indeformables en su plano

Una losa aligerada consiste en idealizar un modelo de vigueta en sección "T" con 10 cm de ancho menor y 40 cm en la parte más ancha. El primero es considerado par el diseño del refuerzo positivo y el segundo, para el negativo. La sollicitación por fuerza cortante debe ser satisfecha por el concreto de las viguetas, ya que para estos elementos no existe aporte de cortante resistente de refuerzo de acero.

Las losas aligeradas se diseñarán por flexión y por cortante considerando únicamente las cargas de gravedad, muertas y vivas, aplicadas en la losa. El análisis estructural se hizo con el apoyo del modelo computacional SAP2000, el cual determina los diagramas de fuerza cortante y momento flector. Estos resultados son utilizados para determinar las sollicitaciones últimas para diseñar el elemento mediante una hoja de cálculo.

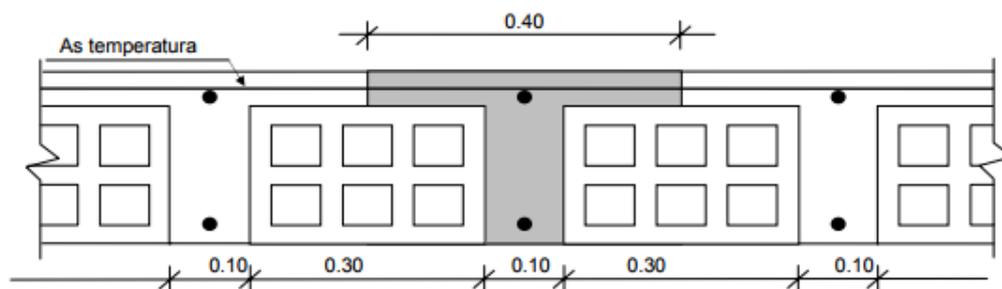


Figura 4.1 Ilustración del Armado de Losa Aligerada

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por resistencia de los elementos sometidos a flexión debe satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones; además, existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual la del concreto adyacente, no existiendo corrimientos relativos de consideración.

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

El diseño de las secciones transversales de los elementos sometidos a flexión se basa en la expresión:

$$M_u \leq \phi M_n \dots (4.1)$$

Donde:

M_u = Resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

M_n = Resistencia Nominal a la flexión de la sección

A continuación, se denomina los siguientes parámetros para explicar el procedimiento de cálculo:

d = peralte efectivo del elemento

p = porcentaje del refuerzo de acero

b = ancho del bloque comprimido (ancho de sección transversal)

A_s = área de acero en tracción

c = profundidad del eje neutro

a = profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente

-Cuantía de acero de refuerzo (porcentaje de refuerzo): $p = A_s / (b \times d)$

-Bloque de compresiones: $a = p \times d \times f_y / (0.85 \times f'_c)$

-Resistencia Nominal a la flexión: $M_n = f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 - 0.59 \times w)$

Siendo $w = p \times f_y / f'_c$

-Resistencia última o de diseño: $M_u = \phi M_n$

Para la mayoría de aligerados, en los momentos positivos siempre deberán ser diseñados con secciones rectangulares de 40 cm y los momentos negativos con secciones rectangulares de 10 cm; ya que prácticamente nunca se presentará un comportamiento como viga T, donde el bloque comprimido haya excedido los 5 cm de losa.

Para losas, la Norma Peruana indica que el área mínima de refuerzo cumplirá los requisitos de área mínima por contracción y temperatura. Considerándose un refuerzo mínimo de $0.0018bh$ que debe colocarse en la cara inferior de tramos continuos o simplemente apoyados

DISEÑO POR CORTANTE

El diseño de las secciones transversales de elementos sometidos a fuerza cortante deberá realizarse según lo indicado en la Norma Peruana:

$$V_u \leq \Phi V_n \dots (4.2)$$

Donde:

V_u = Resistencia requerida por corte en la sección analizada

V_n = Resistencia nominal al corte.

La resistencia nominal V_n está conformada por la contribución del concreto V_c . Donde:

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (4.3)$$

La fuerza cortante V_u en el caso de losas aligeradas y macizas, al encontrarse apoyados sobre la parte superior del elemento de apoyo, se toma a una distancia "d" de la cara del apoyo.

En caso que la resistencia del concreto no sea suficiente a la requerida, se harán ensanches en las viguetas para incrementar la resistencia al corte. Para estos casos se utilizara como ancho "b", 20 cm para ensanches alternados y 40 cm para ensanches corridos.

EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Con la finalidad de explicar el diseño del aligerado de la planta típica, se presentará el modelo y los cálculos para la zona de losa aligerada definida por los ejes F Y G de 4 tramos simétricos.

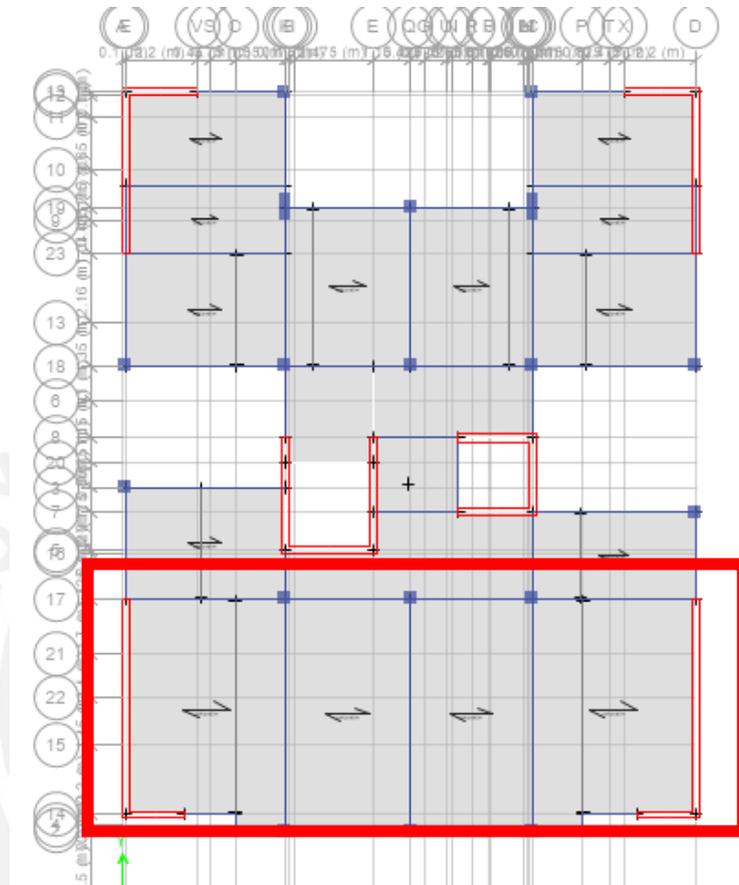


Figura 4.2 Losa aligerada a diseñar como ejemplo

A continuación, se presenta los resultados del modelo realizado en SAP con los valores de momento flector y cortante en los ejes.

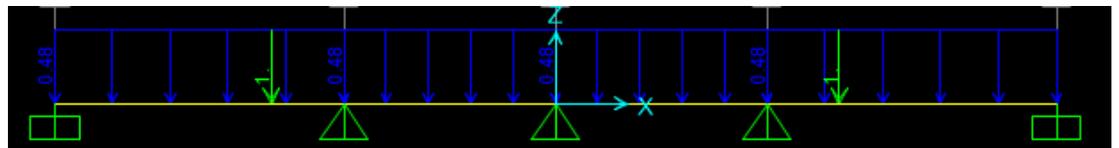


Figura 4.3 Cargas en la losa

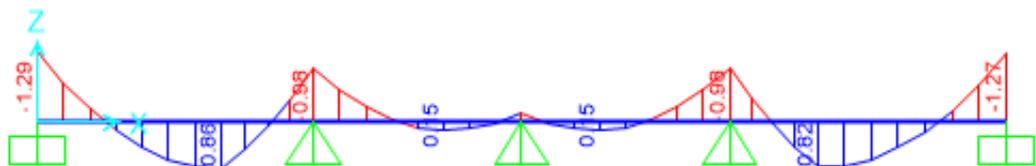


Figura 4.4 Diagrama de Momentos Flectores.

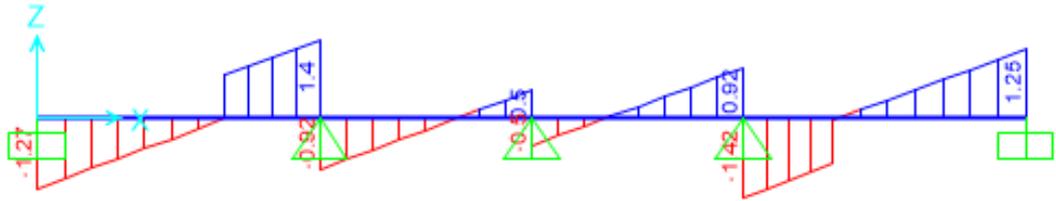


Figura 4.5 Diagrama de Fuerzas Cortantes

Así mismo, con ayuda del programa se obtienen las solicitaciones a la cara de las placas y vigas para poder diseñar el acero por flexión y evaluar la capacidad a resistir fuerzas cortantes.

En el siguiente cuadro se muestran los valores numéricos de momentos y cortantes en las caras de los elementos:

	A cara del Muro 0.125 m	A cara de Viga 4.85 m	A cara del Muro 0.2 m	A cara de Viga 3.6 m
m- (ton/m)	-1.14	-0.72	-0.81	-0.1
v (ton)	-1.22	1.33	-0.85	0.43
m+ (ton/m)	0.86		0.15	

Tabla 4.1 Momentos de Diseño

Diseño del Aligerado metrado y analizado anteriormente:

Se utilizan las siguientes expresiones:

Diseño por flexión de viguetas

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (4.4)$$

$$M_u \leq \Phi M_n = \Phi \times A_s f_y / (d - a/2), \quad \text{con } \Phi = 0.9 \text{ (flexión)}$$

Diseño por flexión Secciones T					
be (cm)	40	fy (kg/cm ²)	4200	β	0.85
hf (cm)	5	fr (kg/cm ²)	29	Ec (kg/cm ²)	217000
bw (cm)	10	ε0	4.50E-04	Φ	0.9
h-hf (cm)	15	ecu	0.003	Recubrim. (cm)	2
f'c (kg/cm ²)	210				

Tabla 4.2 Propiedades de Diseño

Mu+ (ton*m)	d (cm)	Mcr (ton*m)	Asmin (cm ²)	cb (cm)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	3/8	1/2	As instalad	Déficit o exceso (%)	φ*Mn inst. (ton*m)
0.86	17	0.26	0.41	10	7.49	0.81	1.37	2		1.42	3.6	0.89
0.15	17	0.26	0.41	10	7.49	0.14	0.23	1		0.71	208.7	0.45

Mu- (ton*m)	d estima	Mcr (ton*m)	amin (cm ²)	cb (cm)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	3/8	1/2	As instalad	Déficit o exceso (%)	φ*Mn inst. (ton*m)
1.14	17	0.5	2.36	10	2.71	4.87	2.07	1	1	2	-3.4	1.11
0.81	17	0.5	2.36	10	2.71	3.28	1.4	2		1.42	1.4	0.82

Tabla 4.3 Diseño de Losa Aligerada

Corte de Acero

Cabe mencionar que existe simetría a partir del eje 4 vertical, por ello el corte de fierro para los dos últimos tramos serán el mismo que los dos siguientes:

	φ Acero	X (m)	X+d (m)	Corte de Acero (m)
Primer Tramo	1φ1/2"(-)	0.86	0.98	1.00
	1φ3/8"(+)	1.01	1.23	1.25
	1φ3/8"(+)	3.46	3.68	3.70
	1φ1/2"(-)	3.25	3.47	3.52 (1 der. a iz.)
	1φ1/2"(-)	3.56	3.78	3.78 (1.25 der. a iz)
Segundo Tramo	1φ3/8"(-)	1.00	1.59	1.60
	1φ3/8"(-)	0.49	0.71	0.70
	1φ3/8"(-)	2.51	2.73	2.75(0.83 der. a iz.)
	1φ3/8"(-)	2.82	3.04	3.05(0.45 der. a iz.)

Tabla 4.4 Corte de Acero

Si bien el corte de barras se ha realizado utilizando los diagramas de momentos flectores del programa, se podría uniformizar todos los cortes se procedió a utilizar una distancia de Ln/4 para el refuerzo superior y Ln/6 para el refuerzo inferior, de tal forma que se cumplan todos los requisitos de resistencia para la sección, siendo Ln la luz libre del tramo analizado. Sin embargo este criterio es útil cuando todos los tramos tienen la misma longitud, por ello se utiliza el corte de fierro calculado.

Diseño por cortante de viguetas

$$V_u \leq \Phi V_c = \Phi \times 1.1 \times 0.53 (\sqrt{f'_c}) bd,$$

$$\Phi = 0.85 \text{ (cortante)}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 \text{ ton}$$

Recordemos que la cortante ultima se evalúa a una distancia d de la cara.

Estos valores se obtienen del análisis en SAP:

ϕV_c	1.220	Tn
Vu max	1.18	
Vu min	0.36	
ϕV_c	>	Vu

Se observa que el para todos los casos tenemos suficiente resistencia al corte por parte de la sección.

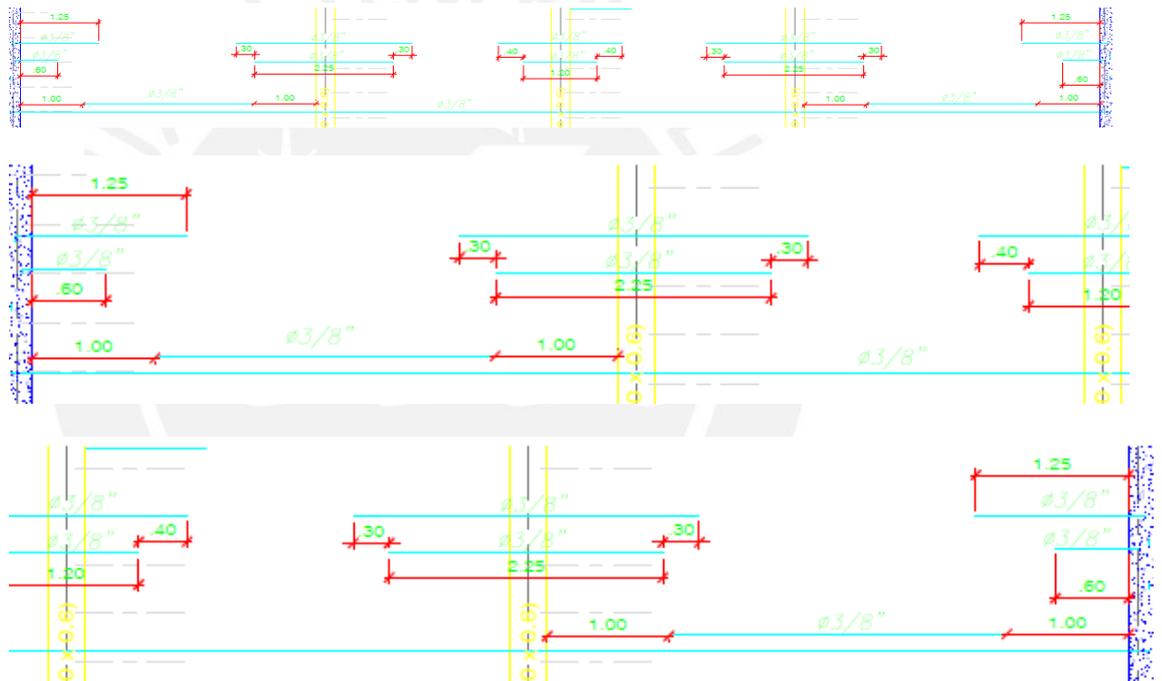


Figura 4.6 Esquema Losa Aligerada

4.2 LOSA MACIZA:

Las losas macizas trabajan en dos direcciones por lo que se hace un modelo bidimensional de elementos finitos y las cargas son asignadas distribuidas por metro cuadrado. Estas losas se consideran apoyadas sobre las vigas y en caso haya continuidad de momentos negativos con el aligerado se considera ese apoyo como empotrado

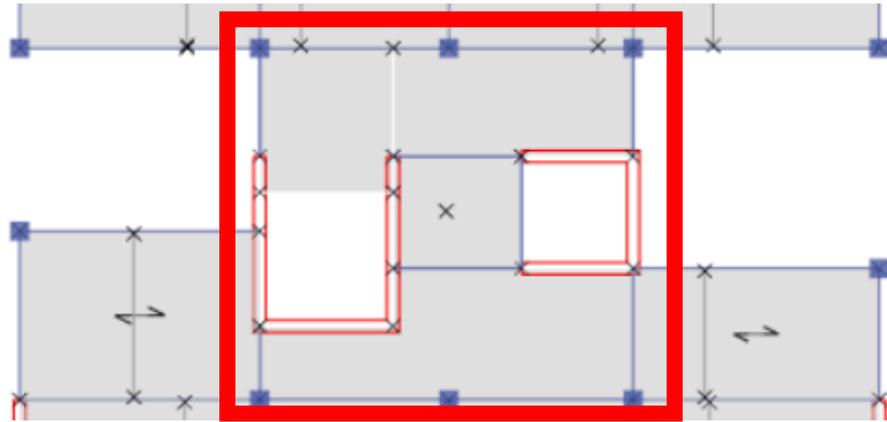


Figura 4.7 Losa Maciza

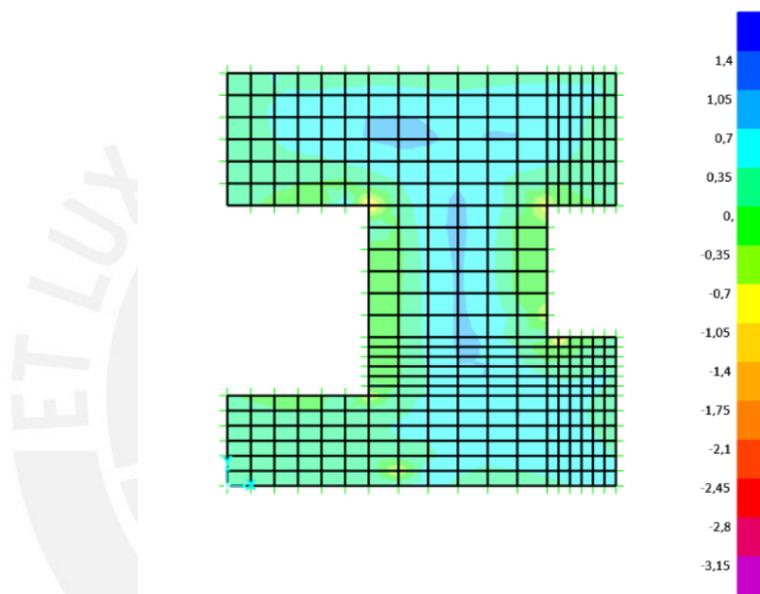


Figura 4.8 Diagrama de esfuerzos momentos máximos - Losa Maciza

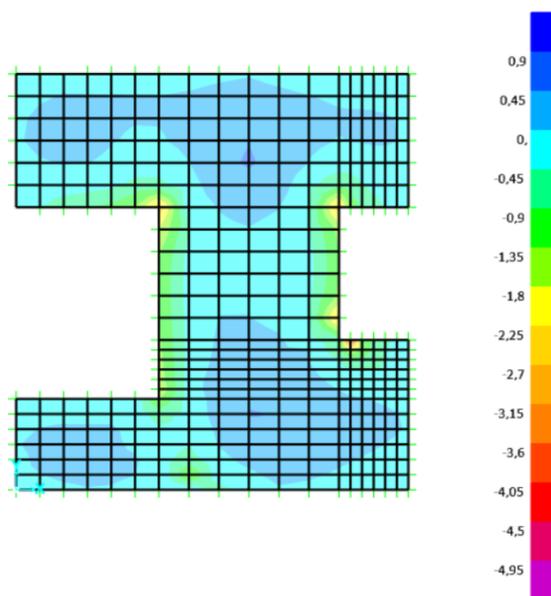


Figura 4.9 Diagrama de esfuerzos momentos mínimos - Losa Maciza

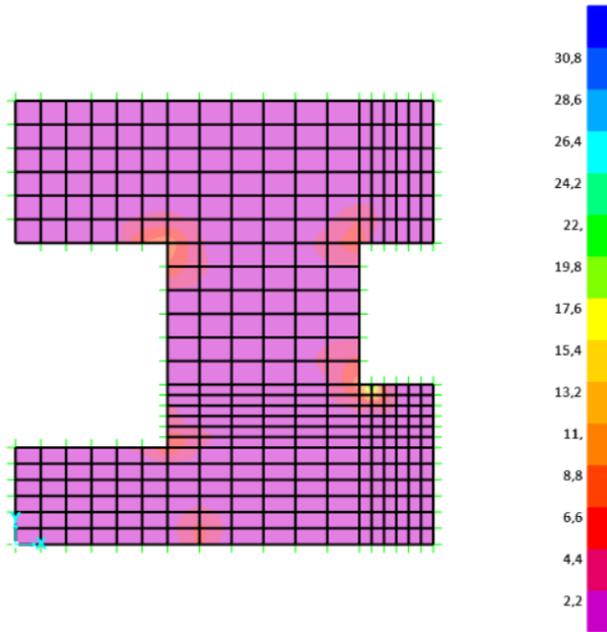


Figura 4.10 Diagrama de esfuerzos cortantes - Losa Maciza

DISEÑO POR FLEXION			
Mu (ton.m)	1,4	-3,15	-4,95
a (cm)	0,52	1,20	1,92
As (cm ²)	2,21	5,08	8,16
As min (cm ²)	3,06	3,06	3,06
Ref. colocado	3/8" @ 20 cm	1/2" @ 25 cm	1/2" @ 15 cm
As colocado	3,55	5,16	8,6
DISEÑO POR CORTE			
Vu (ton)	4,4		
ØVc (ton)	13,06		

