

Facultad de Tecnología de la Construcción

“DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE 6 NIVELES A BASE DE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO, CON LOSA MACIZA DE ENTREPISO, EN LA CIUDAD DE MANAGUA, 2023”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero civil

Elaborado por:

Br. Álvaro Steven
Urrutia Rostrán
Carnet: 2018-0718U

Br. Haslhy Paola
Armijo Salinas
Carnet: 2018-0068J

Tutor:

MSC. Ing. Yader
Andrés Jarquín
Montalván

Agradecimiento

Agradecemos este trabajo monográfico primeramente a Dios, nuestro creador, por habernos permitido culminar nuestra formación profesional.

A nuestros padres por su apoyo incondicional, económico, comprensión, sus consejos y palabras de alientos en momentos difíciles los cuales nos motivaron a seguir adelante con nuestro propósito.

A nuestro tutor Msc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván, quien aceptó dirigir nuestra tesis, por su apoyo, tiempo, esfuerzo, dedicación y sobre todo ser nuestro guía en este difícil camino.

A todas las personas que de uno u otra manera colaboraron en la realización de este trabajo y específicamente a aquellos que brindaron sus conocimientos teóricos, prácticos y morales para que nos formásemos como mejores profesionales.

Álvaro Urrutia y Haslhy Armiño

Dedicatoria

La presente tesis se la dedico primera mente a Dios por su amor y su bondad infinita. Por ser el guía de mi camino y la luz en medio de mi oscuridad. Por ser la fuerza que motive mis pasos y el aliento necesario ante la desesperación y la flaqueza que alguna vez aquejaron mis senderos.

A mis padres, Álvaro Urrutia y Melva Rostrán, por todo su amor, comprensión, apoyo, dedicación, ejemplo, fe, bondad, ánimos, exigencias y bondades, los cuales me han formado como la persona que soy hoy. Por ser la vara que nunca se torció y me sostuvo firme ante mis pasos tambaleantes en este duro camino. Por ser los partícipes principales de mi educación y siempre haberme exigido dar un plus, por creer incondicionalmente en mis capacidades. Por ser esa guía moral inquebrantable que me ha llevado a ser el profesional que soy hoy. Por creer en mí en todo momento e impulsarme a seguir mejorando aún después de todos los altibajos atravesados en este largo proceso. Este triunfo también es de ellos y para ellos.

A mi hermano Gerald Urrutia, por su apoyo y consejos durante toda mi vida estudiantil, por estar dispuesto a ayudar en todo momento e impulsarme a intentar, equivocarme y aprender, por mostrarme como hermano mayor que cuando se quiere, se lucha y se alcanza.

A mis abuelos, Blacina López, Manuel Rostrán, Irma Rostrán y Cristino Urrutia, por todos sus consejos, lecciones de vidas, historias, amor y apoyo incondicional me han permitieron crecer en valores y como persona. Por su buena fe en mí que sirvió de motivación para no claudicar en este proceso.

Finalmente, a toda mi familia, compañeros, amigos y profesores que han formado parte de este largo camino y que me han brindado su apoyo para hacer realidad este sueño.

Álvaro Steven Urrutia Rostrán

Dedicatoria

Dedico esta tesis a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi luz, camino y fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

A mis padres, Scarleth Salinas y Ovidio Armijo, por su amor y sacrificio, por apoyarme en todo momento, por los valores que me han inculcado, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida, por ser mis pilares, guías, mentores de mi vida y ser mi más grande motivación en todo momento. Este logro es para ustedes.

A mis dos hermanitos que siempre me han animado a seguir adelante, Dylan Armijo y Ariadna Tablada, que siempre me llenan alegría y amor en todo momento, esperando ser un buen ejemplo a seguir para ellos.

A mis abuelitos, los maestros escultores de mi familia, mamá Angela, papá Edwin, mamá Chayo y a mi primer ángel, mi papá Chayo. Siempre me han apoyado en todo momento y muestran lo orgullosos que están de su nieta.

Finalmente le dedico esta tesis a aquellos familiares y amistades que de una u otra manera, contribuyeron a mi desarrollo personal y profesional, a todos, gracias.

Haslhy Paola Armijo Salinas

Resumen

Esta monografía desarrolla una secuencia sobre las consideraciones y pasos pertinentes para la elaboración de un diseño sismo resistente de un edificio a base de pórticos especiales a momento de concreto reforzado. Este trabajo puede tomarse como referencia para estudiantes y/o ingenieros civiles que busquen fuentes bibliográficas relacionadas con este sistema estructural, todo el diseño en base al código (ACI318, 2019) y el análisis a la Norma Sismo resistente para la Ciudad de Managua.

Esta tesis está organizada de la siguiente manera;

En el Capítulo 1, se presentan las generalidades del proyecto, mostrando un marco conceptual adecuado para el seguimiento del análisis y diseño estructural y los pasos metodológicos requeridos para cumplir a cabalidad los objetivos del diseño sismo resistente.

En el Capítulo 2, se presentan las bases conceptuales para poder hacer tanto el análisis como el diseño sismo resistente de esta estructura de concreto reforzado. Mostrando de esta manera, los conceptos generales concernientes al análisis y diseño estructural.

En el Capítulo 3, se refiere al caso de estudio, donde abarca el análisis estructural realizado con la Norma Sismo Resistente para la Ciudad de Managua, mostrando resultados obtenidos en el modelado de la edificación en el software ETABS, analizando el comportamiento de la estructura ante los agentes externos a los que se encuentra expuesto al momento de un sismo y aborda el diseño estructural de los elementos principales típicos que conforman la super y sub estructura, tales como vigas, columnas, losas y las fundaciones.

En el Capítulo 4, abarca las conclusiones de los resultados obtenidos en el análisis y diseño estructural, así como también las recomendaciones y anexos.

ÍNDICE

CAPITULO I: GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Justificación.....	4
1.4. Objetivos.....	5
1.4.1. Objetivo general.....	5
1.4.1. Objetivo específico.....	5
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Generalidades.....	6
2.1.1. Concreto reforzado.....	6
2.1.2. Ventajas y desventajas del concreto reforzado como material estructural.....	6
2.1.2.1. Ventajas.....	6
2.1.2.2. Desventajas.....	7
2.1.3. Sistemas estructurales.....	7
2.1.3.1. Sistema de marcos o pórticos rígidos.....	7
2.1.3.2. Sistema de muros estructurales.....	8
2.1.4. Losas de concreto reforzado.....	9
2.1.4.1. Clasificación.....	9
2.1.5. Cimentación.....	10
2.1.5.1. Cimentaciones superficiales.....	11
2.1.5.2. Cimentaciones profundas.....	15
2.2. Análisis estructural.....	16
2.2.1. Clasificación de las estructuras.....	17
2.2.1.1. Clasificación por grupo de importancia y categoría de riesgo.....	17
2.2.1.2. Clasificación por categoría de diseño sísmico (CDS).....	17
2.2.1.3. Clasificación por material de construcción.....	18
2.2.1.4. Clasificación por sistema estructural.....	18
2.2.2. Cargas de diseño.....	18

2.2.3. Combinación de cargas para diseño por resistencia (LRFD).....	19
2.2.4. Método de análisis modal espectral.	19
2.2.5. Cortante de piso.....	22
2.2.6. Torsión	23
2.2.7. Deformación lateral de la estructura	23
2.2.8. Derivas de piso	23
2.3. Diseño estructural.....	24
2.3.1. Diseño sísmico de vigas.....	24
2.3.1.1. Requerimientos generales.	24
2.3.1.2. Reforzamiento longitudinal requerido.....	25
2.3.1.3. Reforzamiento transversal requerido.	26
2.3.2. Diseño sísmico de columnas.....	27
2.3.2.1. Provisiones generales.....	27
2.3.2.2. Resistencia a flexión de la columna.	27
2.3.2.3. Refuerzo longitudinal.	27
2.3.2.4. Requerimientos del refuerzo transversal.....	28
2.3.3. Diseño de losa maciza.	30
2.3.3.1. Espesor mínimo de losa.....	30
2.3.3.2. Resistencia requerida	30
2.3.3.3. Momento mayorado	31
2.3.3.4. Aberturas en los sistemas de losas	31
2.3.3.5. Refuerzo mínimo a flexión en losas no prees forzadas.....	31
2.3.3.6. Detallado del refuerzo	31
2.3.3.7. Espaciamiento del refuerzo para flexión	32
2.3.3.8. Restricciones en las esquinas de las losas.....	32
2.3.3.9. Refuerzo para flexión en losas no prees forzadas	32
2.3.4. Conexiones viga-columna.	33
2.3.4.1. Requerimientos generales.	33
2.3.4.2. Longitud de desarrollo.....	34
CAPITULO III. CASO DE ESTUDIO.....	35
3.1. Análisis estructural.....	35

3.1.1. Descripción del edificio.	35
3.1.1.1. Sistema estructural.	36
3.1.2. Propiedades de los materiales a utilizar	38
3.1.3. Cargas a considerar.	39
3.1.3.1. Cargas muertas.	39
3.1.3.2. Cargas variables o vivas.	40
3.1.4. Categoría de riesgo.....	41
3.1.5. Factor de importancia	42
3.1.6. Categoría de diseño sísmico	42
3.1.7. Clasificación por irregularidad	42
3.1.7.1. Irregularidad en planta	42
3.1.7.2. Irregularidad en elevación.....	45
3.1.8. Coeficiente de modificación de respuesta R.	49
3.1.9. Zonificación sísmica y aceleración sísmica básica <i>a0</i>	50
3.1.10. Clasificación por tipo de suelo y factor de amplificación por tipo de suelo <i>Fas</i>	50
3.1.11. Factor de ajuste espectral	50
3.1.12. Aceleración del terreno en roca para período cero.....	51
3.1.13. Tablas resumen.....	52
3.1.14. Espectro de diseño sísmico elástico y reducido	54
3.1.15. Elaboración del modelo matemático.....	55
3.1.16. Peso sísmico efectivo.....	55
3.1.17. Resultados del análisis modal espectral en ETABS.	56
3.1.17.1. Análisis modal.....	57
3.1.17.2. Análisis espectral.	59
3.1.18. Cortante basal estático.....	60
3.1.18.1. Período fundamental aproximado T_a	60
3.1.18.2. Coeficiente Sísmico C_s	62
3.1.18.3. Coeficiente Sísmico Mínimo.....	63
3.1.19. Cortante basal estático <i>Vb</i>	64
3.1.20. Escalado de cortante basal dinámico.	64

3.1.21. Revisión de derivas y distorsiones de piso.	65
3.1.22. Efecto P- Δ	68
3.1.23. Revisión de condiciones de diafragma rígido.	70
3.2. Diseño estructural.....	72
3.2.1. Diseño de losa.	73
3.2.1.1. Diseño de losa con el SOFTWARE ETABS.....	73
3.2.1.2. Diseño manual de losa.....	79
3.2.2. Diseño de viga	90
3.2.2.1. Diseño de viga con el SOFTWARE ETABS.....	91
3.2.2.2. Diseño manual de Viga.	95
3.2.3. Diseño de columna	110
3.2.3.1. Diseño de columna con el SOFTWARE ETABS.....	111
3.2.3.2. Diseño de columna manualmente.....	115
3.2.4. Conexión.....	125
3.2.4.1. Conexión Vigas-Columnas en SMF de concreto.	125
3.2.4.2. Desarrollo de barras longitudinales en los nodos.	129
3.2.5. Diseño de zapata	131
3.2.5.2. Diseño de zapata con el SOFTWARE ETABS.....	138
3.2.5.3. Diseño manual de zapata.	142
CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	152
4.1. Conclusiones	152
4.2. Recomendaciones	155
BIBLIOGRAFÍA	156
ANEXOS.....	158

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Sobrecargas Permanentes	40
Tabla 3-2 Cargas Variables	41
Tabla 3-3 Desplazamientos generales en dirección X.....	43
Tabla 3-4 Desplazamientos generales en dirección Y	43
Tabla 3-5 Chequeo de condición de irregularidad por piso flexible	46
Tabla 3-6 Chequeo de condición de irregularidad por distribución de masas	47
Tabla 3-7 Chequeo de condición de irregularidad piso débil X.....	49
Tabla 3-8 Datos obtenidos de criterios generales de análisis sísmico	52
Tabla 3-9 Parámetros de Acción Sísmica.....	53
Tabla 3-10 Parámetros de Construcción del Espectro de Diseño Elástico y Reducido.....	53
Tabla 3-11 Participación de masas modales	57
Tabla 3-12 Cortantes basales.....	64
Tabla 3-13 Factor de Escala.....	65
Tabla 3-14 Deformaciones y Derivas de piso	67
Tabla 3-15 Coeficiente de Estabilidad en Dirección X	69
Tabla 3-16 Coeficiente de Estabilidad en Dirección Y	69
Tabla 3-17 Chequeo del Diafragma.....	72
Tabla 3-18 Propiedades Geométricas y Propiedades de los Materiales	76
Tabla 3-19 Momentos en Dirección N-S (Y)	83
Tabla 3-20 Momentos en Dirección E-W (X)	83
Tabla 3-21 Detalle del Elemento Viga	91
Tabla 3-22 Propiedades de la Sección.....	92

Tabla 3-23 Parámetros de Código de Diseño.....	92
Tabla 3-24 Refuerzo a Flexión para el Momento del eje Mayor Mu_3	92
Tabla 3-25 Momento de Diseño de Flexión, Mu_3 y Fuerza Axial P_u	92
Tabla 3-26 Fuerza de Corte para Cortante Mayor, Vu_2	93
Tabla 3-27 Fuerza de Diseño de Corte para Cortante Mayor, Vu_2	93
Tabla 3-28 Fuerza de Torsión	93
Tabla 3-29 Fuerza de Torsión de Diseño	93
Tabla 3-30 Cargas variables unitarias mínimas.....	97
Tabla 3-31 Distribución de Momento y Cortante en la Viga.....	98
Tabla 3-32 Distribución del Acero.....	100
Tabla 3-33 Requisitos de Momentos Resistentes (ACI318, 2019), sección 18.6.3.2	101
Tabla 3-34 Diámetro y Área del Acero Transversal	101
Tabla 3-35 Momentos Máximos Probables	103
Tabla 3-36 Cortante por Cargas Gravitacionales	103
Tabla 3-37 Resumen del Diseño de Viga	108
Tabla 3-38 Detalle del Elemento Columna	111
Tabla 3-39 Propiedades de la Sección	111
Tabla 3-40 Propiedades de los Materiales	112
Tabla 3-41 Parámetros de Código de Diseño.....	112
Tabla 3-42 Diseño de Refuerzo Longitudinal con Interacción de P_u - Mu_2 - Mu_3	112
Tabla 3-43 Diseño de Fuerza Axial y Momento Biaxial para la Interacción de P_u - Mu_2 - Mu_3	112
Tabla 3-44 Refuerzo de Corte para Cortante Mayor, Vu_2	112
Tabla 3-45 Refuerzo de Corte para Cortante Menos, Vu_3	113

Tabla 3-46	Revisión/Chequeo de Cortante en Unión	113
Tabla 3-47	Relación de Capacidad Viga/Columna	113
Tabla 3-48	Datos de entrada para el diseño de columnas.	115
Tabla 3-49	Cargas de Diseño	116
Tabla 3-50	Resistencias de columnas.	120
Tabla 3-51	Geometría de Ganchos Estándar a Tracción	130
Tabla 3-52	Propiedades Geométricas de la Zapata	140
Tabla 3-53	Comprobación de Punzonamiento	140
Tabla 3-54	Datos de cimentación zapata cuadrada aislada.	142
Tabla 3-55	Cargas Producidas por la Estructura.....	143

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Cimentación aislada.....	11
Figura 2-2. Representación de zapata con carga excéntrica.	12
Figura 2-3. Casos de distribución de presiones.	13
Figura 2-4. Casos donde se emplean zapatas combinadas.....	14
Figura 2-5. Partes de una cimentación profunda.	15
Figura 2-6 Análisis modal espectral	21
Figura 2-7 Porción de losa que debe incluirse con la viga	31
Figura 2-8 Área efectiva del nudo	33
Figura 3-1 Vista 3D del edificio	35
Figura 3-2 Disposición de Pórticos Especiales a Momento (SMF).....	36
Figura 3-3 Elevación A típica de los pórticos especiales a momento.....	37
Figura 3-4 Elevaciones.....	37
Figura 3-5 Asignación de concreto de 28MPa	38
Figura 3-6 Asignación del acero de refuerzo.....	39
Figura 3-7 Factor de ajuste espectral <i>FS para T_b y T_C</i>	51
Figura 3-8 Espectro de diseño sísmico elástico y reducido.....	54
Figura 3-9. Definición de masa sísmica en ETABS.....	56
Figura 3-10 Modo de vibración 1.....	58
Figura 3-11 Modo de vibración 2.....	58
Figura 3-12 Modo de vibración 3.....	59
Figura 3-13 Cortante Dinámico en Dirección X	59
Figura 3-14 Cortante Dinámico en Dirección Y	60
Figura 3-15 Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado ...	61

Figura 3-16 Inserción de coeficiente sísmico al modelo en ETABS.	64
Figura 3-17 Secciones agrietadas de los elementos columna viga y losa	66
Figura 3-18 Flexibilidad del diafragma	71
Figura 3-19 Asignación de franja de diseño	73
Figura 3-20 Vista en planta de la franja de columna e intermedia en ambas direcciones de la losa.....	74
Figura 3-21. Acero requerido en franja de diseño.	75
Figura 3-22 Acero de en Losa.....	76
Figura 3-23 Vista Lateral de la Losa en Dirección E-W (X)	77
Figura 3-24 Diagrama de Momentos en Dirección E-W (X)	77
Figura 3-25 Refuerzo Longitudinal	78
Figura 3-26 Diagrama de Cortante de la Losa en Dirección E-W (X).....	79
Figura 3-27 Planta de losa a diseñar	80
Figura 3-28 Franjas de diseño.	81
Figura 3-29 Designación de Sección Transversal de Viga.....	90
Figura 3-30 Elevación Estructural eje A, Dir N-S (Y).....	91
Figura 3-31 Elevación Estructural del Diseño de Viga VS-1	94
Figura 3-32 Detalle de la Distribución del Refuerzo Longitudinal (mm)	102
Figura 3-33 Diagrama de Cargas Gravitacionales	105
Figura 3-34 Resumen de diseño de sección lateral de viga.....	109
Figura 3-35 sección transversal de la viga	109
Figura 3-36 Designación de Sección Transversal de Columna.....	110
Figura 3-37 Elevación Estructural en dirección N-S eje	111
Figura 3-38 Elevación Estructural del Diseño de Columna CS-1	114
Figura 3-39 Diagrama de interacción de columna CS-1.....	117

Figura 3-40 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas en el nodo viga-columna.	128
Figura 3-41 Geometría del Gancho a 90°, Para Barras Ancladas en Tracción y Compresión.....	131
Figura 3-42 Definición del Peralte de Zapata	132
Figura 3-43 Definición del Suelo	133
Figura 3-44 Definición de Carga en la Zapata.....	134
Figura 3-45 Vista en Planta de Zapatas	135
Figura 3-46 Distribución de Presiones en el Suelo para la Combinación de Cargas en Servicio CM+CV	136
Figura 3-47 Distribución de Presiones en el Suelo para la Combinación de Cargas en Servicio, Incluyendo Efecto del Sismo; $0.6CM-0.7Ev-0.7*0.3Ex-0.7Ey$	137
Figura 3-48 Relación de Punzonamiento en la Planta de Cimentación.....	139
Figura 3-49 Propiedades Geométricas de la Sección	140
Figura 3-50 Acero Inferior en la Zapata Z-1	141
Figura 3-51 Acero Superior en la Zapata Z-1.....	142
Figura 3-52 Momentos y Cargas en la Zapata	144
Figura 3-53 Distribución de esfuerzos en la zapata.	146
Figura 3-54 Cortante en una Dirección	148
Figura 3-55 Cortante en dos Direcciones.....	149

CAPITULO I: GENERALIDADES.

1.1. Introducción.

Nicaragua es uno de los países pertenecientes a la región del cinturón de fuego del Pacífico, en la zona de subducción de la placa Coco bajo la placa Caribe; dichas características hacen de este país un lugar altamente sísmico y propenso a desastres debido a los fenómenos de los terremotos. Se cuenta con un amplio historial sísmico y algunos de ellos han causado grandes pérdidas tanto humanas como materiales, como el muy recordado terremoto de Managua en 1972 que causó la muerte de centenares de personas y millones de dólares en pérdidas debido al colapso de la mayoría de las estructuras y edificios importantes en la que en aquel entonces era la metrópolis del desarrollo y crecimiento económico en Nicaragua.

Una de las principales razones que conllevó el colapso de la mayoría de las estructuras importantes en el terremoto de 1972 fue el hecho de que dichas edificaciones no fueron diseñadas ni construidas para resistir las solicitaciones de un sismo. Es por ello que hoy en día los ingenieros se han visto en la necesidad de construir estructuras capaces de soportar las fuerzas ocasionadas por un sismo; esto ha conllevado a grandes esfuerzos para investigar e implementar métodos que mitiguen la amenaza sísmica en los lugares más vulnerables; teniendo como resultado la creación de códigos y normativas que regulan el diseño de estructuras destinadas a construirse en lugares de gran vulnerabilidad sísmica, como lo es la ciudad de Managua.

El presente trabajo consiste en el diseño estructural de un edificio con un uso de oficinas de concreto armado sismorresistente, ubicado en la Pista Jean Paul Gennie de la Ciudad de Managua. El edificio es de seis niveles, cuenta con un sistema de las losas sólidas de entrepiso. El modelo se desarrollará utilizando el programa ETABS v20.3 donde se realizará el análisis por cargas propias de la estructura y de sismo. El análisis y diseño se desarrollarán de acuerdo a los requerimientos de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSM, 2022) y el código del (ACI318, 2019).

1.2. Antecedentes.

La fecha clave para el diseño sísmico de Nicaragua fue el 23 de diciembre de 1972, donde se presentó la catástrofe sísmica más grande registrada en el país hasta ahora. A partir de este suceso se modificó la forma de construir y diseñar las estructuras en el país, con el surgimiento del Código de Emergencia para la Reconstrucción de Managua, transcurrido diez años se publicó el Reglamento Nacional de la Construcción de 1983 publicado por el Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos, esta norma estableció los requerimientos aplicables al diseño y construcción de las nuevas edificaciones. Antes de esta fecha, los diseños y construcciones de edificios no seguían ningún código obligatorio, algunos diseñaban y construían basándose en códigos de otros países o conforme a su experiencia. (Lagos Ramírez & Valle Siles, 2016).

Managua es una ciudad afectada normalmente por sismo, pues esta presenta una gran cantidad de fallas, esta situación genera que las construcciones sean diseñadas sísmicamente, actualmente la ciudad cuenta con varias edificaciones con diseño sismo-resistente como lo son: el edificio Pellas (2001), condominio edificio norte (2017), edificio 01 UNI-RUSB (2010), entre otros. (Flores Bustillo & Castrillo Acevedo, 2020)

Para poder conocer más acerca del tema investigativo, fue necesario hacer una búsqueda de bibliografía relacionada al tema del diseño sísmico y estructural de concreto reforzado, se tomará principalmente dos trabajos ingenieriles los cuales se mencionan a continuación:

- ✓ Rose (2019), Diseño Estructural De Edificio Multiusos De 4 Niveles Con Pórticos Especiales De Concreto Reforzado Resistentes A Momento, Ubicado En La Ciudad De Granada, Nicaragua. El objetivo fue: Realizar el análisis y diseño de una estructura de 4 niveles de concreto reforzado con estructura de techo de acero, la cual se encuentra ubicada en la ciudad de Granada, Nicaragua. El edificio está construido de forma parcial en lo que se refiere a la estructura de concreto de vigas, columnas y losas de entrepiso. A partir del año 2000 se paralizó su construcción y fue dejada en

desuso. Actualmente se pretende concluir el edificio, el cual será destinado para uso de apartamentos y oficinas, por lo cual, se ha presentado una nueva propuesta que incluye la colocación del techo de estructura de acero con cubierta de lámina ligera que estará superpuesto a la estructura de concreto. El diseño original fue realizado de forma manual mediante el método de Distribución de Momentos de Hardy Cross y empleando el Reglamento Nacional de la Construcción de 1983 y el ACI de 1963. En esta tesina, se pretende verificar la seguridad de la estructura utilizando normas vigentes tales como, el ASCE/SEI 7 del 2016 y el ACI 318-14.

- ✓ Ortiz, Álvarez, Pérez (2018), Diseño Estructural Sismo-Resistente A Base De Marcos Dúctiles De Concreto Reforzado Aplicado En Edificio De Baja Altura Ubicado En La Ciudad De Managua. El objetivo fue: Diseñar un edificio de cinco niveles más sótano con destino hotel a base de marcos dúctiles de concreto reforzado.

1.3. Justificación.

Nicaragua es un país altamente sísmico y volcánico, características que se deben a la ubicación geográfica del mismo, debido a que se encuentra sobre la zona de subducción de la Placa Coco bajo la Placa Caribe perteneciente al conocido cinturón de fuego del Pacífico. Debido a estas condiciones, el país posee un amplio historial de destrucción causados por terremotos de fuerte magnitud, como el ocurrido en Managua en el año de 1972. Según el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER, 2002), esta ciudad tiene una elevada densidad de fallas geológicas activas en donde por lo menos un 59% de la amenaza sísmica en Managua es debido a fallas sísmicas locales.

En el presente trabajo se realizará el análisis y diseño de una estructura sismo-resistente para construirse en la ciudad de Managua, dejando como evidencia a los estudiantes de ingeniería civil de futuras generaciones que las estructuras que se diseñen para construirse en nuestra capital deben ser de tipo especial, esto quiere decir que no se pueden diseñar y construir estructuras de manera convencional dentro de esta ciudad ya que hacerlo implicaría poner en riesgo la vida de las personas que ocupen dicha edificación.

Además, quedará como registro el diseño sísmico de una estructura de concreto reforzado, conocimientos que no se adquieren en el curso de pre grado de la carrera de ingeniería civil dentro de nuestra universidad, por lo que estaremos aplicando, en este trabajo, conocimientos que van más allá de nuestro nivel académico.

También se emplea el uso de normas actuales y recientes como la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua (NSM, 2022) emitida por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) en el año 2022. Esta norma aún no se ha aplicado en trabajos monográficos anteriores de diseño de edificaciones en concreto reforzado, por lo que con este trabajo pretendemos dejar un precedente en el uso de la (NSM, 2022) a futuras generaciones.

1.4. Objetivos.

1.4.1. Objetivo general.

- Diseñar un edificio sismorresistente de concreto reforzado de 6 niveles a base de pórticos especiales a momento, con losa maciza de entrepiso.

1.4.1. Objetivo específico.

- Analizar la estructura del edificio mediante el Método Dinámico Modal Espectral por medio de la “Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua” haciendo uso del software estructural ETABS v20.3.
- Diseñar los diferentes elementos que componen la súper estructura del edificio mediante el uso del software ETABS v20.3 y comparándolo con un diseño manual con el software EXCEL, todo en base a los requerimientos de diseño del ACI 318, 2019.
- Diseñar las cimentaciones del edificio mediante el uso del software ETABS v20.3 y comparándolo con un diseño manual con el software EXCEL, todo en base a los requerimientos de diseño del ACI 318, 2019.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades.

2.1.1. Concreto reforzado.

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones se agregan algunos aditivos para cambiar algunas características del concreto.

Al igual que todos los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión, pero una muy baja resistencia a la tensión. El concreto reforzado o concreto estructural es una combinación de concreto y acero, dónde el acero proporciona la resistencia a la tensión de la cual carece el concreto.

El concreto estructural es uno de los materiales comúnmente usados para diseñar todo tipo de edificaciones. Los materiales que lo componen, concreto y acero, trabajan juntos para formar miembros estructurales que pueden resistir muchos tipos de cargas. La clave de su desempeño radica en las fuerzas que son complementarias: el concreto resiste la compresión y el acero de refuerzo resiste las fuerzas de tensión.

El concreto estructural puede ser concreto simple, armado, pretensado o parcialmente pretensado; además, se utiliza en el diseño compuesto.

2.1.2. Ventajas y desventajas del concreto reforzado como material estructural.

El concreto reforzado es probablemente el material disponible más importante para la construcción. Puede usarse de una u otra forma para casi todas las estructuras, grandes o pequeñas.

2.1.2.1. Ventajas

- Tiene mejor resistencia al fuego que el acero.
- Tiene una larga vida útil con bajo costo de mantenimiento.
- En algunos tipos de estructuras, como presas, pilares y zapatas es el material estructural más económico.

- Se puede moldear para tomar la forma requerida.
- Produce elementos rígidos con una deflexión aparentemente mínima.

2.1.2.2. Desventajas

- Tiene una muy baja resistencia a la tracción.
- Necesita mezclarse vaciarse y curarse, todo lo cual afecta de cierta manera la resistencia final del concreto.
- El costo de las formas utilizadas para vaciar el concreto es relativamente alto. El costo del material del encofrado y la artesanía puede ser igual al costo del concreto colocado en los encofrados.

Se desarrollan grietas en el concreto debido a la contracción y aplicación de cargas.

2.1.3. Sistemas estructurales.

El sistema estructural de una construcción, comprende todos los elementos y sus conexiones, necesarios para transferir las fuerzas inducidas por el mismo desde su punto de origen hasta el terreno de fundación. Los componentes de un sistema típico, para el caso de edificios, pueden agruparse en:

- Elementos verticales y horizontales, que usualmente se disponen formando un plano resistente y conforman uno o más tipos de estructuras, tales como pórticos no arriostrados, pórticos arriostrados, muros de carga, muros de corte, entre otros.
- Diafragmas horizontales, normalmente formados por losas, riostras u otros componentes, con el objetivo de transmitir las fuerzas laterales a los elementos resistentes.
- Conexiones, entre los distintos componentes que componen el sistema.
- Fundaciones, tienen como función transferir todas las cargas al terreno sobre el que se funda la construcción.

2.1.3.1. Sistema de marcos o pórticos rígidos.

Es un sistema en el cual la viga-columna proporciona diferentes niveles de rigidez en su conexión para así proveer resistencia lateral al marco, estos se clasifican

como ordinarios, intermedios o especiales. Para categorías de diseño sísmico C y D, el movimiento del suelo genera a la estructura grandes desplazamientos que la obligan a incursionar en un comportamiento inelástico, por lo que el marco resistente a momento requerido debe ser intermedio o especial.

Este tipo de sistema estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y construye para tal fin. Un aspecto fundamental en el diseño de pórticos especiales a momento son las conexiones viga-columna, las que son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas puedan desarrollar su capacidad a la flexión.

2.1.3.2. Sistema de muros estructurales.

Los muros estructurales o muros de corte, por lo general, son más rígidos que los elementos de pórticos convencionales y por ello es que están sujetos a mayores fuerzas laterales durante la respuesta a un sismo.

Este tipo de sistema, si está correctamente diseñado, reducen la posibilidad de daño en elementos no estructurales en un edificio y cuando se combinan con sistema de marcos rígidos la eficacia de soporte de los marcos ante cargas gravitacionales se suma a la eficacia de los muros a resistir cargas laterales, obteniendo un sistema que aumenta en gran medida los niveles de seguridad y reduce los daños ocasionados a la estructura.

El procedimiento de diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado ubicadas en zonas con alta probabilidad de ocurrencia de un sismo, se puede resumir en los siguientes pasos.

1. Determinar la fuerza sísmica de diseño, reducidas por un factor de reducción de respuesta que busca incursionar a los elementos estructurales que se encargarán de disipar la energía del sismo en un rango de inelasticidad.
2. Análisis de la estructura sometida a una combinación de fuerzas gravitacionales y laterales (sismo), obteniendo las fuerzas con las que se diseña cada elemento.

3. Diseño de los elementos y sus juntas bajo las combinaciones de fuerzas gravitacionales y laterales que generen los efectos más desfavorables.
4. Detallado especial dúctil de los elementos que conforman el sistema resistente a sismo.

2.1.4. Losas de concreto reforzado.

Las losas de concreto reforzado son grandes placas planas soportadas por vigas, muros o columnas de concreto reforzado, por muros de mampostería, por vigas o columnas de acero estructural, o por el suelo. Si están soportadas sólo en dos lados opuestos, se denominan losas en una dirección, porque la flexión se da en sólo una dirección; es decir, perpendicular a los bordes de soporte. Si la losa está soportada por vigas en sus cuatro bordes, se denomina losa en dos direcciones, porque la flexión se da en ambas direcciones. En realidad, si una losa rectangular está soportada en los cuatro bordes, pero el lado largo es dos o más veces mayor que el lado corto, la losa se comportará, para todo fin práctico, como una losa en una dirección: la flexión se desarrolla primordialmente en la dirección corta. Tales losas se diseñan como losas en una dirección. (McCormac & Brown, 2017)

2.1.4.1. Clasificación

a. Por distribución del refuerzo.

- Reforzada en una dirección: actúa solo en una dirección debido a su carga.
- Reforzada en dos direcciones: losas armadas en dos direcciones, formadas por vigas de borde de apoyo.

b. Por forma estructural.

- Losa placa plana: no posee vigas que transfieran la carga a los elementos verticales, por lo que lo hacen de manera directa apoyándose sobre las columnas.
- Losa apoyada sobre vigas: está apoyada sobre vigas en todos sus lados y se puede comportar como losa en una o dos direcciones, en dependencia de la longitud de sus vanos.
- Losa reticular: losa que emplea casetones, presenta huecos en la parte inferior que forman una retícula.

