

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles - Ubicado en el distrito de Trujillo

Línea de Investigación: Ingeniería de la Construcción, Ingeniería Urbana, Ingeniería Estructural

Sub línea de Investigación: Estructuras y Materiales

Autores:

Azabache de la Cruz, Williams Alexander
Briceño Sanchez, Aimar Juan

Jurado evaluador:

Presidente: Moran Guerrero, Victor Manuel
Secretario: Galicia Guarniz, William Conrad
Vocal: Farfán Córdova, Marlon Gastón

Asesor:

López Carranza, Atilio Rubén
Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0002-3631-2001>

Trujillo – Perú
2024

Fecha de Sustentación: 2024/05/31

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles - Ubicado en el distrito de Trujillo

Línea de Investigación: Ingeniería de la Construcción, Ingeniería Urbana, Ingeniería Estructural

Sub línea de Investigación: Estructuras y Materiales

Autores:

Azabache de la Cruz, Williams Alexander
Briceño Sanchez, Aimar Juan

Jurado evaluador:

Presidente: Moran Guerrero, Victor Manuel
Secretario: Galicia Guarniz, William Conrad
Vocal: Farfán Córdova, Marlon Gastón

Asesor:

López Carranza, Atilio Rubén
Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0002-3631-2001>

Trujillo – Perú
2024

Fecha de Sustentación: 2024/05/31

Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles - Ubicado en el distrito de Trujillo

INFORME DE ORIGINALIDAD

3%	5%	1%	1%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	es.scribd.com Fuente de Internet	1%
2	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
4	deingenierias.com Fuente de Internet	1%
5	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias < 1%

Excluir bibliografía

Apagado



DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD

Yo, Lopez Carranza Atilio Ruben, docente del Programa de Estudio de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, asesor de la tesis de investigación titulada **"Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles – Ubicado en el distrito de Trujillo"**, de los autores **Azabache de la Cruz Willians Alexander** y **Briceño Sanchez Aimar Juan**, dejo constancia de lo siguiente:

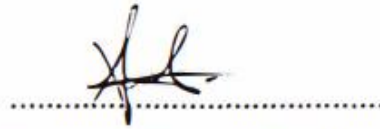
- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud del 3%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el día 24 de mayo del 2024.
- He revisado con detalle dicho reporte de la tesis **"Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles – Ubicado en el distrito de Trujillo"**, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las normas establecidas por la Universidad.

Ciudad y fecha: Trujillo, 24 de mayo del 2024.



AZABACHE DE LA CRUZ WILLIANS

DNI: 71204341



BRICEÑO SANCHEZ AIMAR JUAN

DNI: 70946918



LOPEZ CARRANZA ATILIO RUBEN

DNI: 32965940

CODIGO ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-3631-2001>

Dedicatoria

La presente tesis se la dedico a Dios por darme el don de la perseverancia para terminar mi carrera universitaria y no rendirme en el camino.

A mis padres Segundo Azabache y Myriam De La Cruz, por su apoyo y por ser el motor de mi esfuerzo diario para salir adelante.

A mis hermanos Miguel y Oscar, por su compañía y apoyo en el transcurso de mi carrera universitaria.

A mi compañero de tesis Aimar por su apoyo durante el transcurso de la universidad y también durante la elaboración de la tesis.

**Azabache de la Cruz,
Willians Alexander**

La presente tesis se la dedico a mis queridos padres, Tomas Juan Briceño Rodríguez y Jessy Janet Sanchez Merejildo, por su apoyo incondicional, por su dedicación y sacrificio que han realizado por mí durante todos estos años, por los consejos, fortaleza y valores que me han inculcado para lograr siempre mis objetivos

A Dios por guiar siempre mi camino, a mis hermanos, familiares y seres queridos por ser las personas que me motivan e impulsan siempre mis metas y objetivos.

A mi compañero de tesis Willians por su amistad durante todos estos años.

**Briceño Sanchez,
Aimar Juan**

Agradecimiento

Agradecemos primeramente a Dios por darnos salud, por las bendiciones y por siempre darnos fuerzas para seguir adelante.

A nuestros padres y familiares, por el apoyo incondicional durante todos estos años llenos de esfuerzo y dedicación.

A nuestro asesor de tesis el Ing. López Carranza, Atilio Rubén por la confianza y orientación que nos brindó durante todo el proceso de nuestra tesis.

A la Universidad Privada Antenor Orrego y a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por sus enseñanzas y por los conocimientos impartidos a lo largo de nuestra formación profesional.

**Azabache de la Cruz, Willians Alexander
Briceño Sanchez, Aimar Juan**

Resumen

En la presente tesis, se desarrolló el análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles, la cual se encuentra ubicada en la urbanización Soliluz, distrito de Trujillo, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad. El terreno de la edificación cuenta con un área de 420 m², se encuentra en una zona que no presenta un nivel freático, cuenta con una capacidad admisible de 5.13 kg/cm² y un coeficiente de balasto de 6.5 kg/cm³. La estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales, se realizó en función de la arquitectura, en donde se plantearon columnas de 60x50 cm y placas en los 4 extremos de la edificación, con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y los efectos de torsión, además se planteó losas aligeradas de 20cm de espesor y losas macizas en paños irregulares. El modelado, el análisis sísmico estático y dinámico se realizaron mediante el uso del programa Etabs y según las normas E.020 cargas, E.030 diseño sismorresistente, E.060 concreto armado, en donde se analizó las irregularidades de la estructura, los modos de vibración del cual se obtuvo un periodo fundamental de 0.667 segundos, además de obtener una deriva (distorsión) máxima de 0.002045 en la dirección en X-X y de 0.006811 en la dirección Y-Y. Además, se realizó la verificación del sistema estructural, en donde se tuvo como resultado que la edificación pertenece a un sistema estructural de muros estructurales. El análisis y diseño de los elementos estructurales como: Losa aligerada, Losa maciza, Vigas, Columnas, Muros estructurales, Platea de cimentación, Vigas de cimentación, se realizó según la norma E.060 de concreto armado, mediante el uso del programa Etabs, Safe y mediante hojas de cálculo en Excel. Finalmente se indicaron las conclusiones del diseño estructural de la edificación y las recomendaciones para los futuros tesisistas que quieran incursionar en la rama estructural.

Palabras clave: Análisis sísmico, Diseño estructural.

Abstract

In the thesis, the linear seismic analysis and structural design of a 10-story reinforced concrete multi-family home was developed, located in the Soliluz Urbanization, district of Trujillo, Province of Trujillo, Department of La Libertad. The building land has an area of 420 m², it is located in an area where there is no water table, it has an admissible capacity of 5.13 kg/cm² and a ballast coefficient of 6.5 kg/cm³. The structuring and pre-sizing of the structural elements was carried out based on the architecture, where 60x50 cm columns and plates were proposed at the 4 ends of the building, in order to control lateral displacements and torsion effects, in addition Lightened slabs 20cm thick and solid slabs in irregular panels were proposed. The modeling, static and dynamic seismic analysis were carried out through the use of the Etabs program and according to the E.020 load standard, E.030 earthquake-resistant design, E.060 reinforced concrete, where the irregularities of the structure, the modes of vibration from which a fundamental period of 0.667 seconds was obtained, in addition to obtaining a maximum drift (distortion) of 0.002045 in the X-X direction and 0.006811 in the Y-Y direction. In addition, verification of the structural system was carried out, which resulted in the building belonging to a structural system of structural walls. The analysis and design of the structural elements such as: Lightened slab, Solid slab, Beams, Columns, Structural walls, Foundation plate, Foundation beams, was carried out according to the E.060 reinforced concrete standard, through the use of the Etabs program. Safe and using Excel spreadsheets. Finally, the conclusions of the structural design of the building and recommendations for future thesis students who want to venture into the structural branch were indicated.

Keywords: Seismic analysis, Structural design.

Presentación

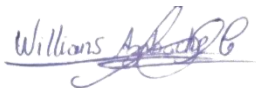
Señores miembros del Jurado:

En el fiel cumplimiento y aprobación de los requisitos establecidos en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, ponemos a su disposición la presente tesis titulada: “Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles - Ubicado en el distrito de Trujillo”, a fin de obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

El contenido de la presente tesis ha sido desarrollado en base a nuestras Normas Técnicas Peruanas, teniendo en cuenta todos los conocimientos adquiridos durante nuestra formación profesional, guiándonos de información de investigaciones anteriores y contando con el asesoramiento del Ing. López Carranza, Atilio Rubén.

Por lo expuesto, espero de ustedes señores miembros del Jurado su comprensión y justo dictamen final, esperando cumplir con los requisitos de aprobación.

Atentamente,



Willians, Azabache De La Cruz



Aimar, Briceño Sanchez

Índice

Dedicatoria	vi
Agradecimiento	viii
Resumen	ix
Abstract	x
Presentación	xi
I. Introducción.....	1
1.1. Problema de Investigación	1
1.2. Objetivos	3
1.2.1. <i>Objetivo General</i>	3
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	3
1.3. Justificación del Estudio	3
II. Marco de Referencia	4
2.1. Antecedentes del Estudio	4
2.1.1. <i>Antecedentes Locales</i>	4
2.1.2. <i>Antecedentes Nacionales</i>	5
2.1.3. <i>Antecedentes Internacionales</i>	7
2.2. Marco Teórico	8
2.2.1. <i>Concreto, Acero y Concreto Armado</i>	8
2.2.2. <i>Estructura y Elementos Estructurales</i>	9
2.2.3. <i>Diseño y Sistema Estructural</i>	10
2.2.4. <i>Análisis Estructural</i>	11
2.3. Marco Conceptual	13
2.4. Sistema de Hipótesis	14
2.4.1. <i>Variables y Operacionalización de Variables</i>	15
III. Metodología Empleada	16
3.1. Tipo y Nivel de Investigación.....	16
3.1.1. <i>Tipo de Investigación</i>	16
3.1.2. <i>Nivel de Investigación</i>	16
3.2. Población y Muestra de Estudio.....	16
3.2.1. <i>Población</i>	16
3.2.2. <i>Muestra</i>	16
3.3. Diseño de Investigación	16

3.4. Técnicas e Instrumentos de Investigación	16
3.4.1. <i>Técnica de Investigación</i>	16
3.4.2. <i>Instrumentos de Investigación</i>	17
3.5. Procesamiento y Análisis de Datos.....	17
3.5.1. <i>Procesamiento de Datos</i>	17
3.5.2. <i>Análisis de Datos</i>	17
IV. Presentación de Resultados	18
4.1. Análisis e Interpretación de Resultados	18
4.1.1. <i>Descripción del Proyecto - Arquitectura</i>	18
4.1.2. <i>Ubicación y Aspectos Geotécnicos</i>	21
4.1.3 <i>Normativas Utilizadas</i>	23
4.1.4 <i>Materiales Utilizados</i>	23
4.1.5 <i>Cargas Utilizadas</i>	24
4.2. Estructuración y Predimensionamiento de Elementos Estructurales	26
4.2.1. <i>Losas</i>	26
4.2.2. <i>Vigas</i>	26
4.2.3. <i>Columnas</i>	27
4.2.4. <i>Placas</i>	29
4.3. Análisis Sísmico	31
4.3.1. <i>Modelamiento Estructural</i>	31
4.3.2. <i>Peso Sísmico, Centro de Masa y Centro de Rigidez</i>	34
4.3.3. <i>Parámetros de la Edificación</i>	35
4.3.4. <i>Análisis de Irregularidades y Obtención de Factores (I_a, I_p)</i>	39
4.3.5. <i>Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)</i>	47
4.3.6. <i>Análisis de Modos de Vibración</i>	48
4.3.7. <i>Análisis Sísmico Estático</i>	50
4.3.8. <i>Análisis Sísmico Dinámico</i>	52
4.3.9. <i>Verificación de la Cortante Dinámica y Estática</i>	53
4.4. Fundamentos del Diseño Sismorresistente.....	57
4.4.1. <i>Principios Básicos del Diseño Sismorresistente</i>	57
4.4.2. <i>Principales Propiedades Mecánicas en una Estructura</i>	58
4.4.3. <i>Esfuerzo y Deformación</i>	58
4.5. Métodos de Diseño para los Elementos Estructurales.....	65
4.5.1. <i>Diseño por Resistencia a Flexión</i>	65

4.5.2. Diseño por Resistencia a Corte	75
4.5.3. Diseño por Resistencia a Flexocompresión.....	78
4.5.4. Diseño por Capacidad	83
4.6. Diseño de Elementos Estructurales	100
4.6.1. Diseño de Losa Aligerada.....	101
4.6.2. Diseño de Losa Maciza.....	111
4.6.3. Diseño de Vigas.....	118
4.6.4. Diseño de Columnas.....	131
4.6.5. Diseño de Muros Estructurales - Placas.....	140
4.6.6. Diseño de Platea de Cimentación.....	153
4.6.7. Diseño de Viga de Cimentación.....	166
V. Discusión de los Resultados	175
Conclusiones.....	177
Recomendaciones.....	178
Referencias Bibliográficas	179
Anexos	182

Índice de Figuras

Figura 1 Elevación frontal del edificio.....	18
Figura 2 Plano de arquitectura - 1 Nivel.....	19
Figura 3 Plano de arquitectura – Del 2° al 10° Nivel.....	20
Figura 4 Ubicación del terreno de la edificación.....	21
Figura 5 Ubicación de tipos de columnas.....	28
Figura 6 Áreas tributarias de la estructura.....	29
Figura 7 Ubicación de las placas y elementos de borde de la edificación.....	30
Figura 8 Modelamiento de la estructura en 2D - Etabs.....	32
Figura 9 Modelamiento de la estructura en 3D - Etabs.....	33
Figura 10 Zonas sísmicas del Perú.....	35
Figura 11 Análisis de áreas abiertas y áreas techadas en la estructura.....	46
Figura 12 Principios básicos para el diseño sismorresistente.....	57
Figura 13 Esfuerzos a compresión.....	59
Figura 14 Esfuerzos a tracción o tensión.....	59
Figura 15 Esfuerzos a flexión.....	60
Figura 16 Esfuerzos a torsión.....	60
Figura 17 Esfuerzos a cortante.....	61
Figura 18 Diagrama esfuerzo vs deformación.....	62
Figura 19 Diagrama esfuerzo vs deformación – materiales frágiles y dúctiles....	65
Figura 20 Esquemas de deflexiones inmediatas.....	71
Figura 21 Falla dúctil o por tensión.....	73
Figura 22 Falla frágil o por compresión.....	74
Figura 23 Falla balanceada.....	74
Figura 24 Esquema de origen de flexocompresión.....	78
Figura 25 Casos en la sección del elemento.....	78
Figura 26 Diagrama de interacción nominal.....	80
Figura 27 Diagrama de interacción reducido.....	82
Figura 28 Comportamiento de una estructura durante un sismo.....	83
Figura 29 Rotulas plásticas en vigas.....	84
Figura 30 Diagrama momento - curvatura.....	84
Figura 31 Diagrama curva de capacidad.....	86
Figura 32 Diseño por capacidad en vigas.....	87

Figura 33 Disposiciones sísmicas por flexión en vigas.....	88
Figura 34 Distribución de estribos en vigas.....	89
Figura 35 Diseño por capacidad en columnas.....	90
Figura 36 Disposiciones sísmicas por cortante en columnas	91
Figura 37 Distribución de estribos en columnas.....	93
Figura 38 Longitud del elemento de borde	97
Figura 39 Condición de estribos en elemento de borde	98
Figura 40 Condición de aceros longitudinales en elemento de borde	99
Figura 41 Sección de una vigueta	101
Figura 42 Diagrama de momentos en tramo de losa analizada	103
Figura 43 Diagrama de momentos en tramo de losa analizada	107
Figura 44 Diagrama de cortante en tramo de losa analizada	109
Figura 45 Detalle de armado de tramo de losa aligerada.....	110
Figura 46 Sección de losa maciza.....	111
Figura 47 Paño de análisis por flexión en la dirección en “X”	112
Figura 48 Paño de análisis por flexión en la dirección en “Y”	113
Figura 49 Paño de análisis por cortante en la dirección en “X”	115
Figura 50 Paño de análisis por cortante en la dirección en “Y”	116
Figura 51 Detalle de armado de paño de losa maciza	117
Figura 52 Sección de viga	118
Figura 53 Diagrama de momentos en las viga	120
Figura 54 Diagrama de momentos en las vigas	124
Figura 55 Diagrama de cortantes en las vigas	126
Figura 56 Detalle de armado de vigas.....	130
Figura 57 Sección de columna	131
Figura 58 Diagrama de interacción – Sismo XX – M33.....	134
Figura 59 Diagrama de interacción – Sismo XX – M22	134
Figura 60 Diagrama de interacción – Sismo YY – M33.....	135
Figura 61 Diagrama de interacción – Sismo YY – M22	135
Figura 62 Detalle de armado de columna C-8.....	139
Figura 63 Sección de muro estructural - placa	140
Figura 64 Sección de elementos de borde en muro estructural - placa.....	141
Figura 65 Diagrama de interacción – Sismo XX – M33.....	145
Figura 66 Diagrama de interacción – Sismo XX – M22	145

Figura 67 Diagrama de interacción – Sismo YY – M33	146
Figura 68 Diagrama de interacción – Sismo YY – M22	146
Figura 69 Diagrama de interacción – Sismo YY – M22	148
Figura 70 Detalle de armado de placa P-1	152
Figura 71 Exportación de cargas del programa Etabs.....	153
Figura 72 Importación de cargas en el programa Safe.....	154
Figura 73 Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV	156
Figura 74 Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV + 0.80*Sismo X.....	157
Figura 75 Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV - 0.80*Sismo X.....	157
Figura 76 Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV + 0.80*Sismo Y.....	158
Figura 77 Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV - 0.80*Sismo Y.....	158
Figura 78 Paño de análisis por flexión en la dirección en “X”	160
Figura 79 Paño de análisis por flexión en la dirección en “Y”	160
Figura 80 Paño de análisis por cortante en la dirección en “X”	163
Figura 81 Paño de análisis por cortante en la dirección en “Y”	163
Figura 82 Detalle de armado de platea de cimentación	165
Figura 83 Sección de viga de cimentación	166
Figura 84 Diagrama de momentos en tramo de vigas de cimentación.....	167
Figura 85 Diagrama de cortante en tramo de vigas de cimentación.....	171
Figura 86 Detalle de armado de vigas de cimentación.....	174

Índice de Tablas

Tabla 1 Tabla de variables y operacionalización de variables	15
Tabla 2 Cargas muertas en losas aligeradas.....	24
Tabla 3 Cargas muertas en losas macizas	25
Tabla 4 Cargas vivas en losas de la estructura	25
Tabla 5 Coeficientes de predimensionamiento de columnas del método japonés	28
Tabla 6 Categoría de las edificaciones - Según norma E.030 diseño sismorresistente	28
Tabla 7 Peso sísmico, Centro de masa, Centro de rigidez de la estructura	34
Tabla 8 Factores de zona “Z”	36
Tabla 9 Factores de amplificación del suelo “S”	36
Tabla 10 Periodos “Tp” y “Tl”	37
Tabla 11 Categorías de las edificaciones y factor “U”.....	38
Tabla 12 Tipos de sistemas estructurales y coeficiente “R0”	39
Tabla 13 Irregularidad por piso blando – Dirección X-X.....	40
Tabla 14 Irregularidad por piso blando – Dirección Y-Y.....	41
Tabla 15 Irregularidad de masa o peso	42
Tabla 16 Irregularidad torsional (1º condición) – Dirección X-X.....	44
Tabla 17 Irregularidad torsional (1º condición) – Dirección Y-Y.....	44
Tabla 18 Irregularidad torsional (2º condición) – Dirección Y-Y.....	45
Tabla 19 Discontinuidad del diafragma.....	46
Tabla 20 Análisis de modos de vibración en la estructura	48
Tabla 21 Masa participativa y periodo fundamental de la estructura en “X”	49
Tabla 22 Masa participativa y periodo fundamental de la estructura en “Y”	49
Tabla 23 Fuerzas cortantes estáticas en la estructura.....	52
Tabla 24 Fuerzas cortantes dinámicas en la estructura.....	52
Tabla 25 Factor de amplificación de fuerzas sísmicas.....	53
Tabla 26 Análisis de fuerzas sísmicas amplificadas en la estructura.....	53
Tabla 27 Fuerzas cortantes en los muros estructurales del eje “X”	54
Tabla 28 Fuerzas cortantes en los muros estructurales del eje “Y”	55
Tabla 29 Espesores o peraltes mínimos - Deflexión.....	70
Tabla 30 Deflexiones máximas admisibles	73
Tabla 31 Factores de reducción.....	100

Tabla 32 <i>Propiedades de los materiales de la vigueta</i>	101
Tabla 33 <i>Dimensiones de la vigueta</i>	101
Tabla 34 <i>Verificación por agrietamiento de la sección de la vigueta</i>	102
Tabla 35 <i>Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de la vigueta</i>	102
Tabla 36 <i>Diseño de Viguetas por resistencia a Flexión</i>	103
Tabla 37 <i>Verificación de diseño de Viguetas por resistencia a Flexión</i>	104
Tabla 38 <i>Cortado de Varillas en viguetas</i>	104
Tabla 39 <i>Parámetros para la verificación por Deflexión en viguetas</i>	105
Tabla 40 <i>Cálculo de las deflexiones inmediatas en viguetas</i>	105
Tabla 41 <i>Cálculo de las deflexiones diferidas en viguetas</i>	106
Tabla 42 <i>Verificación por Deflexión en viguetas</i>	106
Tabla 43 <i>Verificación por Fisuración en viguetas</i>	107
Tabla 44 <i>Diseño y verificación de viguetas por resistencia al Cortante</i>	109
Tabla 45 <i>Propiedades de los materiales de la losa maciza</i>	111
Tabla 46 <i>Dimensiones de la sección de losa maciza</i>	111
Tabla 47 <i>Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de losa maciza</i>	112
Tabla 48 <i>Diseño de Losa por resistencia a Flexión - Dirección en "X"</i>	113
Tabla 49 <i>Diseño de Losa por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"</i>	114
Tabla 50 <i>Verificación de diseño de losa por resistencia a Flexión - Dirección en "X"</i>	114
Tabla 51 <i>Verificación de diseño de losa por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"</i>	114
Tabla 52 <i>Diseño y verificación de losa por resistencia al Cortante - Dirección en "X"</i>	116
Tabla 53 <i>Diseño y verificación de losa por resistencia al Cortante - Dirección en "Y"</i>	116
Tabla 54 <i>Propiedades de los materiales de la vigas</i>	118
Tabla 55 <i>Dimensiones de la vigas</i>	118
Tabla 56 <i>Verificación por agrietamiento de la sección de las vigas</i>	119
Tabla 57 <i>Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de las vigas</i>	119
Tabla 58 <i>Diseño de vigas por resistencia a flexión</i>	120

Tabla 59	<i>Verificación de diseño de vigas por resistencia a flexión</i>	121
Tabla 60	<i>Cortado de varillas en vigas</i>	121
Tabla 61	<i>Parámetros para la verificación por deflexión en vigas</i>	122
Tabla 62	<i>Cálculo de las deflexiones inmediatas en vigas</i>	123
Tabla 63	<i>Cálculo de las deflexiones diferidas en vigas</i>	123
Tabla 64	<i>Verificación por deflexión en vigas</i>	123
Tabla 65	<i>Verificación por fisuración en vigas</i>	124
Tabla 66	<i>Disposiciones sísmicas por flexión – ítem a</i>	125
Tabla 67	<i>Disposiciones sísmicas por flexión – ítem b</i>	125
Tabla 68	<i>Diseño de cortante última por capacidad en vigas</i>	127
Tabla 69	<i>Cálculo del "Vc" y "Vs" en vigas</i>	128
Tabla 70	<i>Verificación por resistencia al cortante en vigas</i>	128
Tabla 71	<i>Cálculo del "S" en la zona de confinamiento en vigas</i>	129
Tabla 72	<i>Cálculo del "S" en la zona de no confinamiento en vigas</i>	129
Tabla 73	<i>Propiedades de los materiales de la columna</i>	131
Tabla 74	<i>Dimensiones de la columna</i>	131
Tabla 75	<i>Límites de refuerzo longitudinal para las columnas</i>	132
Tabla 76	<i>Diseño por flexión en columnas</i>	132
Tabla 77	<i>Cargas en la columna C-8</i>	133
Tabla 78	<i>Combinaciones de carga en la columna C-8 para sismo en "X"</i>	133
Tabla 79	<i>Combinaciones de carga en la columna C-8 para sismo en "Y"</i>	133
Tabla 80	<i>Diseño de cortante última por capacidad en columnas</i>	136
Tabla 81	<i>Cálculo del "Vc" y "Vs" en columnas</i>	137
Tabla 82	<i>Verificación por resistencia al cortante en columnas</i>	137
Tabla 83	<i>Cálculo del "S" en la zona de confinamiento en columnas</i>	138
Tabla 84	<i>Cálculo del "Lo" en zona de confinamiento en columnas</i>	138
Tabla 85	<i>Cálculo del "S" en la zona de no confinamiento en columnas</i>	138
Tabla 86	<i>Propiedades de los materiales del muro estructural - placa</i>	140
Tabla 87	<i>Límites de refuerzo longitudinal para elementos de borde en placa</i>	141
Tabla 88	<i>Diseño por flexión en placa</i>	142
Tabla 89	<i>Cálculo del área de acero mínimo horizontal en alma de placa</i>	142
Tabla 90	<i>Diseño por flexión en alma de placa - horizontal</i>	142
Tabla 91	<i>Cálculo del área de acero mínimo vertical en alma de placa</i>	143
Tabla 92	<i>Diseño por flexión en alma de placa - vertical</i>	143

Tabla 93 Cargas en la placa P-1.....	143
Tabla 94 Combinaciones de carga en la placa P-1 para sismo en "X"	144
Tabla 95 Combinaciones de carga en la placa P-1 para sismo en "Y"	144
Tabla 96 Cálculo de cortantes en la placa P-1.....	147
Tabla 97 Cálculo de la cortante ultima "Vu" de la placa P-1	148
Tabla 98 Cálculo de la cortante "Vc", "Vs" y "Vn" de la placa P-1	149
Tabla 99 Verificación por resistencia al cortante en la placa P-1.....	149
Tabla 100 Cálculo de la cuantía y área de acero para el refuerzo horizontal del alma de la placa P-1.....	149
Tabla 101 Cálculo del refuerzo horizontal y separación "S" para el alma de la placa P-1	150
Tabla 102 Cálculo de la cuantía y área de acero para el refuerzo vertical del alma de la placa P-1	150
Tabla 103 Cálculo del refuerzo vertical y separación "S" para el alma de la placa P-1.....	150
Tabla 104 Cálculo del "S" en los elementos de borde de la placa P-1	151
Tabla 105 Cálculo del número de grapas en los elementos de borde de la placa P-1.....	151
Tabla 106 Propiedades de los materiales de la platea de cimentación	154
Tabla 107 Dimensiones de la sección de la platea de cimentación.....	154
Tabla 108 Área de Acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de la platea de cimentación	159
Tabla 109 Diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "X"	161
Tabla 110 Diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"	161
Tabla 111 Verificación de diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "X" ..	161
Tabla 112 Verificación de diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "Y" ..	162
Tabla 113 Diseño y verificación por resistencia al cortante - Dirección en "X" ..	164
Tabla 114 Diseño y verificación por resistencia al cortante - Dirección en "Y" ..	164
Tabla 115 Propiedades de los materiales de vigas de cimentación.....	166
Tabla 116 Dimensiones de vigas de cimentación.....	166
Tabla 117 Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de viga de cimentación	167
Tabla 118 Diseño de vigas de cimentación por resistencia a flexión	168

Tabla 119 Verificación de diseño de vigas de cimentación por resistencia a Flexión.....	169
Tabla 120 Disposiciones sísmicas por flexión - Ítem a	169
Tabla 121 Disposiciones sísmicas por flexión - Ítem b	170
Tabla 122 Diseño de cortante ultima por capacidad en las vigas de cimentación	171
Tabla 123 Cálculo del "Vc" en las vigas de cimentación.....	172
Tabla 124 Verificación por resistencia al cortante en las vigas de cimentación.	172
Tabla 125 Cálculo del "S" en la zona de confinamiento en vigas de cimentación	173
Tabla 126 Cálculo del "S" en la zona de no confinamiento en vigas de cimentación	173

I. Introducción

1.1. Problema de Investigación

El concreto es uno de los materiales más antiguos que existe en la construcción, el cual alcanzó su apogeo en el siglo XX, y desde ese momento hasta la actualidad, se ha consolidado como uno de los materiales más populares e importantes en la ingeniería. En la actualidad en el Perú existen diversos tipos de sistemas estructurales con las cuales se diseña y se construyen las edificaciones, de estos los más conocidos son: concreto armado, albañilería confinada, acero estructural y madera. En el caso de edificaciones de un gran número de niveles, el sistema estructural más usado es el concreto armado, el cual a su vez es el más recomendado debido a su alta rigidez y a su resistencia a la compresión. (Blasco, 2010)

A nivel mundial el Perú es uno de los países con mayor potencial sísmico debido a que es parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico (Tavera, 2019), la provincia de Trujillo presenta un alto riesgo sísmico debido a que se encuentra ubicado en el límite de la placa de Nazca, asimismo presenta un silencio sísmico desde el terremoto del 31 de mayo de 1970 el cual tuvo como epicentro el departamento de Ancash (IIDMA, 2002), es por esto que se debe de construir edificaciones que sean sísmicamente resistentes. En la provincia de Trujillo, el mayor problema que hay en el rubro de la construcción civil, es el crecimiento excesivo de las edificaciones informales a causa de la autoconstrucción. (Moreno & Ruíz, 2011)

El principal riesgo de la autoconstrucción se da debido a que estas construcciones presentan problemas estructurales y por consiguiente, son sísmicamente vulnerables, esto se da debido a que las estructuras de las edificaciones ya sean para uso de oficinas, viviendas, hospitales o colegios, no se encuentran debidamente construidas porque no cumplen generalmente con el Reglamento Nacional de Edificaciones. Otro problema que surge en la autoconstrucción de edificaciones informales es el riesgo de adquirir materiales de construcción que no cuentan con la certificación de alta calidad, estos no cumplen con las características específicas regidas por el Reglamento Nacional de

Edificaciones, como consecuencia, la construcción de la edificación no garantiza ni brinda la seguridad necesaria para las familias. (Rodríguez & Vera, 2020)

En los distritos de la provincia de Trujillo, muchos de sus habitantes tienen el hábito de construir sus viviendas sin la intervención o guía de un profesional, por lo contrario, buscan y contratan a maestros de obras que en su mayoría, no cuentan con la capacidad para realizar dichas construcciones, por ende, sus viviendas no cuentan con planos y debido a esto presentan problemas como: Una mala arquitectura, mala distribución de dimensión, ambientes cerrados y oscuros, mala elaboración de las estructuras, etc. (Laucata, 2013) Otro problema que surge en las edificaciones, se da en el procedimiento constructivo, para poder prevenir esto, los maestros de obra deben de estar capacitados para realizar sus funciones de una manera adecuada y a su vez cumplir con las normas establecidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), sin embargo, en la práctica y en el día a día, esto no sucede, gran parte de las edificaciones son construidas por maestros de obras que no tienen el criterio, ni el asesoramiento, ni la experiencia necesaria para realizar dicha obra, por consecuencia realizan un mal trabajo en el proceso constructivo de la edificación. (Rodríguez & Vera, 2020)

Uno de los principales problemas que se observan en las edificaciones de concreto armado se da en su mala configuración estructural, además de tener un predimensionamiento excesivo de sus elementos estructurales. La importancia del diseño estructural radica en poder cumplir los requerimientos máximos y mínimos brindados por la norma técnica peruana, con el objetivo de poder garantizar la seguridad de la estructura de la edificación ante un eventual sismo. El objetivo de un correcto diseño estructural de una edificación no es hacer el edificio "Indestructible", sino capaz de poder deformarse durante un movimiento sísmico, sin perder la capacidad de soportar los elementos estructurales que conforman la estructura del edificio. (CYPE, 2022)

¿Cuál es el análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar el análisis sísmico lineal y el diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles, siguiendo los criterios establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

1.2.2. Objetivos Específicos

- ❖ Realizar la estructuración y modelamiento de la vivienda, usando el programa ETABS.
- ❖ Realizar el análisis sísmico lineal de la vivienda, mediante un análisis Estático y Dinámico, en el programa Etabs.
- ❖ Realizar el diseño de los elementos estructurales de la vivienda, mediante un diseño por Resistencia y Capacidad.

1.3. Justificación del Estudio

El presente trabajo de investigación explicará de manera detallada y promoverá un análisis sísmico lineal adecuado para una edificación, teniendo como finalidad el desarrollo de un buen desempeño sísmico de la estructura, con el objetivo de evitar la vulnerabilidad sísmica en la vivienda multifamiliar.

Además, se realizará el diseño de los elementos estructurales de la edificación, de forma clara y específica, basándonos en cumplir con las normas estipuladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

La finalidad de este trabajo de investigación es beneficiar a los futuros profesionales, dándoles a conocer este trabajo, mediante el cual poder incentivarlos a incursionar en la rama de la ingeniería estructural. Por último, se brindará criterios de estructuración y recomendaciones de diseño para ser utilizados en proyectos similares.

II. Marco de Referencia

2.1. Antecedentes del Estudio

2.1.1. Antecedentes Locales

Obeso (2020) en la tesis denominada “Diseño estructural en concreto armado de una vivienda multifamiliar de 8 niveles en el distrito de Víctor Larco Herrera – Trujillo”, realizó un análisis estructural de la vivienda multifamiliar de 8 niveles, siguiendo los requisitos mínimos que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones, para llevar a cabo esto, utilizó el software Etabs, con el cual realizó un análisis sismorresistente de la estructura y así pudo verificar si el sistema estructural era el adecuado, de la misma forma usó los softwares: Safe y Sap2000 para el diseño de concreto armado de la estructura según la norma E-060. Como resultado del análisis sísmico de la estructura, obtuvo que las derivas de entrepiso en las direcciones X-X fueron del 3.4% y en la dirección Y-Y del 3.6% debido a que asignaron bastantes placas, con la finalidad de aportar rigidez al edificio, lo que generó un desplazamiento menor, además realizaron una platea de cimentación para soportar su estructura, por último, recomendaron dotar a los elementos no estructurales con una alta resistencia, en su elaboración.

Terrones (2018) en la tesis denominada “Análisis sísmico y estructural de dos edificaciones de sistema mixto bajo las Normas E.030- 2006 y E.030- 2018- distrito de Trujillo”, determinó las diferencias sísmicas y estructurales en 2 edificaciones con sistemas mixtos usando las Normas E-0.30 del 2006 y la E-030 del 2018, en donde se utilizaron los programas ETABS Y SAFE, asimismo se usaron los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Como resultados de sus análisis, tuvieron muchas diferencias en sus cortantes estáticas en ambas direcciones, esto debido a que usaron una misma norma, pero de diferentes años. De la investigación, se concluyó que el diseño sismorresistente aplicando la norma E-030 del 2018 no siempre era mayor a la norma E-030 del 2006, esto se apreciaba más cuando no se consideraban irregularidades y como consecuencia el diseño estructural aumentaba sísmicamente, por último, recomendaron generar placas con longitudes considerables, con la finalidad de disminuir las derivas de la edificación.

Jimenes & Julca (2018) en la tesis denominada “Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018”, realizó el diseño estructural de un edificio de 5 niveles, la cual se realizó mediante etapas, en la cual la primera etapa consistió en realizar el estudio del suelo en la cual se obtuvo una capacidad de carga de 1.45kg/cm^2 , en la segunda etapa se realizaron los trabajos de gabinete en donde se realizó los planos arquitectónicos, por último, en la tercera etapa se realizó el análisis sismorresistente de la estructura usando el programa Etabs. De la investigación concluyeron que, en el diseño sismorresistente, la estructura se encuentra dentro del rango permisible ya que se obtuvo como resultados que en la dirección X-X la deriva máxima fue de 0.0048% , y en la dirección Y-Y la deriva máxima fue de 0.0038% , con respecto al 0.005% que nos permite la norma E-030 para edificaciones de albañilería, además recomendaron utilizar materiales adecuados y de calidad para la elaboración de la vivienda.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Ramos & Garcia (2022) en la tesis denominada “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles en el Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia de Santa”, se realizó un análisis estructural del edificio cumpliendo los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones, donde se consideró una capacidad admisible del suelo de 1.72 kg/cm^2 , además se usó el programa Etabs para determinar las fuerzas internas en los elementos, siendo los momentos flectores y fuerzas cortantes, además se realizó el análisis Sísmico Estático y Dinámico donde se verificaron las derivas de los entresijos haciendo uso de las exigencias establecidas en la Norma E-030 además de la E-060 para el cálculo y diseño del concreto armado. Como resultado obtuvieron que las distorsiones de entresijo (deriva) tanto en la dirección X-X y Y-Y cumplieron con la norma E-030, la cual nos indica que las distorsiones de las estructuras de concreto armado deben ser menores que 0.007 .

Vega (2021) en la tesis denominada “Diseño en concreto armado para una vivienda multifamiliar de 5 niveles”, se realizó un análisis y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 5 pisos en el distrito de Pueblo Libre, departamento de Lima. La vivienda conto con un área de terreno de 390 m^2 y a su vez un área total techada de 1146.8 m^2 , para realizar el análisis primero

realizaron un predimensionamiento de los elementos estructurales, además utilizaron la norma E. 030 para el análisis sísmico y para el diseño estructural la norma E.060. Se realizaron los modelos del sistema estructural con programas de gran utilidad como el SAP 2000, ETABS y SAFE, con los que se obtuvieron los resultados. De la investigación se concluyó que, las consideraciones utilizadas por la norma ACI 318-19 son más exigentes que las propuestas por la norma peruana E.060, por lo tanto, para un diseño más seguro se utilizó algunas indicaciones de la norma ACI. Asimismo, se colocó y se recomendó colocar una adecuada cuantía de acero horizontal en las placas de tal forma que garantizara que la relación entre demanda y capacidad tuvieran un valor inferior cercano a 1 para los primeros pisos de tal manera que garantice que la zona de fluencia para todas las placas durante un sismo severo ocurra en la base del primer entrepiso.

Antezana (2022) en la tesis denominada “Análisis y diseño estructural de una edificación de diez pisos, un semisótano y un sótano en concreto armado ubicada en el distrito de San Isidro”, se realizó el análisis de una edificación de 10 pisos con azotea, un sótano y semisótano con un área de 502 m² y una capacidad portante de 4 Kg/cm². La edificación tuvo un planeamiento estructural que consta de placas y pórticos, además se definió un sistema de muros de concreto armado, las losas aligeradas son unidireccionales para todos los pisos excepto las rampas y todos los paños del núcleo central se diseñó losa maciza. Los muros del sótano tuvieron un espesor variable de 25 y 30 cm con una resistencia del concreto de 280 Kg/cm² debido a las alturas libres existentes. El análisis sísmico se realizó mediante el programa ETABS por cada piso y de acuerdo con la norma de Diseño Sismorresistente E. 030, el diseño de concreto armado según la norma de Concreto Armado E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. De la investigación se concluyó que se tuvo como finalidad mitigar la torsión en la edificación, esto se logró gracias a los pórticos y placas colocados en la dirección “X”, debido a que esta era la dirección más crítica, a su vez la presencia de placas en el núcleo de la estructura tomó gran importancia ya que pudo controlar la torsión y los desplazamientos, con respecto a los periodos de vibración hallados en el análisis sísmico, se obtuvo un valor alrededor del doble para la dirección “X” que para “Y”, demostrando un comportamiento más rígido para la dirección con menor periodo.

2.1.3. Antecedentes Internacionales

Gallegos (2022) en la tesis denominada “Análisis comparativo del diseño sismo resistente de estructura de hormigón armado basado en normativa ecuatoriana (NEC-SE-DS) y colombiana (NSR-10)”, se realizó el análisis comparativo de la estructura, la cual tuvo como enfoque revisar las debilidades de las normas sismorresistentes de Colombia y Ecuador. Se analizó la estructura mediante el Software Etabs, recopilando los parámetros de la edificación, tales como los factores de sitio, el sistema estructural, el espectro de diseño y la cortante basal de diseño para el modelamiento de la edificación. Asimismo, se realizó el análisis dinámico para determinar el periodo fundamental de la estructura y verificarlos con los límites de las normas de estudio. Además, se realizó la comparación de los resultados de la respuesta sísmica tales como: períodos de vibración, desplazamientos horizontales, cortantes dinámicos y derivas de entrepiso. De la investigación se concluyó que, los resultados obtenidos en el cortante basal dinámico en la dirección X del sismo, en base a la norma ecuatoriana fue de 60.41 tonf y 513.04 tonf en base al reglamento colombiano, la participación modal del análisis espectral comparten el 90% de participación NEC-15 y la NSR-10, el periodo de vibración obtenida de la estructura analizada con la norma Ecuatoriana fue de 0.694s y 0.587s analizado con el reglamento Colombiano, siendo ese el de menor periodo de Vibración, lo cual reduce los desplazamientos debido al sismo, por último se recomendó verificar las irregularidades de las estructuras a diseñar, además de usar los programas con un adecuado criterio.

Rivadeneira (2020) en la tesis denominada “Diseño estructural sismorresistente en acero de una vivienda de 3 pisos”, se realizó un diseño estructural sismorresistente en acero para una vivienda multifamiliar de 3 pisos con la finalidad de ofrecer una memoria de cálculo de todos los procesos que se llevaron a cabo para el diseño de la estructura de acero, donde se utilizó pórticos especiales resistentes a momento y se siguió las normas de acero internacionales y nacionales. De la investigación se concluyó que, los resultados obtenidos para la cortante basal por el método estático en la zona A fue de 21.75 ton, en la zona B de 35.65, los cuales eran aprobados por la norma NEC SE DS15, para obtener los resultados se usó el programa Etabs, por último, se recomendó realizar un buen

diseño estructural, ya que de esto dependía la seguridad de las personas que la habitan.

Cruz (2019) en la tesis denominada “Análisis y diseño estructural de un edificio de 5 niveles y un semisótano conforme a las normas técnicas complementarias 2017 asistido por computadora”, se realizó el diseño del edificio usando la Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones 2017 de la Ciudad de México (NTC-RSEE), en donde se usó un sistema dual de muros de rigidez de concreto y marcos rígidos, además se usó el programa ETABS 2016 para realizar el análisis estructural y el análisis dinámico modal espectral, por último se revisó las deformaciones verticales, resistencia de los elementos estructurales, agrietamientos y distorsiones de entrepiso. De la investigación se concluyó que, la estructura cumplió con todos los requisitos de estado límite de servicio teniendo distorsiones para la prevención de colapso hasta de 0.0079 obtenida del software Etabs, afectada por el factor de ductilidad y el factor de sobre resistencia, la cual no sobrepasa la limitante de las Normas Técnicas Complementarias para Sismo 2017 de 0.001.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Concreto, Acero y Concreto Armado

Harmsen (2002) indica que:

El concreto simple, es una mezcla de cemento, agregado grueso o piedra, agregado fino o arena y agua.

El acero, es una aleación de diversos elementos tales como: carbono, manganeso, cromo, silicio, níquel y vanadio, dentro de estos elementos el más importante es el carbono, debido a que este determina las propiedades mecánicas del acero (dureza, resistencia a la tracción y límite elástico).

El acero para ser usado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM-A-615/615M-00 y la norma A-706/706M-00. Además, este refuerzo del concreto se presenta en tres formas:

- ❖ Varillas Corrugadas: barra de acero de sección circular, caracterizado por presentar corrugaciones en toda su superficie con la finalidad de favorecer la adherencia con el concreto.

- ❖ Alambre de refuerzo: usado principalmente como refuerzo transversal en columnas y fabricado bajo las normas ASTM-A-82-97a y A-496-97a.
- ❖ Mallas electrosoldadas: usado principalmente en elementos estructurales como losas, pavimentos, entre otros, donde se requiere un patrón regular de distribución del refuerzo.

El concreto armado es específicamente la mezcla de dos materiales trabajando juntos: El concreto y el Acero. Esta interacción entre ambos materiales permite que el elemento estructural resista muy bien esfuerzos tanto de tracción como de compresión.

2.2.2. Estructura y Elementos Estructurales

Estructura, es la unión de distintos elementos estructurales que mantienen su forma y unidad, con la finalidad de soportar cargas y transmitir las hacia el suelo.

Los elementos estructurales se definen en función a su geometría:

- ❖ Elementos lineales: Aquí encontramos a los pilares, pilotes, vigas, arcos.
- ❖ Elementos planos o bidimensionales: Aquí encontramos a los muros de contención, tabiques, placas.
- ❖ Elementos de superficie curva o tridimensionales: Aquí encontramos a las ménsulas y algunos tipos de zapatas.

Los elementos estructurales más usados en edificaciones son:

- ❖ Losas: Principales elementos estructurales que transmiten las cargas muertas y de movimiento de la estructura hacia los apoyos verticales.
- ❖ Vigas: Elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas hacia las columnas.
- ❖ Columnas: Elementos estructurales en compresión, que soportan cargas axiales y de flexión, son consideradas las de mayor importancia en una estructura.
- ❖ Muros: Elementos estructurales que soportan cargas horizontales de viento y sismo en una estructura.
- ❖ Cimentaciones: Elementos estructurales que tienen como función transmitir el peso de la estructura al suelo.

2.2.3. Diseño y Sistema Estructural

El diseño estructural es un proceso que consiste en crear una estructura segura y funcional bajo cualquier estado de fuerza que pueda experimentar. El ingeniero estructural es quien determinara la estabilidad, resistencia y rigidez de la estructura, teniendo como objetivo crear una estructura capaz de resistir todas las fuerzas o cargas aplicadas durante su vida útil, sin presentar fallas.

Existen 5 fases principales en el diseño estructural: el modelado, el análisis de cargas, análisis de la estructura, el diseño y memoria de cálculo. (Meli, 2002)

El sistema estructural, es un conjunto de elementos resistentes que se encuentran vinculados entre sí, con el objetivo de formar un solo cuerpo único y garantizar la resistencia y comportamiento que se desea en la estructura.

Según la norma E.030, los tipos de sistemas estructurales de concreto armado son:

A. Sistema Aporticado

Es el sistema en donde sus elementos estructurales principales son los pórticos, los cuales están formados por la unión de columnas y vigas. En este sistema por lo menos el 80% de la fuerza cortante del sismo en la base, actúa sobre las columnas de los pórticos.

B. Sistema de Muros Estructurales

Es el sistema en donde sus elementos estructurales principales son los muros estructurales. En este sistema por lo menos el 70% de la fuerza cortante del sismo en la base, actúa sobre los muros estructurales.

En este sistema también puede haber pórticos estructurales, los cuales apoyaran a dar más rigidez a las zonas más débiles de la estructura.

C. Sistema Dual

Es un sistema mixto, la cual está formada por pórticos y muros de concreto armado. En este sistema la fuerza cortante que tomarán los muros de concreto armado serán mayor del 20% y menor del 70%.

Este sistema se utilizará cuando en el edificio existen fuerzas de diferentes tipos y además cuente con características especiales como

grandes voladizos o grandes cargas concentradas en ciertos puntos, además se utilizará cuando la edificación se encuentre en zonas altamente sísmicas.

D. Sistema de Muros de ductilidad limitada (MDL)

Es un sistema que está formado por muros de concreto armado con espesores reducidos, los cuales no poseen ningún confinamiento en sus extremos. Estos muros resisten las cargas sísmicas y las cargas de gravedad de toda la estructura.

2.2.4. Análisis Estructural

El análisis estructural es un proceso de cálculo, en donde se determina las cargas y fuerzas internas que se producen en una estructura y a la vez la capacidad que tiene esta para soportarlas. El objetivo que tiene este análisis es que una estructura pueda soportar cualquier fuerza interna o externa que pueda afectarlo durante un sismo.

Existen 2 tipos de análisis estructural que se realizan en las edificaciones y están son:

A. Análisis estructural Lineal - Elástico

Este análisis calcula la demanda sísmica que tiene una estructura y compara con su capacidad estructural, en un rango de análisis lineal - elástico.

Este análisis se usa, cuando las cargas o fuerzas en una estructura son directamente proporcionales (lineal) a las deformaciones o desplazamientos. Existen 2 tipos de análisis Lineal:

a. Análisis Estático Lineal

Este análisis es utilizado para estructuras regulares, en este análisis se calcula los desplazamientos y esfuerzos máximos utilizados para poder controlar a la estructura. La acción sísmica se representa mediante unas fuerzas laterales sísmicas en toda la altura del edificio, las cuales estarán determinadas mediante el producto de un coeficiente sísmico, por la cortante en la base del edificio.

b. Análisis Dinámico Lineal

Este análisis es utilizado para estructuras irregulares, este análisis calcula las fuerzas sísmicas en cada nivel de la estructura, para esto utiliza un espectro inelástico de respuesta. En este análisis se determinará los periodos de cada modo de vibración de la estructura, para luego calcular la cortante basal de cada modo y poder distribuirla.

B. Análisis estructural No Lineal - Inelástico

Este análisis calcula el comportamiento de las estructuras en un rango no lineal - inelástico, para poder determinar su capacidad resistente.

Este análisis se usa, cuando las cargas o fuerzas no son proporcionales a las deformaciones (No lineal).

Existen 2 tipos de análisis No Lineal:

a. Análisis Estático No Lineal

Este análisis conocido también como “análisis Pushover”, es un método en donde se analizan las cargas gravitacionales junto a las fuerzas laterales que actúan en la estructura, las cuales van incrementando hasta llegar al desplazamiento máximo de la estructura y por ende colapse, de esta forma será posible conocer la capacidad de la estructura.

b. Análisis Dinámico No Lineal

Este análisis es utilizado para determinar el comportamiento de edificaciones existentes, realizar investigaciones o diseños de estructuras muy singulares o complejas.

Este análisis te permite conocer el comportamiento de la estructura en el tiempo, para esto será necesario utilizar una función historia – tiempo, lo cual permitirá obtener los detalles de los desplazamientos, propagación de daños y distribución de esfuerzos.

2.3. Marco Conceptual

La sismicidad es la medida o estudio de los sismos que se da en algún lugar en específico. Un estudio de sismicidad es un análisis que brinda un mapa con los epicentros de un determinado lugar, el cual a su vez registra el número de sismos que ocurrieron en un período de tiempo. (Benito & Jiménez, 1999)

Un sismo, se originan en el interior de la superficie terrestre mayormente por rozamiento o choque de las placas tectónicas lo que ocasiona una liberación de energía mediante ondas hacia la superficie. (Kuoíwa, 2002)

Los sismos se miden de acuerdo a su magnitud e intensidad. La magnitud se relaciona con la energía que se libera por medio de las ondas sísmicas (Sarria, 1995). La intensidad se mide relacionando los daños causados en las edificaciones y en la naturaleza. (Kuoíwa, 2002)

La vulnerabilidad sísmica es el grado de deterioro que sufre una edificación por causa de un evento sísmico. (Luna, 2013)

Es por ello por lo que un adecuado diseño estructural sismorresistente es la clave para la que integridad del edificio sobreviva aún ante fenómenos naturales como son los sismos y terremotos.