Tabla 4.5 Diseño losa maciza

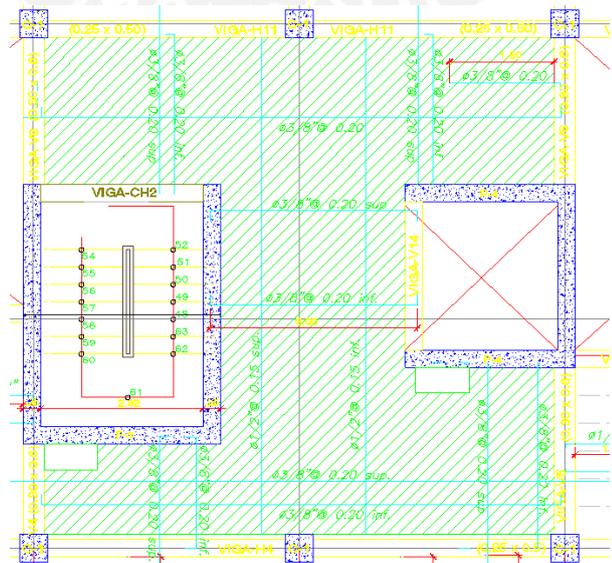


Figura 4.11 Detalle Losa Maciza

5 DISEÑO DE VIGAS

5.1 DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.

Las vigas, como elementos estructurales que soportan el peso de los aligerados, constituyen parte de los pórticos principales del edificio. Para el diseño de estas se realiza el cálculo de la envolvente de fuerzas internas utilizando las combinaciones dadas por la Norma E.060 ya mencionadas

. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de estas se basa en los mismos conceptos utilizados para el diseño de las losas aligeradas. Sin embargo, para estas se debe considerar la amplificación que aporta las fuerzas sísmicas en los momentos flectores. La norma acota indicaciones adicionales para el armado del refuerzo para asegurar la falla dúctil por flexión.

Se resume las disposiciones a considerar para el diseño y armado del refuerzo transversal:

La resistencia mínima del concreto debe ser 210 kg/cm² y la calidad del acero de refuerzo no deberá exceder 4200 kg/cm²

Las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm y su peralte efectivo deberá ser menor o igual a la cuarta parte de la luz libre. Condiciones que buscan evitar vigas muy esbeltas o que presenten dificultades para cumplir los demás requerimientos.

Evitar empalmes en zonas de esfuerzos altos cercanos a los nudos y todas las barras ancladas en columnas extremas deberán terminar en un gancho estándar a 990 o 180o.

Colocar refuerzo continuo de dos barras en ambas caras con un área de acero no menor a la cuarta parte de la máxima requerida en los nudos ni menor a la mínima requerida.

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mayor al tercio de la resistencia a momento positiva de la misma.

La resistencia a momentos en cualquier sección deben ser mayores al tercio de la máxima proporcionada en la cara de cualquier nudo.

Los parámetros iniciales a conocer para el diseño de vigas son sus

dimensiones, resistencia a compresión del concreto y esfuerzo de fluencia del acero.

Para secciones rectangulares y para secciones T con el ala en compresión el acero mínimo exigido por la Norma Peruana viene dado por la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \dots(5.1)$$

Donde:

f'_c : resistencia a compresión, en kg/cm²

f_y : esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm²

b_w : ancho de viga, en cm

d : peralte efectivo, en cm

Para la cantidad de acero máximo, se debe partir de la cantidad de acero del caso balanceado. En este caso, la altura del bloque de compresiones “cb” es hallada con la siguiente fórmula:

$$\frac{cb}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \dots(5.2)$$

Donde:

cb : altura del bloque de compresiones balanceado, en cm

ϵ_{cu} : deformación última del concreto.

ϵ_y : deformación de fluencia del acero.

β : factor de reducción del bloque de compresiones

El acero balanceado A_{sb} corresponde a la fórmula:

$$A_{sb} = \frac{0.85 * cb * \beta * f'_c * b}{f_y} \dots(5.3)$$

Donde:

β : factor de reducción del bloque de compresiones

El acero máximo es el 75% del acero balanceado: $0.75Asb$, ambos en cm².

Luego, se comienza íntegramente con el diseño. La altura del bloque de compresiones será determinada con la siguiente fórmula:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\Phi * 0.85 * f'_c * b}} \dots(5.4)$$

Donde:

Mu: Momento último, en kg-cm

Φ : Factor igual a 0.9 debido al diseño por flexión.

De este valor, es posible entonces calcular el acero requerido:

$$As = \frac{Mu}{\Phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \dots(5.5)$$

Donde:

a: altura bloque de compresiones

Finalmente, se escoge la mejor combinación de acero cuya suma de áreas sea igual o mayor al acero requerido previamente hallado. Es permitido un déficit de 5% de acero.

DISEÑO POR CORTE

De mismo modo que las vigas chatas el aporte de su resistencia al corte dependerá del concreto y del aporte del refuerzo transversal armado (estribos). La norma E.060 establece ciertas disposiciones para el cálculo de la fuerza cortante máxima que actúa sobre la viga y para el armado del refuerzo transversal, de tal manera que no se produzca una falla por cortante durante un evento sísmico, dando una resistencia mayor por cortante que su resistencia por flexión. A continuación se enlista un resumen de estas disposiciones.

La fuerza cortante V_u de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para la carga permanente.

El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrado de diámetro mínimo 3/8".

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, asegurando que en los lugares donde hay momentos máximos el concreto no explote. El espaciamiento de los estribos cerrado de confinamiento no debe exceder el menor valor de:

-d/4, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm.

-Diez veces el diámetro de la barra longitudinal

-24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado

-30 cm.

El primer estribo que se coloque deberá estar a una distancia de 5 cm de la cara del apoyo.

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán espaciarse a no más de 0.5d a lo largo de la longitud del elemento.

La metodología de la norma se basa en suponer que la capacidad en corte del elemento viene dada por la suma de la resistencia del concreto más el aporte del refuerzo en el alma.

El aporte del concreto en la resistencia al corte viene dado por la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \dots (5.6)$$

El aporte del refuerzo en el alma del elemento viene dado por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots (5.7)$$

Luego, se comienza íntegramente con el diseño. El espaciamiento de los estribos será determinado con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \dots (5.8)$$

Adicionalmente la Norma exige que si la resistencia al corte es menor o igual que 1.1 veces la raíz de la resistencia multiplicada por la base y el valor de "d", el espaciamiento será menor que d/2 o 60 cm. De lo contrario,

debe ser menor que 30cm o d/4.

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d \dots (5.9)$$

Además, la norma nos brinda los requisitos del espaciamiento de estribos para los diferentes sistemas estructurales que resisten fuerzas laterales. Para un sistema de muros estructurales el requerimiento de estribos en vigas se da de la siguiente manera:

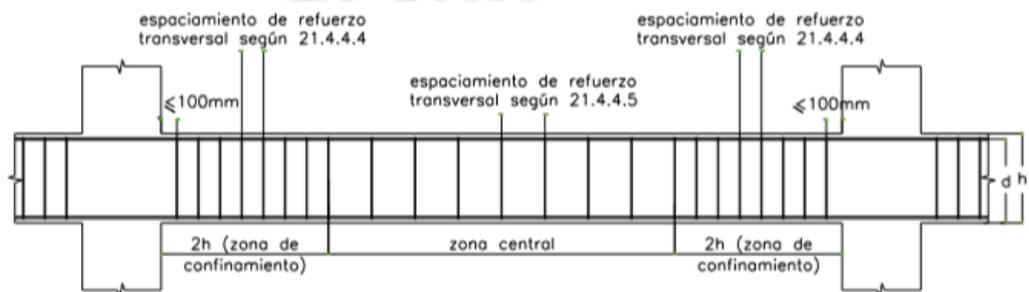


Figura 5.1 Distribución de Armado de Viga Peraltada

VERIFICACIÓN DE DEFLEXION:

En base al artículo 9.6.2.1 de la norma E0.60 se verifica la deflexión de la viga en base al siguiente cuadro:

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Figura 5.2 Deflexión máxima de vigas

EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA PERALTADA

A fin de explicar el diseño de una viga peraltada, se presentará el modelo y los cálculos para viga entre los ejes F y H en el eje 4 de un tramo. Esta viga es de 7.25 m de longitud total, 6.65 de cara a cada y una sección de 30cm*60cm.

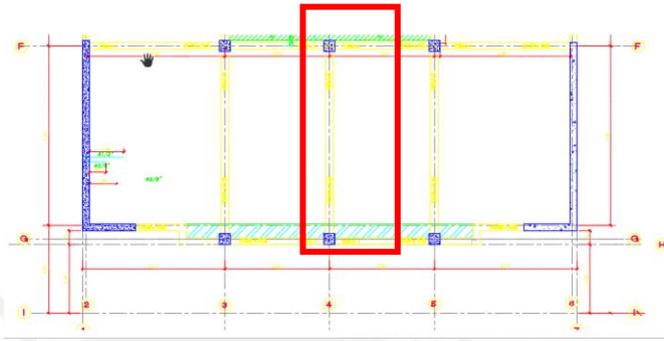


Figura 5.3: Vista en planta de la Viga a diseñar por ejemplo

Se realiza el metrado de cargas:

$$W_{p.p} = 2.4 \cdot 0.3 \cdot 0.6 = 0.432 \text{ ton/m}$$

$$W_{losa} = 7.7 \cdot 0.5 \cdot 0.3 = 1.155 \text{ ton/m}$$

$$W_{p.t} = 7.7 \cdot 0.5 \cdot 0.1 = 0.385 \text{ ton/m}$$

$$W_{s/c} = 7.7 \cdot 0.5 \cdot 0.2 = 0.77 \text{ ton/m}$$

$$W_m = 1.97 \text{ ton/m}$$

$$W_v = 0.77 \text{ ton/m}$$

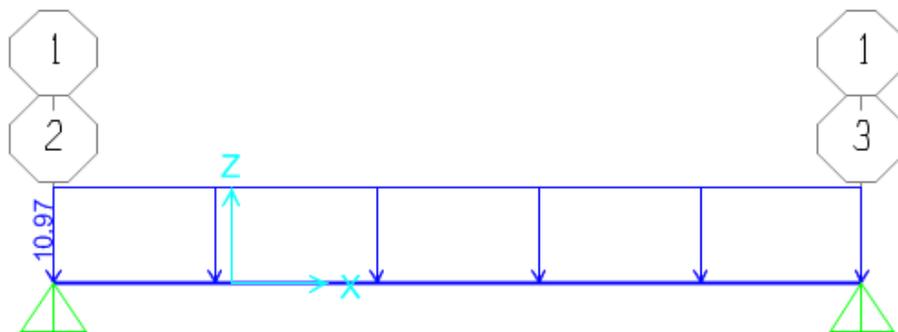


Figure 5.4 Carga Muerta Distribuida SAP2000

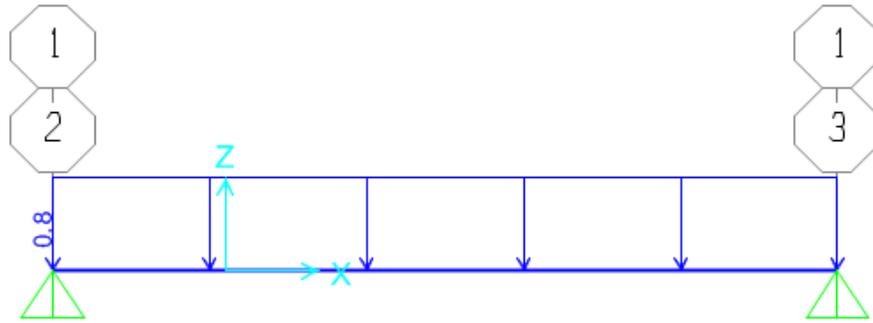


Figura 5.5 Carga Viva Distribuida SAP 2000

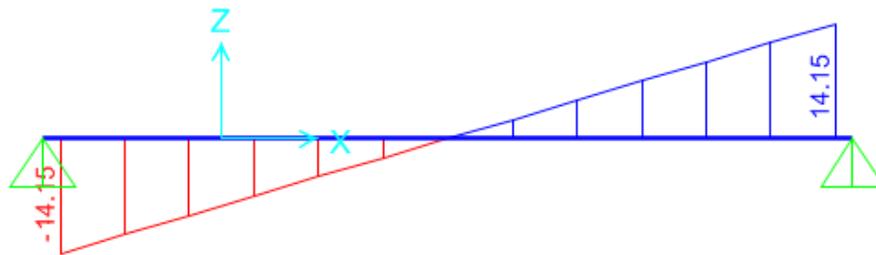


Figura 5.6 Diagrama de Fuerzas Cortantes SAP 2000

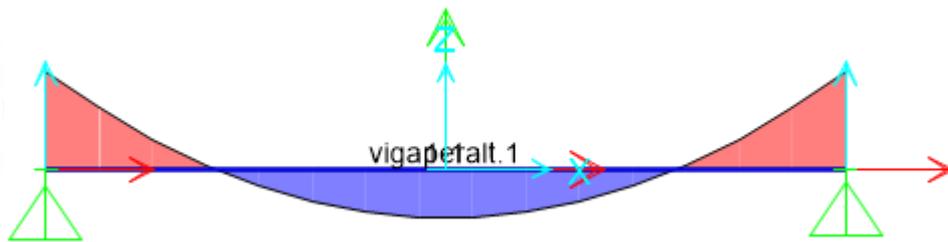


Figura 5.7: Diagrama de Momentos Flectores

A partir de la anterior se calculó el valor máximo del momento positivo igual a 11.52 ton*m que supera al momento calculado con la combinación de carga muerta y viva solamente.

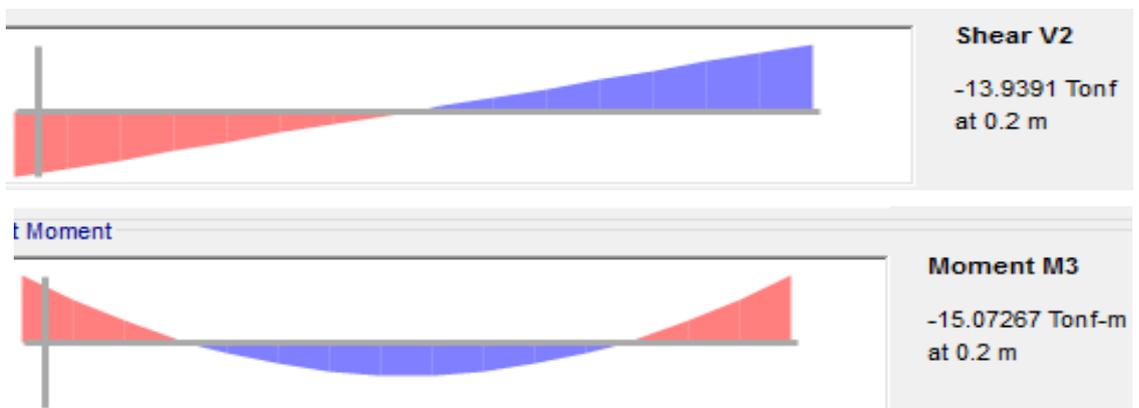


Figura 5.8 Cortante y Momento a "d" de la cara.

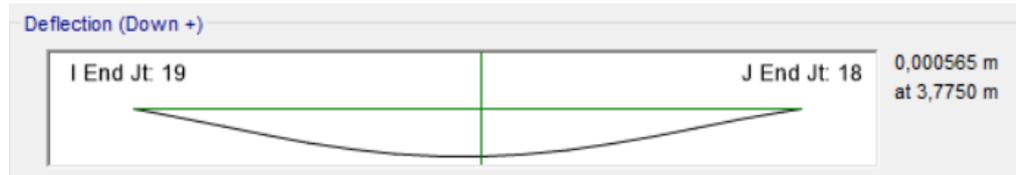


Figura 5.9 Deflexión por carga muerta en servicio

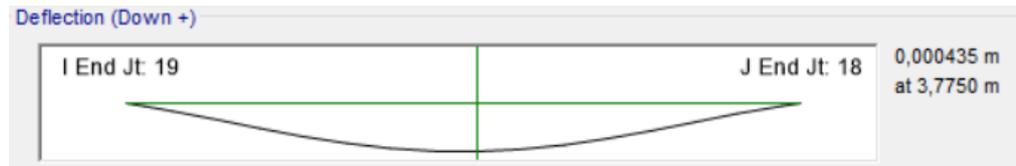


Figura 5.10 Deflexión por carga viva en servicio

Deflexión: $1.4M + 1.7V = 1.4 \times 0.565 \text{ cm} + 1.7 \times 0.435 = 1.53 \text{ cm}$

Deflexión permisible: $665 \text{ cm} / 21 = 21.45 \text{ cm}$ (Valido)

En la anterior, se muestran las solicitaciones a d de la cara obtenidos del modelo en SAP. A continuación se muestra el diagrama con la combinación de 1.4 y 1.7 para carga muerta y viva respectivamente. El momento máximo negativo es de 15.1 ton*m con el cual se diseñará ambos extremos. Este valor supera al calculado con la combinación por sismo que es 13.92 ton*m.

Propiedades de la Viga

Viga V2 Pórtico Eje 4

Nro. Tramos	1
Luz	7.25 m
Luz Libre	6.65 m
b	30 cm
h	60 cm
f'c	210 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²

Tabla 5.1 Propiedades de la Viga

Diseño por Flexión:

		Ton*m	b cm	d cm	a cm	As cm ²	Barras Colocadas	Acero Inst. cm ²	ϕMn
Tramo	Mu iz-	15.1	30	54	6.15	7.84	3ϕ3/4	8.52	16.4
	Mu +	11.52	30	54	4.62	5.9	3ϕ5/8"	6	11.71
	Mu der -	13.9	30	54	5.63	7.18	1ϕ5/8"+2ϕ3/4	7.68	14.8

Tabla 5.2 Acero Resultante del Diseño

Con el acero instalado se ofrece una resistencia nominal de 18.2 y 13 ton*m, con el factor de reducción son 16.4 y 11.71 ton*m.