- Losa nervada: armada con una serie de nervios asentados en un conjunto de vigas paralelas.

c. Según su composición.

- Losa maciza: losa de hormigón pretensado empleada en aberturas cortas y cargas que se distribuyen uniformemente.
- Nervada.

d. Según sus apoyos.

- Sobre muros: están apoyadas sobre muros en sus cuatro lados, y que por tanto trabajan en dos direcciones.
- Sobre columnas: se apoyan directamente sobre las columnas, sin existir ninguna trabe entre una y otra.

e. Según su construcción.

- Vaciadas “in situ”: vaciadas en el sitio, pueden construirse aligeradas (nervadas) o macizas.
- Prefabricadas: los elementos que se elaboran en fábrica y se transportan a la obra para su instalación.

f. Según su ubicación.

- Losa de fundación: una placa de hormigón apoyada sobre el terreno.
- Losa de entrepiso: elementos rígidos que separan un piso con otro.
- Losa de techo: sirven de cubierta para la estructura. (González Pitter, 2016)

2.1.5. Cimentación

Terzaghi clasifica las cimentaciones como superficiales o profundas, en dependencia de la profundidad de desplante. Para este autor, las cimentaciones que se desplantan a una profundidad tal que la relaciones profundidad/dimensión mínima es menor que 1, se clasifican como superficiales, y las que tienen una relación mayor a 1 entran dentro de la clasificación de cimentaciones profundas.

Desde el enfoque de la ingeniería, la diferencia fundamental entre estos dos tipos de cimentaciones, es que en la primera no se considera el efecto de la resistencia a corte del suelo que está por encima del desplante de la cimentación para soportar cargas, debido a que esa capacidad es relativamente pequeña. Caso contrario en

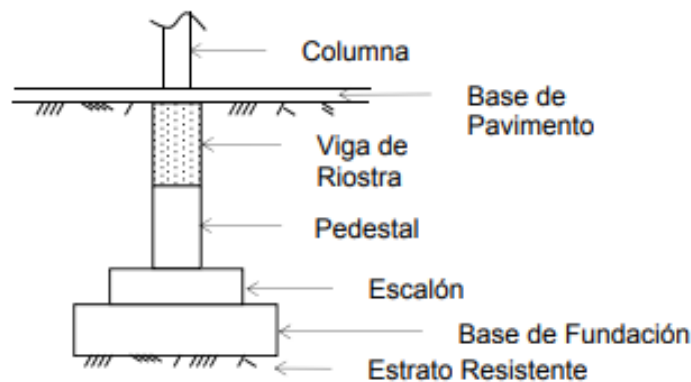
las cimentaciones profundas, donde la capacidad de soporte por encima de la profundidad de desplante puede ser un factor fundamental en la obtención de la capacidad de carga total de la misma.

2.1.5.1. Cimentaciones superficiales.

Dentro de las cimentaciones superficiales se tienen conceptos como:

- **Base de piso:** es una losa maciza de concreto de poco espesor, vaciado sobre el mismo terreno compactado y confinado por las vigas de riostra. Generalmente posee un espesor aproximado de 10 cm con acero mínimo,
- **Pedestal:** este es un elemento vertical que da continuidad a la columna hasta la base de la fundación.
- **Viga de riostra:** también denominadas como vigas de amarre, tienen como principal función conectar y proporcionar arriostre lateral a las columnas en el nivel cero de un edificio. También pueden absorber y soportar parte de los momentos que se generan en la base de las columnas del primer nivel. Puede servir como elemento base de fundación o estructura portante.

Figura 2-1. Cimentación aislada.



Fuente: Cátedra de proyecto estructural. Sebastián Delgado. Universidad del Zulia.

Las cimentaciones superficiales se clasifican como:

- a. **Cimentaciones aisladas sin excentricidad.**

Este tipo de cimentación son las que soportan y transmiten las cargas de una sola columna a estratos poco profundos de suelo. Poseen una geometría, normalmente, cuadrada o rectangular que se encarga de distribuir de manera uniforme las cargas al suelo, evitando la existencia de asentamientos excesivos en el mismo.

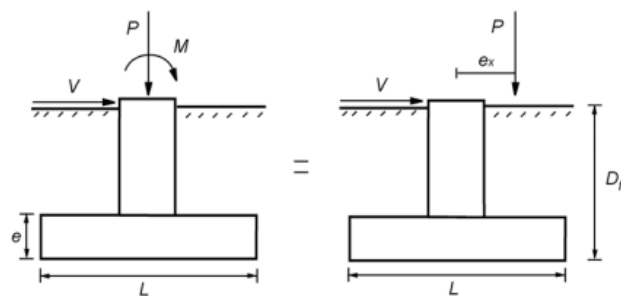
Se debe tener en cuenta dos tipos de falla en la cimentación. La primera en tener en cuenta es la falla por asentamiento o corte del terreno, que está ligada directamente a las características geotécnicas del terreno y la carga transmitida al suelo y la segunda es la falla estructural del concreto.

Es por ello la necesidad de realizar dos diseños, el primero enfocado en el suelo, donde se determinan las dimensiones en planta de la cimentación para evitar exceder los esfuerzos permitidos, y el segundo es el diseño enfocado en el concreto, donde se determinan los espesores del concreto y la cantidad de acero requerida.

b. Cimentación aislada con excentricidad.

Son cimentaciones donde las solicitaciones de diseño están dadas por una carga excéntrica. Este escenario es común en estructuras asiladas sin arriostramiento, cimentaciones de lindero y columnas sin viga de riostra como en los galpones industriales.

Figura 2-2. Representación de zapata con carga excéntrica.



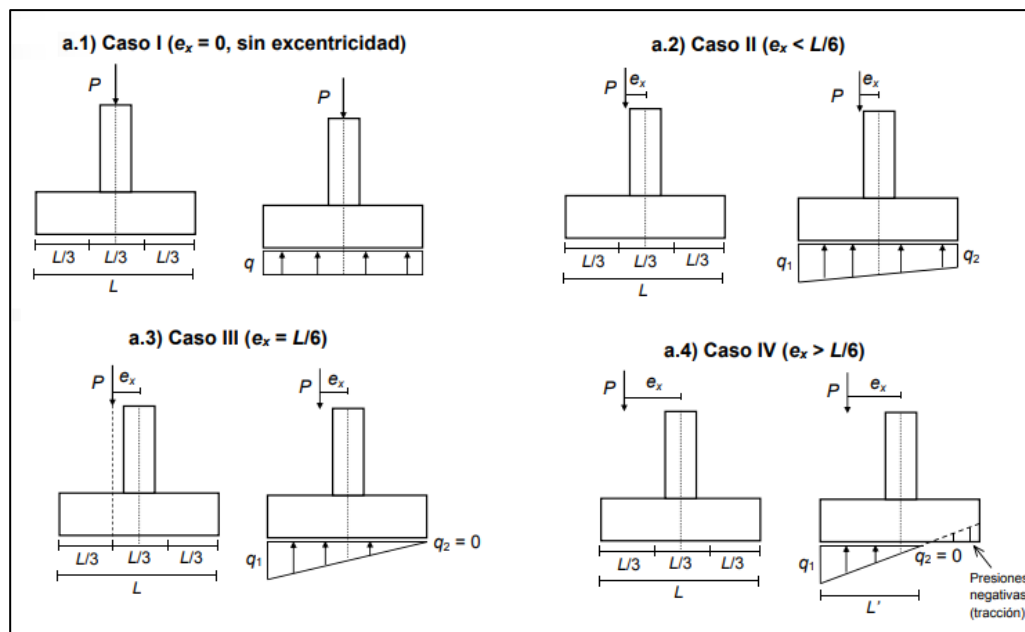
Fuente: Cátedra de proyecto estructural. Sebastián Delgado. Universidad del Zulia.

En este tipo de cimentación presenta presiones de respuesta del terreno no uniformes, dadas de forma triangular o trapezoidal impidiendo que se permita una selección directa y exacta de dimensiones que garanticen el equilibrio.

Al igual que el diseño de las cimentaciones sin excentricidad, esta se realiza desde dos puntos de vista, diseño desde el punto de vista del suelo, donde se determina la dimensión en planta adecuada para distribuir correctamente los esfuerzos y el diseño del concreto que determina el espesor o peralte de la cimentación y la cantidad de acero.

La forma en la que se distribuyen las presiones va a depender directamente de la ubicación de la excentricidad “ e_x ”. El valor de “ e_x ” depende de dos excentricidades, la geométrica y la excentricidad por cargas. La primera está presente cuando el pedestal o la columna no están ubicada en el centro de cimentación y la segunda depende del momento y la carga aplicada.

Figura 2-3. Casos de distribución de presiones.



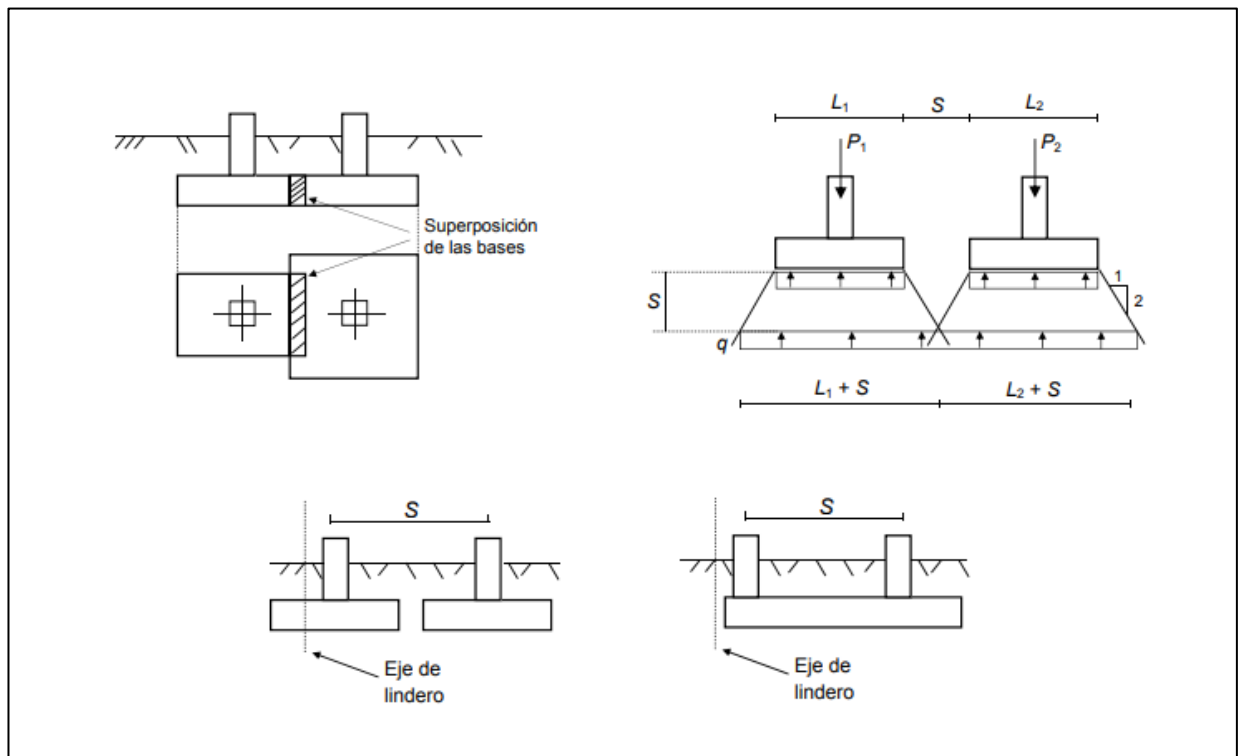
Fuente: Cátedra de proyecto estructural. Sebastián Delgado. Universidad del Zulia.

Por lo general, los autores recomiendan que en una cimentación solo existan esfuerzos de compresión, en el escenario más ideal, que estos se distribuyan de manera uniforme en toda el área de la zapata o a lo sumo que la excentricidad $ex < L/6$ (Caso II, Figura 2-3).

c. Cimentaciones combinadas.

Estas son las que sirven de apoyo a dos columnas y se utilizan normalmente cuando las columnas son muy cercanas y provoca una superposición de las bases de la cimentación, cuando se presenta superposición de esfuerzos que superan la capacidad admisible del suelo y cuando hay columnas cercanas a los linderos se emplea este tipo de cimentación para evitar invadir terrenos vecinos.

Figura 2-4. Casos donde se emplean zapatas combinadas.



Fuente: Cátedra de proyecto estructural. Sebastián Delgado. Universidad del Zulia.

d. Losas de cimentación.

Se utilizan para soportar todas las columnas de una edificación, por lo que sus dimensiones en planta son relativamente grandes.

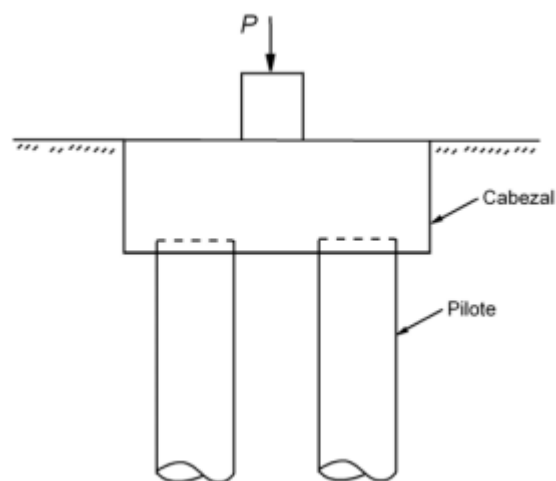
Una regla práctica muy común en la literatura de las cimentaciones es que, si las cimentaciones aisladas ocupan más del 50% del área en planta del edificio, utilizar una losa de cimentación puede resultar más económica, ya que reduciría costos de excavación y encofrado al volverse relativamente sencillos de ejecutar.

Además, las losas poseen la ventaja de disminuir los asentamientos diferenciales ya que funciona como un puente que redirige las de las zonas más compresibles a las de mayor resistencia.

2.1.5.2. Cimentaciones profundas.

Las fundaciones o cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos de suelo resistentes se encuentran a profundidades superiores a los 5 metros, cuando existe un nivel freático alto o cuando los efectos de las fuerzas horizontales son importantes. Este tipo de cimentación están compuestos por dos partes fundamentales: el pilotaje y el cabezal.

Figura 2-5. Partes de una cimentación profunda.



Fuente: Cátedra de proyecto estructural. Sebastián Delgado. Universidad del Zulia.

El uso de este tipo de cimentaciones dependerá de las condiciones del terreno, las cargas que se transmitan al suelo y de los efectos que produzcan en la estructura debido a las fuerzas horizontales.

La resistencia sísmica de la subestructura debe integrarse al comportamiento de la estructura durante un sismo. Para ello, el diseño de la cimentación debe estar diseñado y previsto para diferentes parámetros:

- Análisis de cargas gravitacionales.
- Provisión para momentos de rotación.
- Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- Licuefacción del suelo.

La fuerza de la inercia que actúa en un edificio debe ser resistida por la cimentación de la estructura. Los altos momentos de flexión combinados con las fuerzas axiales que actúan en el tope del pilote pueden causar aplastamiento del concreto. Tales daños en la cimentación son difíciles de identificar después de un terremoto a menos que la inclinación evidente de un edificio se detecte como resultado de la deformación permanente de la cimentación. (Cerdeira Ortiz, Medrano Álvarez , & Membrelo Pérez, 2018)

La falla de cimentación es causada por:

- ✓ Licuefacción y pérdida de capacidad a la tensión.
- ✓ Derrumbamientos de cuestas.
- ✓ Ruptura o compactación del suelo.
- ✓ Asentamiento diferencial.

2.2. Análisis estructural.

El análisis estructural es el proceso de cálculo donde se determinan los efectos de las cargas y las fuerzas internas en una estructura. Es el paso principal que nos

ayuda a comprender el impacto de las diferentes cargas y fuerzas que intervienen en la edificación.

2.2.1. Clasificación de las estructuras.

Según la (NSM, 2022) las estructuras se clasifican en base a su grupo de importancia, categoría de riesgo, categoría de diseño sísmico, material de construcción y sistema estructural.

2.2.1.1. Clasificación por grupo de importancia y categoría de riesgo.

Las estructuras se clasifican como:

- Estructuras no destinadas a habitación con categoría de riesgo I.
- Estructuras de ocupación normal con categoría de riesgo II.
- Estructuras de ocupación especial con categoría de riesgo III.
- Estructuras esenciales con categoría de riesgo IV.

2.2.1.2. Clasificación por categoría de diseño sísmico (CDS).

- **CDS=A:** no proporciona a la estructura capacidad de incursión inelástica por lo que solo se requiere cumplir con las exigencias de resistencia adecuada para atender las solicitaciones de diseño prescritas en las normas que corresponda (NSM, 2022).
- **CDS=B:** proporciona a la estructura una baja capacidad de incursión inelástica. Se diseñará la estructura con un mínimo de requisitos de detallado según lo establecido para esta categoría en las normas de materiales que corresponda (NSM, 2022).
- **CDS=C:** proporciona una moderada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico sin pérdida de capacidad portante. Se diseñará la estructura con un nivel de resistencia y detallado cumpliendo lo establecido para esta categoría en las normas aplicables según los materiales que componen la estructura (NSM, 2022).
- **CDS=D:** proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin

pérdida de su capacidad portante. Se diseñará la estructura con un nivel de resistencia y exigencia máxima en el detallado cumpliendo lo establecido para esta categoría en las normas aplicables según los materiales que componen la estructura (NSM, 2022).

2.2.1.3. Clasificación por material de construcción.

- Estructuras de acero estructural.
- Estructuras de concreto reforzado.
- Estructuras mixtas (Concreto reforzado + acero estructural).

2.2.1.4. Clasificación por sistema estructural.

- Sistemas de muros de carga.
- Sistema de muros estructurales y marcos arriostrados.
- Sistemas de marcos resistentes a momento.
- Sistemas duales.
- Sistema de columna en voladizo.

2.2.2. Cargas de diseño.

Son las cargas que se pueden aplicar a una estructura durante el periodo de vida útil de la misma. Dichas cargas se pueden clasificar como:

Cargas muertas: cargas de magnitud constantes que permanecen en un mismo lugar. Se incluye el peso propio de la estructura y cualquier elemento que está permanentemente unida a ella.

Cargas vivas: se definen como cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. En estas se incluyen las cargas debido a ocupación del edificio durante su construcción y operación.

Cargas debidas a viento: son cargas que se pueden estimar mediante un análisis de datos estadísticos de la zona para la cual se esté diseñando el edificio.

Cargas debidas a sismo: muchas zonas en el mundo están en territorio sísmico por lo que se es necesario considerar la fuerza sísmica en el diseño y todo tipo de estructuras.

2.2.3. Combinación de cargas para diseño por resistencia (LRFD).

- **Combinaciones básicas.**

- $1.4CM + H$ (1)

- $1.2CM + 1.6CV + 0.5C_{VT} + C_{CV} + H$ (2)

- $1.2CM + 1.6(C_{VT} \text{ o } C_{CV}) + (CV \text{ o } 0.5V) + H$ (3)

- $1.2CM + V + CV + 0.5(C_{VT} \text{ o } C_{CV}) + H$ (4)

- $0.9CM + V + H$ (5)

- **Combinaciones básicas con efectos de carga sísmica.**

- $1.2CM + E_v + E_h + CV + 0.2C_{CV}$ (6)

- $0.9CM - E_v + E_h$ (7)

Donde:

- CM : carga permanente, peso propio de la estructura etc.
- CV : carga variable.
- C_{VT} : carga variable de techo.
- C_{CV} : carga por ceniza volcánica.
- H : empuje del suelo.
- V : carga por viento.
- E_h : carga sísmica horizontal
- E_v : carga sísmica vertical

Según la NSM 2022, en la sección 7.8.1.2, el efecto de carga sísmica vertical, E_v , se determina de acuerdo a:

$$E_v = 0.2 * a_0 * F_{as} * CM \quad (8)$$

Donde:

$a_0 * F_{as}$: parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño a cortos periodos.

2.2.4. Método de análisis modal espectral.

El fin del análisis sísmico tradicional consiste en que la estructura sea capaz de resistir sin problemas un sismo de baja intensidad. Para uno de mediana

intensidad se acepta que la edificación sufra daños, pero que éstos sean reparables. Y por último para un sismo de gran intensidad sólo se exige que la estructura no colapse, logrando preservar la vida de los ocupantes.

El análisis modal espectral es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. Su base metodológica radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia de ella, las principales masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo.

De una forma análoga la estructura se puede asimilar a una serie de péndulos invertidos sometidos a una vibración en la base, cada uno de los cuales representa el comportamiento de uno de los modos de vibrar de la estructura. Por lo tanto, todos los péndulos no responden del mismo modo ante una vibración en la base. De hecho, cada estructura posee una frecuencia propia o natural, determinada fundamentalmente por su rigidez y altura, a la que vibrará frente a cualquier excitación a la que se someta.

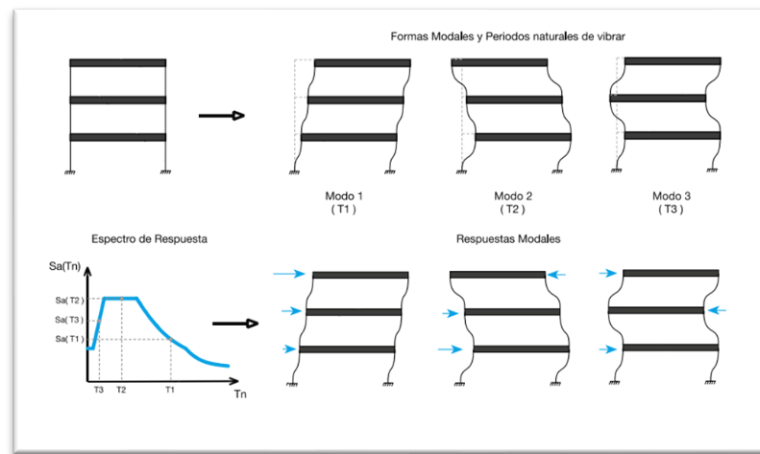
En resumen, la relación entre la aceleración de la base (sismo) y los desplazamientos que experimentan las masas de la estructura, depende únicamente de esta frecuencia propia y del amortiguamiento de la estructura. Ante lo anterior, el objetivo inicial del diseño sismorresistente es cuantificar esas fuerzas y para ello se hace, simplificaciones para poder obtener los resultados, pues resulta extremadamente complicado calcular su valor utilizando solo ecuaciones matemáticas. Para ello se debe tener en consideración que la aceleración en la base del terremoto puede variar en cada instante por lo que variará también la respuesta del edificio.

En consecuencia y dada la complejidad del proceso de análisis, las normativas sísmicas recurren al concepto de “Espectro de diseño” que permite un fácil cálculo de las fuerzas sísmicas actuando sobre un edificio en función principalmente del tipo de suelo. El espectro es una representación gráfica de la pseudo- aceleración a la que responde una estructura de periodo natural “ T ” conocido frente a un sismo.

El método DME (dinámico modal espectral) es un método de análisis sísmico que, según la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua, podrá ser utilizado para todos los tipos de estructuras en todas las zonas sísmicas del país.

En este análisis la respuesta dinámica de una estructura de n grados de libertad acoplados ante cargas sísmicas, es representada por la respuesta de n osciladores de un grado de libertad, caracterizados cada uno de estos por una forma modal y un periodo de vibrar.

Figura 2-6 Análisis modal espectral



Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 87.

Para cada uno de estos osciladores se determinan las máximas respuestas modales ante la carga sísmica de acuerdo con un espectro de respuesta, los que posteriormente se combinan para determinar la respuesta dinámica de la estructura. Adicionalmente, a este análisis se aplican los factores de reducción (R_o) para incorporar los efectos de disipación de energía y no-linealidad que experimentará la estructura durante un evento sísmico y se limita el corte de diseño a un valor mínimo que muchas veces es una fracción del corte obtenido con el análisis estático equivalente.

2.2.5. Cortante de piso

Las fuerzas laterales sísmicas producirán un revestimiento de piso de diseño sísmico V_x en cualquier piso y se puede determinar a partir de la ecuación:

$$V_x = C_s \cdot w_x \quad (9)$$

Dónde:

- V_x : *de diseño sísmico en cualquier piso*
- C_s : *Coefficiente sísmico.*
- w_x : *Porción del peso sísmico efectivo de la estructura en el nivel "x".*

El cortante de piso sísmico en cualquier piso x debe ser recogido y transferido al piso de abajo por elementos verticales del sistema de resistencia de fuerza lateral. La distribución del cortante de piso debe ser recogido y transferido al piso de abajo por elementos verticales del sistema de resistencia de fuerza lateral. Esta distribución depende de la flexibilidad del diafragma:

- Diafragmas flexibles: este diafragma cambia de forma cuando se somete a una carga lateral. Su cuerda de tensión se dobla hacia afuera y su cuerda de compresión se dobla hacia adentro. Se supone que un diafragma flexible es incapaz de transmitir torsión a los elementos resistentes a cargas laterales.
- Diafragmas rígidos: este no cambia su forma en planta cuando se somete a cargas laterales, sigue siendo del mismo tamaño y las esquinas cuadradas siguen siendo cuadradas. Los diafragmas rígidos son capaces de transmitir torsión a los principales elementos de resistencia de carga lateral. El cortante lateral del piso se distribuye a los elementos resistentes en proporción a las rigideces relativas de esos elementos.

Un diafragma es flexible cuando su deflexión lateral máxima calculada en el plano es más de dos veces la deriva del promedio del piso que soporta el diafragma.

2.2.6. Torsión

Para un diafragma rígido, puede ocurrir excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez. La fuerza cortante lateral de cada nivel se aplica al centro de masa de ese nivel. Se puede determinar la distribución de cortantes a los elementos verticales cuando la fuerza cortante actúa en el centro de rigidez. Cuando la fuerza cortante se mueve del centro de masa al centro de rigidez, produce un momento de torsión. El efecto del momento torsional aumentará las fuerzas horizontales sobre los elementos verticales.

2.2.7. Deformación lateral de la estructura

Las fuerzas laterales sísmicas se deben usar para calcular las deformaciones de la estructura; el valor de interés es la deriva de piso. La diferencia entre las deflexiones del centro de masa en la parte superior e inferior del piso que se está considerando. El valor de la deriva de piso bajo fuerzas sísmicas es importante desde diferentes perspectivas: estabilidad de la estructura, daño potencial a elementos no estructurales y comodidad ocupacional.

2.2.8. Derivas de piso

Es indispensable tener el control absoluto sobre las derivas de cada piso en la edificación, ya que están asociadas con los siguientes efectos durante un evento sísmico:

- a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- b) Estabilidad global de la estructura.
- c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.
- d) Alarma y pánico entre las personas que ocupan la edificación.

Por dichas razones es fundamental llevar a cabo durante el diseño estructural de la edificación, un estricto cumplimiento de requisitos de derivas dados en la (NSM, 2022), con el fin de garantizar un adecuado comportamiento de la estructura.

La deriva de piso Δ_i , será calculada como la diferencia de los desplazamientos en los centros de masa superior e inferior del piso en consideración. Cuando los centros de masa no estén alineados verticalmente, se permite calcular el desplazamiento inferior del piso basado en la proyección vertical del centro de masa superior.

$$\Delta_i = \delta_{i+1} - \delta_i \quad (10)$$

Dónde:

- Δ_i : Deriva de piso.
- δ_{i+1} : Desplazamiento en un nivel $i + 1$.
- δ_i : Desplazamiento en un nivel i .

2.3. Diseño estructural.

2.3.1. Diseño sísmico de vigas.

Para el diseño sísmico de las vigas en el edificio, se siguieron las disposiciones para diseño dadas en el capítulo 18 del (ACI318, 2019).

2.3.1.1. Requerimientos generales.

Los siguientes requerimientos aplican para miembros con fuerzas de compresión axial factorizada, $P_u < \frac{A_g * f'_c}{10}$, dónde se considera que el miembro está sujeto a flexión. El Área “ A_g ” representa el área bruta del miembro concreto.

Estos miembros deben cumplir con lo indicado en la sección 18.6.2.1 del (ACI318, 2019).

- El claro libre $l_n \geq 4 * \text{peralte efectivo } (d)$.
- La relación ancho-profundidad del miembro flexible debe ser $\frac{b_w}{d} \geq 0.3$.
- El ancho del miembro flexible $b_w \geq 250 \text{ mm}$.
- La anchura del miembro “ b_w ” no excederá la anchura del miembro de soporte C2 + una distancia en cada lado de miembros de apoyo iguales al más pequeño de los apartados a) y b).
 - a. Ancho del miembro de apoyo, C2.

- b. 0,75 veces la dimensión global del miembro de apoyo, C1.

2.3.1.2. Reforzamiento longitudinal requerido.

De acuerdo con el código del (ACI318, 2019), sección 18.6.3, el reforzamiento longitudinal en cualquier sección debe satisfacer lo siguiente:

- El refuerzo longitudinal para acero superior e inferior (A_s) debe estar en el rango definido de la siguiente manera (Sección 18.6.3.1, (ACI318, 2019)):

$$\left. \begin{array}{l} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \\ \frac{1.4}{f_y} bd \end{array} \right\} \leq A_s^+ \text{ o } A_s^- \leq 0.025bd$$

(11)

Dónde:

- A_s^+, A_s^- : área de acero longitudinal en la parte superior e inferior.
 - f_y : resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado.
 - f'_c : resistencia especificada a compresión del concreto.
 - b : ancho de la cara a compresión del miembro.
 - d : distancia desde la cara a compresión al centro del acero en tensión.
- Se deben proporcionar al menos dos barras continuamente tanto en la parte superior como en la inferior (Sección 18.6.3.1, (ACI318, 2019)).
 - La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mayor o igual a 1/2 la resistencia a momento negativo en esa misma cara (Sección 18.6.3.2, (ACI318, 2019)).
 - Ni la resistencia a momento negativo o positivo en ninguna sección a lo largo del miembro deben ser inferiores a 1/4 de la fuerza máxima del momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nodos (Sección 18.6.3.2, (ACI318, 2019)).
 - Los empalmes por traslapo de refuerzo de flexión solo se permiten si se proporciona refuerzo de estribos cerrados de confinamiento o espiral sobre

la longitud de empalme por traslapo. El espaciado de refuerzo del estribo de confinamiento o espiral no debe exceder $d/4$ o 100 mm, lo que sea más pequeño. Empalmes por traslapo no debe utilizarse dentro de un nudo, a una distancia del doble de la profundidad del miembro medida de la cara del nudo, o en distancias del doble de la altura de la viga medida desde la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión (secciones críticas) (Sección 18.6.3.3, (ACI318, 2019)).

2.3.1.3. Reforzamiento transversal requerido.

El refuerzo transversal da soporte lateral para el refuerzo longitudinal y asiste al hormigón a resistir el corte. Debe satisfacer lo estipulado en la sección 18.6.4 del código del (ACI318, 2019).

- Se requieren estribos de confinamiento a una longitud igual al doble de la profundidad del miembro desde la cara del soporte en ambos extremos del miembro flexionado. Además, se requieren estribos en longitudes iguales al doble de la profundidad del miembro en ambos lados de la sección en la que pueda ocurrir la fluencia por flexión (Sección 18.6.4.1, (ACI318, 2019)).
- El espaciado entre estribos, s , no debe exceder el más pequeño de los siguientes valores:
 - $d/4$
 - 150 mm.
 - Para acero grado 420, $6d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial.
 - Para grado 550, $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial.

El primer estribo debe colocarse a una distancia no mayor a los 50 mm (Sección 18.6.4.4, (ACI318, 2019)).

- Cuando no se requieran estribos, se deben usar estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos. El espacio entre los estribos debe ser menores o iguales a $d/2$.

2.3.2. Diseño sísmico de columnas.

Para realizar el diseño de las columnas se siguieron las disposiciones para el diseño dadas en capítulo 18 del (ACI318, 2019)

2.3.2.1. Provisiones generales

Los requerimientos siguientes aplican a columnas u otros miembros a flexión que soporten una carga axial factorada mayor a $A_g f'_c / 10$.

Estos miembros deben cumplir con lo indicado en la sección 18.7.2.1 del (ACI318, 2019).

- a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en un alineamiento recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300mm.
- b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

2.3.2.2. Resistencia a flexión de la columna.

Según la sección 18.7.3.2 del (ACI318, 2019) la resistencia a flexión de la columna debe cumplir con la siguiente condición:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (12)$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: Suma de las resistencias nominales a la flexión de las columnas que se enmarcan en la articulación, evaluadas en las caras de la articulación.

$\sum M_{nb}$: Suma de las resistencias nominales a la flexión de las vigas que se enmarcan en la articulación, evaluadas en las caras de la articulación.

Este enfoque llamado concepto de columna fuerte-viga débil se asegura que el daño o la cedencia ocurra en la viga antes que en la columna.