El peligro sísmico es la posibilidad de que pueda suceder algún movimiento sísmico de una cierta intensidad en algún lugar determinado y durante un tiempo establecido. (Bommer, 1998)

El riesgo sísmico son las posibles pérdidas que pueden suceder, ya sea humanas, económicas o materiales, a causa de un sismo. (Barbat, Mena, & Moya, 1998). El riesgo sísmico combina la vulnerabilidad y el peligro sísmico, la cual se expresa como: $\text{Riesgo Sísmico} = \text{Peligro Sísmico} \times \text{Vulnerabilidad Sísmica}$ (Kuoíwa, 2002).

El silencio sísmico, es la carencia de sismos que puede haber en algún lugar en específico. (Kuroiwa, 2016)

La mitigación, es la acción de prevenir y reducir daños que puedan suceder durante un evento sísmico. (Kuroiwa, 2016)

La vivienda, es una edificación que se construye para que las personas puedan vivir y obtener refugio ante situaciones climáticas. (Pasca, 2014)

En el Perú existe un alto índice de informalidad en la construcción de las viviendas que generan un grave peligro para las familias y ante un eventual sismo de gran magnitud las consecuencias serían graves tanto materiales como humanas.

En el Perú se sabe que el 80% de las viviendas informales son debido a la autoconstrucción, la mitad de estas construcciones son muy vulnerables a un movimiento sísmico de alta intensidad. (CAPECO, 2015)

La autoconstrucción se define como la construcción de viviendas sin el debido apoyo técnico de un profesional, como: Ingeniero Civil o Arquitecto. Estas construcciones de viviendas al no ser supervisadas por un profesional resultan por consiguiente peligrosas para las personas que construyen en suelos vulnerables y con materiales inapropiados. (Rivera, 2021)

2.4. Sistema de Hipótesis

Para realizar un correcto análisis sísmico lineal y un correcto diseño estructural, se deberá seguir los criterios establecidos por la normativa peruana, en su reglamento nacional de edificaciones (R.N.E).

2.4.1. Variables y Operacionalización de Variables

Tabla 1

Tabla de variables y operacionalización de variables

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumento
Análisis Sísmico Lineal	El Análisis Sísmico Lineal, calcula la demanda sísmica que tiene una estructura y la compara con su capacidad estructural, en un rango de análisis lineal - elástico.	El Análisis Sísmico Lineal se medirá en función al Análisis Estático y Análisis Dinámico.	Análisis Sísmico Lineal Estático	Modelamiento Estructural Peso Sísmico, Centro de Masa y Centro de Rigidez Parámetros de la edificación	Programas: AutoCAD, Etabs, Excel, Reglamento Nacional de Edificaciones.
			Análisis Sísmico Lineal Dinámico	Análisis de Irregularidades Coeficiente de Reducción Sísmica Análisis de modos de Vibración	
Diseño Estructural	El diseño estructural es una metodología de investigación acerca de la estabilidad, la resistencia y la rigidez de las estructuras, y su principal función es generar estabilidad en una estructura por medio del buen uso de los materiales y su diseño.	El diseño estructural se medirá en función a el Diseño por Resistencia, Diseño por Capacidad de los elementos estructurales.	Diseño por Resistencia	Diseño de Columnas	
				Diseño de Vigas	
				Diseño de Placas	
			Diseño por Capacidad	Diseño de Losas	
Diseño de Platea de cimentación Diseño de Vigas de cimentación					

III. Metodología Empleada

3.1. Tipo y Nivel de Investigación

3.1.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación de acuerdo a la orientación o finalidad fue aplicado.

3.1.2. Nivel de Investigación

El nivel de investigación de acuerdo con la técnica de contrastación fue descriptivo.

3.2. Población y Muestra de Estudio

3.2.1. Población

La población de estudio estuvo comprendida por la vivienda multifamiliar de concreto armado que se encuentra ubicada en el distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad.

3.2.2. Muestra

La investigación utilizó la técnica de muestreo no probabilístico, ya que la muestra fue la vivienda de 10 niveles, el cual estuvo destinado a viviendas multifamiliares.

3.3. Diseño de Investigación

La investigación fue descriptiva, tuvo un enfoque basado en la observación, con lo cual permitió señalar las características y propiedades del objeto de estudio, las variables no fueron modificadas y la finalidad fue encontrar la respuesta que afirmara o negara la hipótesis planteada.

3.4. Técnicas e Instrumentos de Investigación

3.4.1. Técnica de Investigación

La investigación tuvo como técnica de recolección de datos a la observación, debido a que se realizó el Análisis Sísmico Lineal de la estructura en el programa Etabs, el cual permitió reconocer las características y factores de la estructura de la vivienda, con la finalidad de realizar su diseño estructural.

3.4.2. Instrumentos de Investigación

Los instrumentos que se utilizaron para la recolección de datos fueron los siguientes: **AutoCAD, Microsoft Excel, Etabs, Safe, RNE**, con el objetivo de poner a prueba la hipótesis planteada.

3.5. Procesamiento y Análisis de Datos

3.5.1. Procesamiento de Datos

El procesamiento del Análisis Sísmico Lineal y el Diseño Estructural de la vivienda se realizó mediante el uso del Reglamento Nacional de Edificaciones, la cual se expresó de manera computarizada mediante el uso del programa Etabs, AutoCAD y Excel.

3.5.2. Análisis de Datos

El análisis de los datos se realizó de manera descriptiva, en la cual se recopiló los resultados obtenidos del programa Etabs y Safe y se representó mediante el uso del programa Microsoft Excel y AutoCAD.

IV. Presentación de Resultados

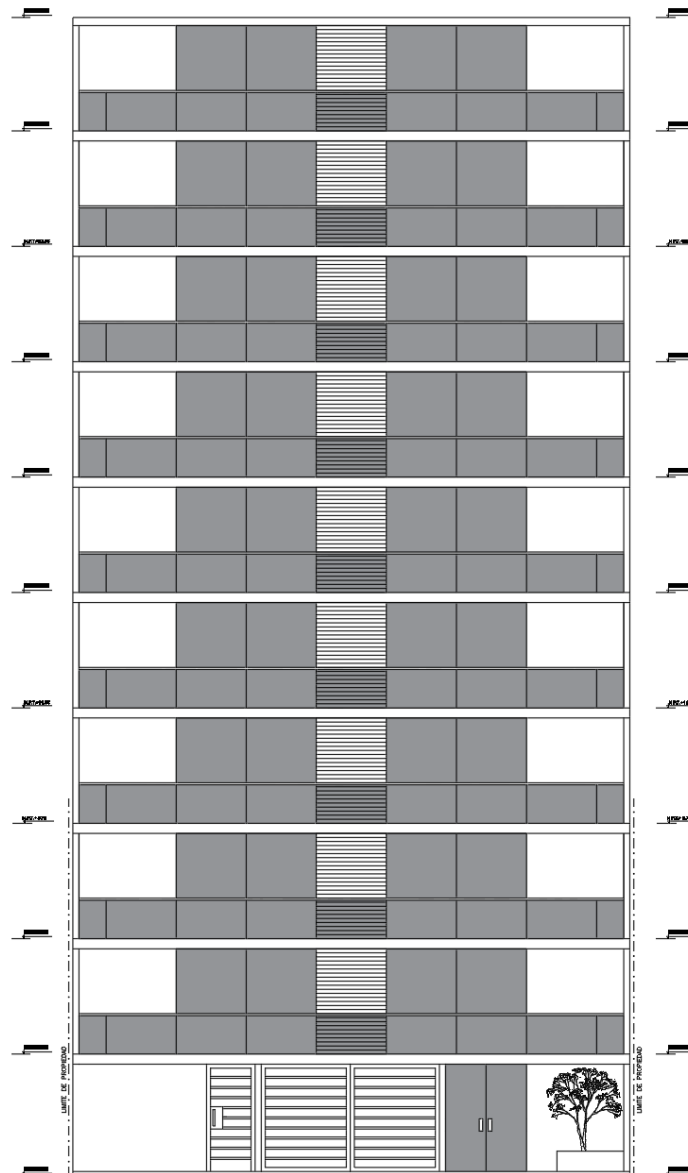
4.1. Análisis e Interpretación de Resultados

4.1.1. Descripción del Proyecto - Arquitectura

El presente proyecto, es una edificación destinada para viviendas multifamiliares, la cual se encuentra ubicada en la Urbanización Soliluz Mz. F lote 8, distrito de Trujillo; tiene un área aproximada de 420 m², un perímetro de 88 ml cuenta con 10 niveles y todos estos tienen una altura de piso a techo de 2.60m, los cuales son descritos a continuación:

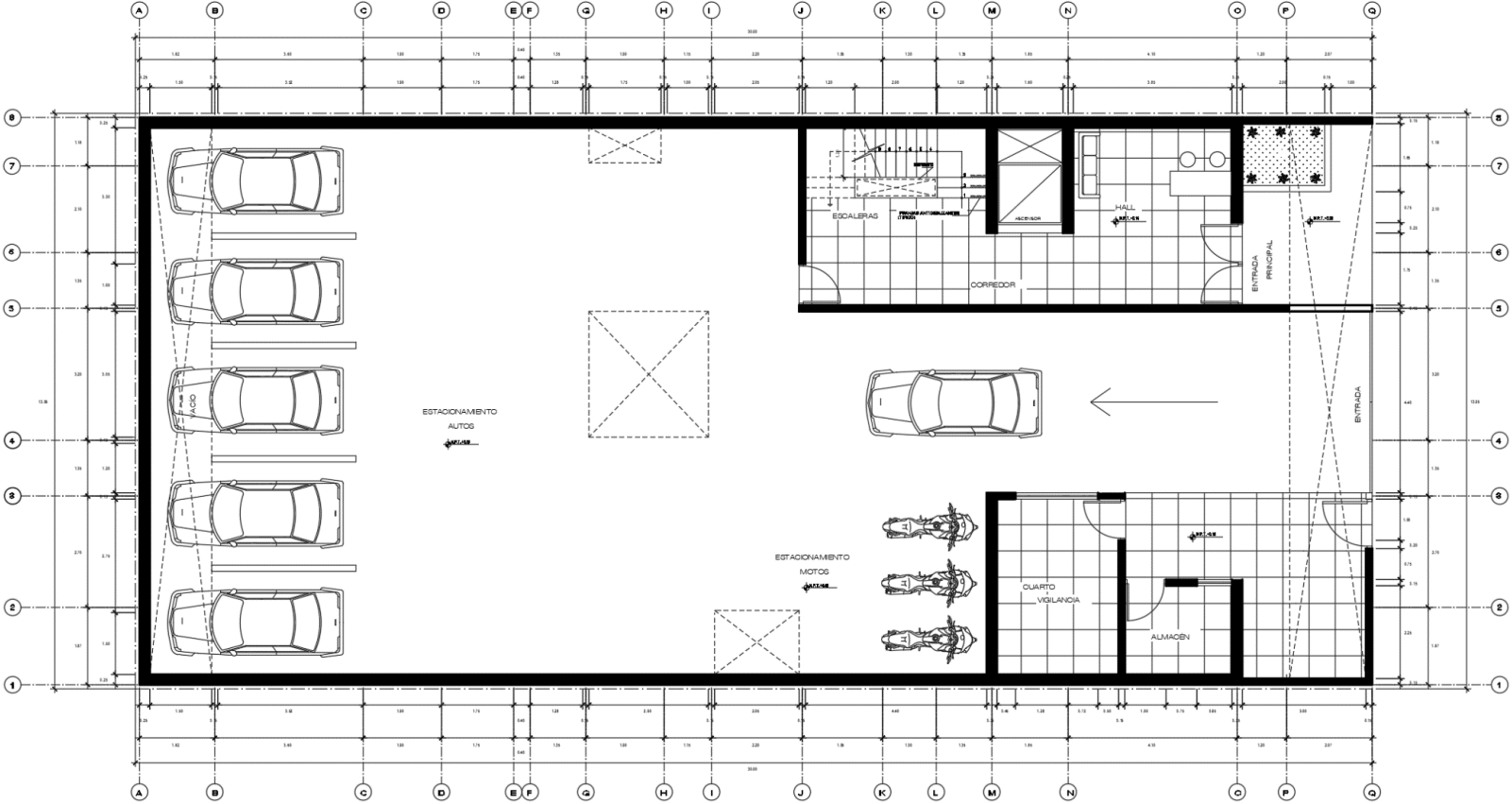
Figura 1

Elevación frontal del edificio



El primer nivel, se encuentra a un N.P.T. +0.15m del N.T.N.+0.00, tiene un área techada de 356 m² aproximadamente, en este nivel encontramos un ingreso principal a la zona de recepción (Hall), 1 ascensor, 1 escalera, ingreso al área de estacionamiento, 1 cuarto de vigilancia y 1 almacén.

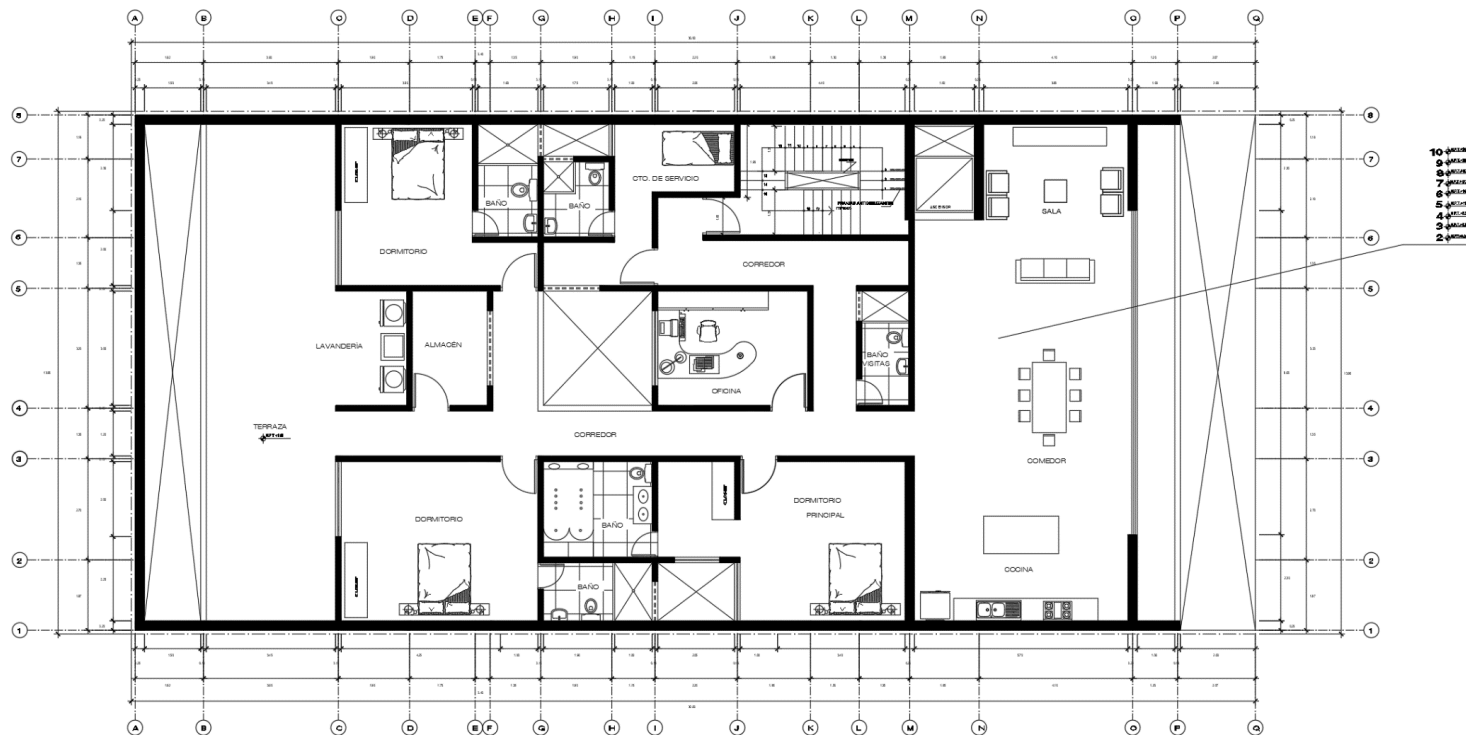
Figura 2
Plano de arquitectura - 1 Nivel



El 2°,3°,4°,5°,6°,7°,8°,9° y 10° nivel, constan de una planta típica, se encuentran a +3.00, +5.85m, +8.70m, +11.55m, +14.40m, +17.25m, +20.10m, +22.95m, +25.80m respectivamente del N.T.N. +0.00, tienen un área techada de 356 m2 aproximadamente, en estos niveles encontramos departamentos, los cuales están distribuidos de la siguiente manera: cuenta con 1 sala, 1 comedor, 1 cocina, 3 dormitorios con baño propio, 1 baño de visitas, 1 cuarto de servicio con baño propio, 1 lavandería, 1 almacén, 1 oficina y terraza. El acceso a los departamentos se da mediante el ascensor y las escaleras.

Figura 3

Plano de arquitectura – Del 2° al 10° Nivel



4.1.2. Ubicación y Aspectos Geotécnicos

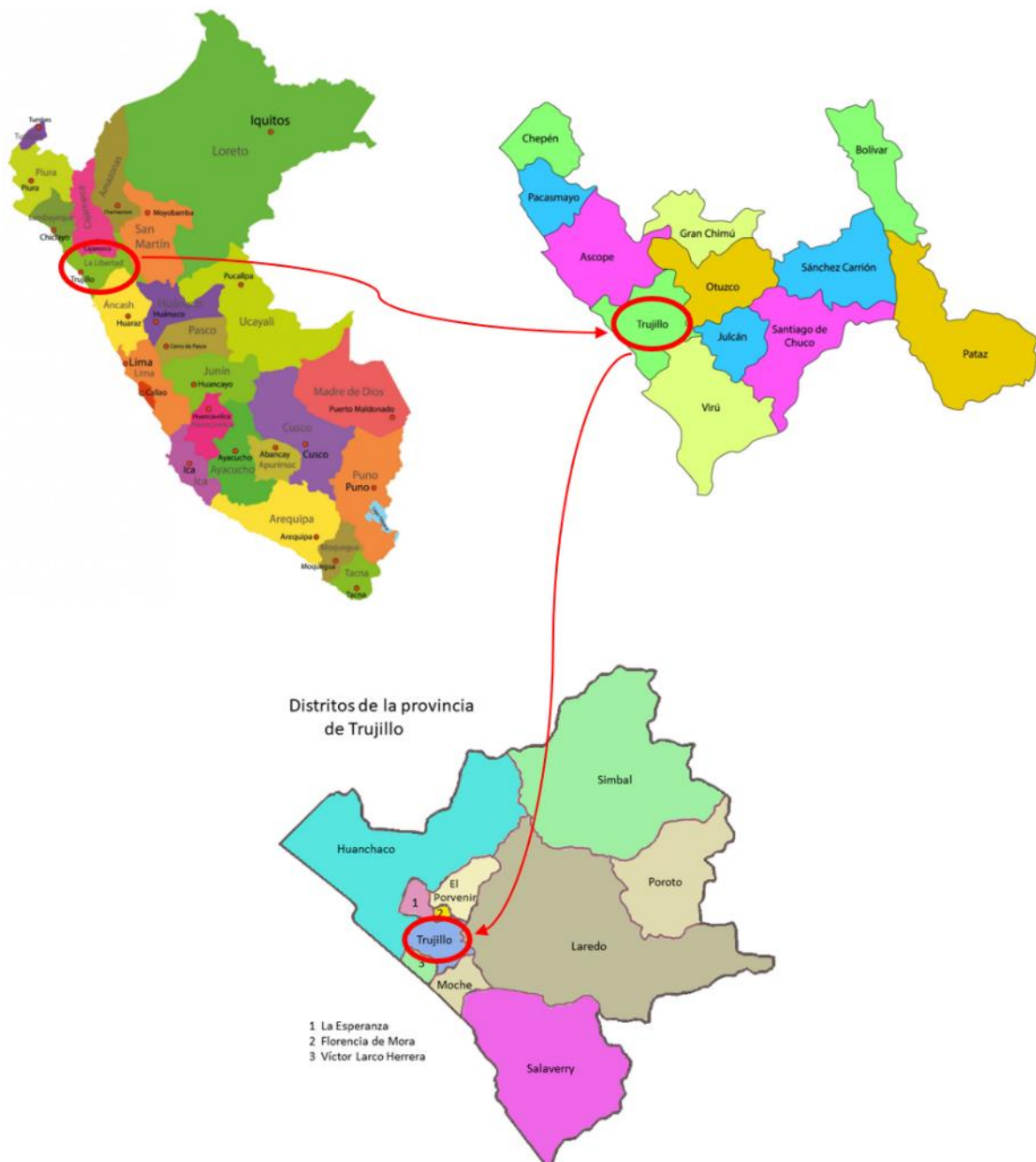
A. Ubicación

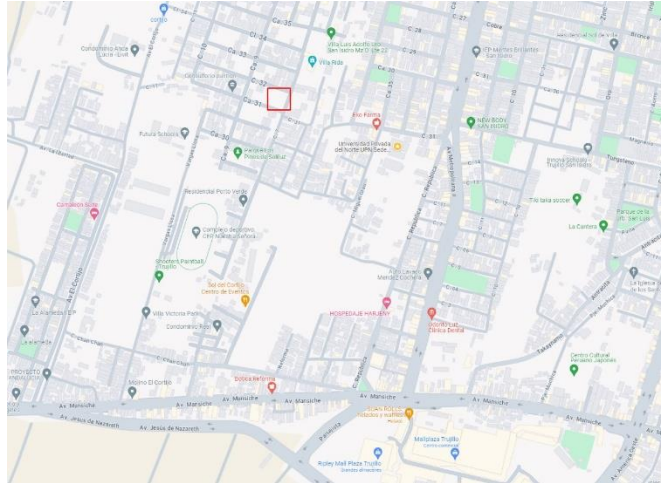
La edificación de estudio se encuentra ubicada en la Urbanización Soliluz Mz. F lote 8, distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad.

El área total del Terreno es de 420 m², de superficie moderadamente plana.

Figura 4

Ubicación del terreno de la edificación





B. Aspectos Geotécnicos

Los resultados del estudio de mecánicas de suelos, indicó que el terreno donde se encuentra ubicada la edificación, cuenta con las siguientes características.

- ❖ No presenta un nivel freático hasta una profundidad explorada de -6.00 metros del nivel de terreno natural.
- ❖ El suelo en donde estará desplantada la cimentación, según la clasificación SUCS está clasificado como: “SP” (arena mal graduada)
- ❖ El terreno no presento problemas de suelos expansivos.
- ❖ El terreno se encuentra en un área no colapsable.
- ❖ El terreno al no estar con contacto directo de nivel freático, no presento el fenómeno de licuación.

En base al estudio de mecánicas de suelos, se recomendó realizar una platea de cimentación para la edificación de estudio, la cual se diseñó en base a las siguientes propiedades del suelo.

- ❖ Densidad unitaria del suelo de relleno = 1.65 g/cm^3
- ❖ Capacidad admisible “q” del terreno = 5.13 kg/cm^2
- ❖ Coeficiente de Balasto “Ks” = 6.5 kg/cm^3 (Formula de Bowles)
- ❖ Factor de seguridad “Fs” = 3

Para las propiedades del suelo establecidas anteriormente, la profundidad de desplante “Df” mínima será de 2.80 metros, con respecto al nivel del suelo natural.

Para alcanzar la capacidad portante del suelo establecida, la cimentación estará apoyada sobre un estrato de suelo mejorado de material base granular compactado hasta alcanzar el 100% de su máxima densidad seca del Proctor modificado, con un espesor de 1.20 metros.

Además, según el tipo de suelo que se obtuvo, se recomendó usar los siguientes parámetros sismo-resistentes.

❖ Factor de Zona:	Z = 0.45
❖ Factor de amplificación del suelo Tipo "S2":	S = 1.05
❖ Periodo que define la plataforma del factor "C":	Tp = 0.6 s
❖ Periodo que define el inicio de la zona del factor "C" con desplazamiento constante:	Tl = 2.0 s

4.1.3 Normativas Utilizadas

En el desarrollo del proyecto para un correcto diseño de la estructura, se tomó como base a las siguientes normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E) Edición 2020, mencionadas a continuación:

Normas de estructuras:

- ❖ Norma E.020 - Cargas
- ❖ Norma E.030 – Diseño sismorresistente
- ❖ Norma E.050 – Suelos y cimentaciones
- ❖ Norma E.060 – Concreto armado
- ❖ Norma E.070 – Albañilería

4.1.4 Materiales Utilizados

En el desarrollo del proyecto, los materiales utilizados fueron los siguientes:

Concreto armado, el cual tuvo las siguientes propiedades mecánicas:

- ❖ Resistencia a la Compresión: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (columnas y placas)
- ❖ Resistencia a la Compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (vigas y losa)
- ❖ Peso específico: $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- ❖ Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- ❖ Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Deformación máxima: $E_{cu} = 0.003$

Acero, el cual tuvo las siguientes propiedades mecánicas:

- ❖ Límite de Fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Módulo de Elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Deformación de fluencia: $E_y = 0.0021$

Albañilería, el cual tuvo las siguientes propiedades mecánicas:

- ❖ Módulo de Elasticidad: $E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Módulo de Corte: $G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Peso específico unidad solida: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
- ❖ Peso específico unidad hueca: $\gamma = 1350 \text{ kg/m}^3$

4.1.5 Cargas Utilizadas

En el desarrollo del proyecto, las cargas utilizadas fueron las siguientes:

Carga Muerta (C.M.): Es el peso real de todos los materiales que conforman la edificación, incluyendo su propio peso, peso de equipos, muros, tabiques, acabados, etc. Estas cargas son constantes, debido a que siempre se encontraran presentes en la edificación durante su vida útil.

Las cargas muertas que se usaron en la edificación fueron las siguientes:

Tabla 2

Cargas muertas en losas aligeradas

Cargas Muertas – Losa Aligerada	
Material	Peso Unitario (kgf/m²)
Acabados	120
Ladrillo	85
Tabiquería	150

Tabla 3

Cargas muertas en losas macizas

Cargas Muertas – Losa Maciza	
Material	Peso Unitario (kgf/m²)
Acabados	120
Tabiquería	150

Carga Viva (C.V.): Es el peso de las personas, equipos, muebles, materiales y otros elementos que se puedan mover, es decir estos pesos no serán constantes en el edificio durante su vida útil.

Las cargas vivas que se usaron en la edificación fueron las siguientes:

Tabla 4

Cargas vivas en losas de la estructura

Cargas Vivas	
Ocupación o Uso	Peso Unitario (kgf/m²)
Vivienda	200
Corredores y escaleras	200

4.2. Estructuración y Predimensionamiento de Elementos Estructurales

En la edificación, para la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales, se realizó en base a las recomendaciones mencionadas en libro del Ingeniero Antonio Blanco Blasco titulado: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, además también se tuvo en consideración las posibles irregularidades estructurales tanto en altura como en planta, esto con el fin de evitar una mala estructuración y como consecuencia tener posibles problemas estructurales, además de conseguir que el centro de masa (C.M.) y el centro de rigidez (C.R.) de la estructura se ubiquen lo más cerca posible.

4.2.1. Losas

En la edificación se propuso losas aligeradas en un sentido en los paños regulares y continuos, y losas macizas en los paños irregulares y volados.

Losa Aligerada: En la edificación se tomó como luz libre (sentido de las viguetas), los paños con luces de 4.30 m, con lo cual se aplicó el siguiente criterio de predimensionamiento:

$$\text{Espesor de losa} = \frac{\text{Luz libre}}{25}$$

Como resultado se tuvo un espesor de losa de 17.2 cm, pero se optó por tener un espesor de losa de 20 cm en la edificación.

Losa Maciza: En la edificación con el fin de tener una losa general uniforme y una continuidad en los elementos estructurales, se optó por usar un espesor de losa maciza de 20 cm al igual que el espesor de la losa aligerada, además de beneficiar una mejor trabajabilidad en obra.

4.2.2. Vigas

En la edificación se propuso vigas peraltadas usando el siguiente criterio de predimensionamiento:

$$\text{Peralte de viga} = \frac{\text{Luz libre}}{10} \quad \text{o} \quad \text{Peralte de viga} = \frac{\text{Luz libre}}{12}$$

Se optó por tomar el criterio más conservador de L/10, para cada una de las luces de los paños, obteniendo lo siguiente:

En el sentido longitudinal de la edificación, se tomó a la luz libre más grande de los paños, la cual tiene una medida de 5 m en promedio, entonces aplicando el criterio se tuvo un peralte de 50 cm y se propuso un ancho de la viga de 25 cm (la norma E.060 concreto armado indica este ancho mínimo), estas mismas dimensiones se aplicaron a todas las vigas longitudinales de la edificación, con el fin de uniformizarlas.

En el sentido transversal de la edificación, se tomó a la luz libre más grande de los paños, la cual tiene una medida de 4 m en promedio, entonces aplicando el criterio se tuvo un peralte de 40 cm y se propuso un ancho de la viga de 25 cm, estas mismas dimensiones se aplicaron a todas las vigas longitudinales de la edificación, con el fin de uniformizarlas.

4.2.3. Columnas

En la edificación se utilizó un criterio de predimensionamiento conservador, el cual mezcla el criterio de la norma E.030 diseño sismorresistente con el método japonés:

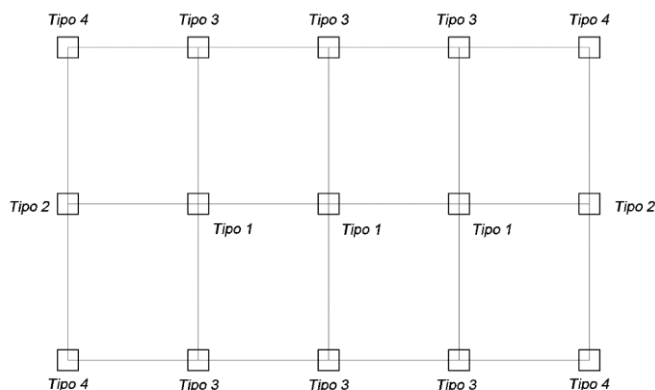
$$\text{Área de la columna} = \frac{K * P(\text{servicio})}{n * f'c}$$

Donde:

- ❖ K: coeficiente que depende del tipo de columna en la edificación (ver tabla de coeficientes del método japones).
- ❖ P (servicio): Peso según la categoría de la edificación * Área tributaria * Número de Pisos.
- ❖ n: coeficiente sísmico que depende del tipo de columna en la edificación (ver tabla de coeficientes del método japones).
- ❖ f'c: resistencia a la compresión del concreto.

Figura 5

Ubicación de tipos de columnas



Para aplicar este método se tuvo las siguientes tablas:

Tabla 5

Coeficientes de predimensionamiento de columnas del método japonés

Ubicación	Tipo	Coeficiente
Tipo 1 (para los primeros pisos)	Columna interior o centrada	$K = 1.10$ $n = 0.30$
Tipo 1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior o centrada	$K = 1.10$ $n = 0.25$
Tipo 2, 3	Columnas excéntricas	$K = 1.25$ $n = 0.25$
Tipo 4	Columnas esquinadas	$K = 1.50$ $n = 0.25$

Tabla 6

Categoría de las edificaciones - Según norma E.030 diseño sismorresistente

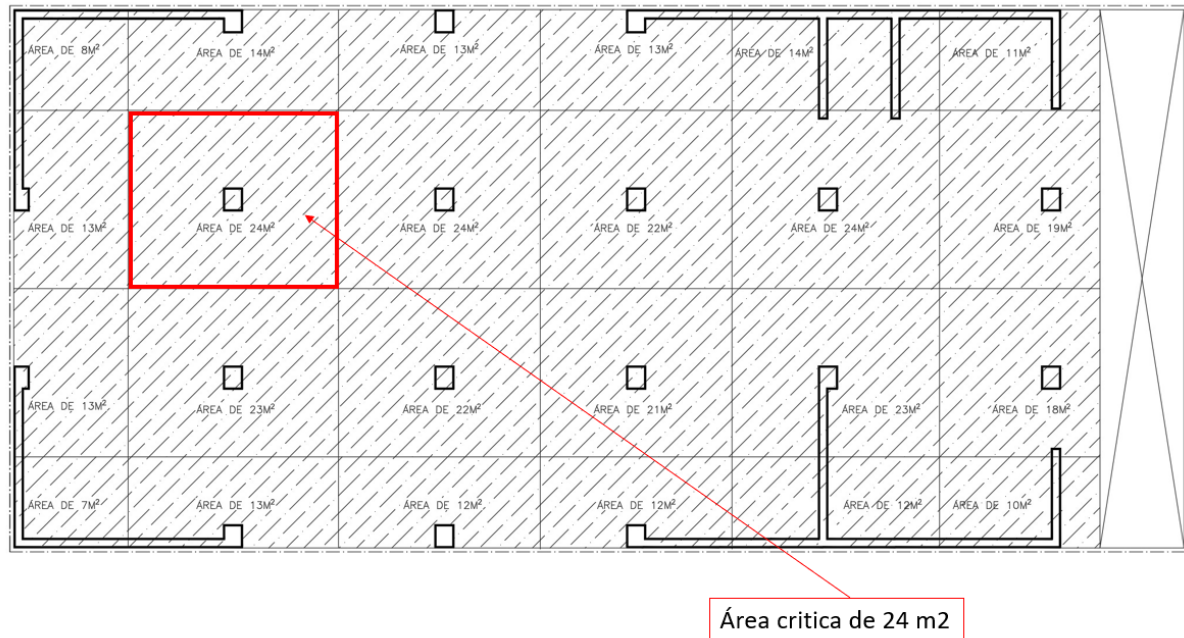
Categoría de la edificación	Peso de servicio promedio (Kg/m ²)
Categoría "A"	1500
Categoría "B"	1300
Categoría "C"	1000

Para el desarrollo del predimensionamiento de las columnas, se consideró a la columna que soporta la mayor área tributaria en la edificación, clasificándola como una columna centrada que soporta un área de 24 m², además se optó por

usar una resistencia del concreto de 280 kg/cm², con el objetivo de rigidizar a la estructura, y también de clasificar a la estructura como categoría “C”.

Figura 6

Áreas tributarias de la estructura



Aplicando el predimensionamiento, se tuvo lo siguiente:

$$\text{Área de la columna} = \frac{1.10 * 0.1\text{kg/cm}^2 * 240000\text{cm}^2 * 10}{0.30 * 280\text{kg/cm}^2} = 3142.86 \text{ cm}^2$$

La columna tiene un área de 3142.86 cm², entonces se optó por tener una columna rectangular de 60x50 cm con la intención de seguir el criterio de columna fuerte y viga débil en ambos sentidos de la edificación, además de manera conservadora se usó estas dimensiones para todas las columnas de la estructura.

4.2.4. Placas

En la edificación con el objetivo de controlar las distorsiones y el periodo de vibración de la edificación, se propuso colocar placas en los ejes 1 y 8 de manera longitudinal de extremo a extremo entre los ejes A-C y J-O, con el objetivo de usar a las columnas ubicadas entre estos ejes como elementos de borde para dichas placas, de igual forma se propuso placas en los ejes A, M, N y O de manera

transversal entre los ejes 1-3 y 5-8, todo esto con la intención de rigidizar a la estructura.

Para el desarrollo del predimensionamiento de las placas se usó el criterio establecido en la norma E.060 de concreto armado, la cual nos indica que el espesor del alma o cuerpo de la placa no deberá de ser menor de 1/25 de la longitud libre entre los elementos que le proporcionen apoyo lateral, ni menor de 15 cm, teniendo esto en cuenta esto se realizó el cálculo del espesor del cuerpo de la placa.

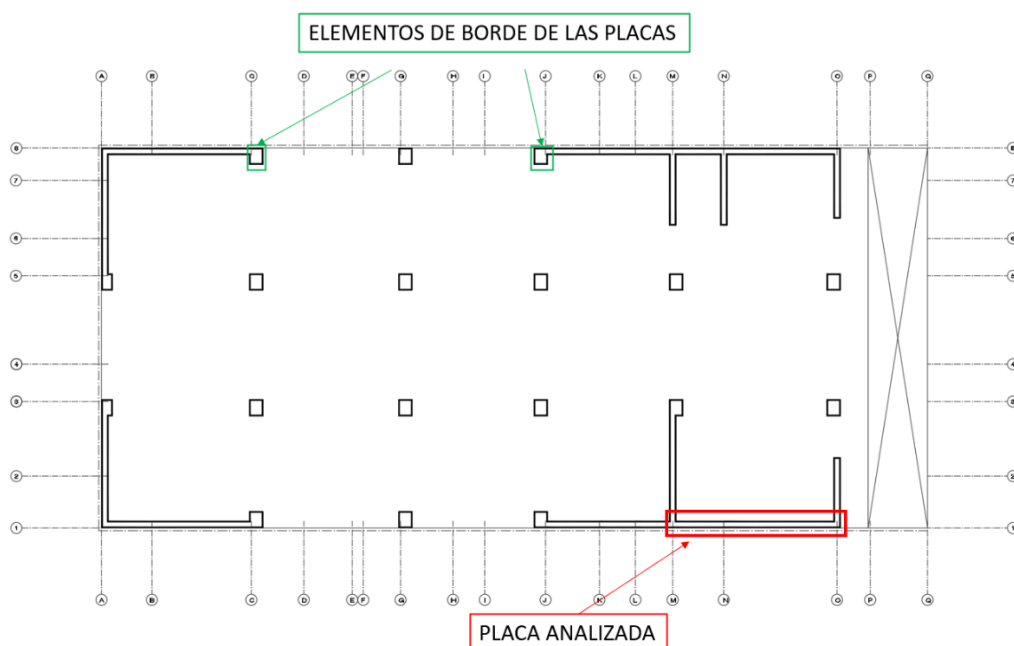
Para el cálculo del espesor del alma o cuerpo de las placas, se tomó a la placa ubicada entre los ejes M-O, debido a que esta placa es la que tiene la mayor longitud o separación libre entre sus elementos de borde, con lo cual se tendrá lo siguiente:

$$\text{Espesor de placa} = \frac{\text{Altura libre}}{25} = \frac{4.7 \text{ m}}{25} = 0.228 \text{ m}$$

Del predimensionamiento anterior, se tuvo que el espesor del alma o cuerpo de las placas en la estructura serán de 25 cm, lo cual ayudara a uniformizar los elementos estructurales, ya que las vigas peraltadas en la estructura tienen un ancho de 25 cm, de esta forma se puede desarrollar un anclaje adecuado y además se puede conservar la arquitectura de la edificación.

Figura 7

Ubicación de las placas y elementos de borde de la edificación



4.3. Análisis Sísmico

4.3.1. Modelamiento Estructural

Para el desarrollo del modelo estructural de la edificación se hizo uso del programa ETABS, donde se modeló la estructura de acuerdo a la estructuración y predimensionamiento anteriormente calculado, además se tomaron las siguientes consideraciones en el modelo:

- ❖ Las Columnas, se modelaron como elementos Frame, con una resistencia de 280 kg/cm².
- ❖ Las Vigas, se modelaron como elementos Frame, con una resistencia de 210 kg/cm².
- ❖ Las Placas, se modelaron como elementos Shell-Thin, con una resistencia de 280 kg/cm².
- ❖ Las Losas aligeradas, se modelaron como elementos Shell-Thin de tipo Ribbed, con una resistencia de 210 kg/cm².
- ❖ Las Losas macizas, se modelaron como elementos Shell-Thin de tipo Slab, con una resistencia de 210 kg/cm².
- ❖ Se realizó un Insertion Point a todos los elementos estructurales de la edificación, con el fin de ubicarlos de acuerdo al plano de origen.
- ❖ Se asignó Releases a todas las vigas, en donde no desarrollaban su longitud de anclaje.
- ❖ Se asignó un diafragma rígido para todos los niveles de la estructura.
- ❖ Se asignaron brazos rígidos en todos los elementos estructurales de la edificación, esto con el fin de obtener un análisis preciso en las conexiones vigas-columnas y vigas-placas.
- ❖ Se asignó un empotramiento fijo en todos los elementos estructurales, en la base de la edificación.
- ❖ Se asignaron las cargas muertas y vivas en las losas de la edificación, además se asignó las cargas de tabiquerías en las vigas correspondientes.
- ❖ Se asignó la masa de la edificación, según su categoría y además se consideró un 5% de excentricidad accidental.

Después de realizar el modelamiento de la edificación con lo anteriormente mencionado, se obtuvo lo siguiente:

Figura 8

Modelamiento de la estructura en 2D - Etabs

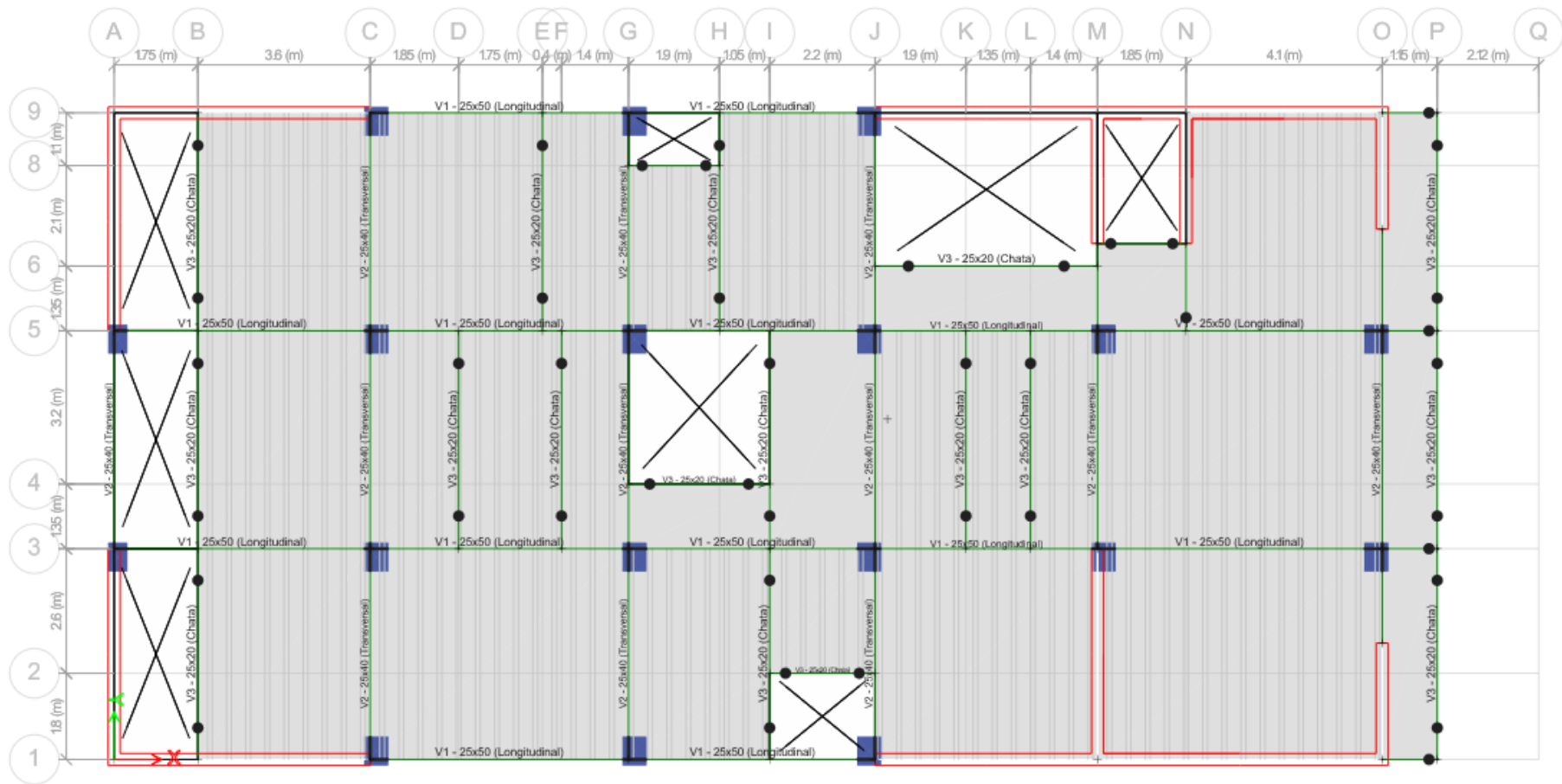
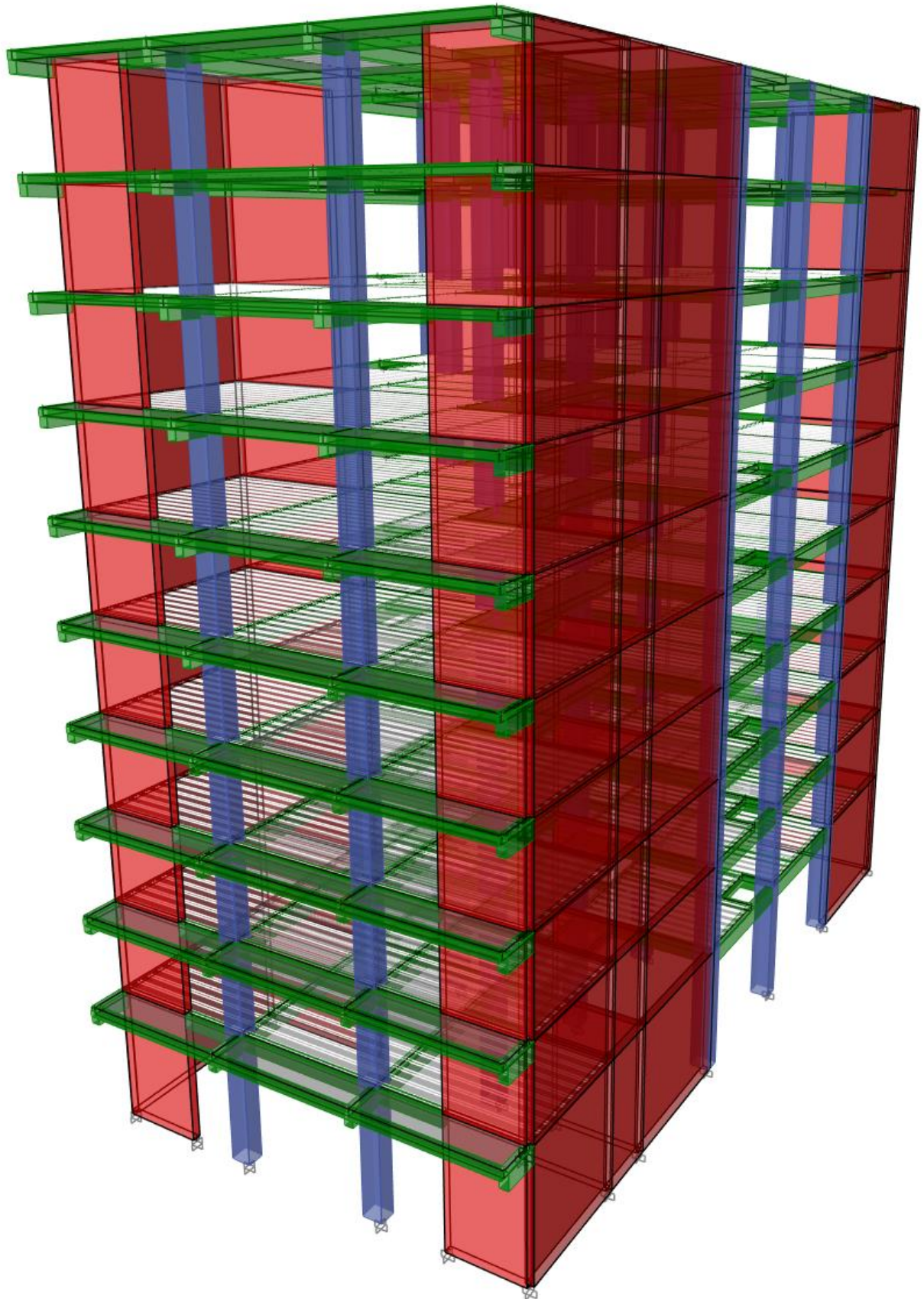


Figura 9

Modelamiento de la estructura en 3D - Etabs



4.3.2. *Peso Sísmico, Centro de Masa y Centro de Rigidez*

Peso sísmico: Es el peso de la estructura de la edificación, según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva, esto de acuerdo a la categoría de la edificación.

La edificación está destinada para viviendas, entonces se tuvo una categoría tipo "C", por lo tanto, el peso sísmico de la estructura estuvo determinado por la siguiente expresión:

$$\text{Peso} = 100\% \text{ Carga Muerta} + 25\% \text{ Carga Viva}$$

Centro de masa (CM): Es el punto o lugar geométrico donde se concentra la masa de la estructura y se induce al movimiento, aquí es donde se aplica la fuerza sísmica, también es llamado centro de gravedad.

Centro de rigidez (CR): Es el punto o lugar geométrico de los elementos verticales, donde la estructura se deforma menos, también es llamado centro de resistencia.

En la estructura se usó diafragmas rígidos, para el cálculo del peso sísmico, centro de masa y centro de rigidez, además se hizo uso del programa Etabs para obtener los resultados que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 7

Peso sísmico, Centro de masa, Centro de rigidez de la estructura

Piso	Masa (ton-s2/m)	Peso (ton)	Centro de masa		Centro de rigidez	
			XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
10	31.39	307.91	16.30	7.14	11.20	6.87
9	44.89	440.40	16.05	7.13	11.13	6.87
8	44.89	440.40	16.05	7.13	11.03	6.87
7	44.89	440.40	16.05	7.13	10.91	6.86
6	44.89	440.40	16.05	7.13	10.80	6.85
5	44.89	440.40	16.05	7.13	10.72	6.84
4	44.89	440.40	16.05	7.13	10.73	6.81
3	44.89	440.40	16.05	7.13	10.92	6.77
2	44.89	440.40	16.05	7.13	11.47	6.71
1	47.71	468.01	16.16	7.10	12.69	6.60
TOTAL =		4,299.10				

Cabe recalcar que mientras más cercanos se encuentren el Centro de Masa (CM) y el Centro de Rigidez (CR) de la estructura, el efecto de torsión en la estructura será mínimo, de lo contrario mientras más alejados se encuentren, el efecto de torsión en la estructura será grave.

De la tabla 7 se identificó que, en la edificación se tuvo un peso total de 4,299.10 toneladas, la diferencia entre el centro de masa y centro de rigidez, en el eje "X" es medianamente considerable y en el eje "Y" es mínima, lo cual se verificó posteriormente en el análisis de Irregularidad Torsional, con el objetivo de conocer si la estructura tendrá un efecto de torsión de gran escala.

4.3.3. Parámetros de la Edificación

Factor de zona (Z): Este factor es interpretado en la norma E.030 Diseño sismorresistente como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, es decir este factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Figura 10

Zonas sísmicas del Perú



Tabla 8*Factores de zona "Z"*

Factores de zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

La edificación se encuentra ubicada en el distrito de Trujillo, perteneciente al departamento de La Libertad, entonces haciendo uso de la tabla 8 factores de zona brindado por la norma E.030 Diseño sismorresistente, se concluye que la edificación pertenece a la zona 4 con un factor de $Z = 0.45$.