Diseño por Cortante:

		Vu ton	ϕVc ton	Av1 (2ϕ 3/8")	S cm
tramo 1	Vu iz	14.13	10.58	1.41	76.5
	Vu der	14.13	10.58	1.41	76.5

Tabla 5.3 Cálculo de espaciamiento por Cortante

Con un espaciamiento de 76.5 se puede controlar teóricamente la cortante. Este valor debe ser comparado con los valores máximos de la norma. Es por ello que se utiliza una distribución con separación máxima de 30 cm y conservadora:

S cm	Av ton
10	32
15	21.32
20	16.4
25	12.8

Tabla 5.4 Cortante en función del Espaciamiento

		De un extr.	Tramo 1	cm	Hasta Ln/2	Total
Estribos	1	@		10	1	2
	7	@		15	7	14
	Resto	@		30	6	12

Tabla 5.5 Distribución Final de Estribos

Corte de Acero:

Mediante una ecuacion de equilibrio se calcula el momento a una distancia x del empotramiento al extremo de la viga

Tramo	φ Acero	X (m)	X ± d (m)	Corte de Fierro (m)
Tramo 1	3Φ 3/4"	0.58	1.12	1.1
	3 Φ 5/8" (1)	2.17	1.63	1.65
	3 Φ 5/8" (2)	4.53	5.07	5.05
	2Φ 3/4"+1Φ 5/8"	6.06	5.52	5.5

Tabla 5.6 Corte de Barras para el Armado

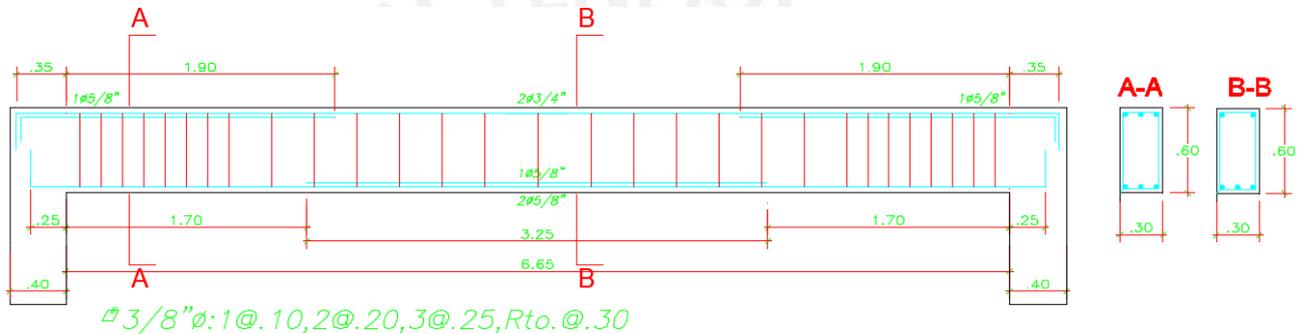


Figura 5.11 Detalle de la viga

5.2 VIGA CHATA

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de las vigas chatas se realiza de la misma forma que para los aligerados, ya que solo se consideran cargas de gravedad para su análisis.

DISEÑO POR CORTANTES

El diseño por fuerza cortante debe garantizar que la fuerza cortante requerida sea menor que la fuerza cortante resistente ($V_u \leq \Phi V_n$).

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

$$V_n = V_c + V_s \dots (5.10)$$

La fuerza de corte V_u se tomará a una distancia "d" del apoyo. A diferencia

del diseño por cortante de las losas, en las vigas se colocan estribos perpendiculares al eje del elemento para contribuir a la resistencia al corte. El espaciamiento de los estribos para darle una adecuada resistencia, para prevenir la falla frágil por corte, se detalla de acuerdo a la fórmula:

$$s = A_v \times f_y \times d / V_s \dots(5.11)$$

Donde: A_v = área de refuerzo por cortante

EJEMPLO DISEÑO DE VIGA CHATA

Se presenta como ejemplo, el diseño de la Viga Chata 2 que se encuentra en el paño inferior izquierdo entre los ejes F y G.

Viga Chata Vch-2		
h =	20	cm
Asmin+ =	1.63	cm ²
b=	40	cm
d =	17	cm
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²

Tabla 5.7 Propiedades para el Diseño

Metrado Viga Chata VCh-2			
CM	Pp. Viga (2.4x0.4x0.20)	0.19	Tn/m
	Piso Term.	0.1	Tn/m ²
	Peso Tab1	1.8	Tn/m ³
CV	s/c vivienda	0.2	Tn/m ²
Wm	0.19+ 0.1x0.4	0.23	Tn/m
Wm Tab1	1.8x2.55x0.15	0.69	Tn/m
Wv	0.2x0.4	0.08	Tn/m
Wu	1.4x0.23 + 1.7x0.08	0.46	Tn/m
Wu Tab1	1.4x0.69	0.97	Tn/m

Tabla 5.8 Metrado de Cargas para el Diseño

La luz libre de este elemento, al igual que las otras vigas chatas, es de 4.8 metros. A continuación se presenta el modelo simple y los resultados

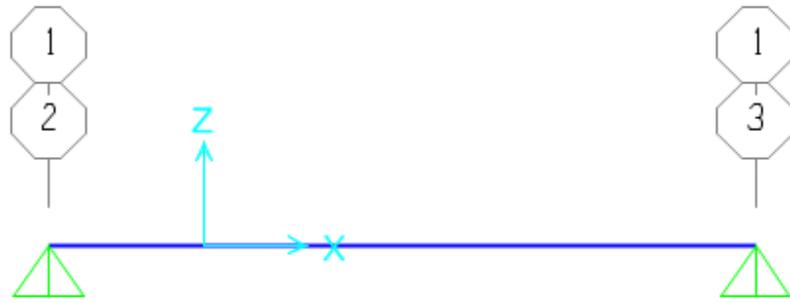


Figura 5.12 Modelo Viga Chata VCH-1

Vch-2		
Wu= N tramos	1.45 1	Tn/m
L 1 Luz Libre 1	5.05 4.8	m m
Mu+ $w^2 \cdot l^4 / 8$	4.62	Tn-m

Tabla 5.9 Distribución de Cargas Ultimas

Diseño por Flexión

Mu (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	Barras insta (cm ²)	ϕM_n (ton*m)
0	40	17	0	1,63	2 ϕ 1/2"	2.58
4.62	40	17	4.95	4.95	4 ϕ 1/2"	5.15

Tabla 5.10 Acero Resultante del Diseño

Diseño por Cortante

ϕV_c	5.75	Tn
Vu izq	3.5	Tn
Vu der	3.5	Tn

Tabla 5.11 Cortantes Ultimos para Diseño

Se observa que la resistencia al corte es mayor que las cortantes ultimas. Por ello el armado es el convencional para estos elementos.

Estribos 3/8"

1@0.10, 8@.15, resto@.20

Corte de Barras

ϕ Acero	X (m)	X+d (m)	Corte de Fierro (m)
2 ϕ 1/2"(1)	1.29	1.12	1.10
2 ϕ 1/2"(2)	3.31	3.48	3.5

Tabla 5.12 Corte de fierro

En función a los resultados, el pre dimensionamiento inicial y el armado del refuerzo longitudinal han sido congruentes, cumpliendo todos los requerimientos de la Norma (flexión, cortante). La resistencia que brinda el concreto es el suficiente para soportar la fuerza cortante en la viga chata; no obstante, utilizar estribos ofrece confinamiento en el concreto, evitando que explote en las zonas de mayor esfuerzo, y facilita el armado del refuerzo de acero. Por este motivo se utiliza un refuerzo transversal (estribos) en todo lo largo de la viga chata.

El corte de fierro se ha realizado de acuerdo al diagrama de momentos obtenido. Para uniformizar todos los cortes de fierro se puede utilizar las distancias a la cara del apoyo del paño de $L_n/4$ para los fierros superiores y $L_n/6$ para los fierros inferiores. El diseño se muestra en los planos adjuntos.

6 DISEÑO DE COLUMNAS.

Estas son elementos estructurales que trabajan a flexocompresión y por ello se considera que actúan dos efectos simultáneos, el de cargas axiales y el de momentos flectores.

6.1 DISEÑO EN FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL.

El método de diseño utilizado es el Diagrama de Interacción. Un diagrama de interacción es la región geométrica que define la zona en las que cualquier combinación de cargas de flexo-compresión pueden ser resistidas por la columna y su armado en la dirección de análisis. Se han facilitado algunos puntos notables para los cuales, mediante la ecuación de equilibrio, se calculan los valores de P_n y M_n . Este diagrama debe ser multiplicado por el factor de reducción de resistencia contemplado en la norma para efectos de flexocompresión.

- Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo no menor al 1% del área bruta de la sección. Con esta cuantía se distribuye el refuerzo vertical.
- Para dicha distribución se construye el diagrama de interacción con la carga y el momento nominal variables en ambas direcciones. Obtenemos el diagrama de diseño al multiplicarlo por los factores de reducción " ϕ ".
- Una vez calculado todos los pares de P_u y M_u a partir de las combinaciones de carga, se debe verificar que estos puntos se encuentren dentro del diagrama de interacción de diseño.

Cabe señalar que la cuantía mínima exigida por la Norma Peruana de 1% responde al fenómeno de flujo plástico. Así mismo la cuantía máxima exigida de 6% corresponde a un criterio constructivo que busca evitar el congestionamiento del refuerzo. Se recomienda que la cuantía no supere el 4% para buscar un diseño de fácil acomodo. Existen otras recomendaciones dadas en la norma de concreto para el diseño de columnas con responsabilidad sísmica:

- Considerar una resistencia de acero no mayor a 4200 Kg/cm^2 y para el concreto no menor a 210 Kg/cm^2

- No dimensionar una columna con ancho menor a 25 cm y la relación entre su ancho y peralte no menor a 0.4.

Efectos por Esbeltez

Mientras las columnas no tengan una esbeltez tal que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada modifiquen significativamente los momentos calculados en el análisis elástico de la estructura se cumple todo lo anteriormente señalado respecto al diseño por flexocompresión. Si el nivel de carga axial aplicada genera deformaciones transversales que aumenten significativamente la excentricidad de diseño, se deberá evaluar el momento generado por la nueva excentricidad. Este efecto es denominado como de Segundo Orden y obliga utilizar un factor de corrección denominado δ . Este varía por cargas de gravedad y por desplazamientos laterales relativos debido a sismos.

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_{us} \dots (6.1)$$

Para evaluar este efecto se debe determinar un efecto global y local de esbeltez.

Efecto Local:

El factor δ_1 se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\Phi P_c}} \geq 1,0 \dots (6.2)$$

Donde: P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna

Φ = Factor de reducción de resistencia
igual a 0.7 para columnas estribadas

P_c = Carga crítica de pandeo

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

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} \dots (6.3)$$

$$EI = \frac{0,4 Ec Ig}{1 + \beta d} \dots(6.4)$$

$$Cm = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \geq 0,4 \dots(6.5)$$

Los efectos locales se pueden despreciar si:

$$\frac{k \ell u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots(6.6)$$

Donde r: Radio de giro de la sección (0.3h caso rectangular)

Efecto Global:

Este se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \dots(6.7)$$

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{Vus he} \dots(6.8)$$

- $\sum Pu$ = Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

- Δo = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso.

- Vus = Fuerza cortante a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales que origina la deformación de la estructura.

- he = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

En resumen, habría que calcular un δ para cargas verticales y habría que calcular un δ para las combinaciones con sismo. Sin embargo, para el primer caso se presenta este tipo de efectos en casos debido a dobles alturas o columnas muy largas y para el caso con sismo normalmente no es importante

porque estamos acostumbrados a hacer edificios rígidos.

6.2 DISEÑO POR CORTANTE

A partir del mismo criterio que busca evitar la falla por corte, la fuerza cortante última deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la carga P_u de las combinaciones de carga que den como resultado un mayor momento nominal.

Conforme la Norma Peruana, los elementos sometidos a fuerzas sísmicas deben seguir las siguientes recomendaciones:

Se colocarán estribos cerrados en ambos extremos del elemento sobre una longitud de confinamiento "Lo", medida desde la cara del nudo, que no sea menor que un sexto de la luz libre del elemento, 50cm o la máxima dimensión de la sección transversal del elemento.

Los estribos que se encuentren en la longitud de confinamiento tendrán un espaciamiento que no deba exceder el menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias del diseño por esfuerzo cortante sean mayores: la mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento, 10 cm u ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro. Debiendo ubicarse el primer estribo a no más de 5cm de la cara del nudo.

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

El área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7 b s / f_y \dots (6.9)$$

Donde b es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando y el espaciamiento "s" no deberá exceder de 15 cm.

Los parámetros para el diseño por cortante conducen a realizarlo de forma similar al que se utilizó para el diseño de vigas, determinando el refuerzo transversal necesario para garantizar que la resistencia del concreto y el

aporte de los estribos siempre sean mayor, en toda su altura, a la fuerza cortante resultante de todas las combinaciones de carga.

El aporte del concreto en la resistencia al corte cuando es sometido a cargas axiales viene dado por la siguiente fórmula:

En compresión

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140A_g}\right) \times b_w \times d \quad \dots(6.10)$$

En tracción:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 - \frac{Nu}{35A_g}\right) \times b_w \times d \quad \dots(6.11)$$

El aporte del refuerzo en el alma del elemento viene dado por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots(6.12)$$

Luego, se comienza íntegramente con el diseño. El espaciamiento de los estribos será determinado con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad \dots (6.13)$$

Fuerzas de Diseño (Por Capacidad)

La fuerza de cortante de diseño, V_u , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = 1,25 M_n$) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas “ P_u ” que actúan en él.

$$V_{pr} = 2 M_{pr} / h \dots (6.14)$$

Donde:

Mpr es 1.25 veces el Momento nominal calculado del diagrama de interacción

Vpr es la fuerza cortante probable

H es la altura de la columna analizada

En ningún caso la capacidad de la sección debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis de la estructura.

6.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA

Con la finalidad de explicar el diseño de una columna, se presentará el modelo y los cálculos para la definida por los ejes 4 y F (columna central) en toda su altura. Esta columna es de 40 x 40 cm y tiene una altura de 2.75 m en el piso típico.

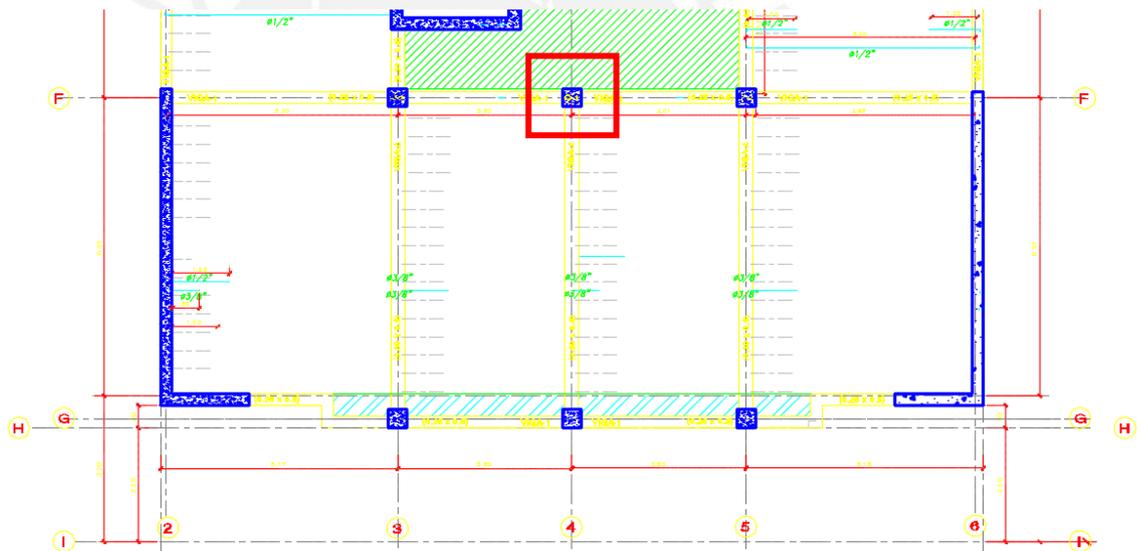


Figura 6.1 Vista en planta de la Columna a diseñar por ejemplo

Se realizó el metrado de carga para esta columna utilizando el método de área tributaria. Este solo considera las cargas de gravedad y con ello se obtiene la carga en servicio para la columna en cada piso:

Piso	Área Alige h=0.20m	Área Maciza h = 0.2	Área Trib.
7	14.84	-	17.68
6	11.42	3.42	17.68
5	11.42	3.42	17.68
4	11.42	3.42	17.68
3	11.42	3.42	17.68
2	11.42	3.42	17.68
1	11.42	3.42	17.68

Tabla 6.1 Área Tributaria para Metrado

CM							CV				
W Losa Alige. h = 0.2 m	W Losa Maciza h=0.2 m	Piso Term. ton	Peso Vigas ton	Peso Tabiques ton	Peso Propio ton	s/c ton	PM ton	PV ton	PU ton	Σ PS i ton	
4.45	-	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	11.68	3.54	15.22	15.22	
3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	31.05	
3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	46.88	
3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	62.71	
3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	78.54	
3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.06	3.54	12.29	3.54	15.83	94.38	
3.43	1.64	1.77	2.47	1.93	1.34	3.54	12.58	3.54	16.12	110.50	
Σ							85.74	24.76	110.50		

Tabla 6.2 Metrado de Cargas de la Columna

Propiedades de la Columna

Viga V2 Pórtico Eje 4

Columna 4-F (Del Piso 1 al Piso 7)		
B	40	cm
H	40	cm
D	36	cm
f'c	210	Kg/cm ²
Fy	4200	Kg/cm ²
Asmin	16	cm ²
As max	96	cm ²

Tabla 6.3 Propiedades para el Diseño

Diseño por Flexión:

A partir del análisis estructural realizado en el ETABS se obtienen las siguientes solicitudes máximas para cada piso, todas estas fueron mayores en la parte inferior de la columna.

Piso	P				M2 X				M3 Y			
	CM ton	CV ton	Sx ton	Sy ton*m	CM ton*	CV ton*r	Sx ton*m	Sy ton*m	CM ton*	CV ton*r	Sx ton*m	Sy tn.m
7	-7.03	-1.65	0.17	1.85	-2.28	-0.11	0.33	2.33	0.07	0.03	3.03	0.31
6	-13.73	-3.17	0.38	3.51	-1.92	-0.68	0.36	2.22	0.06	0.02	3.34	0.31
5	-20.69	-4.77	0.84	5.28	-1.88	-0.67	0.41	2.27	0.06	0.02	3.88	0.34
4	-27.97	-6.48	1.57	7.08	-1.77	-0.63	0.44	2.20	0.06	0.02	4.22	0.34
3	-35.70	-8.32	2.54	8.79	-1.60	-0.58	0.44	1.97	0.05	0.02	4.24	0.33
2	-43.99	-10.35	3.67	10.23	-1.62	-0.60	0.42	1.64	0.06	0.02	3.97	0.30
1	-53.35	-12.64	4.84	11.19	0.66	0.24	0.13	0.79	-0.03	-0.01	2.03	0.13

Tabla 6.4 Esfuerzos por Piso

Se realizan las combinaciones de cargas con los resultados anteriores para obtener:

COMBINACIÓN	PISO 1			PISO 2			PISO 3			PISO 4		
	Pu	Mu 2	Mu 3									
1.4CM+1.7CV	-96.18	1.34	-0.06	-79.17	-3.29	0.11	-64.12	-3.22	0.10	-50.17	-3.56	0.11
1.25(CM+CV)+S	-66.45	1.91	1.97	-54.02	-1.14	4.07	-43.70	-0.75	4.33	-34.41	-0.81	4.31
1.25(CM+CV)-S	-98.52	0.34	-2.08	-81.82	-4.41	-3.88	-66.34	-4.70	-4.15	-51.70	-5.20	-4.12
0.9CM+S	-31.98	1.38	2.00	-25.69	0.18	4.03	-20.80	0.53	4.29	-16.53	0.60	4.27
0.9CM-S	-64.05	-0.33	-2.05	-53.49	-3.52	-3.92	-43.45	-3.85	-4.19	-33.82	-4.23	-4.17

Tabla 6.5.1 Combinación de Cargas

COMBINACIÓN	PISO 5			PISO 6			PISO 7		
	Pu	Mu 2	Mu 3	Pu	Mu 2	Mu 3	Pu	Mu 2	Mu 3
1.4CM+1.7CV	-37.08	-3.77	0.12	-24.61	-3.84	0.12	-12.65	-3.37	0.14
1.25(CM+CV)+S	-25.71	-0.92	3.98	-17.24	-1.03	3.45	-8.83	-0.65	3.15
1.25(CM+CV)-S	-37.94	-5.46	-3.78	-25.00	-5.47	-3.24	-12.87	-5.31	-2.91
0.9CM+S	-12.51	0.57	3.93	-8.48	0.49	3.40	-4.31	0.28	3.09
0.9CM-S	-24.73	-4.38	-3.82	-16.24	-4.30	-3.29	-8.35	-4.37	-2.97

Tabla 6.5.2 Combinación de Cargas

Se procede a utilizar una cuantía de 1% para empezar la iteración. Esta corresponde a 8 barras de 5/8" que son 16 cm². A partir de esta sección se construye el Diagrama de Interacción calculando los puntos notables:

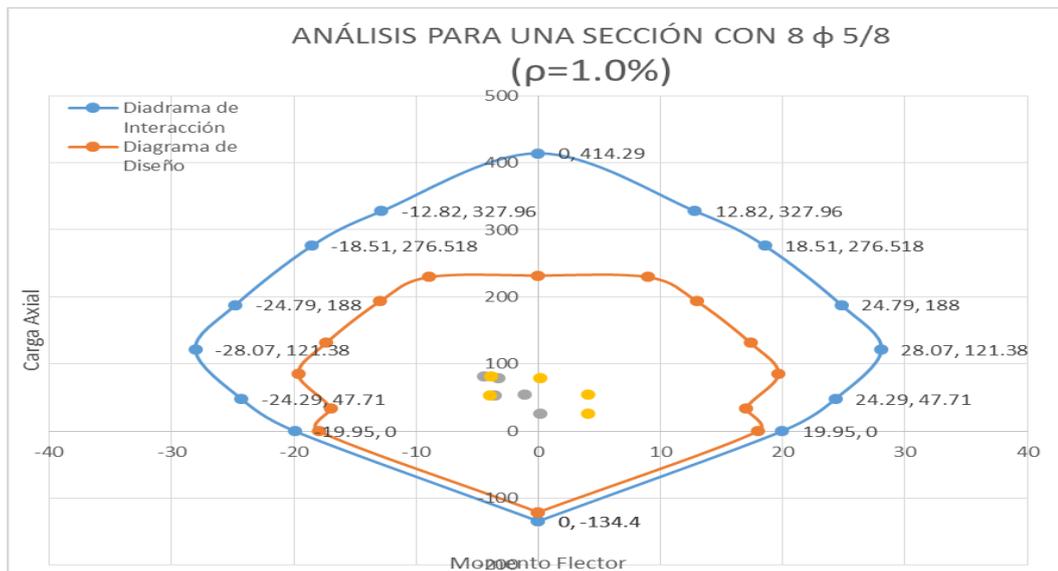


Figura 6.2 Diagrama de Interacción 1.0% de Cuantía

PUNTO	Mn ton.m	Pn ton	ϕMn	ϕPn
G	0	-134.4	0	-120.96
F	19.95	0	17.96	0
Cambio de ϕ	24.29	47.71	17	33.4
E	28.07	121.38	19.649	84.966
D	24.79	188	17.353	131.6
C	18.51	276.518	12.957	193.5626
B	12.82	327.96	8.98	229.57
A	0	414.29	0	232

Tabla 6.6 Puntos Notables del Diagrama de Interacción

A continuación, se presenta el diseño por flexocompresión de la columna del primero al séptimo piso.