2.3.2.3. Refuerzo longitudinal.

El refuerzo longitudinal A_{st} de cumplir con lo siguiente:

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.06 \quad (18.7.4.1 \text{ ACI 318, 2019}) \quad (13)$$

2.3.2.4. Requerimientos del refuerzo transversal.

- Según la sección 18.7.5.1 del ACI 318-19 la cantidad de refuerzo lateral debe colocarse en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud l_o debe ser al menos igual a la mayor de las siguientes:
 - a. La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión
 - b. 1/6 de la luz libre de la columna
 - c. 450mm
- La cantidad total de refuerzo transversal para estribos cerrados rectilíneos, A_{sh} , está dada de acuerdo a la sección 18.7.5.4 del (ACI318, 2019).

$$A_{sh} \geq \begin{cases} a) 0.3(sb_c) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ b) 0.09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \\ c) 0.2k_f k_n \frac{sb_c P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{cases} \quad (14)$$

$$\text{Sí, } P_u \leq 0.3A_g f'_c, \text{ y } f'_c \leq 70MPa, \text{ usar la mayor entre a y b.} \quad (15)$$

$$\text{Sí, } P_u > 0.3A_g f'_c, \text{ ó } f'_c > 70MPa, \text{ usar la mayor entre a, b y c.} \quad (16)$$

Donde:

f_{yt} : resistencia a la fluencia f_y del refuerzo transversal

s : Espaciamiento del refuerzo transversal

b_c : dimensión transversal del núcleo del miembro medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

k_f : Factor de resistencia del concreto

k_n : Factor de efectividad del confinamiento

Los factores k_n y k_f se calculan de la siguiente manera:

$$k_n = \frac{nl}{nl-2} \quad (17)$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18)$$

Donde nl es el número de barras longitudinales o paquetes de barras, alrededor del perímetro del estribo.

- Si el espesor del concreto por fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 101.6mm, se debe proveer refuerzo transversal adicional a un espaciamiento mayor o igual de 305mm. El recubrimiento de concreto en el refuerzo transversal adicional no debe exceder 101.6mm.
- El espaciamiento del refuerzo transversal s_0 , cerca de los apoyos, a lo largo de la longitud l_o , está dado por la sección 18.7.5.3 del (ACI318, 2019).

$$s \leq \begin{cases} \frac{h}{4} \text{ (} h = \text{dimension minima del miembro)} \\ 6d_b \text{ de la menor barra de refuerzo longitudinal (Grado 420)} \\ 5d_b \text{ de la menor barra de refuerzo longitudinal (Grado 550)} \\ S_o \end{cases} \quad (19)$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal

$$S_o = 100 + \frac{350-h_x}{3}, 100mm \leq S_o \leq 150mm \quad (20)$$

h_x : Espaciamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos.

- El espaciamiento del refuerzo transversal s_0 , en la parte central de la columna estará dado por la sección 27.5.2.1 del (ACI318, 2019), del cual se tomará el menor de los siguientes.

$$s \leq \begin{cases} \frac{4}{3} d_{agg} (d_{agg} = \text{diametro del agregado grueso}) \\ 16d_b \text{ de la barra de refuerzo longitudinal} \\ 48d_b \text{ de la barra de refuerzo transversal} \\ \text{Menor dimension del miembro} \end{cases} \quad (21)$$

Los espaciamientos del refuerzo transversal que están cerca de los apoyos tienen una separación menor que el refuerzo al centro de la columna. Esta es una medida sismorresistente, ya que el refuerzo al centro de la columna no tiene disposiciones para empuje lateral por sismo o viento, mientras que el refuerzo cercano a los apoyos posee disposiciones sismorresistentes.

2.3.3. Diseño de losa maciza.

para el diseño de losa maciza, se necesita saber las limitaciones que se deben cumplir para poder ejecutar el diseño, tales limitantes son las presentes el (ACI318, 2019).

2.3.3.1. Espesor mínimo de losa

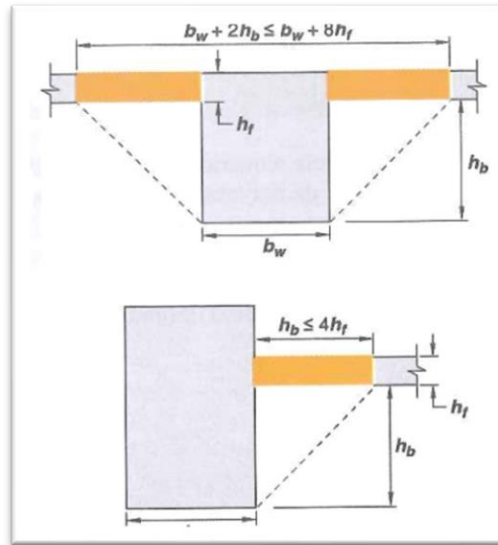
La losa debe cumplir con un espesor mínimo, tales espesores se encuentran en las tablas 8.3.1.1 y 8.3.1.2 según sea el caso que corresponda.

2.3.3.2. Resistencia requerida

Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0.25l_2$ o $0.25l_1$, el que sea menor. Las franjas de columnas deben incluir las vigas dentro de la franja, si las hay.

Una franja central es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

Figura 2-7 Porción de losa que debe incluirse con la viga



Fuente: (ACI318, 2019), sección 8.4.

2.3.3.3. Momento mayorado

Para las losas construidas integralmente con sus apoyos, se permite calcular M_u en la cara de los apoyos.

2.3.3.4. Aberturas en los sistemas de losas

Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que se cumplan todos los requisitos de resistencia y condiciones de funcionamiento, incluyendo los límites especificados para deflexiones.

2.3.3.5. Refuerzo mínimo a flexión en losas no prees forzadas

- Se debe colocar un área mínima de refuerzo a flexión $A_{s_{min}} = 0.0018A_g$ cerca de la cara en tracción de la losa en la dirección de la luz en consideración.

2.3.3.6. Detallado del refuerzo

- El recubrimiento de concreto para refuerzo debe cumplir con la tabla 20.5.1 del (ACI318, 2019).

- Las longitudes de desarrollo del refuerzo corrugado y prees forzado deben cumplir con la sección 25.4 del (ACI318, 2019).
- Las longitudes de empalme de refuerzo corrugado deben cumplir con la sección 25.5 del (ACI318, 2019).
- Los paquetes de barra se deben detallar de acuerdo con la sección 25.6 del (ACI318, 2019).

2.3.3.7. Espaciamiento del refuerzo para flexión

- El espaciamiento mínimo s debe cumplir con la sección 25.2 del (ACI318, 2019).
- Para losas macizas no prees forzadas, el espaciamiento máximo s del refuerzo longitudinal corrugado debe ser al menos de entre $2h$ y 450mm en las secciones críticas, y el menor entre $3h$ y 450mm en las otras secciones.

2.3.3.8. Restricciones en las esquinas de las losas

- En las esquinas exteriores de las losas apoyadas sobre muros en el borde o donde una o más vigas de borde tengan un valor de $\alpha_f > 1.0$ debe colocarse refuerzo, tanto en la parte inferior como en la parte superior de la losa para resistir con un M_u por unidad de ancho del panel de la losa.

2.3.3.9. Refuerzo para flexión en losas no prees forzadas

Terminación del refuerzo:

- Donde la losa esté apoyada sobre vigas dintel, columnas o muros perimetrales, el anclaje del refuerzo perpendicular al borde discontinuo debe cumplir con a y b:
 - a) El refuerzo para momento positivo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150mm en las vigas dintel, columnas o muros perimetrales.
 - b) El refuerzo para momento negativo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas dintel, muros perimetrales o columnas, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo.

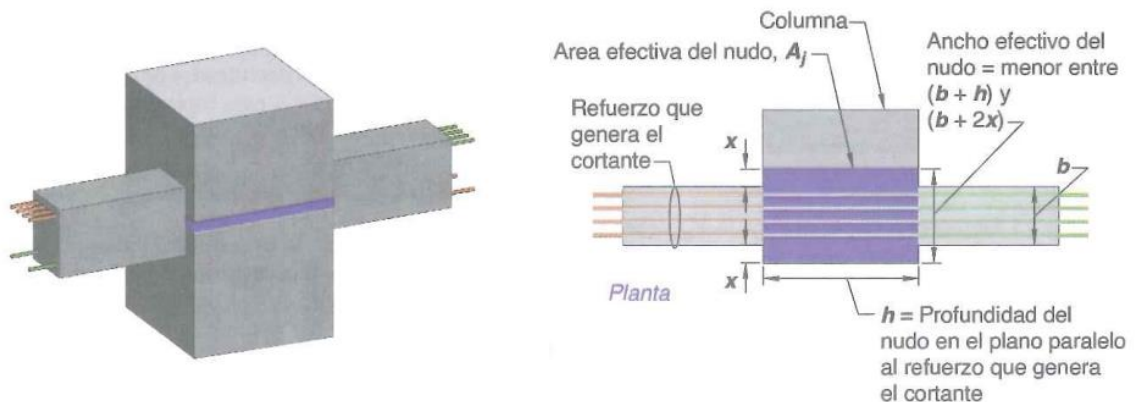
2.3.4. Conexiones viga-columna.

El diseño de las conexiones viga-columna o nodos dentro de marcos especiales a momento se realizan en base a las limitaciones y requerimientos estipulados en el código del (ACI318, 2019), en la sección 18.8.

2.3.4.1. Requerimientos generales.

- a) Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nodo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$ (sección 18.8.2.1, (ACI318, 2019)).
- b) El refuerzo longitudinal que termine en el nodo se debe prolongar hasta la cara del núcleo del nodo más distante y desarrollarse en tracción y compresión. (sección 18.8.2.2, (ACI318, 2019)).
- c) Cuando el refuerzo longitudinal de la viga atraviesa un nodo viga-columna, la altura del nodo “h” paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor entre: $(20/\lambda)d_b$, para la mayor barra longitudinal Grado 420, $26d_b$ para la mayor barra longitudinal Grado 550 y $h/2$ de cualquier viga que aporte en el nodo y que genere cortante como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Dónde d_b es el diámetro de la mayor varilla longitudinal y $\lambda = 0.75$ para concreto liviano y 1 para los otros casos. (sección 18.8.2.3, (ACI318, 2019)).

Figura 2-8 Área efectiva del nudo



Fuente: (ACI318, 2019), **Figura R15.4.2.**

2.3.4.2. Longitud de desarrollo.

Según la sección 18.8.5.1 del código del (ACI318, 2019), para barras No. 10 a No. 36 terminadas con ganchos estándar, la longitud de desarrollo l_{dh} se determina como:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \quad (23)$$

Dónde:

- l_{dh} : longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas con gancho estándar.
- d_b : diámetro nominal de una barra de acero.
- f_y : resistencia a la fluencia del refuerzo no presforzado.
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto.
- λ : 0.75 para concreto con agregado liviano y 1 para otros casos

Pero l_{dh} debe ser mayor o igual al mayor valor entre $8d_b$ y 150 mm para concreto de peso normal y debe ser mayor o igual al mayor valor entre $10d_b$ y 190 mm para concreto liviano.

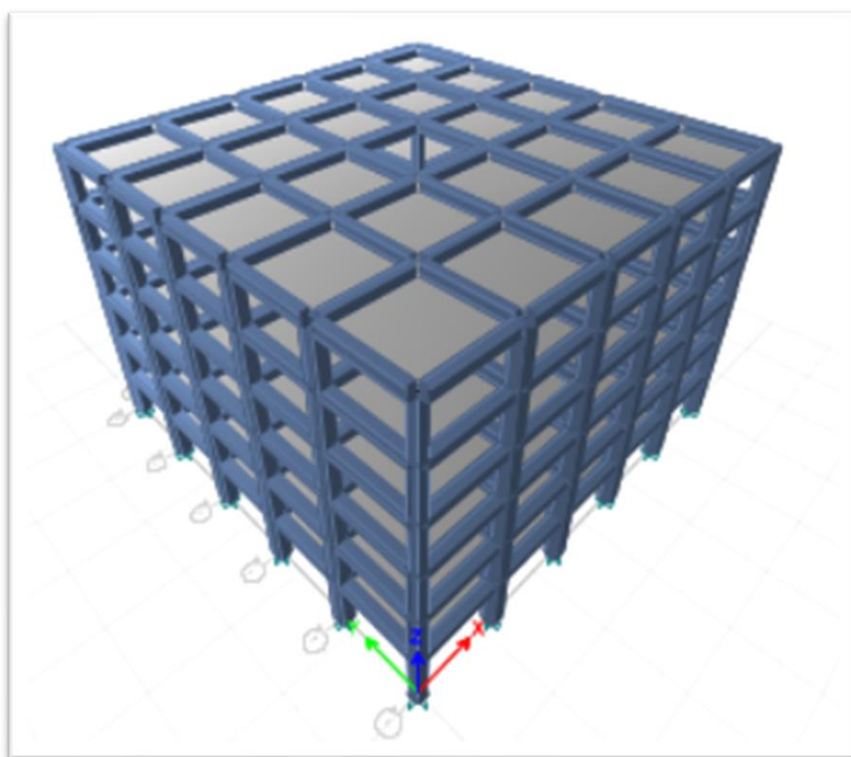
CAPITULO III. CASO DE ESTUDIO

3.1. Análisis estructural

3.1.1. Descripción del edificio.

La estructura en estudio, es un modelo conceptual idealizado de una estructura de concreto reforzado de seis niveles, destinado a ocupación de oficinas, despachos, considerando que albergará a no más de quinientas personas en su tope máximo, cuya ubicación se idealizó en una zona de alta sismicidad como lo es la Pista Jean Poul Genie en la ciudad de Managua, Nicaragua.

Figura 3-1 Vista 3D del edificio



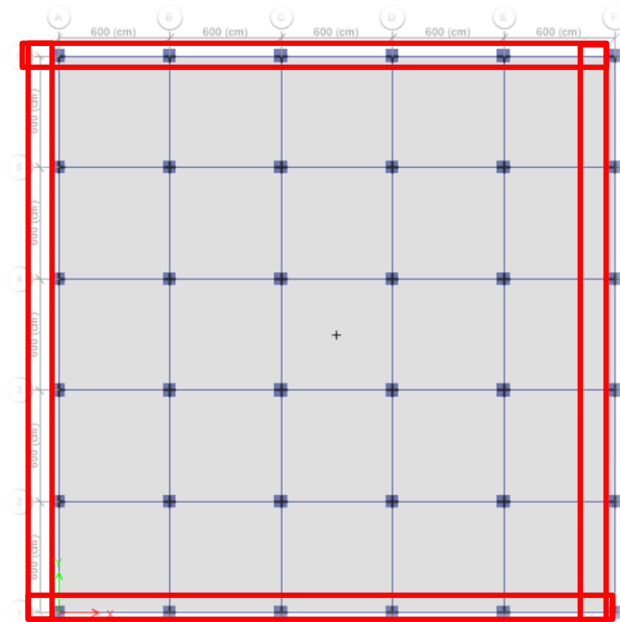
Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-1 muestra el modelo computarizado en el software ETABS V20.3.0 del edificio de 6 niveles en 3d, desarrollado para este documento monográfico.

3.1.1.1. Sistema estructural.

El edificio cuenta con un sistema de pórticos especiales a momento de concreto reforzado (Marcos de momento especiales de concreto armado, según la Tabla 5.5.1. de la NSM 2022) por lo que su diseño es sismorresistente. Dicho sistema es diseñado para poder resistir el cien por ciento de las cargas laterales a las cuales se somete el edificio.

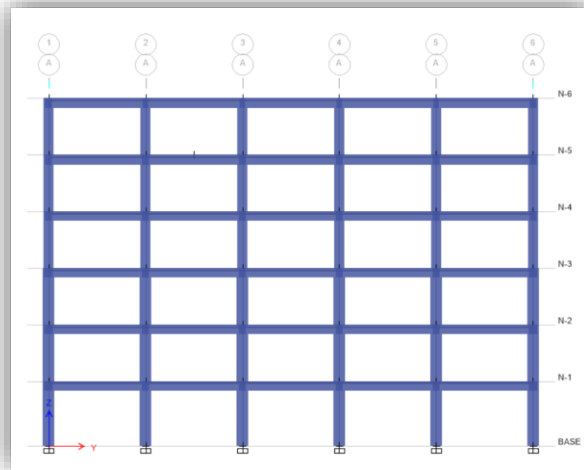
Figura 3-2 Disposición de Pórticos Especiales a Momento (SMF)



Fuente: ETABS V20.3.0

La Figura 3-2 muestra una vista en planta del edificio donde se presenta la distribución de los elementos atribuidos como pórticos especiales a momento, los cuales se encuentran en el perímetro de la edificación. Esta configuración se realiza con el fin de poder mantener los desplazamientos dentro de los límites permisibles.

Figura 3-3 Elevación A típica de los pórticos especiales a momento



Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-3 muestra una vista en elevación típica de los pórticos especiales a momentos en dirección Y, el mismo caso es para la dirección X.

Figura 3-4 Elevaciones

Story Data								
	Story	Height cm	Elevation cm	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height cm	Story Color
▶	N-6	350	2150	Yes	None	No	0	Yellow
	N-5	350	1800	No	N-6	No	0	Grey
	N-4	350	1450	No	N-6	No	0	Blue
	N-3	350	1100	No	N-6	No	0	Green
	N-2	350	750	No	N-6	No	0	Cyan
	N-1	400	400	No	N-6	No	0	Red
	BASE		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

Fuente: ETABS V20.3.0

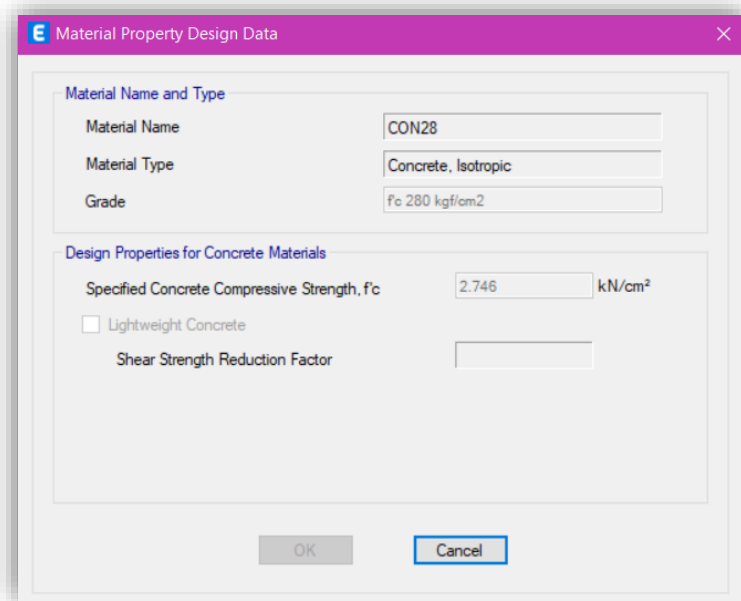
La figura 3-4 muestra las alturas de entrepiso de nuestro edificio, con un total de 6, el primero con una altura de 4 m y el resto con una altura típica de 3.5 m, sumando una altura total de 21.5 m desde el nivel base hasta el novel 6 o azotea.

3.1.2. Propiedades de los materiales a utilizar

Para poder realizar el análisis y diseño, se necesita las propiedades de los materiales con los que se trabajarán, tanto el concreto como acero de refuerzo para, siendo los materiales propuestos los ilustrados a continuación.

- El concreto utilizado será de peso normal y tendrá una resistencia a la compresión de $f'_c = 28 \text{ MPa}$.

Figura 3-5 Asignación de concreto de 28MPa



Fuente: ETABS V20.3.0

- El acero de refuerzo a utilizarse en el concreto, son varillas corrugadas clasificados por la ASTM como clase A-615 grado 60 con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 420 \text{ MPa}$

Figura 3-6 Asignación del acero de refuerzo

Material Name and Type	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	Grade 60

Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	42 kN/cm²
Minimum Tensile Strength, Fu	62.053 kN/cm²
Expected Yield Strength, Fye	45.505 kN/cm²
Expected Tensile Strength, Fue	68.258 kN/cm²

Fuente: ETABS V20.3.0

3.1.3. Cargas a considerar.

3.1.3.1. Cargas muertas.

Como se había definido en el Capítulo 2 de este documento, estas cargas tienen como características que permanecen en posición y magnitud invariables en el tiempo. Dentro de este grupo se encuentran las cargas producidas por el peso propio de los elementos estructurales y además se incluye el peso de todos aquellos elementos que no se caracterizan como estructurales pero que están permanentemente adheridos a la estructura.

Al ser un edificio teórico, que se diseñará desde cero, el cálculo del peso propio de los elementos estructurales se asignó al programa ETABS, quien lo toma de forma automática del modelado.

Debido a que no se cuenta con una descripción detallada de los elementos no estructurales que se encuentran generando peso en la estructura, se tomaron los elementos más comunes encontrados dentro de una edificación, y además de ello, se consideró un cerramiento en el perímetro del edificio con vidrios estructurales. Todos estos elementos, que no son parte de la estructura, pero que generan una

carga permanente en ella se encierran dentro de lo que denominamos como Sobre Cargas Permanentes, mostradas en la siguiente tabla:

Tabla 3-1 Sobrecargas Permanentes		
Sobre carga permanente (N/m²)		
Descripción	Nivel	
	1,2,3,4 y 5	6 (azotea)
Cielo raso	78.48	78.48
Cubierta de piso-ladrillo cerámica	294.3	0
Cerramiento de vidrio estructural	230.7312	0
Paredes interiores	2060.1	0
Cascote	539.55	1079.1
Impermeabilizante	0	215.82
Factor de aumento	20%	
Total	3843.79	1648.08
Fuente: (NSM, 2022) tabla 7.4.1		

La tabla 3-1 presenta las sobrecargas permanentes total de la edificación, obtenidas de la norma sismorresistente para la ciudad de Managua en el Capítulo 7, tabla 7.4.1.

El factor de aumento del 20%, mostrado en la tabla 3-1, se usó para aumentar las cargas super puestas calculadas para cada nivel, considerando que no se tomaron en cuenta todos los elementos no estructurales dentro de una edificación y que pueden generar un incremento en dicha carga. Esto con el fin de tomar una postura conservadora y de lado de la seguridad en el análisis y diseño del edificio.

3.1.3.2. Cargas variables o vivas.

En el caso de las cargas variables, estas dependen completamente del uso a la que está destinado la edificación. En esta situación, y como se mencionó con

anterioridad, el uso que se destinó para este edificio es de oficinas, despachos. Además, se considera que el ultimo nivel es de acceso a las personas, por lo que se debe tener una pendiente de drenaje inferior al 5%. Considerando todo lo expuesto, las cargas variables dadas en la (NSM, 2022), se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3-2 Cargas Variables

Nivel	CV (N/m ²)	Descripción
6	980.67	Techo de losa, pendiente <5%
5, 4, 3, 2, 1	2451.66	Oficinas de despacho

Fuente: (NSM, 2022) **tabla 7.1.1**

La tabla 3-2 muestra las cargas variables o cargas vivas que dependen del uso de la estructura, en nuestro caso, se tiene una carga de 250 kg/m² equivalente a 2451.66 N/m² para los niveles del 1 al 5, la cual corresponde a una carga variable a la que se sometería una estructura con uso de Oficinas de despacho. Para el nivel 6 o azotea se emplea una carga variable de 100 kg/m² equivalente a 980.67 N/m², considerando un nivel al cual se dará libre acceso a los usuarios, por lo que se tiene una pendiente de drenaje menor al 5%. Dichos datos de cargas fueron obtenidos en el capítulo 7, tabla 7.1.1 de la (NSM, 2022).

3.1.4. Categoría de riesgo

El destino de las edificaciones es el parámetro principal que determinará la importancia de dicha construcción, y con ello el nivel de seguridad que se le debe brindar a la estructura.

Se asignó a la estructura una categoría de riesgo correspondiente a su ocupación. Un edificio de uso de oficinas, que en su tope albergará a no más de 500 personas, representa un riesgo intermedio para la vida humana en caso de fallar, perteneciendo a la Categoría de riesgo II al no satisfacer las condiciones de las Categorías de riesgo I, II y IV, según lo establecido en la Tabla 5.2.2 de la (NSM, 2022) (Anexo 4).

Estructura de ocupación normal con categoría de riesgo II.

3.1.5. Factor de importancia

El factor de importancia “I” se asigna con el fin de ajustar la demanda sísmica de diseño a la probabilidad de no excedencia del grupo de importancia asignado a la estructura (NSM, 2022), o sea, este factor busca aumentar la demanda sísmica introducida al edificio a medida que la categoría de riesgo que se asigne sea mayor.

En el caso del edificio estudiado, se le asignó una categoría de riesgo II, describiéndose como una estructura de ocupación normal. Por ende, el factor de importancia, según la tabla 5.2.1 (NSM, 2022), , será: (Anexo 5).

$$I = 1$$

3.1.6. Categoría de diseño sísmico

La categoría de diseño sísmico proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Se diseñará la estructura con un nivel de resistencia y exigencia máxima en el detallado cumpliendo lo establecido para esta categoría en las normas aplicables según los materiales que compongan la estructura, en nuestro caso, de concreto reforzado. (Anexo 6 y 7)

$$CDS=D$$

El caer en una categoría de diseño sísmico D nos obliga a utilizar sistemas especiales de disipación de energía, en nuestro caso, el uso de los pórticos especiales a momento, ya que, para esta categoría, dentro de la clasificación de pórticos a momento de concreto reforzado, la norma no permite utilizar otro sistema que no sea especial, a como se observa en la tabla 5.5.1 de la NSM 2022.

3.1.7. Clasificación por irregularidad

3.1.7.1. Irregularidad en planta

- Irregularidad torsional

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia que se define en la sección 5.4.1 de la (NSM, 2022).

$$\Delta > 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

(23)

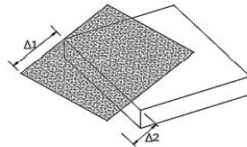


Tabla 3-3 Desplazamientos generales en dirección X

Nivel	Δx	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$1.2 * (\Delta 1 + \Delta 2 / 2)$	ϕ_{pi}	Observación
	cm	cm	cm	cm		
1	0.83	0.83	0.83	1.00	0.83	Regular
2	2.03	2.03	2.03	2.44	2.03	Regular
3	3.25	3.25	3.25	3.91	3.25	Regular
4	4.44	4.44	4.44	5.33	4.44	Regular
5	5.39	5.39	5.39	6.47	5.39	Regular
6	6.01	6.01	6.01	7.21	6.01	Regular

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

La tabla 3-3 muestra los desplazamientos inducidos por el sismo X en modelo ETABS, calculados de la siguiente manera:

$$0.83\text{cm} > 1.2 \left(\frac{0.83\text{ cm} + 0.83\text{cm}}{2} \right) = 1.00\text{cm}$$

(Ver anexo 8)

Tabla 3-4 Desplazamientos generales en dirección Y

Nivel	Δy	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$1.2 * (\Delta 1 + \Delta 2 / 2)$	ϕ_{pi}	Observación
	cm	cm	cm	cm		
1	0.83	0.83	0.83	1.00	1	Regular
2	2.03	2.03	2.03	2.44	1	Regular
3	3.25	3.25	3.25	3.91	1	Regular
4	4.44	4.44	4.44	5.33	1	Regular
5	5.39	5.39	5.39	6.47	1	Regular

6	6.01	6.01	6.01	7.21	1	Regular
---	------	------	------	------	---	---------

Fuente: ETABS V20.3.0

La tabla 3-4 muestra los desplazamientos inducidos por el sismo Y en modelo ETABS, calculados de la siguiente manera.

$$0.83\text{cm} > 1.2 \left(\frac{0.83\text{ cm} + 0.83\text{cm}}{2} \right) = 1.00\text{ cm}$$

(Ver anexo 9)

Sustituyendo los valores obtenidos de los desplazamientos en la ecuación (23) de este documento, se tiene que la estructura no presenta este tipo de irregularidad en ambas direcciones, ya que la máxima deriva del piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado no sobre pasa los 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia, es decir:

$$\phi_{pix} = 1$$

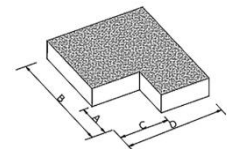
$$\phi_{piy} = 1$$

➤ Retroceso excesivo en las esquinas

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante (NSM, 2022).

Es decir:

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$



Cuando las relaciones anteriores se cumplan $\phi_{pi} = 0.9$, de lo contrario, $\phi_{pi} = 1$

El edificio no presenta entrantes en sus esquinas, por ende, las relaciones no son válidas en esta situación.

El edificio no presenta irregularidad en planta del Tipo 2, por ende:

$$\phi_{pi} = 1$$

➤ Discontinuidad en los sistemas de piso

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de pisos tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por las aberturas, entrantes o en huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios de la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos (NSM, 2022).

$$CxD > 0.5(AxB)$$

De cumplirse esta relación $\phi_{pi} = 0.9$, de lo contrario $\phi_{pi} = 1$

En nuestro caso, la estructura no posee ninguna abertura en los sistemas de piso, por lo cual esta condición irregularidad no se toma en cuenta.

➤ Ejes estructurales no paralelos

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura (NSM, 2022).

Si esto se cumple. $\phi_{pi} = 0.8$, de lo contrario $\phi_{pi} = 1$.

Los ejes de la edificación son completamente paralelos y simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales. Esto se puede observar en la Figura 3-1, 3-2 y 3-4, Por ende:

$$\phi_{pi} = 1$$

3.1.7.2. Irregularidad en elevación

➤ Piso flexible

La estructura se considera irregular o de piso flexible cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. (NSM, 2022)

$$Rigidez K_C < 0.70 Rigidez K_D \quad (24)$$

$$Rigidez K_C < \frac{0.8(K_D + K_E + K_F)}{3} \quad (25)$$

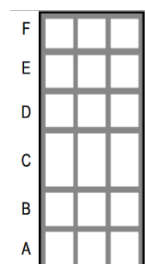
Donde:

K_C : rigidez lateral del nivel en análisis.

K_D : rigidez lateral del nivel inmediato superior al nivel en análisis.

K_E : rigidez lateral del segundo nivel inmediato superior al nivel en análisis.

K_F : rigidez lateral del tercer nivel inmediato superior al nivel en análisis



De cumplirse las condiciones mostradas anteriormente, $\phi_{Ei} = 0.8$, de lo contrario $\phi_{Ei} = 1$.

Tabla 3-5 Chequeo de condición de irregularidad por piso flexible

Nivel	Rigidez lateral-X	Rigidez lateral-Y	KC<0.7KD		KC<0.8(KD+KE+KF)/3	
	kN/cm	kN/cm	X	Y	X	Y
6	2352.45	2352.45	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
5	2829.69	2829.69	REGULAR	REGULAR	No aplica	No aplica
4	3040.07	3040.07	REGULAR	REGULAR	No aplica	No aplica
3	3643.99	3643.99	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR
2	4298.44	4298.44	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR
1	6831.69	6831.69	REGULAR	REGULAR	REGULAR	REGULAR

Fuente: calculo manual en EXCEL

Condición de irregularidad por piso flexible en elevación en dirección X e Y tabla 5.4.3 de (NSM, 2022)

La estructura se considera regular ya que la resistencia lateral de un piso es mayor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior y es mayor que el 80% del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores.

➤ Distribución de masas

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior. (NSM, 2022)

$$m_D > 1.5m_E$$

$$m_D > 1.5m_C$$

Donde:

m_D : masa del nivel en estudio.

m_E : masa del nivel inmediato superior al nivel en estudio.

m_C : masa del nivel inmediato inferior al nivel en estudio.

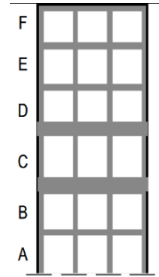


Tabla 3-6 Chequeo de condición de irregularidad por distribución de masas

Nivel	Masa kN-s ² /cm	$m_D > 1.5m_E$	$m_D > 1.5m_C$
6	7.09	No aplica	REGULAR
5	9.85	REGULAR	REGULAR
4	9.85	REGULAR	REGULAR
3	10.33	REGULAR	REGULAR
2	10.53	REGULAR	REGULAR
1	10.64	REGULAR	No aplica

Fuente: calculo manual en EXCEL

La tabla 3-6 muestra la condición de irregularidad en elevación tabla 5.4.3 de (NSM, 2022)

La estructura se considera regular ya que la masa de cualquier piso es menor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes.

➤ Irregularidad geométrica

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión de un piso adyacente (NSM, 2022).

De la estructura en estudio, todos los niveles poseen la misma área en planta, no existe ninguna variación. La condición de irregularidad no se cumple.

➤ Piso débil

La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80% del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso de la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada (NSM, 2022).

$$F_{PB} < 0.7F_{PC}$$

$$F_{PB} < 0.8 \frac{F_C + F_D + F_E}{3}$$

Donde:

F_{PB} : fuerza de piso en el nivel de análisis.

F_{PC} : fuerza de piso en el nivel inmediato superior al nivel de análisis.

F_{PD} : fuerza de piso en el segundo nivel inmediato superior al nivel de análisis.

F_{PE} : fuerza de piso en el tercer nivel inmediato superior al nivel de análisis.

Con el cumplimiento de las condiciones de irregularidad anteriores $\phi_{Ei} = 0.8$, de lo contrario $\phi_{Ei} = 1$.