Parámetros de sitio (S, TP, TL): El factor "S" según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se interpreta como la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s) en los perfiles de suelos. Existen 5 tipos de perfiles de suelos:

- ❖ Tipo S0: Roca Dura
- ❖ Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- ❖ Tipo S2: Suelos Intermedios
- ❖ Tipo S3: Suelos Blandos
- ❖ Tipo S4: Condiciones Excepcionales

Estos perfiles tienen valores de factor de amplificación del suelo "S", brindados por la norma E.030 Diseño sismorresistente, los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 9*Factores de amplificación del suelo "S"*

		Factor de suelo "S"			
Suelo		S0	S1	S2	S3
Zona					
Z4		0.80	1.00	1.05	1.10
Z3		0.80	1.00	1.15	1.20
Z2		0.80	1.00	1.20	1.40
Z1		0.80	1.00	1.60	2.00

De acuerdo al estudio de suelos se sabe que la edificación, tiene un perfil de suelo intermedio "S₂" y debido a que la edificación pertenece a la zona "Z₄", mediante la tabla 9, se concluye que el valor de amplificación del suelo es de S = 1.05.

Los periodos o factores: T_P (Periodo que define la plataforma del factor C) y T_L (Periodo que define el inicio de la zona del factor "C" con desplazamiento constante), estarán dados según la siguiente tabla:

Tabla 10
Periodos "Tp" y "Tl"

	Periodos "TP" y "TL"			
	Perfiles de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

De acuerdo a la tabla 10 brindado por la norma E.030 Diseño sismorresistente, debido al perfil del suelo "S₂", los periodos para la edificación serán: T_P = 0.6 s y T_L = 2.0 s.

Factor de amplificación sísmica (C): Este factor según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo, para su cálculo se utilizará una de las 3 siguientes expresiones brindadas por la norma E.030 Diseño sismorresistente, las cuales están en función del periodo "T" de la estructura y de los factores "T_P" y "T_L".

- ❖ $T < T_P$ $C = 2.5$
- ❖ $T_P < T < T_L$ $C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$
- ❖ $T > T_L$ $C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$

Otro factor relacionado al Periodo fundamental "T", es el exponente "K", el cual es utilizado para el análisis estático, la norma E.030 Diseño sismorresistente indica que:

- ❖ Para "T" menor o igual a 0.5 segundos: K = 1.0

❖ Para “T” mayor a 0.5 segundos: $K = (0.75 + 0.5 \cdot T) \leq 2.0$

Categoría y factor de uso (U): El factor “U” según la norma E.030 Diseño sismorresistente, establece que las edificaciones se clasifican según su uso o importancia tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 11

Categorías de las edificaciones y factor “U”

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

De acuerdo a la tabla 11, nuestra edificación está destinada para vivienda multifamiliar, entonces pertenece a una categoría “C” por ende le corresponde un factor $U = 1$.

Sistema Estructural y Coeficiente básico de reducción (R₀): Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, el coeficiente “R₀” estará determinado por el tipo de sistema estructural al que pertenezca la edificación, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 12*Tipos de sistemas estructurales y coeficiente "R0"*

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

En la edificación se estima que el sistema estructural tanto en el sentido longitudinal y transversal será de muros de concreto armado, entonces de acuerdo a la tabla 12 se tendrá que el coeficiente $R_0 = 6$.

Cabe mencionar, que posteriormente se verifico los sistemas estructurales en ambos sentidos de la edificación, con el objetivo de determinar si el "R₀" asumido en estas direcciones es el correcto.

4.3.4. Análisis de Irregularidades y Obtención de Factores (I_a , I_p)

Para el análisis de Irregularidades, se hizo uso del programa Etabs, en donde se creó un espectro de respuesta con los parámetros de edificación anteriormente mencionados, a su vez se propuso asumir el factor 1 para los parámetros de irregularidad, estimando que la estructura sea regular (la norma E.030 Diseño sismorresistente, nos indica que si la estructura es regular, entonces los factores de irregularidad tanto en altura como en planta serán igual a 1), este análisis será verificado y corregido de acuerdo a las posibles irregularidades en altura y planta que se puedan encontrar en la estructura.

4.3.4.1. Irregularidades en Altura (Ia)

Verificación por Irregularidad de Rigidez – Piso Blando: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis “X” o “Y” de la estructura se cumple lo siguiente:

- ❖ 1º Condición: La rigidez lateral en un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.

$$k_n < 0.70(k_{n+1})$$

- ❖ 2º Condición: La rigidez lateral en un entrepiso es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

$$k_n < 0.80 \left(\frac{k_{n+1} + k_{n+2} + k_{n+3}}{3} \right)$$

Analizando la estructura en el programa Etabs y haciendo uso del programa Excel, se tendrá las siguientes tablas:

Tabla 13

Irregularidad por piso blando – Dirección X-X

Análisis en la dirección X-X						
Piso	Altura de piso	Altura de entrepiso	Rigidez lateral (tonf/m)	1º Condición	2º Condición	¿Tiene irregularidad?
10	29.20	2.80	89,185.55	–	–	–
9	26.40	2.80	187,417.65	210.14%	–	No tiene
8	23.60	2.80	264,166.33	140.95%	–	No tiene
7	20.80	2.80	329,096.20	124.58%	182.57%	No tiene
6	18.00	2.80	391,699.55	119.02%	150.52%	No tiene
5	15.20	2.80	460,668.63	117.61%	140.31%	No tiene
4	12.40	2.80	547,144.33	118.77%	138.93%	No tiene
3	9.60	2.80	670,567.18	122.56%	143.74%	No tiene
2	6.80	2.80	876,732.05	130.74%	156.71%	No tiene
1	4.00	–	1,071,764.59	122.25%	153.52%	No tiene

Tabla 14*Irregularidad por piso blando – Dirección Y-Y*

Análisis en la dirección Y-Y						
Piso	Altura de piso	Altura de entrepiso	Rigidez lateral (tonf/m)	1º Condición	2º Condición	¿Tiene irregularidad?
10	29.20	2.80	28,640.62	–	–	
9	26.40	2.80	58,466.31	204.14%	–	No tiene
8	23.60	2.80	81,361.55	139.16%	–	No tiene
7	20.80	2.80	100,408.67	123.41%	178.80%	No tiene
6	18.00	2.80	118,557.31	118.07%	148.05%	No tiene
5	15.20	2.80	138,616.69	116.92%	138.47%	No tiene
4	12.40	2.80	164,279.25	118.51%	137.82%	No tiene
3	9.60	2.80	202,406.60	123.21%	144.08%	No tiene
2	6.80	2.80	271,117.85	133.95%	160.96%	No tiene
1	4.00	–	384,815.47	141.94%	181.00%	No tiene

En la estructura después de verificar la irregularidad de Rigidez o Piso blando tal como se muestra en las tablas 13 y 14, se puede observar que los porcentajes de rigidez son superiores al 70% y 80% respectivamente, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad de Piso Blando.

Verificación por Irregularidad de Resistencia – Piso Débil: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis “X” o “Y” de la estructura, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Para verificar esta irregularidad se tomará el siguiente criterio:

- ❖ Si en todos los niveles, la estructura se mantiene, es decir los elementos estructurales mantienen sus dimensiones y además se mantiene la resistencia ($f'c$) de estos elementos, entonces no existirá esta irregularidad.

De acuerdo con este criterio, en la estructura se observa que tanto los elementos estructurales como la resistencia de ellos mismos se mantienen en todos sus niveles, entonces se concluye que la edificación no tiene Irregularidad de Piso Débil.

Verificación por Irregularidad de Masa o Peso: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando se cumple lo siguiente:

- ❖ 1º Condición: El peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente superior.

$$W_n > 1.5(W_{n+1})$$

- ❖ 2º Condición: El peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente inferior.

$$W_n > 1.5(W_{n-1})$$

Analizando la estructura en el programa Etabs y haciendo uso del programa Excel, se tendrá la siguiente tabla:

Tabla 15

Irregularidad de masa o peso

Piso	Masa (ton-s ² /m)	Peso (ton)	1º Condición	2º Condición	¿Tiene irregularidad?
10	31.39	307.91		0.70	No tiene
9	44.89	440.40	1.43	1.00	No tiene
8	44.89	440.40	1.00	1.00	No tiene
7	44.89	440.40	1.00	1.00	No tiene
6	44.89	440.40	1.00	1.00	No tiene
5	44.89	440.40	1.00	1.00	No tiene
4	44.89	440.40	1.00	1.00	No tiene
3	44.89	440.40	1.00	1.00	No tiene
2	44.89	440.40	1.00	0.94	No tiene
1	47.71	468.01	1.06		No tiene

En la estructura después de verificar la irregularidad de Masa o Peso, tal como se muestra en la tabla 15, se puede observar que los pesos de los niveles son inferiores a 1.5 respectivamente para las 2 condiciones, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad de Masa o Peso.

Verificación por Irregularidad de Geometría Vertical: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis “X” o “Y” de la estructura, la dimensión en planta es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente.

En la estructura de la edificación, no se tiene cambios notorios en las dimensiones de las plantas superiores, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad de Geometría Vertical.

Verificación por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando en cualquier elemento estructural que resista más del 10% de la fuerza cortante, tenga un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación como por un desplazamiento del eje.

En la estructura de la edificación, no se tiene cambios de dimensión ni ubicación en los elementos estructurales en todos los niveles, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

Finalmente, al no haber Irregularidad en Altura, en la estructura de la edificación, se concluye que el factor “ $I_a = 1$ ”.

4.3.4.1. Irregularidades en Planta

Verificación por Irregularidad Torsional: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis “X” o “Y” de la estructura se cumple lo siguiente:

- ❖ 1º Condición: Solo se aplicará la verificación por Irregularidad Torsional, si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible (Distorsión o Derivas de entrepiso).

$$\frac{\Delta_{\max}}{he_i} \geq 50\% \left(\frac{\Delta_i}{he_i} \right) \text{ permisible}$$

Analizando las derivas de la estructura en el programa Etabs y haciendo uso del programa Excel, se tendrá las siguientes tablas para la 1º condición:

Tabla 16

Irregularidad torsional (1º condición) – Dirección X-X

Análisis en la dirección X-X				
Piso	Altura de piso	Deriva inelástica	50% Deriva máxima	¿Aplica irregularidad?
10	29.20	0.001926	0.0035	No aplica
9	26.40	0.002	0.0035	No aplica
8	23.60	0.002041	0.0035	No aplica
7	20.80	0.002045	0.0035	No aplica
6	18.00	0.002	0.0035	No aplica
5	15.20	0.001898	0.0035	No aplica
4	12.40	0.001734	0.0035	No aplica
3	9.60	0.001502	0.0035	No aplica
2	6.80	0.001198	0.0035	No aplica
1	4.00	0.000704	0.0035	No aplica

Teniendo en cuenta que según la norma E.030 Diseño sismorresistente la deriva máxima o distorsión de entrepiso para una estructura de concreto armado es de 0.007, entonces para el análisis en la dirección en “X”, según la tabla 16, se concluye que la verificación por irregularidad torsional no aplica para esta dirección.

Tabla 17

Irregularidad torsional (1º condición) – Dirección Y-Y

Análisis en la dirección Y-Y				
Piso	Altura de piso	Deriva inelástica	50% Deriva máxima	¿Aplica irregularidad?
10	29.20	0.006301	0.0035	Si aplica
9	26.40	0.00656	0.0035	Si aplica
8	23.60	0.006736	0.0035	Si aplica
7	20.80	0.006811	0.0035	Si aplica
6	18.00	0.006725	0.0035	Si aplica
5	15.20	0.00644	0.0035	Si aplica
4	12.40	0.005919	0.0035	Si aplica
3	9.60	0.005121	0.0035	Si aplica
2	6.80	0.003998	0.0035	Si aplica
1	4.00	0.001998	0.0035	No aplica

Para el análisis en la dirección en “Y”, según la tabla 17, se concluye que la verificación por irregularidad torsional, si aplica para esta dirección, entonces se pasó a usar la 2º condición, para determinar si existe irregularidad torsional en esta dirección.

- ❖ 2º Condición: El máximo desplazamiento (Δ máx.) relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio (Δ pi.) relativo de los extremos del mismo entrepiso.

$$\frac{\Delta_{\max}}{h_{e_i}} \geq 1,3 \left(\frac{\Delta_{p_i}}{h_{e_i}} \right)$$

Analizando los desplazamientos de la estructura en el programa Etabs y haciendo uso del programa Excel, se tendrá la siguiente tabla para la 2º condición:

Tabla 18

Irregularidad torsional (2º condición) – Dirección Y-Y

Análisis en la dirección Y-Y							
Piso	Altura de piso	Δ Inelástico máx.	Δ Inelástico máx. relativo	Δ Inelástico prom.	Δ Inelástico prom. relativo	Factor	¿Tiene irregularidad?
10	29.20	0.157684	0.017276	0.130357	0.014459	1.19	No tiene
9	26.40	0.140408	0.017967	0.115898	0.01503	1.20	No tiene
8	23.60	0.122441	0.018442	0.100868	0.015365	1.20	No tiene
7	20.80	0.103999	0.018648	0.085503	0.015477	1.20	No tiene
6	18.00	0.085351	0.018425	0.070026	0.015235	1.21	No tiene
5	15.20	0.066926	0.017659	0.054791	0.014545	1.21	No tiene
4	12.40	0.049267	0.016239	0.040246	0.013323	1.22	No tiene
3	9.60	0.033028	0.014058	0.026923	0.011482	1.22	No tiene
2	6.80	0.01897	0.010979	0.015441	0.008925	1.23	No tiene
1	4.00	0.007991	0.007991	0.006516	0.006516	1.23	No tiene

En la estructura después de verificar la irregularidad Torsional en la dirección “Y”, tal como se muestra en la tabla 18, se puede observar que los factores de torsión obtenidos son inferiores a 1.3 respectivamente, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad Torsional.

Verificación por Esquinas Entrantes: Según la norma E.030 Diseño sísmorresistente, se tiene esta irregularidad cuando la estructura tiene esquinas entrantes en ambas direcciones que superan el 20% de la dimensión total en planta.

En la estructura de la edificación, se cuenta con una planta rectangular, la cual no tiene esquinas entrantes, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad por Esquinas Entrantes.

Verificación por Discontinuidad del Diafragma: Según la norma E.030 Diseño sísmorresistente, se tiene esta irregularidad cuando los diafragmas de la estructura tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, o también si los diafragmas de la estructura tienen aberturas mayores que el 50% del área bruta del diafragma.

Figura 11

Análisis de áreas abiertas y áreas techadas en la estructura

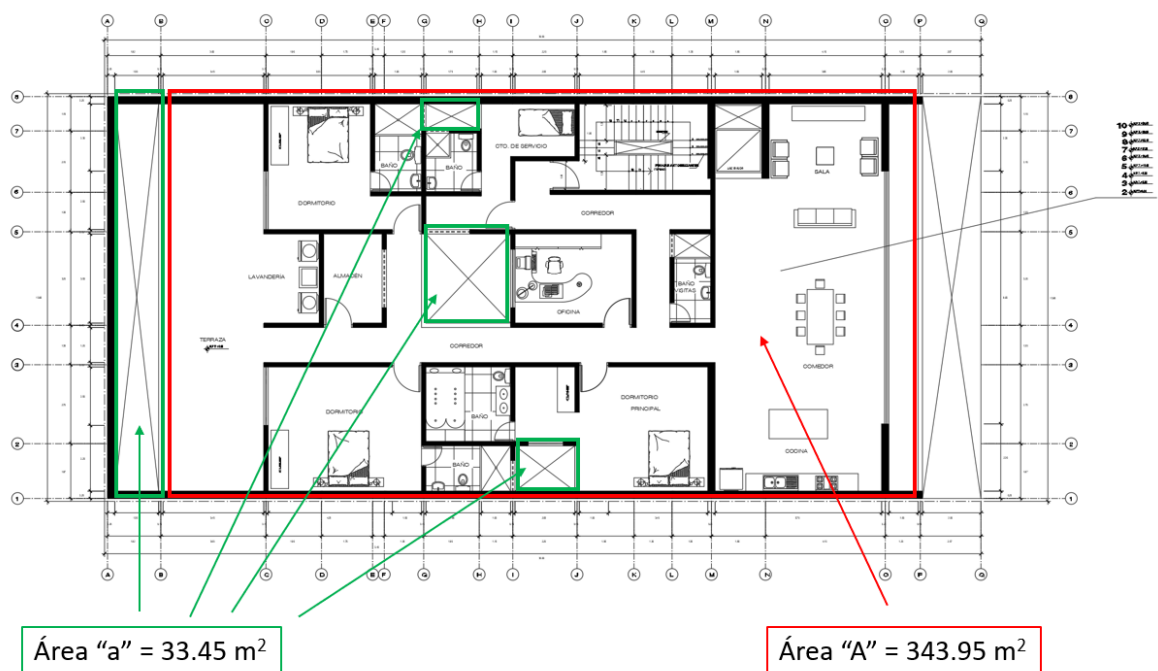


Tabla 19

Discontinuidad del diafragma

Nivel	Área "a" m ²	Área "A" m ²	50%(A)	¿Tiene irregularidad?
Planta Típica	33.45	343.95	171.975	No tiene

En la estructura de la edificación, no existe discontinuidad en los diafragmas rígidos, es por esto que se analizó las aberturas que hay en la estructura, tal como se muestra en la figura 11 y a partir de la tabla 19, se observa que el área total de las aberturas “a” no es mayor que el 50% del área techada total “A” de la estructura, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma.

Verificación por Sistemas no Paralelos: Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se tiene esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis “X” o “Y” de la estructura, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

En la estructura de la edificación, todos los elementos estructurales son paralelos, entonces se concluye que la estructura no tiene Irregularidad por Sistemas no Paralelos.

Finalmente, al no haber Irregularidad en Planta en la estructura de la edificación, se concluye que el factor “ $I_p = 1$ ”.

Por último, se concluye y se rectifica, que el valor “1”, asumido anteriormente para el análisis de las irregularidades, fue el correcto, ya que la estructura es regular.

4.3.5. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, este coeficiente “R” estará determinado por la siguiente expresión:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

- ❖ R_0 = Coeficiente de reducción base
- ❖ I_a = Irregularidad en altura
- ❖ I_p = Irregularidad en planta

Entonces según lo determinado anteriormente, tenemos que:

- ❖ $R = 6 * 1 * 1$
- ❖ $R = 6$

Se concluye que el Coeficiente de Reducción de fuerzas Sísmicas es igual a “6”.

4.3.6. Análisis de Modos de Vibración

El análisis modal de la estructura se realizó mediante el programa Etabs, donde se definieron 3 grados de libertad por nivel (2 de desplazamiento y 1 de giro), es decir se tendrán 3 modos de vibración por nivel, entonces en la estructura al tener 10 niveles, se tuvo un total de 30 modos de vibración, los cuales contarán con sus periodos y masas participativas.

Para el análisis de los modos de vibración, se tomó los 3 modos predominantes en cada dirección, los cuales a su vez cumplirán que la suma de las masas participativas de estas debe ser de por lo menos el 90% de la masa total de la edificación, los cuales se aprecian en la siguiente tabla.

Tabla 20

Análisis de modos de vibración en la estructura

Modo	Periodo (s)	Masa participativa			Suma de masa participativa		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0.667	0.000	0.708	0.018	0.000	0.708	0.018
2	0.368	0.693	0.000	0.014	0.693	0.708	0.032
3	0.319	0.021	0.003	0.681	0.714	0.711	0.713
4	0.154	0.000	0.188	0.005	0.714	0.899	0.718
5	0.088	0.165	0.000	0.004	0.878	0.899	0.721
6	0.075	0.041	0.008	0.198	0.920	0.907	0.919
7	0.069	0.003	0.046	0.002	0.923	0.953	0.921
8	0.043	0.000	0.001	0.001	0.923	0.954	0.922
9	0.043	0.000	0.016	0.001	0.923	0.971	0.923
10	0.036	0.009	0.003	0.048	0.932	0.974	0.970
11	0.032	0.021	0.000	0.000	0.953	0.974	0.970
12	0.032	0.011	0.004	0.000	0.964	0.978	0.970
13	0.032	0.000	0.006	0.000	0.964	0.985	0.971
14	0.031	0.000	0.000	0.000	0.965	0.985	0.971
15	0.030	0.001	0.000	0.000	0.965	0.985	0.971
16	0.030	0.000	0.000	0.000	0.965	0.985	0.971
17	0.030	0.000	0.000	0.000	0.965	0.985	0.971
18	0.030	0.000	0.000	0.000	0.965	0.985	0.971
19	0.029	0.001	0.000	0.000	0.966	0.985	0.972
20	0.028	0.003	0.000	0.000	0.969	0.985	0.972
21	0.028	0.002	0.000	0.000	0.971	0.985	0.972

22	0.028	0.003	0.000	0.000	0.974	0.985	0.972
23	0.028	0.002	0.001	0.000	0.975	0.987	0.972
24	0.027	0.000	0.000	0.000	0.975	0.987	0.972
25	0.027	0.001	0.000	0.000	0.976	0.987	0.972
26	0.026	0.000	0.001	0.000	0.976	0.987	0.972
27	0.026	0.000	0.000	0.002	0.976	0.987	0.974
28	0.026	0.000	0.002	0.000	0.977	0.989	0.974
29	0.026	0.000	0.000	0.001	0.977	0.989	0.975
30	0.024	0.000	0.000	0.001	0.977	0.990	0.976

A partir de la tabla 20, se obtendrán los 3 modos de vibración fundamentales para la dirección “X” y “Y” de la estructura.

Tabla 21

Masa participativa y periodo fundamental de la estructura en “X”

Modo	Periodo (s)	Masa participativa	Suma de masa participativa
		UX	UX
2	0.368	0.693	0.693
5	0.088	0.165	0.878
6	0.075	0.041	0.920

Tabla 22

Masa participativa y periodo fundamental de la estructura en “Y”

Modo	Periodo (s)	Masa participativa	Suma de masa participativa
		UY	UY
1	0.667	0.708	0.708
4	0.154	0.188	0.899
7	0.069	0.046	0.953

De la tabla 20, se concluye que:

- ❖ El periodo fundamental global de la estructura es de 0.667 segundos.
- ❖ La estructura tiene una mayor masa participativa en los 2 primeros modos de vibración globales de la estructura, esto quiere decir que tendrá un movimiento traslacional en dichos modos.
- ❖ El tercer modo de vibración global de la estructura corresponde al modo rotacional en “Z”.

4.3.7. Análisis Sísmico Estático

Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, este análisis consiste en calcular las fuerzas cortantes estáticas en la base, las cuales estarán distribuidas en la altura del edificio y que a su vez actuarán en el centro de masa de cada nivel.

La fuerza cortante total en la base se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{estatica} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde:

- ❖ V = Cortante estática
- ❖ Z = Factor de zona
- ❖ U = Factor de uso
- ❖ C = Factor de amplificación sísmica
- ❖ S = Factor de suelo
- ❖ R = Coeficiente de reducción de fuerza sísmica
- ❖ P = Peso sísmico de la edificación

De la expresión anterior, se realizó el análisis de la fuerza cortante estática en la dirección "X-X".

$$V_{estatica_x} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Para encontrar la fuerza cortante estática en "X" se necesitó hallar el factor "C", este factor se halló en base a los periodos anteriormente calculados, los cuales son:

- ❖ TP = 0.6 s
- ❖ TL = 2.0 s.
- ❖ TX = 0.368 s. (periodo de vibración del modo 2)

Por lo tanto, el factor "C" se determinó mediante la siguiente expresión:

$$T < TP$$

$$C = 2.5$$

En base al periodo en "X", se concluye que el factor de ampliación sísmica "C" será igual a 2.5 segundos.

Reemplazando en la expresión o fórmula de la cortante estática en "X" se tuvo que:

$$V_{\text{estática}_x} = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1.05}{6} * 4,299.10 = 846.20 \text{ Ton}$$

El exponente "K" para el análisis en la dirección "X-X" es igual a "1", debido a que el periodo "T_X" es menor que 0.5 segundos.

Análisis de la fuerza cortante estática en la dirección "Y-Y"

$$V_{\text{estática}_y} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Para encontrar la fuerza cortante estática en "Y" se necesitó hallar el factor "C", este factor se halló en base a los periodos anteriormente calculados, los cuales son:

- ❖ T_p = 0.6 s
- ❖ T_l = 2.0 s.
- ❖ T_y = 0.667 s. (periodo de vibración del modo 1)

Por lo tanto, el factor "C" se determinó mediante la siguiente expresión:

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

En base al periodo en "Y", se concluye que el factor de ampliación sísmica "C" será igual a 2.24 segundos.

Reemplazando en la expresión o fórmula de la cortante estática en "Y" se tuvo que:

$$V_{\text{estática}_y} = \frac{0.45 * 1 * 2.25 * 1.05}{6} * 4,299.10 = 758.53 \text{ Ton}$$

El exponente "K" para el análisis en la dirección "Y-Y" es igual a "1.08", debido a que el periodo "T_y" es mayor que 0.5 segundos.

Por último, las fuerzas cortantes estáticas de la estructura en las direcciones "X-X" y "Y-Y" serán:

Tabla 23

Fuerzas cortantes estáticas en la estructura

Carga	Vx (ton)	Vy (ton)
Sismo estático en "X-X"	846.20	0
Sismo estático en "Y-Y"	0	758.53

4.3.8. Análisis Sísmico Dinámico

Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, este análisis consiste en una superposición espectral, el cual emplea de manera simultánea los modos de vibración de la estructura y además emplea un espectro inelástico de Pseudo-aceleraciones definido por la siguiente expresión:

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

Donde:

- ❖ Sa = Pseudo-aceleraciones
- ❖ g = aceleración de la gravedad

Para realizar este análisis, se hizo uso del programa Etabs, donde se calculó las cortantes dinámicas de la estructura en las direcciones "X-X" y "Y-Y", las cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 24

Fuerzas cortantes dinámicas en la estructura

Carga	Vx (ton)	Vy (ton)
Sismo dinámico en "X-X"	624.73	0
Sismo dinámico en "Y-Y"	0	557.19

4.3.9. Verificación de la Cortante Dinámica y Estática

Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, para las direcciones “X-X” y “Y-Y” la fuerza cortante dinámica en el primer entrespacio del edificio no puede ser menor que el 80% de la cortante estática para una estructura regular, y no debe de ser menor que el 90% para una estructura irregular.

En nuestra edificación se tiene una estructura regular es por esto que se analizara la cortante dinámica con el 80% de la cortante estática, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 25

Factor de amplificación de fuerzas sísmicas

Dirección	Cortante dinámica (tonf)	Cortante estática (tonf)	80% Cortante estática (tonf)	¿Necesita amplificación?	
X-X	624.73	846.20	676.96	Si	1.10
Y-Y	557.19	758.53	606.82	Si	1.10

Para el análisis en la dirección en “X-X” y “Y-Y”, según la tabla 25 en ambas direcciones se necesitará una amplificación de 1.10 respectivamente, la cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 26

Análisis de fuerzas sísmicas amplificadas en la estructura

Dirección	80% Cortante estática (tonf)	Cortante dinámica amplificada (tonf)	¿Cumple verificación?
X-X	676.96	687.20	Si
Y-Y	606.82	612.91	Si

Según la tabla 26, después de amplificar los sismos, se concluye que para el análisis en las direcciones “X-X” y “Y-Y”, la cortante dinámica amplificada es mayor que el 80% de la cortante estática, entonces cumple la verificación brindada por la norma E.030 Diseño sismorresistente.

4.3.10. Verificación del Sistema Estructural

En esta etapa se verifica el tipo de sistema estructural de la edificación, tanto para la dirección longitudinal “X” y transversal “Y”, con el objetivo de verificar si el coeficiente básico de reducción “ R_0 ” asumido anteriormente en los parámetros de la edificación fue el correcto.

Para la verificación, se calculó cuanto es la fuerza cortante que resisten los muros estructurales (placas) con respecto a la fuerza cortante dinámica total de la estructura en cada eje, tal como se muestran a continuación:

Verificación en el eje “X”

Tabla 27

Fuerzas cortantes en los muros estructurales del eje “X”

Piso	Pier	Carga	Fuerza Cortante (tonf)
Piso 1	P1X	Sismo en X	89.53
Piso 1	P2X	Sismo en X	220.77
Piso 1	P3X	Sismo en X	72.76
Piso 1	P4X	Sismo en X	191.53
Total =			574.59
Fuerza cortante dinámica en "X" =			624.73

De la tabla 27, se tiene que el porcentaje de fuerza cortante total que resisten los muros estructurales (placas) en la dirección en “X”, con respecto a la fuerza cortante dinámica en esta dirección, es del 91.97%, entonces según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se concluye que la estructura en esta dirección pertenece al Sistema de “Muros estructurales”, con un coeficiente básico de reducción de “ $R_0 = 6$ ”.

Verificación en el eje “Y”

Tabla 28

Fuerzas cortantes en los muros estructurales del eje “Y”

Piso	Pier	Carga	Fuerza Cortante (tonf)
Piso 1	P1Y	Sismo en Y	88.4117
Piso 1	P2Y	Sismo en Y	138.1071
Piso 1	P3Y	Sismo en Y	78.3977
Piso 1	P4Y	Sismo en Y	177.7282
Total =			482.64
Fuerza cortante dinámica en "Y" =			557.19

De la tabla 28, se tiene que el porcentaje de fuerza cortante total que resisten los muros estructurales (placas) en la dirección en “Y”, con respecto a la fuerza cortante dinámica en esta dirección, es del 86.62%, entonces según la norma E.030 Diseño sismorresistente, se concluye que la estructura en esta dirección pertenece al Sistema de “Muros estructurales”, con un coeficiente básico de reducción de “ $R_0 = 6$ ”.

Además, se concluye que el coeficiente básico de reducción “ R_0 ”, asumido en los parámetros de la edificación, fue el adecuado ya que la estructura pertenece a un sistema de “muros estructurales de concreto armado” en ambas direcciones.

4.3.11. Separación entre Edificios (S)

Según la norma E.030 Diseño sismorresistente, toda estructura estará separada de otra estructura vecina, una distancia mínima “S” desde el nivel del terreno natural, para evitar un contacto durante un movimiento sísmico, esta distancia está determinada por los siguientes parámetros:

$$\diamond S > \frac{2}{3}(\Delta_{max. Proyecto} + \Delta_{max. Edificio Adyacente})$$

$$\diamond S = 0.006h > 3cm ; \text{donde } h = \text{altura total del edificio}$$

Con los parámetros establecidos anteriormente y teniendo en cuenta que la edificación tiene una altura total de 28.60 m, se calculó lo siguiente:

$$S = 0.006 * 2860 = 17.16 \text{ cm}$$

Entonces se concluye que la separación mínima “S” entre edificios será de 18cm.

La norma E.030 Diseño sismorresistente, también nos indica el retiro mínimo “L” que debemos de tener, con respecto a los límites de propiedad adyacentes a nuestra edificación, este retiro está determinado por los siguientes parámetros:

$$\diamond L > \frac{2}{3}(\Delta_{max. Proyecto})$$

$$\diamond L > \frac{S}{2}$$

Con los parámetros establecidos anteriormente, se calculó lo siguiente:

❖ En el eje “X”: (desplazamiento máximo con respecto a las distorsiones)

$$L > \frac{2}{3}(4.84) = 3.22 \text{ cm}$$

❖ En el eje “Y”: (desplazamiento máximo con respecto a las distorsiones)

$$L > \frac{2}{3}(16.05) = 10.70 \text{ cm}$$

$$\diamond L > \frac{S}{2} = \frac{17,16}{2} = 8.58 \text{ cm}$$

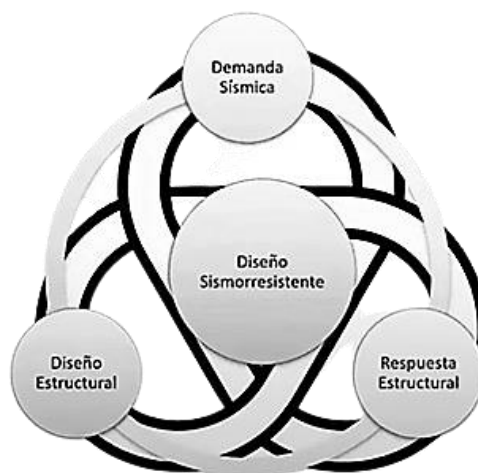
De los cálculos anteriores, se concluye que se tendrá un retiro (junta sísmica) de 10 cm (separación más conservadora) en ambas direcciones en la edificación.

4.4. Fundamentos del Diseño Sismorresistente

4.4.1. Principios Básicos del Diseño Sismorresistente

Figura 12

Principios básicos para el diseño sismorresistente



A. La Demanda Sísmica

La demanda sísmica, son todas las fuerzas externas que afectan a una estructura, como, por ejemplo: cargas de gravedad, cargas de viento, cargas de sismo, etc., estos a su vez dependen del sitio y de las características que tenga la estructura, lo cual se representa mediante un espectro de diseño (parámetros que reflejan las aceleraciones que posee un lugar como consecuencia de sismos cercanos al lugar de estudio).

B. Respuesta estructural

Es el comportamiento que muestra una estructura, como consecuencia de la demanda sísmica.

C. Diseño estructural

Es la relación que hay entre la demanda sísmica de una estructura y la capacidad que se le otorga a la misma estructura. En esta etapa el diseño estructural planteado tendrá una capacidad suficiente para soportar la demanda sísmica que se aplique a la estructura, en el Perú esta relación se maneja mediante ratios, representado mediante la siguiente expresión:

$$\frac{Demanda}{Capacidad} \leq 1$$

4.4.2. Principales Propiedades Mecánicas en una Estructura

A. Resistencia

Es la propiedad que tiene un material, elemento o estructura, para soportar cargas externas de gravedad y no deformarse o colapsarse.

B. Rigidez

Es la propiedad que tiene un material, elemento o estructura, para no desplazarse (oponerse a las deformaciones) ante una fuerza externa lateral.

C. Ductilidad

Es la capacidad de un material, elemento o estructura, para desarrollar desplazamiento, sin llegar al colapso ni pérdida de la resistencia, después de la cedencia. Esta propiedad está relacionada directamente con el daño (cualquier desperfecto que comprometa a los elementos estructurales que soportan a la estructura), la falla (es el rompimiento que se da en un elemento estructural) y la disipación de la energía en una estructura durante un sismo.

4.4.3. Esfuerzo y Deformación

A. Esfuerzo

Los elementos de una estructura además de soportar su propio peso, deben de soportar los esfuerzos.

Los esfuerzos, son fuerzas que hace un elemento de la estructura para no ser deformado por las cargas, estos se hallan mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A_0}$$

Donde:

- ❖ σ = Esfuerzo
- ❖ P = Carga aplicada
- ❖ A_0 = Área de la sección transversal inicial

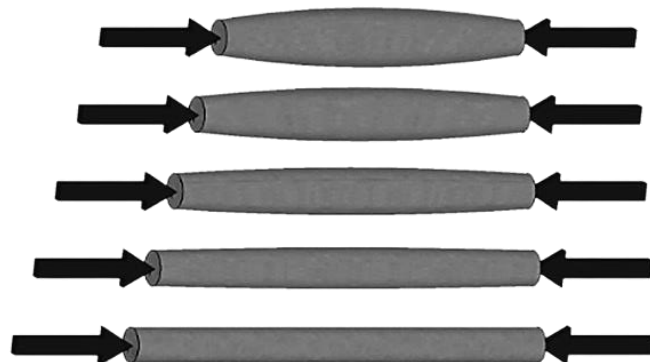
Los esfuerzos se clasifican de la siguiente manera:

Esfuerzos a Compresión: Se da cuando un cuerpo está sometido a 2 fuerzas con la misma dirección, pero en sentido contrario, esto genera que el cuerpo sea aplastado o comprimido, reduciendo y deformando su longitud inicial.

Cuando un elemento de gran longitud en relación a su sección se somete a una gran compresión, este elemento se arquea, recibiendo el nombre de pandeo a este fenómeno.

Figura 13

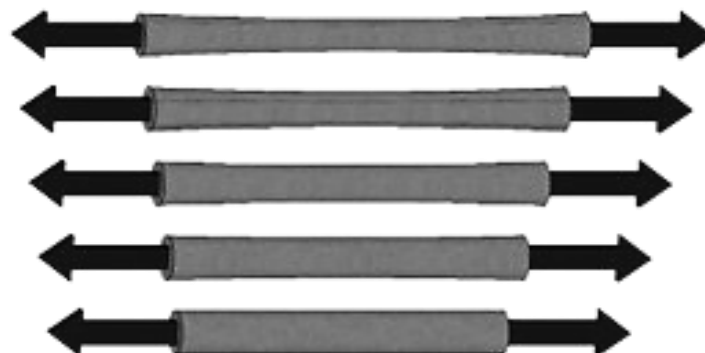
Esfuerzos a compresión



Esfuerzos a Tracción o Tensión: Se da cuando un cuerpo está sometido a 2 fuerzas con diferente dirección y diferente sentido, esto genera que las fuerzas tiendan a estirarlo.

Figura 14

Esfuerzos a tracción o tensión

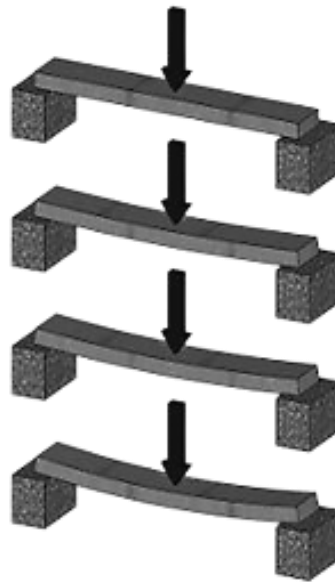


Esfuerzos a Flexión: Se da cuando un cuerpo está sometido a cargas perpendiculares a su eje longitudinal, esto genera que el cuerpo tienda a doblarse.

Cuando un cuerpo está sometido a flexión, en este se genera de manera simultánea, un esfuerzo a tracción en la parte media y se genera un esfuerzo a compresión hacia los bordes.

Figura 15

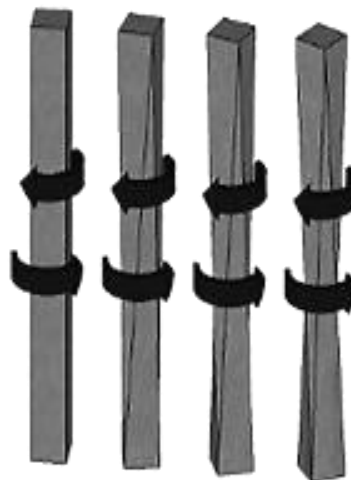
Esfuerzos a flexión



Esfuerzos a Torsión: Se da cuando un cuerpo está sometido a 2 fuerzas en sentido contrario que tiendan a retorcerlo o girarlo sobre su propio eje.

Figura 16

Esfuerzos a torsión



Esfuerzos a Cortante: Se da cuando un cuerpo está sometido a 2 fuerzas perpendiculares a su eje longitudinal y que a su vez están en sentido contrario, esto genera que tiendan a cortarlo.

Figura 17

Esfuerzos a cortante



B. Deformación

Cuando un cuerpo es sometido a una fuerza (esfuerzo), si este esfuerzo es lo suficientemente grande podría causar una deformación en el cuerpo o incluso podría llegar a romperlo.

La deformación se define como la alteración del estado físico de un cuerpo, debido a una fuerza mecánica externa, a una variación de temperatura o a un sedimento de apoyos, esta deformación se halla mediante la siguiente expresión:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{L_f - L_0}{L_0}$$

Donde:

- ❖ ϵ = Deformación unitaria
- ❖ ΔL = Variación de Longitud
- ❖ L_f = Longitud final
- ❖ L_0 = Longitud inicial

Los tipos de deformación que existen son los siguientes:

- ❖ Deformación plástica o inelástica: Es cuando el esfuerzo aplicado a un material, lo deforma de manera definitiva (el fenómeno es irreversible).
- ❖ Deformación elástica: Es cuando el esfuerzo aplicado a un material, lo deforma, pero al ceder el esfuerzo, el material vuelve a su forma original (el fenómeno es reversible).

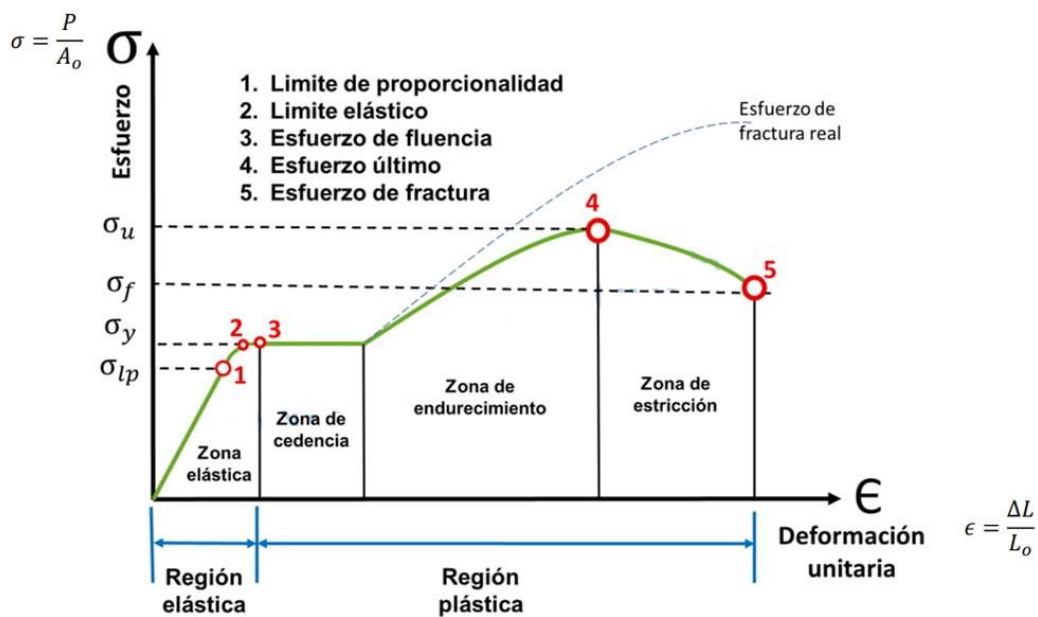
La relación que hay entre esfuerzo y deformación es que, el esfuerzo es la causa y la deformación es la consecuencia o el efecto.

C. Diagrama de Esfuerzo - Deformación

El diagrama esfuerzo – deformación, representa los esfuerzos que sufre un material en función de la deformación que sufre al mismo tiempo.

Figura 18

Diagrama esfuerzo vs deformación



En el diagrama se especifica las siguientes partes:

a. Puntos críticos

- ❖ **Límite de proporcionalidad (1):** Es el punto en el que el material está al límite de ser elástico, también se considera como el valor más alto para el cual la relación esfuerzo-deformación es lineal, es decir el esfuerzo es proporcional a la deformación del material.

- ❖ **Límite de elasticidad (2):** Es el punto donde se da la tensión máxima que un material elástico puede soportar sin sufrir deformaciones permanentes. Si el material sufre tensiones inferiores a su límite de elasticidad, será deformado, pero solo temporalmente.
- ❖ **Esfuerzo de fluencia (3):** Es el punto en donde el material deja su propiedad elástica, el esfuerzo supera la capacidad del material y este se comportará como un material plástico o inelástico, es decir ya no recupera ni trata de recuperar su forma original.
- ❖ **Esfuerzo último (4):** Es el punto en donde el material ha alcanzado su capacidad máxima de resistir al esfuerzo que actúa sobre ella, si la fuerza sigue actuando entonces el material pasará a colapsar hasta llegar al esfuerzo de rotura o fractura.
- ❖ **Esfuerzo de fractura (5):** Es el punto en donde el material sometido al esfuerzo llega a fracturarse de forma permanente.

b. Regiones

- ❖ **Región elástica:** Es la región que comprende desde el inicio hasta el punto límite de elasticidad de un material. En esta región el material presenta un comportamiento elástico, lo que significa que el material es deformado, pero recupera su forma inicial, además se cumple la ley de Hook.

La ley de Hook, indica que el esfuerzo y la deformación son directamente proporcionales, es decir que mientras más esfuerzo resista un material, este material experimentará una mayor deformación, y cuanto menor sea el esfuerzo, el material experimentará una menor deformación. Esta ley solo se cumple hasta que el material alcance su límite de proporcionalidad, después de esto dejará de comportarse de manera elástica y se comportará de manera inelástica o plástica.

- ❖ **Región plástica o inelástica:** Es la región que inicia desde que el material llega a su punto de fluencia y termina cuando el material llega a su punto de fractura. En esta región el material sufre un comportamiento plástico, lo que significa que el material será deformado de forma permanente.

c. Zonas

- ❖ **Zona elástica:** Es la zona donde el material se comporta elásticamente.
- ❖ **Zona de cedencia o fluencia:** Es la zona donde el material ya llegó a su punto de fluencia, entonces el material experimentará una deformación permanente plástica con un esfuerzo constante, hasta llegar a un punto en donde para que se siga deformando, se necesita un aumento en la intensidad del esfuerzo (esfuerzo de fluencia) que lo deforma.
- ❖ **Zona de endurecimiento:** Es la zona donde el material, obtiene un aumento de la intensidad del esfuerzo, sacándola de la zona de cedencia. En esta zona el material obtiene una deformación y al mismo tiempo experimenta un endurecimiento, es decir aumenta su grado de dureza hasta llegar al punto del esfuerzo último o máximo.
- ❖ **Zona de estricción:** Es la zona donde el material ya alcanzó su esfuerzo último y ya no puede soportar ni un esfuerzo constante, es decir el material solo empieza a fracturarse mientras más se aplique un esfuerzo (esfuerzo de fractura) sobre ella.

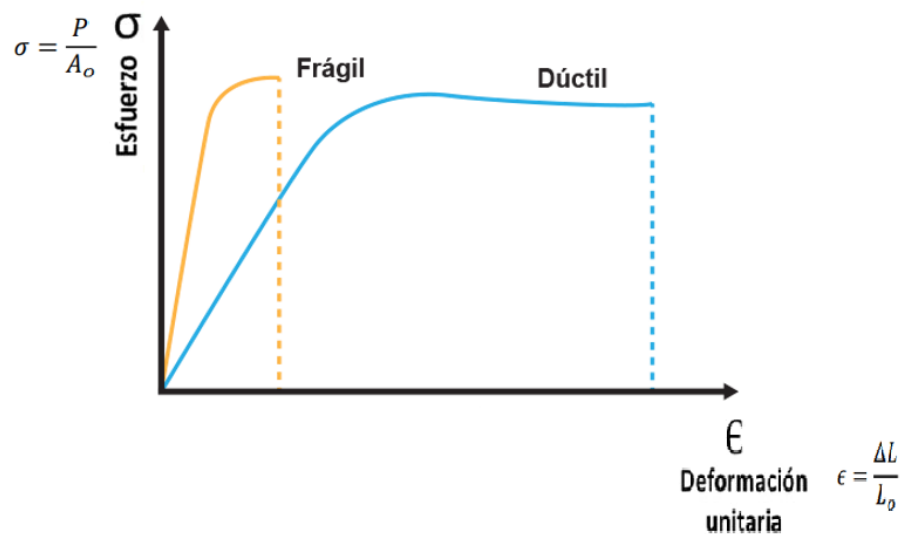
D. Diagrama esfuerzo - deformación en materiales dúctiles y frágiles

El diagrama esfuerzo – deformación, en este caso representará los esfuerzos que sufre un material frágil o dúctil en función de la deformación que sufre al mismo tiempo:

- ❖ **Material dúctil:** Son los materiales que, al aplicar un esfuerzo, presentan grandes deformaciones antes de iniciar su estado de rotura, además este material presenta deformaciones plásticas notables.
- ❖ **Material frágil:** Son los materiales que, al aplicar un esfuerzo, presentan poca o ninguna deformación antes de iniciar su estado de rotura, además este material presenta poca o no presenta deformaciones plásticas.

Figura 19

Diagrama esfuerzo vs deformación – materiales frágiles y dúctiles



4.5. Métodos de Diseño para los Elementos Estructurales

4.5.1. Diseño por Resistencia a Flexión

El diseño por flexión se basa en la deformación que presenta un elemento estructural en una dirección perpendicular a su eje longitudinal, este diseño se da en elementos estructurales como: vigas, losas aligeradas, losas macizas, zapatas, etc.

La norma E.060 de concreto armado, indica que, en el diseño por resistencia a flexión, se debe de cumplir lo siguiente:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

- ❖ M_u = Momento ultimo requerido a flexión
- ❖ ϕM_n = Resistencia a flexión del elemento estructural

El momento ultimo “ M_u ”, se obtiene de manera manual mediante un Diagrama de Momentos o de manera computarizada mediante la combinación de cargas que indica la norma E.060 Concreto armado, haciendo uso del programa Etabs.