Piso	Distribución barras	As Inst.cm ²
1	8φ5/8	16
2	8φ5/8	16
3	8φ5/8	16
4	8φ5/8	16
5	8φ5/8	16
6	8φ5/8	16
7	8φ5/8	16

Tabla 6.7 Puntos Notables del Diagrama de Interacción

Efectos de Esbeltez:

Esta columna en particular tiene una sección de 40 x 40 cm, una altura de 2.75 m y una luz libre de 2.15 m. Al ser una columna robusta debido a que su sección transversal en comparación con su longitud no es pequeña (19% respecto a la longitud) y esta a su vez se ha demostrado en el diseño por flexo compresión que tiene la capacidad de soportar las cargas aplicadas (incluso podría soportar mayores cargas) por lo que podemos despreciar los efectos de esbeltez.

Diseño Biaxial:

Esta columna tiene momentos en 2 direcciones, no mayor a 6 ton*m en toda su altura. La presencia cercana de placas significa que estas absorben en gran proporción los momentos generados por fuerzas sísmicas, reduciendo el efecto en la columna y por ello, no será necesario verificarlas por flexión biaxial.

Diseño por Cortante:

Piso	V2 x				V3 y			
	CM ton	CV ton	Sx ton	Sy ton*m	CM ton*m	CV ton*m	Sx ton*m	Sy ton*m
7	0.05	0.02	2.33	0.24	-1.83	-0.65	0.26	1.80
6	0.04	0.02	2.44	0.23	-1.38	-0.49	0.25	1.61
5	0.04	0.02	2.83	0.25	-1.38	-0.49	0.29	1.65
4	0.04	0.02	3.05	0.25	-1.30	-0.46	0.31	1.59
3	0.04	0.01	3.04	0.24	-1.19	-0.43	0.31	1.42
2	0.04	0.01	2.77	0.21	-1.16	-0.42	0.30	1.15
1	0.01	0.00	1.02	0.07	-0.38	-0.14	0.10	0.41

Tabla 6.8 Fuerzas Cortantes en ambas direcciones

Con los valores anteriores obtenidos del analisis estructural realizamos la combinación de cargas:

COMB.	PISO 1		PISO 2		PISO 3		PISO 4		PISO 5		PISO 6		PISO 7	
	V2 u	V3 u												
1.4CM+1.7CV	0.03	-0.77	0.08	-2.34	0.08	-2.38	0.09	-2.60	0.09	-2.77	0.09	-2.75	0.11	-3.66
1.25(CM+CV)+S	1.05	-0.24	2.84	-0.82	3.11	-0.60	3.12	-0.61	2.90	-0.69	2.52	-0.72	2.43	-1.30
1.25(CM+CV)-S	-1.00	-1.06	-2.70	-3.13	-2.97	-3.43	-2.98	-3.79	-2.75	-3.99	-2.37	-3.94	-2.24	-4.90
0.9CM+S	1.04	0.07	2.81	0.11	3.08	0.35	3.09	0.42	2.87	0.41	2.48	0.37	2.38	0.15
0.9CM-S	-1.01	-0.75	-2.73	-2.20	-3.01	-2.49	-3.01	-2.76	-2.79	-2.89	-2.40	-2.85	-2.29	-3.45

Tabla 6.9 Combinación de Fuerzas Cortantes para Diseño

Seleccionamos los valores máximos para cada piso

Piso	Pu (ton)	Pu (kg)	Vu 22 (ton)	Vu 33 (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
1	98.52	98520	1.05	1.06	15.04	-13.79
2	81.82	81823	2.84	-3.13	14.26	-17.94
3	66.34	66345	3.08	3.43	13.54	-9.50
4	51.70	51701	3.12	-3.79	12.86	-17.32
5	37.94	37940	2.97	-3.99	12.21	-16.91
6	25.00	25003	2.52	-3.94	11.61	-16.25
7	12.87	12870	2.38	-4.9	11.05	-16.81

Tabla 6.10 Capacidad Cortante requerida por Estribos

De acuerdo a los cálculos por fuerza cortante de las combinaciones, no requiere estribos para suplirlos. Sin embargo, se debe realizar el Diseño por Capacidad y luego de ello verificar que cumpla con la norma para ofrecer el confinamiento necesario.

Diseño por Capacidad:

Se ha empleado dos estribos cuadrangulares de 3/8 "para el cálculo de Vs.

Piso	Pu (ton)	C (cm)	Mn	M pr (Vpr (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1	98.52	17.81	27.18	33.98	24.71	15.04	14.03	21.68
2	81.82	16.18	26.29	32.86	23.90	14.26	13.86	21.95
3	66.34	14.87	25.42	31.78	23.11	13.54	13.65	22.29
4	51.70	13.745	24.55	30.69	22.32	12.86	13.40	22.70
5	37.94	12.76	23.69	29.61	21.54	12.21	13.12	23.18
6	25.00	11.9	22.85	28.56	20.77	11.61	12.83	23.71
7	12.87	10.74	21.55	26.94	19.59	11.05	12.00	25.34

Tabla 6.11 Espaciamiento requerido mediante Diseño por Capacidad

Se determina que un espaciamiento de 20 cm es necesario para evitar una falla abrupta por corte.

Estribos por confinamiento

Siguiendo los requisitos de la Norma Peruana:

Estribos por Confinamiento		
Zona de Confinamiento		
Lo ≥	1/6 Ln	= 37.5
	b o h (cm)	= 40
	50 cm	= 50
s ≤	8*φ menor	= 12.7
	0.5"(b o h)	= 0.2
	10 cm	= 10
Fuera del Confinamiento		
s ≤	b o h (cm)	= 40
	16*φ menor	= 25.4
	30 cm	= 30
	F(Vs)	= 29

Tabla 6.12 Espaciamiento requerido mediante Diseño por Capacidad

Distribución de Estribos

Piso	Distribución de Estribos		
1	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm
2	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm
3	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm
4	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm
5	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm
6	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm
7	1 @ 5 cm	5 @ 10 cm	R @ 20 cm

Tabla 6.13 Espaciamiento de Estribos

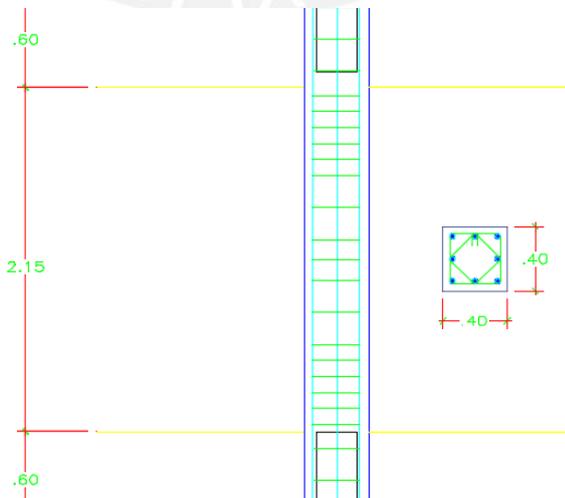


Figura 6.3 Detalle Columna

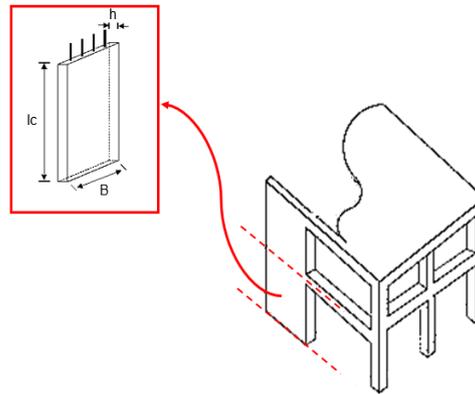
7 DISEÑO DE PLACAS.

Estas son elementos diseñados para resistir combinaciones de varias solicitaciones como cortantes, momentos y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos. Su presencia en edificios altos es casi indispensable en la actualidad ya que tienen la función de controlar las deformaciones de los entrepisos ocasionadas por las solicitaciones de sismos importantes. Así mismo ofrecen protección a elementos no estructurales cuando toma lugar un sismo de intensidad moderada.

Su diseño se basa en la información suministrada en el capítulo 21 de la Norma E-060. Es por ello que las placas de la estructura tendrán doble malla debido a que su espesor es de 25 cm.

7.1 ESPESOR POR PANDEO

La norma especifica la siguiente ecuación para descartar problemas de pandeo frente a solicitaciones importantes.



$$\phi P_{nw} = 0.55 \cdot \phi \cdot f'c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \dots (7.1)$$

Donde:

$$\phi = 0.7$$

lc: distancia vertical entre centros de apoyos (altura de piso a piso),
cm

B: ancho de la placa, en cm.

A_g: Área de la sección transversal de la placa, en cm².

f'c: Resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm².

h: Espesor de la placa, en cm

K: factor de restricción:

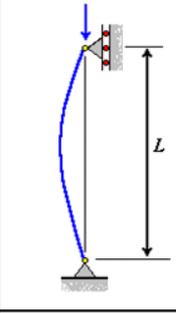
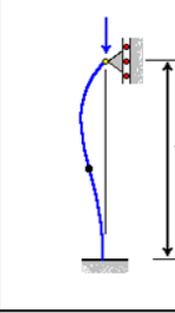
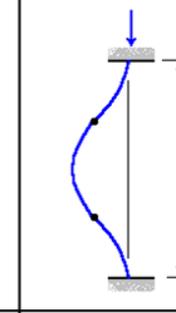
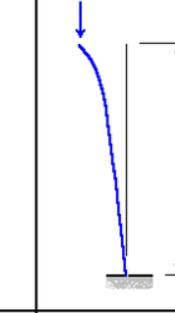
Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
			
$L_e = L$	$L_e = 0.699L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 2L$
K = 1	K = 0.699	K = 0.5	K = 2

Figura 7.1 Valores de Longitud efectiva y Factor de restricción para Pandeo

- Si $\phi P_{nw} \geq P_u$ entonces "h" es correcto.

- Además,

- $h \geq \text{menor de } \{L_c/25, B/25\}$

- $h \geq 15$ cm para muros convencionales.

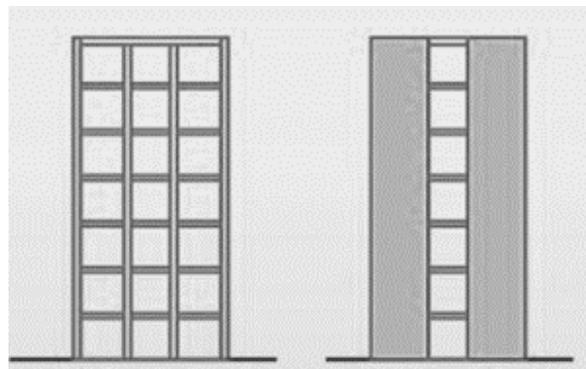
- $h \geq 10$ cm para muros de ductilidad limitada.

Donde L_c : Altura de placa en cm.

B: Ancho de placa en cm.

h: Espesor de placa en cm.

7.2 DISEÑO POR CORTE Y CAPACIDAD



hm: Altura total de todos los pisos sobre el suelo

Figura 7.2 Altura de un edificio típico

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots(7.2)$$

Donde

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto, en kg/cm².

b : Ancho de placa, en cm.

d : Peralte efectivo equivalente a $0.8 l_m$, en cm.

l_m : Longitud del muro, en cm.

α : Factor que depende de la relación:

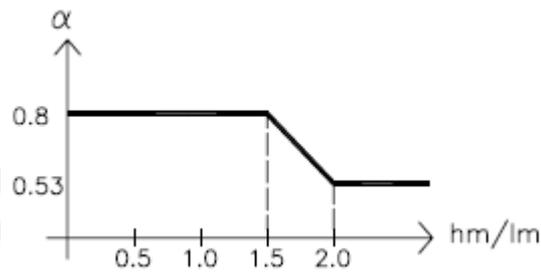


Tabla 7.1 Valor de alfa para el cálculo de la cortante del concreto para diferente relación de altura con longitud de muro

CORTANTE ULTIMA POR CAPACIDAD

$$V_e = \left(V_u \times \frac{M_n}{M_u} \right) \dots\dots(7.3)$$

Donde

V_u = Cortante último proveniente del análisis.

M_u = Momento ultimo proveniente del análisis.

M_n = Momento nominal de la sección asociada a P_u , obtenido con el refuerzo colocado

V_e = Cortante última amplificada para capacidad.

Caso Óptimo:

Si al diseñar la placa se coloca el acero requerido exacto para cubrir el momento solicitado, entonces se obtendría de la siguiente desigualdad:

$$M_u \leq \phi M_n \dots\dots(7.4)$$

$$M_u = \phi M_n \dots\dots (7.5)$$

Y de este modo en la ecuación de Cortante por Capacidad y con el caso más crítico de $\phi = 0.7$ se obtendría:

$$V_e = \left(V_u \times \frac{M_n}{M_u} \right) = \left(V_u \times \frac{M_n}{\phi M_n} \right) = \left(V_u \times \frac{1}{\phi} \right) = \left(V_u \times \frac{1}{0.7} \right) = (V_u \times 1.45) \dots (7.6)$$

Luego se procede a resolver las siguientes fórmulas:

$$- V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \dots (7.7)$$

$$- S_h = \frac{A_h \times d \times f_y}{V_s} \dots (7.8)$$

$$A_h = \text{área de acero horizontal} = (2 * A \text{ barra}) \text{ ó } (1 * A \text{ barra}) \dots (7.9)$$

- Asumir $A_v = A_h$ y $S_v = S_h$

- Verificar cuantías mínimas:

$$\text{Si } V_u < \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot \frac{d}{2} \dots (7.10)$$

- $ph \geq 0.0020$

- $ph \geq 0.0015$

$$\text{Si } V_u > \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot \frac{d}{2} \dots (7.11)$$

- $ph \geq 0.0025$

$$ph \geq \left[0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) \times (ph - 0.0025) \right] \geq$$

- 0.0025

Nota: **hm** y **lm** son longitudes totales del muro.
Para la mayoría de los casos usar:

$$\text{Si } V_u < \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot \frac{d}{2} \dots (7.12)$$

- $ph \geq 0.0020$

- $ph \geq 0.0015$

$$\text{Si } V_u > \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot \frac{d}{2} \dots (7.13)$$

- $ph = pv = 0.0025$

Con un espaciamiento máximo a 3 veces el espesor del muro o 40 cm

7.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Armadura preliminar de núcleos:

Un método de diseño bastante utilizado para el diseño en flexión es el de utilizar el Diagrama de Interacción. Un diagrama de interacción es la región geométrica que define la zona en las que cualquier combinación de cargas de flexo-compresión pueden ser resistidas por la columna y su armado en la dirección de análisis. Se han facilitado algunos puntos notables para los cuales, mediante la ecuación de equilibrio, se calculan los valores de P_n y M_n . Este diagrama debe ser multiplicado por el factor de reducción de resistencia contemplado en la normal para efectos de flexo compresión.

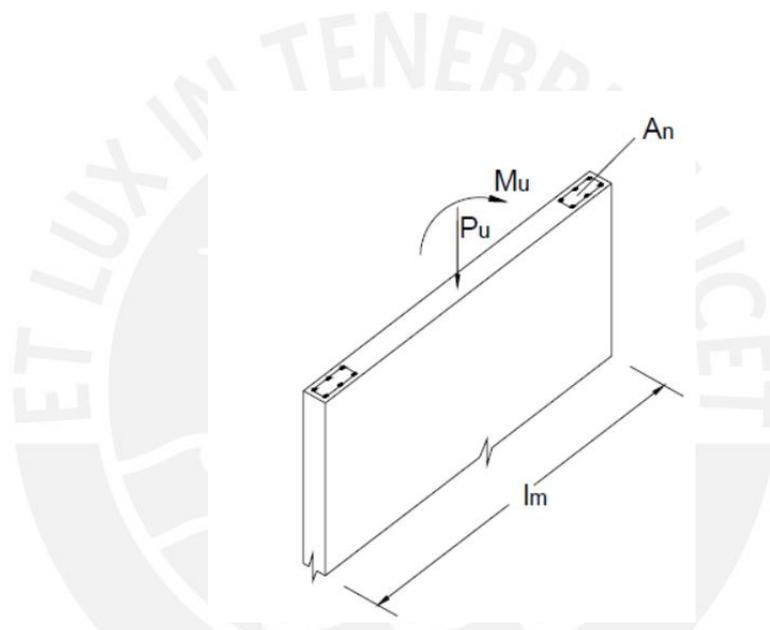


Figura 7.3 Núcleo Confinado de muro y Muro Típico para diseño

- Iteración de ancho de núcleo lateral considerando una longitud equivalente a $10\%L_m$
- Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo igual a la cuantía calculada en el diseño por cortante. Con esta cuantía se distribuye el refuerzo vertical. Se procede a aumentar la cuantía de modo que no supere al máximo hasta que este cumpla con soportar las cargas demandadas.
- Para dicha distribución se construye el diagrama de interacción con la carga y el momento nominal variables en ambas direcciones. Obtenemos el diagrama de diseño al multiplicarlo por los factores de reducción " ϕ ".

- Una vez calculado todos los pares de P_u y M_u a partir de las combinaciones de carga, se debe verificar que estos puntos se encuentren dentro del diagrama de interacción de diseño.

Se recomienda considerar una resistencia de acero no mayor a 4200 kg/cm² y una resistencia para el concreto no menor a 210 kg/cm².

7.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA

El siguiente ejemplo consiste en diseñar la placa P-1. Esta se encuentra entre los ejes G y F, siendo su eje el número 2.

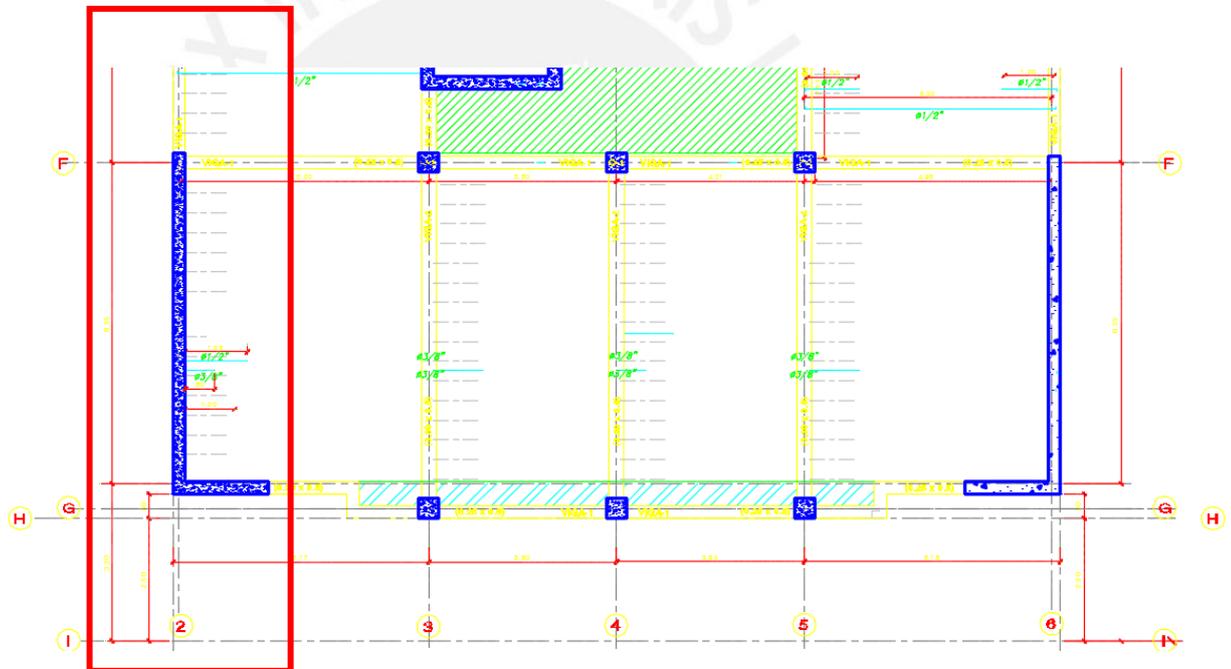


Figura 7.4 Se presenta la Placa P-1 como ejemplo de diseño

Propiedades de la Placa en forma de L

Espesor de 25 cm. en las dos direcciones.