Tendríamos entonces:

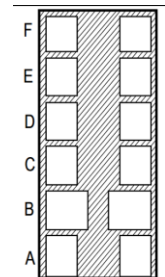


Tabla 3-7 Chequeo de condición de irregularidad piso débil X

Nivel	Resistencia corte de piso-X	Resistencia corte de piso-Y	FPB<0.7FPC		FPB<0.8(FPC+FPD+FPE)/3	
	kN	kN	X	Y	X	Y
6	3918.00	3918.00	No plica	No plica	No plica	No plica
5	3918.00	3918.00	Regular	Regular	No plica	No plica
4	3918.00	3918.00	Regular	Regular	No plica	No plica
3	9029.00	9029.00	Regular	Regular	Regular	Regular
2	9029.00	9029.00	Regular	Regular	Regular	Regular
1	9029.00	9029.00	Regular	Regular	Regular	Regular

Fuente: calculo manual en EXCEL

La tabla 3-7 muestra el chequeo de la condición de piso débil en dirección X e Y que se encuentra en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, tabla 5.4.2, es decir no cumplen la condición de irregularidad, por ende, el edificio no posee irregularidad en elevación de Tipo 4. $\phi_{Ei} = 1$.

3.1.8. Coeficiente de modificación de respuesta R.

El coeficiente R, depende del material de la estructura y del sistema resistente de la misma. Considerando que la estructura es de concreto reforzado o concreto armado con un sistema a base de pórticos especiales a momento, el coeficiente, según la tabla 5.5.1 del (NSM, 2022), sería igual a:

$$R = 8$$

Mediante la tabla 5.5.1 de la (NSM, 2022), se seleccionó el tipo de marco correspondiente con la categoría de diseño sísmico, asignado: marcos de momento especiales de concreto armado.

Tabla de la cual se presentan distintos valores de coeficientes y factores de diseño para el sistema que resiste las fuerzas sísmicas, como lo es el coeficiente de modificación de respuesta, el factor de sobre resistencia, coeficiente de deflexión, así como las distorsiones máximas de piso. (Anexo 10).

3.1.9. Zonificación sísmica y aceleración sísmica básica a_0 .

Managua es una ciudad altamente sísmica, por la zona de sismicidad más alta del país, Z4, según la figura 6.2.1 de la (NSM, 2022) (Anexo 1).

El valor de la aceleración sísmica básica para la ciudad de Managua se puede interpolar en los valores mostrados en la figura 6.2.2 del (NSM, 2022), de ser necesario. Sin embargo, la norma establece una aceleración sísmica para cada municipio del país encontrados en la tabla 14.2 del anexo de la (NSM, 2022), siendo el valor de dicha aceleración de:

$$a_0 = 0.36667g$$

Donde g es representa la gravedad, por lo que dicho valor de aceleración a_0 se representa en términos de la gravedad. (Anexo 13).

3.1.10. Clasificación por tipo de suelo y factor de amplificación por tipo de suelo F_{as} .

El sitio seleccionado como referencia para el diseño de la estructura es la Pista Jean Paul Genie que posee una velocidad de corte $V_{s30} \left(\frac{m}{s} \right) = 502$, según la tabla 14.4 de los anexos de la (NSM, 2022).

Con una velocidad superior a los 300 m/s e inferior a los 760 m/s se puede clasificar un suelo tipo C.

Y F_{as} es un factor que incrementa las ondas sísmicas dependiendo del tipo de suelo en el que se construirá la estructura. (Anexo 11 y 12).

$$F_{as} = 1.3$$

3.1.11. Factor de ajuste espectral

Este factor permite escalar el registro sísmico que se tiene para representar un nivel de peligro sísmico determinado. Es decir, ayuda al proceso de modificación de frecuencia de un registro sísmico, ajusta su espectro de respuesta a un espectro objetivo en todos los periodos estructurales.

Figura 3-7 Factor de ajuste espectral FS para T_b y T_c

Clasificación del sitio	FS_{T_b}	FS_{T_c}
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

Fuente: (NSM, 2022) **Tabla 6.5.1**

Como se observa en la figura 3-7, estos valores dependen directamente de la clasificación del sitio, o sea, el tipo de suelo sobre la que se encuentra la estructura, siendo dichos valores:

$$FS_{T_b} = 1$$

$$FS_{T_c} = \frac{4}{3}$$

3.1.12. Aceleración del terreno en roca para período cero

Los valores de Aceleración del terreno en roca para período cero, se sacan en dependencia de la zona, en nuestro caso, nos ayuda a determinar el valor de la aceleración del terreno con la influencia del suelo y según la importancia de la estructura, este valor obtenido se ocupa para poder realizar el espectro de respuesta elásticos y posteriormente el reducido.

$$A_0 = a_0 * F_{as} * I, \text{ Sección 6.7. (NSM,2022)}$$

$$A_0 = 0.36667 * 1.3 * 1 = 0.47667$$

$$A_0 = 0.47667$$

3.1.13. Tablas resumen

Tabla 3-8 Datos obtenidos de criterios generales de análisis sísmico

Parámetro	Valor	Referencia
Clasificación por grupo de importancia		
Grupo de importancia	II	Estructuras de ocupación normal. Tabla 5.2.2. (NSM-22)
Factor de importancia “I”	1.0	Tabla 5.2.1. (NSM-22)
Categoría de diseño sísmico “CDS”	D	Tabla 5.1.1. (NSM-22)
Clasificación por irregularidad		
Factores de irregularidades verticales, “Φ_E”.	1	Tabla 5.4.1. (NSM-22)
Factores de irregularidad en planta, “Φ_P”.	1	Tabla 5.4.1. (NSM-22)
Clasificación por material y sistema estructural		
Material	Concreto	
Sistema estructural	Marcos de momento especiales	
Coeficiente de respuesta, “R”	8	Tabla 5.5.1.(NSM-22)
Factor de sobrerresistencia, “Ω”	3	Tabla 5.5.1.(NSM-22)
Coeficiente de deflexión, “C_d”	5.5	Tabla 5.5.1.(NSM-22)
Distorsión máxima de piso, γ_{max}	0.02	Tabla 5.5.1.(NSM-22)

Fuente: (NSM, 2022)

En la tabla 3-8 se presentan los valores obtenidos para el análisis sísmico, tales como el grupo de importancia, la CDS, los factores de irregularidad tanto en planta como verticales, así mismo el sistema estructural a usarse, cada uno de ellos con referencia respectivamente.

Tabla 3-9 Parámetros de Acción Sísmica

Parámetro	Valor	Referencia
Zonificación sísmica	Z4	Figura 6.2.1.
Velocidad de onda de corte, V_{s30} (m/s)	502	Tabla 14.4 (NSM,2022)
Tipo de suelo.	C	Suelo muy denso y roca blanda $360 < V_s < 760$, Tabla 6.3.1.(NSM,2022)
Factor de amplificación vertical por tipo de suelo, F_{as}	1.3	Tabla 6.4.1. (NSM,2022)
Factor de ajuste espectral, FS_{Tb}	1	Tabla 6.5.1. (NSM,2022)
Factor de ajuste espectral, FS_{Tc}	1.33	Tabla 6.5.1. (NSM,2022)
Aceleración sísmica básica, a_0(%g)	0.36667	Tabla 14.2. (NSM,2022)

Fuente: (NSM, 2022)

En la tabla 3-9 se presentan los parámetros obtenidos de acción sísmica, como lo son la zona, la velocidad de onda de corte, su tipo de suelo y los factores de ajuste espectral.

Tabla 3-10 Parámetros de Construcción del Espectro de Diseño Elástico y Reducido

Parámetro	Valor	Referencia
Aceleración del terreno con la influencia del terreno e importancia de la estructura, A_0	0.47667	$A_0 = a_0 * F_{as} * I$, Sección 6.7.(NSM,2022)
Cociente de la aceleración, β	2.4	
Exponentes que definen la forma del espectro, para periodos mayores a T_c y T_d	p 0.8 q 2	
Periodos característicos del espectro de respuesta, en segundos.	T_b 0.05 T_c 0.3 T_d 2	Sección 6.7.(NSM,2022)
$FS_{Tb} * T_b$	0.05	
$FS_{Tc} * T_c$	0.4	

Fuente: (NSM, 2022)

la tabla 3-10 presenta los parámetros de construcción del espectro de diseño elástico y reducido, tales parámetros se encuentran en la sección 6.7 de la (NSM, 2022)

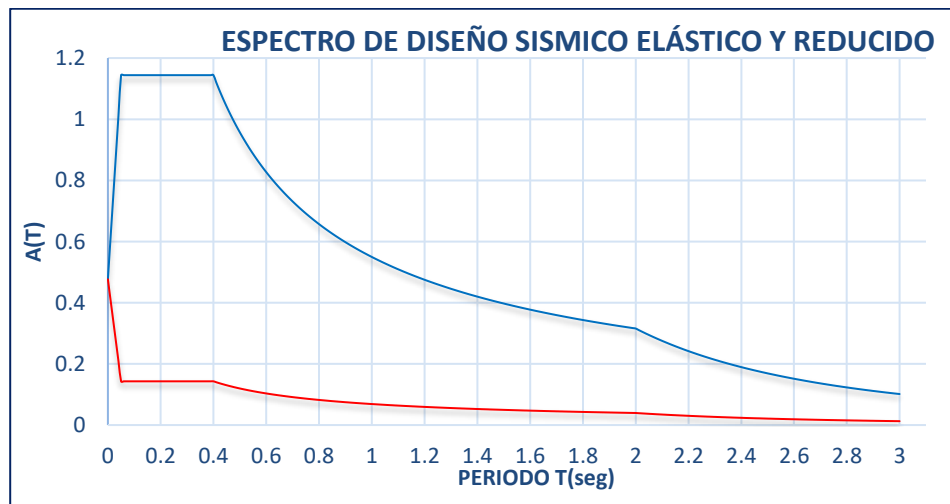
3.1.14. Espectro de diseño sísmico elástico y reducido

Para fines de diseño se requiere saber la respuesta máxima de la estructura ante un sismo que pueda ocurrir durante su vida útil, por esta razón se recurre a los llamados espectros de diseño.

Los espectros de diseño, se caracterizan por envolver las respuestas máximas de manera suavizada.

El espectro de respuesta fue trazado en base a la (NSM, 2022) y según los criterios sísmicos aplicables para este edificio. El espectro de respuesta reducido, es el que resulta de dividir las ecuaciones del espectro de diseño elástico por el factor de comportamiento sísmico. Excepto para la primera rama ascendente, tal como se describe en la sección 6.9 pág. 51 de la (NSM, 2022).

Figura 3-8 Espectro de diseño sísmico elástico y reducido



Fuente: elaboración propia en hoja de cálculo Excel

En la figura 3-8 se presentan ambos espectros, el de Color azul (espectro elástico), color rojo (espectro reducido).

3.1.15. Elaboración del modelo matemático.

Se realizó la modelación del edificio en el software estructural ETABS, en su versión 20.3.0, debido a la facilidad que ofrece para la modelación, análisis y diseño de estructuras verticales como el edificio estudiado en este documento.

Para la elaboración del modelo matemático y poder obtener los pesos propios de la estructura se asumieron las siguientes dimensiones de los elementos:

- **Columnas:** del nivel 1 al nivel 3 se asumieron secciones de 70 cm por 70 cm y para los niveles del 4 al 6 se tomaron secciones de 60 cm por 60 cm.
- **Vigas:** del nivel 1 al 3 se asumieron secciones de 60 cm por 45 cm y para los niveles del 4 al 6 se tomaron secciones de 60 cm por 40 cm.
- **Losa:** se asumió una losa solida de 15 cm de espesor.

Estas mismas secciones se usaron en el desarrollo del proceso de diseño.

En la sección de Diseño estructural del presente documento se muestran las respectivas comprobaciones para las secciones aquí descritas.

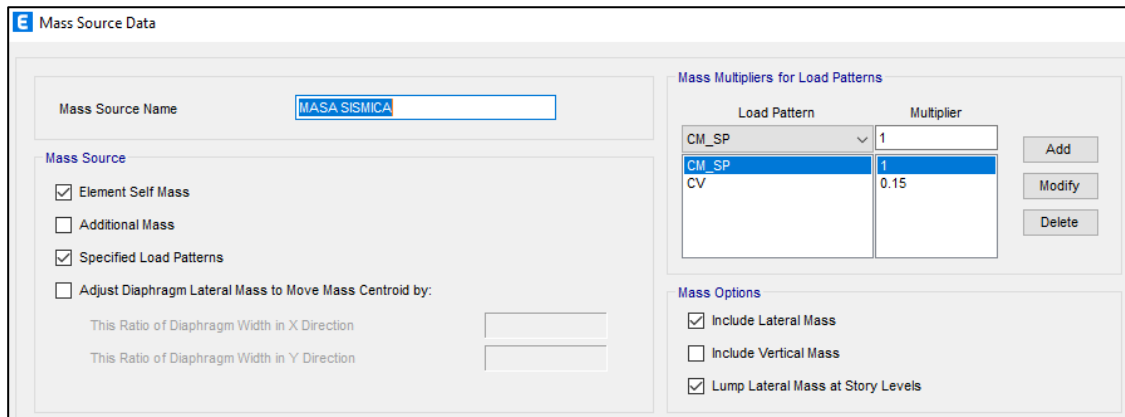
3.1.16. Peso sísmico efectivo.

Según la (NSM, 2022), en su sección 9.6, se debe tomar un peso sísmico efectivo que resulte de superposición de cargas permanentes en la estructura (carga muerta por peso propio y carga muerta sobreimpuesta) y una fracción de la carga variable que contribuyen a la respuesta sísmica de la estructura. Para un caso general, el peso sísmico se toma como:

$$W = CM + 0.15 * C_V$$

Considerando esto, solo se debe tomar un 15% de la carga viva que le corresponde a la estructura en un nivel de servicio, es por ello que se configura la fuente de masas en el modelo realizado en ETABS.

Figura 3-9. Definición de masa sísmica en ETABS.



Load Pattern	Multiplier
CM_SP	1
CV	0.15

Fuente: Modelado en EATABS v20.3

3.1.17. Resultados del análisis modal espectral en ETABS.

El análisis modal espectral es un método que busca estimar los desplazamientos y las fuerzas en los elementos que componen un sistema estructural, producto de la transmisión de las vibraciones del suelo a los elementos de la misma. En consecuencia, a esta acción las masas se desplazan relativamente respecto al suelo.

Este método busca representar la respuesta dinámica de una estructura de n grados de libertad mediante la respuesta n osciladores de un solo grado de libertad, los cuales se caracterizan por poseer un modo natural de vibración y un periodo de vibración.

La (NSM, 2022) en su artículo 8.2.2.2 nos exige analizar tantos modos sean necesarios hasta obtener un 90% de la participación modal de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal.

El análisis modal busca representar la respuesta dinámica propias del sistema. Esto se realiza teniendo como base metodológica el hecho de que las vibraciones producidas por un sismo en el suelo son transmitidas a la estructura y distribuidas a los diferentes elementos resistentes; dicha acción produce desplazamientos relativos de las masas.

3.1.17.1. Análisis modal

Tabla 3-11 Participación de masas modales

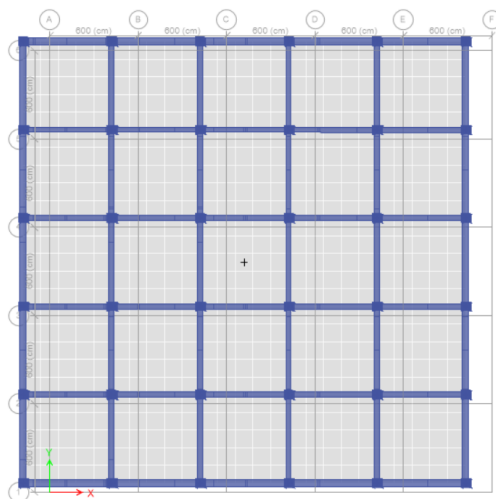
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	1.200	0.786	0	0	0.786	0
Modal	2	1.200	0	0.786	0	0.786	0.786
Modal	3	1.003	0	0	0.793	0.786	0.786
Modal	4	0.388	0.124	0	0	0.91	0.786
Modal	5	0.388	0	0.124	0	0.91	0.91
Modal	6	0.325	0	0	0.12	0.91	0.91
Modal	7	0.197	0.048	0	0	0.958	0.91
Modal	8	0.197	0	0.048	0	0.958	0.958
Modal	9	0.168	0	0	0.047	0.958	0.958
Modal	10	0.122	0.005	0.02	0	0.963	0.979
Modal	11	0.122	0.02	0.005	0	0.984	0.984
Modal	12	0.106	0	0	0.024	0.984	0.984
Modal	13	0.084	0.009	0.001	0	0.993	0.984
Modal	14	0.084	0.001	0.009	0	0.994	0.994
Modal	15	0.073	0	0	0.009	0.994	0.994
Modal	16	0.062	0.006	0	0	1	0.994
Modal	17	0.062	0	0.006	0	1	1
Modal	18	0.055	0	0	0.006	1	1
			100%	100%	100%		

Fuente: ETABS V20.3.0

Se hizo necesario analizar 18 posibles modos de vibración en la estructura para llegar al 100% de participación de masa en las direcciones horizontales ortogonales, superando el 90% mínimo exigido por la norma.

También se puede observar que el periodo de los modos de vibrar de la estructura en la dirección X (modo 1) es de 1.200 segundos, y en la dirección Y (modo 2) de 1.200 segundos y 1.003s para el modo 3, tal como se muestran en las figuras 3-10, 3-11 y 3-12 esta última muestra el tercer modo de vibración de la estructura correspondiente a la torsión.

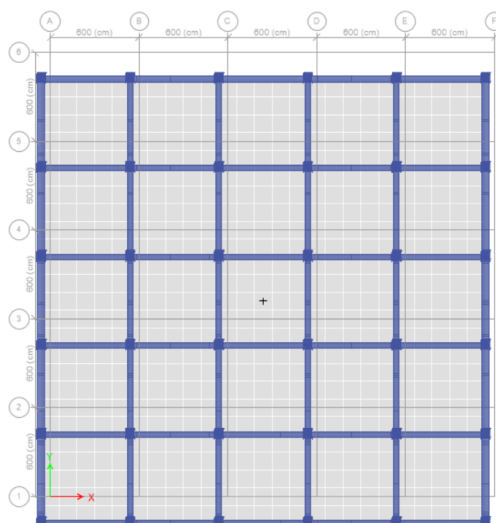
Figura 3-10 Modo de vibración 1



Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-10 muestra el modo de vibrar 1 traslacional en dirección X con un periodo de $T=1.200$ seg.

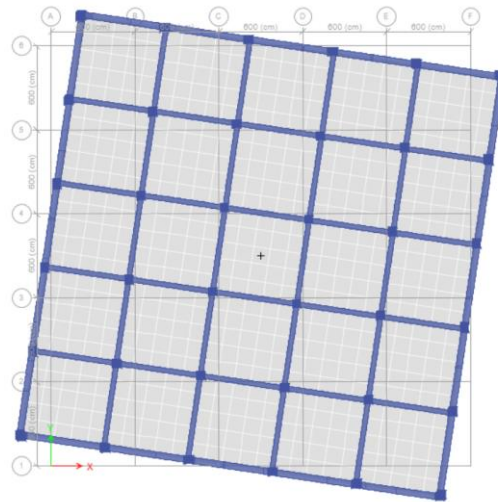
Figura 3-11 Modo de vibración 2



Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-11 muestra el modo de vibrar 2 traslacional en dirección Y con un periodo de $T=1.200$ seg.

Figura 3-12 Modo de vibración 3

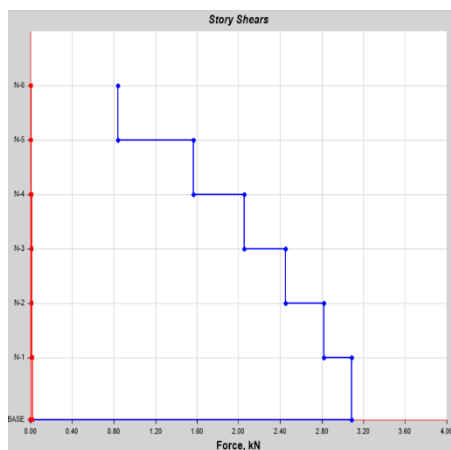


Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-12 presenta el modo de vibrar 3 rotacional con un periodo de $T=1.003$ seg.

3.1.17.2. Análisis espectral.

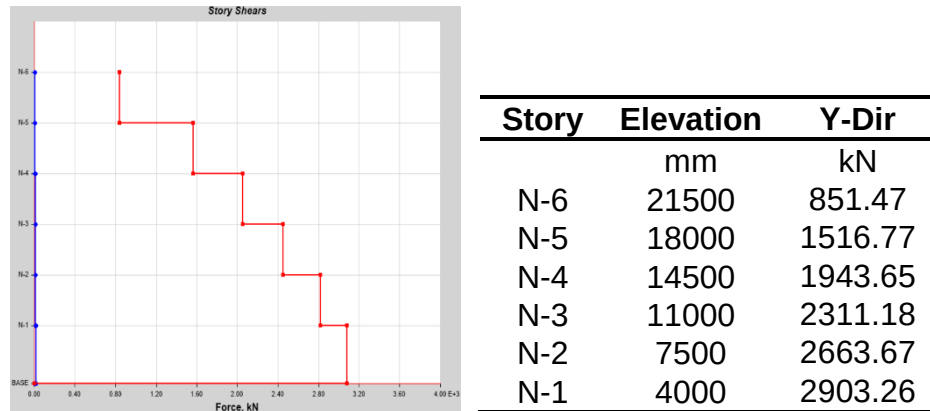
Figura 3-13 Cortante Dinámico en Dirección X



Story	Elevation	X-Dir
	mm	kN
N-6	21500	851.47
N-5	18000	1516.77
N-4	14500	1943.65
N-3	11000	2311.18
N-2	7500	2663.67
N-1	4000	2903.26

Fuente: ETABS V20.3.0

Figura 3-14 Cortante Dinámico en Dirección Y



Fuente: ETABS V20.3.0

Obteniendo un cortante basal estático de 2903.26 kN correspondientes al sismo en la dirección ortogonal X y un cortante dinámico de 20903.26 kN para el sismo en dirección Y.

$$V_{bt-X} = 2903.26 \text{ kN}$$

$$V_{bt-Y} = 2903.26 \text{ kN}$$

En las figuras 3-13 y 3-14 se muestran los cortantes dinámicos en las direcciones X e Y respectivamente, estos valores son los obtenidos antes de escalar la fuerza.

3.1.18. Cortante basal estático.

3.1.18.1. Periodo fundamental aproximado T_a

El periodo fundamental aproximado T_a en segundos, puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde h_n es la altura de la estructura en metros, para el edificio en estudio ese valor es de 21.5 m, y los coeficientes C_t y x se muestran en la Tabla 8.2-2 de la (NSM, 2022) (Ver Anexo 14).

Donde

$$C_t = 0.0466$$

$$x = 0.9$$

$$h_n = 21.5 \text{ m}$$

$$T_a = 0.7372 \text{ seg}$$

Los valores de C_t y x corresponden a una estructura tipo Marcos de concreto reforzado resistente a momento.

Períodos fundamentales de la estructura tomados del programa, son:

$$T_x = 1.200 \text{ seg}$$

$$T_y = 1.200 \text{ seg}$$

Estos periodos fueron tomados del software ETABS, del análisis modal, de los modos en donde se tiene mayor participación de masa, estos mostrados en la tabla 3-11 del presente documento.

El coeficiente sísmico se calculará para el periodo con el menor valor entre T (periodo fundamental) y el producto de C_u por T_a , donde C_u está dado por la tabla 8.2.1, coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado de la (NSM, 2022).

Figura 3-15 Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado

$F_{as} * a_0$	C_u
≥ 0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Fuente: tabla 8.2.1 de la (NSM, 2022)

$$F_{as} * a_0 = 0.476671$$

$$C_u = 1.4$$

$$T_{m\acute{a}x} = 1.032 \text{ seg}$$

Cuando el periodo fundamental excede $C_u T_a$ en una direcci3n dada, debe utilizarse $C_u T_a$ en lugar de T en tal direcci3n.

El periodo fundamental de la estructura es mayor al periodo máximo calculado, pero no menor que el mínimo calculado, es decir:

$$T_{fund} \geq T_{m\acute{a}x}$$

Por lo tanto, el periodo a trabajar tiene un valor de:

$$T_x = 1.032 \text{ seg y } T_y = 1.032 \text{ seg}$$

3.1.18.2. Coeficiente Sísmico C_s

En este apartado se procede al cálculo del coeficiente sísmico de la estructura, que depende del periodo fundamental de la estructura y de los límites impuestos por la norma.

Este coeficiente se calcula con el fin de obtener un cortante basal estático (V_b) usado para realizar el escalado de fuerzas que solicita la (NSM, 2022) para el método de análisis DME. El dato de cortante basal se obtiene de la corrida del análisis del modelo en el programa ETABS.

Este se emplea para ajustar el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal en la base de la estructura.

El proceso de la obtención del mismo se hace en base a la norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, que nos da que:

$$C_s = \begin{cases} \frac{\beta A_0}{R_0} & 0 \leq T \leq FS_{T_c} \cdot T_c \\ \frac{\beta A_0}{R_0} \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \frac{\beta A_0}{R_0} \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p * \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

La condición que se adapta a nuestros valores obtenidos es:

$$FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d$$

$$0.4 \text{ seg} \leq 1.032 \text{ seg} \leq 2 \text{ seg}$$

Sustituyendo en la ecuación antes señalada, el coeficiente sísmico tiene un valor de:

$$C_s = \left(\frac{2.4 * 0.476671}{8} \right) \left(\frac{0.4}{1.032} \right)^{0.8} = 0.06699172$$

3.1.18.3. Coeficiente Sísmico Mínimo

El valor del coeficiente sísmico mínimo de la (NSM, 2022) está basado en la ecuación 12.8-6 de la norma ASCE7-16, el cual aplica para sitios con fallas sísmicas cercanas, donde el efecto de tipo pulso generado por el fallamiento, puede incrementar la demanda en periodos largos. Para esto se propuso el periodo $T_d=2s$. En esta propuesta se consultó la publicación del paper Adjustment of minimum seismic shear coefficient considering site effects for long-period structures. (insheng Guan, Hongbiao Du, Jie Cui, Qingli Zeng and Haibo Jiang). (NSM, 2022)

$$C_{s_min} = FS_{T_c} \beta \frac{A_0}{2R_o}$$

$$C_{s_min} = \mathbf{0.0953}$$

Una vez calculado ambos coeficientes (C_s y C_{s_min}) se procede hacer su respectivo chequeo:

$$C_{s_min} \geq C_s$$

Por lo que, el coeficiente sísmico mínimo es mayor a el coeficiente calculado con el periodo máximo, por ello se debe utilizar el coeficiente mínimo para calcular el cortante basal estático de la estructura.

$$C_{s_min} = 0.0953$$

Figura 3-16 Inserción de coeficiente sísmico al modelo en ETABS.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☒ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☒ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Fuente: ETABS V20.3.0

3.1.19. Cortante basal estático V_b

Cortantes basales estáticos:

$$V_{bX} = 5450.14kN$$

$$V_{bY} = 5450.14kN$$

Estos cortantes corresponden al coeficiente sísmico utilizado y descrito previamente. Dichos cortantes se obtienen de manera directa del programa al realizar la corrida del modelo matemático realizado.

3.1.20. Escalado de cortante basal dinámico.

Como el cortante basal modal V_t resultó menor que el 100% del cortante basal V_b , se utilizó el factor de escala descrito en la sección 8.2.2.7 Escalado de fuerzas de la (NSM, 2022)

$$Factor\ de\ escala = \frac{V_b}{V_t}$$

Tabla 3-12 Cortantes basales

Cortante basal	Dir-X	Dir-Y
$V_t(kN)$	2903.26	2903.26
$V_b(kN)$	5450.14	5450.14
V_b/V_t	1.88	1.88

Fuente: ETABS V20.3.0

En la tabla 3-12 se presentan los datos de los cortantes basales en ambas direcciones, obtenidos originalmente sin aplicar el factor de escala.

Aplicando el escalamiento solicitado por la norma, los nuevos cortantes obtenidos son los siguientes:

Tabla 3-13 Factor de Escala

Cortante basal	Dir-X	Dir-Y
Vt (kN)	5458.13	5458.13
Vb (kN)	5450.14	5450.14
Vb/Vt	1.00	1.00

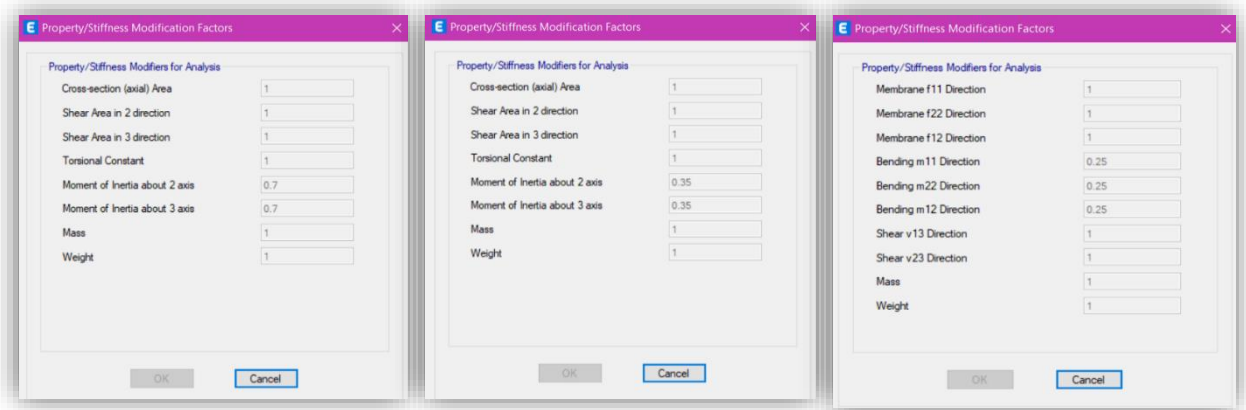
Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

3.1.21. Revisión de derivas y distorsiones de piso.

La norma (NSM, 2022) en el capítulo 10, exige que las derivas sean revisadas con las fuerzas sísmicas que deriven del escalamiento del cortante basal, es decir, estas son calculadas a partir de los desplazamientos.

Para el cálculo de los desplazamientos la normativa manda a considerar secciones agrietadas, esta información se encuentra en el cap. 6 del (ACI318, 2019). En estructuras de concreto reforzado, cuando se realice un análisis de primer y segundo orden para determinar las derivas de piso, el momento de inercia de las columnas y muros no fisurados debe tomarse como $0.7I_g$, la inercia de las vigas y muros fisurados como $0.35I_g$ y las losas en dos direcciones como $0.25I_g$.

Figura 3-17 Secciones agrietadas de los elementos columna viga y losa



Fuente: ETABS V20.3.0

La deriva de piso es la diferencia entre el desplazamiento de los centros de masa superiores e inferiores del nivel en consideración, expresada de la siguiente manera.

$$\Delta_i = \delta_{i+1} - \delta_i \quad (26)$$

$$\gamma = \frac{\Delta}{h} \quad (27)$$

Donde:

Δ_i : deriva de piso.

δ_x : desplazamiento total.

i: nivel bajo consideración.

El desplazamiento total en el nivel considerado se debe calcular como:

$$\delta_i = \frac{C_d * \delta_{ie}}{I} \quad (28)$$

Donde:

C_d : Coeficiente de deflexión.

δ_{ie} : desplazamiento lateral elástico en un punto del nivel calculado con el espectro de diseño que incluye el coeficiente de reducción de respuesta.

I: factor de importancia.

Por lo tanto, sustituyendo en las ecuaciones para el nivel 1, se tiene:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{ie}}{I} = \frac{5.5 * 0.83}{1} = 4.56$$

$$\delta_y = \frac{C_d * \delta_{ie}}{I} = \frac{5.5 * 0.83}{1} = 4.56$$

La deriva de piso en dirección X e Y:

$$\Delta_i = 4.56 - 0.0 = 4.56 \text{ cm}$$

La distorsión de piso:

$$\gamma = \frac{4.56 \text{ cm}}{400 \text{ cm}} = 0.011$$

El desplazamiento lateral elástico es el obtenido de la corrida del análisis sísmico en ETABS, siendo estos desplazamientos los mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 3-14 Deformaciones y Derivas de piso

Nivel	Elevación	X-Dir	Y-Dir	δ_i -X	δ_i -Y	Δ_i -X	Δ_i -Y	hi	γ -X	γ -Y	OBSERVACIÓN	
	m	cm	cm			cm	cm	cm			X	Y
Base	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0		
1	4.0	0.83	0.83	4.56	4.56	4.56	4.56	400	0.0114	0.0114	OK	OK
2	7.5	2.03	2.03	11.19	11.19	6.63	6.63	350	0.0189	0.0189	OK	OK
3	11.0	3.25	3.25	17.90	17.90	6.71	6.71	350	0.0192	0.0192	OK	OK
4	14.5	4.44	4.44	24.45	24.45	6.54	6.54	350	0.0187	0.0187	OK	OK
5	18.0	5.39	5.39	29.67	29.67	5.22	5.22	350	0.0149	0.0149	OK	OK
6	21.5	6.01	6.01	33.04	33.04	3.37	3.37	350	0.0096	0.0096	OK	OK

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

En la tabla 5.5.1 de la (NSM, 2022), se limita dicha distorsión en dependencia del sistema estructural resistente a fuerzas laterales. Para el caso del edificio en

estudio, el valor máximo de distorsión de piso es de 0.02, el cual corresponde a un sistema de Pórticos especiales de concreto reforzado.

Al ser una estructura de categoría II, descrita como una estructura de ocupación normal, dicha distorsión máxima no debe reducirse por ningún factor, de manera contraria, si la estructura se hubiera clasificado con categoría III y IV, si debe reducirse la distorsión máxima.