Cálculo de la Resistencia a flexión del elemento estructural:

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Cálculo de la variable “a”:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

Cálculo del peralte efectivo de la sección “d”:

$$d = h - \left(r + \phi E + \frac{\phi L}{2} \right); \quad d = h - 6cm \text{ (metodo práctico)}$$

Cálculo del Área de acero del elemento estructural:

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y}$$

Donde:

- ❖ Mn = Momento nominal a flexión
- ❖ ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.90 para flexión)
- ❖ AS = Área de acero en tracción
- ❖ fy = Esfuerzo de fluencia del acero
- ❖ d = Peralte efectivo de la sección
- ❖ a = Profundidad del bloque de compresiones equivalentes
- ❖ h = Peralte de la sección
- ❖ b = Ancho de la sección
- ❖ r = Recubrimiento de la sección
- ❖ ϕE = Diámetro del acero del estribo
- ❖ ϕL = Diámetro del acero longitudinal
- ❖ f'c = Resistencia a la compresión del concreto

En el diseño de los elementos estructurales por flexión, se busca que la cuantía (porcentaje de acero que se utiliza en una sección de concreto) de la sección del elemento, cumpla la siguiente condición:

$$\rho_{\text{minima}} \leq \rho_{\text{elemento}} < \rho_{\text{balanceada}} \wedge \rho_{\text{máxima}}$$

La cuantía de la sección elemento estructural, se halla de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{bw * d}$$

Donde:

- ❖ ρ = Cuantía
- ❖ A_s = Área de acero en la sección
- ❖ A_c = Área de concreto en la sección

A partir de las cuantías, la condición anterior también se expresa en función del área del acero en la sección:

$$A_{s_{\text{mínimo}}} \leq A_{s_{\text{elemento}}} < A_{s_{\text{balanceado}}} \wedge A_{s_{\text{máximo}}}$$

El cálculo de las cuantías está determinado, por las siguientes expresiones:

Cuantía mínima: Este tipo de cuantía provoca fallas dúctiles o a tensión y ocurre cuando el porcentaje de acero es menor al del concreto.

$$\rho_{\text{mínima}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} \Rightarrow A_{s_{\text{mínimo}}} = \rho_{\text{mínima}} * bw * d$$

Cuantía balanceada: Este tipo de cuantía provoca fallas balanceadas, aquí el porcentaje de acero es equitativo al del concreto, es decir busca que el concreto y el acero fallen al mismo tiempo.

$$\rho_{\text{balanceada}} = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\Rightarrow A_{s_{\text{balanceado}}} = \rho_{\text{balanceada}} * bw * d$$

Donde:

- ❖ $\beta_1 = 0.85$ si: $170 \text{ kg/cm}^2 < f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ $\beta_1 = 0.65$ si: $560 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c$
- ❖ $\beta_1 =$ interpolación lineal entre 0.65 y 0.85 si: $280 \text{ kg/cm}^2 < f'_c < 560 \text{ kg/cm}^2$

Cuantía máxima: Este tipo de cuantía suele provocar fallas a compresión y ocurre cuando el porcentaje de acero es mayor al del concreto.

$$\rho_{m\acute{a}xima} = 0.75 * \rho_{balanceada}$$

$$\Rightarrow AS_{m\acute{a}ximo} = \rho_{m\acute{a}xima} * bw * d$$

La norma E.060 Concreto armado, tambi3n indica que, para los elementos estructurales sometido a flexi3n, se verificara lo siguiente:

A. Verificaci3n por agrietamiento y refuerzo m3nimo

El 3rea m3nima de acero en compresi3n para todo elemento estructural, excepto en zapatas y losas macizas, debe ser el suficiente para cumplir que:

$$\phi M_n \geq 1.2 * M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad \Leftrightarrow \quad f_r = 2 * \sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

Donde:

- ❖ ϕM_n = Resistencia a flexi3n del elemento estructural
- ❖ M_{cr} = Momento de agrietamiento
- ❖ f_r = Modulo de ruptura del concreto
- ❖ I_g = Momento de inercia de la secci3n bruta
- ❖ y_t = Distancia del eje central de la secci3n a un extremo

El 3rea m3nima de acero en tracci3n, para dichos elementos (secciones rectangulares y secciones "T" con el ala en compresi3n, no ser3 menor que:

$$AS_{m\acute{inimo}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * bw * d$$

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, con una fluencia de acero " f_y " $\geq 4200 \text{ kg/cm}^2$, la cuant3a de acero m3nimo no ser3 menor de 0.0018.

Para losas estructurales, en donde el acero m3nimo se distribuya en las 2 caras de la losa, la cuant3a de acero m3nimo en tracci3n no ser3 menor de 0.0012.

En losas y muros, el espaciamiento del refuerzo por flexi3n no ser3 mayor que 3 veces el espesor de la losa y 40 cm.

B. Verificación de refuerzo por retracción y temperatura

En losas en una dirección, se debe agregar refuerzo por retracción del concreto y cambios de temperatura.

La cuantía mínima a usar, para el acero por temperatura y retracción será de 0.0018, para una fluencia de acero " f_y " ≥ 4200 kg/cm².

El espaciamiento del refuerzo por temperatura y retracción no será mayor que 3 veces el espesor de la losa y 40 cm (en losas aligeradas no será mayor de 5 veces el espesor de la losa).

El cálculo del refuerzo se realizará para un ancho de losa de 1 m.

El espesor de losa no será menor de 5 cm.

El refuerzo por temperatura y contracción se podrá colocar en 2 direcciones, dependiendo del espesor de la losa.

C. Verificación por fisuración

El refuerzo por tracción se deberá de distribuir adecuadamente para controlar el ancho de las grietas, donde deberá cumplir que:

$$Z < 26000 \text{ kg/cm}$$

$$Z = f_s * \sqrt[3]{dc \cdot Act} \quad \Leftrightarrow \quad Act = \frac{2 * y_s * b}{N^{\circ} \text{ de barras}}$$

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

Donde:

- ❖ Z = Parámetro de fisuración
- ❖ f_s = Esfuerzo en el acero
- ❖ dc = Espesor de recubrimiento, medido de un extremo al centro del acero en tracción
- ❖ Act = Área efectiva del concreto en tracción
- ❖ y_s = Centroides del refuerzo principal de tracción
- ❖ b = Ancho de la sección
- ❖ M_s = Momento amplificado por las cargas de servicio

- ❖ d = peralte efectivo
- ❖ A_s = Área del acero en tracción

D. Verificación por deflexión

Los elementos estructurales como: losas aligeradas, losas macizas y vigas, que soporten o no soporten elementos no estructurales (tabiquería, etc.), no serán verificados por deflexión, siempre y cuando los peraltes o espesores mínimos de estos elementos estructurales, cumplan las condiciones de la siguiente tabla:

Tabla 29

Espesores o peraltes mínimos - Deflexión

	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	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Para los elementos estructurales, en donde se calcule las deflexiones, se deberá realizar mediante el cálculo del momento de inercia efectivo, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr}$$

$$I_{cr} = b * \frac{c^3}{3} + n * A_s(d - c)^2 + A'_s(n - 1)(c - d')^2 ; \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

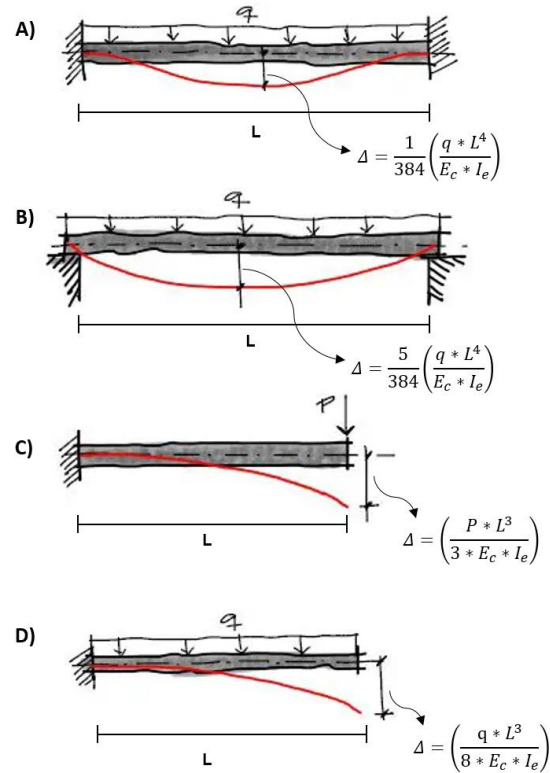
Donde:

- ❖ I_e = Momento de Inercia efectivo
- ❖ M_{cr} = Momento de agrietamiento
- ❖ M_a = Momento afectado por carga de servicio (CM y CV)
- ❖ I_g = Momento de inercia de la sección bruta
- ❖ I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada
- ❖ n = Relación de módulos de elasticidad

Para el cálculo de las deflexiones inmediatas, se utilizarán las siguientes formulas, dependiendo del tipo de viga que tengamos, tal como se muestra en las siguientes imágenes:

Figura 20

Esquemas de deflexiones inmediatas



Para el cálculo de la deflexión inmediata, el momento de inercia efectivo " I_e ", será reemplazado por un promedio calculado de acuerdo a los siguientes criterios.

- ❖ En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_e \text{ promedio} = \frac{(I_{e1} \cdot + I_{e2} + 2 * I_{e3})}{4}$$

donde, I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en los extremos del elemento y I_{e3} es el momento de inercia en la sección central.

- ❖ En elementos continuos en un extremo:

$$I_e \text{ promedio} = \frac{(I_{e2} \cdot + 2 * I_{e3})}{3}$$

donde, I_{e2} es el momento de inercia en el extremo continuo del elemento y I_{e3} es el momento de inercia en la sección central.

- ❖ Para elementos apoyados simplemente en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

- ❖ Para elementos en voladizo, se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

Existirán 2 deflexiones inmediatas en los elementos, una afectada por la carga muerta " Δm " y la otra por la carga viva " Δv ".

Para el cálculo de la deflexión diferida en el tiempo, se realizará mediante la multiplicación de la deflexión inmediata por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'}$$

Donde:

- ❖ $\lambda\Delta$ = Factor
- ❖ ρ' = Cuantía del acero en compresión
- ❖ ξ = Factor de cargas sostenidas dependiente del tiempo

$$5 \text{ años a más} \Rightarrow \xi = 2.0$$

$$12 \text{ meses} \Rightarrow \xi = 1.4$$

$$6 \text{ meses} \Rightarrow \xi = 1.2$$

$$3 \text{ meses} \Rightarrow \xi = 1.0$$

Entonces se tendrá que:

$$\Delta dm = \Delta m * \lambda\Delta$$

$$\Delta dv = A\%(\Delta v * \lambda\Delta)$$

Donde:

- ❖ Δdm = Deflexión diferida por carga muerta
- ❖ Δdv = Deflexión diferida por carga viva
- ❖ $A\%$ = Porcentaje de carga vivía, que actuara en el elemento.

La deflexión total en el elemento será igual a la suma de:

$$\Delta dt = \Delta m + \Delta v + \Delta dm + \Delta dv$$

La deflexión total, no deberá exceder los límites brindados por la siguiente tabla:

Tabla 30

Deflexiones máximas admisibles

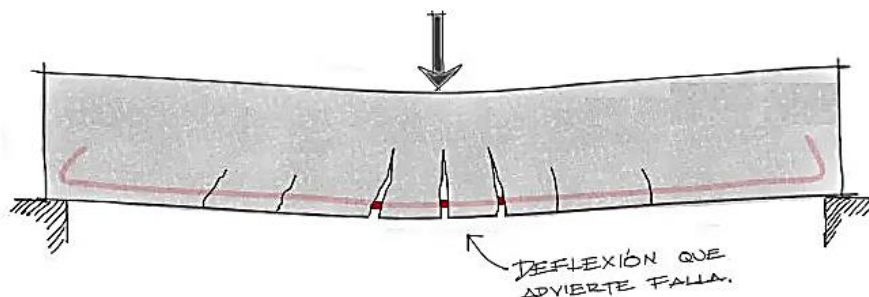
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Existen tipos de fallas en el diseño por resistencia a flexión, estos a su vez están determinados por la cuantía de acero que hay en la sección de los elementos estructurales y son de 3 tipos:

Falla Dúctil o por tensión: Se da cuando el acero en tracción fluye antes que el concreto inicie su aplastamiento. En este proceso se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente, a estas secciones también se les llama sub-reforzadas. Se recomienda buscar este tipo de falla en el diseño de los elementos estructurales.

Figura 21

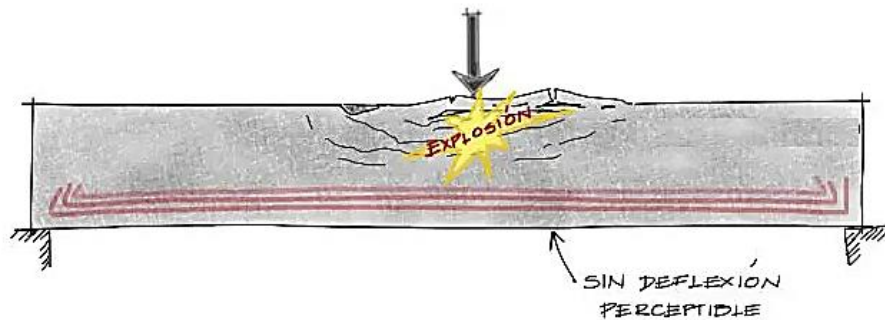
Falla dúctil o por tensión



Falla Frágil o por compresión: Se da cuando el concreto inicia su aplastamiento antes que el acero en tracción fluya. A estas secciones también se les llama sobre-esforzadas. Se recomienda evitar este tipo de falla en el diseño de los elementos estructurales.

Figura 22

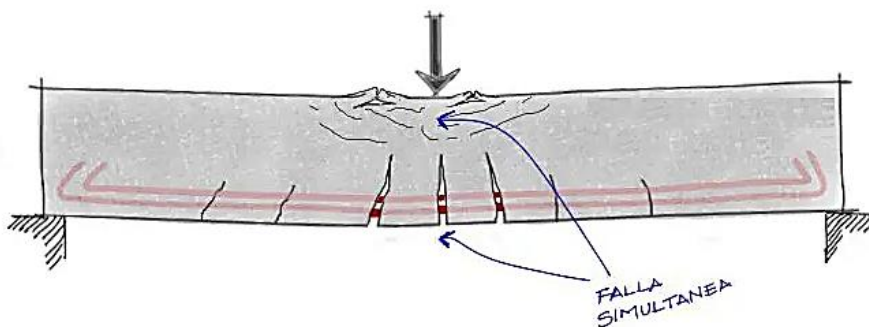
Falla frágil o por compresión



Falla balanceada: Se da cuando el concreto inicia su aplastamiento y alcanza su deformación máxima unitaria, y de manera simultánea el acero en tracción fluye alcanzando su deformación de fluencia. Este tipo de falla se puede considerar como frágil y por lo tanto no se recomienda en el diseño de los elementos estructurales.

Figura 23

Falla balanceada



4.5.2. Diseño por Resistencia a Corte

El diseño por cortante se basa en evitar el desarrollo de los esfuerzos por tensión, esto quiere decir que refuerza los elementos estructurales con refuerzo por cortante.

Un elemento estructural de concreto armado, tiende a fallar por tensión en la dirección perpendicular a su eje longitudinal, esto debido a que la resistencia del concreto a esfuerzos por tensión es baja.

El principal objetivo del diseño a cortante es evitar la posibilidad de una falla frágil en la estructura.

La norma E.060 Concreto armado, indica que, en el diseño por resistencia a cortante, se debe de cumplir lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima o amplificada
- ❖ ϕV_n = Resistencia a la fuerza cortante del elemento estructural

La cortante ultima " V_u ", se obtiene de manera manual mediante un Diagrama de Fuerza Cortante o de manera computarizada mediante la combinación de cargas llamada "envolvente", haciendo uso del programa Etabs.

Cálculo de la resistencia a cortante del elemento estructural:

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s) \Rightarrow V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

Donde:

- ❖ V_n = Fuerza cortante nominal
- ❖ V_c = Fuerza cortante nominal del concreto
- ❖ V_s = Fuerza cortante nominal del acero
- ❖ ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.85 para cortante)
- ❖ ϕV_c = Resistencia al cortante del concreto
- ❖ ϕV_s = Resistencia al cortante del acero

La fuerza cortante nominal del concreto "Vc" dependerá del tipo de elemento estructural:

$$V_c = 0.53 * b_w * d * \sqrt{f'_c} \quad (\text{Vigas})$$

$$V_c = 0.53 * b_w * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * \sqrt{f'_c} \quad (\text{Columnas})$$

$$V_c = \alpha_c * b_w * d * \sqrt{f'_c} \quad (\text{Muros})$$

Donde:

- ❖ b_w = ancho de la sección
- ❖ d = peralte efectivo de la sección
- ❖ f'_c = Resistencia a la compresión del concreto
- ❖ N_u = Carga axial ultima
- ❖ A_g = Área bruta de la sección
- ❖ α_c = Coeficiente dependiente de la relación Altura / Longitud

La norma E.060 Concreto armado también indica que si:

$$V_u > (\phi V_c)$$

En el diseño de losas aligeradas, si se cumple esta condición, entonces se requerirá un ensanchamiento de viguetas.

En el diseño de vigas, se cumple lo siguiente:

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

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

Donde:

- ❖ S = Separación de los estribos
- ❖ A_v = 2 veces el área del acero del estribo
- ❖ F_y = Esfuerzo de fluencia del acero
- ❖ d = peralte efectivo de la sección
- ❖ V_s = Fuerza cortante nominal del acero

A partir de esta fuerza cortante del acero, la norma E.060 Concreto armado indica que debe de verificar lo siguiente:

$$V_s > 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Entonces se dan 2 opciones:

- ❖ Cambiar la sección del elemento estructural.
- ❖ Mejorar la calidad del concreto.

Además, indica que se debe de cumplir lo siguiente:

- ❖ Si: $V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

Entonces la separación máxima de estribos será de:

$$S. \text{m}á\text{x} \leq d/2 \quad \text{o} \quad S. \text{m}á\text{x} \leq 60 \text{ cm}$$

- ❖ Si: $V_s > 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ y $V_s \leq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

Entonces la separación máxima de estribos será de:

$$S. \text{m}á\text{x} \leq d/4 \quad \text{o} \quad S. \text{m}á\text{x} \leq 30 \text{ cm}$$

La norma E.060 Concreto armado, también indica los siguientes casos que se pueden dar, al verificar la fuerza cortante del concreto:

Caso 1:

- ❖ Si: $V_u \leq (\phi V_c) / 2$

Entonces no se necesita refuerzo transversal.

Caso 2:

- ❖ Si: $V_u \geq (\phi V_c) / 2$ y $V_u \leq (\phi V_c)$

Entonces se requiere refuerzo transversal mínimo.

$$A_{v.min} = 3.5 * b_w * \left(\frac{S}{f_y} \right)$$

De donde la separación máxima de los estribos será de:

$$S. \text{m}á\text{x} \leq d/2 \quad \text{o} \quad S. \text{m}á\text{x} \leq 60 \text{ cm}$$

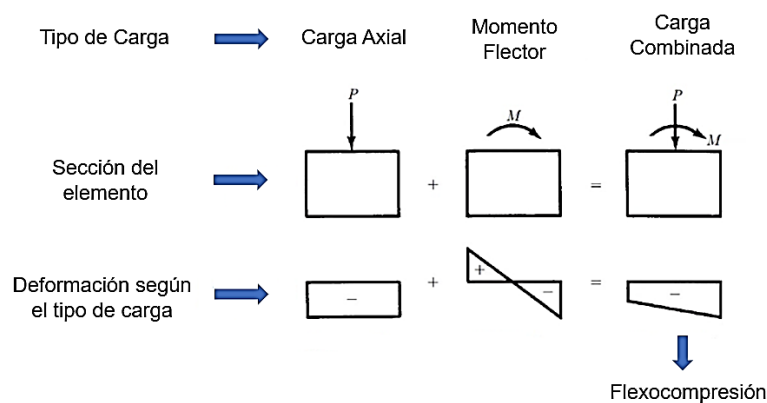
4.5.3. Diseño por Resistencia a Flexocompresión

La flexocompresión es el esfuerzo simultaneo de la flexión y la compresión axial que se puede dar en una sección transversal, es por esto que el diseño por resistencia a la flexocompresión, tiene la finalidad de reforzar la sección con el objetivo de resistir esta acción simultánea. Generalmente las columnas y las placas, son los elementos que están sometidos a flexocompresión.

El diseño por flexocompresión, se basa en el diseño a flexión, pero se adiciona la esbeltez (una sección se considera esbelta si su dimensión transversal es pequeña en comparación a su longitud).

Figura 24

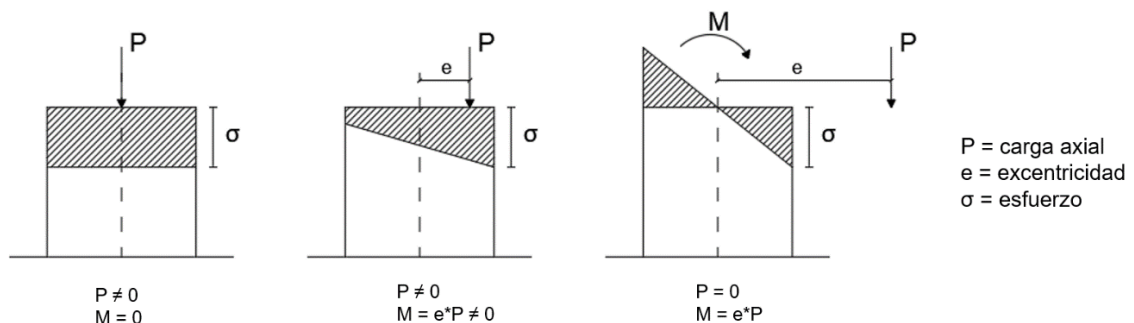
Esquema de origen de flexocompresión



Para el desarrollo del análisis a flexocompresión, se necesita ubicar el punto geométrico de la combinación de la carga axial nominal y el momento flector nominal, es por esto que se hace uso de la excentricidad, tal como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 25

Casos en la sección del elemento



La excentricidad está determinada en función de la carga axial nominal y el momento flector nominal, tal como se muestra en las siguientes expresiones:

$$P_n = \frac{\sigma}{\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e * c}{I}\right)}$$

$$M_n = P_n * e$$

$$e = \frac{M_n}{P_n}$$

Donde:

- ❖ P_n = Carga axial nominal
- ❖ M_n = Momento flector nominal
- ❖ A_c = Área de concreto de la sección
- ❖ I = Inercia de la sección
- ❖ σ = Esfuerzo
- ❖ e = Excentricidad (varia desde 0 hasta α)
- ❖ c = Distancia contraria al eje neutro

Con la serie de puntos encontrados mediante la variación de la excentricidad a partir de la combinación de la Carga axial nominal y el Momento flector nominal, se elabora el diagrama de interacción de una sección transversal.

Para el diseño por resistencia a la flexocompresión, se asume un área de acero para el elemento estructural, el cual depende del área de concreto de la sección, la norma E.060 Concreto armado indica que:

$$1\%(A_c) \leq A_s \leq 6\%(A_c)$$

Donde:

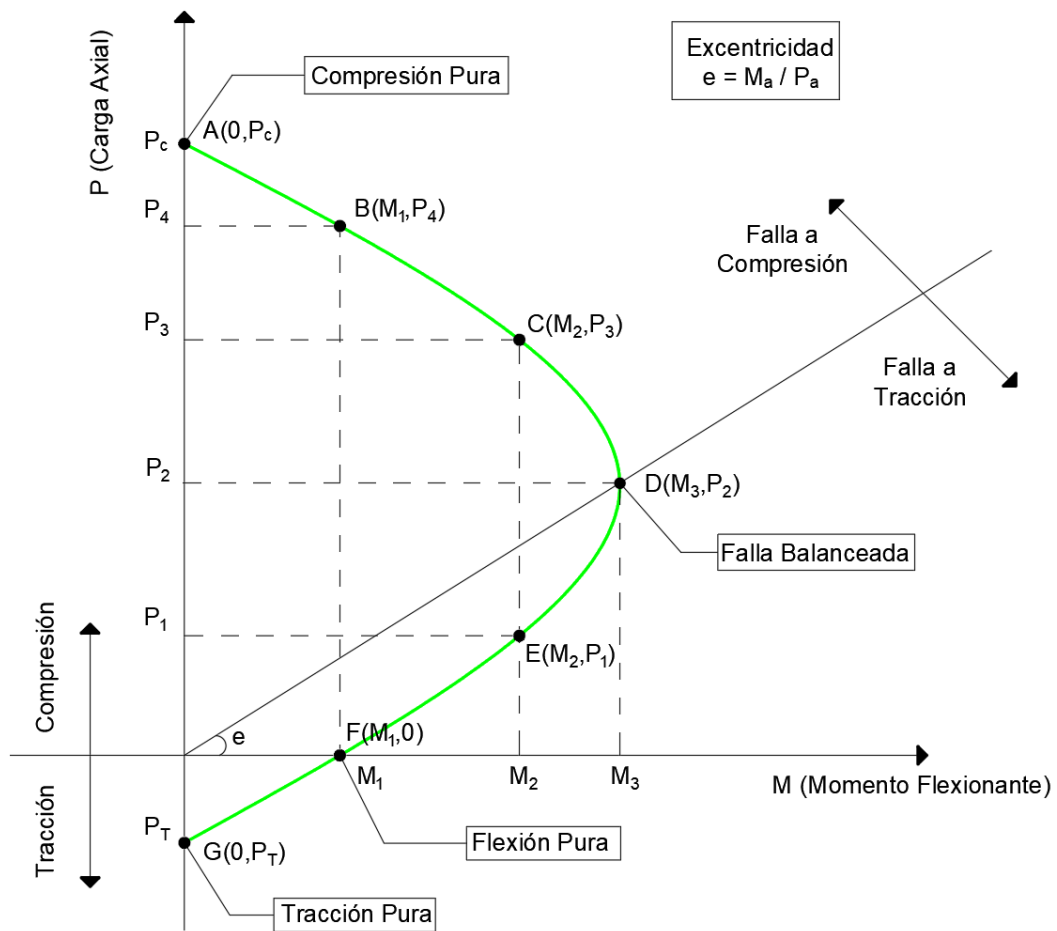
- ❖ A_s = Área de acero de la sección
- ❖ A_c = Área de concreto de la sección

DIAGRAMA DE INTERACCION

El diagrama de interacción es una curva que indica todas las combinaciones que se dan a raíz del momento nominal flexionante (en la abscisa) y la carga axial nominal (en la ordenada) en una sección transversal, esta curva representa la resistencia máxima que tiene la sección de un elemento estructural.

Figura 26

Diagrama de interacción nominal



Del diagrama de interacción se indican los siguientes puntos:

- ❖ **Punto A:** Muestra la carga axial máxima a compresión que puede soportar y que a su vez provocaría la falla de la sección del elemento.
- ❖ **Punto B:** Muestra el límite seguro de la carga axial, la cual actúa con una gran carga axial, pero con un pequeño momento (pequeña excentricidad).

- ❖ **Punto C:** Delimita el tipo de falla controlada por compresión, en este punto el acero a tracción presenta una deformación unitaria neta de 0.002.
- ❖ **Punto D:** Muestra la falla balanceada, el acero en tracción alcanza su deformación en fluencia y el concreto alcanza su límite de deformación de 0.003.
- ❖ **Punto E:** Delimita el tipo de falla controlada por tracción, aquí actúa una pequeña carga axial, pero con un gran momento (una gran excentricidad), en este punto el acero a compresión tendrá una deformación unitaria de 0.005 o superior.
- ❖ **Punto F:** Corresponde al momento ultimo que provoca la falla en la sección del elemento.
- ❖ **Punto G:** Muestra la carga axial máxima a tracción que puede soportar y que a su vez provocaría la falla de la sección del elemento.

La norma E.060 Concreto armado indica que, para que el diseño de un elemento estructural sometido a flexocompresión, sea el adecuado, la resistencia requerida no debe exceder a la resistencia del diseño del elemento estructural afectado por un factor reductor “ ϕ ”.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

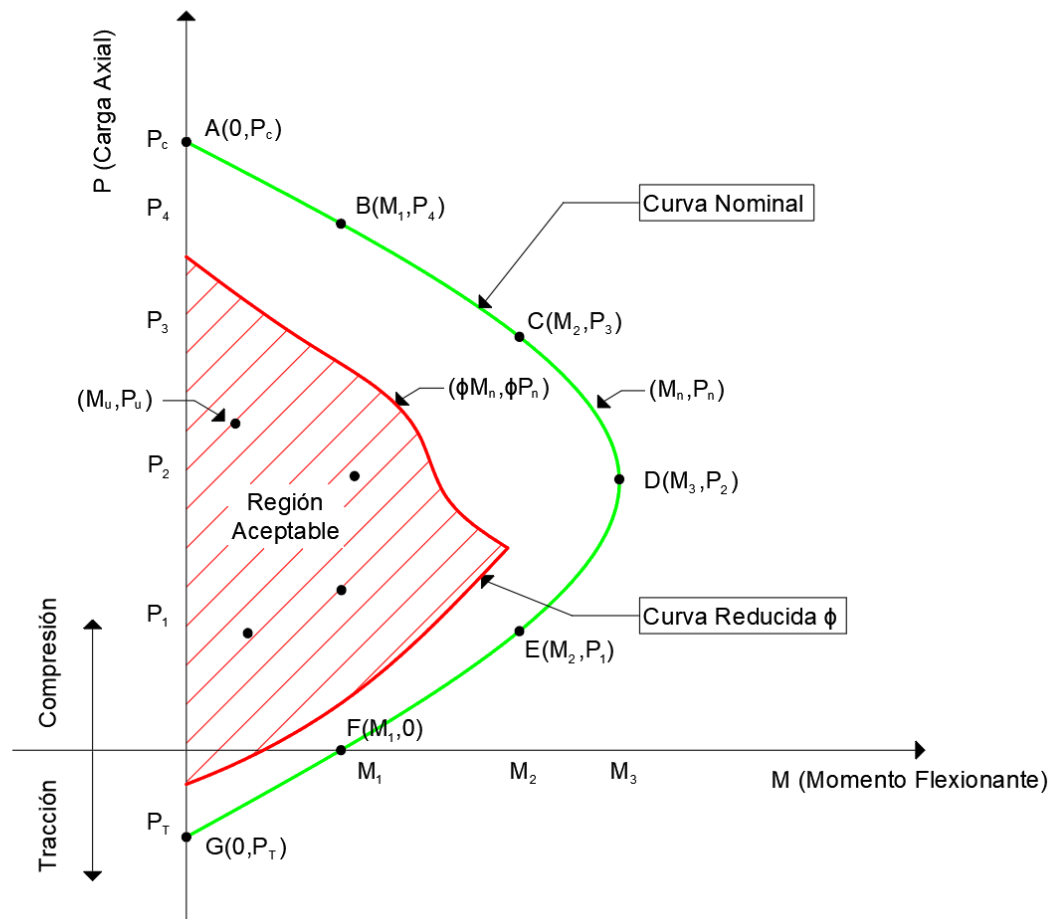
Donde:

- ❖ M_n = Momento de diseño nominal
- ❖ ϕM_n = Momento resistente de diseño del elemento estructural
- ❖ M_u = Momento ultimo o requerido
- ❖ P_n = Carga Axial de diseño nominal
- ❖ ϕP_n = Carga resistente de diseño del elemento estructural
- ❖ P_u = Carga ultima o requerida
- ❖ ϕ = Factor de reducción
 - 0.70 = para carga axial de compresión (estribos)
 - 0.75 = para carga axial de compresión (espirales)
 - 0.90 = para carga axial de tracción

El momento ultimo “Mu” y la carga axial ultima “Pu”, son obtenidos de manera manual mediante un Diagrama de Momentos y de Fuerza Cortante o de manera computarizada mediante el programa Etabs.

Figura 27

Diagrama de interacción reducido



Tal como se muestra en la imagen anterior, para que el diseño por flexocompresión de una sección sea la correcta, todas las combinaciones de carga (indicadas por la norma E.060 Concreto armado), de los puntos generados por el momento ultimo y la carga axial ultima (Mu, Pu) de la sección, deberán de encontrarse dentro de la región aceptable (Región de resistencia de diseño de la sección, afectada por el factor reductivo φ).

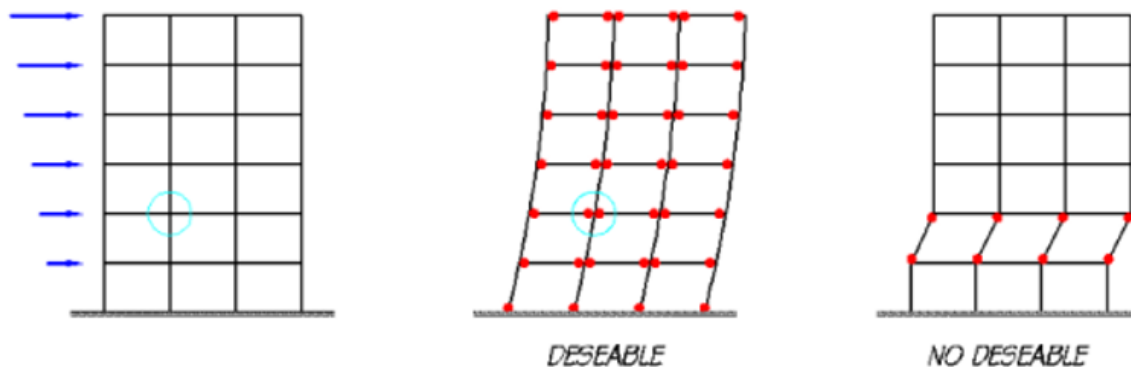
4.5.4. Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad es una metodología que busca diseñar a la estructura con el fin de que esta, cuando se comporte de manera inelástica a causa de un sismo severo, la estructura se comporte de manera adecuada, es decir se busca inducir una falla dúctil y además se busca obtener una estructura capaz de disipar energía sísmica (energía que se libera o genera cuando ocurre un sismo).

El diseño por capacidad busca obtener un adecuado mecanismo de falla en las estructuras, el más adecuado es usar el criterio o mecanismo “columna fuerte y viga débil”, este mecanismo busca garantizar que las rotulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas (en las columnas se deben de evitar), para obtener esto las capacidades mínimas a flexión en las columnas de la estructura, deberán ser mayores que las capacidades máximas a flexión de las vigas. Además, la estructura deberá de tener una capacidad a cortante mayor que la capacidad que tenga a flexión, de esta manera, se induce que las fallas sean por flexión (falla dúctil) y se evita que las fallas sean por cortante o flexocompresión (fallas frágiles).

Figura 28

Comportamiento de una estructura durante un sismo



Las rotulas plásticas son regiones de daños concentrados en las estructuras, el cual frecuentemente es irreparable, estas rotulas plásticas se generan en una sección, cuando el material excede su momento de cedencia, generando altos niveles de deformación, en esta zona se disipa la energía. (Salas, 2005)

Figura 29

Rotulas plásticas en vigas



En el diseño por capacidad, para un mayor análisis de las estructuras, se utiliza el diseño No Lineal, el cual estudia el rango inelástico. En este diseño No Lineal, se estudia el Diagrama Momento – Curvatura y la Curva de Capacidad, las cuales se muestran a continuación:

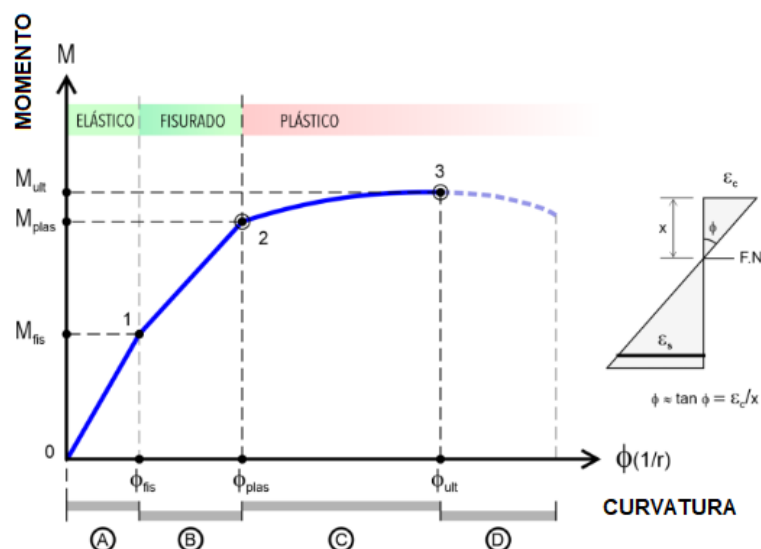
A. Diagrama Momento - Curvatura

El diagrama momento - curvatura, muestra la ductilidad que tiene una sección, esto quiere decir que permite conocer el potencial que tiene esta sección para incursionar en el rango no lineal, antes de llegar a la falla.

El diagrama momento - curvatura, también permite conocer el desarrollo de las rotulas plásticas en las secciones de una estructura, además de conocer la redistribución de momentos (la cual reduce la capacidad por flexión de las secciones críticas de los elementos y proporciona ductilidad a los extremos de las secciones de dichos elementos). (Garcia, 2018)

Figura 30

Diagrama momento - curvatura



Regiones en el diagrama momento curvatura:

- a) **Región no Fisurada:** Es la región donde la sección se comporta de manera elástica, es decir no muestra ninguna fisuración.
- b) **Región Fisurada:** Es la región donde la sección sigue comportándose de manera elástica, pero se comienza a fisurar, esto quiere decir que sucede una disminución en su rigidez.
- c) **Región plástica:** Es la región donde la sección se comporta de manera inelástica, aquí depende de la deformación plástica del acero para poder determinar la ductilidad de la sección, además aquí se forman las rotulas plásticas debido a la deformación permanente de la sección, esta deformación terminara cuando se llegue al momento ultimo ya sea por el acero o por el concreto.
- d) **Región Post-ultima:** En esta región, la sección ya llevo a su estado de rotura, por ende, solo se espera que la sección colapse.

Aplicaciones para el diagrama de momento curvatura.

❖ **Diagrama de curvatura con respecto al momento vs el área de acero mínimo, máximo y balanceado.**

Este diagrama indica el grado de deformación de la sección, aquí se demuestra que mientras el Área de acero en una sección, se acerque más al área de acero máximo, se pierde ductilidad en la sección, y si el área de acero de la sección se acerca al área de acero balanceado, entonces la sección no tendrá ductilidad, lo que genera una falla frágil.

❖ **Diagrama de curvatura con respecto a la ductilidad de la sección de un elemento vs el área de acero de refuerzo.**

Este diagrama muestra que a medida que se aumenta el área de acero en tracción (acero longitudinal), la ductilidad de la sección disminuye, esto quiere decir que, al agregar más acero de refuerzo (acero longitudinal), se gana resistencia, pero se pierde ductilidad en la sección.

❖ **Diagrama de curvatura con respecto a la ductilidad de la sección vs el área de acero en compresión.**

Este diagrama muestra que mientras más acero en compresión (estribos) se coloque en una sección, se gana más ductilidad.

B. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es una gráfica que relaciona la resistencia que tiene una edificación a las fuerzas laterales en su base de la estructura (cortante basal), con los desplazamientos que surgen en los niveles superiores de la misma estructura.

La capacidad de una estructura dependerá de la resistencia y de la capacidad de deformación máxima que puedan tener sus elementos individuales, es decir: el concreto, el acero y la combinación de ambos.

Para poder medir esta capacidad que tiene la estructura más allá del límite elástico, es necesario realizar un análisis no lineal inelástico, también conocido como “análisis pushover”, el cual es un método en donde interactúan las cargas de gravedad junto a las fuerzas laterales, las cuales van incrementando gradualmente hasta llegar al punto en donde la estructura llega a su máximo desplazamiento y colapsa, de esta forma se conoce la capacidad de la estructura. (Garcia, 2018)

Figura 31

Diagrama curva de capacidad



En base a la norma E.060 Concreto armado, para un sistema de “**Muros estructurales**”, el diseño por capacidad se aplica de la siguiente manera a los elementos estructurales tales como: vigas, columnas y placas.

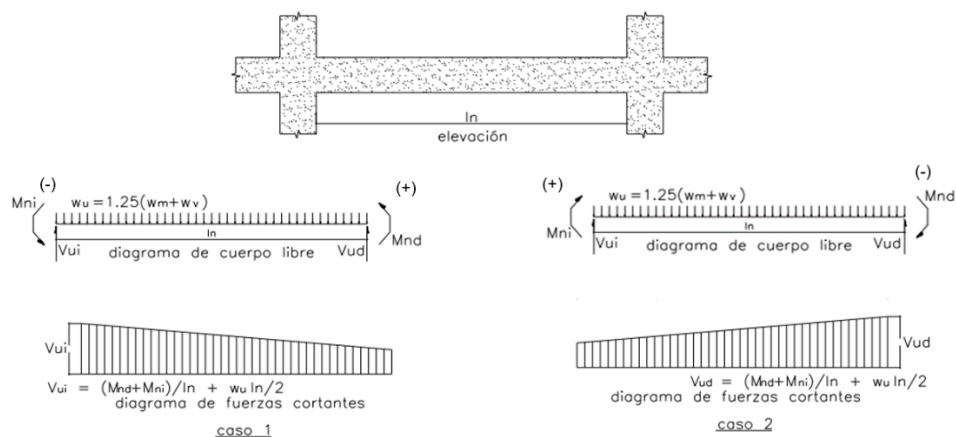
4.5.4.1. Diseño por Capacidad en Vigas

La norma E.060 Concreto armado, indica que la cortante ultima de diseño “ V_u ”, no debe ser menor, que el menor valor obtenido entre los ítems “a” y “b”:

- a. La suma de los momentos nominales (M_n) de la viga en cada extremo, más la cortante isostáticas producida por las cargas de gravedad amplificadas por la combinación de $1.25(CM + CV)$.

Figura 32

Diseño por capacidad en vigas



Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima
- ❖ M_{nd} = Momento nominal en el extremo derecho de la viga
- ❖ M_{ni} = Momento nominal en el extremo izquierdo de la viga
- ❖ l_n = Luz libre de la viga
- ❖ $(w_u \cdot l_n) / 2$ = Cortante en la viga producida por la combinación $1.25(CM + CV)$

- b. Cortante máxima de las combinaciones de carga de diseño, más el sismo amplificado por un factor de 2.5, entonces se tendría:

$$1.25(CM+CV) \pm 2.5 \cdot \text{Sismo}$$

$$0.9 \cdot CM \pm 2.5 \cdot \text{Sismo}$$

Entonces el cortante ultimo de diseño “Vu” a utilizar será el menor valor de las cortantes que se obtengan en los ítems “a” y “b”. Además, el cortante ultimo de diseño “Vu” será mayor que el cortante ultimo “Vu” obtenido por la combinación de cargas “envolvente” brindado por el programa Etabs.

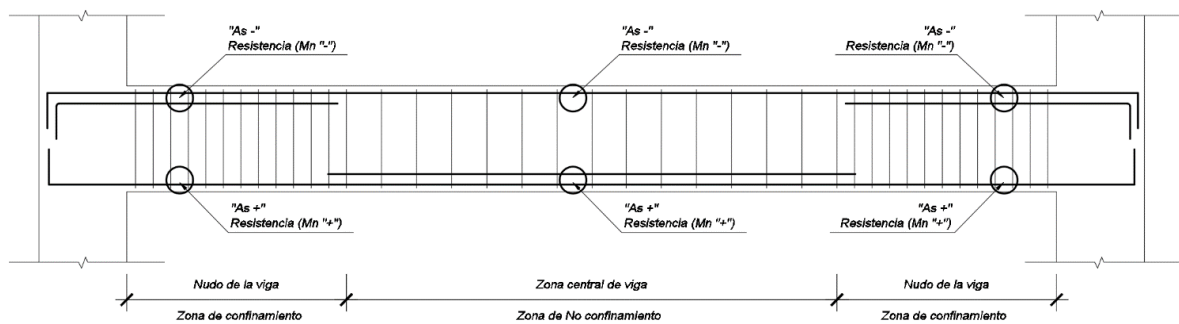
La norma E.060 Concreto armado, también brinda las siguientes disposiciones sísmicas, que se deben de cumplir en el diseño por capacidad.

A. Disposiciones Sísmicas por Flexión

Esta disposición sísmica, analiza el área de acero en las vigas, los cuales deben de cumplir lo siguiente:

Figura 33

Disposiciones sísmicas por flexión en vigas



- La resistencia del momento positivo “Mn (+)” en la cara de los nudos (extremos) deberá ser mayor que un tercio de la resistencia del momento negativo “Mn (-)” en las mismas caras de la viga.

$$\Phi M_n(+)$$
 (cara de nudo) > $\Phi M_n(-)/3$ (cara de nudo)

- La resistencia del momento positivo “Mn (+)” y negativo “Mn (-)” en la zona central de la viga, deberán ser mayores que la cuarta parte de la máxima resistencia en cualquiera de las caras de los nudos (extremos) de la viga.

$$\Phi M_n(+)$$
 (centro) y $\Phi M_n(-)$ (centro) > ΦM_n (total) (cara de nudo)/4

B. Disposiciones Sísmicas por Cortante

Esta disposición sísmica, analiza el área de acero de los estribos y su separación, para lo cual se debe de cumplir lo siguiente:

Zona de confinamiento:

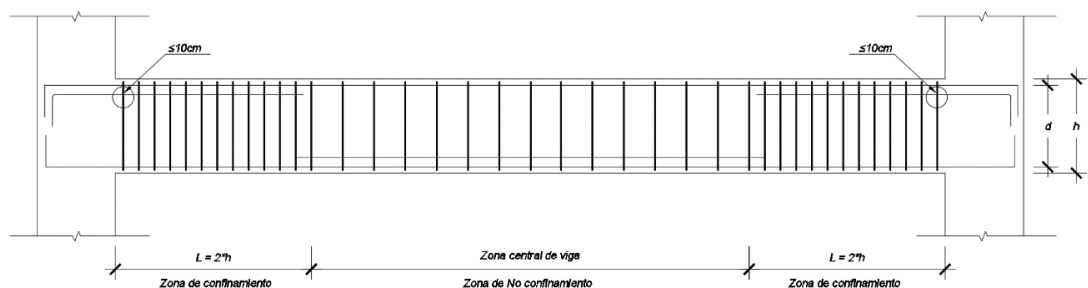
- a. La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte de la viga.
- b. El primer estribo estará ubicado como máximo a 10cm de la cara del elemento de apoyo de la viga.
- c. Los estribos serán de 8mm de diámetro como mínimo, para aceros longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, estribos de 3/8" de diámetro para aceros longitudinales de hasta 1" de diámetro y estribos de 1/2" de diámetro para aceros longitudinales mayores a 1" de diámetro.
- d. El espaciamiento de los estribos, no excederá la menor longitud de entre los siguientes ítems:
 - ❖ $d/4$, siendo "d" el peralte efectivo de la sección, además no será necesario que el espaciamiento sea menor de 15cm.
 - ❖ 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro en la sección.
 - ❖ 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento en la sección.
 - ❖ 30cm.

Zona de No confinamiento:

- a. El espaciamiento de los estribos, no será mayor de $0.5 \cdot d$, siendo "d" el peralte efectivo de la sección de la viga. Además, el espaciamiento no será mayor que la requerida por la fuerza cortante.

Figura 34

Distribución de estribos en vigas



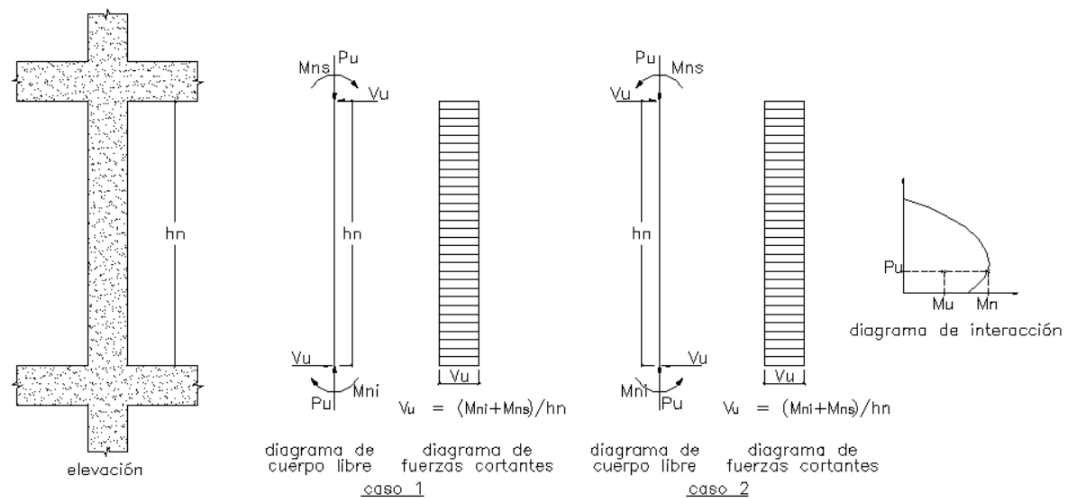
4.5.4.2. Diseño por Capacidad en Columnas

La norma E.060 Concreto armado, indica que la Cortante ultima de diseño “Vu”, no debe ser menor, que el menor valor obtenido entre los ítems “a” y “b”:

- a. La suma de los momentos nominales (Mn) de la columna en cada extremo, dividido entre la altura libre de la columna.

Figura 35

Diseño por capacidad en columnas



Donde:

- ❖ V_u = Fuerza Cortante ultima
- ❖ P_u = Carga Axial ultima
- ❖ M_{ns} = Momento nominal superior de la columna
- ❖ M_{ni} = Momento nominal inferior de la columna
- ❖ h_n = Altura libre de la columna (entrepiso)

- b. Cortante máxima de la combinación de carga de diseño, más el sismo amplificado por un factor de 2.5, entonces se tendría:

$$1.25(CM+CV) \pm 2.5*Sismo$$

$$0.9*CM \pm 2.5*Sismo$$

Entonces el cortante ultimo de diseño “Vu” a utilizar será el menor valor de las cortantes que se obtengan en los ítems “a” y “b”. Además, el cortante ultimo de diseño “Vu” será mayor que el cortante ultimo “Vu” obtenido por la combinación de cargas “envolvente” brindado por el programa Etabs.

La norma E.060 Concreto armado también brinda las siguientes disposiciones sísmicas, que se deben de cumplir en el diseño por capacidad.

A. Disposiciones Sísmicas por Flexocompresión

Esta disposición sísmica, analiza el área de acero longitudinal en las columnas, lo cual debe de cumplir lo siguiente:

- a. El área de acero longitudinal “ A_s ”, será mayor o igual del 1% y menor o igual del 6% del área de concreto “ A_c ” de la sección.

$$1\%(A_c) \leq A_s \leq 6\%(A_c)$$

Además, cuando el área de acero “ A_s ” de la sección, supere el 4% del área de acero del concreto “ A_c ”, se deberá incluir detalles constructivos de la unión viga – columna.

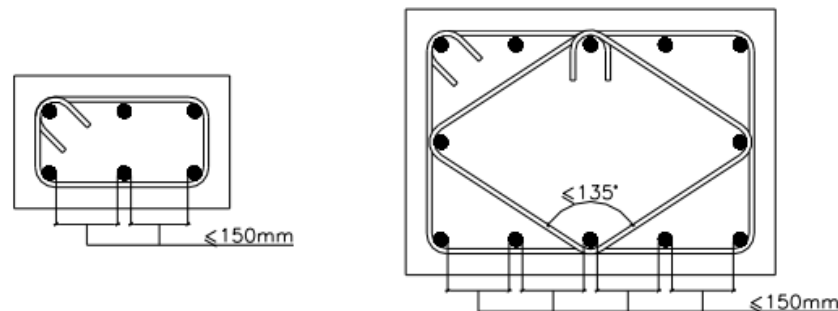
B. Disposiciones Sísmicas por Cortante

De manera general, las disposiciones sísmicas por cortante, indica lo siguiente:

Los estribos deben de colocarse, de tal forma que los aceros longitudinales de cada esquina, tengan un apoyo lateral, proporcionado por la esquina de un estribo, con un ángulo interior no mayor de 135° , además ningún acero longitudinal (centro), estará separado a más de 15 mm de otro acero longitudinal apoyado lateralmente. Cuando los aceros longitudinales se encuentren en todo el perímetro de un círculo, se permite el uso de estribos circulares completos.