En la dirección Y mide 6.75 m. y en la dirección X mide 1.9 m.

Resistencia del concreto de 210 kg/cm² y del acero de 4200 kg/cm²

El metrado de cargas por gravedad se realizó del mismo modo que el para columnas, utilizando el método de área tributaria.

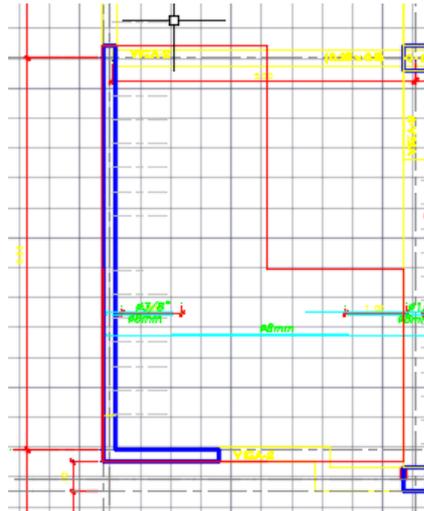


Figura 7.5 Área Tributaria de 11.16 m²

CM						CV				
W Losa Alige. h = 0.2 m	W Losa Maciza h=0.2 m	P.T ton	P. Vigas ton	P. Tab. ton	P.P ton	s/c ton	PM ton	PV ton	PU ton	ΣPS i ton
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	24.06
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	48.12
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	72.17
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	96.23
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	120.29
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	11.35	2.23	21.83	2.23	24.06	144.35
2.30	0.86	1.12	1.10	5.09	14.45	2.23	24.92	2.23	27.15	171.50
						Σ	155.88	15.62	171.50	

Tabla 7.2 Metrado de Cargas

Combinatoria de Cargas para el piso 1:

Combos	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L Max	185.48	-3.14	2.01	9.89	54.54
1.4D+1.7L Min	332.33	-3.60	1.79	6.10	22.88
1.25(D+L)+Sy Min	303.30	-78.40	-3.35	-84.56	-921.11
1.25(D+L)+Sy Max	140.31	72.68	6.68	98.36	987.92
1.25(D+L)+Sx Min	321.52	-28.56	-26.32	-154.16	-332.22
1.25(D+L)+Sx Max	122.10	22.85	29.64	157.96	399.04
0.9D+Sy Min	191.40	-77.03	-3.90	-86.83	-930.39
0.9D+Sy Max	65.12	73.93	6.07	95.15	970.73
0.9D+Sx Min	209.61	-27.19	-26.87	-156.43	-341.50
0.9D+Sx Max	46.91	24.10	29.04	151.75	381.85

Tabla 7.3 Combinatoria de Cargas (Etabs)

Verificación por Pandeo: Se tiene una carga axial última igual a 332.33 toneladas y tras realizar los cálculos de la carga nominal multiplicada por el factor de reducción se obtiene lo siguiente:

ϕ	0.7	
f'c	210	kg/cm ²
Ag	17100	cm ²
k	0.5	
lc	300	cm
h	25	cm
ϕP_{nw}	1333.93	ton

Tabla 7.4 Verificación del Pandeo

Se puede observar que ϕP_{nw} es mayor a P_u , por ende, no fallará por pandeo.

DISEÑO POR CORTE PISO 1-2:

P 1-G		Y							
Piso	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)	t (m)	Lm(m)	h (m)	Ac(cm ²)	(h/Lm)	α	Vu (ton)
1-7	210	4200	0.25	6.90	20.0	17250	2.9	0.53	77

f	ϕVc	Vua	$\phi Vc/2$	ϕVs	ϕVn	ϕVn_{MAX}	$\rho h_{Formula}$	ρh	$\rho V_{Formula}$	ρV	Capas
1.45	112.6	111.7	56.3	154	267	574	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	2

ϕ para Malla Horizontal				ϕ para Malla Vertical			
$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$
16.0	22.7	36.2	41.3	16.0	22.7	36.2	41.3

Malla Horizontal		Malla Vertical	
Doble	3/8@.20	Doble	3/8@.20

Tabla 7.5 Calculo acero horizontal y vertical eje Y

P 1-G		X							
Piso	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)	t (m)	Lm(m)	h (m)	Ac(cm ²)	(h/Lm)	α	Vu (ton)
1-7	210	4200	0.25	1.9	20.0	4750	10.5	0.53	30

f	ϕVc	Vua	$\phi Vc/2$	ϕVs	ϕVn	ϕVn_{MAX}	$\rho h_{Formula}$	ρh	$\rho V_{Formula}$	ρV	Capas
1.45	31.0	43.5	15.5	42	73	158	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	2

ϕ para Malla Horizontal				ϕ para Malla Vertical			
$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$
16.0	22.7	36.2	41.3	16.0	22.7	36.2	41.3

Malla Horizontal		Malla Vertical	
Doble	3/8@.20	Doble	3/8@.20

Tabla 7.6 Calculo acero horizontal y vertical eje X

Para el Núcleo "Y":

P 1-G		Y					
Núcleo Inicial	Longitud Núcleo (m)	Longitud Núcleo (m)	t (m)	Momento máx	% Brazo palanca	Longitud Núcleo (m)	Area Min (cm ²)
0.1	0.75	1.4	0.25	900	0.9	1.38	35.00

Area Acero (cm ²)	φ3/8"	φ1/2"	φ5/8"	φ3/4"	φ1"	Area Acero (cm ²)
34.6				6	4	37.4

Tabla 7.7 Calculo acero núcleo eje Y

Para el Núcleo "X":

P 1-G		X					
Núcleo Inicial	Longitud Núcleo (m)	Longitud Núcleo (m)	t (m)	Momento máx	% Brazo palanca	Longitud Núcleo (m)	Area Min (cm ²)
0.1	0.75	0.4	0.25	157	0.9	0.38	10.00

Area Acero (cm ²)	φ3/8"	φ1/2"	φ5/8"	φ3/4"	φ1"	Area Acero (cm ²)
22.0				4	2	21.6

Tabla 7.8 Calculo acero núcleo eje X

En resumen, se hará el diagrama de interacción de $6 \phi 3/4" + 4 \phi 1"$ para la dirección Y; y $4 \phi 3/4" + 2 \phi 1"$ para la dirección X. Se verificará que cumpla con las combinatorias de cargas.

DISEÑO POR CORTE PISO 3-7:

P 1-G		Y							
Piso	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)	t (m)	Lm(m)	h (m)	Ac(cm ²)	(h/Lm)	α	Vu (ton)
1-7	210	4200	0.25	6.90	20.0	17250	2.9	0.53	77

f	ϕVc	Vua	$\phi Vc/2$	ϕVs	ϕVn	ϕVn_{MAX}	$\rho h_{Formula}$	ρh	$\rho V_{Formula}$	ρV	Capas
1.45	112.6	111.7	56.3	154	267	574	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	2

ϕ para Malla Horizontal				ϕ para Malla Vertical			
$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$
16.0	22.7	36.2	41.3	16.0	22.7	36.2	41.3

Malla Horizontal		Malla Vertical	
Doble	3/8@.20	Doble	3/8@.20

Tabla 7.9 Calculo acero horizontal y vertical eje Y

P 1-G		X							
Piso	f'c(kg/cm ²)	fy(kg/cm ²)	t (m)	Lm(m)	h (m)	Ac(cm ²)	(h/Lm)	α	Vu (ton)
1-7	210	4200	0.25	1.9	20.0	4750	10.5	0.53	30

f	ϕVc	Vua	$\phi Vc/2$	ϕVs	ϕVn	ϕVn_{MAX}	$\rho h_{Formula}$	ρh	$\rho V_{Formula}$	ρV	Capas
1.45	31.0	43.5	15.5	42	73	158	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	2

ϕ para Malla Horizontal				ϕ para Malla Vertical			
$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$	$\phi 8mm$	$\phi 3/8"$	$\phi 12mm$	$\phi 1/2"$
16.0	22.7	36.2	41.3	16.0	22.7	36.2	41.3

Malla Horizontal		Malla Vertical	
Doble	3/8@.20	Doble	3/8@.20

Tabla 7.10 Calculo acero horizontal y vertical eje X

Para el Núcleo "Y":

P 1-G		Y					
Núcleo Inicial	Longitud Núcleo (m)	Longitud Núcleo (m)	t (m)	Momento máx	% Brazo palanca	Longitud Núcleo (m)	Area Min (cm ²)
0.1	0.75	1.4	0.25	509	0.9	1.38	35.00

Area Acero (cm ²)	φ3/8"	φ1/2"	φ5/8"	φ3/4"	φ1"	Area Acero (cm ²)
19.5				6	4	37.4

Tabla 7.11 Calculo acero núcleo eje Y

Para el Núcleo "X":

P 1-G		X					
Núcleo Inicial	Longitud Núcleo (m)	Longitud Núcleo (m)	t (m)	Momento máx	% Brazo palanca	Longitud Núcleo (m)	Area Min (cm ²)
0.1	0.75	0.4	0.25	62	0.9	0.38	10.00

Area Acero (cm ²)	φ3/8"	φ1/2"	φ5/8"	φ3/4"	φ1"	Area Acero (cm ²)
8.7				4		11.4

Tabla 7.12 Calculo acero núcleo eje X

En resumen, se hará el diagrama de interacción de $6 \phi 3/4" + 4 \phi 1"$ para la dirección Y; y $4 \phi 3/4"$ para la dirección X. Se verificará que cumpla con las combinatorias de cargas.

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Utilizando la cuantía obtenida del diseño por corte, se determina que esta no es suficiente para suplir la resistencia necesaria frente a las solicitaciones de diseño. Por ello se incrementó la cantidad de acero de modo iterativo hasta que se obtuvo los siguientes resultados:

1 - 2 Piso:

	180°		0°		180° - ϕ		0° - ϕ	
	P	M33	P	M33	ϕ P	ϕ M33	ϕ P	ϕ M33
1	3258.13	-112.66	3258.13	-112.66	2280.69	-78.86	2280.69	-78.86
2	3258.13	-1331.23	3169.65	2343.00	2280.69	-931.86	2218.76	1640.10
3	3258.13	-2076.05	2916.15	2917.33	2280.69	-1453.24	2041.31	2042.13
4	3215.96	-2718.61	2658.15	3393.18	2251.17	-1903.03	1860.70	2375.23
5	2963.33	-3271.57	2389.04	3782.06	2074.33	-2290.10	1672.33	2647.44
6	2702.73	-3734.68	2108.86	4084.77	1891.91	-2614.28	1476.20	2859.34
7	2431.84	-4113.73	1812.81	4310.03	1702.29	-2879.61	1268.97	3017.02
8	2143.69	-4416.38	1492.67	4465.53	1500.58	-3091.47	1044.87	3125.87
9	1860.25	-4561.95	1205.24	4383.95	1409.41	-3456.35	913.15	3321.48
10	1590.84	-4521.73	935.24	4118.26	1333.68	-3790.81	784.06	3452.55
11	1324.52	-4328.62	668.62	3701.50	1192.07	-3895.75	601.76	3331.35
12	1050.09	-3986.14	393.90	3128.20	945.08	-3587.53	354.51	2815.38
13	761.17	-3483.90	104.84	2382.91	685.05	-3135.51	94.36	2144.62
14	438.73	-2774.25	-216.16	1407.50	394.85	-2496.82	-194.55	1266.75
15	-571.47	117.64	-571.47	117.64	-514.32	105.87	-514.32	105.87

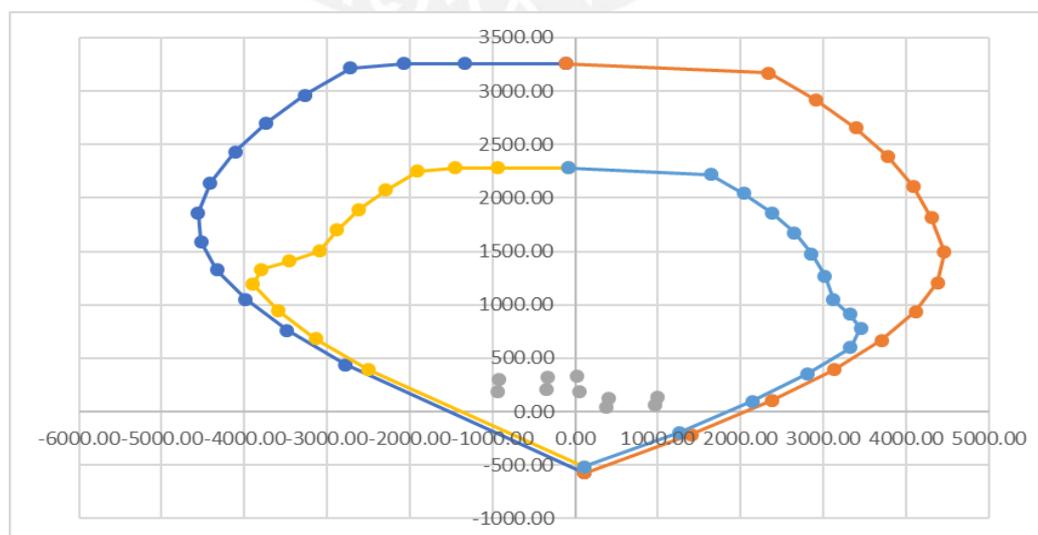


Tabla 7.13 Diagrama de Interacción Placa eje X

	270°		90°		270° - ϕ		90° - ϕ	
	P	M22	P	M22	ϕ P	ϕ M22	ϕ P	ϕ M22
1	1324.68	13.20	1324.68	13.20	927.28	9.24	927.28	9.24
2	1156.85	-262.50	1324.68	158.45	809.79	-183.75	927.28	110.92
3	872.63	-395.13	1324.68	232.54	610.84	-276.59	927.28	162.78
4	780.31	-429.10	1324.68	298.38	546.22	-300.37	927.28	208.86
5	679.58	-457.97	1293.84	359.66	475.71	-320.58	905.69	251.76
6	569.68	-482.25	1211.81	415.87	398.78	-337.57	848.27	291.11
7	445.82	-502.67	1122.96	468.18	312.07	-351.87	786.07	327.73
8	301.63	-520.73	1024.41	518.21	211.14	-364.51	717.09	362.75
9	198.77	-505.21	937.15	545.10	150.60	-382.77	710.03	412.99
10	116.66	-469.81	854.94	556.52	97.80	-393.87	704.02	454.77
11	38.54	-420.96	775.58	551.71	34.68	-378.86	698.02	496.54
12	-42.29	-359.92	682.07	530.87	-38.06	-323.93	613.86	477.78
13	-138.71	-276.64	560.33	490.83	-124.84	-248.97	504.30	441.75
14	-228.16	-189.68	184.06	318.50	-205.34	-170.71	165.65	286.65
15	-377.71	-13.79	-377.71	-13.79	-339.94	-12.41	-339.94	-12.41

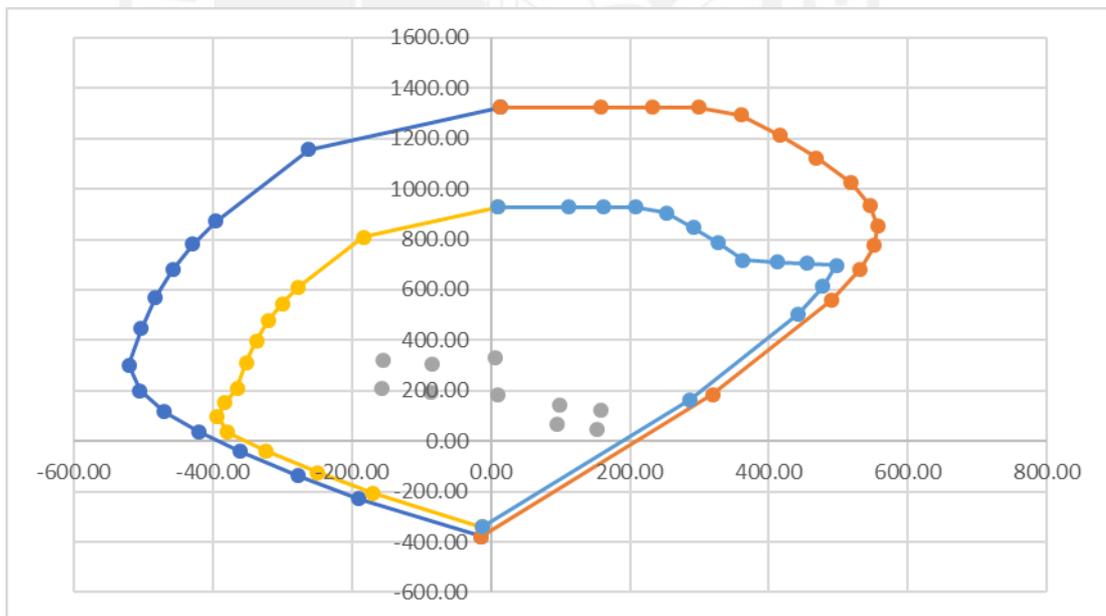


Tabla 7.14 Diagrama de Interacción Placa eje Y

3 - 7 Piso:

	180°		0°		180° - ϕ		0° - ϕ	
	P	M33	P	M33	ϕ P	ϕ M33	ϕ P	ϕ M33
1	3226.40	2.75	3226.40	2.75	2258.48	1.92	2258.48	1.92
2	3226.40	-1215.82	3163.62	2360.56	2258.48	-851.07	2214.54	1652.39
3	3226.40	-1960.65	2914.63	2921.78	2258.48	-1372.45	2040.24	2045.25
4	3176.29	-2603.20	2661.94	3382.15	2223.41	-1822.24	1863.36	2367.50
5	2923.66	-3156.17	2399.22	3752.44	2046.57	-2209.32	1679.45	2626.71
6	2663.07	-3619.28	2126.85	4032.44	1864.15	-2533.49	1488.80	2822.70
7	2392.18	-3998.32	1840.56	4229.29	1674.53	-2798.82	1288.39	2960.50
8	2104.02	-4300.97	1532.96	4348.28	1472.82	-3010.68	1073.08	3043.79
9	1820.59	-4446.55	1246.66	4263.44	1379.36	-3368.91	944.53	3230.18
10	1551.17	-4406.33	976.66	3997.75	1300.43	-3694.06	818.78	3351.53
11	1284.86	-4213.21	710.03	3580.99	1156.37	-3791.89	639.03	3222.89
12	1010.42	-3870.73	435.32	3007.69	909.38	-3483.66	391.79	2706.93
13	721.50	-3368.50	146.26	2262.41	649.35	-3031.65	131.63	2036.17
14	399.06	-2658.84	-174.75	1286.99	359.16	-2392.95	-157.27	1158.29
15	-530.05	-2.87	-530.05	-2.87	-477.05	-2.58	-477.05	-2.58