Como se puede observar, las distorsiones en todos los niveles están por debajo de 0.02, el límite máximo permitido por la norma (NSM, 2022). Siendo el nivel más “crítico”, el cual presenta la mayor distorsión, el Nivel 3 con una distorsión de 0.0192.

3.1.22. Efecto P-Δ

Los efectos de segundo orden o efectos P-Δ deben considerarse en el análisis, debido a que las cargas verticales actuando en una estructura desplazada lateralmente pueden provocar un incremento en las fuerzas internas y derivas de piso.

La norma nos indica que estos efectos deben de considerarse en las dos direcciones principales (X e Y en este caso). También nos dice que, para un coeficiente de estabilidad “θ” menor al 0.1, estos efectos no deben ser considerados, sección 9.5 pág.103 de la (NSM, 2022).

Dicho factor se calcula con la siguiente expresión:

$$\theta = \frac{P_i \Delta_i I}{V_i h_i C_d}$$

Donde:

P_i: suma de la carga total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i: deriva de piso del piso i.

I: factor de importancia.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : altura de piso i .

C_d : Coeficiente de deflexión.

Por ende, se hizo necesario analizar esta posibilidad, obteniendo los resultados siguientes:

Tabla 3-15 Coeficiente de Estabilidad en Dirección X

Dirección X									
Nivel	Elevación m	Masa $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$	W kN	V_i kN	P_i kN	h_i cm	Δ_i cm	θ_i	Observación
6	21.5	7.09	6955.49	1600.76	6955.49	350	3.37	0.01	No considerar
5	18.0	9.85	9663.87	2851.53	16619.36	350	5.22	0.02	No considerar
4	14.5	9.85	9663.87	3654.06	26283.23	350	6.54	0.02	No considerar
3	11.0	10.33	10138.52	4345.02	36421.75	350	6.71	0.03	No considerar
2	7.5	10.53	10331.34	5007.69	46753.09	350	6.63	0.03	No considerar
1	4.0	10.64	10435.17	5458.13	57188.26	400	4.56	0.02	No considerar

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

En la tabla 3-15 se presenta una columna llamada “observaciones”, donde dice “no considerar”, esto porque el coeficiente de estabilidad da menor que 0.1 en la dirección X, condición que se encuentra en la sección 9.5 de la (NSM, 2022)

Tabla 3-16 Coeficiente de Estabilidad en Dirección Y

Dirección Y									
Nivel	Elevación m	Masa $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$	W kN	V_i kN	P_i kN	h_i cm	Δ_i cm	θ_i	Observación
6	21.5	7.09	6955.49	1600.76	6955.49	350	3.37	0.01	No considerar
5	18.0	9.85	9663.87	2851.53	16619.36	350	5.22	0.02	No considerar
4	14.5	9.85	9663.87	3654.06	26283.23	350	6.54	0.02	No considerar
3	11.0	10.33	10138.52	4345.02	36421.75	350	6.71	0.03	No considerar
2	7.5	10.53	10331.34	5007.69	46753.09	350	6.63	0.03	No considerar
1	4.0	10.64	10435.17	5458.13	57188.26	400	4.56	0.02	No considerar

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

En la tabla 3-16 se presenta una columna llamada “observaciones”, donde dice “no considerar”, esto porque el coeficiente de estabilidad da menor que 0.1 en la dirección Y, condición que se encuentra en la sección 9.5 de la (NSM, 2022)

Es decir, los coeficientes de estabilidad para cada nivel no superan el valor límite mínimo para considerar el efecto P- Δ en la estructura. Por tanto, la estructura presenta estabilidad ante este efecto.

3.1.23. Revisión de condiciones de diafragma rígido.

Se considera diafragma rígido a aquel que tiene la suficiente rigidez para transmitir de manera uniforme los desplazamientos en todos sus puntos.

En el modelado de la estructura se asumió que la losa maciza usada generaba un efecto de diafragma rígido, por lo que dicha asunción se comprueba en esta sección.

Para poder clasificar el diafragma como rígido, la norma (NSM, 2022) en su artículo 9.2.2 nos dice que un diafragma rígido, normalmente, contiene las siguientes características:

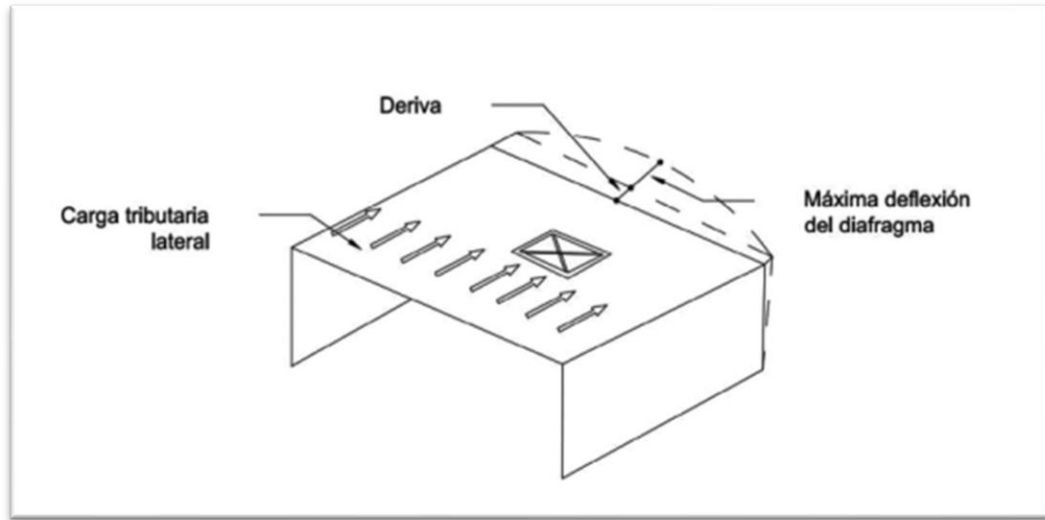
- a. Losas de concreto no menores a 5 cm, losas compuestas metal deck llenas de concreto, losas aligeradas, losas nervadas etc.
- b. Relación largo ancho menor o igual que 3.
- c. No posea ninguna irregularidad en planta.

Analizando estas tres características vemos que:

- Losa de 15cm>5cm
- $6m/6m=1<3$
- Completamente regular en planta, $\phi_p=1$

En el artículo 9.3 de la misma norma, nos dice que un diafragma se clasificará como rígido si se cumple con lo siguiente:

Figura 3-18 Flexibilidad del diafragma



Fuente: NSM22, sección 9.3.

$$\text{Diafragma flexible si, } \frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \quad (29)$$

$$\text{Diafragma rígido si, } \frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} \leq 2 \quad (30)$$

Donde:

δ_{MDD} : máxima deflexión del diafragma.

Δ_{ADVE} : promedio de la deriva de piso a diafragma.

La comprobación del diafragma se realizó para todos los niveles presentados a continuación en la tabla 3-20 del presente documento, donde MDD: máximo desplazamiento general al centro de la losa

$$\Delta = 0.83 \text{ cm en dirección X e Y}$$

$$\Delta MDD_{x-y} = \Delta - MDD_x = 0.83 \text{ cm} - 0.76 \text{ cm} = 0.07 \text{ cm}$$

$$\frac{0.07}{0.83} = 0.09 \leq 2; \text{ Diafragma rígido.}$$

El mismo caso es para los demás niveles del edificio.

Tabla 3-17 Chequeo del Diafragma

Nivel	Δ_{ADVE-X} (cm)	MDD-X (cm)	MDD-X (cm)	MDD-X / Δ_{ADVE-X}	Observación
1	0.83	0.76	0.07	0.09	≤ 2 , Diafragma rígido
2	2.03	1.86	0.18	0.09	≤ 2 , Diafragma rígido
3	3.25	2.97	0.29	0.09	≤ 2 , Diafragma rígido
4	4.44	4.05	0.39	0.09	≤ 2 , Diafragma rígido
5	5.39	4.91	0.48	0.09	≤ 2 , Diafragma rígido
6	6.01	5.47	0.54	0.09	≤ 2 , Diafragma rígido

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

Como se puede observar en la tabla 3-17 el diafragma es completamente rígido.

3.2. Diseño estructural.

Se utilizaron los siguientes criterios para obtener la estructuración más adecuada del edificio:

- Simetría en la distribución de masas y rigideces. Una estructura simétrica tiene menores esfuerzos debido a la torsión y tienen un comportamiento más predecible ante las solicitaciones sísmicas.
- Simplicidad y homogeneidad en la distribución de los elementos estructurales. Se tiene que distribuir los elementos que aportan rigidez lateral, para cada dirección de análisis. De esta forma se busca tener un comportamiento regular de la estructura, lo que facilita el análisis y diseño estructural.
- Continuidad de la estructura, tanto en planta como elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de los esfuerzos.
- Diafragmas rígidos en cada techo. Consiste en la idealización de la losa como rígida, que transfiere los desplazamientos y fuerzas en planta de manera uniforme.
- Rigidez lateral. Para cumplir con el límite de desplazamiento máximo.

3.2.1. Diseño de losa.

3.2.1.1. Diseño de losa con el SOFTWARE ETABS

Figura 3-19 Asignación de franja de diseño

Add Design Strips Along Grid Lines

Tower and Story

Tower: Not Applicable

Story: N-6

Option for Middle Design Strips

☐ Create Middle Design Strips

Parameters

Grid System: G1

Grid Direction: Y

Strip Layer: B

Strip Width:

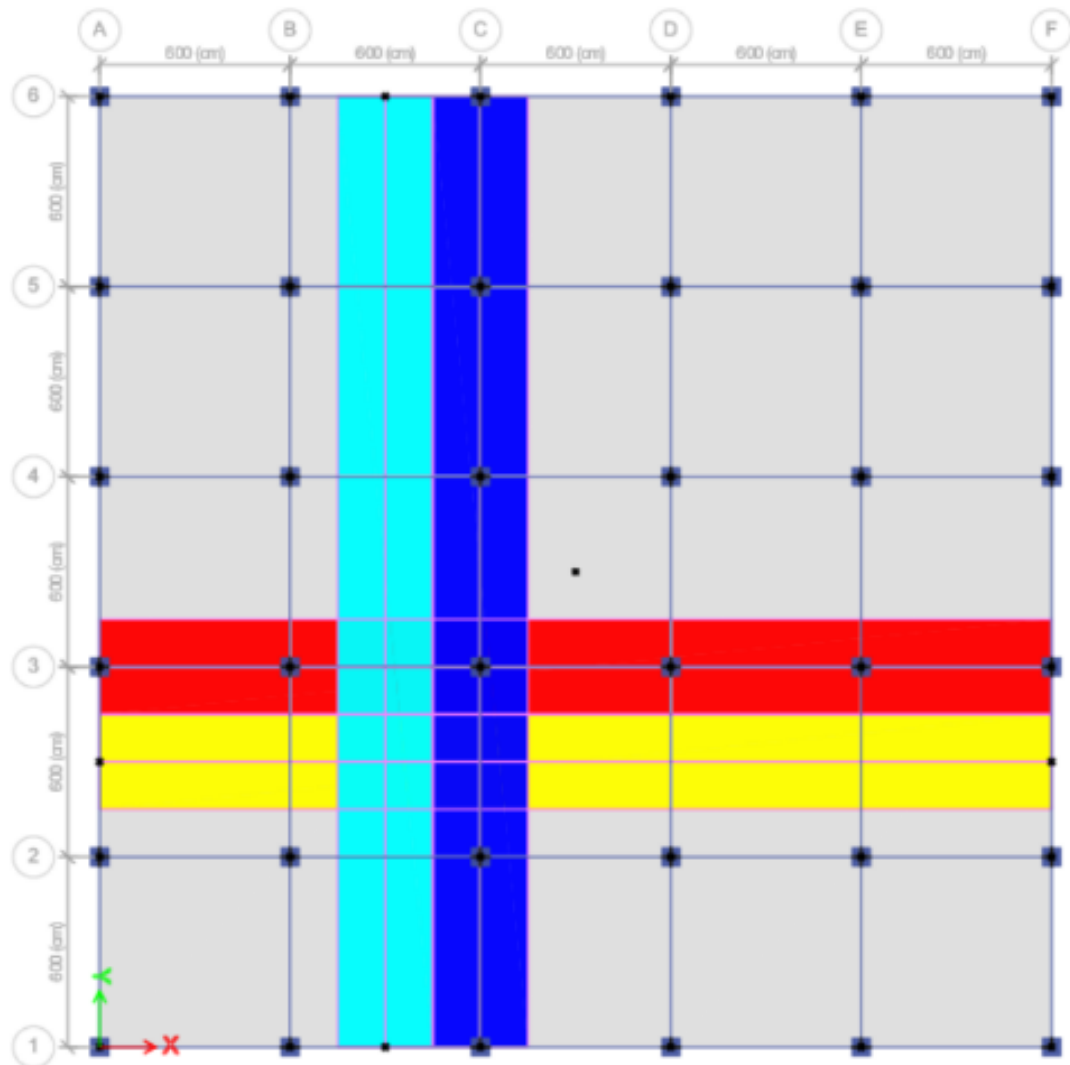
☐ Fixed

☒ Auto

OK Close Apply

Fuente: ETABS V20.3.0.

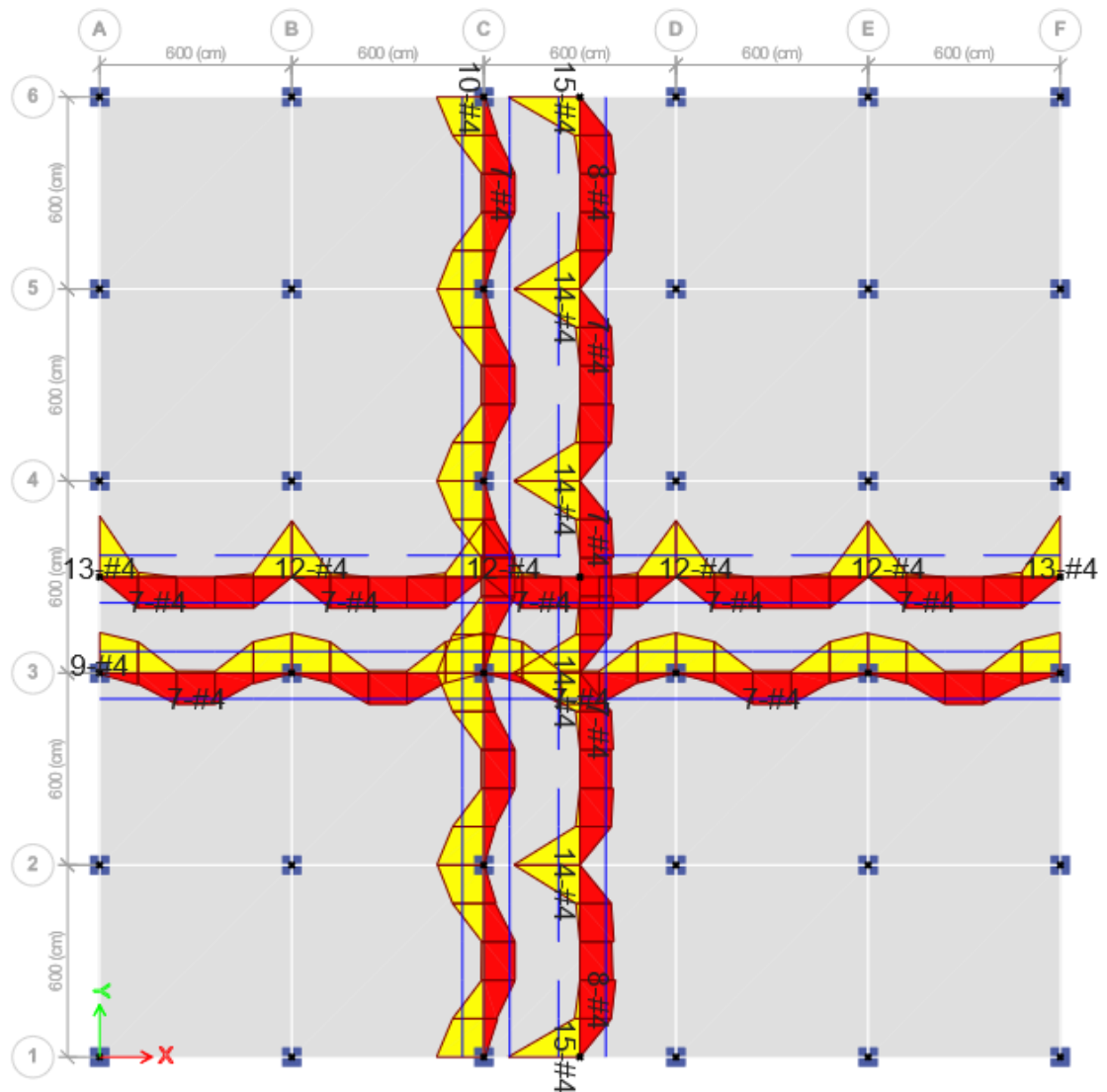
Figura 3-20 Vista en planta de la franja de columna e intermedia en ambas direcciones de la losa



Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-20 Muestra la configuración de la franja de diseño utilizada en el diseño de la losa con el software ETABS.

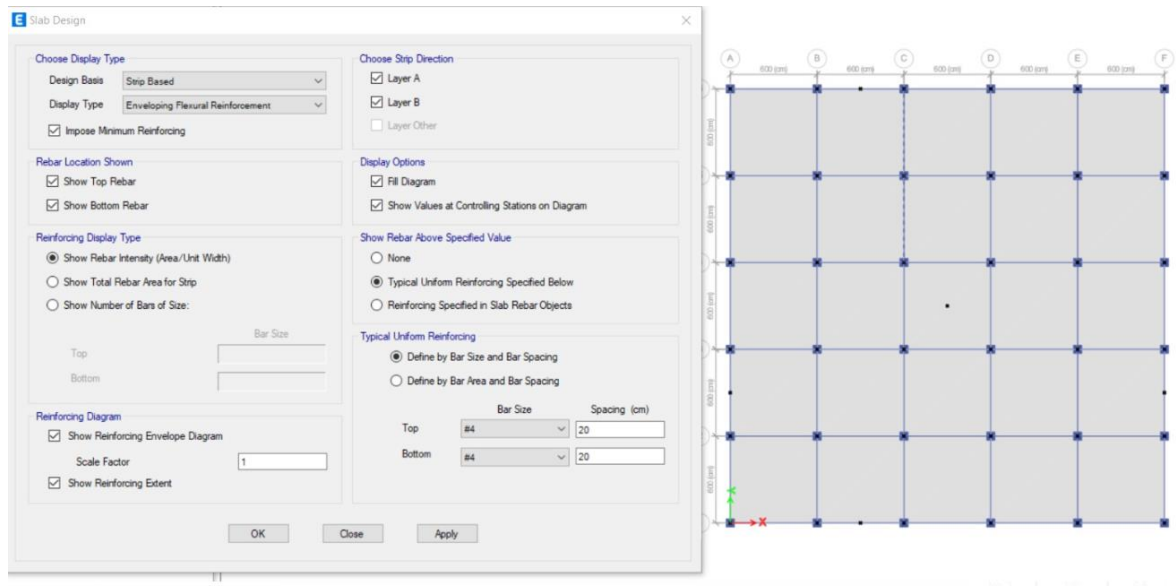
Figura 3-21. Acero requerido en franja de diseño.



Fuente: ETABS V20.3.0

La figura 3-21 muestra el acero que se requiere según las exigencias de la carga en la franja de diseño, tanto para el acero en la parte superior, como el acero en la parte inferior del elemento. Los diagramas de color rojo muestran los acero positivo o inferior y el amarillo muestra los requerimientos de acero negativo o superior.

Figura 3-22 Acero de en Losa



Fuente: ETABS V20.3.0

En la Figura 3-22 se pueden observar los datos obtenidos del software ETABS, con acero #4@20cm.

- Resultado del diseño de losa en dirección E-W (X)

Tabla 3-18 Propiedades Geométricas y Propiedades de los Materiales

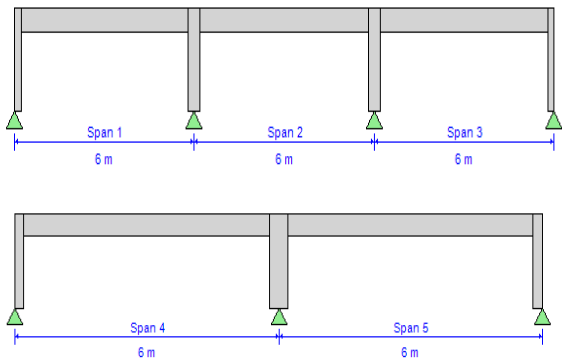
Geometric Properties	Material Properties
Combination = 1.2CM+Ev-Ex-0.3Ey+CV	Concrete Comp. Strength = 2.746 kN/cm ²
Strip Label = SA1	Concrete Modulus = 2487.006 kN/cm ²
Length = 3000 cm	Longitudinal Rebar Yield = 42 kN/cm ²
Distance to Top Rebar Center = 3.453 cm	
Distance to Bot Rebar Center = 3.453 cm	

Fuente: ETABS V20.3.0.

En la tabla 3-18 se presentan las propiedades geométricas del elemento, donde nos presenta la combinación con la que se diseñó, el nombre que se le asignó a la franja de diseño, la longitud total de la dirección en análisis, así como las

propiedades de los materiales. Este diseño es el presentado en la dirección E-W (X), ya que es el mismo procedimiento para la dirección N-S (Y).

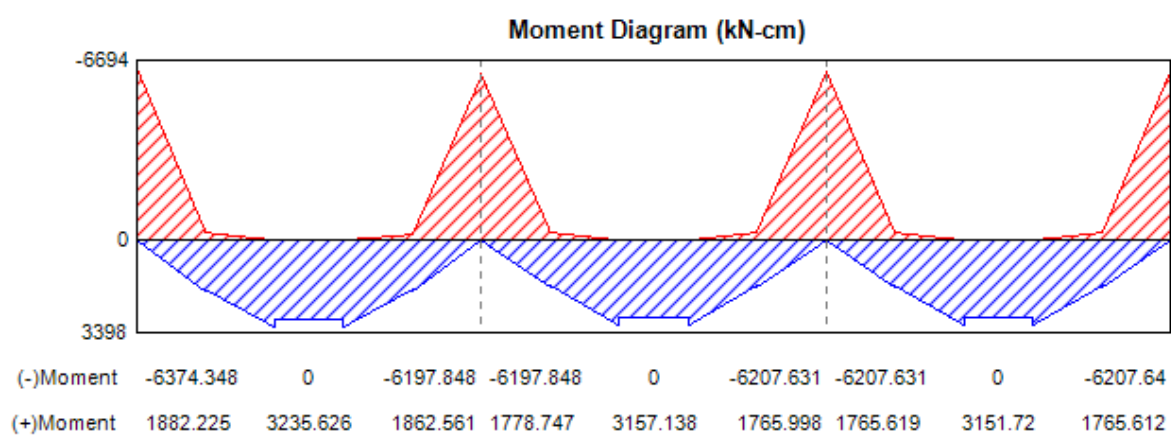
Figura 3-23 Vista Lateral de la Losa en Dirección E-W (X)



Fuente: ETABS V20.3.0.

La figura 3-23 muestra la vista lateral de la losa en la dirección E-W (X), donde se observa la longitud entre cada vano, que es de 6m tanto en dirección X como en dirección Y.

Figura 3-24 Diagrama de Momentos en Dirección E-W (X)



Fuente: ETABS V20.3.0.

La figura 3-24 muestra los diagramas de momentos presentes en la losa, donde se puede observar que, en el primer vano, se presentan los mayores momentos positivos y negativos.

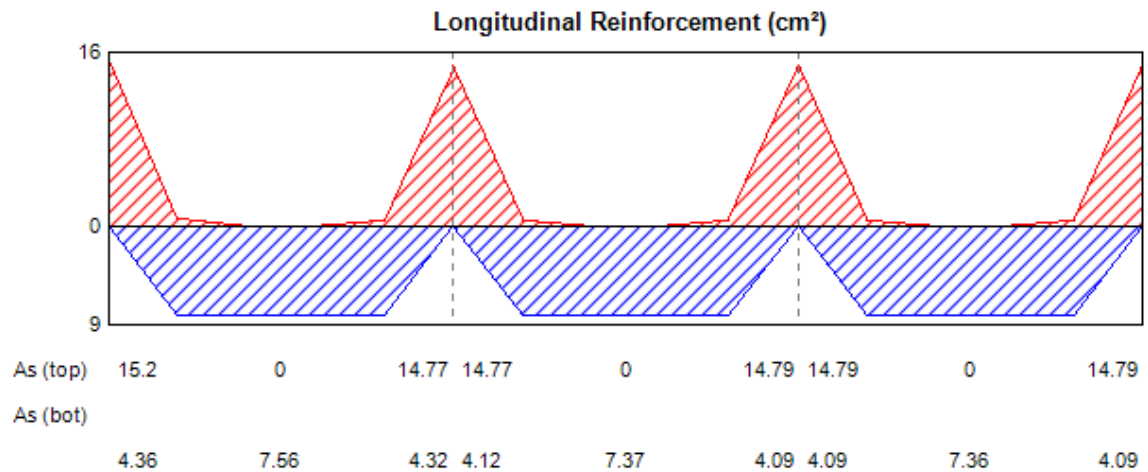
El mayor momento negativo en la cara de la columna es:

$$M = 5,978.309 \text{ kN-cm}$$

Mayor momento positivo en el centro del claro:

$$M = 3,133.424 \text{ kN-cm}$$

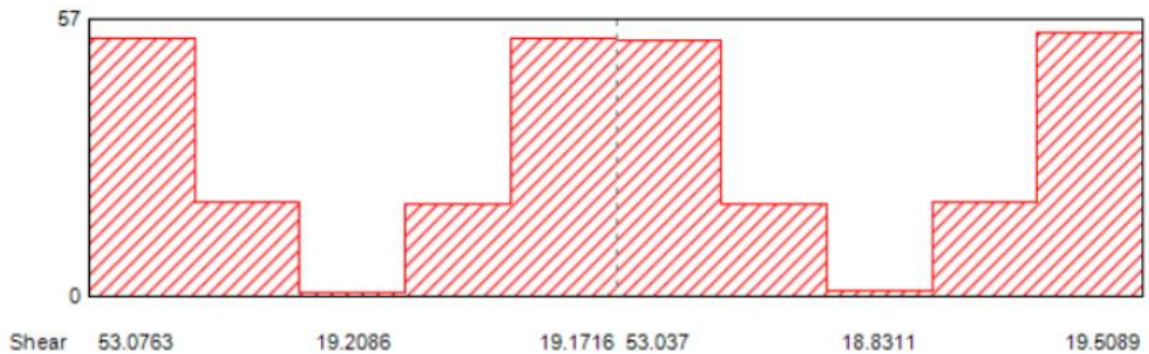
Figura 3-25 Refuerzo Longitudinal



Fuente: ETABS V20.3.0.

En la figura 3-25 se presenta las fuerzas presentes en la losa, con su respectivo acero de refuerzo longitudinal tanto en el top como en el botón en cm^2 según sea la combinación de carga.

Figura 3-26 Diagrama de Cortante de la Losa en Dirección E-W (X)



Fuente: ETABS V20.3.0.

La figura 3-26 presenta los diagramas de corte presentes en la losa, donde el mayor cortante tiene un valor de:

$$V = 53.06 \text{ kN}$$

3.2.1.2. Diseño manual de losa.

Se diseñó de forma manual la losa en dos direcciones apoyada sobre vigas correspondiente al nivel 5 de la estructura, la cual posee una dimensión total de 30 metros de largo por 30 metros de ancho con 5 vanos de 6 metros cada uno en cada dirección.

Esta losa es parte de una estructura con uso de oficinas de despacho, para la cual se le asigna una carga viva distribuida en su área de 2451.66 N/m^2 (250 kg/m^2) según la (NSM, 2022) y una sobre carga permanente de 3843.79 N/m^2 (392 kg/m^2).

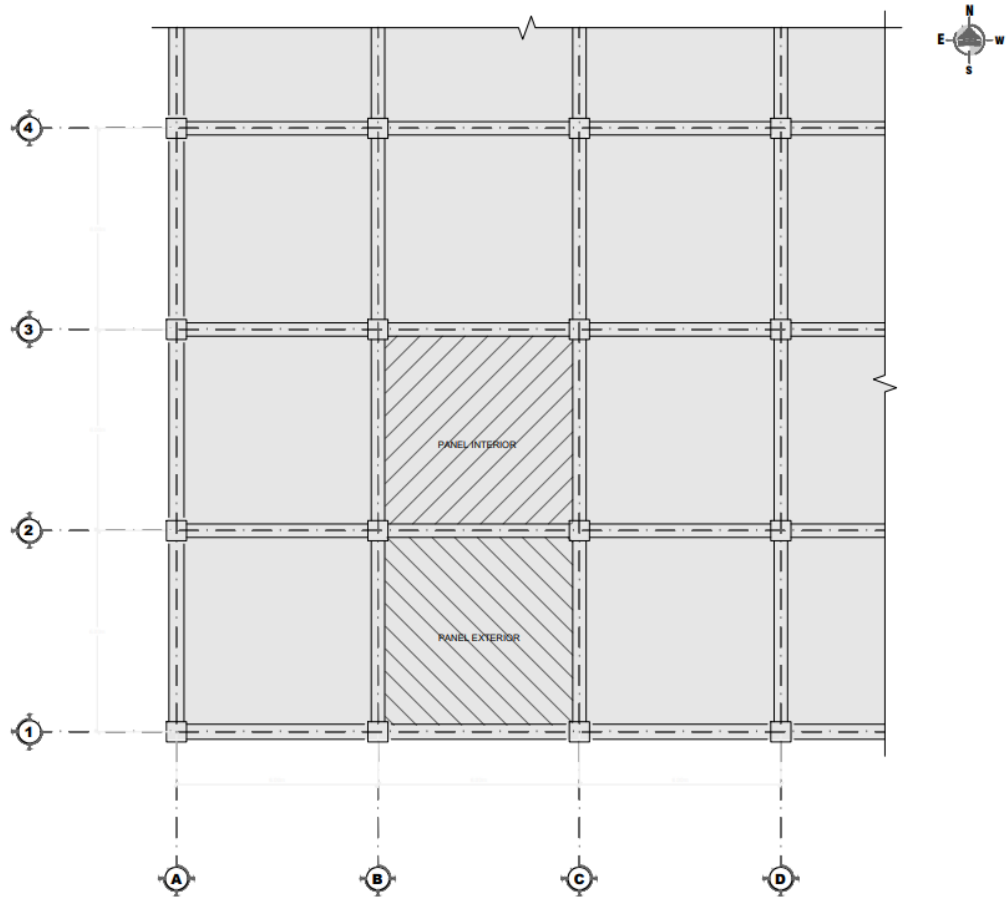
siguiendo el proceso de cálculo que se detalla a continuación.

- **Propiedades geométricas de las secciones**

- Peralte propuesto de la losa maciza: $h_{losa} = 15 \text{ cm}$
- Recubrimiento mínimo, sección 20.5.1.3.1 (ACI318, 2019): $Rec_{losa} = 2.5 \text{ cm}$
- Peralte efectivo de la losa, incluyendo la mitad del diámetro de la barra longitudinal: $d_{losa} = 11.865 \text{ cm}$
- Propiedades del acero longitudinal propuesto: Barra N°13; $A_b = 129 \text{ mm}^2$; $D_b = 12.7 \text{ mm}$

- Longitud más larga del eje: $L1 = 6m$; $ln_1 = 5.4m$
- Longitud más corta del eje: $L2 = 6m$; $ln_2 = 5.4m$
- Vigas y columnas de borde e interior: $b_{vb} = 0.4m$; $b_{vi} = 0.4m$; $h_{vb} = 0.6m$; $h_{vi} = 0.5m$; $c_{1b} = 0.6m$; $c_{2b} = 0.6m$; $c_{1i} = 0.6m$; $c_{2i} = 0.6m$

Figura 3-27 Planta de losa a diseñar



Fuente: Elaboración propia.