Figura 36

Disposiciones sísmicas por cortante en columnas



Además, las disposiciones sísmicas, analizan el área de acero de los estribos y su separación, para lo cual se debe de cumplir lo siguiente:

Zona de Confinamiento:

- a. Los estribos serán de 8 mm de diámetro como mínimo, para aceros longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, estribos de 3/8" de diámetro para aceros longitudinales de hasta 1" de diámetro y estribos de 1/2" de diámetro para aceros longitudinales mayores a 1" de diámetro.
- b. El espaciamiento "So" de los estribos en la zona de confinamiento de la columna, no excederá la menor longitud de entre los siguientes ítems:
 - ❖ 8 veces el diámetro del acero longitudinal, de menor diámetro en la sección.
 - ❖ La mitad de la menor dimensión de la sección transversal.
 - ❖ 10 cm.
- c. La longitud de la zona de confinamiento "Lo" en la columna, no será menor que la mayor longitud de entre los siguientes ítems:
 - ❖ La sexta parte de la altura libre (entrepiso) del elemento.
 - ❖ La mayor dimensión de la sección transversal.
 - ❖ 50 cm.
- d. El espaciamiento entre el primer estribo de la columna y la parte superior de la zapata, viga o losa, no será mayor de la mitad del espaciamiento entre estribos utilizado en la zona de confinamiento, al igual que el espaciamiento entre el ultimo estribo de la columna y la parte inferior del acero longitudinal de la viga, ábaco o losa.
- e. Cuando una columna, soporte vigas en sus 4 caras, el ultimo estribo en la parte superior, tendrá un espaciamiento no mayor a 7.5 cm, medido desde la parte inferior del acero longitudinal de la viga o ménsula de menor altura.
- f. Los estribos colocados en los nudos de la unión columna-viga, deben de tener un área mínima de:

$$A_v min = 0.062 * \sqrt{f'c} \left(\frac{bw * s}{f'y} \right)$$

El espaciamiento "s" no será mayor de 15 cm, además, la altura del nudo, será igual a la altura de la viga de mayor peralte que llegue a ella.

Este requisito solo se podrá obviar, cuando el nudo, ya tenga estribos provenientes de las vigas de sus lados.

Zona de No Confinamiento:

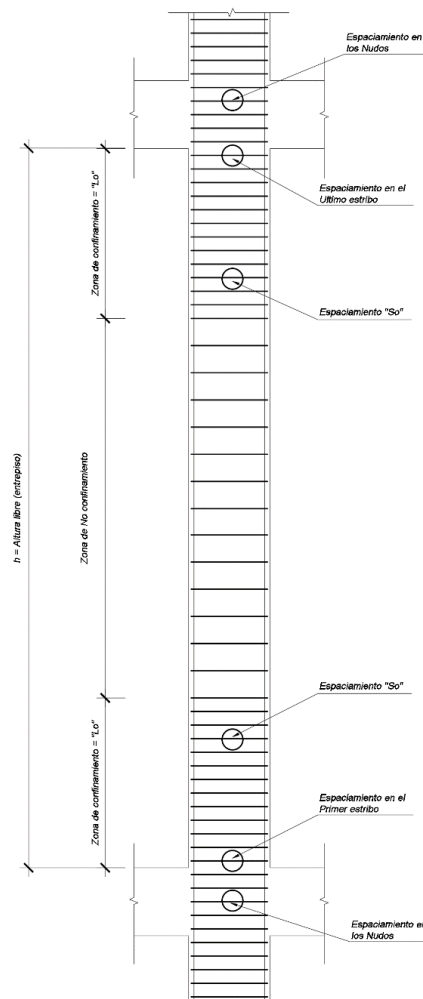
a. El espaciamiento de los estribos, no será mayor que las siguientes condiciones:

- ❖ 16 veces el diámetro del acero longitudinal.
- ❖ 48 veces el diámetro del acero del estribo.
- ❖ Menor dimensión transversal de la sección.
- ❖ $d/2$, siendo “d” el peralte efectivo de la sección.
- ❖ 30 cm

Además, el espaciamiento no será mayor que la requerida por la fuerza cortante.

Figura 37

Distribución de estribos en columnas



4.5.4.3. Diseño por Capacidad en Muros Estructurales o Placas

La norma E.060 Concreto armado, indica los siguientes requisitos para el diseño de muros estructurales "Placas":

Espesores Mínimos

- a. El espesor del alma de los muros estructurales, no será menor que 1/25 de la altura entre los elementos que le proporcionan apoyo lateral al muro, tampoco será menor de 15 cm, solo para el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, el espesor mínimo del alma de los muros estructurales será de 10 cm.
- b. Cuando el muro estructural de corte, se convierta en un muro estructural de sótano, entonces el espesor mínimo del alma del muro, será de 20 cm.
- c. Cuando el muro reciba una carga concentrada proveniente de una viga que forma un pórtico, perpendicular a su eje, esta zona será verificada y diseñada como una columna.

Refuerzo Vertical y Horizontal

- a. Los muros estructurales, tendrán 2 capas de refuerzo como mínimo, tanto horizontal como vertical cuando:
 - ❖ El espesor del alma de los muros sea mayor o igual a 20 cm.
 - ❖ Fuerza cortante ultima "Vu" $> 0.53 * A_{Cv} * \sqrt{f'_c}$
- b. El refuerzo de acero vertical, en el alma de los muros, estará confinado por estribos, cuando la cuantía exceda de 0.01.
- c. Cuando la cortante ultima "Vu" sea mayor que: $0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{CW}$, entonces se colocara un área de refuerzo como mínimo de:
 - ❖ La cuantía de refuerzo horizontal " ρ_h " para cortante, como mínimo deberá ser de:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

- ❖ La cuantía de refuerzo vertical " ρ_v " para cortante, como mínimo deberá ser de 0.0025 y se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

- d. Cuando la cortante ultima "Vu" sea menor que: $0.27 * \sqrt{f'c} * A_{CW}$, entonces se colocara un área de refuerzo como mínimo de:
- ❖ Cuantía de refuerzo horizontal ≥ 0.002
 - ❖ Cuantía de refuerzo vertical ≥ 0.0015
- e. El espaciamiento tanto para la cuantía horizontal como vertical, no será mayor que 3 veces el espesor del alma del muro, ni de 40 cm.
- f. Si la relación $h_m/l_m \leq 2.0$, entonces la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

Disposiciones especiales

El diseño por cortante de los muros estructurales, se realiza en base a las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

- a. La resistencia nominal "Vn", deberá cumplir lo siguiente:

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * A_{CW}$$

Donde:

- ❖ A_{CW} = Área de la sección de concreto (alma de la placa) resistente a cortante.

- b. La resistencia del concreto "Vc" no debe de exceder de:

$$V_c \leq A_{CW}(\alpha_c * \sqrt{f'c})$$

Donde " α_c " es un coeficiente y dependerá de:

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{\text{altura total del muro}}{\text{longitud total del muro}}$$

- ❖ Si: $(h_m/l_m) \leq 1.5$, entonces: $\alpha_c = 0.80$
- ❖ Si: $(h_m/l_m) \geq 2.0$, entonces: $\alpha_c = 0.53$
- ❖ Si: $1.5 \leq (h_m/l_m) \leq 2.0$, entonces: $\alpha_c =$ interpolación entre 0.53 y 0.80.

Además, cuando se tenga muros sometidos a tracción mediante una carga axial amplificada “Nu” (se da en muros acoplados con vigas), la resistencia del concreto “Vc”, será multiplicada por el siguiente factor:

$$1 - \frac{N_U}{35 * A_g}, \text{ el cual sera } \geq 0$$

Donde:

❖ A_g = Área bruta de la sección de concreto

c. La resistencia del acero “Vs”, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} * \rho h * f_y$$

Solo cuando suceda lo siguiente:

$$V_u \geq \phi V_c$$

Donde:

❖ ρh = Cuantía de refuerzo horizontal para cortante

❖ f_y = Resistencia de fluencia del acero

d. La cortante ultima de diseño “Vu”, deberá cumplir el siguiente criterio:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

donde:

❖ V_{ua} = Cortante ultima amplificada

❖ M_{ua} = Momento ultimo amplificado

❖ M_n = Momento nominal

Además, la “Vua” y el “Mua”, provienen del análisis de las combinaciones de carga.

El coeficiente M_n/M_{ua} , no será mayor que el coeficiente de reducción “R”, obtenido en el análisis sísmico, de ser el caso se tomará el menor valor.

El “Mn”, estará asociado a la carga axial “Pu”, afectado por las combinaciones de carga.

Elementos de Borde

- a. El espesor mínimo de los elementos de borde, será igual al espesor mínimo del alma del muro estructural, el cual es de 15 cm.
- b. El recubrimiento de los aceros de refuerzo en los elementos de borde de los muros estructurales, será como mínimo de 2.5 cm, en los casos en donde el muro estructural tenga contacto directo con el suelo, el espesor del muro se tendrá que incrementar, con la finalidad de tener un recubrimiento mínimo de 7 cm.
- c. Para los muros estructurales que son continuos desde la base de la estructura, hasta el último nivel, los elementos de borde, deben cumplir las siguientes indicaciones:
 - ❖ Para que exista elementos de borde, se debe de cumplir que:

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

Donde:

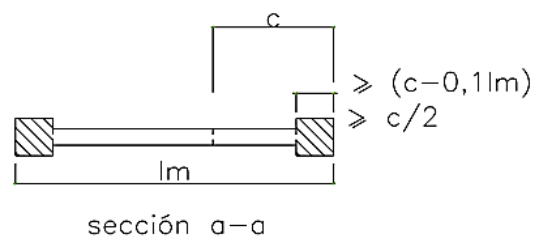
- c = Distancia desde el extremo al eje neutro de un elemento
- lm = Longitud total del muro
- hm = Altura total del muro
- δu = Desplazamiento lateral inelástico

Además, el coeficiente " $\delta u / hm$ ", no será menor que 0.005.

- ❖ La longitud del elemento de borde, será igual a:
 - *Longitud del elemento de borde* $\geq (c - 0.1 * lm)$
 - *Longitud del elemento de borde* $\geq c/2$

Figura 38

Longitud del elemento de borde

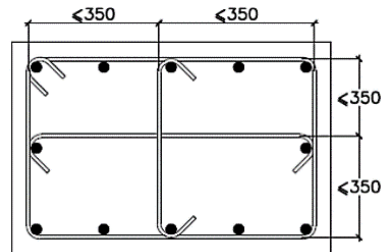


d. Cuando los muros estructurales, a partir de la condición del factor "c", requiera de elementos de borde, estos deberán cumplir con las siguientes indicaciones:

- ❖ La distancia entre centro a centro de los estribos transversales no será mayor que 35 cm.

Figura 39

Condición de estribos en elemento de borde

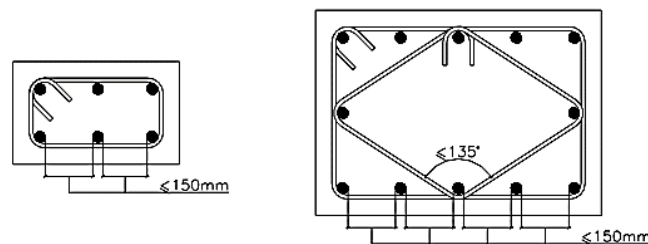


- ❖ Los estribos serán de 8 mm de diámetro como mínimo, para aceros longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, estribos de 3/8" de diámetro para aceros longitudinales de hasta 1" de diámetro y estribos de 1/2" de diámetro para aceros longitudinales mayores a 1" de diámetro.
- ❖ El espaciamiento no será mayor que el menor valor entre:
 - 10 veces el diámetro del acero longitudinal, de menor diámetro en la sección.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 25 cm.
- ❖ El refuerzo transversal (estribos), debe extenderse dentro de la base del muro, por lo menos una distancia igual a la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro. En caso los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, entonces el refuerzo transversal se extenderá por lo menos 30cm dentro de ellas.
- ❖ El refuerzo horizontal en el alma del muro estructural debe estar anclado dentro del núcleo de los elementos de borde, con el fin de poder desarrollar la fluencia del acero " f_y ".

- e. Cuando los muros estructurales, requieran de elementos de borde y no surge mediante el factor “c”, los elementos de borde deberán cumplir lo siguiente:
- ❖ El espaciamiento de los estribos no será mayor que las siguientes condiciones:
 - 16 veces el diámetro del acero longitudinal
 - 48 veces el diámetro del acero del estribo
 - La menor dimensión transversal de la sección
 - 25 cm
 - ❖ Los estribos deben de colocarse, de tal forma que los aceros longitudinales de cada esquina tengan un apoyo lateral, proporcionado por la esquina de un estribo, con un ángulo interior no mayor de 135° , además ningún acero longitudinal (centro), estará separado a más de 15mm de otro acero longitudinal apoyado lateralmente. Cuando los aceros longitudinales se encuentren en todo el perímetro de un círculo, se permite el uso de estribos circulares completos.

Figura 40

Condición de aceros longitudinales en elemento de borde



- ❖ El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá de exceder de 25 cm.
 - ❖ La distancia entre centro a centro de los estribos transversales, no será mayor que 35 cm.
- f. En los muros estructurales que no tengan elementos de borde, el refuerzo horizontal, deberá terminar en los extremos del muro estructural, con ganchos que puedan amarrar al refuerzo vertical. Además, se puede colocar estribos en “U”, con la intención de brindar un mejor confinamiento en los extremos.

4.6. Diseño de Elementos Estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales de la edificación, se usaron las siguientes combinaciones de carga amplificadas, indicadas por la norma E.060 Concreto armado:

- ❖ $1.4CM + 1.7CV$
- ❖ $1.25(CM + CV) \pm Sx$
- ❖ $1.25(CM + CV) \pm Sy$
- ❖ $0.9CM \pm Sx$
- ❖ $0.9CM \pm Sy$

Donde:

- ❖ CM = Carga muerta
- ❖ CV = Carga viva
- ❖ CS = Carga sísmica

La norma E.060 Concreto armado, indica que, al diseñar una edificación por cargas de sismo, ya no será necesario diseñar por cargas de viento.

En el desarrollo del proyecto, a la unión de todas las combinaciones de carga indicadas por la norma E.060 Concreto armado, se le llamo “envolvente”.

Los factores de reducción considerados para los diseños de los elementos estructurales son los siguientes:

Tabla 31

Factores de reducción

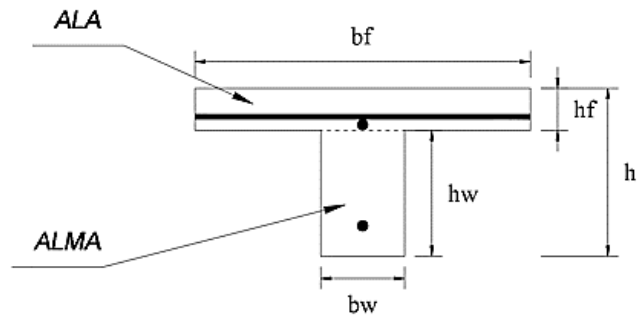
Solicitaciones	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción y Flexión-tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión	0.70
Flexo compresión	0.70
Compresión y Flexo compresión	0.70

4.6.1. Diseño de Losa Aligerada

Para el diseño de las losas aligeradas, se analizó las viguetas teniendo en cuenta lo siguiente:

Figura 41

Sección de una vigueta



Donde:

Tabla 32

Propiedades de los materiales de la vigueta

Propiedades de los materiales de la sección	
$f'c$ (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4,200
ϕ flexión	0.90
ϕ corte	0.85
β	0.85
Ecu	0.003
Ey	0.0021

Tabla 33

Dimensiones de la vigueta

Dimensiones de la sección	
bf (cm)	40
bw (cm)	10
h (cm)	20
hf (cm)	5
hw (cm)	15
r (cm)	2
d (cm)	17.52

4.6.1.1. Diseño por resistencia a flexión

A partir de las propiedades de los materiales y dimensiones de la sección de la vigueta, en base a la norma E.060 Concreto armado, se realizó la verificación por agrietamiento y se calculó el área de acero mínimo, balanceado y máximo, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 34

Verificación por agrietamiento de la sección de la vigueta

Verificación por agrietamiento			
Momento Negativo		Momento Positivo	
Yt (cm)	6.79	Yt (cm)	13.21
Ig (cm⁴)	11,800.60	Ig (cm⁴)	11,800.60
Fr (kg/cm²)	28.98	Fr (kg/cm²)	28.98
Mcr (kg.cm)	50,402.03	Mcr (kg.cm)	25,882.12

Tabla 35

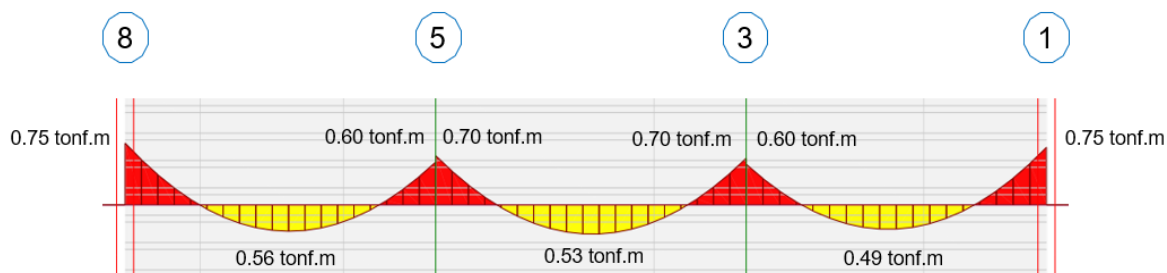
Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de la vigueta

Áreas de acero de la sección			
Momento Negativo		Momento Positivo	
As. Mínimo (cm²)	0.99	As. Mínimo (cm²)	0.42
As. Balanceado (cm²)	3.69	As. Balanceado (cm²)	10.07
As. Maximo (cm²)	2.58	As. Maximo (cm²)	7.55

Para el análisis de las losas aligeradas de la edificación, se realizó haciendo uso de los Strips en el programa Etabs, mediante el cual se obtuvo los momentos de las viguetas generados por la combinación de cargas de 1.4CM + 1.7CV, a partir de esto se escogió un tramo de análisis, ubicado entre los ejes transversales B y C y los ejes longitudinales 1 y 8, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 42

Diagrama de momentos en tramo de losa analizada



A partir de los diagramas mostrados en la figura 42, se calculó el área de acero requerido y el área de acero a colocar para la vigueta, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 36

Diseño de Viguetas por resistencia a Flexión

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
8 - 5	Izquierda	0.75	1.25	1.29	1 Ø 1/2"	0.86
	Centro	0.56	0.87	1.29	1 Ø 1/2"	0.92
	Derecha	0.60	0.98	1.29	1 Ø 1/2"	0.86
5 - 3	Izquierda	0.70	1.16	1.29	1 Ø 1/2"	0.86
	Centro	0.53	0.82	1.29	1 Ø 1/2"	0.92
	Derecha	0.70	1.16	1.29	1 Ø 1/2"	0.86
3 - 1	Izquierda	0.60	0.98	1.29	1 Ø 1/2"	0.86
	Centro	0.49	0.76	1.29	1 Ø 1/2"	0.92
	Derecha	0.75	1.25	1.29	1 Ø 1/2"	0.86

Teniendo el Momento nominal "Mn", se pasó a verificar el diseño por resistencia a flexión, el cual indica que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

- ❖ Mu = Momento ultimo requerido a flexión
- ❖ Mn = Momento nominal a flexión
- ❖ ϕM_n = Resistencia a flexión del elemento estructural

Tabla 37*Verificación de diseño de Viguetas por resistencia a Flexión*

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕ Mn (ton.m)	¿Cumple verificación?
8 - 5	Izquierda	0.75	0.77	Si
	Centro	0.56	0.83	Si
	Derecha	0.60	0.77	Si
5 - 3	Izquierda	0.70	0.77	Si
	Centro	0.53	0.83	Si
	Derecha	0.70	0.77	Si
3 - 1	Izquierda	0.60	0.77	Si
	Centro	0.49	0.83	Si
	Derecha	0.75	0.77	Si

Tal como se muestra en la tabla 37, todos los tramos de análisis de la sección de la viga, cumple la verificación por flexión que indica la norma E.060 Concreto armado.

Para obtener la longitud "x" del cortado de las varillas de refuerzo en las viguetas (acero negativo), se hizo uso del programa Etabs. Además, la norma E.060 Concreto armado, indica que se le deberá de sumar una longitud adicional "x+a", donde la longitud "a", para momento positivo, será el mayor valor entre (d, 12db) y para momento negativo, será el mayor el mayor valor entre (d, 12db, Ln/16), a partir de esto se obtuvo lo siguiente.

Tabla 38*Cortado de Varillas en viguetas*

Tramo	Ubicación	As. Colocado (Ø Barras)	Etabs	Norma	L. refuerzo
			x (m)	a (m)	L (m)
9 - 5	Izquierda	1 Ø 1/2"	1.05	0.27	1.30
	Derecha	1 Ø 1/2"	0.80	0.27	1.10
5 - 3	Izquierda	1 Ø 1/2"	0.80	0.27	1.10
	Derecha	1 Ø 1/2"	0.80	0.27	1.10
3 - 1	Izquierda	1 Ø 1/2"	0.80	0.26	1.10
	Derecha	1 Ø 1/2"	1.05	0.26	1.30

De la tabla 38, se obtuvo la longitud de los refuerzos negativos (bastones y balancines), para el detallado en los planos de losa aligerada.

4.6.1.2. Verificación por Deflexión

Se realizó la verificación por deflexión, en el tramo (8 – 5), mediante el cual primero se obtuvo los siguientes parámetros:

Tabla 39

Parámetros para la verificación por Deflexión en viguetas

Parámetros	Ubicación		
	Izquierda	Centro	Derecha
Igt (cm⁴)	11,800.60	11,800.60	11,800.60
Mcr (kg.cm)	50,402.03	25,882.12	50,402.03
b (cm)	10.00	40.00	10.00
c (cm)	10.21	10.21	10.21
n	9.66	9.66	9.66
d (cm)	17.37	17.37	17.37
d' (cm)	2.64	0.00	2.64
As.+ (cm²)	1.29	1.29	1.29
As.- (cm²)	1.29	0.00	1.29
Icr (cm⁴)	4,831.74	14,847.90	4,831.74
Ma (kg.cm) - CM	40,000.00	20,000.00	30,000.00
Ie (cm⁴) - CM	18,773.75	8,243.62	37,879.47
Ma (kg.cm) - CV	13,500.00	7,000.00	11,500.00
Ie (cm⁴) - CV	367,495.47	-139,187.75	591,526.10

A partir de la tabla 39, se realizó el cálculo de las deflexiones inmediatas y deflexiones diferidas en el tramo de análisis de losa aligerada, tal como se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 40

Cálculo de las deflexiones inmediatas en viguetas

Parámetros	Tramo
	8 - 5
Longitud (cm)	430.00
Peso (kg/cm) - CM	1.42
Peso (kg/cm) - CV	0.80
Ec (kg/cm²)	217,370.65
Δ CM (cm)	0.25
Δ CV (cm)	0.06

Tabla 41*Cálculo de las deflexiones diferidas en viguetas*

Parámetros	Tramo
	8 - 5
ξ	2.00
ρ'	0.007
$\lambda\Delta$	1.46
Δ diferida (cm) - CM	0.36
Δ diferida (cm) - CV	0.08

Con las tablas 40 y 41, se realizó la verificación del límite de deflexión que puede haber en los tramos de la losa aligerada, tal como se puede apreciar en la siguiente tabla.

Tabla 42*Verificación por Deflexión en viguetas*

Parámetros	Tramo
	8 - 5
Δ total (cm)	0.44
Factor	480.00
Δ limite (cm)	0.90
Condición	¡Si cumple!

De la tabla 42, se muestra que la deflexión total que hay en las viguetas del tramo 8 – 5 de la losa aligerada, es menor al límite de deflexión máxima que indica la Norma E.060 Concreto armado, es por esto que se concluyó que las viguetas, si cumplen con la verificación.

En el caso que la deflexión total de las viguetas en dicho tramo, hubiese sido mayor que la deflexión limite, se hubiera contrarrestado esto, colocando una contra flecha en la losa, de tal manera que la deflexión en la losa, se mantenga menor que la deflexión limite permitida por la norma E.060 Concreto armado.

4.6.1.3. Verificación por Fisuración

La norma E.060 Concreto armado, nos indica que se deberá de verificar por fisuración, con el objetivo de controlar el ancho de las grietas por flexión que se puedan generar en las viguetas, para lo cual nos da la siguiente condición que se deberá de cumplir:

$$Z < 26000kg/cm$$

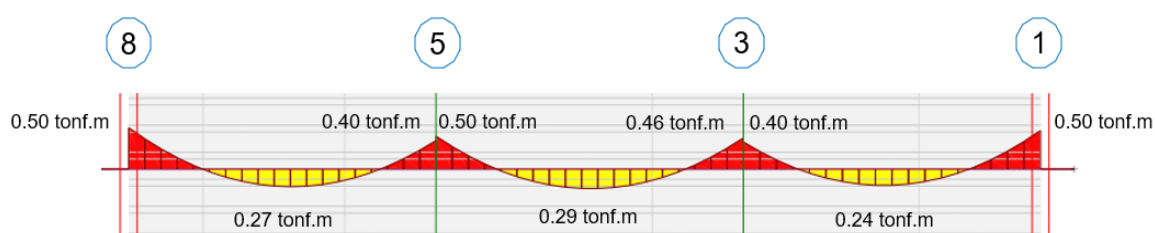
Donde:

❖ Z = Parámetro de fisuración

Para realizar esta verificación se trabajó con los momentos generados por las cargas de servicio (CM + CV), tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 43

Diagrama de momentos en tramo de losa analizada



A partir de los diagramas de momentos del tramo de análisis de la losa, se realizó la verificación en el tramo (8 – 5), mediante el cual se obtuvieron los siguientes parámetros:

Tabla 43

Verificación por Fisuración en viguetas

Parámetros	Ubicación		
	Izquierda	Centro	Derecha
Ms (tonf.m)	0.50	0.27	0.40
d (cm)	17.37	17.37	17.37
b (cm)	10.00	40.00	10.00
As.+ (cm ²)	1.29	1.29	1.29
As.- (cm ²)	1.29	0.00	1.29
fs (kg/cm ²)	2,480.06	1,339.23	1,984.05
dc (cm)	2.64	2.64	2.64
ys (cm)	2.64	2.64	2.64
Nº de barras	2.00	1.00	2.00

Act (cm2)	26.35	210.80	26.35
Factor		26,000.00	
Z (kg/cm)	10,193.35	11,008.81	8,154.68
Condición	¡Si cumple!	¡Si cumple!	¡Si cumple!

Como se puede apreciar en la tabla 43, la vigueta analizada no presentara fisuración, debido a que cumple con el límite propuesto por la norma E.060 Concreto armado.

4.6.1.4. Cálculo de Acero por Retracción y Temperatura

La norma E.060 Concreto armado, indica que se debe de agregar acero por retracción y temperatura a la capa de 5 cm como mínimo que recubre la losa aligerada, además el cálculo se realizara para 1 m de ancho de losa, este a su vez se calculó mediante la siguiente expresión.

$$As. \text{ temperatura} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 5 \text{ cm} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero por temperatura calculado, se concluye que se colocara acero de \emptyset 6 mm cada 25 cm de separación, en la losa aligerada.

4.6.1.5. Diseño por resistencia a cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 Concreto armado indica que la resistencia al cortante de la sección de concreto de la vigueta, deberá ser mayor que la fuerza cortante actuante en esta misma, para lo cual se deberá de cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_c$$

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

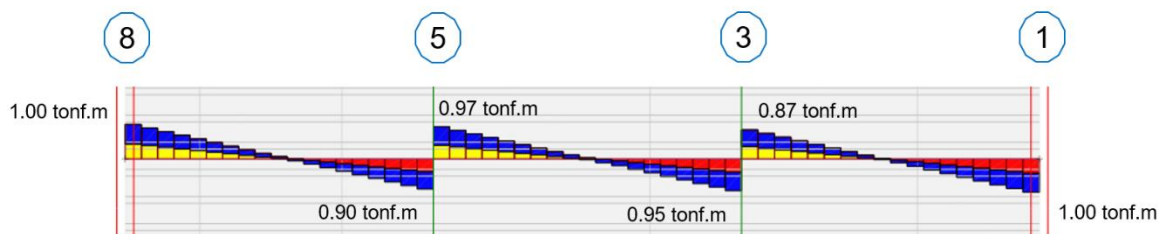
Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima o amplificada
- ❖ V_c = Fuerza cortante nominal del concreto
- ❖ ϕV_c = Resistencia al cortante del concreto

Para el análisis del tramo escogido, también se realizó mediante el uso de los Strips en el programa Etabs, mediante el cual se obtuvo las cortantes de las viguetas, generado por la envolvente, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 44

Diagrama de cortante en tramo de losa analizada



A partir de los diagramas de cortantes del tramo de análisis de la losa mostrado en la figura 44, se calculó la resistencia a la fuerza cortante que tiene la sección de la vigueta, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 44

Diseño y verificación de viguetas por resistencia al Cortante

Tramo	Ubicación	V_u (ton.m)	ϕV_c (ton.m)	¿Cumple verificación?
8 - 5	Izquierda	1.00	1.25	Si
	Derecha	0.90	1.25	Si
5 - 3	Izquierda	0.97	1.25	Si
	Derecha	0.95	1.25	Si
3 - 1	Izquierda	0.87	1.25	Si
	Derecha	1.00	1.25	Si

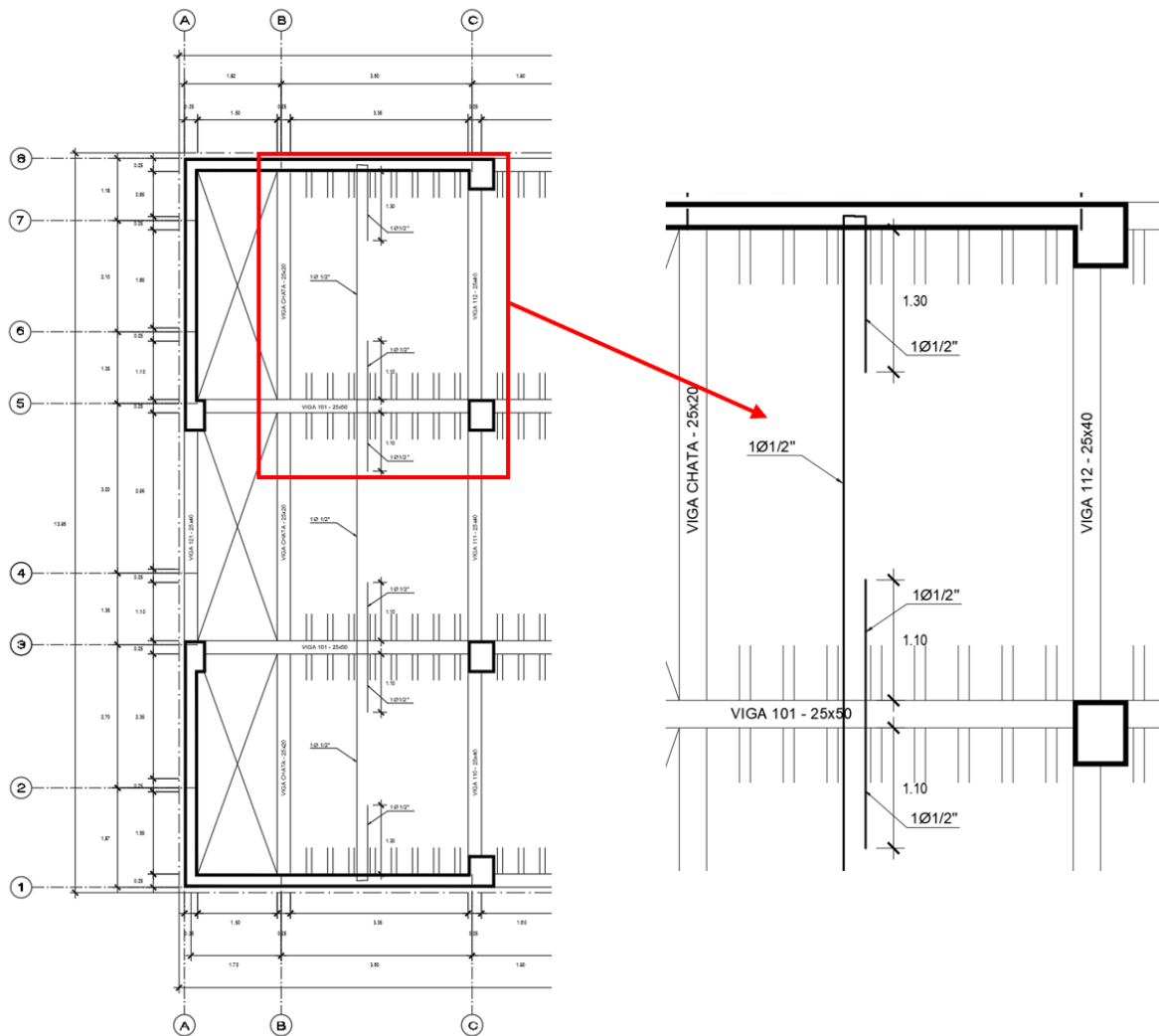
Tal como se muestra en la tabla 44, la sección de la vigueta cumple la verificación por cortante, por lo tanto, se concluyó que la losa, no tendrá ensanchamiento de viguetas.

4.6.1.6. Detalle de la losa aligerada

Obteniendo los resultados anteriores, se realizó el detalle final del armado de acero en el tramo de análisis de la losa aligerada.

Figura 45

Detalle de armado de tramo de losa aligerada

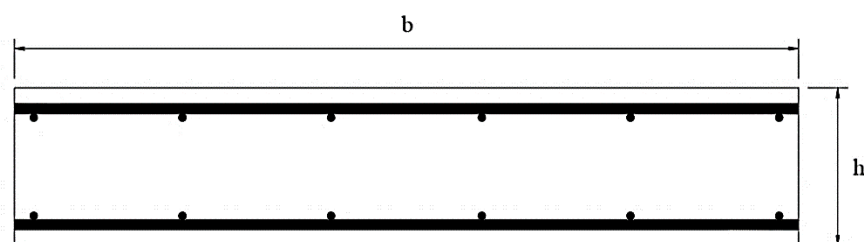


4.6.2. Diseño de Losa Maciza

El diseño de las losas macizas, se realizó teniendo en consideración lo siguiente:

Figura 46

Sección de losa maciza



Donde:

Tabla 45

Propiedades de los materiales de la losa maciza

Propiedades de los materiales de la sección	
$f'c$ (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4,200
ϕ flexión	0.90
ϕ corte	0.85
β	0.85
Ecu	0.003
Ey	0.0021

Tabla 46

Dimensiones de la sección de losa maciza

Dimensiones de la sección	
b (cm)	100
h (cm)	20
r (cm)	2
d (cm)	17.52

4.6.2.1. Diseño por resistencia a flexión

A partir de las propiedades de los materiales y dimensiones de la sección de la losa maciza, en base a la norma E.060 Concreto armado, se calculó el área de acero mínimo, balanceado y máximo, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 47

Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de losa maciza

Áreas de Acero de la Sección			
Momento Negativo		Momento Positivo	
As. Mínimo (cm ²)	1.20	As. Mínimo (cm ²)	2.40
As. Balanceado (cm ²)	36.90	As. Balanceado (cm ²)	36.90
As. Maximo (cm ²)	27.68	As. Maximo (cm ²)	27.68

Para el análisis de las losas macizas de la edificación, se realizó haciendo uso de los Strips en el programa Etabs, mediante el cual se obtuvo los momentos en la losa, generados por la combinación de cargas de 1.4CM + 1.7CV, a partir de esto se escogió un paño de análisis, ubicado entre los ejes longitudinales 3 - 5 y entre los ejes transversales G - J, tal como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 47

Paño de análisis por flexión en la dirección en "X"

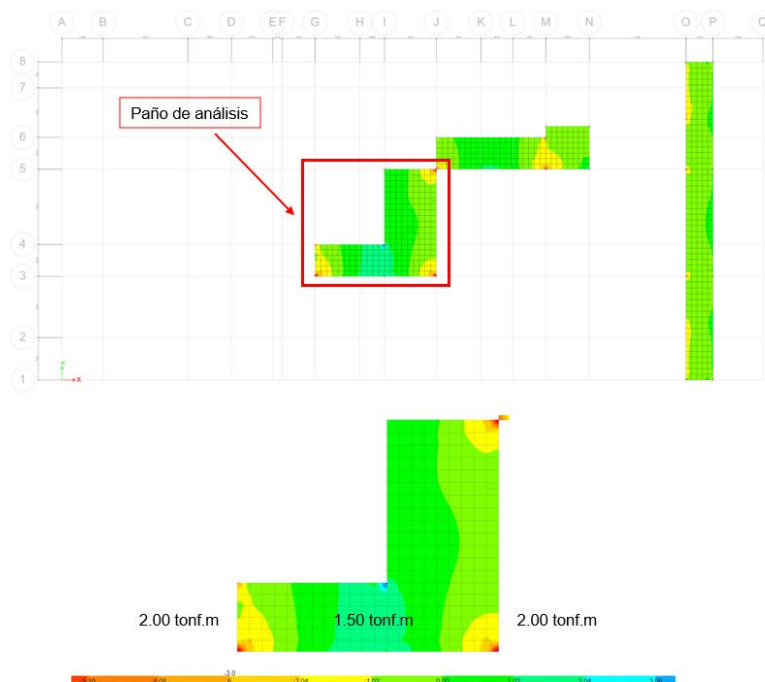
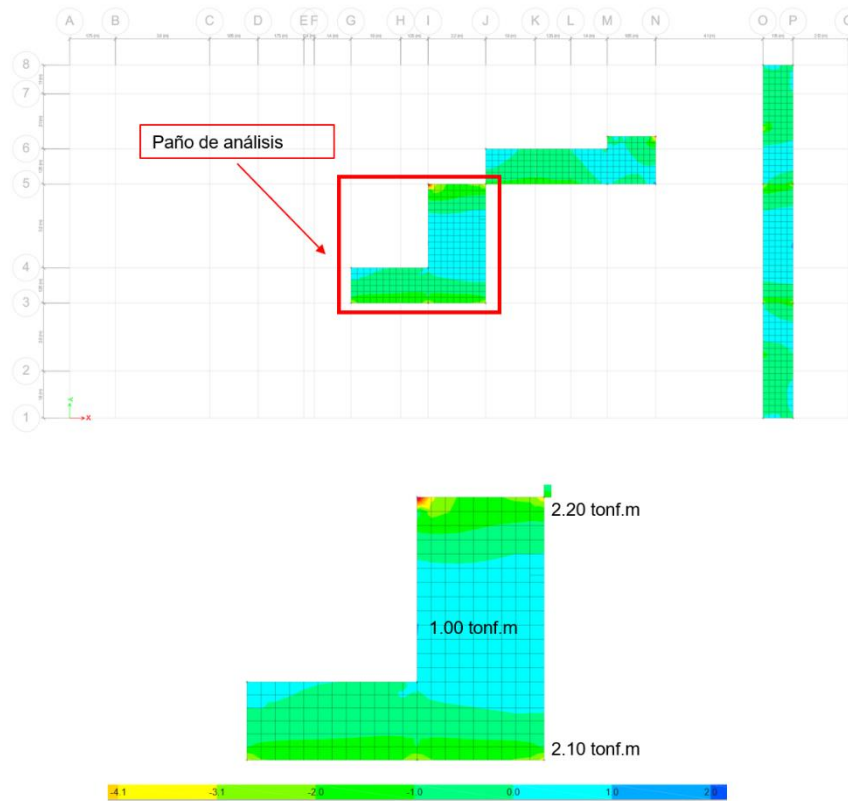


Figura 48

Paño de análisis por flexión en la dirección en "Y"



A partir de los momentos mostrados en las figuras 47 y 48 del paño de losa analizado, se calculó el área de acero requerido y el área de acero a colocar para la losa, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 48

Diseño de Losa por resistencia a Flexión - Dirección en "X"

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
G - J	Izquierda	2.00	3.08	3.55	1 Ø 3/8" @ 20 cm	2.55
	Centro	1.50	2.40	2.84	1 Ø 3/8" @ 25 cm	2.05
	Derecha	2.00	3.08	3.55	1 Ø 3/8" @ 20 cm	2.55

Tabla 49*Diseño de Losa por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"*

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
3 - 5	Izquierda	2.10	3.24	3.55	1 Ø 3/8" @ 20 cm	2.55
	Centro	1.00	2.40	2.84	1 Ø 3/8" @ 25 cm	2.05
	Derecha	2.20	3.40	3.55	1 Ø 3/8" @ 20 cm	2.55

Teniendo el Momento nominal "Mn", se pasó a verificar el diseño por resistencia a flexión, el cual indica que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

- ❖ Mu = Momento ultimo requerido a flexión
- ❖ Mn = Momento nominal a flexión
- ❖ ϕ Mn = Resistencia a flexión del elemento estructural

Tabla 50*Verificación de diseño de losa por resistencia a Flexión - Dirección en "X"*

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕ Mn (ton.m)	¿Cumple verificación?
G - J	Izquierda	2.00	2.30	Si
	Centro	1.50	1.85	Si
	Derecha	2.00	2.30	Si

Tabla 51*Verificación de diseño de losa por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"*

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕ Mn (ton.m)	¿Cumple verificación?
3 - 5	Izquierda	2.10	2.30	Si
	Centro	1.00	1.85	Si
	Derecha	2.20	2.30	Si

Tal como se muestra en la tabla 50 y 51, el paño de análisis de la losa, cumple la verificación por flexión que indica la norma E.060 Concreto armado.

4.6.2.2. Diseño por resistencia a cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 Concreto armado indica que la resistencia al cortante de la sección de concreto de la losa maciza, deberá ser mayor que la fuerza cortante actuante en esta misma, para lo cual se deberá de cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_c$$

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

Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima o amplificada
- ❖ V_c = Fuerza cortante nominal del concreto
- ❖ ϕV_c = Resistencia al cortante del concreto

Para el análisis del paño de losa escogido, también se realizó mediante el uso de los Strips en el programa Etabs, mediante el cual se obtuvo las cortantes en la losa, generados por la envolvente, tal como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 49

Paño de análisis por cortante en la dirección en "X"

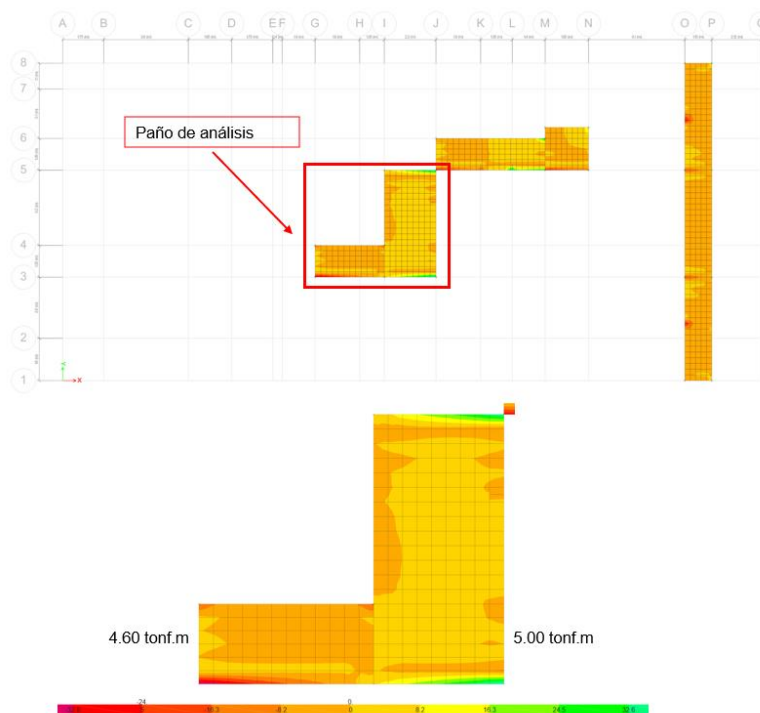
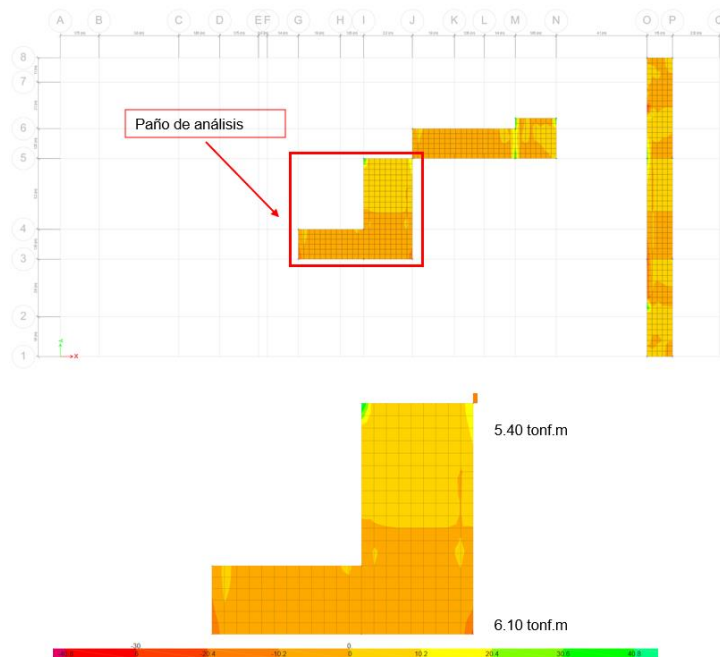


Figura 50

Paño de análisis por cortante en la dirección en "Y"



A partir de las cortantes mostrados en las figuras 49 y 50 del paño de losa analizado, se calculó la resistencia a la fuerza cortante que tiene la losa maciza, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 52

Diseño y verificación de losa por resistencia al Cortante - Dirección en "X"

Tramo	Ubicación	Vu (ton.m)	ϕVc (ton.m)	¿Cumple verificación?
G - J	Izquierda	4.60	12.47	Si
	Derecha	5.00	12.47	Si

Tabla 53

Diseño y verificación de losa por resistencia al Cortante - Dirección en "Y"

Tramo	Ubicación	Vu (ton.m)	ϕVc (ton.m)	¿Cumple verificación?
3 - 5	Izquierda	6.10	12.47	Si
	Derecha	5.40	12.47	Si

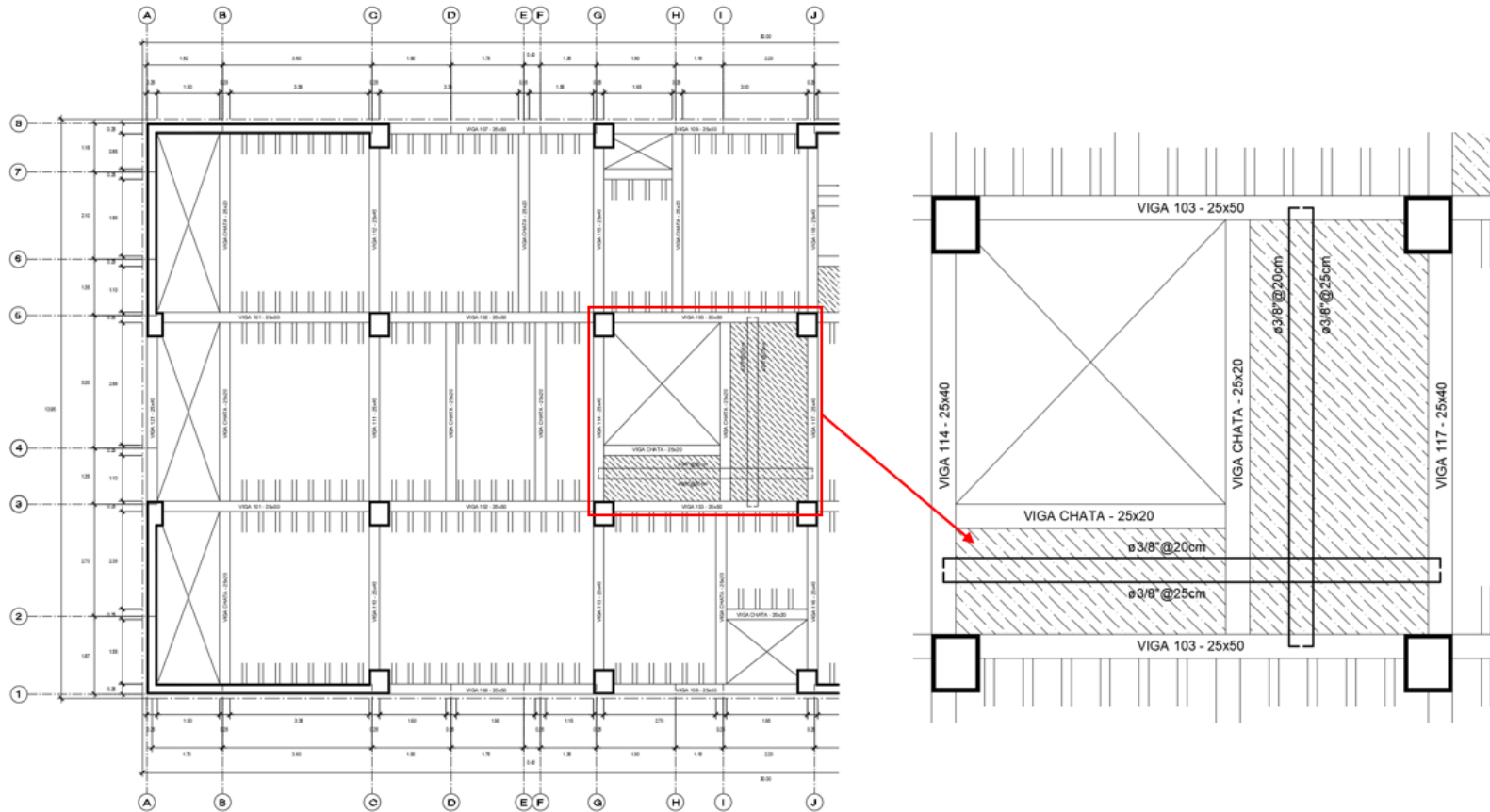
Tal como se muestra en las tablas 52 y 53, el paño analizado de losa maciza cumple la verificación por cortante.

4.6.2.3. Detalle de la losa Maciza

Obteniendo los resultados anteriores, se pasó a realizar el detalle final del armado de acero, del paño de la losa maciza.