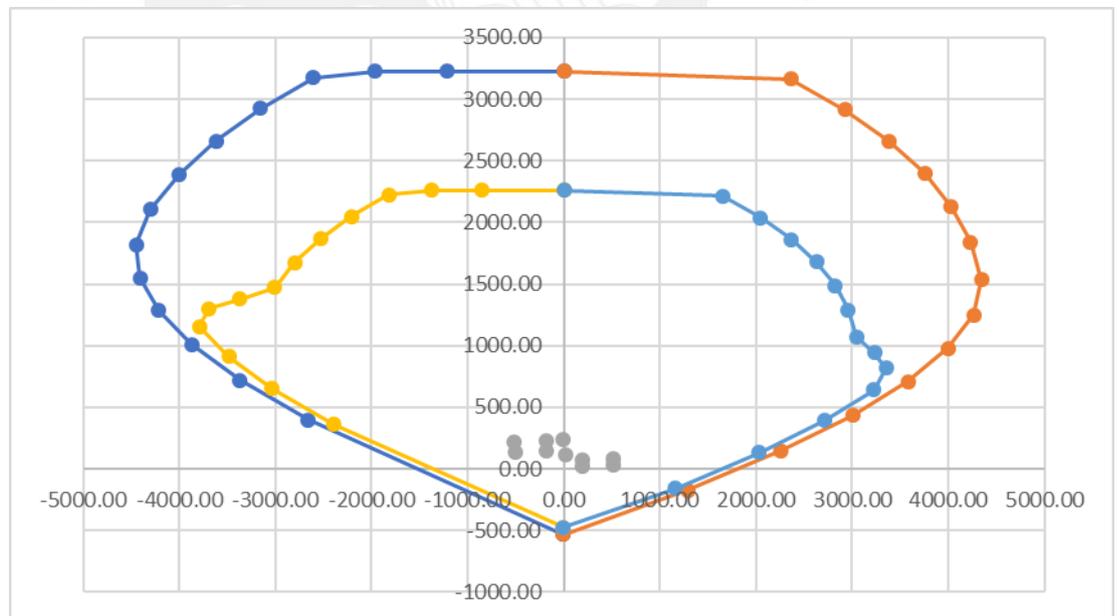


Tabla 7.15 Diagrama de Interacción Placa eje X

	270°		90°		270° - ϕ		90° - ϕ	
	P	M22	P	M22	ϕP	$\phi M22$	ϕP	$\phi M22$
1	1261.219	35.891	1261.219	35.891	882.853	25.123	882.853	25.123
2	1106.322	-226.615	1261.219	151.386	774.425	-158.631	882.853	105.971
3	826.244	-357.385	1261.219	221.245	578.371	-250.169	882.853	154.871
4	737.951	-389.364	1261.219	282.788	516.566	-272.555	882.853	197.952
5	643.146	-415.562	1257.478	338.023	450.202	-290.894	880.234	236.616
6	540.530	-436.555	1182.727	386.787	378.371	-305.589	827.909	270.751
7	426.233	-453.148	1103.482	429.837	298.363	-317.203	772.437	300.886
8	295.422	-467.035	1018.290	468.069	206.796	-326.925	712.803	327.648
9	201.326	-451.251	939.801	489.685	152.534	-341.889	712.037	371.008
10	124.704	-417.273	863.077	499.407	104.546	-349.822	710.454	408.525
11	50.483	-371.658	787.635	495.601	45.434	-334.492	708.872	446.041
12	-24.711	-315.286	699.796	476.218	-22.240	-283.758	629.817	428.596
13	-108.121	-242.783	591.141	439.539	-97.309	-218.505	532.027	395.585
14	-184.695	-166.917	228.080	271.217	-166.226	-150.225	205.272	244.095
15	-294.876	-37.476	-294.876	-37.476	-265.388	-33.729	-265.388	-33.729

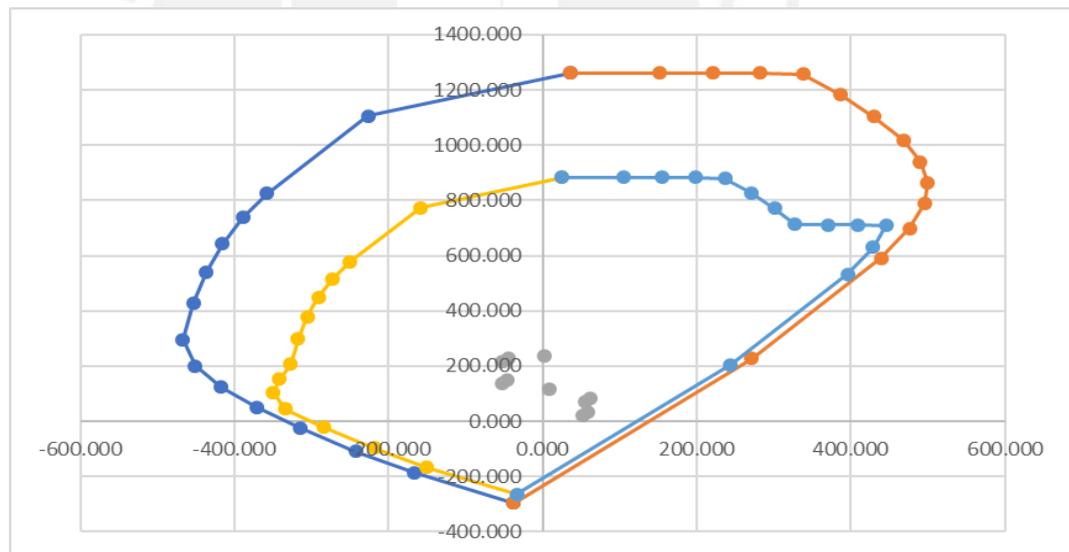


Tabla 7.16 Diagrama de Interacción Placa eje Y

Armado de Estribos en los Núcleos:

Piso	Distribución de Estribos		
1	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm
2	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm
3	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm
4	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm
5	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm
6	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm

7	1 @ 05 cm	7 @ 15 cm	R @ 30 cm
---	-----------	-----------	-----------

Tabla 7.17 Estribos del Núcleo

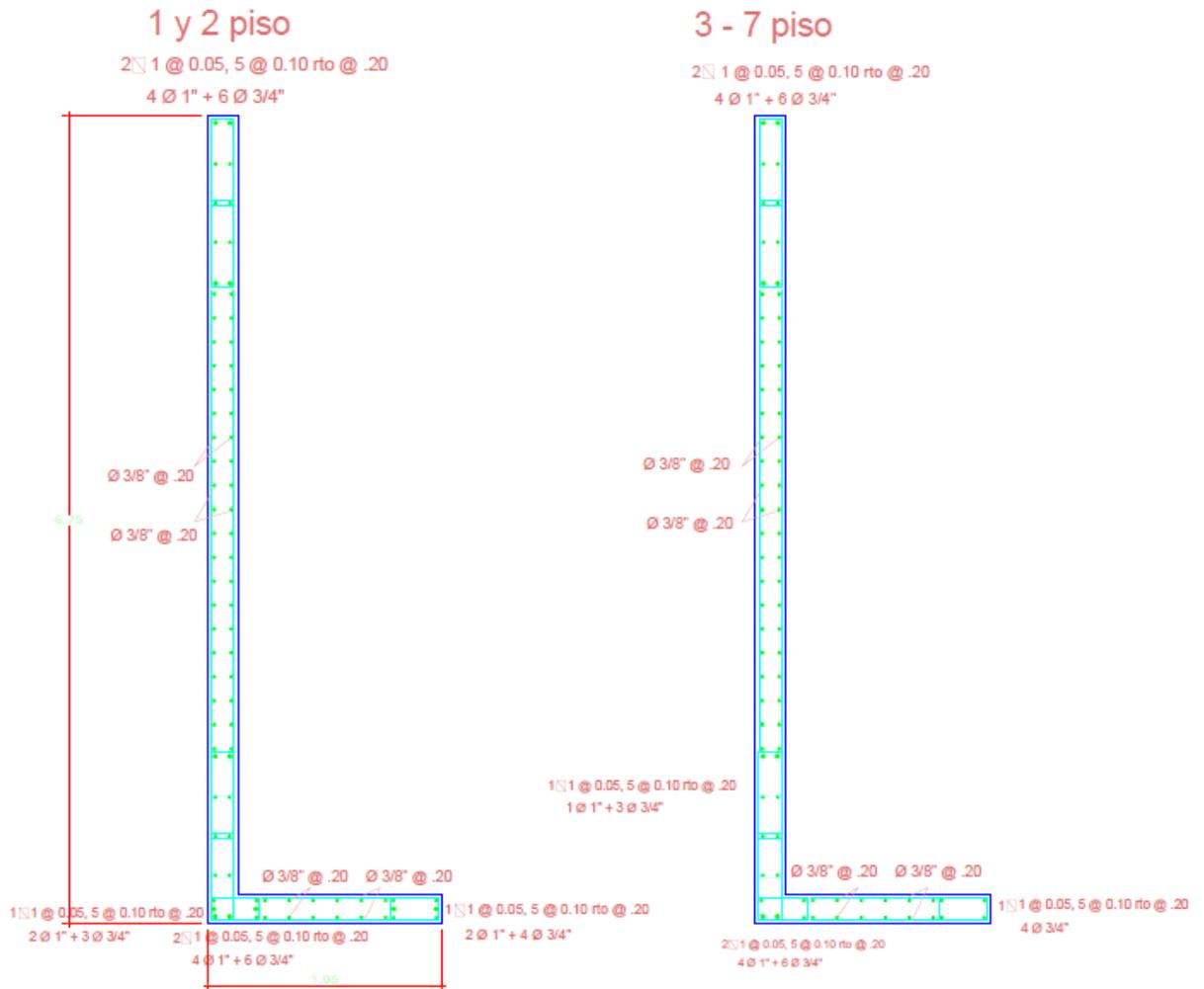


Figura 7.6 Detalle de placa

8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADA

Las zapatas son elementos estructurales que tienen la función de repartir la carga que hay en una columna o muro en una cierta área, con la finalidad de transmitir al suelo una presión (esfuerzo) que sea menor o igual a la que el terreno puede resistir.

Para el diseño de la zapata aislada primero se va a determinar un área inicial para empezar a comprobar que el esfuerzo generado sea menor a la presión admisible del terreno.

$$\sigma = \frac{P + P_p}{A}$$

En donde P_p es el peso propio de la zapata, que para un suelo bueno de 4 Kg/cm² se considera como el 5% de la carga de gravedad en servicio de la columna o muro.

Seguidamente se evaluará las presiones reales sobre el terreno debido a las cargas y momentos actuantes, las cuales no deben ser mayores a la admisible. Esta comprobación se realizará tanto para cargas de gravedad como para cargas de sismo.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6 \cdot M_x}{l_y} + \frac{6 \cdot M_y}{l_x} < \sigma_{adm} \quad \dots(8.2)$$

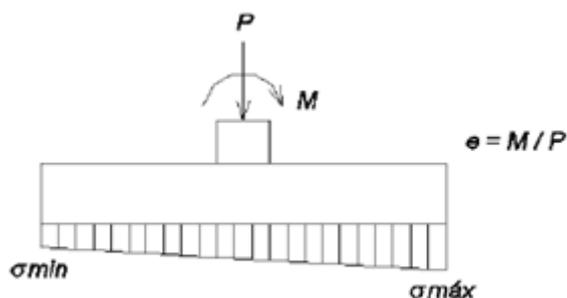


Figura 8.1: Presiones en la Zapata

En caso de presentarse tracciones en el suelo, indicando una distribución de presiones irreal ya que no puede haber tracción entre el suelo y la zapata. Por lo cual se calculará la presión ejercida por el terreno con la siguiente expresión:

$$\sigma_T = \frac{2P}{3(L/2 - e)B} \dots(8.3)$$

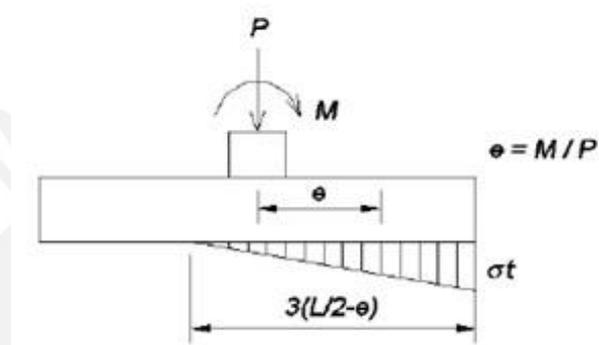


Figura 8.2 Distribución Triangular de Presiones

Una vez comprobado que las presiones sean menores a la admisible se realizará el diseño.

La verificación por punzonamiento se realizará a $d/2$ de la cara de la columna o muro con la presión última obtenida, con esta verificación se va a determinar el peralte necesario para la zapata, en donde $h = d - 10$ (cm).

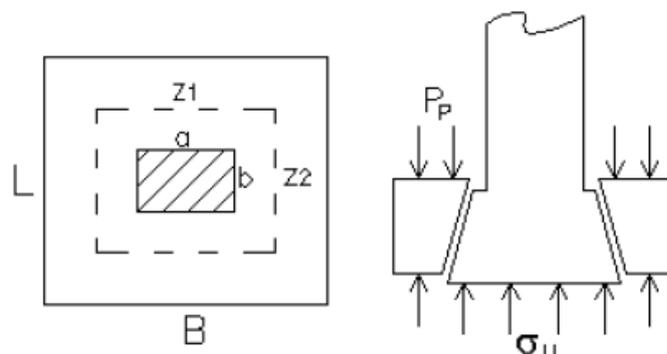


Figura 8.3: Efecto de Punzonamiento

$$\begin{aligned}
Z1 &= a+d ; Z2=b+d \\
L_0 &= 2(Z1+Z2) \\
\phi V_c &= 0.85 \cdot 1.1 \sqrt{f'_c} L_0 d \\
V_u &= (\sigma_u - P_p)(BL - Z1 \cdot Z2) \\
V_u &< \phi V_c
\end{aligned}$$

Una vez comprobado el efecto por punzonamiento se procederá a verificar por cortante. Debido a que no se usan estribos u otros fierros solamente se buscará el peralte “d” para que el concreto resista solo.

Como recomendación, el peralte mínimo para las zapatas que se va a utilizar es de 0.60 m, considerándose un anclaje conveniente de los fierros de la columna o muro.

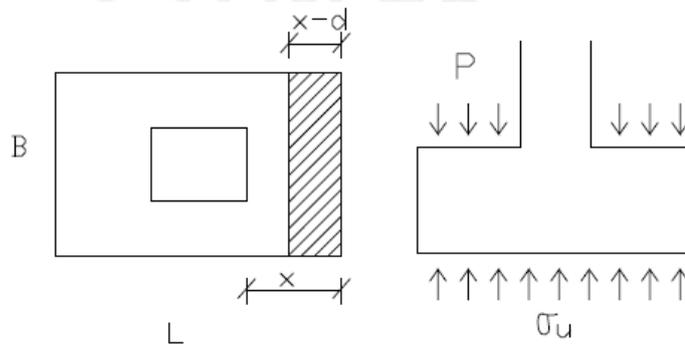


Figura 8.4 Fuerzas Cortantes en la Zapata

$$\begin{aligned}
V_n &= V_c \\
V_u &\leq \phi V_n \\
V_c &= 0.53x \sqrt{f_c} x B x d \\
V_u &= (\sigma_u - P_{pu}) x B (x - d)
\end{aligned}$$

Finalmente se procederá al diseño por flexión en concreto armado. Se calculará el fierro necesario para soportar los momentos generados por la presión del suelo en los volados de la zapata.

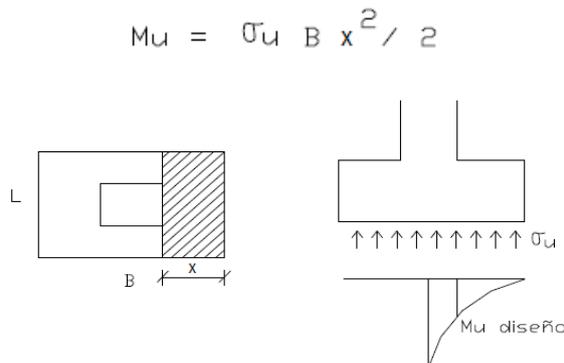


Figura 8.5 Distribución de Momentos Flectores

EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Con la finalidad de explicar el diseño de zapata aislada, se presentará los cálculos para la definida por los ejes 4 y F (columna central). La columna es de 40 x 40 cm y tiene una altura de 2.75 m en el piso típico.

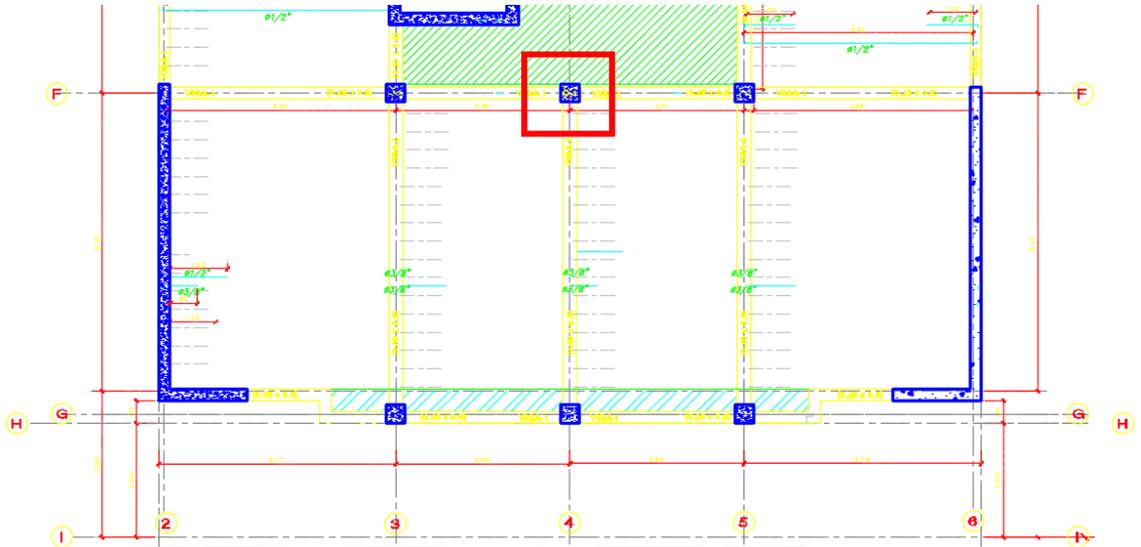


Figura 8.6 Vista en planta de la posición de la zapata a diseñar como ejemplo

A continuación, se presenta los resultados obtenidos en ETABS para los valores de carga vertical y momentos flectores.

Zapata 4-F		
q	4	Kg/cm ²
B col	40	cm
L col	40	cm
Pm	61.1	ton
Pv	17.56	ton
Psx	7.98	ton
Psy	12.38	ton
Mm XX	1.1	ton*m
Mv XX	0.43	ton*m
Mm YY	0.14	ton*m
Mv YY	0.04	ton*m
Msx	0.78	ton*m
Msy	2.02	ton*m

Tabla 8.1 Variables para el Diseño

Pre-dimensionamiento:

Cálculo de las Dimensiones	
Peso propio	11.8 ton
Area	2.56 m ²
B	1.6 m
L	1.6 m

Tabla 8.2 Dimensiones de la Zapata

Verificación de la Presión Admisible con las dimensiones anteriores y la ecuación 8.2

Cálculo de la Presión Admisible		
σ_{max}	37.6 < 40	ton/m ²
σ_{min}	33.08 < 40	ton/m ²

Verificación por Sismo en X		
σ_{max}	41 < 48	ton/m ²
σ_{min}	34.7 < 48	ton/m ²

Verificación por Sismo en Y		
σ_{max}	41.69 < 48	ton/m ²
σ_{min}	36.48 < 48	ton/m ²

Tabla 8.3 Valores de Presión en la Zapata vs Presión Admisible

Diseño por Punzonamiento y Cortante:

Verificación por Punzonamiento y Cortante X-X

Verificación por Punzonamiento y Cortante Y-Y

σ ultimo	56.4 ton/m ²	factor = 1.5
σ ult. Sismo	56.1 ton/m ²	factor = 1.25
σ max	56.4 ton/m ²	
d punz.	0.31	m
d corte	0.28	m
d elegido	0.5	m
h	0.6	m

σ ultimo	53.04 ton/m ²	factor = 1.5
σ ult. Sismo	55.41 ton/m ²	factor = 1.25
σ max	55.41 ton/m ²	
d punz.	0.31	m
d corte	0.28	m
d elegido	0.5	m
h	0.6	m

Tabla 8.4 Calculo 4-F

Vu	5.63 ton
ΦV_c	32.64 ton
ΦV_c	> Vu

Vu	6.56 ton
ΦV_c	32.64 ton
ΦV_c	> Vu

Tabla 8.5 Verificación por Cortante 4-F

Diseño por Flexión:

Diseño por Flexión X-X			Diseño por Flexión Y-Y		
Mu	10.15	ton·m	Mu	11.81	ton·m
b	100	cm	b	100	cm
d	0.6	cm	d	0.6	cm
Ku	4.052		Ku	4.724	
w	0.0217		w	0.0254	
ρ	0.001085		ρ	0.00127	
As	5.43	cm ²	As	6.35	cm ²
As inst.	1 Φ 1/2"	@ 0.2 m	As inst.	1 Φ 1/2"	@ 0.2 m

Figura 8.7 Diseño Final de la Zapata 4-F

Posteriormente se diseñaron las demás zapatas aisladas para las columnas independientes (como se indica en el ejemplo) y se encontró que la más cargada requería 1 ϕ 5/8" @ 0.15 m y a 0.25 m en el otro sentido; por lo que para uniformizar la colocación de acero se decidió poner dicho acero a todas las zapatas aisladas para las columnas independientes. Además, se aumentó el peralte de las zapatas para uniformizar por el tema de asentamiento y esfuerzos en toda la cimentación.