- **Anchos de franjas de diseño**

- Dirección N-S:

$$B1_{franja} = 6m \text{ (ancho de franja de diseño)}$$

$$B_{c1} = 3m \text{ (franja de columna)}$$

$$B_{i1} = 3m \text{ (franja intermedia)}$$

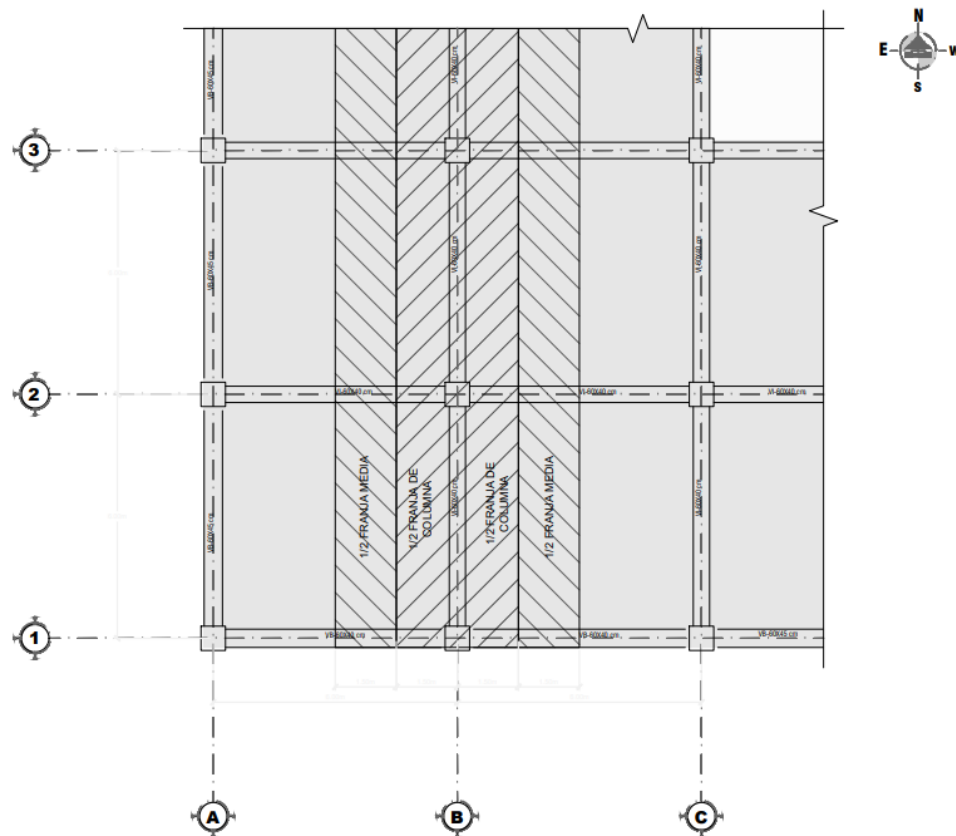
- Dirección E-W

$$B_{2franja} = 6m \text{ (ancho de franja de diseño)}$$

$$B_{c2} = 3m \text{ (franja de columna)}$$

$$B_{i2} = 3m \text{ (franja intermedia)}$$

Figura 3-28 Franjas de diseño.



Fuente: Elaboración propia.

- **Propiedades mecánicas de los materiales**
 - Resistencia especificada a la compresión del concreto: $f'_c = 28MPa$
 - Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo: $f_y = 420 MPa$

- Módulo de elasticidad del concreto definido en la losa y vigas: $E_{c_{losa}} = 24870.062 \text{ MPa}$; $E_{c_{v-c}} = 24870.062 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s = 200,000 \text{ MPa}$
- Peso volumétrico de concreto en losa y vigas: $\gamma_{c_{losa}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$; $\gamma_{c_{v-c}} = 2400 \text{ kg/m}^3$.
- Concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor de profundidad de bloque equivalente de compresión $\beta = 0.85$ (para concreto de 28 MPa, ACI 318-19 sec. 22.2.2.4.3).
- Deformación unitaria a compresión del concreto: $\epsilon_c = 0.003$.
- Deformación unitaria del acero, para un esfuerzo de fluencia de 420 MPa: $\epsilon_{ty} = 0.0021$

Cargas y momentos de diseño

Los valores de los momentos en las franjas intermedias y de diseño se obtienen del modelo matemático de la losa en ETABS, los cuales toman en cuenta los efectos de las cargas gravitacionales como laterales (sismo). en el artículo 8.4.1.9 del (ACI318, 2019) nos dice que se permite combinar los resultados del análisis ante cargas gravitacionales con los resultados de un análisis de cargas laterales.

- Carga muerta por peso propio de la losa, distribuida uniformemente en el área de la losa

$$w_{losa} = 360 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta superpuesta distribuida uniformemente en el área de la losa

$$w_{sp} = 392 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva distribuida uniformemente en el área de la losa

$$w_{cv} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 3-19 Momentos en Dirección N-S (Y)

		Panel exterior		Panel interior		
Franja de columna	Mu+	14.8	kN-m	14.3	kN -m	Máximo momento positivo en la franja
	MU-	35.7	kN -m	35.3	kN -m	Máximo momento negativo en la franja
Franja intermedia	Mu+	32.4	kN -m	31.6	kN -m	Máximo momento positivo en la franja
	MU-	63.7	kN -m	62	kN -m	Máximo momento negativo en la franja

Fuente: ETABS V20.3.0.

Momentos obtenidos del software ETABS para la combinación de carga 1.2CM+Ev-Ex-0.3Ey+CV, siendo esta la más crítica produciendo los mayores momentos en la franja de diseño.

Tabla 3-20 Momentos en Dirección E-W (X)

		Panel exterior		Panel interior		
Franja de columna	Mu+	15.4	kN -m	15	kN -m	Máximo momento positivo en la franja
	MU-	38.7	kN -m	38.2	kN -m	Máximo momento negativo en la franja
Franja intermedia	Mu+	32.4	kN -m	31.6	kN -m	Máximo momento positivo en la franja
	MU-	63.7	kN -m	62	kN -m	Máximo momento negativo en la franja

Fuente: ETABS V20.3.0.

Momentos obtenidos del software ETABS para la combinación de carga 1.2CM+Ev-Ex-0.3Ey+CV, combinación de diseño que genera los efectos más desfavorables.

- **Espesor máximo para el control de deflexiones**

Para losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos, se debe emplear la tabla 8.3.1.2 del (ACI318, 2019)

- Condición 1: Si $\alpha_{fm} \leq 0.2$, se debe aplicar la tabla 8.3.1.1 del (ACI318, 2019).

- Condición 2: Si $0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$, se debe usar el mayor valor entre:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

125mm

- Condición 3: Si $\alpha_{fm} > 2$, se debe usar el mayor valor entre α

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

90mm

β : relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en dirección corta de la losa.

$$\frac{l_{n1}}{l_{n2}} = \frac{5.4m}{5.4m} = 1$$

α_{fm} : coeficiente de rigidez, determinado como:

$$\alpha_f = \left(\frac{b}{l_2} \right) \left(\frac{a}{h} \right)^3 f$$

Dónde:

l_2 : longitud perpendicular a la longitud de análisis.

a: peralte total de la viga.

b: base de la viga.

h: peralte total de la losa.

f: factor obtenido de las gráficas mostradas en el Anexo 15 y 16 de este documento.

- Viga de Borde N-S

$$\alpha_f = \left(\frac{0.4m}{3.3m} \right) \left(\frac{0.6m}{0.15m} \right)^3 1.35 = 10.63$$

- Viga de Borde E-W

$$\alpha_f = \left(\frac{0.4m}{3.3m} \right) \left(\frac{0.6m}{0.15m} \right)^3 1.35 = 10.63$$

- Viga interior N-S

$$\alpha_f = \left(\frac{0.4m}{6m}\right) \left(\frac{0.6m}{0.15m}\right)^3 1.54 = 3.8$$

- Viga interior E-W

$$\alpha_f = \left(\frac{0.4m}{6m}\right) \left(\frac{0.6m}{0.15m}\right)^3 1.54 = 3.8$$

Promedio de los $\alpha_f = 7.22$; por ende, predomina la condición N°3 con un $h_{min} = 132mm$, siendo el mayor valor obtenido en la condición 3.

Ya que el espesor propuesto es mayor al mínimo, entonces el espesor es adecuado y ocupar $h=150mm$, es decir, espesor adecuado para deflexión.

- **Revisión de cortante en una dirección**

- **Carga ultima en el área de la losa:**

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 \left(\frac{7.37712kN}{m^2} \right) + 1.6 \left(\frac{2.4525kN}{m^2} \right) = \frac{12.78kN}{m^2}$$

- **Cortante último**

Ancho unitario de la losa

$$b_{unit} = 1m$$

$$V_u = q_u * \left(\frac{L1}{2} - \frac{b_{vi}}{2} - d_{losa} \right) = 34.26 kN$$

➤ **Cortante permisible**

Factor de reducción de resistencia al corte

$$\phi = 0.75$$

- Resistencia al corte del concreto

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} * b_{unit} * d_{losa}$$

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{28MPa} * 1000mm * 118.65mm = 106732.3N = 106.7kN$$

- **Resistencia de diseño del concreto**

$$\phi V_c = 0.75 * 106.7 kN = 80.0 kN$$

Ya que $V_u < \phi V_c$ el espesor de la losa es adecuado por cortante

El cortante que se muestra en esta sección es el máximo cortante producido por cargas gravitacionales en un panel de losa. Analizado en un ancho unitario de uno de los paneles de losa, el más crítico.

- **Diseño de acero longitudinal**

- Dirección N-S

- **Franja de columna**

- Vano exterior, para el máximo momento negativo (mismo procedimiento en el vano interior)

Acero longitudinal requerido:

$\phi = 0.9$ Asumido por falla en tensión

$M_u^- = 35.7 kN * m$ Máximo momento negativo en la franja

$B_{c1} = 3m$ Ancho de franja de columna

Resistencia nominal:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi B_{c1} d_l^2} = 939.22 \frac{kN}{m^2}$$

Cuantía de refuerzo requerida

$$\rho_{req} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.0022822$$

Cuantía mínima de refuerzo 8.6.1.1 (ACI318, 2019)

$$\rho_{min} = 0.0018$$

Área de acero requerido

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} B_{c1} d_l = 812.35017 mm^2 \text{ (Domina)}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} B_{c1} d_l = 810 mm^2$$

Distribución del acero

- Número de barras para área de acero requerida: 8 varillas #13
- Separación mínima entre centro de barras (25.2.1; (ACI318, 2019)): $S_{min}=25mm$
- Separación máxima entre centro de barras: $S_{m\acute{a}x}=300mm$
- Ancho total en distribución de acero en la franja: $bt_{dist}= 2.55m$
- Número de barras a distribuirse en el ancho total: 10#13 @ 255m

Verificación de sección controlada a tracción

- Deformación unitaria del acero a tensión:

$$\epsilon_{t_y} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420 MPa}{200000 MPa} = 0.021$$

- Deformación unitaria del concreto en compresión.

$$\epsilon_c = 0.003$$

- Valor límite inferior de deformación unitaria del acero controlado a tracción.

$$\epsilon_{t_l} = \epsilon_{t_y} + \epsilon_c = 0.0051$$

- Distancia de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_{c_{losa}} * b_{c1}} = \frac{1290 mm^2 * 420 MPa}{0.85 * f'_{c_{losa}} * b_{c1}} = 7.58 mm$$

- Distancia media desde la fibra extrema a compresión al eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.58 mm}{0.85} = 8.927 mm$$

- Deformación unitaria de la sección:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d_{losa} * c}{c} \right) * 0.003 = 0.0368$$

Por lo tanto, el valor $\phi = 0.9$ asumido es correcto, ya que la deformación unitaria es mayor que el valor límite permisible.

➤ **Franja intermedia**

- Vano exterior para el máximo momento negativo (mismo procedimiento en el vano interior)

Acero longitudinal requerido:

$\phi = 0.9$ Asumido en falla a tensión.

$M_u^- = 63.7 kN - m$ Máximo momento negativo en la franja

$B_{c1} = 3 m$ Ancho de franja de columna

Resistencia nominal:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi B_{c1} d_l^2} = 1675.87 \frac{kN}{m^2}$$

Cuantía de refuerzo requerida

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.00414$$

Cuantía mínima de refuerzo 8.6.1.1 (ACI318, 2019)

$$\rho_{min} = 0.0018$$

Área de acero requerido

$$A_{sreq} = \rho_{req} B_{c1} d_l = 1474.1695 mm^2 \text{ (Domina)}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} B_{c1} d_l = 810 mm^2$$

Distribución del acero

- Número de barras para área de acero requerida: 12 varillas #13
- Separación mínima entre centro de barras (25.2.1; (ACI318, 2019)): $S_{min}=25mm$
- Separación máxima entre centro de barras: $S_{máx}=300mm$
- Ancho total en distribución de acero en la franja: $bt_{dist}= 2.55m$
- Número de barras a distribuirse en el ancho total: 12#13 @ 213m

Verificación de sección controlada a tracción

- Deformación unitaria del acero a tensión:

$$\epsilon_{t_y} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420MPa}{200000MPa} = 0.0021$$

- Deformación unitaria del concreto en compresión.

$$\epsilon_c = 0.003$$

- Valor límite inferior de deformación unitaria del acero controlado a tracción.

$$\epsilon_{t_l} = \epsilon_{t_y} + \epsilon_c = 0.0051$$

- Distancia de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_{c_{losa}} * B_{c1}} = \frac{1548mm^2 * 420MPa}{0.85 * f'_{c_{losa}} * B_{c1}} = 9.1058mm$$

- Distancia media desde la fibra extrema a compresión al eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.1058mm}{0.85} = 10.718mm$$

- Deformación unitaria de la sección:

$$\epsilon_t = \left(\frac{d_{losa} * c}{c} \right) * 0.003 = 0.0302$$

Por lo tanto, el valor $\phi = 0.9$ asumido es correcto, ya que la deformación unitaria es mayor que el valor límite para falla en flexión.

Este procedimiento solamente se presentará con los anteriores, ya que es el mismo para los demás vanos restantes en ambas direcciones, así como en la franja de columna. (Anexos 18 y 19).

3.2.2. DISEÑO DE VIGA

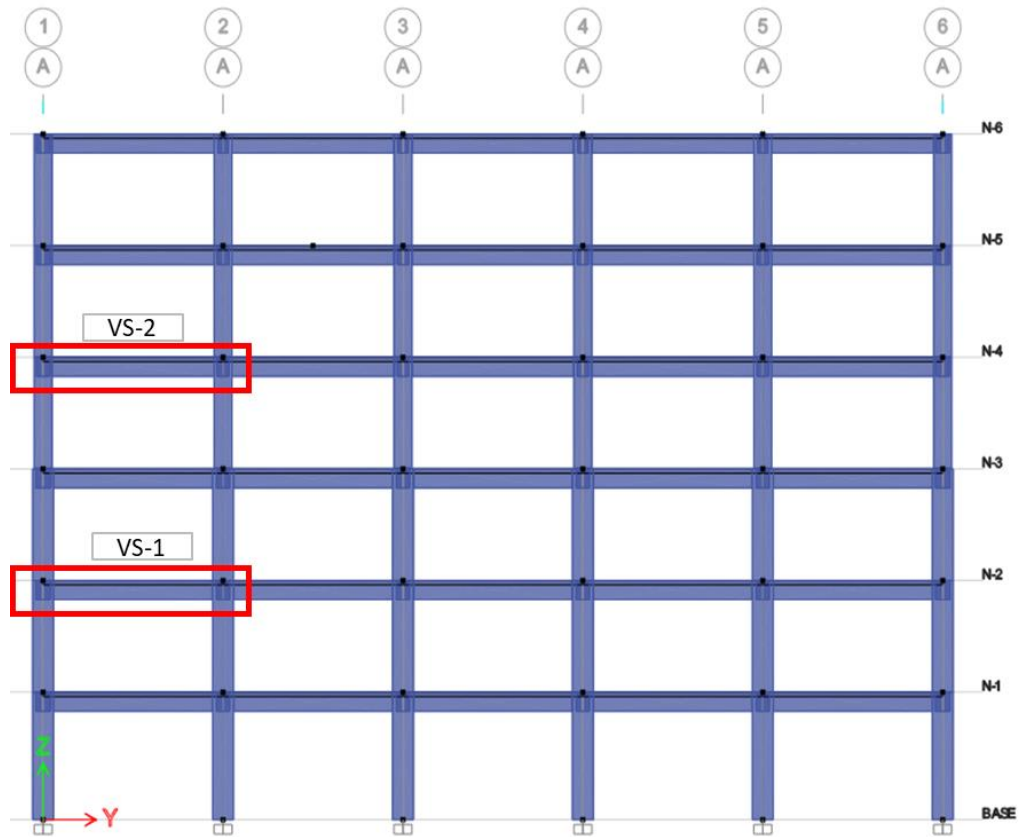
Figura 3-29 Designación de Sección Transversal de Viga

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes a 'Property Name' field with the value 'V40x50', a 'Material' dropdown set to 'CON28', and buttons for 'Modify/Show Notional Size...', 'Change...', and 'Modify/Show Notes...'. The 'Shape' section has a 'Section Shape' dropdown set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section has a 'Source' dropdown set to 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' set to 60 cm and 'Width' set to 50 cm. The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and the text 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. The dialog also features 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right and a 'Show Section Properties...' button at the bottom left.

Fuente: ETABS V20.3.0.

En la figura 3-29 se presenta la designación de la sección transversal de la viga con dimensiones 60cm x 50cm

Figura 3-30 Elevación Estructural eje A, Dir N-S (Y)



Fuente: ETABS V20.3.0.

Nota: pórtico especial a momento, en los niveles 1-3 VS-1, y del nivel 4-6 VS-2

3.2.2.1. Diseño de viga con el SOFTWARE ETABS

En esta sección se muestran los resultados de diseños obtenidos por medio del software ETABS para su posterior comparación.

- Diseño de viga 60x50 en dirección Y

Tabla 3-21 Detalle del Elemento Viga

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
N-2	B1	277	V-60x45	600	1	Sway Special

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-22 Propiedades de la Sección

b (cm)	h (cm)	bf (cm)	ds (cm)	dct (cm)	dcb (cm)
45	60	45	0	5.3	5.3

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-23 Parámetros de Código de Diseño

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-24 Refuerzo a Flexión para el Momento del eje Mayor Mu3

	End-I Rebar Area cm²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	16.51	0.61	8.08	0.3	16.13	0.6
Bot (-2 Axis)	10.69	0.4	8.08	0.3	10.63	0.39

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-25 Momento de Diseño de Flexión, Mu3 y Fuerza Axial Pu

	Station Loc cm	Design Mu kN-cm	Design Pu kN	Combo Name
Top (+2 Axis) End-I	35	-32072.639	0	1.2CM+Ev-Ey- 0.3Ex+CV
Top (+2 Axis) Middle	400	-7503.031	0	0.9CM-Ev-Ey-0.3Ex
Top (+2 Axis) End-J	565	-31377.065	0	1.2CM+Ev-Ey- 0.3Ex+CV
Bot (-2 Axis) End-I	35	21237.077	0	0.9CM-Ev-Ey-0.3Ex
Bot (-2 Axis) Middle	400	10453.348	0	0.9CM-Ev-Ey-0.3Ex
Bot (-2 Axis) End-J	565	21120.505	0	0.9CM-Ev-Ey-0.3Ex

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-26 Fuerza de Corte para Cortante Mayor, Vu2

End-I Rebar Av /s cm ² /cm	Middle Rebar Av /s cm ² /cm	End-J Rebar Av /s cm ² /cm
0.1253	0.0369	0.0319

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-27 Fuerza de Diseño de Corte para Cortante Mayor, Vu2

End-I Design Vu kN	End-I Station Loc cm	Middle Design Vu kN	Middle Station Loc cm	End-J Design Vu kN	End-J Station Loc cm
212.6595	35	14.015	360	171.78	565
1.2CM+Ev-Ey- 0.3Ex+CV		0.9CM-Ev-Ey- 0.3Ex		1.2CM+Ev-Ey- 0.3Ex+CV	

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-28 Fuerza de Torsión

Shear Rebar At /s cm ² /cm	Longitudinal Rebar Ai cm ²
0.0508	10.93

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-29 Fuerza de Torsión de Diseño

Design Tu kN-cm	Station Loc cm	Design Tu kN-cm	Station Loc cm
4942.943	120	2846.251	480
1.2CM+Ev-Ex- 0.3Ey+CV		1.2CM+Ev-Ex- 0.3Ey+CV	

Fuente: ETABS V20.3.0.

Figura 3-31 Elevación Estructural del Diseño de Viga VS-1



Fuente: ETABS V20.3.0.

La figura 3-31 Muestra el diseño de los elementos estructurales, en este caso se señala el resultado obtenido del diseño de la viga VS-1 que va desde el nivel 1 al 3, en cuanto a las vigas designadas como VS-2 va del nivel 4 al 6 y se puede observar que estas al igual que los demás elementos, si pasa su diseño en el software ETABS.

3.2.2.2. Diseño manual de Viga.

Solamente se presentará el detallado del cálculo de un elemento (sea viga, columna y zapatas) una vez se haya presentado lo antes dicho, se presentan tablas resumen de los valores de cada uno de los elementos del SMF diseñado.

- **Propiedades geométricas de la sección**

- Ancho de la cara a compresión del miembro

$$b_v = 0.45m$$

- Espesor total o altura del miembro

$$h_v = 0.6m$$

- Distancia desde la cara en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

$$d_v = h_v - Rec - \frac{\varphi_{long}}{2} = 0.6m - 0.05m - \frac{0.0254m}{2} = 0.537m$$

- Recubrimiento libre del refuerzo longitudinal

$$Rec = 0.05m$$

- Acero longitudinal propuesto

Área de la sección transversal de la varilla N°25 (#8) y diámetro nominal

$$A_{vs} = 510mm^2$$

$$D_{vs} = 25.4mm$$

- Dimensión del apoyo perpendicular a la dirección de análisis

$$b_c \text{ y } h_c = 0.7m$$

- Longitud del miembro

$$l_v = 6m$$

- Longitud libre del miembro entre la cara de los apoyos

$$l_{nv} = 5.3m$$

- **Propiedades mecánicas de los materiales**

- Resistencia a la compresión del concreto

$$f'_c = 28MPa$$

- Resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado

$$f_y = 420MPa$$

- Peso volumétrico del concreto para concreto de peso normal

$$\gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto y del acero

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 24870MPa$$

$$E_s = 200000MPa$$

- Factor de relación entre el eje neutro y el bloque equivalente, para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos del concreto.

Como $f'_c=28MPa$,

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{0.05(f'_c - 28)}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

- Deformación unitaria del concreto en compresión

$$\varepsilon_c = 0.003$$

- Deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$$

- **Cargas de diseño**

El cálculo de las fuerzas de diseño por cargas laterales (sismo) y cargas gravitacionales se realizó en un modelo tridimensional de la estructura.

Donde:

$C_{V_{azotea}}$: Carga viva asignada a la azotea

$C_{V_{piso}}$: Varga viva en el entre piso

$C_{M_{spp}}$: Carga muerta sobre impuesta en el entre piso

$C_{M_{spa}}$: Carga muerta sobre impuesta a la azotea

Tabla 3-30 Cargas variables unitarias mínimas

Nivel	CV (kN/m ²)	Descripción
6	0.981	Techo de losa, pendiente <5%
5	2.453	Oficinas de despacho
4	2.453	Oficinas de despacho
3	2.453	Oficinas de despacho
2	2.453	Oficinas de despacho
1	2.453	Oficinas de despacho

Fuente: (NSM, 2022) **tabla 7.1.1**

En resumen;

$$C_{V_{piso}} = 2.453 \frac{kN}{m^2} \quad C_{M_{spp}} = \frac{3.846kN}{m^2} \quad C_{V_{azot}} = 0.981 \frac{kN}{m^2} \quad C_{M_{spa}} = 1.648 \frac{kN}{m^2}$$

Tabla 3-31 Distribución de Momento y Cortante en la Viga

Ubicación		Mu (kn-m)	Vu (kn)	Pu (kn)
Tramo de estudio	Apoyo exterior	-320.7	212.7	
		212.4		
	Centro	104.5	0.1	0
	Apoyo interior	-313.8	171.8	
Tramo siguiente		211.2		
	Centro	0.0	0.0	
	Apoyo interior	0.0	0.0	0
		0.0	0.0	

Fuente: ETABS V20.3.0.

La tabla 3-31 fueron los momentos obtenidos del modelo en ETABS una vez hecho la corrida y el diseño de los elementos.

- **Verificación de las dimensiones de la sección**

- Peralte mínimo de viga por deflexión

$h_{min}=l/16=332\text{mm}$ para viga simplemente apoyada

este cálculo se encuentra en el (ACI318, 2019), tabla 9.3.1.1

El peralte propuesto es mayor al peralte mínimo calculado, por lo tanto, el peralte es adecuado por deflexión.

- Limites dimensionales sísmicos

Donde:

ln: longitud libre de viga

bw: ancho del alma o diametro de la sección circular

bv: ancho de la viga

c1: dimensión de una columna rectangular, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos

c2: dimensión de una columna rectangular, medida en dirección perpendicular a c1

- | | |
|--|--------|
| a) $l_n > 4d = 5300 > 2148$ | cumple |
| b) $b_w \geq$ menor de $0.3h$ o $250 \text{ mm} = 450 > 180$ | cumple |
| c) $b_v \leq 3c_2 = 450 < 2100$ | cumple |
| d) $b_v \leq c_2 + 2 \cdot 0.75c_1 = 450 < 1225$ | cumple |

- **Refuerzo a flexión requerido**

Cuantía máxima de acero (ACI318, 2019), Sección 9.6.1.2

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \right) \text{ ni menor que } A_{s_{min}} = \left(\frac{1.4b_w d}{f_y} \right)$$

$$A_{s_{min}} = 806 \text{ mm}^2$$

Cuantía máxima de acero (ACI318, 2019), sección 18.6.3.1

$\rho_{\text{max}} = 0.025$ para acero grado 420

$$A_{s_{max}} = b * d * \rho = 6041.25 \text{ mm}^2$$

➤ Requisitos de momentos resistentes ACI 318-19, sección 18.6.3.2

$\phi = 0.9$ asumido en tensión

Tabla 3-32 Distribución del Acero

Ubicación		Mu (kN-m)	Rn (MPa)	As_requerida (mm2)	Distribución del acero			a (mm)	Mn (kN-m)	φMn (kN-m)
Tramo extremo	Apoyo exterior	-320.7	2.75	1684	4	1	#25 (#8)	100	521.58	469.42
		212.4	1.82	1090	3	0	#25 (#8)	60	325.80	293.22
	CENTRO	104.5	0.89	806	2	1	#25 (#8)	60	325.80	293.22
	APOYO	-313.8	2.69	1645	4	1	#25 (#8)	100	521.58	469.42
	INTERIOR	211.2	1.81	1084	3	0	#25 (#8)	60	325.80	293.22
Tramo interior	Centro	0.0	0.00	0	0	0	#25 (#8)	0	0.00	0.00
	APOYO	0.0	0.00	0	0	0	#25 (#8)	0	0.00	0.00
	INTERIOR	0.0	0.00	0	0	0	#25 (#8)	0	0.00	0.00

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

En la tabla 3-32 se presenta la propuesta de la distribución del acero para cada ubicación del elemento, según corresponda.

Donde los valores de Mu fueron los valores mostrados anteriormente, obtenidos del modelo en ETABS.

Rn, se sustituye en la ecuación=

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} = \frac{320.7kN.m * 1,000,000N.m}{0.9 * 450mm * 537^2} = 2.75MPa$$

Se presenta el área de acero requerida en mm2 así mismo la distribución según corresponda.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 100mm$$

$$M_n = A_{vs} * f_y * \left(d_{vs} - \frac{a}{2}\right) = ((4 + 1) * 510mm^2) * 420MPa * \frac{537mm - \frac{100mm}{2}}{1000000kN.m}$$

$$M_n = 521.58kN * m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 521.58kN * m = 469.42kN * m$$

Tabla 3-33 Requisitos de Momentos Resistentes (ACI318, 2019), sección 18.6.3.2

A) $+\phi M_n \geq -\phi M_n/2$	Tramo exterior	APOYO EXTERIOR	Cumple
		APOYO INTERIOR	CUMPLE
	Tramo interior	APOYO INTERIOR	Cumple
B) Φm_n (cualquier sección del miembro) $\geq 1/4 * \phi m_n$ (máximo en cualquier nodo)			Cumple

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

En la tabla 3-33 se presenta el chequeo del refuerzo longitudinal elaborado en la hoja de cálculo manual, según lo establecido en la sección 18.6.3.2 del (ACI318, 2019)

- **Separación entre varillas**

- Separación mínima entre barras paralelas (ACI318, 2019), sección 25.2.1

$S_{min} = \max(25\text{mm o } D_{vs}=25.4)$, por lo tanto: 25.4 mm

- Espaciamiento máximo del refuerzo en vigas (ACI318, 2019), tabla 24.3.2

$S_{max} = 255$ mm

Tabla 3-34 Diámetro y Área del Acero Transversal

Acero transversal		#10 (#3)
	71	mm ²
$A_{vs} =$	0.71	cm ²
	0.000071	m ²
	9.5	mm
$D_{vs} =$	0.95	cm
	0.0095	m

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

La tabla 3-34 presenta los valores obtenidos de la hoja de cálculo manual, varía según el tipo de acero a utilizar.

- Separación libre entre varillas longitudinales superiores en el elemento

$S1_{calc} = 77.0 \text{ mm}$

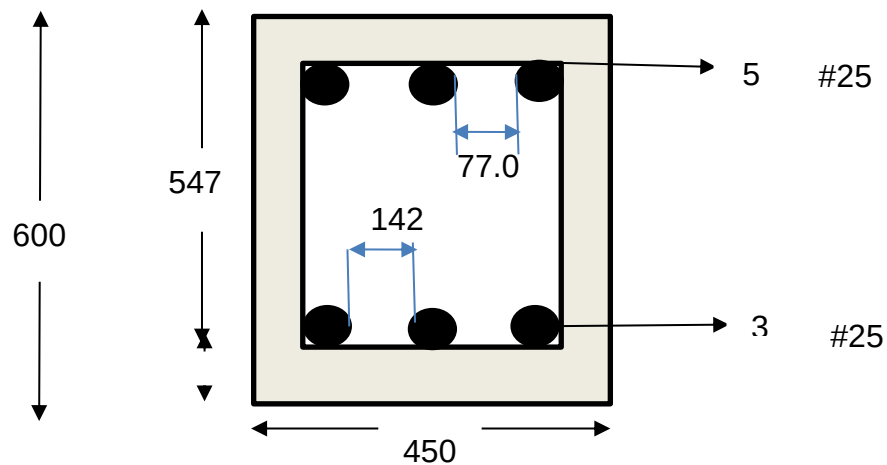
Cumple con S_{min} Y S_{max}

- Separación libre entre varillas longitudinales inferiores en el elemento

$S2_{calc} = 153 \text{ mm}$

Cumple con S_{min} Y S_{max}

Figura 3-32 Detalle de la Distribución del Refuerzo Longitudinal (mm)



Fuente: Elaboración Propia.

La figura 3-32 muestra el detalle de la distribución del acero de refuerzo en la sección transversal de la viga.

- **Requerimientos de esfuerzos por corte**

- Momentos máximos probables

$1.25f_y = 525 \text{ MPa}$

$$\phi = 1$$

Tabla 3-35 Momentos Máximos Probables

Ubicación		As(real) (mm ²)	A _{pr} (mm)	M _{pr} (kn-m)	Comentario
Tramo extremo	Apoyo	2550	125	635.2	Negativo
	exterior	1530	75	401.2	Positivo
	Apoyo	2550	125	635.2	Negativo
	interior	1530	75	401.2	Positivo
Tramo interior	Apoyo	0	0	0.0	Negativo
	interior	0	0	0.0	Positivo

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

En la tabla 3-35 se presenta el área de acero real que se requiere en la viga, así como su momento máximo probable, a continuación, se describe el procedimiento:

$$A_{s_{real}} = (4 + 1) * 510mm^2 = 2550mm^2$$

$$a = (A_s(1.25f_y)) / 0.85f'_c * b = 125mm$$

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2550(525MPa) \left(537 - \frac{125mm}{2} \right) = 635.2kN$$

➤ Cortante por cargas gravitacionales

$$h_{losa} = 0.15m$$

Tabla 3-36 Cortante por Cargas Gravitacionales

Ubicación	L_trib (m)	W_d (kn/m)	W_l (kn/m)	W_u (kn/m)	Vg (kn)
Apoyo izq.	3.00	28.49	7.36	42.36	56.12
Apoyo der.					56.12

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

La tabla 3-36 muestra la longitud tributaria, la carga muerta, la viva y la carga última, así como Vg; los cálculos se presentan a continuación:

$$w_D = \left(C_{M_{spp}} + h_{losa} * \gamma_{losa} \right) * l_{trib} + h_v * b_v * \gamma$$

$$w_D = \left(\frac{3.846kN}{m^2} + 0.15m * \frac{23.54kN}{m^3} \right) * 3m + 6m * 0.45m * \frac{23.54kN}{m^3}$$

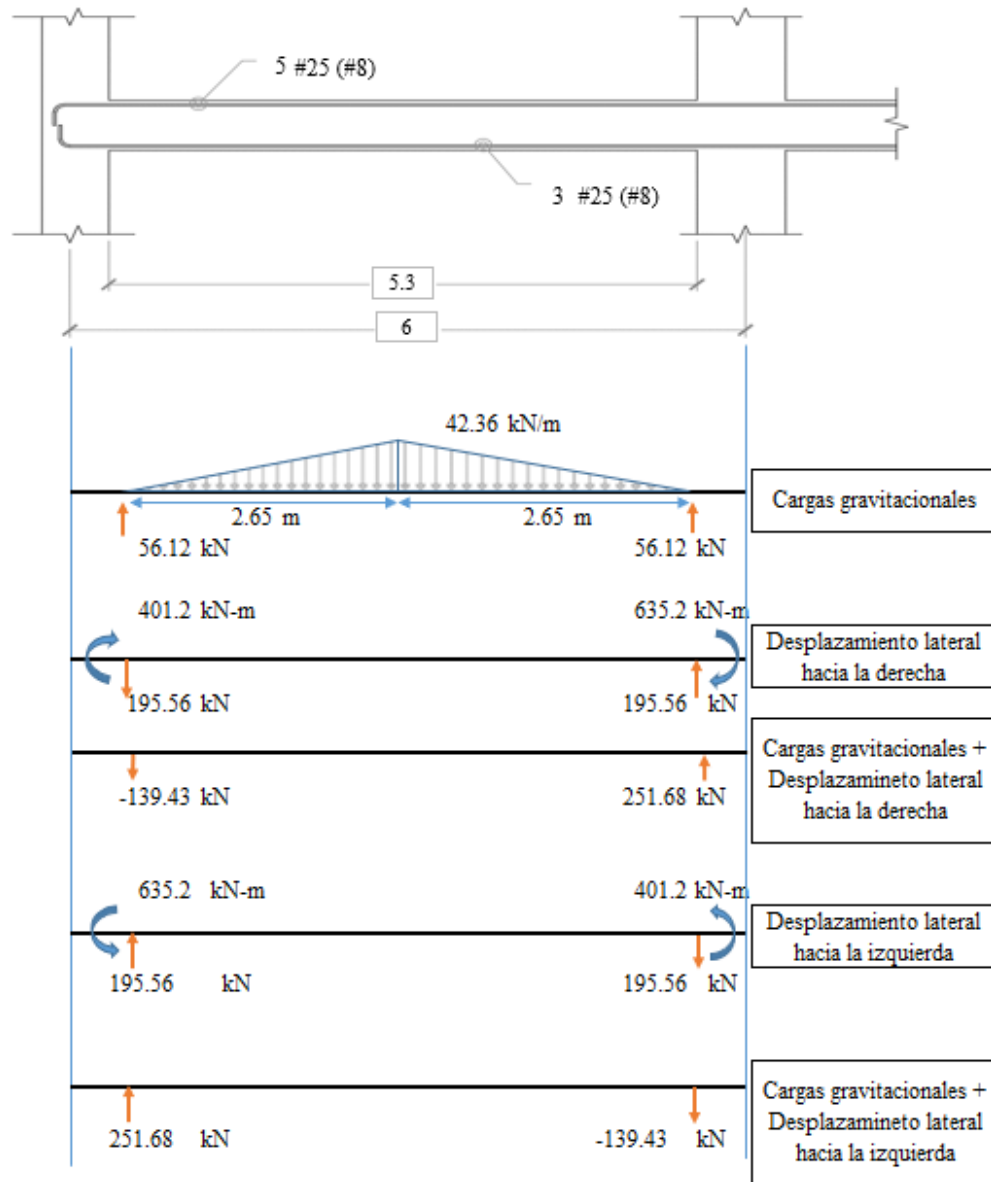
$$w_D = 28.49kN/m$$

$$w_L = C_{v_{piso}} * l_{trib} = \frac{2.453kN}{m^2} * 3m = \frac{7.36kN}{m}$$

$$w_u = (1.2 + 2) * 0.1430013 * \frac{28.49kN}{m} + \frac{7.36kN}{m} = \frac{42.36kN}{m}$$

$$V_g = w_u * \frac{\frac{l_{nv}}{2}}{2} = \frac{42.36kN}{m} * \frac{2.65m}{2} = 56.12kN$$

Figura 3-33 Diagrama de Cargas Gravitacionales



Fuente: Elaboración Propia.