Figura 51

Detalle de armado de paño de losa maciza

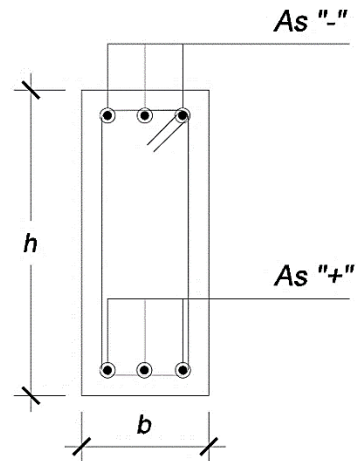


4.6.3. Diseño de Vigas

El diseño de vigas, se realizó teniendo en consideración lo siguiente:

Figura 52

Sección de viga



Donde:

Tabla 54

Propiedades de los materiales de la vigas

Propiedades de los materiales de la sección	
$f'c$ (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4,200
ϕ flexión	0.90
ϕ corte	0.85
β	0.85
Ecu	0.003
Ey	0.0021

Tabla 55

Dimensiones de la vigas

Dimensiones de la sección	
b (cm)	25
h (cm)	50
r (cm)	4
d (cm)	44.25

4.6.3.1. Diseño por resistencia a flexión

A partir de las propiedades de los materiales y dimensiones de la sección de la viga, en base a la norma E.060 Concreto armado, se realizó la verificación por agrietamiento y se calculó el área de acero mínimo, balanceado y máximo, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 56

Verificación por agrietamiento de la sección de las vigas

Verificación por agrietamiento			
Momento Negativo		Momento Positivo	
Yt (cm)	25.00	Yt (cm)	25.00
Ig (cm⁴)	260,416.67	Ig (cm⁴)	260,416.67
Fr (kg/cm²)	28.98	Fr (kg/cm²)	28.98
Mcr (kg.cm)	301,903.68	Mcr (kg.cm)	301,903.68

Tabla 57

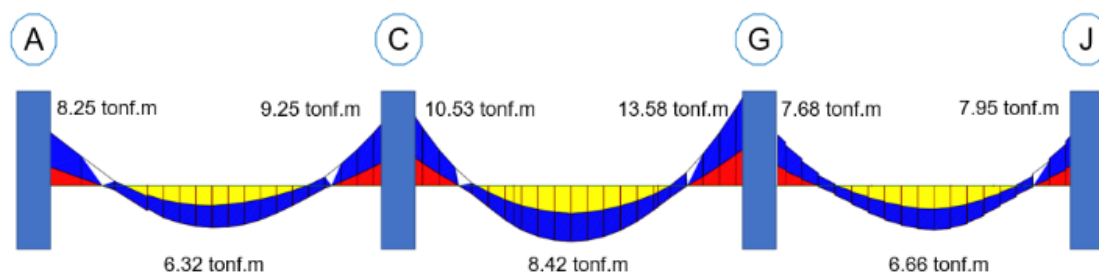
Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de las vigas

Áreas de acero de la sección			
Momento Negativo		Momento Positivo	
As. Mínimo (cm²)	2.22	As. Mínimo (cm²)	2.67
As. Balanceado (cm²)	23.51	As. Balanceado (cm²)	23.51
As. Maximo (cm²)	17.63	As. Maximo (cm²)	17.63

Para el desarrollo del diseño a flexión, se escogió realizar en las vigas que se encuentran en el eje longitudinal 3 y entre los ejes transversales A – J de la edificación, en donde mediante la envolvente se obtuvieron los momentos, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 53

Diagrama de momentos en las viga



A partir de los diagramas de momentos en las vigas mostrado en la figura 53, se calculó el área de acero requerido y el área de acero a colocar para la viga, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 58

Diseño de vigas por resistencia a flexión

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
A - C	Izquierda (-)	8.25	5.22	5.27	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	9.25
	Centro (+)	6.32	3.94	3.98	2 Ø 5/8"	7.08
	Derecha (-)	9.25	5.90	6.56	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	11.34
C - G	Izquierda (-)	10.53	6.78	7.26	3 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	12.45
	Centro (+)	8.42	5.34	5.97	2 Ø 5/8" + 1 Ø 5/8"	10.39
	Derecha (-)	13.58	8.97	9.95	3 Ø 5/8" + 2 Ø 5/8"	16.54
G - J	Izquierda (-)	7.68	4.84	5.27	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	9.25
	Centro (+)	6.66	4.17	5.27	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	9.25
	Derecha (-)	7.95	5.02	5.27	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	9.25

Teniendo el Momento nominal "Mn", se pasó a verificar el diseño por resistencia a flexión, el cual indica que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

❖ Mu = Momento ultimo requerido a flexión

- ❖ M_n = Momento nominal a flexión
- ❖ ϕM_n = Resistencia a flexión del elemento estructural

Tabla 59

Verificación de diseño de vigas por resistencia a flexión

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕM_n (ton.m)	¿Cumple verificación?
A - C	Izquierda (-)	8.25	8.32	Si
	Centro (+)	6.32	6.38	Si
	Derecha (-)	9.25	10.21	Si
C - G	Izquierda (-)	10.53	11.21	Si
	Centro (+)	8.42	9.35	Si
	Derecha (-)	13.58	14.88	Si
G - J	Izquierda (-)	7.68	8.32	Si
	Centro (+)	6.66	8.32	Si
	Derecha (-)	7.95	8.32	Si

Tal como se muestra en la tabla 59, todos los tramos de análisis de las vigas, cumplen la verificación por flexión que indica la norma E.060 Concreto armado.

Para obtener la longitud "x" del cortado de las varillas de refuerzo en las vigas se hizo uso del programa Etabs. Además, la norma E.060 de concreto armado, indica que se le deberá de sumar una longitud adicional "x+a", donde la longitud "a", para momento positivo, será el mayor valor entre (d, 12db) y para momento negativo, será el mayor el mayor valor entre (d, 12db, $L_n/16$), a partir de esto se obtuvo lo siguiente.

Tabla 60

Cortado de varillas en vigas

Tramo	Ubicación	As. Colocado (Ø Barras)	Etabs	Norma	L. refuerzo
			x (m)	a (m)	L (m)
A - C	Izquierda	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	0.55	0.44	1.00
	Centro	2 Ø 5/8"			
	Derecha	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	0.40	0.44	0.90
C - G	Izquierda	3 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	0.45	0.44	0.90
	Centro	2 Ø 5/8" + 1 Ø 5/8"	1.55	0.44	2.00
	Derecha	3 Ø 5/8" + 2 Ø 5/8"	0.40	0.44	0.90
G - J	Izquierda	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	0.50	0.44	1.00

Centro	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	0.55	0.44	1.00
Derecha	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	0.50	0.44	1.00

De la tabla 60, se obtuvo la longitud de recorte de los aceros de refuerzo para su dibujo en el plano de detalle de las vigas.

La norma E.060 Concreto armado, indica que el acero en las vigas al conectarse con las columnas, debe de cumplir una longitud de desarrollo (longitud de anclaje). Las vigas en el análisis tienen un diámetro de acero de 5/8" y una resistencia de concreto de 210 kg/cm², la longitud de desarrollo para estas características será de 35 cm. En el desarrollo del análisis, esta longitud de desarrollo se cumple, ya que el ancho mínimo en las columnas en la dirección de análisis es de 40 cm.

4.6.3.2. Verificación por Deflexión

Se realizó la verificación por deflexión, en el tramo (C – G) de la viga, mediante el cual primero se obtuvo los siguientes parámetros:

Tabla 61

Parámetros para la verificación por deflexión en vigas

Parámetros	Ubicación		
	Izquierda	Centro	Derecha
Igt (cm⁴)	260,416.67	260,416.67	260,416.67
Mcr (kg.cm)	301,903.68	301,903.68	301,903.68
b (cm)	25.00	25.00	25.00
c (cm)	26.03	26.03	26.03
n	9.66	9.66	9.66
d (cm)	44.25	44.25	44.25
d' (cm)	5.75	5.75	5.75
As.+ (cm²)	5.97	5.97	5.97
As.- (cm²)	7.26	0.00	9.95
Icr (cm⁴)	192,026.80	166,152.64	201,613.79
Ma (kg.cm) - CM	586,000.00	465,000.00	752,000.00
Ie (cm⁴) - CM	201,378.79	191,951.02	205,418.75
Ma (kg.cm) - CV	136,000.00	112,000.00	179,000.00
Ie (cm⁴) - CV	940,162.27	2,012,430.88	483,740.84

A partir de la tabla 61, se realizó el cálculo de las deflexiones inmediatas y deflexiones diferidas en el tramo de análisis de la viga, tal como se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 62

Cálculo de las deflexiones inmediatas en vigas

Parámetros	Tramo C - G
Longitud (cm)	490.00
Peso (kg/cm) - CM	5.88
Peso (kg/cm) - CV	9.80
Ec (kg/cm²)	217,370.65
Δ CM (cm)	0.10
Δ CV (cm)	0.22

Tabla 63

Cálculo de las deflexiones diferidas en vigas

Parámetros	Tramo C - G
ξ	2.00
ρ'	0.007
$\lambda\Delta$	1.51
Δ diferida (cm) - CM	0.15
Δ diferida (cm) - CV	0.34

Con las tablas 62 y 63, se realizó la verificación del límite de deflexión que puede haber en el tramo de la viga, tal como se puede apreciar en la siguiente tabla.

Tabla 64

Verificación por deflexión en vigas

Parámetros	Tramo C - G
Δ total (cm)	0.48
Factor	480.00
Δ limite (cm)	1.02
Condición	¡Si cumple!

De la tabla 64, se muestra que la deflexión total que hay en el tramo (C – G) de la viga, es menor al límite de deflexión máxima que indica la norma E.060

Concreto armado, es por esto que se concluyó que la viga, si cumple con la verificación.

4.6.3.3. Verificación por Fisuración

La norma E.060 Concreto armado, indica que se deberá de verificar por fisuración, con el objetivo de controlar el ancho de las grietas por flexión que se puedan generar en las vigas, para lo cual nos da la siguiente condición que se deberá de cumplir:

$$Z < 26000kg/cm$$

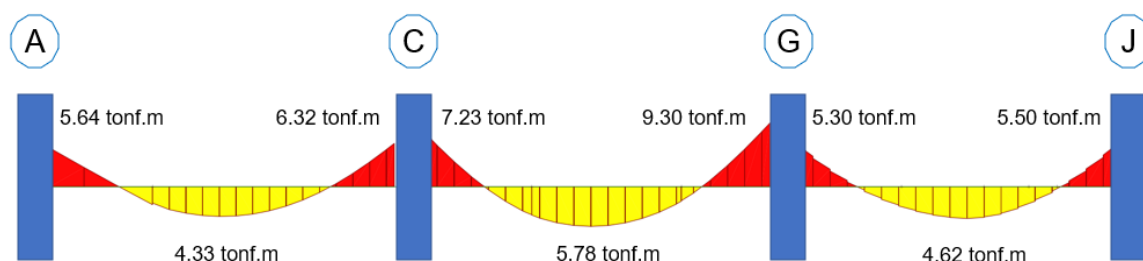
Donde:

❖ Z = Parámetro de fisuración

Para realizar esta verificación se trabajó con los momentos generados por las cargas de servicio (CM + CV), tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 54

Diagrama de momentos en las vigas



A partir de los diagramas de momentos en las vigas, se realizó la verificación en el tramo (C - G), mediante el cual se obtuvieron los siguientes parámetros:

Tabla 65

Verificación por fisuración en vigas

Parámetros	Ubicación		
	Izquierda	Centro	Derecha
Ms (tonf.m)	7.23	5.78	9.30
d (cm)	44.25	44.25	44.25
b (cm)	25.00	25.00	25.00
As.+ (cm ²)	5.97	5.97	5.97
As.- (cm ²)	7.26	0.00	9.95
fs (kg/cm ²)	2,500.40	2,430.87	2,346.75

dc (cm)	5.75	5.75	5.75
ys (cm)	8.54	8.54	8.54
Nº de barras	6.65	3.00	8.00
Act (cm2)	64.23	142.33	53.38
Factor		26,000.00	
Z (kg/cm)	17,935.40	22,733.06	15,826.13
Condición	¡Si cumple!	¡Si cumple!	¡Si cumple!

Como se puede apreciar en la tabla 65, el tramo (C – G) de la viga analizada no presentara fisuración, debido a que cumple con el límite propuesto por la norma E.060 Concreto armado.

4.6.3.4. Diseño por capacidad a flexión

La norma E.060 Concreto armado, a partir del diseño por capacidad, indica unas disposiciones sísmicas que se deberán de cumplir para el diseño por flexión en vigas, los cuales se indican en el ítem 4.5.4.1. Diseño por capacidad en Vigas.

- a. $\phi M_n(+)$ (cara de nudo) $>$ $\phi M_n(-)/3$ (cara de nudo)

Tabla 66

Disposiciones sísmicas por flexión – ítem a

Cara de Nudos	$\phi M_n (+)$ (ton.m)	$\phi M_n (-)$ (ton.m)	$\phi M_n (-) / 3$ (ton.m)	Condición
Lado izquierdo	6.38	11.21	3.74	¡Si cumple!
Lado derecho	6.38	14.88	4.96	¡Si cumple!

- b. $\phi M_n(+)$ (centro) y $\phi M_n(-)$ (centro) $>$ ϕM_n (total)(cara de nudo)/4

Tabla 67

Disposiciones sísmicas por flexión – ítem b

Cara de Nudos	ϕM_n (ton.m)	$\phi M_n/4$ (ton.m)	$\phi M_n. (+)$ centro (ton.m)	Condición	$\phi M_n. (-)$ centro (ton.m)	Condición
Lado izquierdo	17.58	4.40	9.35	¡Si cumple!	9.35	¡Si cumple!
Lado derecho	21.26	5.31		¡Si cumple!		¡Si cumple!

Como se muestra en las tablas 66 y 67, el área de acero colocado por flexión en las vigas, cumple con las disposiciones sísmicas por capacidad que indica la norma E.060 Concreto armado.

4.6.3.5. Diseño por resistencia a cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 Concreto armado indica que la resistencia al cortante de las vigas, deberá cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s)$$

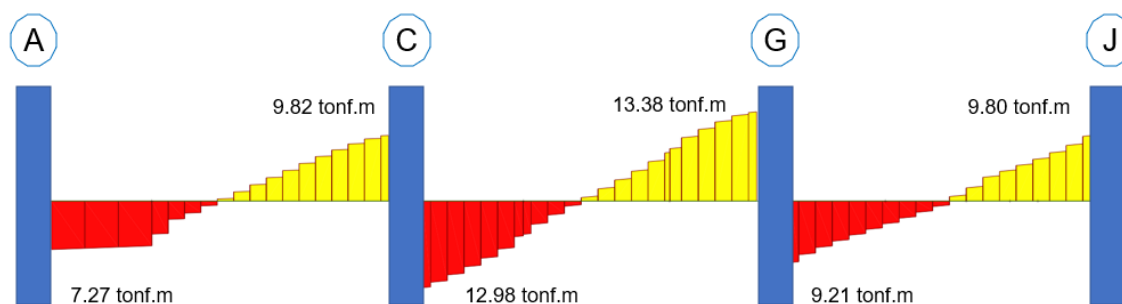
Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima o amplificada
- ❖ ϕV_n = Resistencia a la fuerza cortante del elemento estructural
- ❖ V_n = Fuerza cortante nominal
- ❖ V_c = Fuerza cortante nominal del concreto
- ❖ V_s = Fuerza cortante nominal del acero
- ❖ ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.85 para cortante)
- ❖ ϕV_c = Resistencia al cortante del concreto
- ❖ ϕV_s = Resistencia al cortante del acero

Para el análisis del tramo escogido, mediante el programa Etabs, se obtuvo las cortantes de las vigas, generado por la envolvente, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 55

Diagrama de cortantes en las vigas



La norma E.060 Concreto armado, indica que las vigas se deberán diseñar por capacidad, es decir la cortante ultima de diseño "Vu", no serán las propuestas en la imagen anterior, si no que se tendrá que cumplir lo indicado en el Ítem 4.5.4.1. Diseño por Capacidad en Vigas, mediante el cual se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 68

Diseño de cortante ultima por capacidad en vigas

Tramo	Ubicación	Ln (m)	Mn (ton.m)	1.25 (CM+CV)	Ítem a	Ítem b	Vu. Diseño
				Vwu (ton.m)	Vu (ton.m)	Vu (ton.m)	Vu máx. (ton.m)
A - C	Izquierda "+"	4.95	7.08	7.28	10.58	8.80	13.54
	Izquierda "-"		9.25				
	Derecha "+"		7.08	9.82	13.54	11.53	
	Derecha "-"		11.34				
C - G	Izquierda "+"	4.90	10.39	12.98	17.64	15.13	18.88
	Izquierda "-"		12.45				
	Derecha "+"		10.39	13.38	18.88	15.58	
	Derecha "-"		16.54				
G - J	Izquierda "+"	4.40	9.25	9.22	13.42	10.67	14.00
	Izquierda "-"		9.25				
	Derecha "+"		9.25	9.80	14.00	11.34	
	Derecha "-"		9.25				

Como se puede apreciar en la tabla 68, a partir del diseño por capacidad se obtuvo las cortantes ultimas "Vu" de diseño en las vigas, la norma E.060 Concreto armado indica que:

$$Vu > (\phi Vc)$$

Entonces, se cumplen las siguientes expresiones:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad y \quad S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

De lo anteriormente mencionado, se realizó el cálculo de la fuerza cortante del concreto "Vc" y la fuerza cortante del acero "Vs", tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 69*Cálculo del "Vc" y "Vs" en vigas*

Tramo	Vu diseño (ton.m)	Vc (ton.m)	ϕVc (ton.m)	Av (cm2)	Vs (ton.m)	S (cm)
A - C	13.54	8.50	7.23	1.42	7.43	35.51
C - G	18.88	8.50	7.23	1.42	13.71	19.24
G - J	14.00	8.50	7.23	1.42	7.97	33.10

De la tabla 69, el "Av" considerado es para estribos de 3/8" de diámetro, a raíz de esto se obtuvo una separación de estribos "S", la cual se consideró como máxima y a su vez se verifico posteriormente.

De las verificaciones para la cortante del concreto "Vc" y cortante del acero "Vs", mencionadas en el ítem 4.5.2. Diseño por resistencia al corte, solo se cumplió la siguiente expresión:

$$Vs \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Entonces la norma E.060 Concreto armado, nos indica que, al cumplirse esta expresión, demanda que la máxima separación de estribos en las vigas sea de "d/2", entonces la separación máxima de los estribos "S" será de 22.13 cm en todas las vigas.

Con lo anteriormente desarrollado, se verifico el diseño por resistencia a la cortante en las vigas, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 70*Verificación por resistencia al cortante en vigas*

Tramo	Vu diseño (ton)	Vc (ton)	S (cm)	Vs (ton)	ϕVn (ton)	Condición
A - C	13.54	8.50	20.00	13.20	18.44	¡Si cumple!
C - G	18.88	8.50	18.00	14.66	19.69	¡Si cumple!
G - J	14.00	8.50	20.00	13.20	18.44	¡Si cumple!

Tal como se muestra en la tabla 70, la resistencia a la fuerza cortante en las vigas " ϕV_n ", es mayor que la fuerza cortante ultima de diseño " V_u " aplicadas en ellas, entonces se concluyó que las vigas cumplen el diseño por resistencia a cortante.

4.6.3.6. Diseño por capacidad a cortante

La norma E.060 Concreto armado, a partir del diseño por capacidad, también nos brinda unas disposiciones sísmicas que se deberán de cumplir para el diseño por cortante en vigas, los cuales se indican en el ítem 4.5.4.1. Diseño por capacidad en vigas.

Zona de confinamiento:

Tabla 71

Cálculo del "S" en la zona de confinamiento en vigas

Tramo	L (cm)	d/4 (cm)	10* Φ L (cm)	24* Φ E (cm)	30 cm	"S" a usar (cm)
A - C	100.00	11.06	15.875	22.86	30.00	10.00
C - G	100.00	11.06	15.875	22.86	30.00	10.00
G - J	100.00	11.06	15.875	22.86	30.00	10.00

De la tabla 71, se obtuvo el separamiento "S" a utilizar para los estribos en la zona de confinamiento.

Zona de no confinamiento:

Tabla 72

Cálculo del "S" en la zona de no confinamiento en vigas

Tramo	S. Max < d/2	"S" a usar (cm)
A - C	22.13	20.00
C - G	22.13	18.00
G - J	22.13	20.00

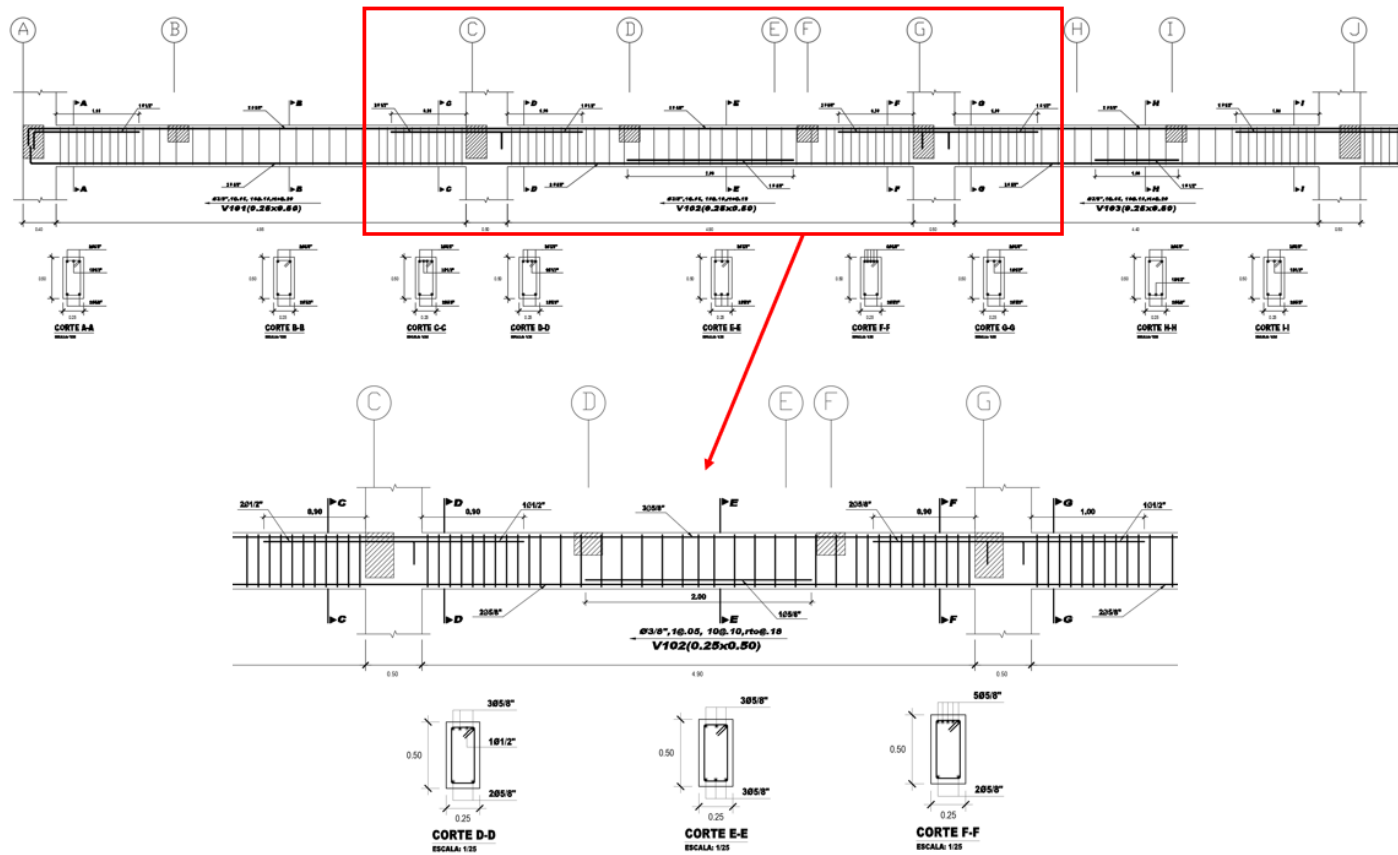
De la tabla 72, se obtuvo el separamiento "S" a utilizar para los estribos en la zona de no confinamiento.

4.6.3.7. Detalle de las Vigas

Obteniendo los resultados anteriores, se pasó a realizar el detalle final del armado de acero de las vigas de análisis.

Figura 56

Detalle de armado de vigas

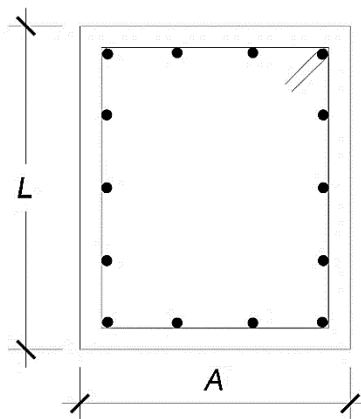


4.6.4. Diseño de Columnas

El diseño de columnas, se realizó teniendo en consideración lo siguiente:

Figura 57

Sección de columna



Donde:

Tabla 73

Propiedades de los materiales de la columna

Propiedades de los materiales de la sección	
$f'c$ (kg/cm ²)	280
f_y (kg/cm ²)	4,200
ϕ flexión	0.90
ϕ corte	0.85
E_{cu}	0.003
E_y	0.0021

Tabla 74

Dimensiones de la columna

Dimensiones de la sección	
L (cm)	60
A (cm)	50
r (cm)	4
d (cm)	54.10

4.6.4.1. Diseño por Flexión

La norma E.060 Concreto armado indica que el área de refuerzo longitudinal, no deberá ser menor del 1% ni mayor del 6% del área transversal “Ag” de la columna.

Tabla 75

Límites de refuerzo longitudinal para las columnas

Columna	Largo (cm)	Ancho (cm)	Ag (cm ²)	Límites de condición - E.060	
				1% (Ag) cm ²	6% (Ag) cm ²
C-8	60	50	3000	30	180

A partir de la tabla 75, se colocó el área de refuerzo longitudinal en las columnas.

Tabla 76

Diseño por flexión en columnas

Columna	Ø Acero longitudinal	As. Longitudinal (cm ²)	N°. de varillas	As. Total (cm ²)	%As. Total
C-8	3/4"	2.84	14	39.76	1.33

De la tabla 76, se concluyó que la cantidad de varillas a colocar en las columnas “C-1” será de 14, con un área de acero de 39.76 cm² en total y un porcentaje de 1.33%, lo que a su vez se verificó que cumple con el límite de refuerzo longitudinal indicado por la norma E.060 Concreto armado.

4.6.4.2. Diseño por Flexocompresión

En el diseño a flexocompresión, se realizó el diagrama de interacción de las columnas, en donde se analizó las combinaciones de carga, las cuales deberán de estar dentro del diagrama de interacción reducido, de lo contrario se tendrá que aumentar la cantidad de acero en las columnas o aumentar las dimensiones de la columna, sin sobrepasar lo permitido por la norma E.060 Concreto armado.

Para el análisis del diseño se escogió a la columna C-8, ubicada en el primer nivel, la cual a su vez es la que mayor carga soporta, según lo obtenido en el programa Etabs.

Tabla 77

Cargas en la columna C-8

Piso	Columna	Caso de Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Story1	C-8	C. Muerta	227.4	0.452	-0.637	0.002	-0.654	0.603
Story1	C-8	C. Viva	41.3	0.161	-0.079	0.001	-0.063	0.214
Story1	C-8	S. diseño en "X"	3.0	0.777	0.073	0.044	0.225	2.200
Story1	C-8	S. diseño en "Y"	1.7	0.110	1.607	0.113	6.175	0.341

Tabla 78

Combinaciones de carga en la columna C-8 para sismo en "X"

Sismo XX	Combinaciones de diseño		
	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	388.65	-1.02	1.21
U2=1.25(CM+CV)+SX	338.98	-0.67	3.22
U3=1.25(CM+CV)-SX	332.91	-1.12	-1.18
U4=0.9CM+SX	207.74	-0.36	2.74
U5=0.9CM-SX	201.67	-0.81	-1.66
U2'=1.25(CM+CV)+SX	338.98	0.67	-3.22
U3'=1.25(CM+CV)-SX	332.91	1.12	1.18
U4'=0.9CM+SX	207.74	0.36	-2.74
U5'=0.9CM-SX	201.67	0.81	1.66

Tabla 79

Combinaciones de carga en la columna C-8 para sismo en "Y"

Sismo YY	Combinaciones de diseño		
	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	388.65	-1.02	1.21
U2=1.25(CM+CV)+SY	337.69	5.28	1.36
U3=1.25(CM+CV)-SY	334.21	-7.07	0.68
U4=0.9CM+SY	206.44	5.59	0.88
U5=0.9CM-SY	202.96	-6.76	0.20
U2'=1.25(CM+CV)+SY	337.69	-5.28	-1.36
U3'=1.25(CM+CV)-SY	334.21	7.07	-0.68
U4'=0.9CM+SY	206.44	-5.59	-0.88
U5'=0.9CM-SY	202.96	6.76	-0.20

Con las combinaciones de carga obtenidas para los sismos, tal como se muestra en las tablas 78 y 79, se verifico en el diagrama de interacción reducido, el cual se obtuvo del programa Etabs y se muestra en las siguientes figuras.

Figura 58

Diagrama de interacción – Sismo XX – M33

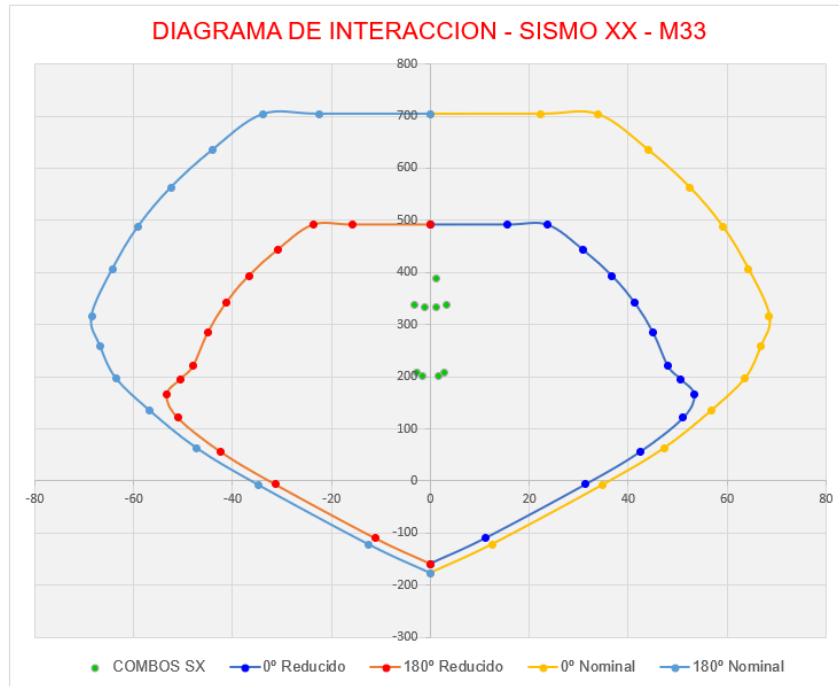


Figura 59

Diagrama de interacción – Sismo XX – M22

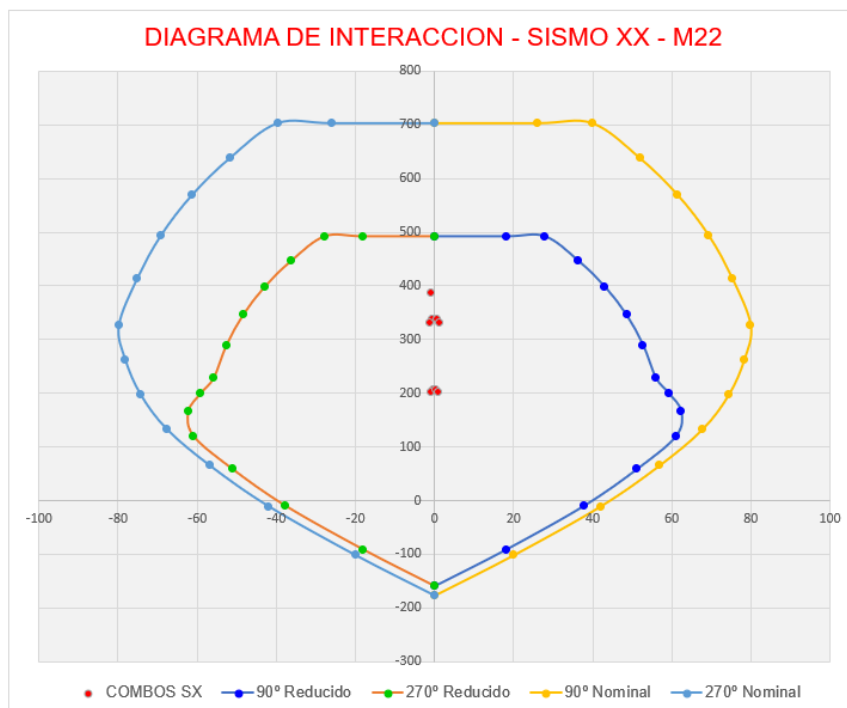


Figura 60

Diagrama de interacción – Sismo YY – M33

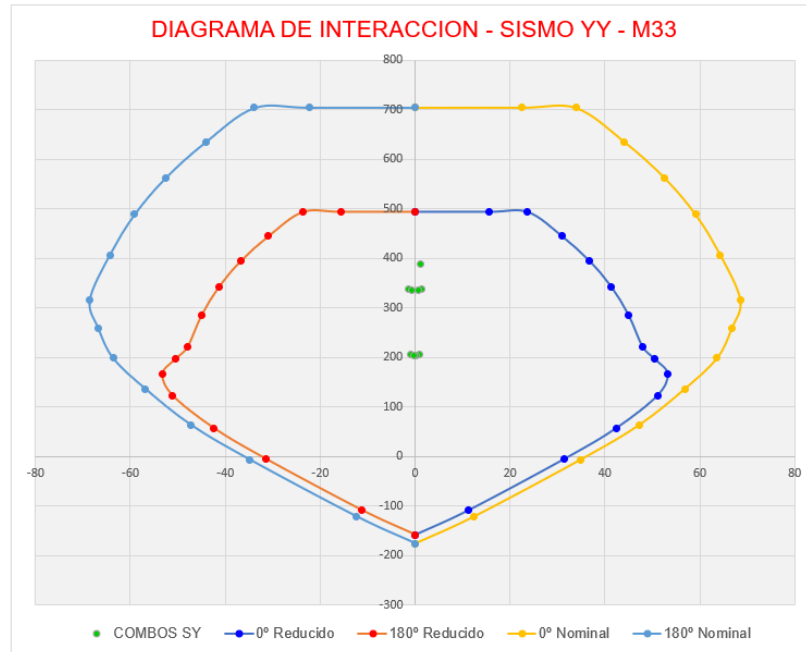
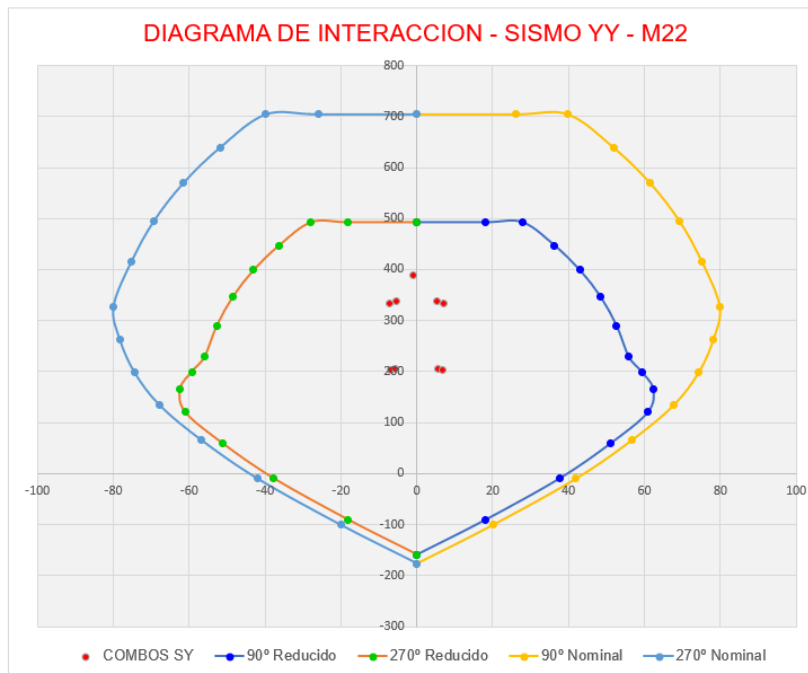


Figura 61

Diagrama de interacción – Sismo YY – M22



Como se puede apreciar en las figuras anteriores, las combinaciones de carga obtenidas para los sismos, se encuentran dentro de los diagramas de interacción reducidos, por lo tanto, se concluyó, que el armado de la columna C-8 de análisis cumple con el diseño por Flexocompresión.

4.6.4.2. Diseño por Resistencia a Cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 de concreto armado indica que la resistencia al cortante de las columnas, deberán cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s)$$

La norma E.060 Concreto armado, indica que las columnas se deberán diseñar por capacidad, es decir la cortante ultima de diseño "Vu", tendrá que cumplir lo indicado en el Ítem 4.5.4.2. Diseño por Capacidad en Columnas, mediante el cual se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 80

Diseño de cortante ultima por capacidad en columnas

Columna	Ubicación	hn (m)	Mn (ton.m)	Ítem a	Ítem b	Vu. Diseño
				Vu (ton.m)	Vu (ton.m)	Vu Max. (ton.m)
C-8	Izquierda sup.	3.80	69.00	36.32	3.86	42.11
	Izquierda inf.		69.00			
	Derecha sup.		80.00			
	Derecha inf.		80.00	42.11	6.25	

Como se puede apreciar en la tabla 80, a partir del diseño por capacidad se obtuvo las cortantes ultimas "Vu" de diseño en la columna C-8, la norma E.060 Concreto armado indica que:

$$V_u > (\phi V_c)$$

Entonces, se cumplen las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad y \quad S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

De lo anteriormente mencionado, se realizó el cálculo de la fuerza cortante del concreto "Vc" y la fuerza cortante del acero "Vs", tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 81*Cálculo del "Vc" y "Vs" en columnas*

Columna	Vu diseño (ton.m)	Vc (ton.m)	ϕVc (ton.m)	Av (cm ²)	Vs (ton.m)	S (cm)
C-8	42.11	23.99	20.39	1.42	25.55	12.63

De la tabla 81, el "Av" considerado es para estribos de 3/8" de diámetro, a raíz de esto se obtuvo una separación de estribos "S", la cual se consideró como máxima y a su vez será verificada posteriormente.

De las verificaciones para la cortante del concreto "Vc" y cortante del acero "Vs", mencionadas en el ítem 4.5.2. Diseño por Resistencia al Corte, solo se cumplió la siguiente expresión:

$$Vs \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Entonces la norma E.060 Concreto armado, indica que, al cumplirse esta expresión, demanda que la máxima separación de estribos en las columnas sea de "d/2", entonces una posible separación máxima de los estribos "S" será de 27.05 cm en todas las columnas.

Con lo anteriormente desarrollado, se verifico el diseño por resistencia a la cortante en las vigas, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 82*Verificación por resistencia al cortante en columnas*

Columna	Vu diseño (ton)	Vc (ton)	S (cm)	Vs (ton)	ϕVn (ton)	Condición
C-8	42.11	23.99	12.00	26.89	43.24	¡Si cumple!

Tal como se muestra en la tabla 82, la resistencia a la fuerza cortante " ϕVn " en la columna C-8, es mayor que la fuerza cortante ultima de diseño "Vu" aplicada en ella, entonces se concluyó que la columna cumple el diseño por resistencia a cortante.

4.6.4.2. Diseño por Capacidad a Cortante

La norma E.060 Concreto armado, a partir del diseño por capacidad, también nos brinda unas disposiciones sísmicas que se deberán de cumplir para el diseño por cortante en columnas, los cuales se indican en el ítem 4.5.4.2. Diseño por Capacidad en Columnas.

Zona de confinamiento:

Tabla 83

Cálculo del "S" en la zona de confinamiento en columnas

Columna	$8*\Phi L$ (cm)	Menor dimensión/2 (cm)	10 cm	"S" a usar (cm)
A - C	15.24	25	10.00	10.00

De la tabla 83, se obtuvo el separamiento "S" a utilizar para los estribos en la zona de confinamiento de las columnas.

Tabla 84

Cálculo del "Lo" en zona de confinamiento en columnas

Columna	H/6 (cm)	Mayor dimensión (cm)	50cm	"Lo" a usar (cm)
A - C	63.33	60	50.00	70.00

De la tabla 84, se obtuvo la longitud de la zona de confinamiento "Lo" a utilizar en las columnas.

Zona de no confinamiento:

Tabla 85

Cálculo del "S" en la zona de no confinamiento en columnas

Columna	S. máx. < d/2	S. máx. < 60 (cm)	S. máx. < 30 (cm)	$16*\Phi L$ (cm)	$48*\Phi e$ (cm)	"S" a usar (cm)
A - C	27.05	60.00	30.00	30.48	45.72	12.00

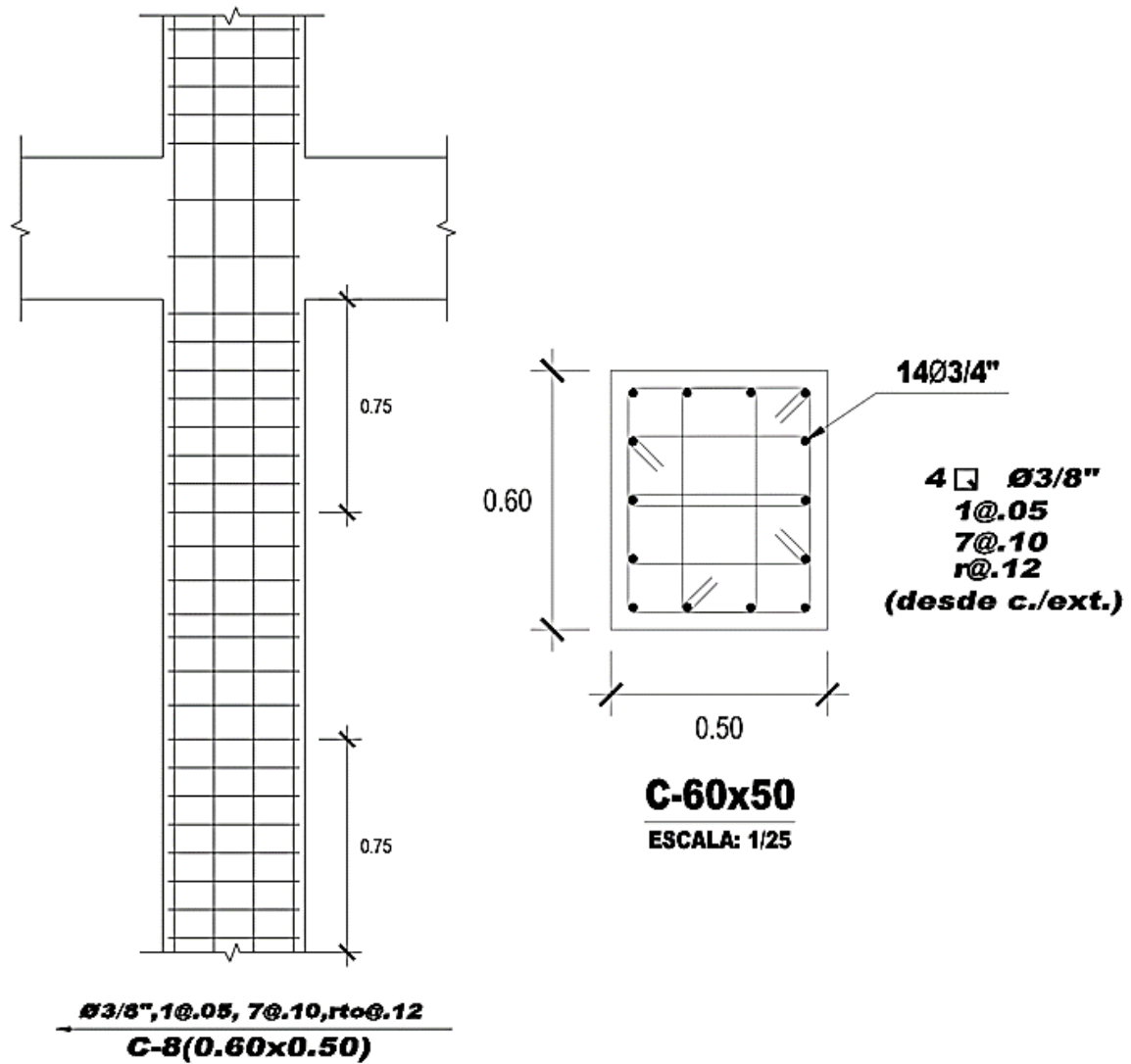
De la tabla 85, se obtuvo el separamiento "S" a utilizar para los estribos en la zona de no confinamiento de las columnas.

4.6.4.3. Detalle de las Columnas

Obteniendo los resultados anteriores, se pasó a realizar el detalle final del armado de acero de la columna de análisis.

Figura 62

Detalle de armado de columna C-8

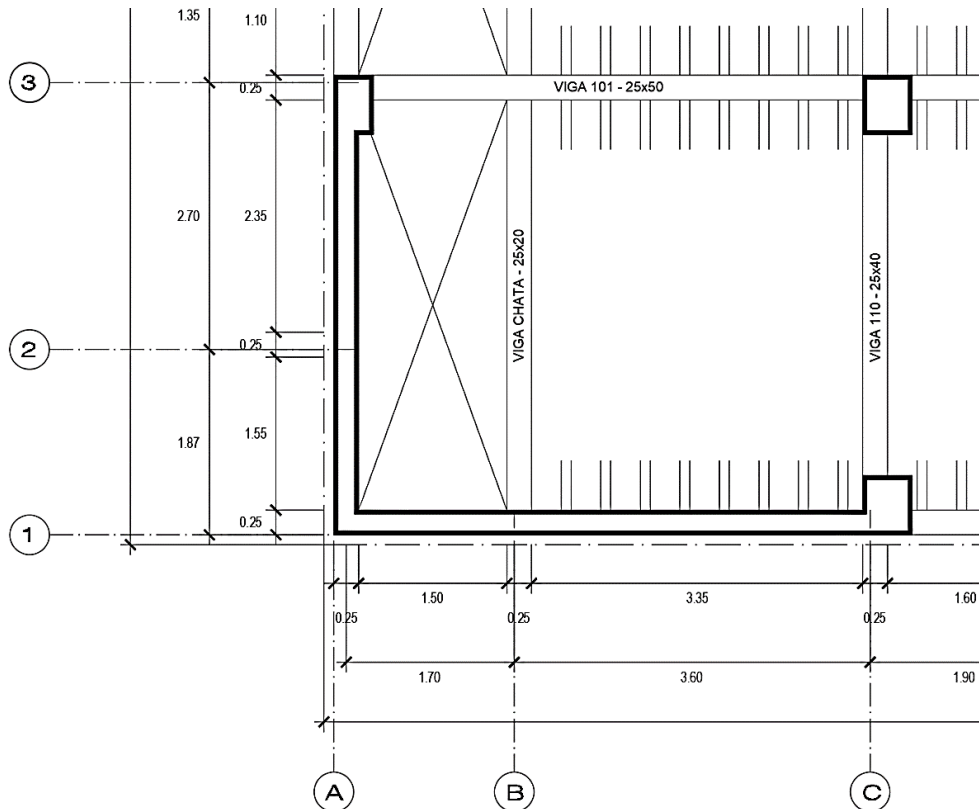


4.6.5. Diseño de Muros Estructurales - Placas

En el proyecto se realizó el diseño estructural a la placa P-1, ubicada entre los ejes transversales 1-3 y los ejes longitudinales A-C, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 63

Sección de muro estructural - placa



Donde:

Tabla 86

Propiedades de los materiales del muro estructural - placa

Propiedades de los materiales de la sección	
$f'c$ (kg/cm ²)	280
f_y (kg/cm ²)	4,200
ϕ flexión	0.90
ϕ compresión	0.70
ϕ corte	0.85
Ecu	0.003
Ey	0.0021

4.6.5.1. Diseño por Flexión

La norma E.060 Concreto armado indica que el área de refuerzo longitudinal, no deberá ser menor del 1% ni mayor del 6% del área transversal “Ag” en este caso será de los elementos de borde en la placa P-1 a diseñar.

En la placa P-1, se definieron 3 elementos de borde en su diseño, tal como se muestra en la siguiente imagen, en los cuales se aplicó el criterio de la norma E.060 Concreto armado y se obtuvo la siguiente tabla.

Figura 64

Sección de elementos de borde en muro estructural - placa

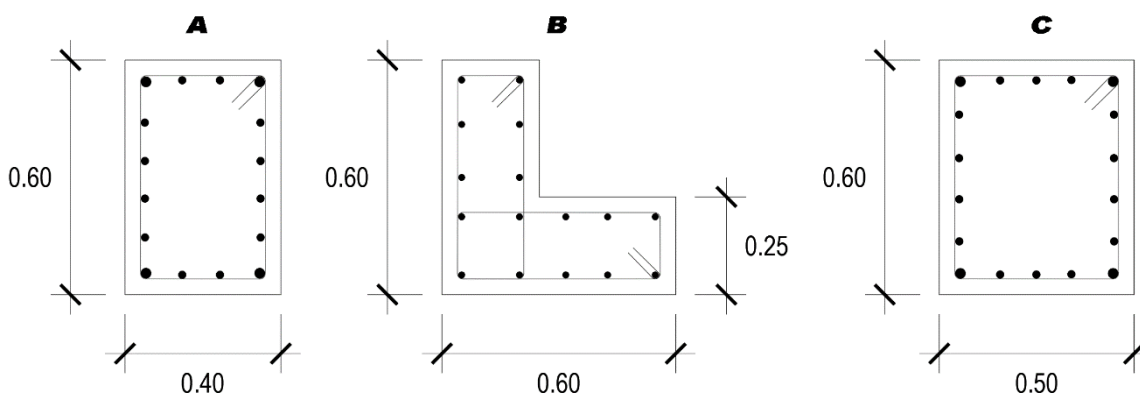


Tabla 87

Límites de refuerzo longitudinal para elementos de borde en placa

Límites de condición - E.060						
Placa	E. Borde	Largo (cm)	Ancho (cm)	Ag (cm ²)	1% Ag (cm ²)	6% Ag (cm ²)
P-1	A	60	40	2400	24.00	144.00
P-1	B	95	25	2375	23.75	142.50
P-1	C	60	50	3000	30.00	180.00

A partir de la tabla 87, se colocó el área de refuerzo longitudinal en los elementos de borde de la placa P-1.

Tabla 88*Diseño por flexión en placa*

Placa	E. Borde	Ø Acero longitudinal	As. longitudinal (cm ²)	N°. De varillas	As. Total (cm ²)	%As. Total
P-1	A	1" + 3/4"	2.84 + 1.99	4 + 12	54.48	2.27
P-1	B	5/8"	1.99	16	31.84	1.34
P-1	C	1" + 3/4"	2.84	4 + 14	60.16	2.01

De la tabla 88, se concluyó que la cantidad de varillas a colocar en los elementos de borde en la placa P-1, cumplen con el límite de refuerzo longitudinal indicado por la norma E.060 Concreto armado.

Para el refuerzo horizontal y vertical en el alma de la placa P-1, se tomó el criterio de utilizar una cuantía de acero de 0.0025, y se obtuvo lo siguiente.

Para el refuerzo horizontal:

Tabla 89*Cálculo del área de acero mínimo horizontal en alma de placa*

Placa	Alma	Cuantía ρ	Largo (cm)	Ancho (cm)	As. Mínimo (cm ²)
P-1	Eje A	0.0025	345	25	21.56
P-1	Eje 1	0.0025	475	25	29.69

A partir de la tabla 89, se colocó el área de refuerzo horizontal en el alma de la placa P-1.