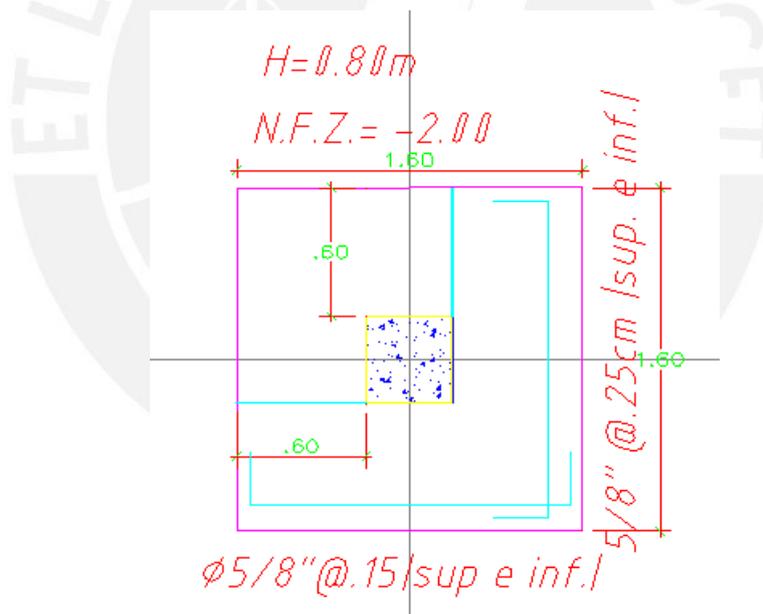


Figura 8.8 Vista en planta del Diseño de la Zapata 4-F

8.2 DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA

Las zapatas combinadas son elementos que sostienen a dos o más columnas alineadas, siempre y cuando el análisis independiente de cada una resulte en la superposición de sus áreas. Es recomendable determinar el vector resultante de sus cargas con el objetivo de coincidir la ubicación de este y el centro geométrico de la zapata.

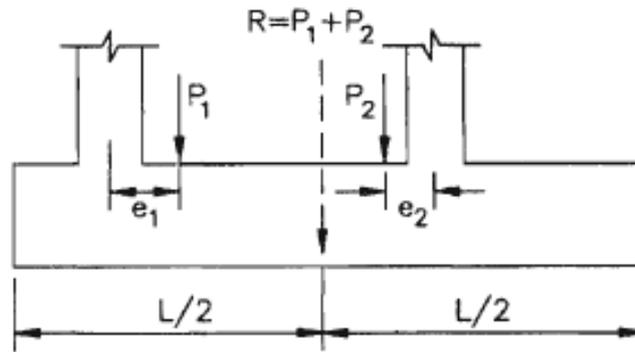


Figura 8.9 Zapatas Combinadas

Para el predimensionamiento se consideran las cargas de ambo elementos verticales y una fuerza equivalente al 10% de la carga de gravedad en servicio. Con respecto a la verificación de esfuerzos de compresión, punzonamiento y cortante, se realizan de mismo modo que una zapata aislada.

El diseño por cortante y flexión se realizará mediante el análisis de la zapata apoyada sobre las columnas con una carga distribuida generada por el terreno, de donde se obtendrán los diagramas de fuerza cortante y momento flector que se generan. De acuerdo con los resultados del diagrama se procederá a calcular el refuerzo necesitado, tanto superior como inferior.

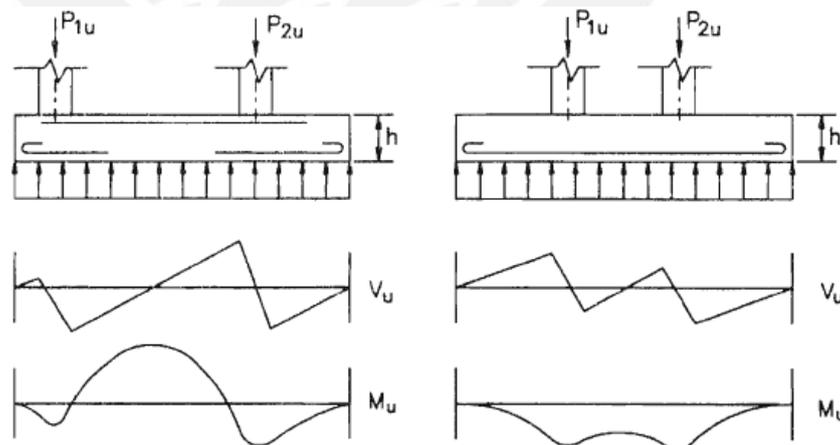


Figura 8.10 Diagrama de esfuerzo cortante y momento flector de las zapatas

Ejemplo de Diseño:

Al inicio se diseñó la zapata de la escalera y las columnas inferiores como zapatas aisladas, pero al generarse una superposición entre dichas zapatas se optó por combinarlas y mediante la ayuda del software SAFE se procedió a hacer la verificación de los esfuerzos de la zapata.

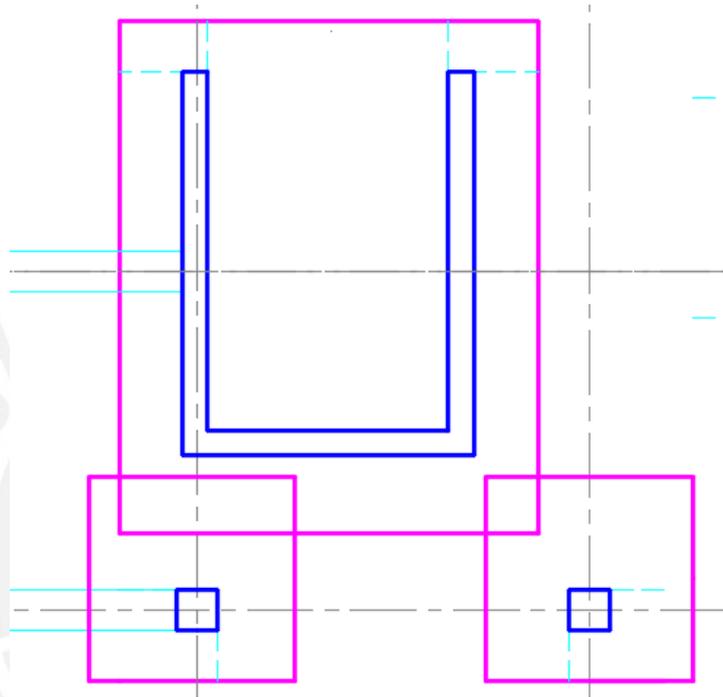


Figura 8.11 Superposición de las Zapatas de la escalera y las columnas

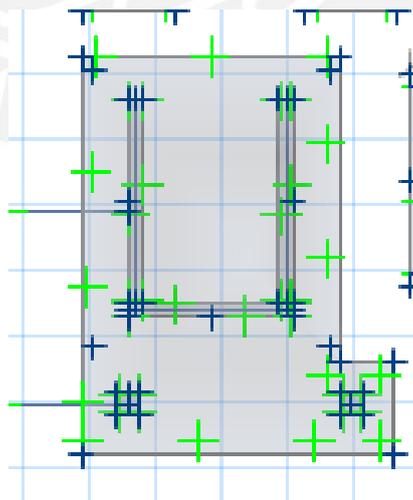


Figura 8.12 Modelo de Zapata Combinada con SAFE

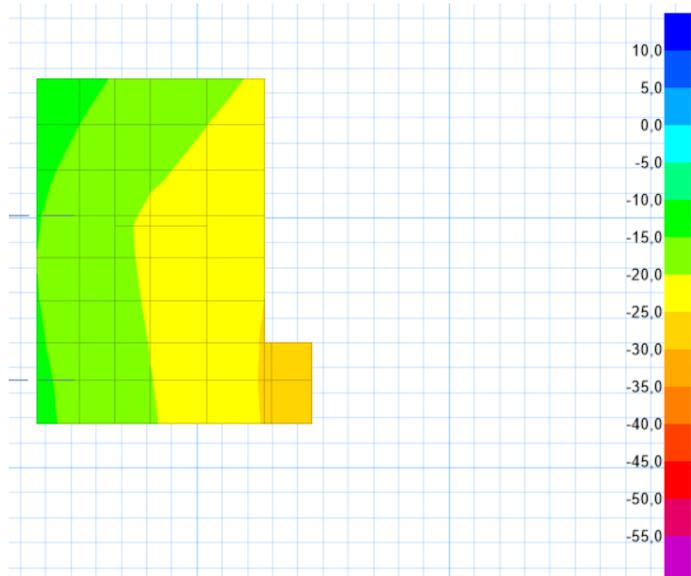


Figura 8.13 Esfuerzos en la Zapata con el programa SAFE

Como se puede apreciar los esfuerzos rondan entre 10 ton/m² en tracción y 40 ton/m² en compresión, nuestra capacidad portante es de 40 ton/m² para cargas de gravedad y para cargas de sismo es de 52 ton/m² en compresión, por lo que nuestra zapata cumple y da una distribución adecuada con respecto a la capacidad portante del terreno.

Posteriormente, en base al diseño inicial como zapatas aisladas se calculó el acero de refuerzo y se distribuyó en la zapata de la siguiente manera.

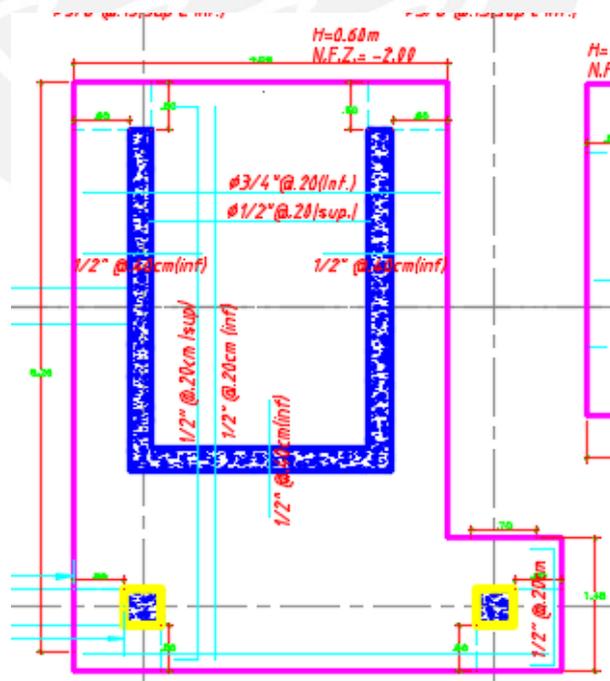


Figura 8.14 Diseño de Zapata Combinada

8.3 DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA

Para el diseño de las vigas de cimentación, estas serán necesarias cuando las presiones admisibles de las zapatas perimetrales o en el límite de las propiedades sean mayores a la capacidad portante del suelo, esto se debe a la excentricidad generada por dichas zapatas en los límites de propiedad.

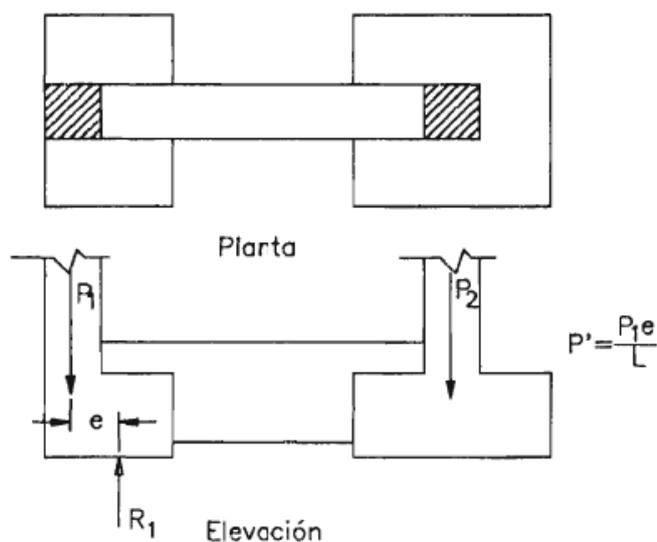


Figura 8.15 Zapatas Conectadas

La idea es impedir que el momento producido por la excentricidad llegue al suelo y que más bien se lo lleve la viga, esto hará que la viga quiera levantarse, pero al estar conectadas a las columnas y zapatas, esto no ocurrirá.



Figura 8.16 Modelo de Viga de Cimentación

Tras hacer el equilibrio de fuerzas y verificar que la capacidad de las zapatas sea menor a la capacidad portante del suelo tanto para cargas de gravedad como para sismo; con las reacciones R_1 y R_2 se procederá a diseñar la viga de cimentación.

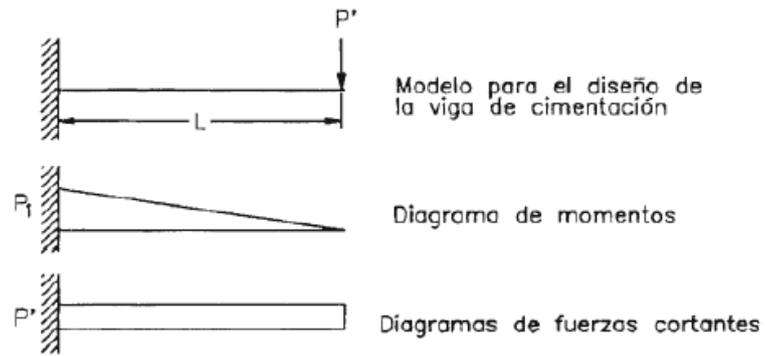


Figura 8.17 Modelo para diseño de las Zapatas Conectadas

Ejemplo de Diseño:

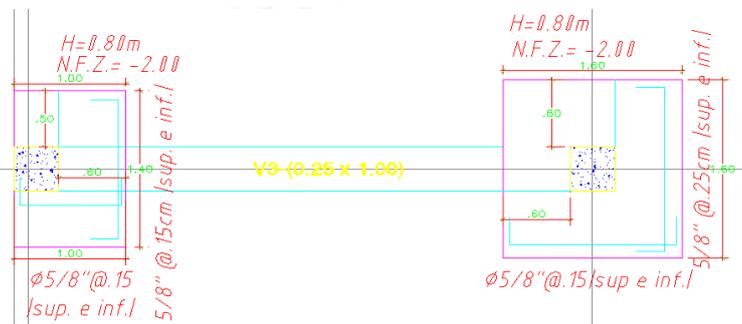


Figura 8.18 Zapatas Conectadas a diseñar

Col 1		Col 2	
CM (ton)	28.1	CM (ton)	65
CV (ton)	5.53	CV (ton)	12.5
Ps (ton)	10.8	Ps (ton)	16.5
Ms (ton.m)	1.5	Ms (ton.m)	1.6
Pp (ton)	1.6815	Pp (ton)	3.875
b (cm)	40	b (cm)	40
h (cm)	40	h (cm)	40
Mm (ton.m)	0.15	Mm (ton.m)	1
Mv (ton.m)	0.1	Mv (ton.m)	0

Tabla 8.6 Cargas aplicadas en las Zapatas

Dimensionamiento de las Zapatas			
Col 1		Col 2	
X1 (m)	-1.01	X1 (m)	-0.95
X2 (m)	0.41	X2 (m)	0.55
Xeleg (m)	0.41	Xeleg (m)	0.55
B (m)	0.81	B (m)	1.50
L (m)	1.21	L (m)	1.50
B (m)	1	B (m)	1.6
L (m)	1.4	L (m)	1.6
σ (ton/m ²)	31.39	σ (ton/m ²)	36.94
Verificando	Cumple	Verificando	Cumple

Tabla 8.7 Dimensionamiento de las Zapatas

e (m)	0.30	Le (m)	5.10
Ms (ton.m)	-1.50	Ms (ton.m)	-1.60
Cargas de Gravedad			
R1	37.04	R2	79.64
Col 1		Col 2	
B (m)	1	B (m)	1.6
L (m)	1.4	L (m)	1.6
σ (ton/m ²)	26.46	σ (ton/m ²)	31.11
σ (ton/m ²)	Cumple	σ (ton/m ²)	Cumple
σ (ton/m ²)	26.46	σ (ton/m ²)	31.11
σ (ton/m ²)	Cumple	σ (ton/m ²)	Cumple

Tabla 8.8 Calculo de R1 y R2 por cargas de Gravedad y comprobación del terreno

R1	45.71	R2	92.82
Col 1		Col 2	
B (m)	1	B (m)	1.6
L (m)	1.4	L (m)	1.6
σ (ton/m ²)	32.65	σ (ton/m ²)	36.26
σ (ton/m ²)	Cumple	σ (ton/m ²)	Cumple
σ (ton/m ²)	32.65	σ (ton/m ²)	36.26
σ (ton/m ²)	Cumple	σ (ton/m ²)	Cumple

Tabla 8.9 Calculo de R1 y R2 por cargas de Sismo y comprobación del terreno

Dimensiones Finales			
Col 1		Col 2	
B (m)	1	B (m)	1.6
L (m)	1.4	L (m)	1.6

Tabla 8.10 Dimensiones finales de las Zapatas

Combinaciones Carga	P1	M1	P2
1.4CM+1.7CV	48.741	14.2423	112.25
1.25(CM+CV)+S	52.8375	14.03875	113.375
1.25(CM+CV)-S	31.2375	10.55875	80.375
0.9CM+S	36.09	9.192	75
0.9CM-S	14.49	5.712	42

M2	R1	R2	σ_{R1}	σ_{R2}
-1.4	51.26	109.73	36.61	42.86
-2.85	55.03	111.18	39.31	43.43
0.35	33.38	78.24	23.84	30.56
-2.5	37.40	73.69	26.72	28.78
0.7	15.75	40.74	11.25	15.92

Tabla 8.11 Combinatoria de cargas, calculo de esfuerzo debido a R1 y R2

Punzonamiento			
σ_{R1}	39.31	σ_{R2}	43.43
Col 1		Col 2	
d1 (cm)	-84.70	d1 (cm)	-69.56
d2 (cm)	20.50	d2 (cm)	26.49
d (cm)	50	d (cm)	50
h (cm)	60	h (cm)	60

Tabla 8.12 Verificación por Punzonamiento

Se uso un "d" de 80 cm para uniformizar todas las zapatas como se indico anteriormente.

Flexion		Analizando 1 metro lineal	
Col 1		Col 2	
Mu (ton.m)	7.076	Mu (ton.m)	7.817
w1	0.01511	w1	0.01671
w2	1.67981	w2	1.67821
w	0.01511	w	0.01671
ρ	0.00076	ρ	0.00084
As (cm ²)	3.78	As (cm ²)	4.18
As min (cm ²)	18.00	As min (cm ²)	28.80
As req (cm ²)	18.00	As req (cm ²)	28.80
S 5/8" (cm)	15.78	S 5/8" (cm)	9.86
S 3/4" (cm)	11.11	S 3/4" (cm)	6.94

Tabla 8.13 Diseño por flexión de las Zapatas

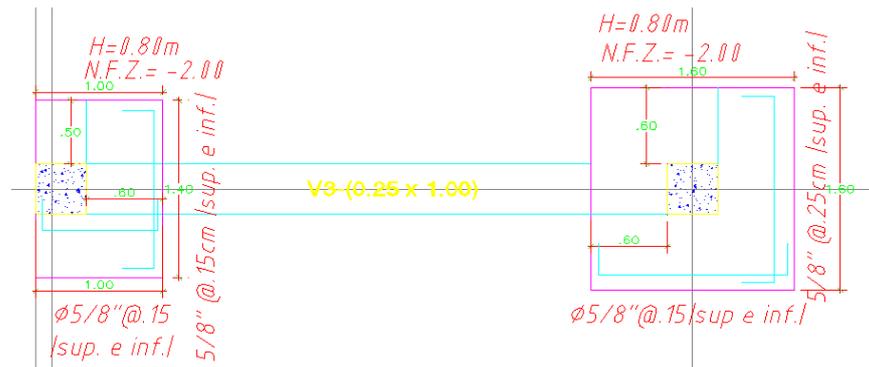
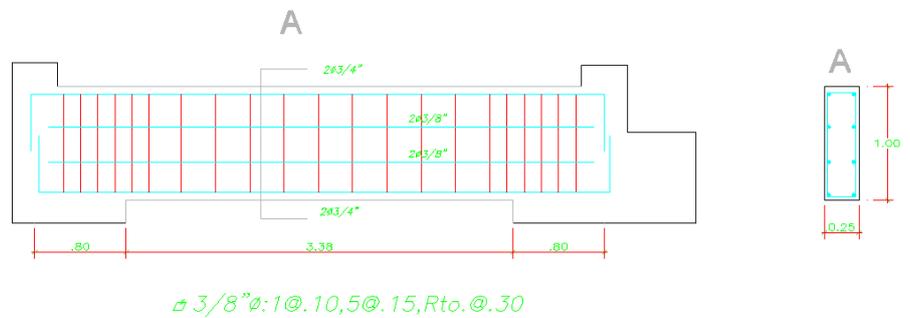


Figura 8.19 Diseño de las Zapatas Conectadas

La viga de cimentación se diseñó tomando el diagrama de cargas obtenido por la figura 8.16 y las tablas 8.11 a la 8.13 obteniéndose el siguiente plano:



VIGA DE CIMENTACIÓN V3-3.38(.25x1.00)

Figura 8.20 Diseño de la Viga de Cimentación

9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

9.1 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras se van a considerar como losas macizas que actúan en una dirección apoyadas ya sea en vigas o muros y al ser simétrico se diseñará un tramo de la escalera, para el siguiente diseño se usará un modelo realizado con el programa Sap2000 y posteriormente se diseñará siguiendo los pasos en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto de Antonio Blanco Blasco.