La figura 3-33 muestra el diagrama de esfuerzos cortantes en la cara de los apoyos, donde se encuentran presentes las cargas gravitacionales, así como los desplazamientos laterales generados en el elemento.

- **Refuerzo de corte de la sección**
 - Chequeo de la resistencia al corte del concreto

Refuerzo transversal (ACI318, 2019), sección 18.6.5.2, se desprecia V_c , si:

- a) La fuerza a corte inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esa zona. (cumple)
- b) Fuerza axial de compresión mayorada P_u , incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g \cdot f'_c / 20$ (cumple)

Ya que ambas condiciones cumplen, no se debe considerar la resistencia a corte del concreto V_c

➤ Resistencia a corte de refuerzo transversal

$$\phi_v = 0.75$$

$$V_u = 251.68 \text{ kN}$$

$$V_c = 0 \text{ kN}$$

$$V_s = 335.6 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

Las dimensiones de la sección cumplen con el requisito de cortante máximo, (ACI318, 2019), sección 22.5.1.2

- Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de corte a lo largo de la longitud del miembro

$$S_{\max} = \text{menor } (d/2, 600\text{mm})$$

$$V_s = 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$$

➤ Detallado del refuerzo transversal

$$N^\circ \text{ de ramas} = 3$$

Las necesarias para brindar soporte lateral a las barras longitudinales.

- Separación requerida centro a centro entre estribos, requerida para el cortante máximo probable

$$S_{req} = \frac{A_{vs} * N^{\circ} ramas * f_y * d_v}{v_s} = \frac{(0.71 mm^2 * 3 * (\frac{420 MPa}{1000 N}) * 537 mm)}{335.6 kN} = 143 mm$$

$$S_{req} = 14.3 \text{ cm}$$

$$S_{req} = 0.143 \text{ m}$$

- Separación máxima en la longitud 2h ((ACI318, 2019), Sección 18.6.4.4)
- Región de la viga donde se deben colocar estribos de confinamiento (ACI318, 2019), sec 18.4.6.4.1

$$2h = 1.2 \text{ m}$$

$$2h = 120 \text{ cm}$$

$$2h = 1200 \text{ mm}$$

- Separación máxima centro a centro de estribos permitida dentro de la longitud 2h de la viga ((ACI318, 2019), sec 18.6.4.4)

$$S_{max} = 134 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 13.4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.134 \text{ m}$$

Primer estribo colocado a 5cm de la cara del apoyo

$$N^{\circ} \text{ de estribos} = 10 \text{ c/u}$$

- Separación real entre centros de estribos, para el numero de estribos definido.

$$S_{real} = 130 \text{ mm} \quad S_{real} = 13 \text{ cm} \quad S_{real} = 0.13 \text{ m}$$

En resumen, se deben colocar 10 estribos N°10 (#3) a cada 13cm de separación centro a centro. El primer estribo se debe colocar a 5cm de la cara del apoyo donde se requieren estribos cerrados de confinamientos, deben colocarse estribos con ganchos sísmico en ambos extremos, separados a no más de d/2 en toda la longitud de la viga.

- Separación máxima en toda la longitud del miembro
- Cortante último a una distancia de 2h de la cara del apoyo

$$V_u(2h) = 240.174 \text{ kN}$$

- Resistencia al corte del concreto

$$V_c = 217.377 \text{ kN}$$

- Resistencia al corte del acero transversal

$$V_s = 102.85 \text{ kN}$$

N° de ramas= 3, las necesarias para brindar soporte lateral a las barras longitudinales

- Separación máxima centro a centro entre estribos requerida para el cortante máximo probable

$$S_{req} = 467 \text{ mm}$$

- Separación máxima entre estribos (ACI318, 2019), sec 18.6.4.6

$$S_{max} = 269 \text{ mm}$$

$$S_{usada} = 269 \text{ mm}$$

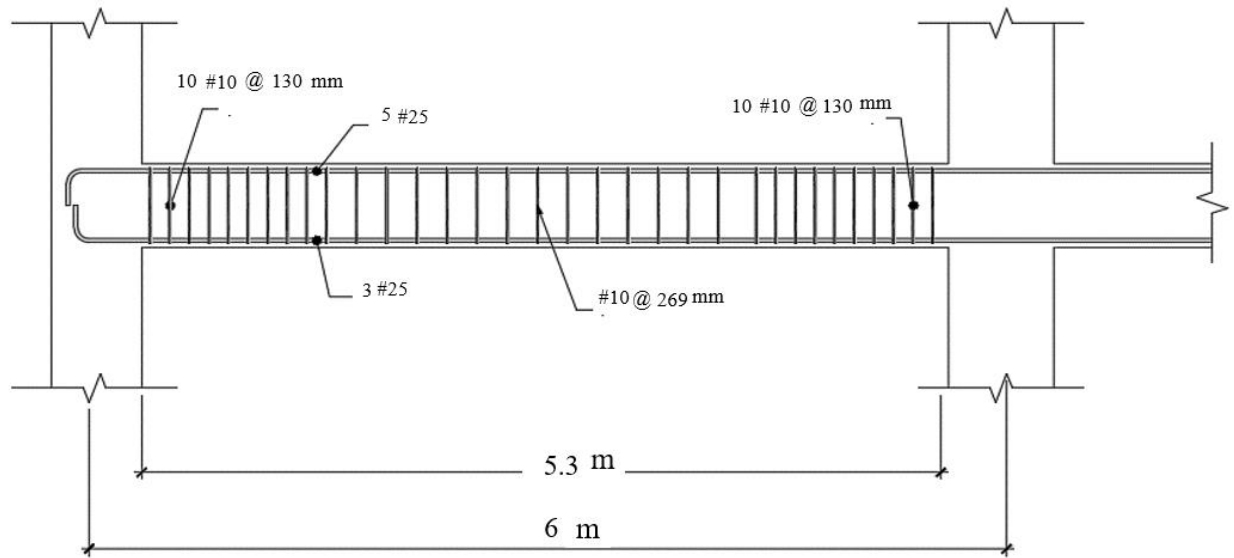
Tabla 3-37 Resumen del Diseño de Viga

Descripción		Sección transversal				Acero long.		Momento de diseño	Acero transversal
		l (m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (mm ²)		φMn (Kn-m)	
VS-1	Superior	6	45	60	53.7	2550	5 #25 (#8)	469.42	10 #10 (#3) @ 130mm en 1.2m de la cara de la columna, el resto #10 (#3) @ 269mm primer estribo a 5cm de la cara de la columna
	Inferior					1530	3 #25 (#8)	293.22	

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

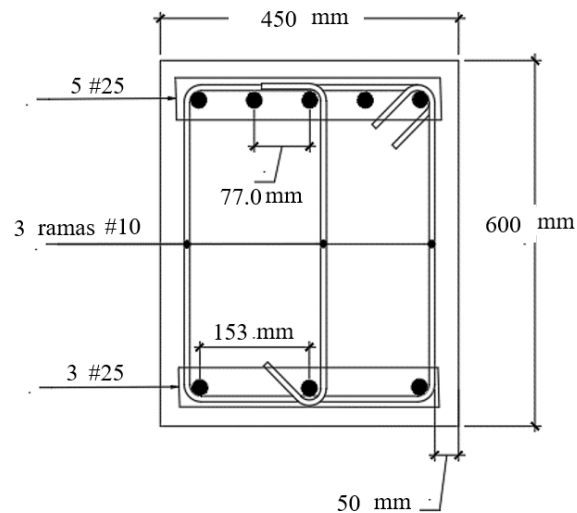
En la tabla 3-37 se presenta un resumen de los valores obtenidos en el diseño del elemento viga, donde se observa la sección transversal, así como su acero longitudinal y transversal de acuerdo al momento de diseño. A continuación, se presentan los valores obtenidos de manera gráfica:

Figura 3-34 Resumen de diseño de sección lateral de viga



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3-35 sección transversal de la viga



Fuente: Elaboración Propia.

Siguiendo este mismo proceso de diseño se realizaron los cálculos y verificaciones correspondientes a la viga VS-2, de los niveles 4 al 6. El detallado de los resultados obtenidos se muestran en la sección del Anexo 22.

3.2.3. DISEÑO DE COLUMNA

En este capítulo se muestran los resultados de diseño obtenidos por medio del software ETABS y su cálculo manual en dirección Y para su posterior comparación.

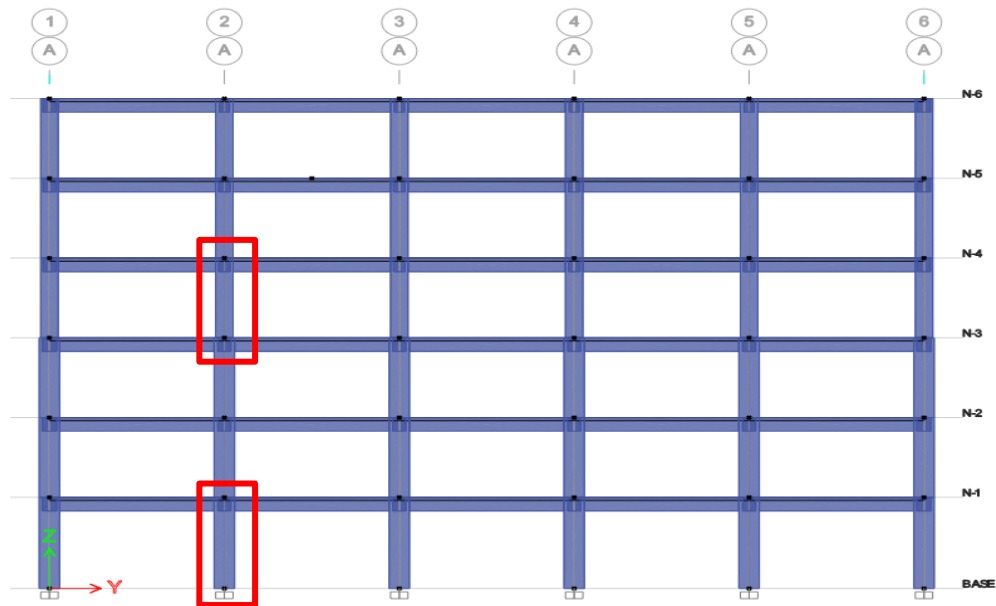
Figura 3-36 Designación de Sección Transversal de Columna

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes a 'Property Name' field with the value 'C-70x70', a 'Material' dropdown set to 'CON28', a 'Notional Size Data' button labeled 'Modify/Show Notional Size...', a 'Display Color' dropdown set to green with a 'Change...' button, and a 'Notes' button labeled 'Modify/Show Notes...'. The 'Shape' section has a 'Section Shape' dropdown set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section has a 'Source' dropdown set to 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' and 'Width' fields both set to '70' with 'cm' units. On the right, the 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and the text 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. A diagram of a square column section with reinforcement bars is shown in the top right. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: ETABS V20.3.0.

En la figura 3-36 se presenta la designación de la sección transversal de la columna con dimensiones 70cm x 70cm

Figura 3-37 Elevación Estructural en dirección N-S eje



Fuente: ETABS V20.3.0.

Nota: pórtico especial a momento, en los niveles 1-3 CS1 y del 4-6 CS-2

3.2.3.1. Diseño de columna con el SOFTWARE ETABS

- Diseño de columna 70x70 en dirección N-S (Y)

Tabla 3-38 Detalle del Elemento Columna

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
N-1	C2	1	C-70x70	400	0.47	Sway Special

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-39 Propiedades de la Sección

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
70	70	6.224	2.73

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-40 Propiedades de los Materiales

E_c (kN/cm ²)	f'_c (kN/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kN/cm ²)	f_{ys} (kN/cm ²)
2487.006	2.746	1	42	42

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-41 Parámetros de Código de Diseño

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-42 Diseño de Refuerzo Longitudinal con Interacción de Pu-Mu2-Mu3

Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	61.16	1.25	0.313
Bottom	61.16	1.25	0.66

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-43 Diseño de Fuerza Axial y Momento Biaxial para la Interacción de Pu-Mu2-Mu3

Column End	Design P_u kN	Design M_{u2} kN-cm	Design M_{u3} kN-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	2141.053 6	7759.178	15362.692	2141.053 6	1.2CM+Ev-Ex-0.3Ey+CV
Bottom	1983.531 5	61749.133	- 23599.998	1983.531 5	1.2CM+Ev-Ey-0.3Ex+CV

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-44 Refuerzo de Corte para Cortante Mayor, Vu2

Column End	Rebar A_v /s cm ² /cm	Design V_{u2} kN	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.0575	159.1926	340	0.9CM-Ev-Ex+0.3Ey

Bottom	0.0598	120.0586	0	0.9CM-Ev-Ex+0.3Ey
--------	--------	----------	---	-------------------

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-45 Refuerzo de Corte para Cortante Menos, Vu3

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u3} kN	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.0575	191.1913	340	0.9CM-Ev-Ey-0.3Ex
Bottom	0.0835	167.8349	0	0.9CM-Ev-Ex+0.3Ey

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-46 Revisión/Chequeo de Cortante en Unión

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ kN	Shear V_c kN	Joint Area cm ²	Controlling Combo
Major(V_u 2)	0.334	726.5089	2174.6788	4900	1.2CM+Ev+Ex+0.3Ey+CV
Minor(V_u 3)	0.483	1050.8644	2174.6788	4900	1.2CM+Ev+Ex+0.3Ey+CV

Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-47 Relación de Capacidad Viga/Columna

	6/5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeam Cap Moments kN-cm	SumCol Cap Moments kN-cm	Controlling Combo
Major ₃₃	0.201	5.96	15407.305	183646.645	0.9CM-Ev+Ey+0.3Ex
Minor ₂₂	0.333	3.607	50876.788	183646.645	0.9CM-Ev+Ey+0.3Ex

Fuente: ETABS V20.3.0.

Figura 3-38 Elevación Estructural del Diseño de Columna CS-1



Fuente: ETABS V20.3.0.

La figura 3-38 Muestra el diseño de los elementos estructurales, en este caso se señala el resultado obtenido del diseño de la columna CS-1 que va desde el nivel 1 al 3, en cuanto a las columnas designadas como CS-2 va del nivel 4 al 6 y se puede observar que estas al igual que los demás elementos, si pasa su diseño en el software ETABS.

3.2.3.2. Diseño de columna manualmente

El diseño sísmico de las columnas se realizó en base a los requerimientos de diseño y detallado de la sección 18.7. Columnas de pórticos especiales resistentes a momento, de la norma de diseño de concreto reforzado ACI 318-19.

El diseño que se desglosa a continuación, es el correspondiente a la columna del nivel 1 CS-1, señalada en la Figura 3-36 de la sección anterior.

- **Propiedades de la Sección**

Tabla 3-48 Datos de entrada para el diseño de columnas.

Datos de la sección de columna CS-1			
$b_c =$	70	cm	Dimensión perpendicular a la dirección de análisis.
$h_c =$	70	cm	Dimensión paralela a la dirección de análisis.
$Rec_c =$	5	cm	Recubrimiento de columnas. ACI 319-19, Tabla 20.5.1.3.1
$L_c =$	450	cm	Longitud total de columna
$f'_c =$	28	MPa	Resistencia a compresión del concreto
$f_y =$	420	Mpa	Resistencia a fluencia del acero
$\gamma_c =$	23.54	kN/m^3	Peso volumétrico del concreto

Fuente: Elaboración propia.

- **Cargas de diseño.**

Las cargas con las que se realizó el diseño de la columna fueron extraídas de la corrida del análisis y diseño de los elementos en ETABS, siendo dichas cargas las que provocan los efectos más desfavorables en el elemento analizado.

Tabla 3-49 Cargas de Diseño

Columna CS-1, nivel base			
Pu	1100.22	kN	Cargas correspondientes a la combinación de carga: 0.9CM-EV-Ex+0.3Ey
Mux	274.95	kN-m	
Muy	65.50	kN-m	
Vux	191.19	kN	
Vuy	120.10	kN	

Fuente: ETABS V20.3.0.

La combinación de carga más crítica es la combinación mostrada en la ecuación 7 del Capítulo II de este documento. EV es la componente vertical del sismo calculada con la ecuación 8 en el mismo capítulo y $-Ex+0.3Ey$ representa la componente horizontal de la fuerza sísmica.

- **Verificación de las dimensiones de la sección.**

Según la sección 18.7.2.1 del ACI 318-19, los elementos sometidos a flexo-compresión, deben cumplir con dos limitantes dimensionales, las cuales son:

- a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm.

$$h_c = b_c = 700 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \text{ (Cumple)}$$

- b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

$$\frac{b_c}{h_c} = \frac{700 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = 1 > 0.4 \text{ (Cumple)}$$

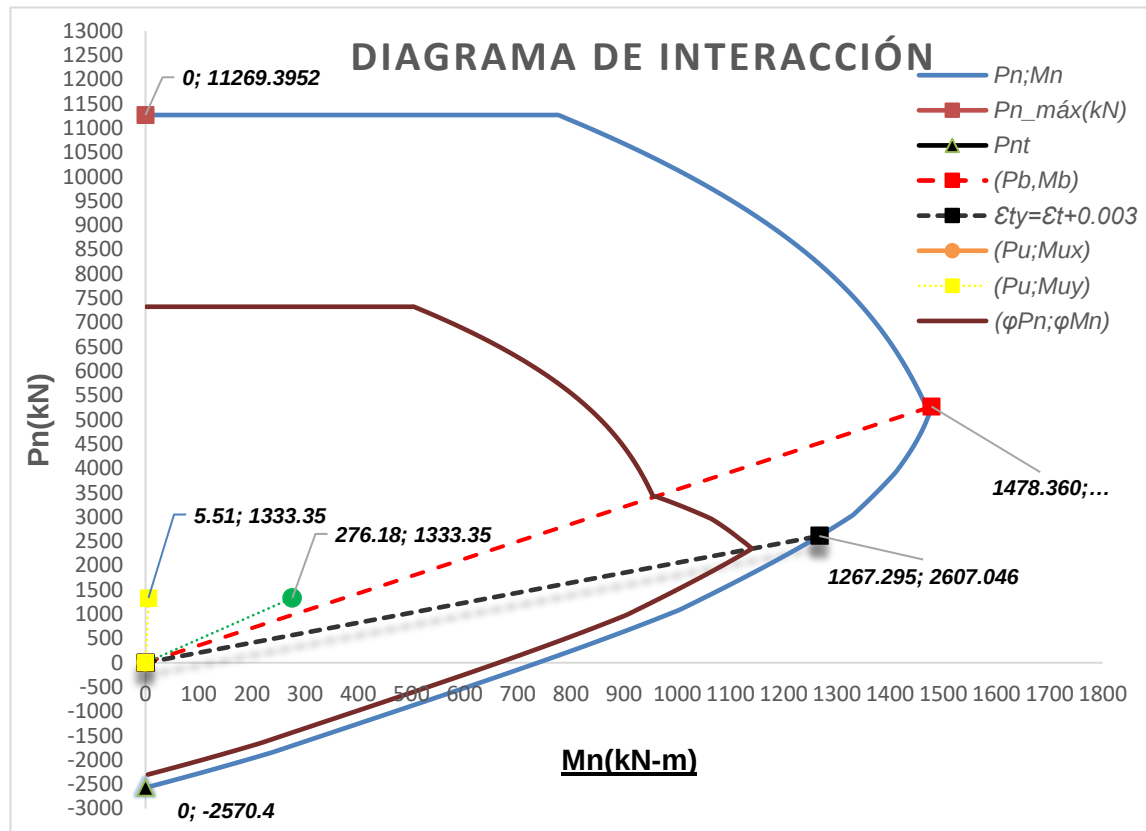
Por lo tanto, las dimensiones de 70 cm por 70 cm para el elemento estudiado satisfacen las condiciones dimensionales del código de diseño ACI 318-19.

- **Determinación del refuerzo longitudinal requerido.**

Basándonos en las solicitaciones de la combinación de carga de diseño 0.9CM-EV-Ex+0.3Ey, con valores de fuerzas detallados en la tabla 3-49, una columna de 70 cm por 70 cm con 12 barras #25, distribuidas de manera uniforme en sus cuatro

caras es apropiada para las solicitaciones de las cargas de diseño, a como se muestra en el siguiente diagrama de interacción de la columna:

Figura 3-39 Diagrama de interacción de columna CS-1.



Fuente: Elaboración propia.

Nota: el proceso de cálculo para la creación de los diagramas de interacción de las columnas CS-1 se muestran en el Anexo 17.

Donde:

(Pn,Mn): corresponde a las resistencias límites de la columna ante combinaciones de carga axial y momento flector.

Pn_max: representa la máxima resistencia ante carga axial de compresión pura del miembro, según lo establecido en la tabla 22.4.2.1 del ACI 318-19.

Pnt: representa la máxima resistencia ante carga axial de tracción del miembro, según lo establecido en la sección 22.4.3 del ACI 318-19.

(Pb, Mb): representa las combinaciones de carga axial y momento flector correspondientes a una falla balanceada en el miembro.

$\epsilon_{ty} = \epsilon_t + 0.003$: representa las combinaciones de carga axial y momento flector correspondientes a una falla a tracción en el miembro.

(Pu, Mux): representa el par ordenado de carga axial última y momento flector último en X, mostrados en la tabla 3-53.

(Pu, Muy): representa el par ordenado de carga axial última y momento flector último en Y, mostrados en la tabla 3-53.

(ϕP_n , ϕM_n): corresponde a las resistencias límites de diseño de la columna ante combinaciones de carga axial y momento flector.

Como se observa de manera gráfica en el diagrama de interacción de la columna CS-1, mostrado en la figura 3-39, los puntos (Pu, Mux) y (Pu, Muy) corresponden a las solicitaciones de cargas dadas en la tabla 3-49. La línea roja punteada representa el límite de falla balanceada en el miembro analizado, que va desde el punto coordenado (0,0) al punto coordenado (Pb, Mb) el cual corresponde a los valores de carga axial y momento flector que producirían una falla balanceada en la sección. Todos los valores por encima de esta línea estarían produciendo una falla por compresión en el miembro, y los valores encerrados entre la línea roja y la línea negra (corresponde al límite de falla por flexión de la columna) estarían dentro del límite de transición, y los que están por debajo de la línea negra estarían produciendo una falla por flexión en el miembro.

Para el caso de cargas analizado en este problema, los pares ordenados producidos por dichas cargas (Pu, Mux) y (Pu, Muy) están por encima del límite de falla balanceada, por lo que se puede concluir que estas combinaciones de carga axial última y momento flector tanto en X como Y generan una falla por compresión en el miembro.

Si extendemos una línea recta con una pendiente de $e_y = M_{ux}/P_u = 274.95 \text{ kN}\cdot\text{m} / 1100.22 \text{ kN} = 0.249 \text{ m}$, que corte con la curva que limita la máxima resistencia de la columna, tendríamos que para el par ordenado (Pu, Mux) le corresponde un valor de $P_n = 5876.43 \text{ kN}$ y $M_{nx} = 1468.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y unos valores límites de diseño de

$\phi P_n=3819.68$ kN y $\phi M_{nx}=954.54$ kN-m, usando un factor de $\phi=0.65$ para falla a compresión.

Realizando lo mismo para el par ordenado (P_u , M_{uy}), con una pendiente $e_x=M_{uy}/P_u=65.50$ kN*m/ 1100.22 kN=0.059 m, tendremos valores de $P_n=11,783.48$ kN y $M_{ny}=701.51$ kN-m y valores de diseño de $\phi P_n=7659.26$ kN y $\phi M_{ny}=455.98$ kN-m, con un factor de reducción $\phi=0.65$ para falla a compresión.

Con esto podemos concluir que la sección de 70x70 cm con 12 barras #25 distribuidas de manera uniforme en las caras de la sección, es capaz de soportar las solitaciones a flexo-compresión producidas por las cargas de diseño, siendo los valores de ϕP_n , ϕM_{nx} y ϕM_{ny} superiores a las cargas últimas de diseño de la tabla 3-49.

- **Verificación del límite del refuerzo.**

Como se definió anteriormente, se ocupará un área de acero correspondiente a 12 barras #25:

$$A_{usada} = 6120 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{usado} = 0.0125 = 1.25\%$$

La sección 18.7.4.1 del ACI 318-19, limita dicho acero a valores de cuantías máximas y mínimas, solicitando que el acero colocado en el miembro esté en un rango del 1% (ρ_{min}) como mínimo y 8% (ρ_{max}) como máximo.

Obsérvese que la cuantía propuesta es del 1.25%, por lo que:

$$1\% < 1.25\% < 8\% \text{ (*Cumple*)}$$

La columna CS-1, correspondiente al nivel basal de la estructura estudiada posee dimensiones establecidas de

- **Resistencia mínima a flexión de columnas**

Según lo establecido en la sección 18.7.3.2 del ACI 318-19, las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: Suma de las resistencias nominales a la flexión de las columnas que se enmarcan en la articulación, evaluadas en las caras de la articulación.

$\sum M_{nb}$: Suma de las resistencias nominales a la flexión de las vigas que se enmarcan en la articulación, evaluadas en las caras de la articulación.

Se puede ignorar esta condición si se cumple con dos cosas:

- 1) La columna es discontinua por encima del nodo. Condición que no se cumple en este caso, ya que se está analizando la columna del nivel 1, quien tiene continuidad por la columna del nivel 2.
- 2) La carga axial máxima P_{u_max} sea menor o igual a $A_g * f'_c / 10$, teniendo que:

$$P_{u-max} = 1100.22 \text{ kN (Tabla 3 – 53)}$$

$$\frac{A_g * f'_c}{10} = \frac{(700 \text{ mm})^2 * 28 \text{ MPa}}{10 * 1000} = 1372 \text{ kN}$$

$$1100.22 \text{ kN} < 1372 \text{ kN (cumple)}$$

A pesar de que la segunda condición se cumpla, la continuidad en el nodo de la columna obliga a revisar la condición de columna fuerte-viga débil, según lo establece la sección 18.7.3.2 del ACI 318-19.

Los momentos nominales correspondientes a las columnas por encima y por debajo del nodo se obtuvieron para la combinación de carga última antes definida, siendo la combinación que generaba los efectos más críticos en la columna.

Tabla 3-50 Resistencias de columnas.

Column a	Pu (kN)	Mux (kN- m)	Muy (kN- m)	Pn (kN- m)	Mnx (kN- m)	Mny (kN- m)
-------------	------------	----------------	----------------	---------------	----------------	----------------

Arriba	1618.8	369.33	196.73	6043.56	1422.61	1132.91
Abajo	1100.2	274.95	65.50	5782.83	1445.13	670.91

Fuente: Elaboración propia.

Análisis en dirección X

$$\sum M_{ncx} = M_{nx} + M_{nx} = 1422.61 \text{ kN} * m + 1445.13 \text{ kN} * m = 2867.74 \text{ kN} * m$$

$$\sum M_{nbx} = M_{nx} + M_{nx} = 483.80 \text{ N} * m$$

$$\left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nbx} = 580.56 \text{ kN} * m$$

$$\sum M_{ncx} > \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nbx} \text{ (CUMPLE)}$$

Análisis en dirección Y

$$\sum M_{ncy} = M_{ny} + M_{ny} = 1132.92 \text{ kN} * m + 670.91 \text{ kN} * m = 1803.82 \text{ kN} * m$$

$$\sum M_{nby} = M_{ny} + M_{ny} = 733.65 \text{ N} * m$$

$$\left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nby} = 880.38 \text{ kN} * m$$

$$\sum M_{ncy} > \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nby} \text{ (CUMPLE)}$$

- **Refuerzo de confinamiento**

- Mínima longitud de confinamiento medida de la cara del nodo a cada extremo de la columna, sección 18.7.5.1 del (ACI318, 2019)

Longitud de confinamiento $l_0 = 0.7m$

- Separación entre ramas de estribos en la sección transversal
- Espaciamiento máximo horizontal entre barras longitudinales soportadas lateralmente, sección 18.7.5.2 del (ACI318, 2019)

$$h_{x_max}=350\text{mm}$$

- Ramas de acero transversal necesarias para soportar lateralmente las barras longitudinales

$$\# \text{ de ramas-Y} = 4$$

$$\# \text{ de ramas-X} = 4$$

- Espaciamiento horizontal entre barras longitudinales soportadas lateralmente

$$h_{x_usado} = 183 \text{ mm}$$

- **Separación máxima del refuerzo transversal**

Sección 18.7.5.3 (ACI318, 2019) la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de a hasta d;

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna
 - Para acero grado 420 6db de la menor barra de refuerzo longitudinal.
 - Para acero grado 550 5db de la menor barra de refuerzo longitudinal.
 - S0 según se calcule por medio de la ecuación: $S_0 = 100 + \left(\frac{(350-h_s)}{3} \right)$ donde S0 no debe exceder 150mm y no es necesario tomarlo a 100mm.
- por lo tanto, la separación máxima es:

$$S_{t_max} = 150 \text{ mm}$$

- **Separación requerida del refuerzo transversal**

- Condiciones. Tabla 18.7.5.4 refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento del (ACI318, 2019)

$$0.3A_g f'_c = 0.3 * 490,000\text{mm}^2 * 28\text{MPa} = 4116\text{kN}$$

$$p_u = 1100.22\text{kN}$$

$$P_u \leq 0.3A_g f'_c$$

Por lo tanto, tomar la ecuación descrita en el rango a y b de la tabla 18.7.5.4 del (ACI318, 2019).

$$A_g = b * h = 700mm * 700mm = 490000mm^2$$

$$\begin{aligned} A_{CH} &= (h - 2 * rec) * (b - 2 * rec) \\ &= (700mm - 2 * 50mm) * (700mm - 2 * 50mm) \end{aligned}$$

$$A_{CH} = 360000mm^2$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1 = \frac{28MPa}{175} + 0.6 = 1$$

$$k_{ny-x} = \frac{nl}{nl - 2} = \frac{4}{4 - 2} = 2$$

$$A_{shx-y} = N^{\circ}ramas * A_{vs} = 4 * 129mm^2 = 516mm^2$$

S= mayor valor entre a y b

$$S_{req} = \frac{0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) f'_c}{f_{yt}} = 119.1mm$$

$$S_{req} = \frac{0.09 f'_c}{f_{yt}} = 143.3mm$$

Por lo tanto, la máxima separación de refuerzo por confinamiento en el elemento es:

$$S_{usar}=143.3mm$$

- **Refuerzo transversal por corte**

Mpr_V(+)= 401.2 N-m momentos probables de las vigas que llegan al nodo

Mpr_V(-)= 635.2 kN-m

Mpr1=1515.14 kN-m Momento probable en el extremo inferior

Mpr2=455.38 kN-m Momento probable en el extremo superior

➤ Cortante de diseño

$$V_{uc} = \frac{M_{pr4} + M_{pr3}}{l_n} = \frac{1515.14kN * m + 455.38kN * m}{3.7m} = 532.57kN$$

$$120.10kN < 532.57kN$$

$$V_{uy} < V_{uc}$$

- (ACI318, 2019), **Sección 18.6.5.2. se desprecia V_c , si:**

a). La fuerza a corte inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esa zona.