Tabla 90*Diseño por flexión en alma de placa - horizontal*

Placa	Alma	Ø Acero	As (cm ²)	N°. De Varillas	As colocado (cm ²)	S (cm)	Condición
P-1	Eje A	3/8"	0.71	34.00	24.14	20.29	¡Cumple!
P-1	Eje 1	3/8"	0.71	46.00	32.66	20.65	¡Cumple!

Para el refuerzo vertical:

Tabla 91*Cálculo del área de acero mínimo vertical en alma de placa*

Placa	Alma	Cuantía ρ	Alto (cm)	Ancho (cm)	As. Mínimo (cm ²)
P-1	Eje A	0.0025	380	25	23.75
P-1	Eje 1	0.0025	380	25	23.75

A partir de la tabla 91, se colocó el área de refuerzo vertical en el alma de la placa P-1.

Tabla 92*Diseño por flexión en alma de placa - vertical*

Placa	Alma	Ø Acero	As (cm ²)	N°. De Varillas	As colocado (cm ²)	S (cm)	Condición
P-1	Eje A	3/8"	0.71	38.00	26.98	20.00	¡Cumple!
P-1	Eje 1	3/8"	0.71	38.00	26.98	20.00	¡Cumple!

A partir de la tabla 90 y 92, se obtuvo el número de varillas a colocar, la cual fue dividida entre 2, ya que el alma de la placa P-1 será de 2 mallas, el separamiento "S" a utilizar en el alma de la placa será de 20 cm.

4.6.5.2. Diseño por Flexocompresión

En el diseño a flexocompresión, se realizó el diagrama de interacción de la placa P-1, en donde se analizó las combinaciones de carga, las cuales deberán de estar dentro del diagrama de interacción reducido, de lo contrario se tendrá que aumentar la cantidad de acero en la placa o aumentar sus dimensiones, sin sobrepasar lo permitido por la norma E.060 Concreto armado.

Tabla 93*Cargas en la placa P-1*

Piso	Placa	Caso de Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Story1	P-1	C. Muerta	328.6	-5.610	-3.926	-1.555	35.132	1.472
Story1	P-1	C. Viva	32.1	-0.992	-0.327	-0.815	6.950	4.530
Story1	P-1	S. diseño en "X"	133.8	83.699	16.686	98.717	260.945	745.583
Story1	P-1	S. diseño en "Y"	227.5	17.964	92.688	143.212	1124.249	516.657

Tabla 94*Combinaciones de carga en la placa P-1 para sismo en "X"*

Sismo XX	Combinaciones de diseño		
	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	514.60	61.00	9.76
U2=1.25(CM+CV)+SX	584.68	313.55	753.09
U3=1.25(CM+CV)-SX	317.06	-208.34	-738.08
U4=0.9CM+SX	429.55	292.56	746.91
U5=0.9CM-SX	161.93	-229.33	-744.26
U2´=1.25(CM+CV)+SX	584.68	-313.55	-753.09
U3´=1.25(CM+CV)-SX	317.06	208.34	738.08
U4´=0.9CM+SX	429.55	-292.56	-746.91
U5´=0.9CM-SX	161.93	229.33	744.26

Tabla 95*Combinaciones de carga en la placa P-1 para sismo en "Y"*

Sismo YY	Combinaciones de diseño		
	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	514.60	61.00	9.76
U2=1.25(CM+CV)+SY	678.40	1176.85	524.16
U3=1.25(CM+CV)-SY	223.35	-1071.65	-509.15
U4=0.9CM+SY	523.27	1155.87	517.98
U5=0.9CM-SY	68.22	-1092.63	-515.33
U2´=1.25(CM+CV)+SY	678.40	-1176.85	-524.16
U3´=1.25(CM+CV)-SY	223.35	1071.65	509.15
U4´=0.9CM+SY	523.27	-1155.87	-517.98
U5´=0.9CM-SY	68.22	1092.63	515.33

Con las combinaciones de carga obtenidas para los sismos, tal como se muestra en las tablas 94 y 95, se verifico en el diagrama de interacción reducido, el cual se obtuvo del programa Etabs y se muestra en las siguientes figuras.

Figura 65

Diagrama de interacción – Sismo XX – M33

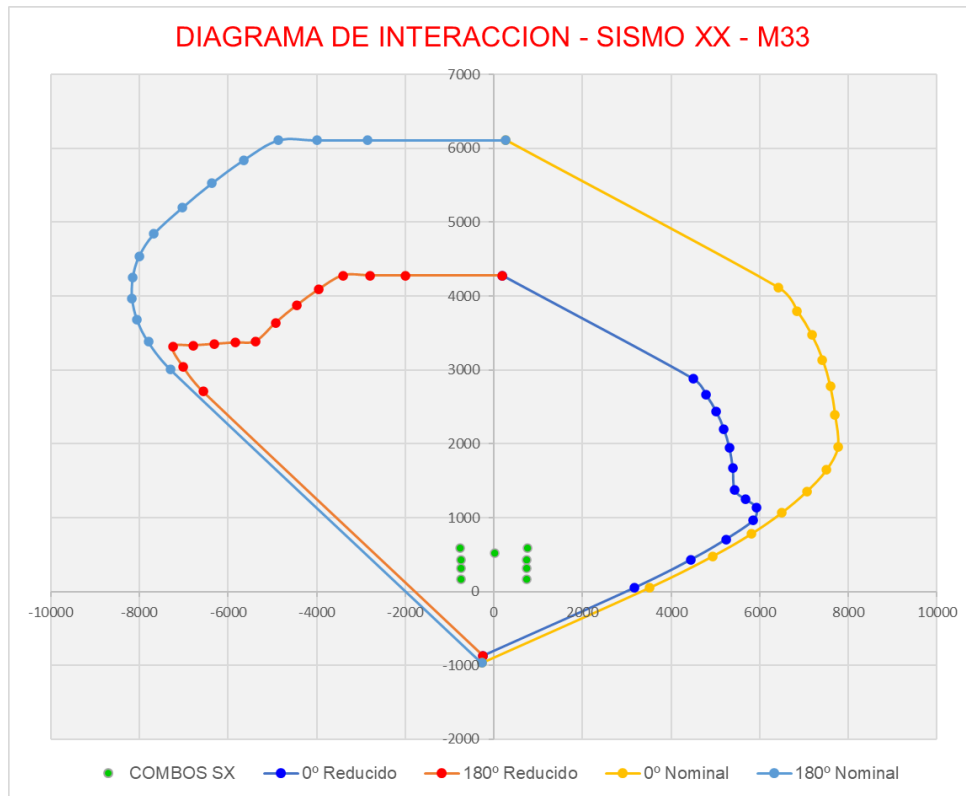


Figura 66

Diagrama de interacción – Sismo XX – M22

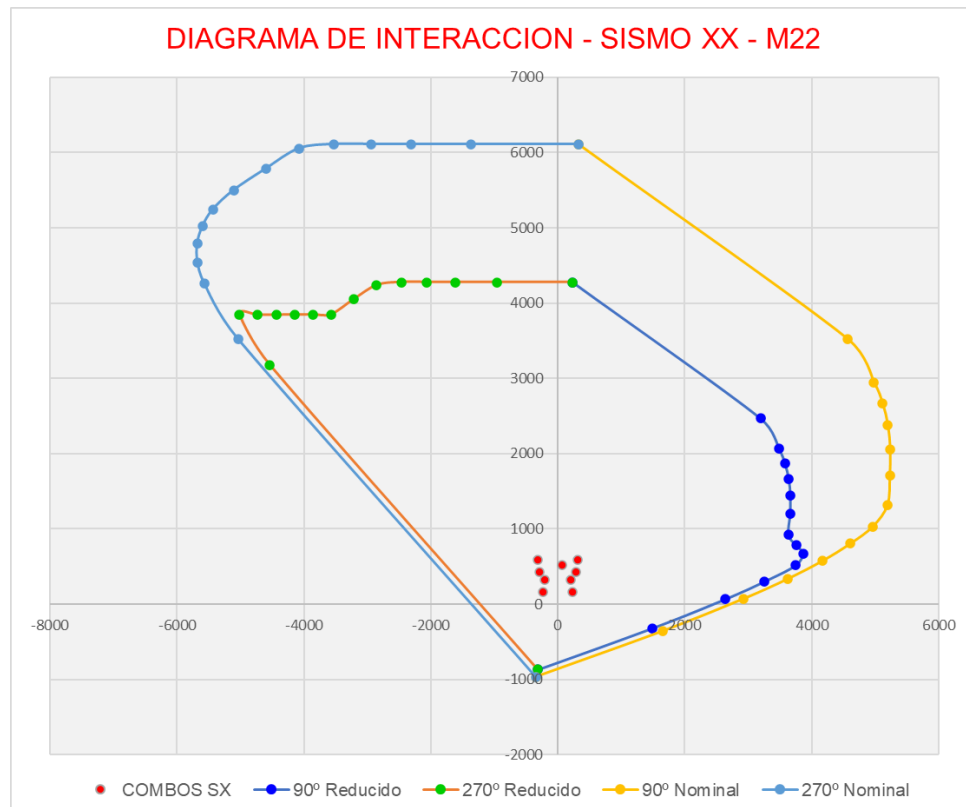


Figura 67

Diagrama de interacción – Sismo YY – M33

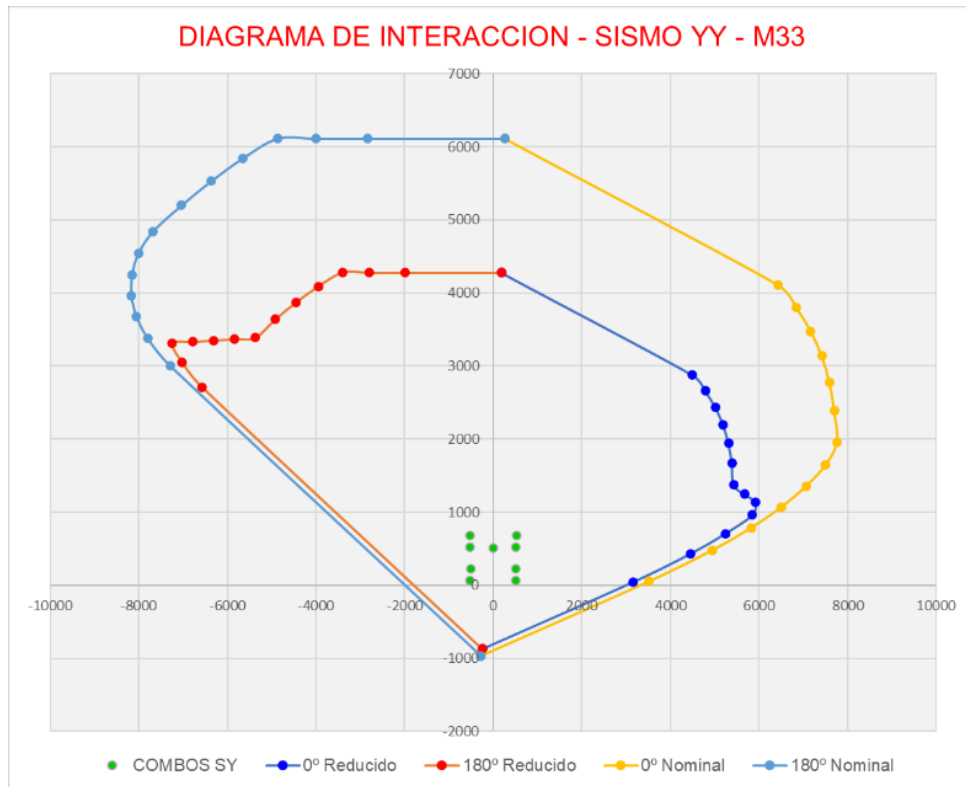
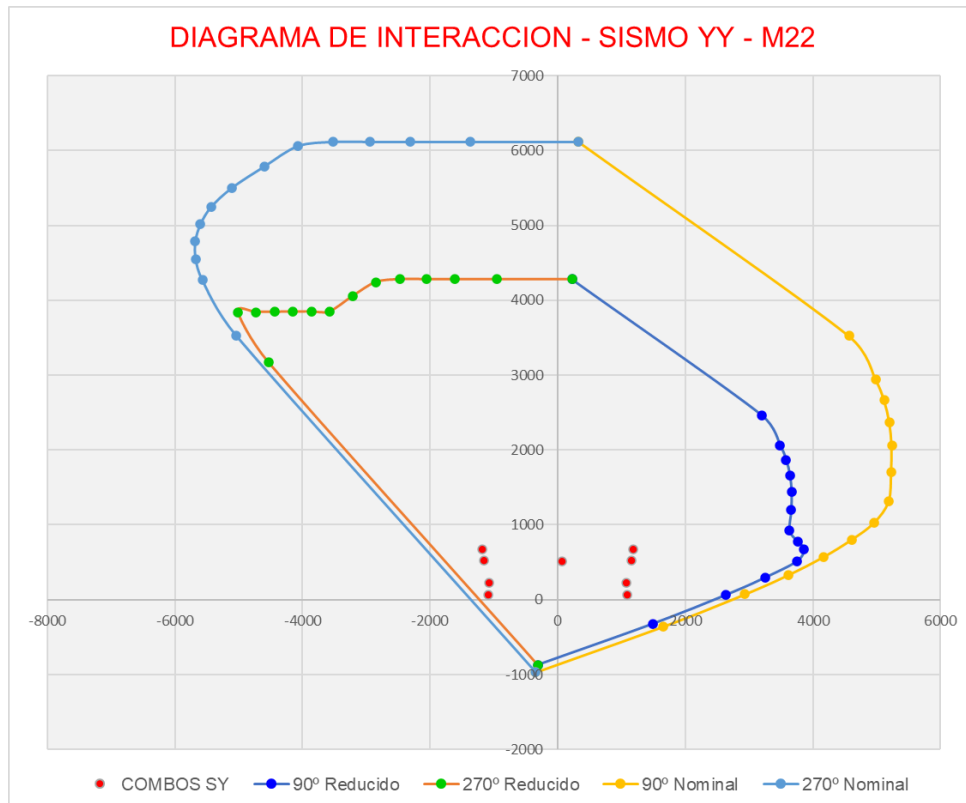


Figura 68

Diagrama de interacción – Sismo YY – M22



Como se puede apreciar en las figuras anteriores, las combinaciones de carga obtenidas para los sismos, se encuentran dentro de los diagramas de interacción reducidos, por lo tanto, se concluyó, que el armado de la placa P-1 de análisis cumple con el diseño por Flexocompresión.

4.6.5.2. Diseño por Resistencia a Cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 Concreto armado indica que la resistencia al cortante de las placas, deberán cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s)$$

La norma E.060 Concreto armado, indica que las placas se deberán diseñar por capacidad, es decir la cortante ultima de diseño “Vu”, tendrá que cumplir lo indicado en el Ítem 4.5.4.3. Diseño por Capacidad en Muros Estructurales o Placas.

A partir de las cargas obtenidas de la placa P-1, mostradas en la tabla 93, se realizaron las combinaciones de carga y se obtuvo las cortantes para los sismos en “X” y en “Y”.

Tabla 96

Cálculo de cortantes en la placa P-1

Combinaciones de diseño	P (ton)	Sismo en X		Sismo en Y	
		V2 (ton)	M3 (ton.m)	V3 (ton)	M2 (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	514.60	-9.54	9.76	-6.05	61.00
U2=1.25(CM+CV)+SX	584.68	75.45	753.09	11.37	313.55
U3=1.25(CM+CV)-SX	317.06	-91.95	-738.08	-22.00	-208.34
U4=0.9CM+SX	429.55	78.65	746.91	13.15	292.56
U5=0.9CM-SX	161.93	-88.75	-744.26	-20.22	-229.33
U6=1.25(CM+CV) +SY	678.40	9.71	524.16	87.37	1176.85
U7=1.25(CM+CV)-SY	223.35	-26.22	-509.15	-98.00	-1071.65
U8=0.9CM+SY	523.27	12.92	517.98	89.15	1155.87
U9=0.9CM-SY	68.22	-23.01	-515.33	-96.22	-1092.63

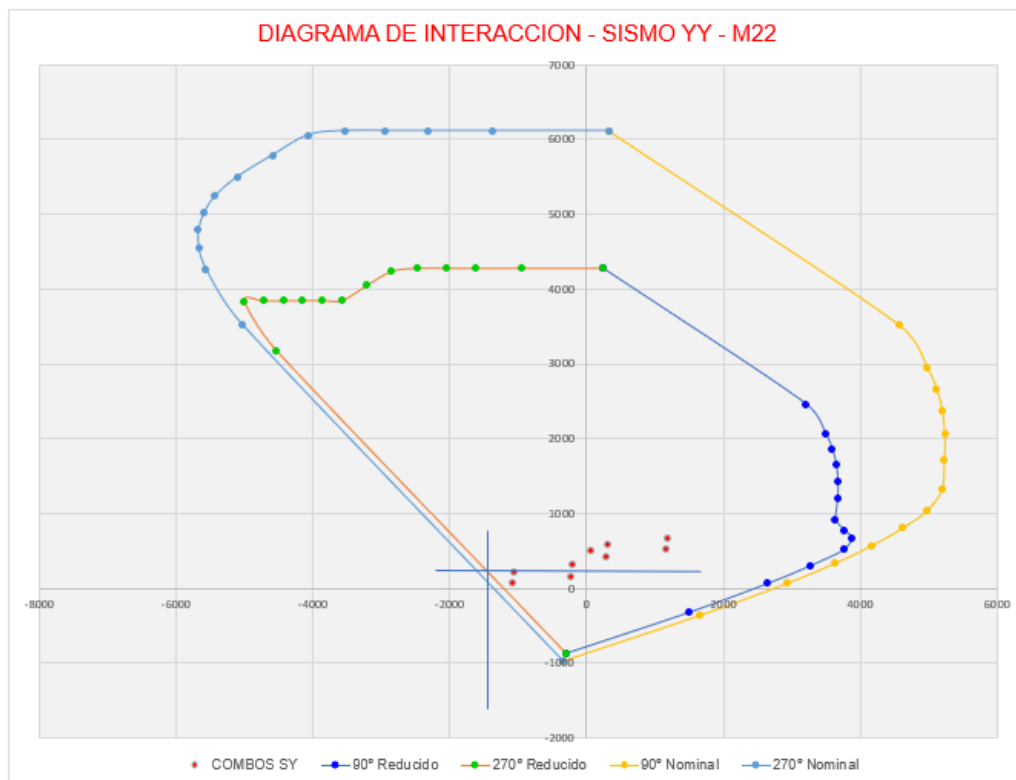
A partir de la tabla 96, se obtuvo la Cortante “Vua” y el Momento “Mua”, además para efectos de los cálculos, se tomaron como valor absoluto:

$$Vua = 98 \text{ ton y } Mua = 1,071.65 \text{ ton.m}$$

Para obtener el Momento “Mn” resistente, se creó el diagrama de interacción reducido, y se colocaron los puntos obtenidos en la tabla 96, a partir de esto mediante una proyección del punto (-1071.65; 223.35) hacia el diagrama reducido, se obtuvo el valor del Momento nominal reducido: Mn = 1500 ton.m.

Figura 69

Diagrama de interacción – Sismo YY – M22



Con los datos obtenidos anteriormente, se calculó la cortante ultima de diseño “Vu”.

Tabla 97

Cálculo de la cortante ultima "Vu" de la placa P-1

Placa	Nivel	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vu (ton)
P-1	1	98.00	1,071.65	1,500.00	1.40	137.18

De la tabla 97 se obtuvo la cortante “Vu” de diseño, a partir de este valor se calculó la cortante del concreto “Vc”, la cortante del acero “Vs” y la cortante nominal “Vn” de la placa P-1.

Tabla 98

Cálculo de la cortante "Vc", "Vs" y "Vn" de la placa P-1

Placa	Nivel	Vc (ton)	Vs (ton)	Vn (ton)
P-1	1	145.44	172.20	317.64

Habiendo obtenido la cortante “Vn”, se verifico el diseño por cortante en la placa P-1.

Tabla 99

Verificación por resistencia al cortante en la placa P-1

Placa	Vu (ton)	Φ Vn (ton)	Condición
P-1	137.18	270.00	¡Si cumple!

Tal como se muestra en la tabla 99, la resistencia a la fuerza cortante “ ϕV_n ” en la placa P-1, es mayor que la fuerza cortante ultima de diseño “Vu” aplicada en ella, entonces se concluyó que la placa cumple el diseño por resistencia a cortante.

Después de cumplir el diseño por cortante, se calculó la cuantía de refuerzo horizontal y vertical en el alma de la placa P-1, donde se tuvo que:

$$Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

Entonces la cuantía mínima que se utilizó tanto para el refuerzo horizontal como para el vertical fue de 0.0025. El cálculo de la cuantía se realizó con la siguiente expresión: $V_s = A_{cw} * p * fy$

Tabla 100

Cálculo de la cuantía y área de acero para el refuerzo horizontal del alma de la placa P-1

Placa	ph	p mínima	p a usar	As. Reque. (cm ²)
P-1	0.0024	0.0025	0.0025	6.25

Tabla 101*Cálculo del refuerzo horizontal y separación "S" para el alma de la placa P-1*

Alma de Placa	Nº de mallas	Ø Acero longitudinal	As. longitudinal (cm ²)	As. colocar (cm ²)	S (cm)
P-1	2.00	3/8"	0.71	1.42	22.72

Tabla 102*Cálculo de la cuantía y área de acero para el refuerzo vertical del alma de la placa P-1*

Placa	ρ_v	ρ mínima	ρ a usar	As. Reque. (cm ²)
P-1	0.0024	0.0025	0.0025	6.25

Tabla 103*Cálculo del refuerzo vertical y separación "S" para el alma de la placa P-1*

Alma de Placa	Nº de mallas	Ø Acero longitudinal	As. longitudinal (cm ²)	As. colocar (cm ²)	S (cm)
P-1	2.00	3/8"	0.71	1.42	22.72

A partir de las tablas 101 y 103, se obtuvo el diámetro de acero a colocar en el alma de la placa P-1, tanto para el refuerzo horizontal como para el vertical, en donde se concluyó que tendrán una separación de 20 cm, para ambas direcciones.

4.6.5.3. Diseño por Capacidad a Cortante

La norma E.060 Concreto armado, a partir del diseño por capacidad, también nos brinda unas disposiciones sísmicas que se deberán de cumplir para el diseño por cortante en los elementos de borde de las placas, los cuales se indican en el Ítem 4.5.4.3. Diseño por Capacidad en Muros Estructurales o Placas.

Tabla 104

Cálculo del "S" en los elementos de borde de la placa P-1

PLACA	A = $10 \cdot \Phi L$ (cm)	B = Menor dimensión (cm)	C = 25 cm	S. Max \leq min (A, B, C)	S. a usar (cm)
E. Borde A	15.88	40.00	25.00	15.88	15.00
E. Borde B	15.88	25.00	25.00	15.88	15.00
E. Borde C	15.88	50.00	25.00	15.88	15.00

A partir de la tabla 104, se concluyó que los estribos en los elementos de borde tendrán un separamiento "S" de 15 cm.

Además, se calculó el número de grapas que se tendrá que colocar en los elementos de borde de la placa P-1.

Tabla 105

Cálculo del número de grapas en los elementos de borde de la placa P-1

PLACA	Ash. Longitudinal (cm ²)	Nº de grapas longitudinales	Ash Transversal (cm ²)	Nº de grapas transversales
E. Borde A	2.88	4.00	4.68	6.00
E. Borde B	1.53	2.00	4.68	6.00
E. Borde C	3.78	5.00	4.68	6.00

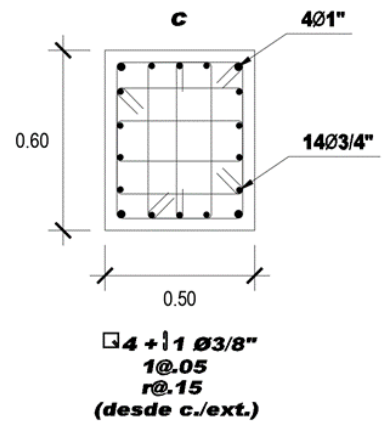
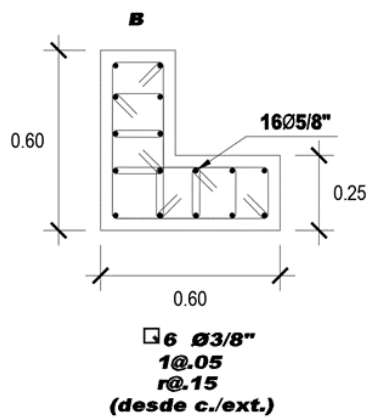
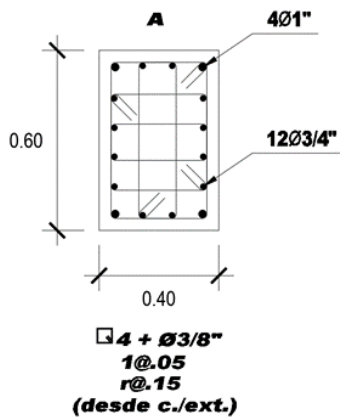
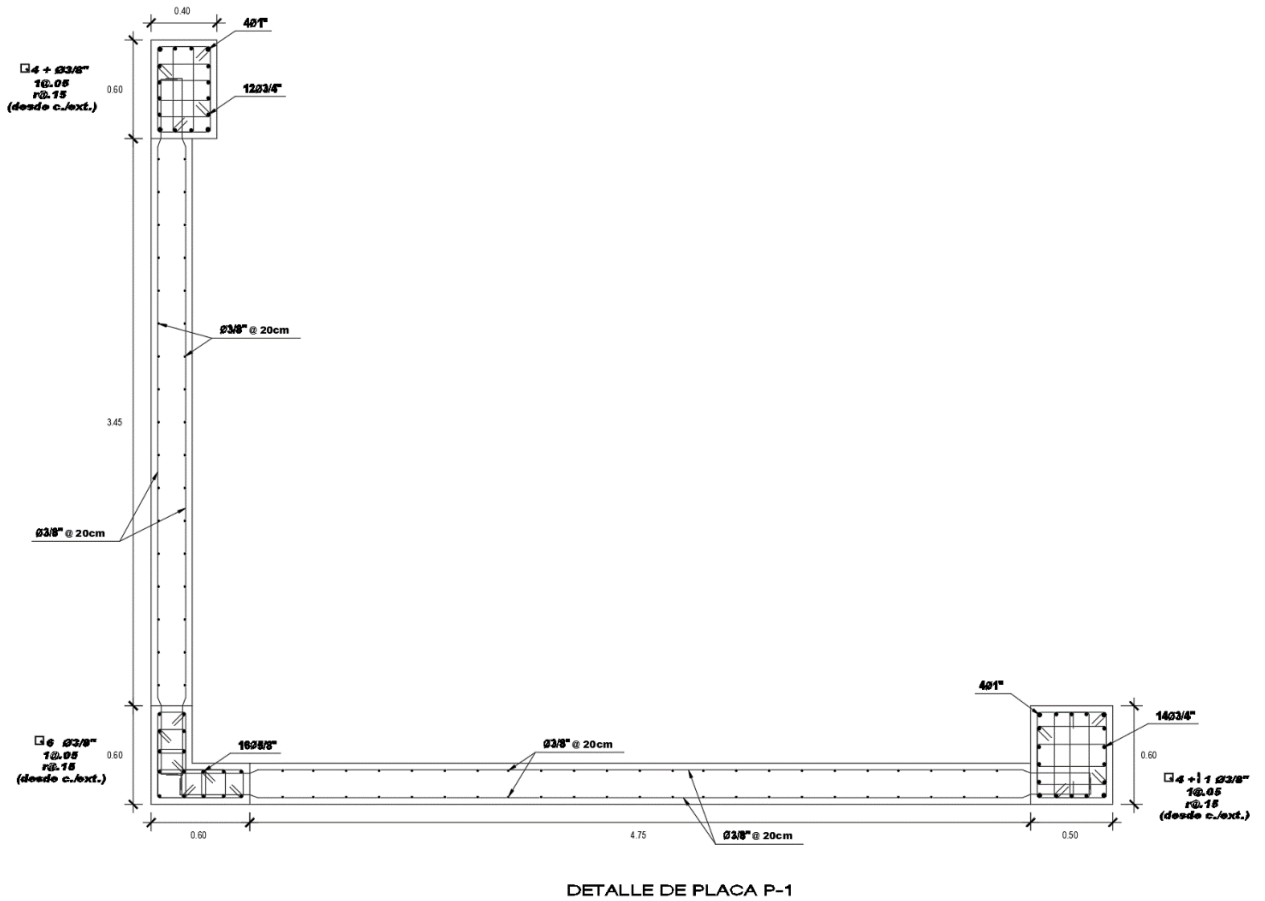
A partir de la tabla 105, se concluye que los elementos de borde de la placa P-1 como mínimo tendrán esta cantidad de grapas.

4.6.5.4. Detalle de las placas

Obteniendo los resultados anteriores, se pasó a realizar el detalle final del armado de acero de la placa de análisis.

Figura 70

Detalle de armado de placa P-1



4.6.6. Diseño de Platea de Cimentación

En el proyecto se realizó el diseño de una platea de cimentación para la edificación, en donde se tuvo en cuenta las propiedades y parámetros obtenidos del estudio de mecánica de suelos “EMS”, la cual se mencionó en el ítem 4.1.2. Ubicación y Aspectos Geotécnicos.

El diseño de la platea de cimentación se realizó en el programa Safe, en donde se hizo uso del método de elementos finitos, para obtener las presiones actuantes del terreno y los esfuerzos actuantes en la platea de cimentación.

El modelo estructural para el diseño de la platea, donde se encuentran las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas del sismo dinámico, se exportó del programa Etabs y se importó en el programa Safe, a partir de estas fuerzas, se pasó a realizar el diseño.

Figura 71

Exportación de cargas del programa Etabs

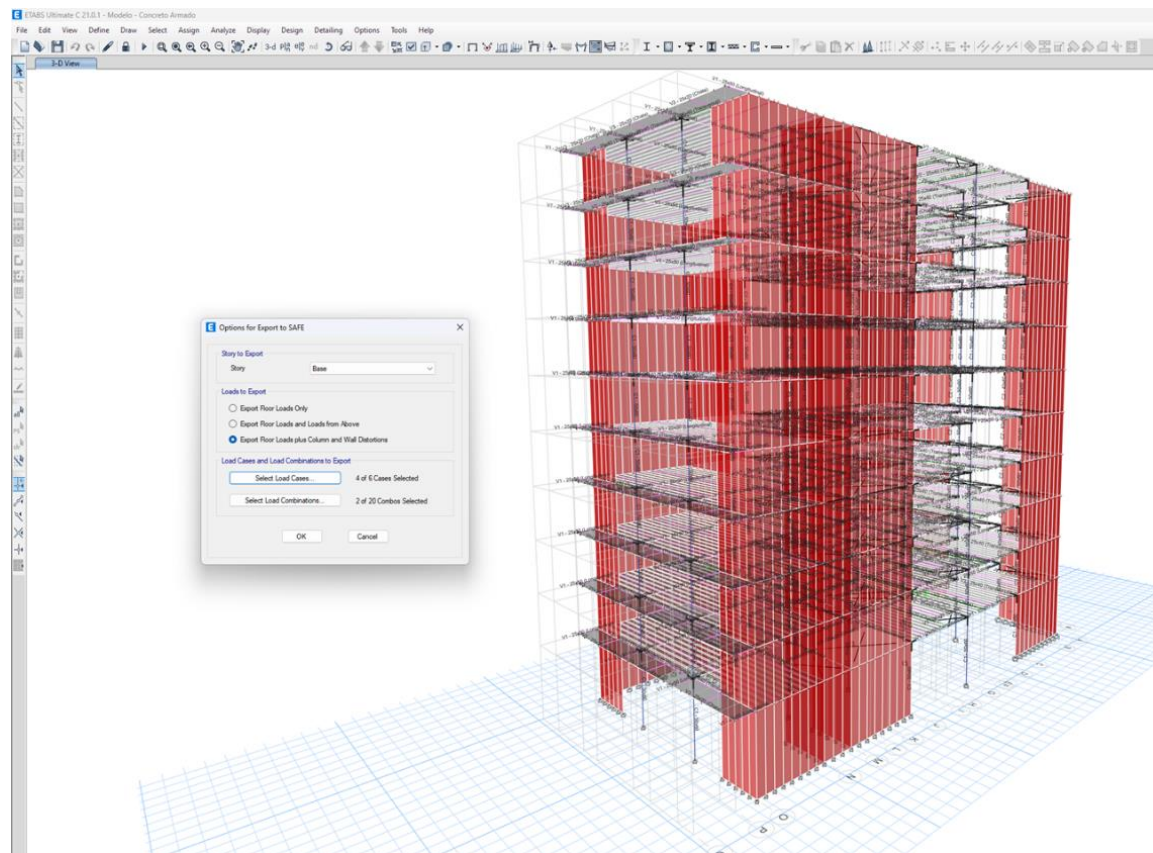
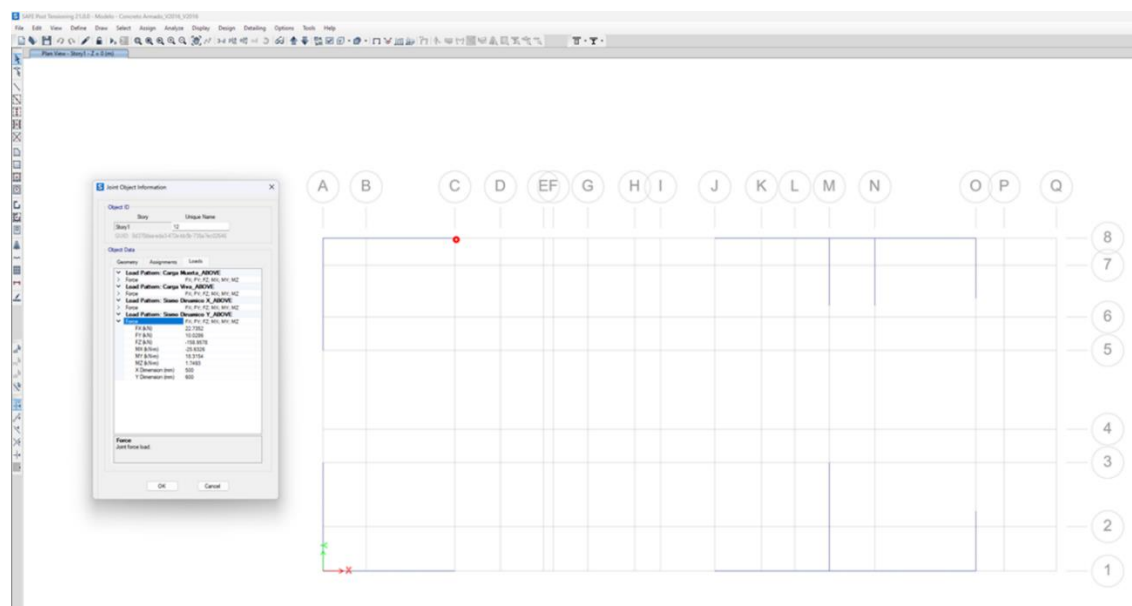


Figura 72

Importación de cargas en el programa Safe



Luego de haber realizado la importación del modelo en el programa Safe, se definió lo siguiente:

Tabla 106

Propiedades de los materiales de la platea de cimentación

Propiedades de los materiales de la sección	
f'c (kg/cm²)	210
fy (kg/cm²)	4,200
φ flexión	0.90
φ corte	0.85
β	0.85
Ecu	0.003
Ey	0.0021

Tabla 107

Dimensiones de la sección de la platea de cimentación

Dimensiones de la sección	
b (cm)	100
h (cm)	150
r (cm)	7
d (cm)	142.05

En la platea de cimentación, se asumió un peralte inicial de 60 cm, teniendo en consideración la longitud de desarrollo de los aceros provenientes de las columnas y placas, pero al ser verificado por punzonamiento y esfuerzos admisibles no cumplió, por ende, se tuvo que aumentar a un peralte de 1.50 m.

Para el diseño de la platea de cimentación en el programa Safe, se utilizó un tipo "Matt", debido a que se necesitó mallas de acero para momentos positivos y negativos.

Para los pedestales de las columnas en el programa Safe, se utilizó un tipo "Stiff", el cual indica al programa que existe un elemento muy rígido en esa ubicación, el peralte de estos pedestales fue el mismo que el de la losa de cimentación.

Se propusieron vigas de cimentación, en todo el perímetro y en el interior (uniendo los elementos estructurales verticales) de la platea de cimentación, con la finalidad de poder controlar los esfuerzos, con una dimensión de 0.60 m x 1.50 m, con un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Para la definición de las propiedades del suelo, se utilizó lo indicado por el "EMS", el cual indico que el terreno tiene una capacidad admisible "q" de 5.13 kg/cm² y un coeficiente de balasto "Ks" de 6.5 kg/cm³.

En el programa Safe, se definieron los patrones de carga y las combinaciones de carga de diseño (a la unión de todas estas combinaciones de carga, se le llamo envolvente), las cuales fueron las siguientes:

- ❖ 1.4CM + 1.7CV
- ❖ 1.25(CM + CV) ± SX
- ❖ 1.25(CM + CV) ± SY
- ❖ 0.9(CM) ± SX
- ❖ 0.9(CM) ± SY

En la platea de cimentación, se asignaron cargas, debido a que se utilizó un desplante "Df" de 2.80 m, según lo que se recomendó en el "EMS" en donde el peralte de la platea de cimentación fue de 1.50 m y 1.30 m fue material de relleno, este peso se adiciono en la platea de cimentación de la siguiente forma:

En la carga muerta, se consideró el peso del relleno del suelo y el peso del piso terminado.

$$CM = 1.65 \times 1.30 + 2.3 \times 0.15 = 2.50 \text{ ton}/m^2$$

En la carga viva, se consideró el peso de entrepiso sugerido por la norma E.020 Cargas.

$$CV = 0.20 \text{ ton}/m^2$$

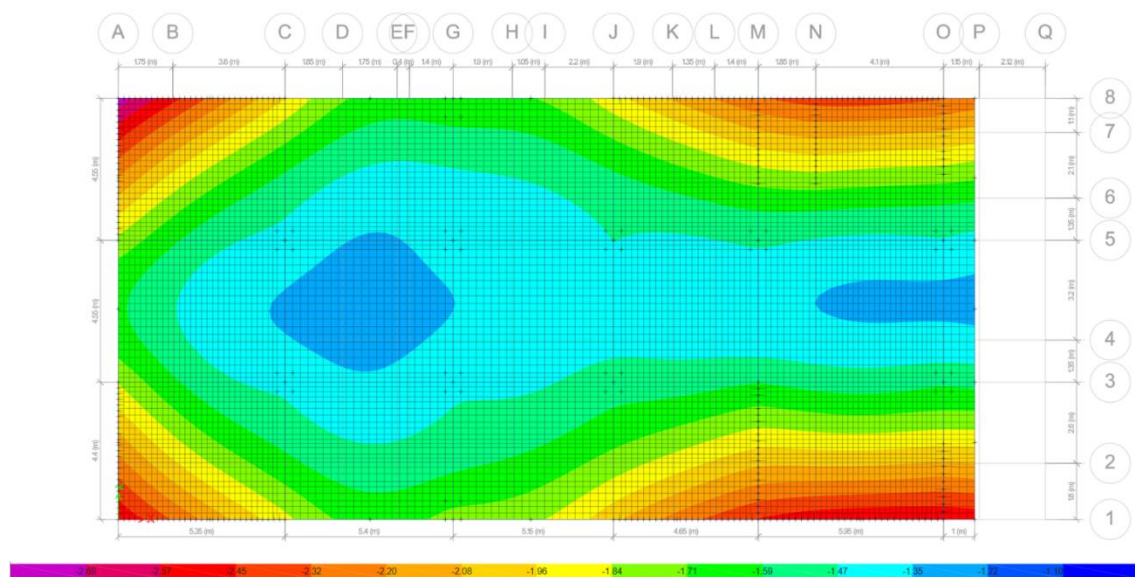
4.6.6.1. Verificación por Esfuerzos Admisibles

Para la verificación de esfuerzos admisibles del suelo sin sismo, se creó la combinación de carga de servicio:

❖ CM + CV

Figura 73

Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV



En la figura 73 por medio del programa Safe, se muestran los esfuerzos que se generaron en la platea de cimentación, donde se obtuvo que el máximo esfuerzo fue de 2.754 kg/cm² (en compresión), el cual es menor al esfuerzo admisible del terreno de 5.13 kg/cm², por ende, se concluyó que la platea de cimentación cumple la verificación por esfuerzos sin sismo. Además, se observó, que no existen esfuerzos por tracción.

Para la verificación de esfuerzos admisibles del suelo con sismo, se creó las siguientes combinaciones:

- ❖ CM + CV \pm 0.80*Sismo X
- ❖ CM + CV \pm 0.80*Sismo Y

La norma E.060 Concreto armado, indica que cuando se analice los esfuerzos en el suelo, considerando el sismo, a este se le podrá reducir en un 80% y a su vez, se podrá aumentar en un 30% a la capacidad admisible del suelo.

Figura 74

*Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV + 0.80*Sismo X*

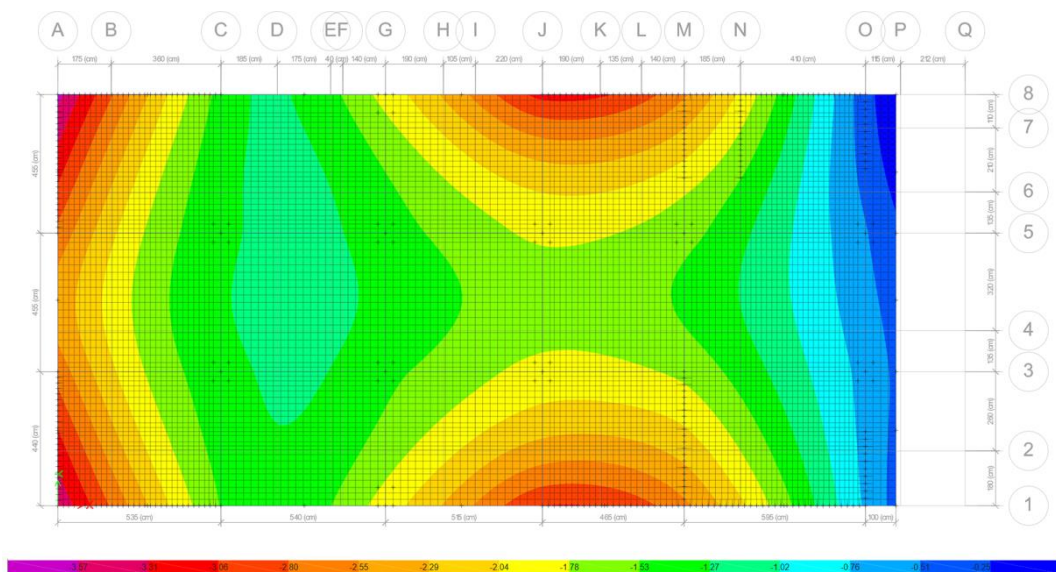


Figura 75

*Esfuerzos admisibles debido a: CM + CV - 0.80*Sismo X*

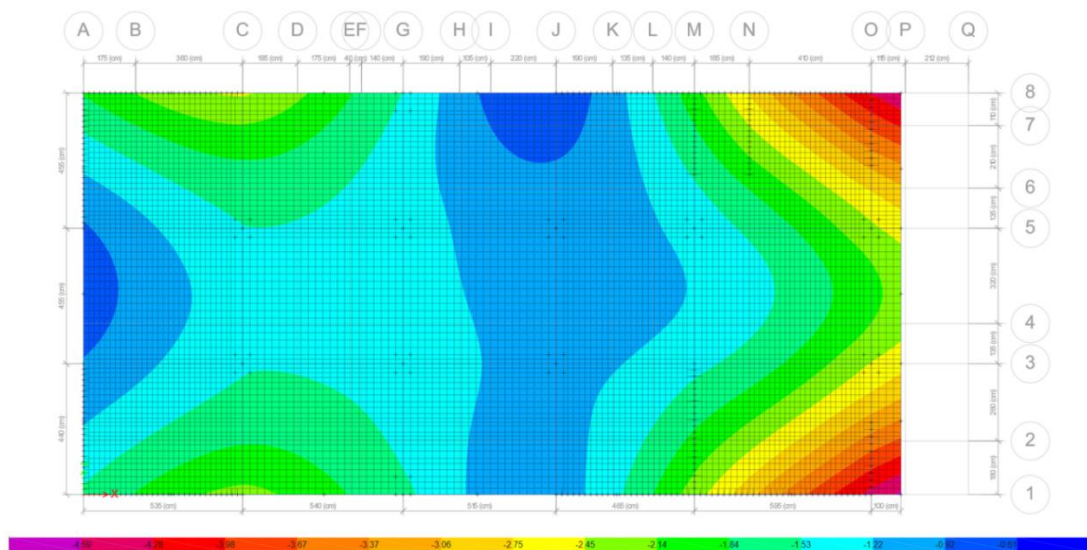


Figura 76

Esfuerzos admisibles debido a: $CM + CV + 0.80 \cdot Sismo Y$

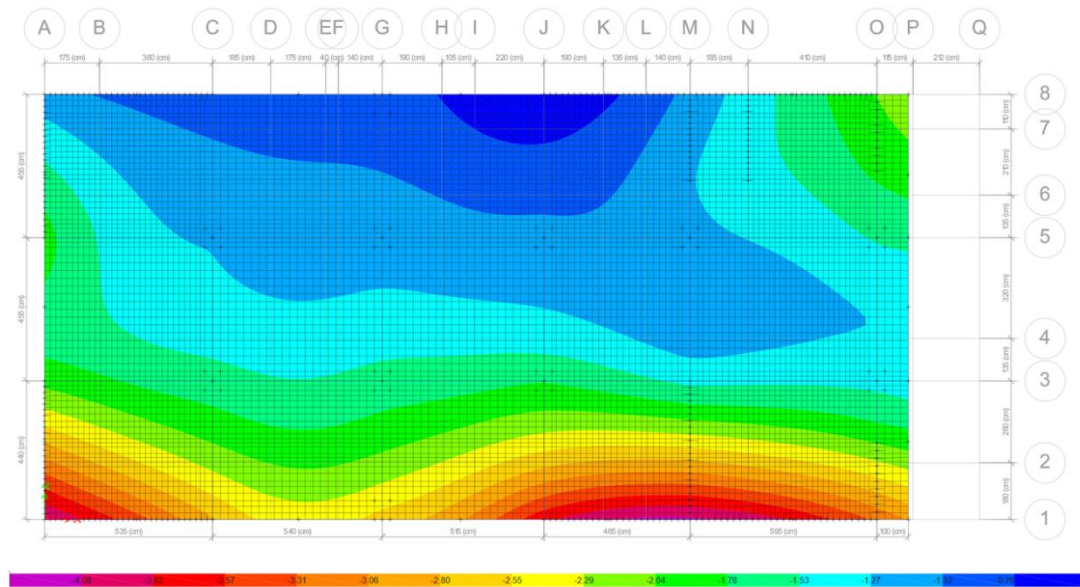
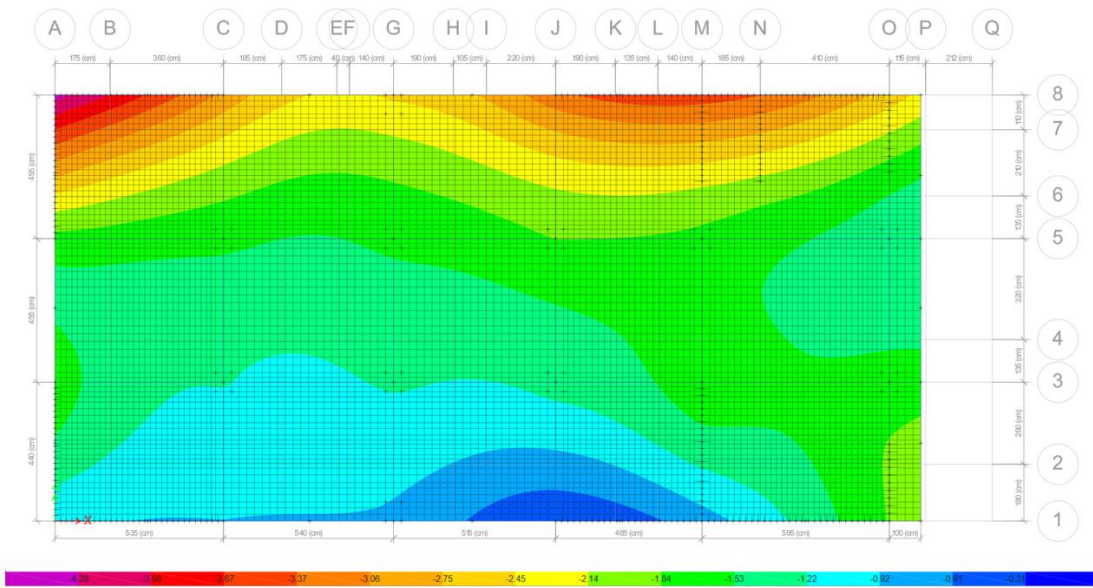


Figura 77

Esfuerzos admisibles debido a: $CM + CV - 0.80 \cdot Sismo Y$



Como se puede apreciar en las figuras anteriores, el mayor esfuerzo obtenido en la platea de cimentación afectado por los sismos, fue de 4.655 kg/cm^2 (en compresión) con la combinación de carga de " $CM + CV - 0.80 \cdot SX$ ", este a su vez es menor al esfuerzo del suelo de 6.67 kg/cm^2 (aumentado en un 30%), por ende, se concluyó que la platea de cimentación cumple la verificación por esfuerzos con sismos. Además, se observó, que no existen esfuerzos por tracción.

4.6.6.2. Verificación por Punzonamiento

Debido a que la platea de cimentación, cuenta con un área grande, y un peralte de platea considerable, se asumió que los elementos verticales no fallaran por punzonamiento, además que la platea de cimentación cuenta con vigas de cimentación, que unen todos los elementos verticales, uniformizando toda la estructura.