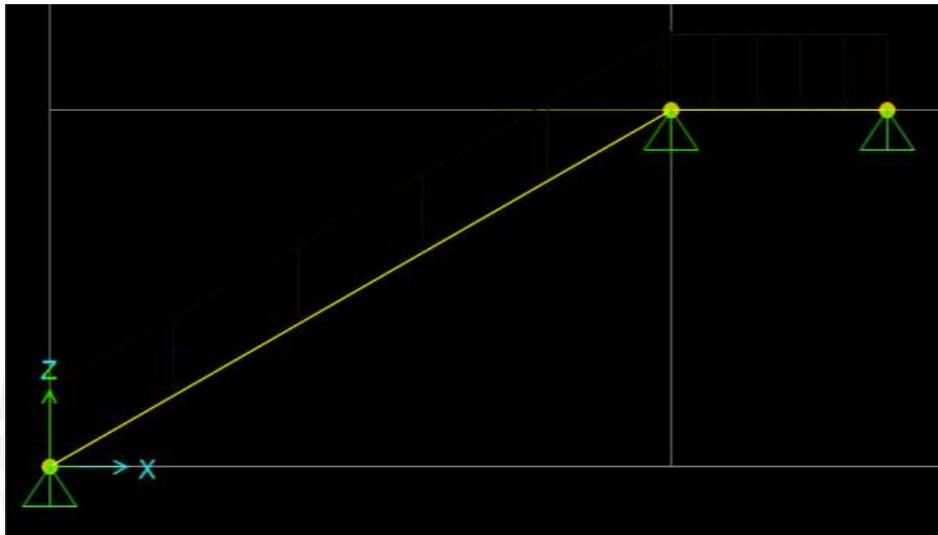


Figura 9.1 Modelo de Escalera

garganta	15	cm	paso	25	cm
descanso	20	cm	contrapaso	17.5	cm
s/c	200	kg/cm ²	f'c	210	kg/cm ²
pt	100	kg/cm ²	fy	4200	kg/cm ²
ancho	1.14	m	γ	2.4	kg/ton ³

Tabla 9.1 Propiedades y Dimensiones de la Escalera

Peso Propio Escalera		
$w_{pp} = \gamma (0.5x_{CP} + (1+(CP/P)^2)^{1/2})$		
wpp =	0.65	ton/m2
Peso Propio Descanso		
wppi =	0.48	ton/m2
Ancho de escalera		
		1.14 m
wpp=	0.85	ton/m
wppi=	0.66	ton/m
Cargas Ultimas para Diseño		
wv1=	1.58	ton/m
wv2=	1.31	ton/m

Tabla 9.2 Calculo de las cargas aplicadas a la escalera

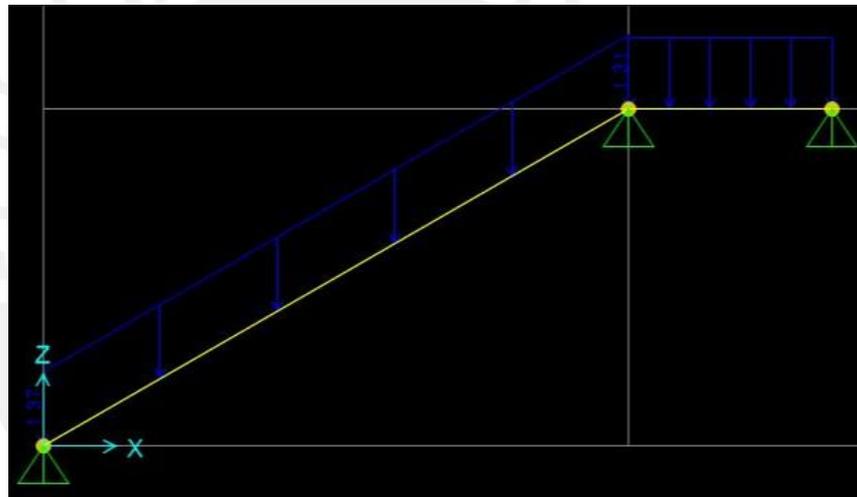


Figura 9.2 Modelo de la Escalera con las cargas aplicadas

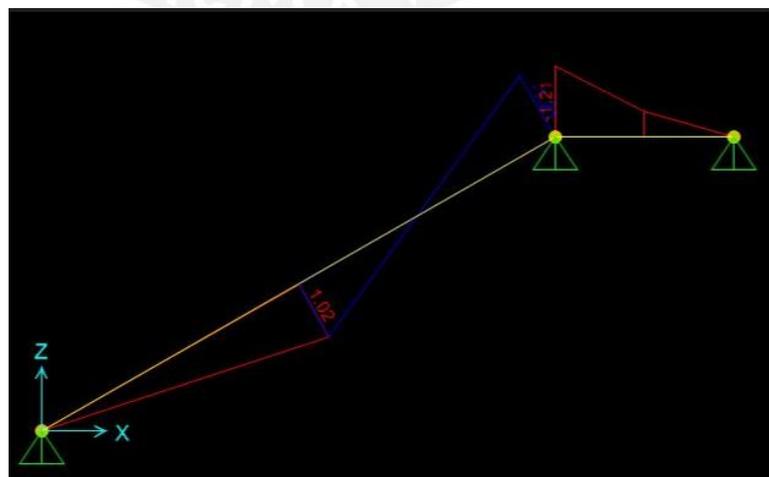


Figura 9.3 Diagrama de Momento Flector

Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As(cm2)	As min	As final
1.21	17	0.39	1.91	4.10	4.10
1.02	17	0.33	1.60	4.10	4.10

Tabla 9.3 Diseño por Flexión

ϕ	As (cm2)	Cantidad	@ (cm)	As (cm2)
8 mm	0.5	0	15	0.00
3/8"	0.71	1	15	4.73
1/2"	1.29	0	15	0.00
5/8"	2	0	15	0.00
		Acero total (cm2)		4.73

Tabla 9.4 Espaciamiento del acero de refuerzo

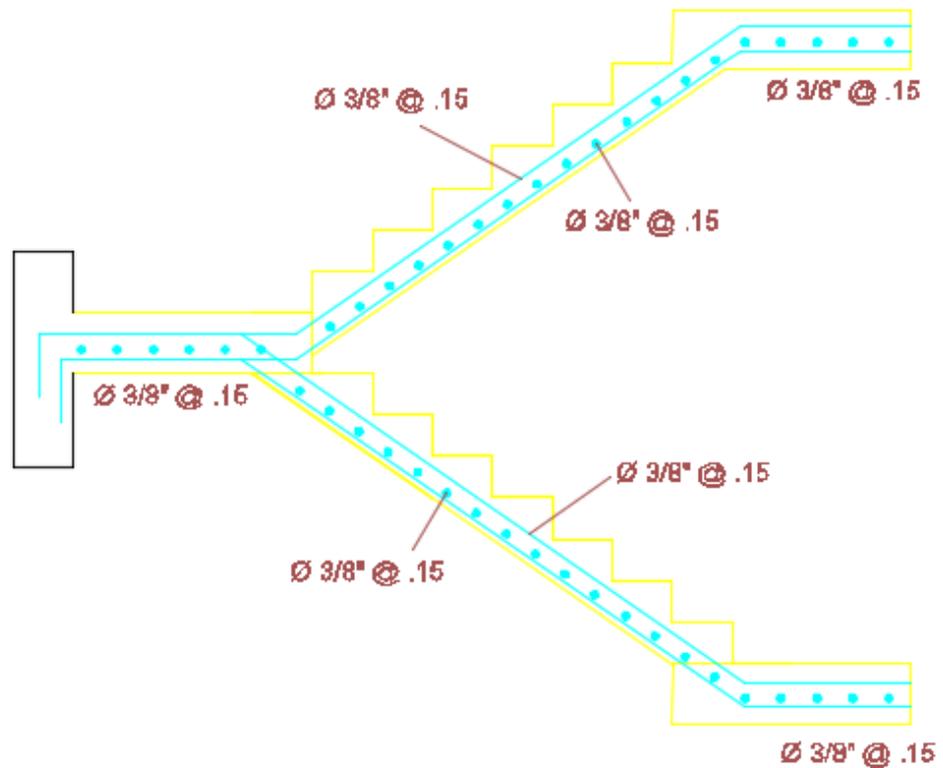


Figura 9.4 Diseño final de la Escalera

9.2 DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DEL PIT DE ASCENSOR

El muro de contención del pit de ascensor se diseñó considerando su peso propio y el empuje lateral del suelo colindante, se tomo como consideración que la base y los lados están empotradas lo cual eliminaría el riesgo de volteo debido a la zapata y las placas de la caja del ascensor.

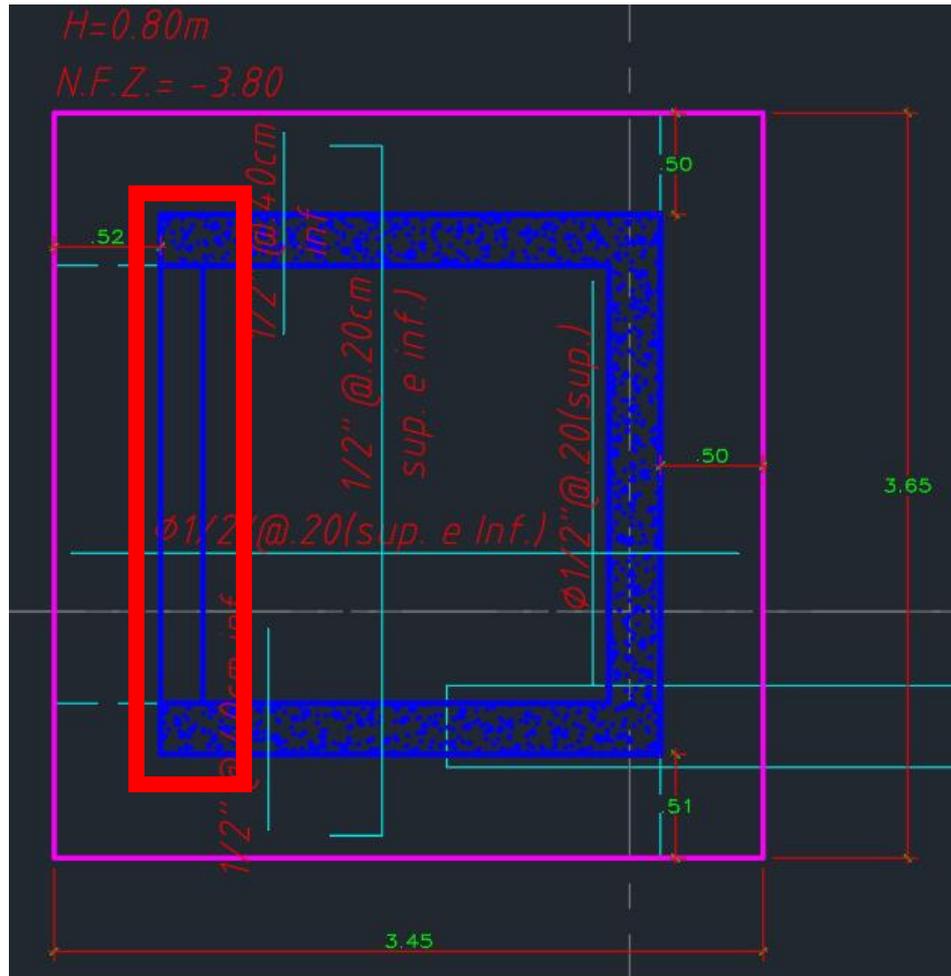


Figura 9.5 Ubicación muro de contención del pit de ascensor

Se procederá a diseñar utilizando el modelo SAP2000 en el cual se colocará la presión triangular ejercida por el suelo y el empotramiento correspondiente obteniendo los siguientes resultados.

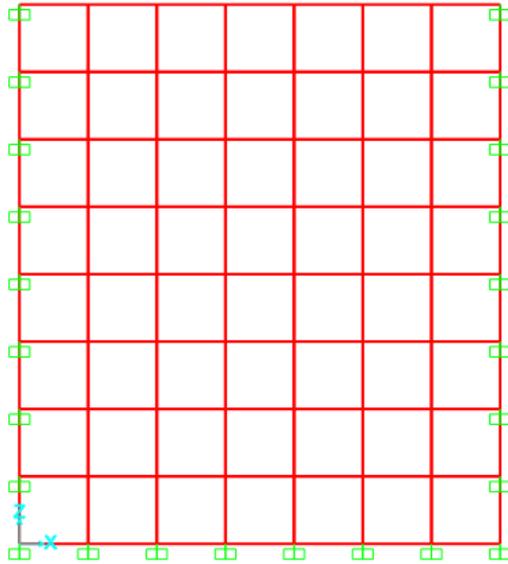


Figura 9.6 Modelamiento del muro de contención del pit de ascensor

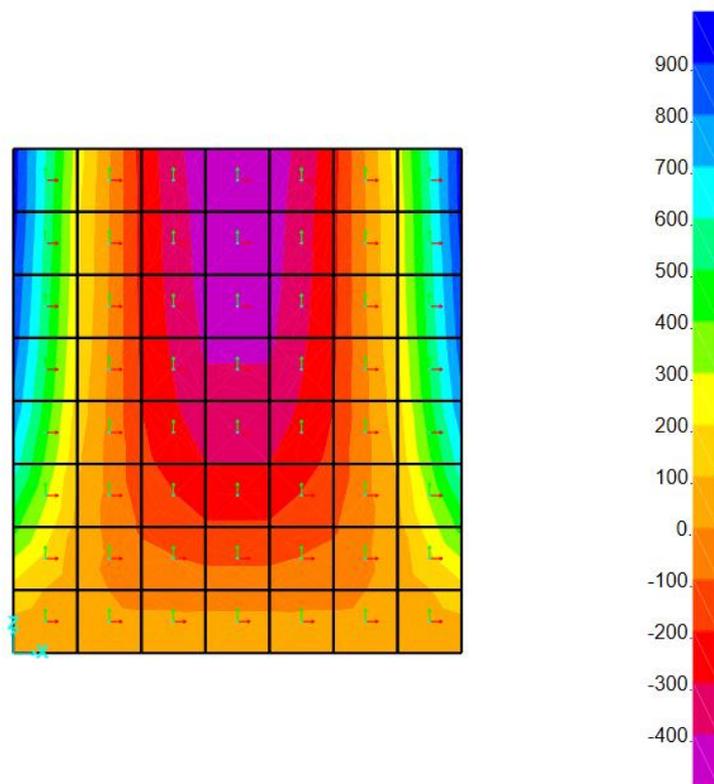
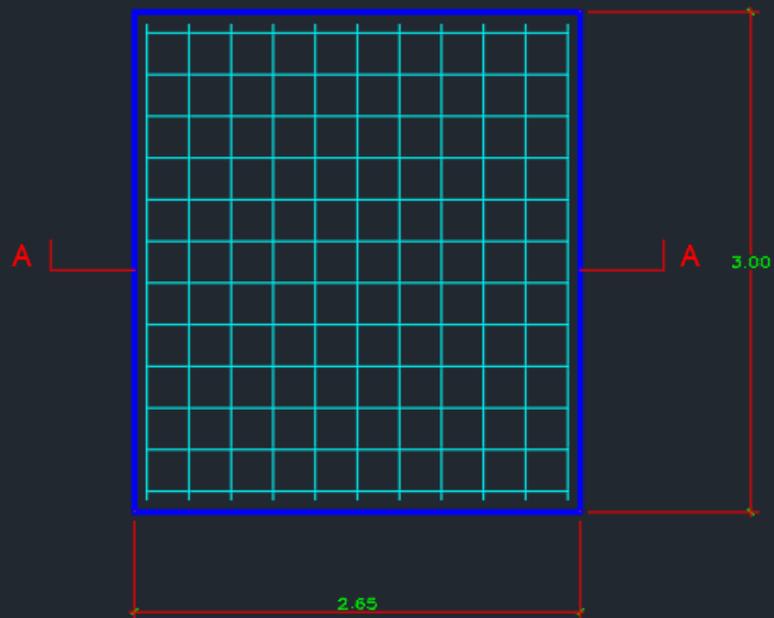


Figura 9.7 Diagrama de momento flector del muro (kg.m)

MURO PIT ASCENSOR



CORTE A-A

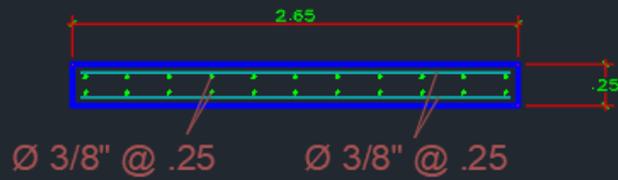


Figura 9.8 Detalle del muro de contención del pit de ascensor

10. METRADO Y PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS

Precio por Unidad	s/.	Area Total (m2)	Ratio Ob	Ratio Est
Encofrado (m2)	66	2254	2.61	2.51
Acero (kg)	3.05		37.73	28.58
Concreto (m3)	315		0.33	0.33

	Concreto (m3)	Precio Concreto	Acero (kg)	Precio Acero	Encofrado (m2)	Precio Encofrado	
Losa Aligerada	160	50400	7012	21386.6	1823	120318	
Losa Maciza	54	17010	3103	9464.15	267	17622	
Vigas	135	42525	39451	120325.55	1032	68112	
Columnas	58	18270	8519	25982.95	576	38016	
Placas	240	75600	20951	63900.55	1966	129756	
Escalera	13	4095	367	1119.35	89	5874	
Zapatatas	73	22995	4351	13270.55	126	8316	
Viga de Cimentación	9	2835	1290	3934.5	14	924	
	Total	233730		259384.2		388938	882052.2
					Añadiendo 10% por desperdicios		970257.42

Tabla 10.1 Cuadro Resumen Presupuesto

Aproximadamente se obtuvo un precio en materiales de casi un millón de soles.

11. CONCLUSIONES

1. Es necesario realizar la corrección por proceso constructivo en el programa ETABS, corrigiendo así las falsas deformaciones axiales de las columnas que lo requieran, ya que esto generaba que los momentos en las vigas pueden diferir hasta en el signo de momentos, dando resultados no satisfactorios.
2. Al realizar el análisis sísmico dinámico se obtuvo que los periodos fundamentales en la dirección X es de 0.40 s y en Y es de 0.25 s; mostrando así que es más rígida en Y comparada con X debido a la longitud y cantidad de muros presente en estas direcciones
3. A pesar que es un sistema de muros con un coeficiente de reducción $R = 6$ para ambas direcciones, se puede observar que la dirección Y es más rígida en comparación a la dirección X debido a la longitud de muros presentes en cada dirección, lo cual indica que las columnas se verán más exigidas en X que en Y.
4. La cimentación del edificio es importante debido a los grandes momentos que recibe a través de las placas situadas en sus extremos y que llega absorber una gran parte de la fuerza cortante en la dirección Y. Debido a ello, se uso zapatas conectadas para las zapatas de las placas perimetrales con el fin de disminuir sus tamaños ayudándose con las vigas de cimentación la cual absorberá la carga axial transmitida.

12. BIBLIOGRAFÍA

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO DEL PERÚ

2013 *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Cámara Peruana de la Construcción.

BLANCO BLASCO, Antonio

1997 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

HARMSSEN, Teodoro

2002 *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Tercera edición, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro

2004 *Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica I*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO

2003 *Apuntes del Curso de Concreto Armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.