4.6.6.3. Diseño por Resistencia a Flexión

A partir de las propiedades de los materiales y dimensiones de la sección de la platea de cimentación, en base a la norma E.060 Concreto armado, se calculó el área de acero mínimo, balanceado y máximo, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 108

Área de Acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de la platea de cimentación

Áreas de acero de la sección			
Momento Negativo		Momento Positivo	
As. Mínimo (cm²)	17.05	As. Mínimo (cm²)	8.52
As. Balanceado (cm²)	301.85	As. Balanceado (cm²)	301.85
As. Maximo (cm²)	226.39	As. Maximo (cm²)	226.39

Para el análisis de la platea de cimentación, se realizó haciendo uso de los Strips con un ancho de 1 m en el programa Safe, mediante el cual se obtuvo los momentos en la platea, generados por la combinación de cargas de 1.4CM + 1.7CV, a partir de esto se escogió un paño de análisis, ubicado entre los ejes longitudinales 1 - 3 y entre los ejes transversales M - O, tal como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 78

Paño de análisis por flexión en la dirección en "X"

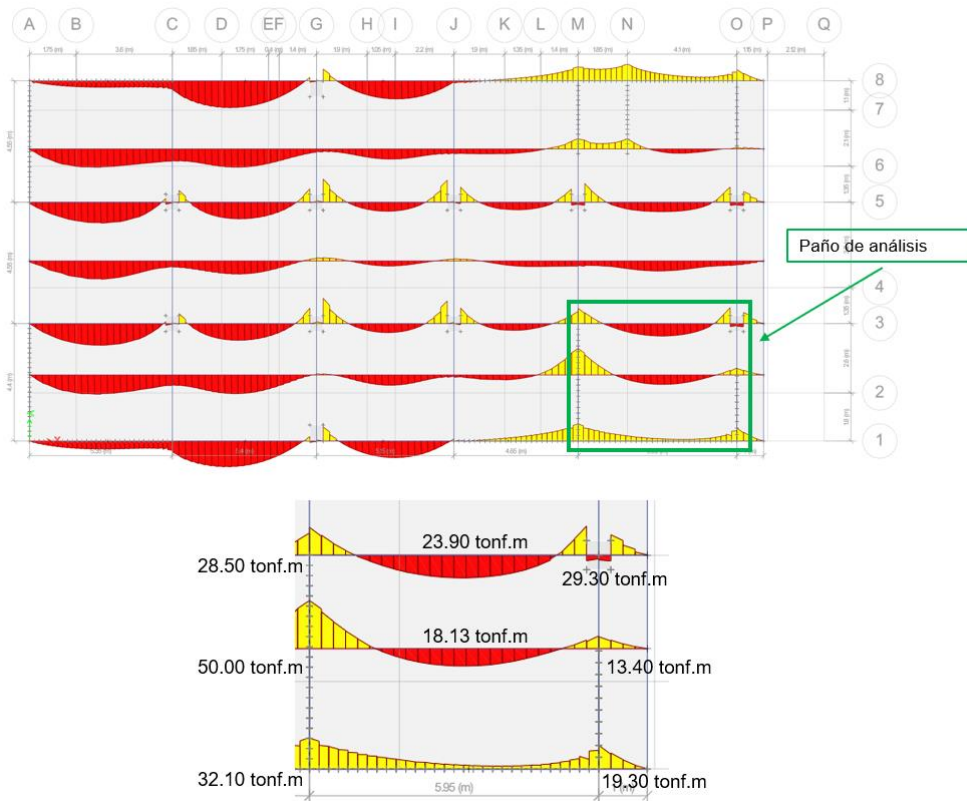
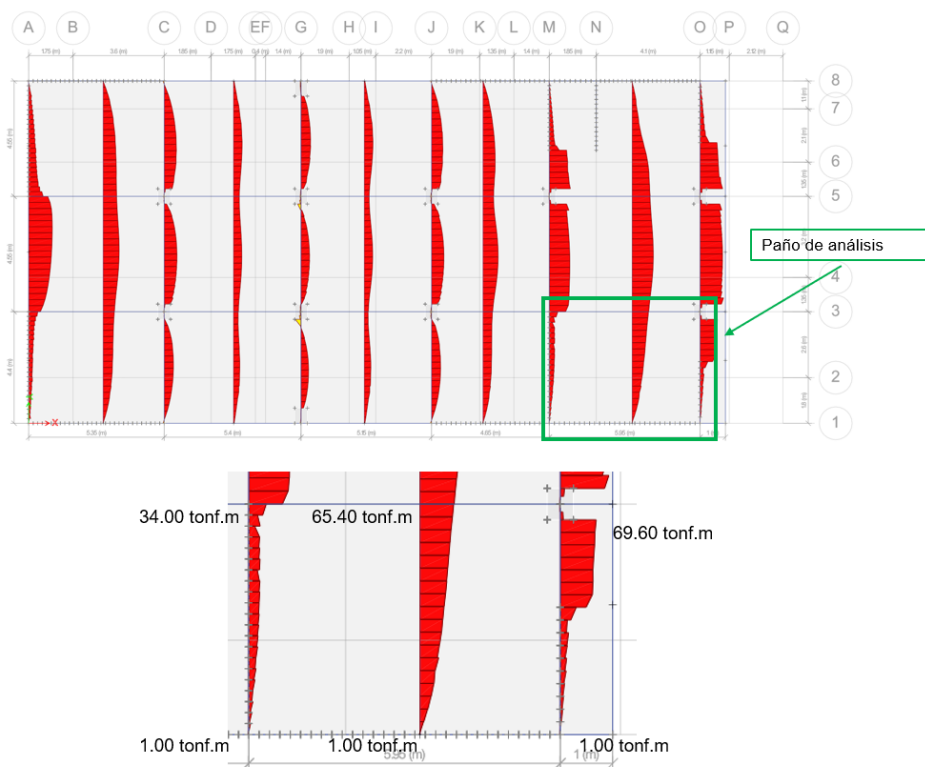


Figura 79

Paño de análisis por flexión en la dirección en "Y"



A partir de los momentos mostrados en las figuras 78 y 79 en el paño de la platea analizada, se calculó el área de acero requerido y el área de acero colocado para la platea, además se tomó el criterio conservador de uniformizar los momentos, tomando los máximos momentos positivos y negativos para ambas direcciones, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 109

Diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "X"

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
M - O	Acero +	50.00	9.38	9.47	1 Ø 3/4" @ 30 cm	56.04
	Acero -	23.90	mínimo	18.93	1 Ø 3/4" @ 15 cm	111.19

Tabla 110

Diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
1 - 3	Acero +	0.00	mínimo	9.47	1 Ø 3/4" @ 30 cm	56.04
	Acero -	69.60	13.10	18.93	1 Ø 3/4" @ 15 cm	111.19

Teniendo el Momento nominal "Mn", se pasó a verificar el diseño por resistencia a flexión, el cual indica que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

- ❖ Mu = Momento ultimo requerido a flexión
- ❖ Mn = Momento nominal a flexión
- ❖ ϕ Mn = Resistencia a flexión del elemento estructural

Tabla 111

Verificación de diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "X"

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕ Mn (ton.m)	¿Cumple verificación?
M - O	Acero +	50.00	50.43	Si
	Acero -	23.90	100.07	Si

Tabla 112*Verificación de diseño por resistencia a Flexión - Dirección en "Y"*

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕ Mn (ton.m)	¿Cumple verificación?
1 - 3	Acero +	0.00	50.43	Si
	Acero -	69.60	100.07	Si

Tal como se muestra en la tabla 111 y 112, el paño de análisis de la platea de cimentación, cumple la verificación por flexión que indica la norma E.060 Concreto armado.

4.6.6.4. Diseño por Resistencia a Cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 Concreto armado indica que la resistencia al cortante de la sección de concreto de la platea de cimentación, deberá ser mayor que la fuerza cortante actuante en esta misma, para lo cual se deberá de cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_c$$

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

Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima o amplificada
- ❖ V_c = Fuerza cortante nominal del concreto
- ❖ ϕV_c = Resistencia al cortante del concreto

Para el análisis del paño de la platea escogida, también se realizó mediante el uso de los Strips en el programa Etabs, mediante el cual se obtuvo las cortantes en la platea, generados por la envolvente, tal como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 80

Paño de análisis por cortante en la dirección en "X"

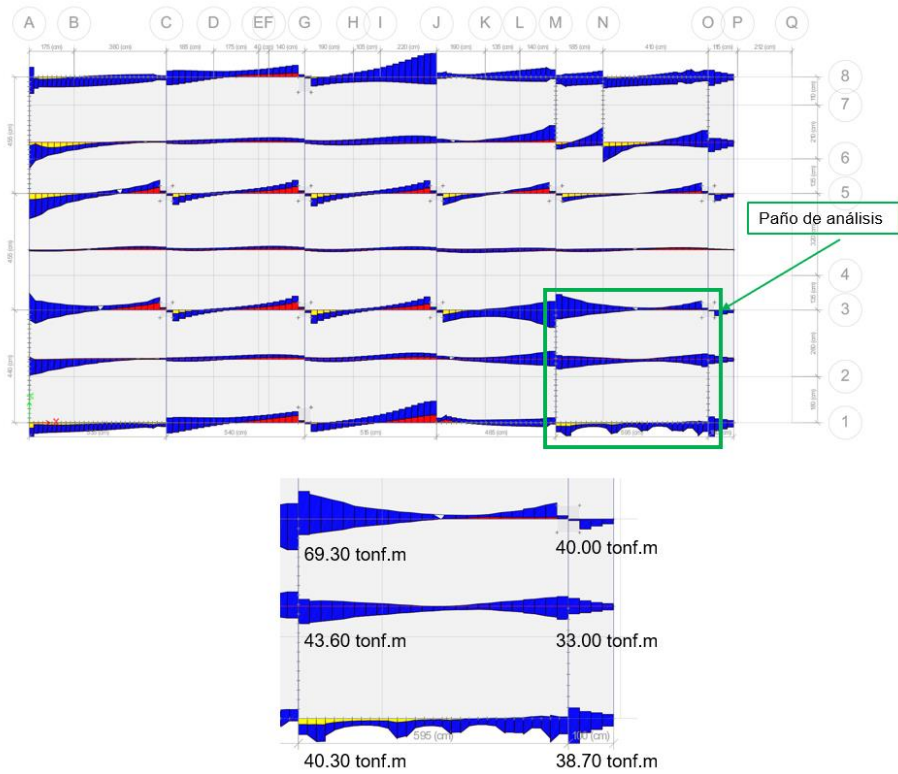
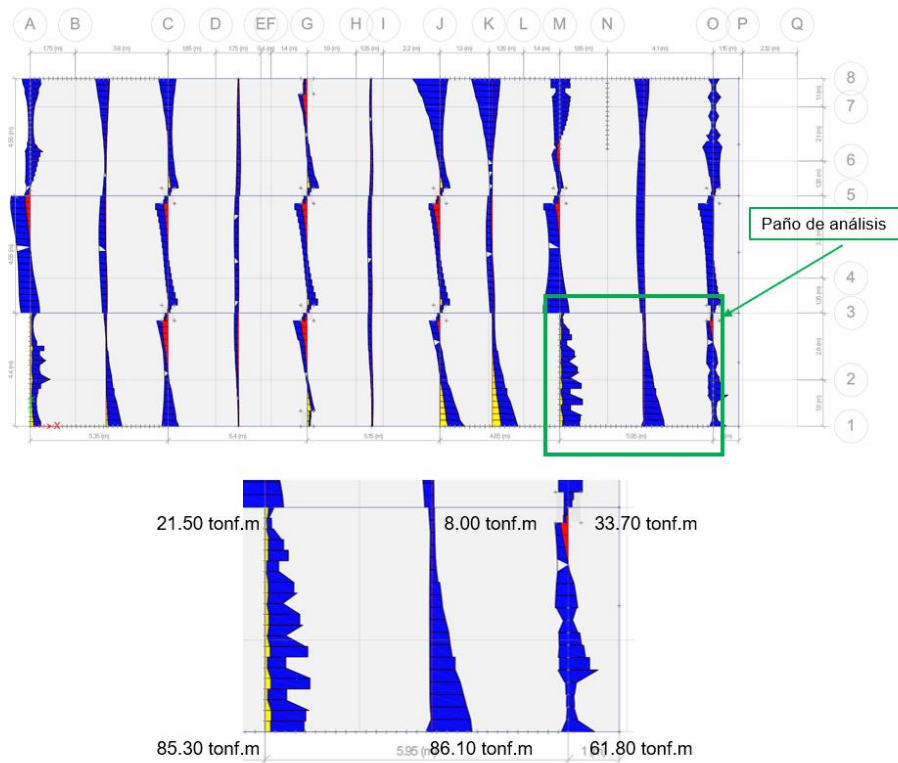


Figura 81

Paño de análisis por cortante en la dirección en "Y"



A partir de las cortantes mostradas en las figuras 80 y 81 en el paño de análisis, se calculó la resistencia a la fuerza cortante que tiene la platea de cimentación, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 113

Diseño y verificación por resistencia al cortante - Dirección en "X"

Tramo	Ubicación	Vu (ton.m)	ϕ Vc (ton.m)	¿Cumple verificación?
M - O	Izquierda	69.30	92.73	Si
	Derecha	40.00	92.73	Si

Tabla 114

Diseño y verificación por resistencia al cortante - Dirección en "Y"

Tramo	Ubicación	Vu (ton.m)	ϕ Vc (ton.m)	¿Cumple verificación?
1 - 3	Izquierda	33.70	92.73	Si
	Derecha	86.10	92.73	Si

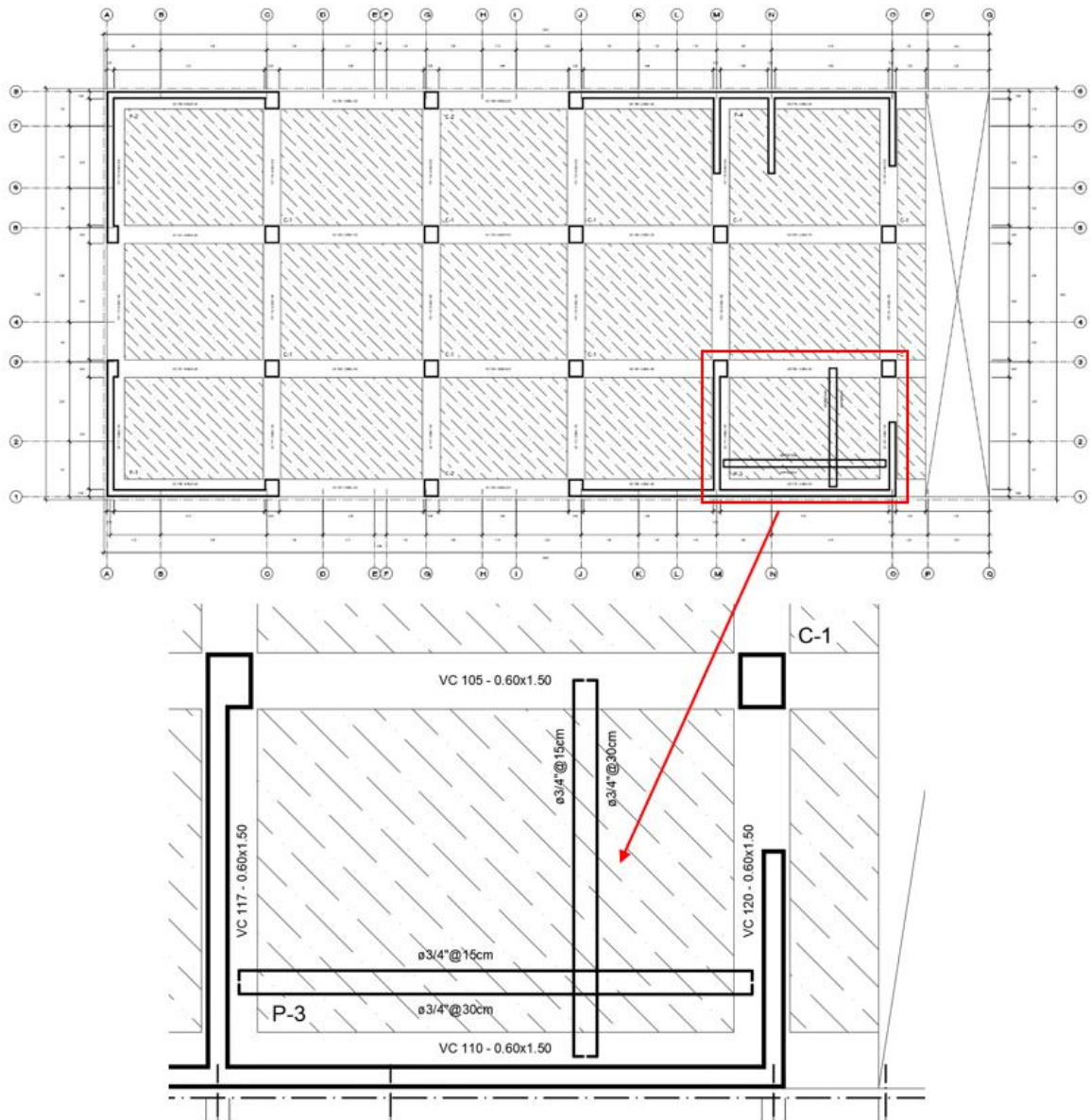
Tal como se muestra en las tablas 113 y 114, el paño analizado de la platea de cimentación cumple la verificación por cortante.

4.6.6.5. Detalle de Platea de Cimentación

Obteniendo los resultados anteriores, se pasó a realizar el detalle final del armado de acero, del paño de la losa maciza.

Figura 82

Detalle de armado de platea de cimentación

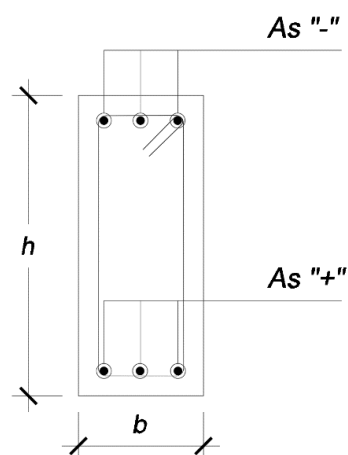


4.6.7. Diseño de Viga de Cimentación

El diseño de vigas, se realizó teniendo en consideración lo siguiente:

Figura 83

Sección de viga de cimentación



Donde:

Tabla 115

Propiedades de los materiales de vigas de cimentación

Propiedades de los materiales de la sección	
$f'c$ (kg/cm ²)	210
f_y (kg/cm ²)	4,200
ϕ flexión	0.90
ϕ corte	0.85
β	0.85
Ecu	0.03
Ey	0.0021

Tabla 116

Dimensiones de vigas de cimentación

Dimensiones de la sección	
b (cm)	60
h (cm)	150
r (cm)	7
d (cm)	141.10

4.6.7.1. Diseño por Resistencia a Flexión

A partir de las propiedades de los materiales y dimensiones de la sección de la viga de cimentación, en base a la norma E.060 Concreto armado, se calculó el área de acero mínimo, balanceado y máximo, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 117

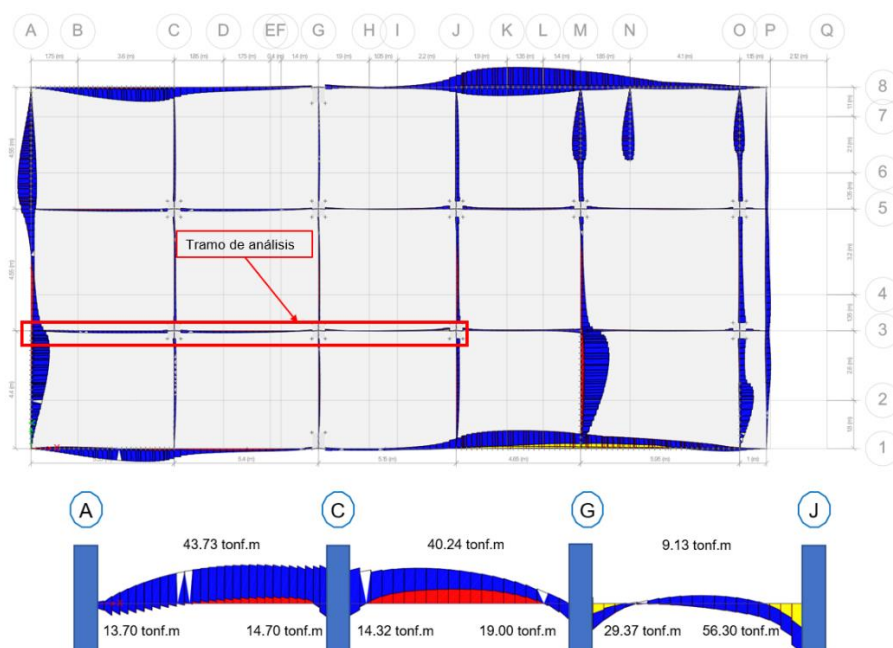
Área de acero mínimo, balanceado y máximo de la sección de viga de cimentación

Áreas de acero de la sección			
Momento Negativo		Momento Positivo	
As. Mínimo (cm ²)	20.45	As. Mínimo (cm ²)	20.45
As. Balanceado (cm ²)	179.90	As. Balanceado (cm ²)	179.90
As. Maximo (cm ²)	134.92	As. Maximo (cm ²)	134.92

Para el desarrollo del diseño a flexión, se escogió realizar en las vigas de cimentación que se encuentran en el eje longitudinal 3 y entre los ejes transversales A – J de la edificación, en donde mediante la envolvente se obtuvieron los momentos, tal como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 84

Diagrama de momentos en tramo de vigas de cimentación



A partir de los diagramas de momentos mostrado en la figura 84 en las vigas de cimentación, se calculó el área de acero requerido y el área de acero a colocar para la viga, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 118

Diseño de vigas de cimentación por resistencia a flexión

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	As. Requerido (cm ²)	As. Colocado (cm ²)	As. Colocado (Ø Barras)	Mn (ton.m)
A - C	Izquierda	13.70	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
	Centro	43.73	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
	Derecha	14.70	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
C - G	Izquierda	14.32	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
	Centro	40.24	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
	Derecha	19.00	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
G - J	Izquierda	29.37	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
	Centro	9.13	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93
	Derecha	56.30	mínimo	21.02	6 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	120.93

Teniendo el Momento nominal "Mn", se pasó a verificar el diseño por resistencia a flexión, el cual indica que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

- ❖ Mu = Momento ultimo requerido a flexión
- ❖ Mn = Momento nominal a flexión
- ❖ ϕ Mn = Resistencia a flexión del elemento estructural

Tabla 119

Verificación de diseño de vigas de cimentación por resistencia a Flexión

Tramo	Ubicación	Mu (ton.m)	ϕ Mn (ton.m)	¿Cumple verificación?
A - C	Izquierda	13.70	108.83	Si
	Centro	43.73	108.83	Si
	Derecha	14.70	108.83	Si
C - G	Izquierda	14.32	108.83	Si
	Centro	40.24	108.83	Si
	Derecha	19.00	108.83	Si
G - J	Izquierda	29.37	108.83	Si
	Centro	9.13	108.83	Si
	Derecha	56.30	108.83	Si

Tal como se muestra en la tabla 119, todos los tramos de análisis de las vigas de cimentación, cumplen la verificación por flexión que indica la norma E.060 Concreto armado.

En los tramos de análisis de las vigas de cimentación, no hubo cortado de varillas debido a que solo se colocó acero mínimo.

La norma E.060 Concreto armado, indica que las vigas de cimentación se tendrán que diseñar mediante el diseño por capacidad a flexión y a cortante.

4.6.7.2. Diseño por Capacidad a Flexión

La norma E.060 Concreto armado, a partir del diseño por capacidad, indica unas disposiciones sísmicas que se deberán de cumplir para el diseño por flexión en vigas de cimentación, los cuales se indican en el ítem 4.5.4.1. Diseño por Capacidad en Vigas.

$$a. \phi M_n(+)$$
 (cara de nudo) > $\phi M_n(-)/3$ (cara de nudo)

Tabla 120

Disposiciones sísmicas por flexión - Ítem a

Cara de Nudos	ϕ Mn (+) (ton.m)	ϕ Mn (-) (ton.m)	ϕ Mn (-) /3 (ton.m)	Condición
Lado izquierdo	108.83	108.83	36.28	¡Si cumple!
Lado derecho	108.83	108.83	36.28	¡Si cumple!

$$b. \phi M_n(+)(centro) \text{ y } \phi M_n(-)(centro) > \phi M_n(total)(cara \text{ de nudo})/4$$

Tabla 121

Disposiciones sísmicas por flexión - Ítem b

Cara de Nudos	ϕM_n (ton.m)	$\phi M_n/4$ (ton.m)	ϕM_n (+) centro (ton.m)	Condición	ϕM_n (-) centro (ton.m)	Condición
Lado izquierdo	108.83	27.21	108.83	¡Si cumple!	108.83	¡Si cumple!
Lado derecho	108.83	27.21		¡Si cumple!		¡Si cumple!

Como se muestra en las tablas 120 y 121, el área de acero colocado por flexión en las vigas de cimentación, cumple con las disposiciones sísmicas por capacidad que indica la norma E.060 Concreto armado.

4.6.7.3. Diseño por Resistencia a Cortante

Para el análisis por cortante, la norma E.060 Concreto armado indica que la resistencia al cortante de las vigas, deberá cumplir la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s)$$

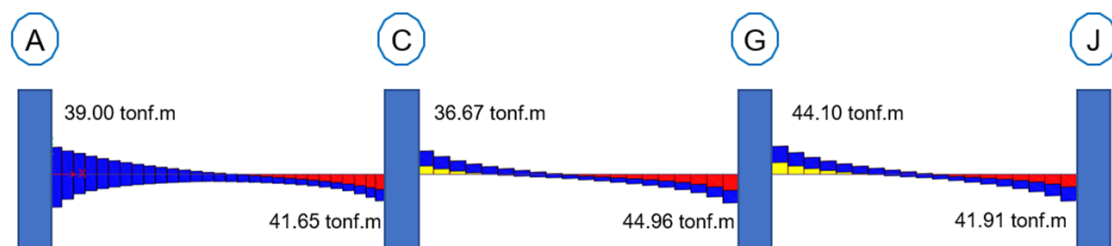
Donde:

- ❖ V_u = Fuerza cortante ultima o amplificada
- ❖ ϕV_n = Resistencia a la fuerza cortante del elemento estructural
- ❖ V_n = Fuerza cortante nominal
- ❖ V_c = Fuerza cortante nominal del concreto
- ❖ V_s = Fuerza cortante nominal del acero
- ❖ ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.85 para cortante)
- ❖ ϕV_c = Resistencia al cortante del concreto
- ❖ ϕV_s = Resistencia al cortante del acero

Para el análisis del tramo escogido, mediante el programa Safe, se obtuvo las cortantes de las vigas de cimentación, generado por la envolvente, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 85

Diagrama de cortante en tramo de vigas de cimentación



La norma E.060 Concreto armado, indica que las vigas de cimentación se deberán diseñar por Capacidad, es decir la cortante ultima de diseño “Vu”, no serán las propuestas en la imagen anterior, si no que se tendrá que cumplir lo indicado en el Ítem 4.5.4.1. Diseño por Capacidad en Vigas, mediante el cual se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 122

Diseño de cortante ultima por capacidad en las vigas de cimentación

Tramo	Ubicación	Ln (m)	Mn (ton.m)	1.25 (CM+CV)	Ítem a	Ítem b	Vu. Diseño
				Vwu (ton.m)	Vu (ton.m)	Vu (ton.m)	Vu Max. (ton.m)
A - C	Izquierda "+"	4.95	13.70	24.02	28.66	55.10	55.10
	Izquierda "-"		8.25				
	Derecha "+"		14.70	35.85	47.32	41.92	
	Derecha "-"		43.10				
C - G	Izquierda "+"	4.90	14.32	31.46	43.55	36.67	51.70
	Izquierda "-"		40.23				
	Derecha "+"		19.00	38.92	41.96	51.70	
	Derecha "-"		0.60				
G - J	Izquierda "+"	4.40	29.37	38.08	50.88	44.11	53.24
	Izquierda "-"		0.00				
	Derecha "+"		56.30	34.37	41.05	53.24	
	Derecha "-"		0.00				

Como se puede apreciar en la tabla 122, a partir del diseño por capacidad se obtuvo las cortantes ultimas “Vu” de diseño en las vigas de cimentación, la norma E.060 Concreto armado indica que:

$$Vu > (\phi Vc)$$

Entonces, se cumplen las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{y} \quad S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

De lo anteriormente mencionado, se realizó el cálculo de la fuerza cortante del concreto “Vc” y se comprobó dicha condición, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 123

Cálculo del "Vc" en las vigas de cimentación

Tramo	Vu diseño (ton.m)	Vc (ton.m)	ϕ Vc (ton.m)	Condición
A - C	55.10	65.02	55.27	¡No cumple!
C - G	51.70	65.02	55.27	¡No cumple!
G - J	53.24	65.02	55.27	¡No cumple!

De la tabla 123, se observó que la condición indicada por la norma E.060 Concreto armado, no se cumplió en las vigas de cimentación.

De las verificaciones para la cortante del concreto “Vc” y cortante del acero “Vs”, mencionadas en el ítem 4.5.2. Diseño por Resistencia al Corte, se concluyó que las vigas de cimentación requieren refuerzo transversal mínimo, con una separación máxima de estribos de 60 cm.

Con lo anteriormente desarrollado, se verifico el diseño por resistencia a la cortante en las vigas, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 124

Verificación por resistencia al cortante en las vigas de cimentación

Tramo	Vu diseño (ton)	Vc (ton)	S (cm)	Vs (ton)	ϕVn (ton)	Condición
A - C	55.10	65.02	60.00	14.02	67.19	¡Si cumple!
C - G	51.70	65.02	60.00	14.02	67.19	¡Si cumple!
G - J	53.24	65.02	60.00	14.02	67.19	¡Si cumple!

Tal como se muestra en la tabla 124, la resistencia a la fuerza cortante en las vigas de cimentación “ϕ Vn”, es mayor que la fuerza cortante ultima de diseño “Vu” aplicadas en ellas, entonces se concluyó que las vigas de cimentación cumplen el diseño por resistencia a cortante.

Para el armado de las vigas de cimentación, se decidió colocar 4 fierros de 3/8" de diámetro adicionales al diseño, con fines de armado debido al peralte.

4.6.7.4. Diseño por Capacidad a Cortante

La norma E.060 Concreto armado, a partir del diseño por capacidad, también nos brinda unas disposiciones sísmicas que se deberán de cumplir para el diseño por cortante en vigas de cimentación, los cuales se indican en el ítem 4.5.4.1. Diseño por Capacidad en Vigas.

Zona de confinamiento:

Tabla 125

Cálculo del "S" en la zona de confinamiento en vigas de cimentación

Tramo	L (cm)	d/4 (cm)	10*ΦL (cm)	24*ΦE (cm)	30 cm	"S" a usar (cm)
A - C	300.00	35.27	19.05	22.86	30.00	19.00
C - G	300.00	35.27	19.05	22.86	30.00	19.00
G - J	300.00	35.27	19.05	22.86	30.00	19.00

De la tabla 125, se obtuvo el separamiento "S" a utilizar para los estribos en la zona de confinamiento.

Zona de no confinamiento:

Tabla 126

Cálculo del "S" en la zona de no confinamiento en vigas de cimentación

Tramo	S. máx. < d/2	"S" a usar (cm)
A - C	70.55	30.00
C - G	70.55	30.00
G - J	70.55	30.00

De la tabla 126, se obtuvo el separamiento "S" a utilizar para los estribos en la zona de no confinamiento.

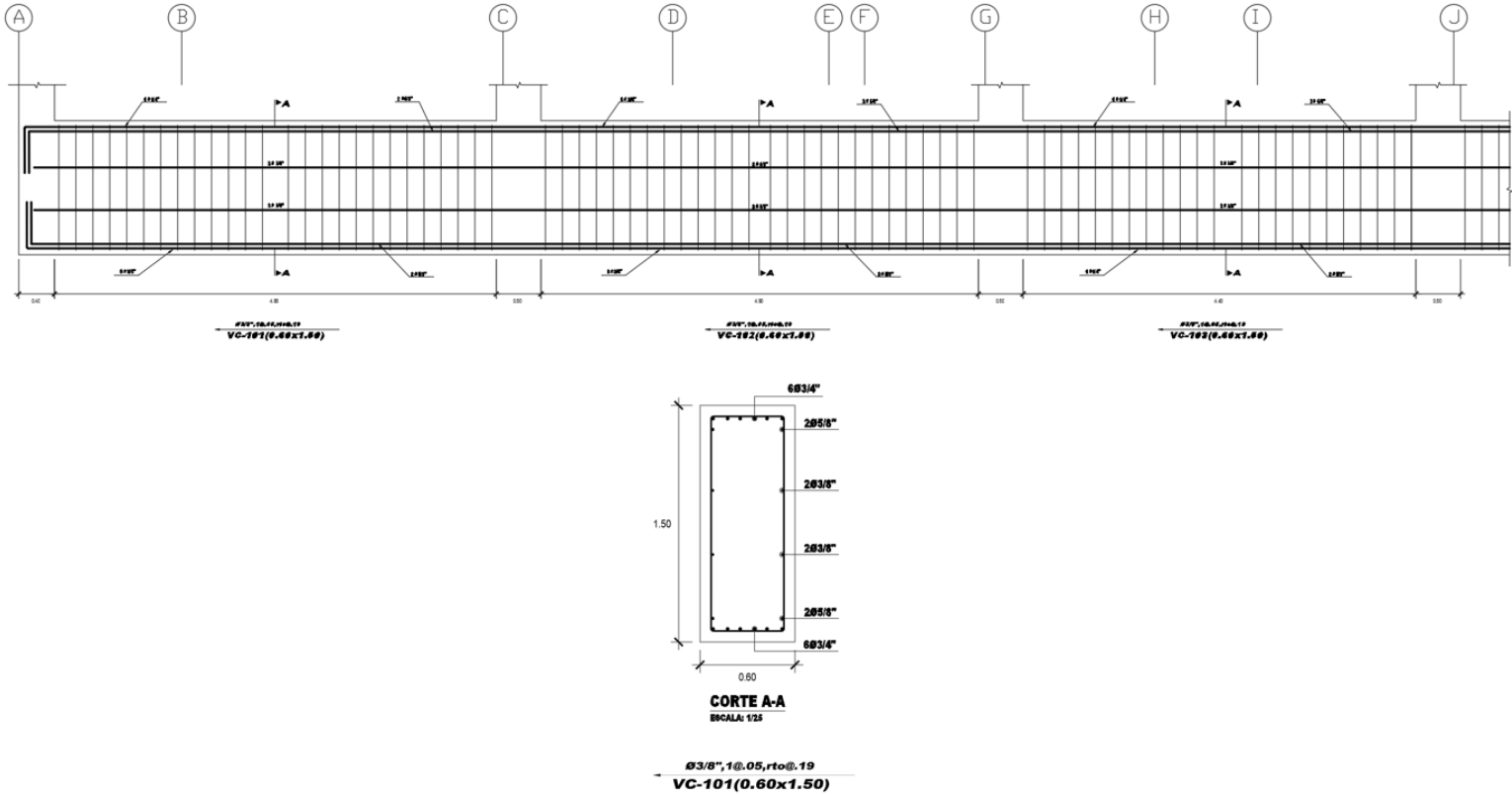
Se decidió usar un separamiento de 30cm en la zona de no confinamiento, debido a que en la norma E.060 Concreto armado indica que el máximo separamiento en vigas de cimentación será de 30cm.

4.6.7.5. Detalle de las vigas de cimentación

Obteniendo los resultados anteriores, se pasó a realizar el detalle final del armado de acero de las vigas de análisis.

Figura 86

Detalle de armado de vigas de cimentación



V. Discusión de los Resultados

En la etapa de estructuración y modelamiento de la vivienda, se generó una estructura simétrica y uniforme en todos los niveles, con la finalidad de obtener una estructura regular y para esto, no se realizaron cambios en las dimensiones de los elementos estructurales, desde esta etapa se tuvo en consideración las posibles irregularidades que se podrían presentar en la vivienda. Al respecto con Obeso (2020), en donde obtiene una estructura irregular (irregularidad por esquinas entrantes) principalmente por la arquitectura de la vivienda. En la vivienda, para garantizar un correcto modelado de la estructura en el programa Etabs, se hizo uso de los comandos tales como: Insertion Point, el cual se utilizó para el correcto posicionamiento de las columnas; Releases, el cual se utilizó para liberar momentos en las vigas que no cumplían con la longitud de empotramiento que indica la norma E.060 concreto armado; End Length Offsets, el cual se utilizó para asignar brazos rígidos en las conexiones de vigas – columnas.

En el desarrollo del análisis sísmico lineal de la vivienda, se partió desde el estudio de Mecánica de Suelos, el cual brindó los parámetros sísmicos de la vivienda según la ubicación del terreno de estudio. A raíz del análisis de modos de vibración y el análisis de irregularidades, se realizó el análisis sísmico estático y dinámico, en donde se observó que el 80% de la cortante estática era mayor a la cortante dinámica de la estructura, por ende, se tuvo que realizar una amplificación del 10% a la cortante dinámica, obteniendo al final una cortante dinámica amplificada mayor al 80% de la cortante estática, esta a su vez, fue la fuerza sísmica con la que se diseñó los elementos estructurales. En comparación con el estudio realizado por Terrones (2018) en donde analiza 2 estructuras mixtas y obtiene periodos de vibración mayores a los que se recomienda, también obtiene un periodo fundamental de 0.95 segundos para un estructura de 3 niveles, además de tener estructuras irregulares, con derivas máximas superiores a lo indicado por la norma E.030 diseño sismorresistente. La vivienda de estudio no presento irregularidades en altura ni en planta, esto determino que sea considerado una estructura regular y sea analizado como tal, según indica la norma E.030 diseño sismorresistente.

En el diseño de los elementos estructurales, en la etapa del diseño de la platea de cimentación, se realizó en base a los datos y recomendaciones obtenidos por el estudio de mecánica de suelos, en donde se obtuvo una capacidad portante del suelo de 5.13 kg/cm^2 con la recomendación de tener un estrato de suelo mejorado por debajo de la cimentación, con una altura de 1.20 m, gracias a esto en la etapa de verificación de los esfuerzos admisibles, se tuvo un esfuerzo máximo de 4.655 kg/cm^2 , siendo menor a la capacidad del terreno amplificado por la influencia de los sismos. En comparación a Jimenes & Julca (2018) quienes, en su investigación, para el diseño de su cimentación, su terreno tiene una capacidad admisible de 1.45 kg/cm^2 , el cual al ser verificado por esfuerzos admisibles incluyendo las fuerzas por sismos, no cumple con la verificación. El diseño de los elementos estructurales se realizó mediante el diseño por resistencia y por capacidad, según los criterios establecidos por la norma E.060 concreto armado y la norma E.030 diseño sismorresistente, en donde se dio una mayor prioridad al diseño por capacidad, debido a que esta metodología de diseño, induce a que los elementos estructurales fallen de manera dúctil y en general induce a la estructura a tener un adecuado mecanismo de falla.

Podemos definir que se realizó un correcto análisis sísmico lineal y un correcto diseño estructural de la vivienda debido a que, durante todo el desarrollo de la investigación, se siguió toda la normativa brindada por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Conclusiones

1. En el presente trabajo de investigación, se concluye con el objetivo principal de realizar el diseño sísmico y estructural de la edificación de 10 niveles, donde los resultados se muestran durante el desarrollo de todo el proyecto de investigación y se representaron en los planos finales.

2. En la etapa de estructuración de la edificación, se tiene como objetivo proporcionar a la edificación, una buena resistencia, rigidez y ductilidad, sin la necesidad de afectar la arquitectura del edificio. Además, la estructuración planteada para la edificación, garantiza obtener una estructura regular, con una distribución de elementos estructurales efectiva, lo cual permite que los centros de masa y rigidez no se encuentren separados mucho entre sí, permitiendo que no exista torsión en la estructura.

3. En el análisis sísmico, se obtiene que el periodo fundamental de la estructura fue de 0.667 segundos, además los dos primeros modos de vibración se desplazan en cada una de las direcciones de análisis, mientras que el tercero corresponde al de torsión. Esto muestra un adecuado comportamiento de la estructura. Además, del análisis de la estructura, se tiene como resultado unas derivas inelásticas máximas de 0.002045 en la dirección en X-X y 0.006811 en la dirección en Y-Y, las cuales son inferiores a la deriva máxima de 0.007 que nos permite la norma E.030 Diseño sismorresistente.

4. En el diseño de los elementos estructurales de la vivienda se tiene que: Las losas aligeradas y losas macizas se diseñan mediante el método de resistencia, donde se obtuvo buenos resultados. Las vigas, columnas, placas y vigas de cimentación, se diseñan por resistencia, además se diseñan por capacidad, la cual prevalece ante el diseño por resistencia. La cimentación, se diseña por el método de resistencia, además se verifica los esfuerzos admisibles en el terreno, donde se tiene esfuerzos máximos de 4.655 kg/cm^2 , los cuales son menores a la capacidad de 6.67 kg/cm^2 que tiene el terreno, incluyendo los sismos.

Recomendaciones

1. En la etapa de predimensionamiento y estructuración de elementos estructurales, se recomienda mantener una continuidad vertical y horizontal en la mayor medida posible, esto con la finalidad de evitar tener irregularidades en la estructura.

2. En el análisis de modos de vibración, se recomienda que el periodo máximo de una estructura sea de 0.1 segundos por nivel, además de que los 2 primeros modos de vibración tengan un movimiento traslacional, es decir se muevan en las direcciones de análisis "X y Y", y el tercer modo de vibración tenga un movimiento rotacional, es decir se mueve en la dirección "Z".

3. Siempre se deberá dar más capacidad por cortante a los elementos estructurales sometidos a flexión y corte, tal es el caso de las vigas y a los elementos sometidos a flexocompresión y corte como las columnas y placas, buscando evitar una falla frágil y por lo contrario inducir una falla dúctil en la estructura. Esto con la finalidad de que la estructura tenga un comportamiento global inelástico adecuado al momento de ser afectado por un sismo severo.

4. En el diseño de columnas y placas, se recomienda utilizar cuantía mínima, la cual será verificada en el diseño por flexocompresión, además deberán de tener un ratio de demanda/capacidad menor a 1.

5. Por último, siempre se debe de supervisar en obra, que se ejecute el diseño estructural tal cual se encuentre en los planos y sobre todo que estos no sean alterados durante la ejecución del proyecto, sin la autorización o verificación de quien realizo el diseño.

Referencias Bibliográficas

- Antezana. (19 de Marzo de 2022). *Repositorio PUCP*. Obtenido de <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/22853>
- Barbat, Mena, & Moya. (1998). EVALUACIÓN PROBABILISTICA DEL RIESGO SISMICO EN ZONAS URBANAS. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 247-268. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099/7822?locale-attribute=es>
- Benito, & Jiménez. (1999). Peligrosidad Sísmica. *Física de la Tierra*, 13-47. Obtenido de https://issuu.com/fmoraleslucia1990/docs/benito_y_jim__nez_-_peligrosidad_s_
- Blasco. (2010). *Blog PUCP*. Obtenido de Blog PUCP: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2007/10/AB-1-Evolucion-del-CA.pdf>
- Blasco, I. A. (s.f.). *Blog PUCP*. Obtenido de Blog PUCP: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2007/10/AB-1-Evolucion-del-CA.pdf>
- Bommer. (1998). Un estudio de caso de la distribución espacial de la amenaza sísmica (El Salvador). *Natural Hazards*, 145-166. Obtenido de <https://link.springer.com/article/10.1023/A:1008066017353#citeas>
- CAPECO. (2015). Construye bien, un mensaje para todos los peruanos. *La Revista de la Cámara Peruana de la Construcción*, 34-35. Obtenido de <https://issuu.com/capeco.org/docs/rcei070818>
- Cruz. (15 de Noviembre de 2019). *Repositorio UNAM*. Obtenido de https://repositorio.unam.mx/contenidos/analisis-y-diseno-estructural-de-un-edificio-de-5-niveles-y-un-semisotano-conforme-a-las-normas-tecnicas-complementari-3466065?c=48Ybjw&d=true&q=*&i=1&v=1&t=search_0&as=0
- CYPE. (30 de Junio de 2022). *CYPE PERU*. Obtenido de <https://www.cype.pe/blog/disenio-estructural-con-norma-peruana/>

- Gallegos. (7 de Marzo de 2022). *Repositorio Universidad Técnica de Ambato*.
Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/34692>
- Garcia, G. N. (24 de 01 de 2018). *UPC*. Obtenido de UPC:
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/118142>
- Harmsen. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fondo Editorial.
- IIDMA. (Julio de 2002). *Indeci*. Obtenido de
http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios_CS/Region_La_Libertad/trujillo/trujillo_mp.pdf
- Jimenes, & Julca. (15 de Diciembre de 2018). *Repositorio UCV*. Obtenido de
<https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/32123>
- Kuoiwa. (2002). *Reducción de Desastres: Viviendo en armonía con la*. Lima, Perú.
- Kuroiwa. (Marzo de 2016). *Manual para la Reduccion del Riesgo Sismico de Viviendas en el Peru.pdf*. Obtenido de
<http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/MINISTERIOS/Manual%20para%20la%20Reduccion%20del%20Riesgo%20Sismico%20de%20Viviendas%20en%20el%20Peru.pdf>
- Laucata. (Junio de 2013). *Repositorio PUCP*. Obtenido de
http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/4967/LAUCATA_JOHAN_ANALISIS_VULNERABILIDAD_SISMICA_VIVIENDAS_INFORMALES_CIUADAD_TRUJILLO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Luna. (2013). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo*. Trujillo, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Mención: Ingeniería Civil,.
- Meli. (2002). *Diseño Estructural*. Mexico: Limusa.
- Moreno, & Ruíz. (26 de Octubre de 2011). *Repositorio PUCP*. Obtenido de
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/850>

- Obeso. (Noviembre de 2020). *Repositorio UCV*. Obtenido de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/47189?locale-attribute=es>
- Pasca. (2014). *Pasca_TFM_UCM-seguridad.pdf*. Obtenido de https://www.ucm.es/data/cont/docs/506-2015-04-16-Pasca_TFM_UCM-seguridad.pdf
- Ramos, & Garcia. (11 de Febrero de 2022). *Repositorio Alicia*. Obtenido de <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/9908>
- Rivadeneira. (30 de Abril de 2020). *Repositorio Digital USFQ*. Obtenido de <https://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/9218>
- Rivera. (s.f.). Obtenido de Vivienda al día:
<https://infoinvi.uchilefau.cl/glosario/autoconstruccion/>
- Rivera. (2021). Obtenido de <https://infoinvi.uchilefau.cl/glosario/autoconstruccion/>
- Rivera. (2021). *Vivienda al día*. Obtenido de <https://infoinvi.uchilefau.cl/glosario/autoconstruccion/>
- Rodriguez, & Vera. (2020). *Repositorio Institucional UPN*. Obtenido de <https://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/24553/Rodriguez%20Condor%20Franklin%20Oliv%20-%20Vera%20Ballena%20Liz%20Marisol-Parcial.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Salas, N. (2005). *Udoz*. Obtenido de Udoz:
<https://www.udocz.com/apuntes/71066/disenno-por-capacidad>
- Sarria. (1995). *Ingeniería sísmica*. Colombia: Ediciones Uniandes, Ecoe Ediciones.
- Tavera. (19 de Mayo de 2019). *Instituto Geofísico del Perú (IGP)*. Obtenido de <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Terrones. (18 de Diciembre de 2018). *Repositorio UCV*. Obtenido de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/35674>
- Vega. (14 de Diciembre de 2021). *Repositorio PUCP*. Obtenido de <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/21136>

Anexos

Índice:

1. R.D que aprueba el proyecto de investigación

2. Constancia del asesor

3. Estudio de Mecánica de Suelos

4. Planos

Planos de Arquitectura

- ❖ Plano de 1º Nivel
- ❖ Plano de 2º al 10º Nivel
- ❖ Plano de Elevación frontal

Planos de Estructuras

- ❖ Plano de Cimentación
- ❖ Plano de Encofrado de Aligerado

1. R.D que aprueba el proyecto de investigación



UPAO | Facultad de Ingeniería

Trujillo, 19 de octubre de 2023

RESOLUCIÓN N° 2088-2023-FI-UPAO

VISTO, el informe favorable del Jurado Evaluador del Proyecto de Tesis, titulado “**ANÁLISIS SISMICO LINEAL Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 10 NIVELES-UBICADO EN EL DISTRITO DE TRUJILLO**”, de los Bachilleres: **AZABACHE DE LA CRUZ, WILLIAMS ALEXANDER y BRICEÑO SÁNCHEZ, AIMAR JUAN**, de la Carrera Profesional de Ingeniería Civil, y;

CONSIDERANDO:

Que, el Jurado Evaluador conformado por los señores docentes: **Ms. VICTOR MORAN GUERRERO**, Presidente; **Ms. WILLIAM GALICIA GUARNIZ**, Secretario; **Ms. MARLON FARFAN CORDOVA**, Vocal; han revisado el Proyecto de Tesis, encontrándolo conforme;

Que, el Proyecto de Tesis ha sido elaborado conforme a las exigencias prescritas por el Reglamento de Grados y Títulos de Pregrado de la Universidad, el mismo que fue sometido a evaluación por el mencionado jurado evaluador, quien por acuerdo unánime recomendó su aprobación, tal como se desprende del informe elevado a la Facultad de Ingeniería;

Que, de acuerdo al Artículo 28° del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad, el Proyecto de Tesis se inscribe en el libro de proyectos de tesis a cargo de la Secretaría Académica de la Facultad;

Estando al Estatuto de la Universidad, al Reglamento de Grados y Títulos la Universidad y a las atribuciones conferidas a éste Despacho;

SE RESUELVE:

PRIMERO: **APROBAR** la modalidad de titulación solicitada por los Bachilleres: **AZABACHE DE LA CRUZ, WILLIAMS ALEXANDER y BRICEÑO SÁNCHEZ, AIMAR JUAN**, consistente en presentación, ejecución y sustentación de una **TESIS** para optar el título profesional de **INGENIERO CIVIL**.

SEGUNDO: **APROBAR y DISPONER** la inscripción del Proyecto de Tesis titulado: titulado: “**ANÁLISIS SISMICO LINEAL Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 10 NIVELES-UBICADO EN EL DISTRITO DE TRUJILLO**”.

TERCERO: **COMUNICAR** a los Bachilleres que tienen un plazo máximo de **UN AÑO** para desarrollar y presentar su tesis, a cuyo vencimiento, se produce la caducidad del mismo, perdiendo el derecho exclusivo sobre el tema elegido.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE.



Dr. Ángel Alanoca Quenta
DECANO

C. Copia
 Archivo
 Programa de Estudio de Ingeniería Civil
 Interesados
A.A.O.º Karin

2. Constancia del asesor

Informe Final de Asesoramiento

Señor : Ms. Ing. Jorge A. Vega Benites
Director del Programa de Estudio de Ingeniería Civil

Asunto : Informe Final de Asesoramiento de Tesis

Fecha : Trujillo, 3 de Mayo del 2024

De conformidad con el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad, y en cumplimiento de la Resolución de Facultad N° 2088, el suscrito, docente asesor del Informe de Tesis titulada:

Análisis sísmico lineal y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de concreto armado de 10 niveles - Ubicado en el distrito de Trujillo del (los) Bachilleres Azabache de la Cruz Williams Alexander y Briceño Sanchez Aimor Juan

cumplo con informar lo siguiente:

El Informe de Tesis cumple con el cronograma y proceso de investigación de acuerdo al proyecto de tesis, asimismo informo que la tesis reúne la calidad académica exigida por el Programa de Estudio de Ingeniería Civil

Asimismo, adjunto al presente el reporte de coincidencias generado con el software Antiplagio Turnitin firmado por el suscrito, precisando que no supera el 20%.

Atentamente,


Ms. o Dr. Attilio Ruy López CARRAZZA
Docente asesor
Registro CIP: 80650

3. Estudio de Mecánica de Suelos

4. Planos