SE CUMPLE

b). Fuerza axial de compresión mayorada P_u , incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g * f'_c / 20$

NO SE CUMPLE

Considerar V_c

- **Resistencia a corte del refuerzo transversal**

- Factor de reducción de resistencia al corte

$$\phi_v = 0.75$$

- Cortante de diseño

$$V_u = 532.57 \text{ kN}$$

- Resistencia nominal al corte del concreto

$$V_c = 545.59 \text{ kN}$$

- Resistencia nominal al corte del acero transversal

$$V_s = 925.2 \text{ kN}$$

- Resistencia al corte de diseño de la sección transversal de la columna

$$\phi V_n = 1103.09 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u \quad \text{CUMPLE}$$

- Máxima separación del refuerzo transversal en la longitud l_0 para solicitaciones de corte y confinamiento en la columna

$$S_{t_usada} = 143 \text{ mm}$$

- Separación del refuerzo por corte fuera de la longitud l_0 , sección 18.7.5.5 (ACI318, 2019) (Ver anexos 26, 27)

$$S_{\text{estribos}} = 150 \text{ mm}$$

El detallado de la sección transversal y armado del acero transversal calculado en esta sección se muestran en el Anexo 20.

Por lo tanto, la columna CS-1 cumple todos los requisitos de diseño con una sección de 70cmx70cm, con 12 barras longitudinales #25 y acero transversal #13 separado a no más de 14.3 cm en la zona de confinamiento l_0 y una separación de 15 cm en el resto de la longitud. Con ello se propone usar acero transversal separado a 10 cm en l_0 y a 15 cm en las demás zonas.

El diseño del miembro CS-2 correspondiente a los niveles 4,5 y 6 se realizó siguiendo el mismo proceso mostrado en esta sección. Los resultados obtenidos se muestran en los detalles de los Anexos 21 y 23.

3.2.4. Conexión.

3.2.4.1. Conexión Vigas-Columnas en SMF de concreto.

Para pórticos especiales resistente a momento, se debe verificar la resistencia a corte del nodo, debido a los máximos momentos probables que se desarrollan en las vigas en la cara del nodo, calculados para un esfuerzo de fluencia de $1.25f_y$, según la sección 18.8.2.1 del (ACI318, 2019).

➤ Límite dimensional del nodo.

La sección 18.8.2.3. del (ACI318, 2019) exige que, para casos donde el refuerzo longitudinal de la viga atraviese el nudo, se debe cumplir lo siguiente:

$$h_{min-nudo} = mayor\ de \begin{cases} a. \left(\frac{20}{\lambda}\right) * d_b \\ \frac{h_{viga}}{2} \end{cases}$$

$h_{min-nudo}$: altura mínima del nodo, medida en dirección paralela al refuerzo de la viga.

d_b : Diámetro de la barra longitudinal de la viga.

$\lambda = 1$ (Concreto de peso normal).

Teniendo entonces, para el caso del nodo de la viga-columna sísmicas de los niveles del 1 al 3 (VS-1 a CS-1) con una viga con dimensiones de 45 cm por 60 cm que atraviesa el nodo con barras longitudinales #25 ($d_b = 25.4\ mm$) lo siguiente:

$$h_{min-nudo(VS-1;CS-1)} = mayor\ de \begin{cases} a. \left(\frac{20}{1}\right) * 25.4\ mm = 508\ mm\ (Domina) \\ \frac{600\ mm}{2} = 300\ mm \end{cases}$$

Según la Figura 2-8 de este documento, la altura h del nodo, paralela al refuerzo longitudinal de la viga será igual a la dimensión de la columna en la misma dirección. En esta situación, al tratarse de columnas cuadradas con dimensiones de 70 cm por 70 cm encontradas en los niveles del 1 al 3, la altura del nodo será:

$$h_{nudo} = h_c = 700\ mm > 508\ mm\ (ok)$$

De la misma manera se verifica el cumplimiento de este requisito en los nodos viga-columna en los demás niveles, los cuales poseen vigas sísmicas especiales con dimensiones de 40 cm de ancho con 60 cm de peralte y barras longitudinales #22 ($d_b = 22.2\ mm$) apoyadas en columnas cuadradas de 60 cm de dimensión, obteniendo lo siguiente:

$$h_{min-nudo(VS-2;CS-2)} = mayor\ de \begin{cases} a. \left(\frac{20}{1}\right) * 22.2\ mm = 444\ mm\ (Domina) \\ \frac{600\ mm}{2} = 300\ mm \end{cases}$$

$$h_{nudo} = h_c = 600\ mm > 444\ mm\ (ok)$$

Por lo tanto, las dimensiones de los nodos viga-columnas pertenecientes al sistema especial a momento poseen dimensiones adecuadas que ayudaran, razonablemente, a controlar los deslizamientos de las barras en el nodo provocados durante un sismo fuerte.

➤ **Fuerza cortante en la sección X-X del nodo VS-1 a CS-1.**

$$T_1 = 1.25f_y * A_{s_{top}} = 1338.75 \text{ kN}$$

T1: Fuerza de tensión en el acero superior

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal. (420 MPa)

A_{s_{top}}: Acero superior de la viga que llega al nodo. (A_{s_{top}} = 2550mm²)

$$C1 = T1$$

$$T_2 = 1.25f_y * A_{s_{bott}} = 803.25 \text{ kN}$$

T2: Fuerza de tensión en el acero inferior.

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal. (420 MPa)

A_{s_{bott}}: Acero inferior de la viga que llega al nodo. (A_{s_{bott}} = 1530 mm²)

El cortante horizontal en las columnas por encima y por debajo del nodo se determina en base a los máximos momentos probables de las vigas que llegan a las caras del nodo. En este caso, se determina en base al máximo momento probable para la viga de la izquierda y el máximo momento probable de la viga en la derecha del nodo.

$$V_h = \frac{2 * (Mp^+ + Mp^-)}{l_{c1} + l_{c2}} = 296.11 \text{ kN}$$

V_h: Cortante promedio horizontal en la columna.

Mp⁺: Momento probable positivo en la viga. (Ver diseño de viga VS – 1).

Mp⁻: Momento probable negativo en la viga. (Ver diseño de viga VS – 1).

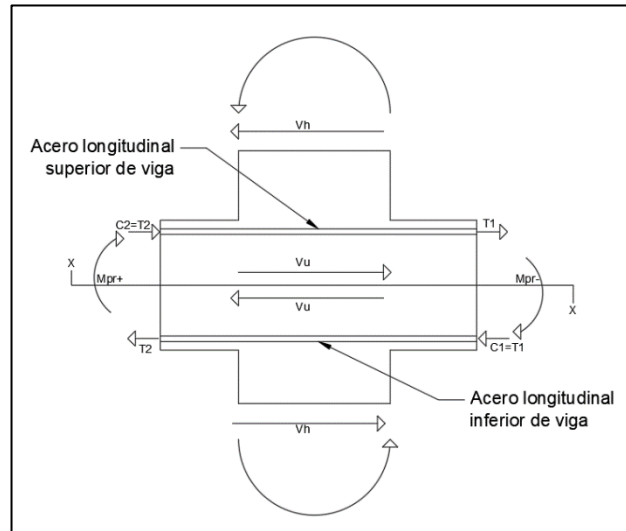
l_{c1}: longitud de la columna por debajo del nodo. (l_{c1} = 4 m).

l_{c2}: longitud de la columna por encima del nodo. (l_{c2} = 3.5m)

El cortante último en la sección X-X será entonces:

$$V_u = T1 + C2 - V_h = 185.86 \text{ kN}$$

Figura 3-40 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas en el nodo viga-columna.



Fuente: Elaboración Propia.

➤ Resistencia nominal del nodo.

Según la sección 15.2.8 del (ACI318, 2019), un nodo se considera confinado en la dirección del cortante si:

$$a) \frac{b_v(\text{la mas pequeña en el nodo})}{bc(\text{dimensión a donde llega la viga})} > \frac{3}{4} \rightarrow \frac{450}{700} = 0.64 < 0.75 \text{ (No confinada)}$$

Por lo tanto, se considera que la viga no confina al nudo, en consecuencia, la resistencia a cortante nominal del nudo se calculará a como sigue:

$$\phi_{vn} V_n = \phi_{vn} * 1.3 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_j = 2865.08 \text{ kN}$$

$$\phi_{vn} = 0.85 \text{ (ACI 318,2019, Sec. 21.2.4.4)}$$

$$\phi_{vn} V_n = \text{Resistencia al corte de diseño.}$$

$$A_j = \text{Área efectiva del nudo (Ver Figura 3).}$$

$$A_j = A_{g \text{ columna}} = 490000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{vn} V_n (2865.08 \text{ kN}) > V_u (1865.63 \text{ kN}) \text{ OK.}$$

El concreto en el nodo resiste las exigencias de corte que se dan en el mismo. Notar que, si no se llegase a cumplir con esta resistencia, nos veríamos en la necesidad de aumentar la sección de la columna para aumentar el área efectiva del nodo o aumentar el peralte de la viga y así lograr disminuir la cantidad de acero que llega al nodo. Para nuestro caso no se es necesario realizar ningún ajuste dimensional.

3.2.4.2. Desarrollo de barras longitudinales en los nodos.

La sección 18.8.2.2 del (ACI318, 2019) exige que el refuerzo longitudinal que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo del nodo y desarrollarse en tracción o compresión según el caso.

➤ Desarrollo de barras en tracción.

Para barras que se desarrollan a tracción y terminan en ganchos estándar, y son parte del sistema de pórticos resistentes a cargas lateral, se debe tener una longitud de desarrollo horizontal que cumpla con:

Para barras #25:

$$l_{dh\min} = \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} 8 * db = 203.2 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{f_y * db}{5.4 * \lambda * \sqrt{f'_c}} = 374 \text{ mm (Domina)} \end{array} \right.$$

Para barras #22:

$$l_{dh\min} = \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} 8 * db = 177.6 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{f_y * db}{5.4 * \lambda * \sqrt{f'_c}} = 327 \text{ mm (Domina)} \end{array} \right.$$

Para la conexión de vigas con columna de esquina el Nivel 1-3, se tiene una distancia a la cara de confinamiento de:

$$l_{dh1} = bc - Rec_{col} - db_{columna} = 700 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 25.4 \text{ mm} = 624.6 \text{ mm}$$

$$l_{dh1} = \text{Longitud a la cara mas distante del nucleo del nodo.}$$

$bc = \text{Dimensiones de la columna en la dirección de análisis.}$

$$Rec_{col} = 5 \text{ cm}$$

$$db_{col} = 25.4 \text{ mm}(\#8, \text{para columnas CS} - 1)$$

Para la conexión de vigas con columna de esquina el Nivel 4-6, se tiene una distancia a la cara de confinamiento de:

$$l_{dh2} = bc - Rec_{col} - db_{columna} = 600 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 22.2 \text{ mm} = 527.8 \text{ mm}$$

$l_{dh2} = \text{Longitud a la cara mas distante del nucleo del nodo.}$

$bc = \text{Dimensiones de la columna en la dirección de análisis.}$

$$Rec_{col} = 5 \text{ cm}$$

$$db_{col} = 22.2 \text{ mm}(\#7, \text{para columnas CS} - 1)$$

En ambas situaciones, la distancia a la cara más alejada del nudo es mayor que la longitud de desarrollo de la norma. Por lo que es adecuado desarrollar las barras a tracción con ganchos.

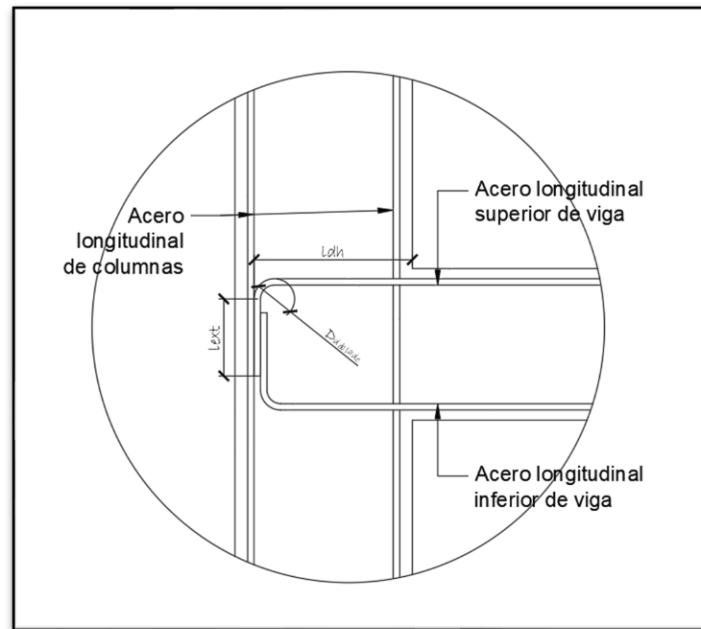
La geometría de los ganchos estándar será de:

Tabla 3-51 Geometría de Ganchos Estándar a Tracción

Barras	Gancho	$D_{doblado}$ (mm)	l_{ext}(mm)	Tabla 25.3.1, ACI 318-19
#25	90°	153	305	
	180°	153	102	
#22	90°	134	267	
	180°	134	90	

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

Figura 3-41 Geometría del Gancho a 90°, Para Barras Ancladas en Tracción y Compresión



Fuente: Elaboración Propia.

3.2.5. DISEÑO DE ZAPATA

Al igual que el diseño de vigas y columnas mostrados anteriormente, se diseñaron las cimentaciones superficiales a base de zapatas cuadradas concéntricas mediante el software de análisis y diseño ETABS, mostrando los pasos que se siguieron y los resultados obtenidos mediante el modelado y corrida del análisis y diseño de los elementos en el software, así como un diseño manual realizado en una hoja de cálculo Excel y desglosada paso a paso en este apartado, mostrando las ecuaciones y secciones de la norma de diseño ACI 318-19 usadas para ejecutar el proceso de diseño y justificar los resultados obtenidos.

Cabe recalcar que al tratarse de un ejercicio académico se asumieron las siguientes cosas:

- a. No se poseen límites perimetrales de terreno de construcción, por lo tanto, no hay limitantes en la propuesta de zapatas cuadradas concéntricas en las columnas de borde y esquina de nuestra estructura.

- b. No se cuentan con estudios geotécnicos del sitio, por lo que se asume una capacidad admisible del suelo de $294.2 \frac{kN}{m^2} \left(3 \frac{kg}{cm^2} \right)$, empleada en el diseño de las cimentaciones.

Es importante mencionar esto, debido a que, en un proyecto real, estos factores afectan de manera considerable la forma y el tipo de cimentación que se pueda utilizar.

3.2.5.1. Análisis de presiones en el suelo.

Se propone una planta de cimentaciones que consta de zapatas aisladas cuadradas de dimensiones $B=L=3.5$ m respectivamente y un peralte de zapata $h_z = 0.8$ m. Se asume una altura de desplante $D_f = 2$ m, con un peso volumétrico del suelo de $\gamma_s = 1800$ kg/m³.

Figura 3-42 Definición del Peralte de Zapata

The image shows a software interface window titled "Slab Property Data". It contains two main sections: "General Data" and "Property Data".

General Data:

- Property Name: ZAPATA-0.80m
- Slab Material: 4000Psi-w=0
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Shell-Thick
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
- Display Color: [Blue swatch] Change...
- Property Notes: Modify/Show...

Property Data:

- Type: Footing
- Thickness: 0.8 m

Fuente: ETABS V20.3.0.

También se asume una capacidad admisible $Q_{adm} = 294.2 \frac{kN}{m^2}$ al que le corresponde un coeficiente de balastro vertical $k_v = 58,839.9 \frac{kN}{m^3}$ aproximadamente.

Figura 3-43 Definición del Suelo

Area Spring Property Data

General Data

Property Name:

Display Color:

Property Notes:

Spring Stiffness Options

☒ User Specified Stiffness and Nonlinearity

☐ Link Property (Link local axes are same as Area local axes)

☐ Based on Soil Profile

Spring Constants / Unit Area

Local 1 Direction: kN/m²

Local 2 Direction: kN/m²

Local 3 Direction (Compression Only): kN/m²

Nonlinear Option for Local 3 Direction

☐ None (Linear) ☒ Compression Only ☐ Tension Only

Fuente: ETABS V20.3.0.

Se considera una sobre carga permanente sobre la zapata de $SCP = 2.35 \text{ kN/m}^2$ correspondientes a una losa en el nivel basal de 10 cm de peralte. Cabe recalcar que la losa sobre el terreno en el nivel basal de la estructura no aporta ningún tipo de rigidez en la estructura, por lo que no se tomó en cuenta en ningún calculo

anterior, ni en la modelación del edificio, a excepción de este apartado donde solo se toma en cuenta el peso.

Figura 3-44 Definición de Carga en la Zapata

Load Pattern	Load Value (kN/m²)
WZ	42

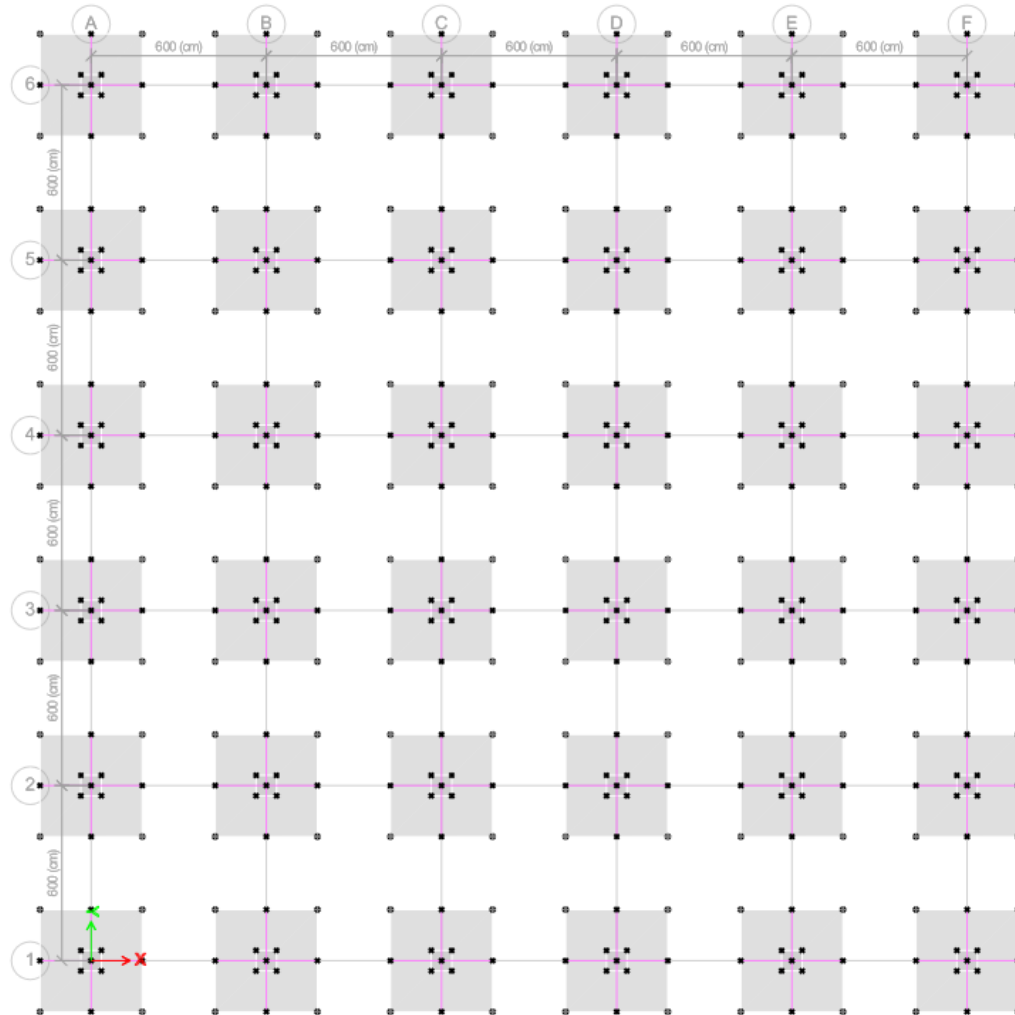
Fuente: ETABS V20.3.0.

Nota: El valor mostrado en la figura 3-44, corresponde a la sumatoria del peso del suelo más el peso del pedestal, obtenidos mediante un valor promedio entre el peso volumétrico del concreto y el peso volumétrico del suelo, esto multiplicado por la altura de desplante a la cual se le resta el correspondiente valor del peralte de la zapata. Además, se le suma el peso propio de la zapata y la sobre carga permanente definida anteriormente.

La zona rígida introducida en el modelo matemático en ETABS tiene un peralte igual al de la losa. Posee las mismas dimensiones de la sección transversal de la columna correspondiente.

Tomando en cuenta todas estas consideraciones se llega al modelo de cimentaciones mostrado en la Figura 3-45.

Figura 3-45 Vista en Planta de Zapatas



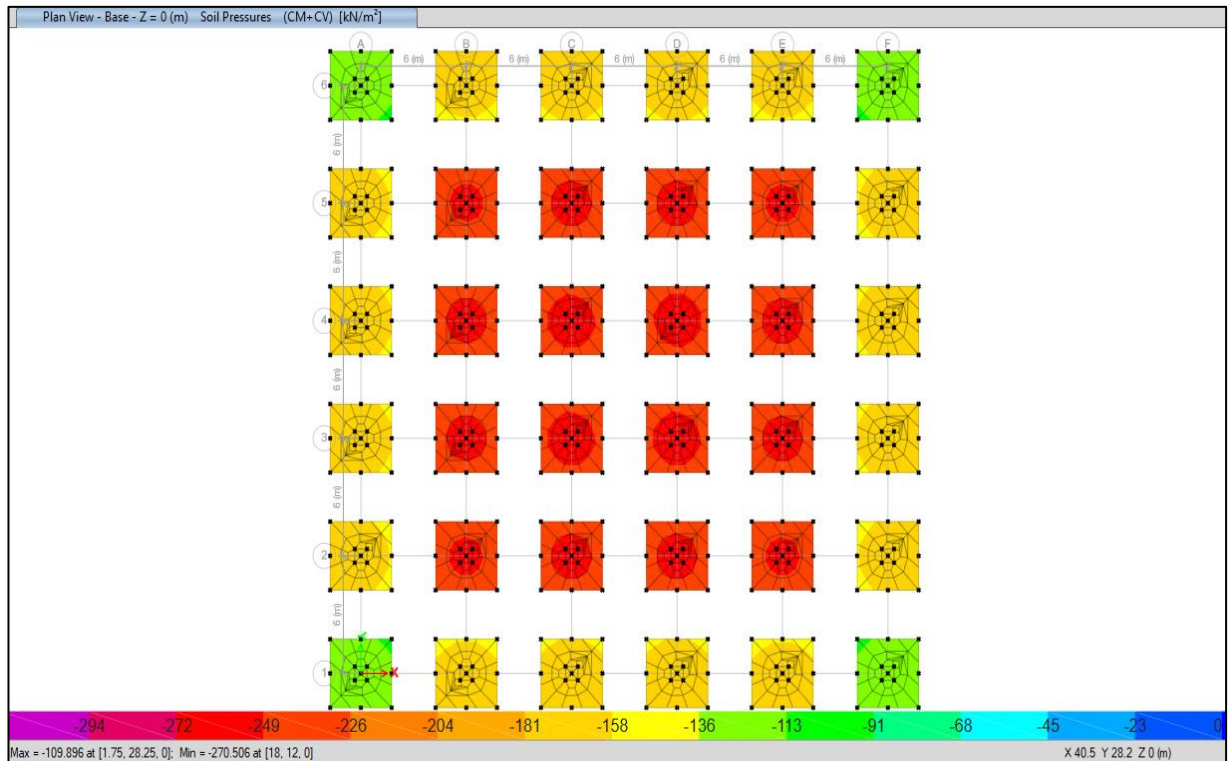
Fuente: ETABS V20.3.0.

Nota: La figura 3-45 muestra la distribución de las cimentaciones que constan de 36 zapatas concéntricas aisladas con área individual de 12.25 m^2 y ocupando un área total de 441 m^2 de los 900 m^2 en planta de la estructura, ocupando un 49% del área en planta, por lo que no se hace necesario utilizar una losa de cimentación.

Con la corrida del modelo se logran obtener las presiones de suelo que generan las zapatas debido a las solicitaciones de cargas de la estructura. Estas presiones

se analizan bajo un estado de cargas a nivel de servicio, siendo los valores más críticos los mostrados a continuación.

Figura 3-46 Distribución de Presiones en el Suelo para la Combinación de Cargas en Servicio CM+CV



Fuente: ETABS V20.3.0.

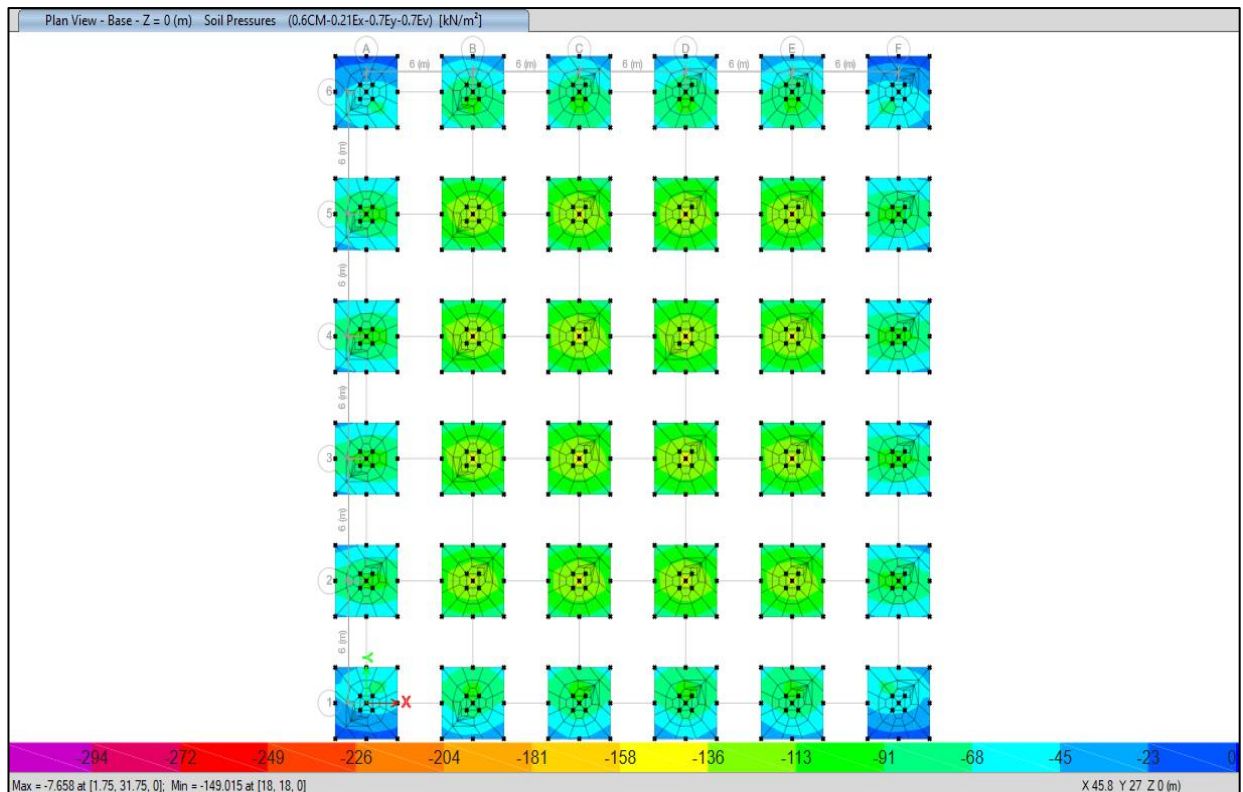
Para esta combinación de cargas a nivel de servicio se producen los mayores esfuerzos de compresión en la cimentación.

Como se observa en la Figura 3-45, el valor máximo leído en una zapata es de 270.5 kN/m² el cual resulta ser inferior a la capacidad admisible asumida de 294.2 kN/m², por lo que el área de zapatas propuesta sería adecuada para las condiciones de suelo antes descritas.

El menor valor a compresión que se produce bajo esta combinación es de 109.9 kN/m² a compresión, por lo que no se generan esfuerzos a tensión.

Por lo tanto, un área de zapatas de 12.25 m² es adecuada para transmitir los esfuerzos de la estructura al suelo.

Figura 3-47 Distribución de Presiones en el Suelo para la Combinación de Cargas en Servicio, Incluyendo Efecto del Sismo; 0.6CM-0.7Ev-0.7*0.3Ex-0.7Ey.



Fuente: ETABS V20.3.0.

Esta combinación que incluye el efecto del sismo produce los efectos más desfavorables en la cimentación, siendo la que produce esfuerzos en el suelo muy cercanos a cero.

La Figura 3-47 muestra cómo se distribuyen los esfuerzos en el suelo cuando se incluyen los efectos del sismo, siendo el mayor valor a compresión de 149 kN/m² y el menor valor de esfuerzos en el suelo de 7.65 kN/m². Ambos valores se encuentran dentro del rango de capacidades permisibles en el suelo, con un valor

de 294.2 kN/m² y ningún valor es mayor que cero, lo que denota que no se producen efectos de tensión en la zapata.

El área de las zapatas es adecuada para transmitir las presiones al suelo debido a cargas de servicio, incluyendo el efecto del sismo.

3.2.5.2. Diseño de zapata con el SOFTWARE ETABS

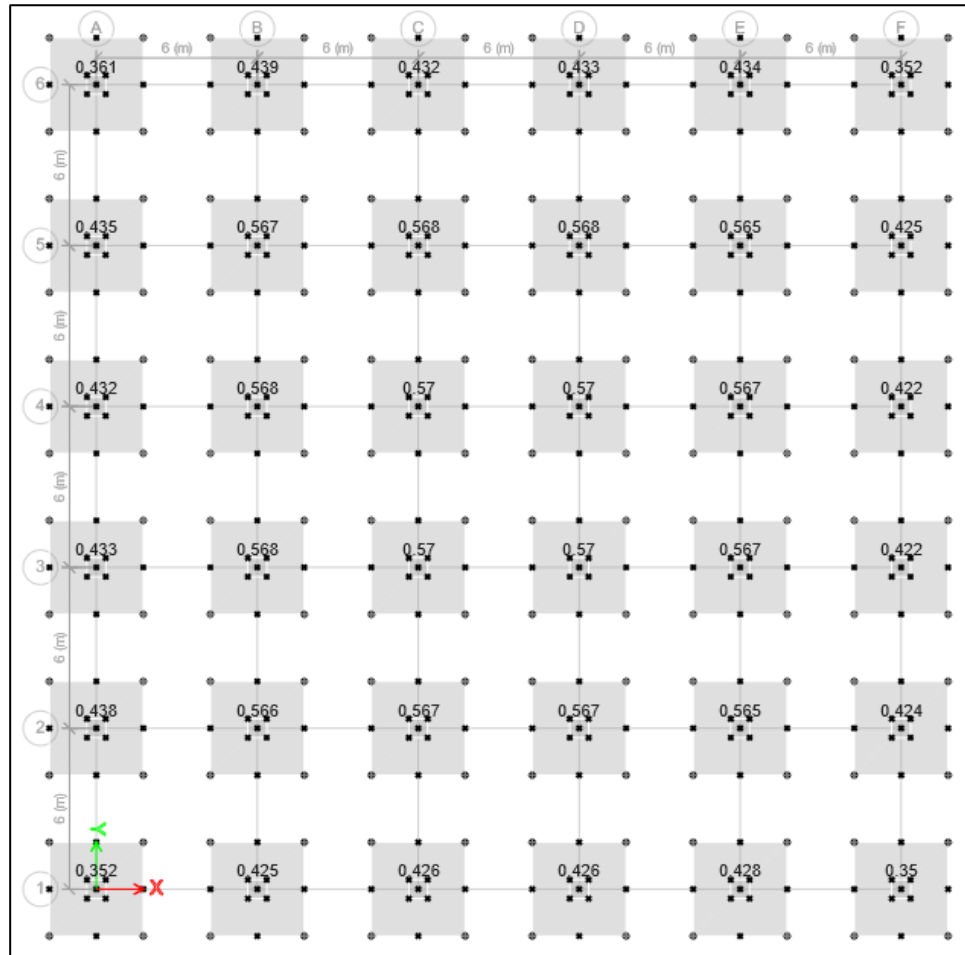
Una vez se seleccionó las dimensiones de la cimentación, se diseña el concreto que conformará la losa de zapata.

El concreto usado para el diseño de la cimentación en el software es de $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y un acero con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 420 \text{ MPa}$.

➤ Panzonamente o cortante en dos direcciones.

En las zapatas el cortante tiene que ser vencido con espesor, por ende, la resistencia a cortante del concreto correspondiente al espesor de losa propuesto debe ser el suficiente para vencer el cortante último producido por la combinación de cargas mayoradas más crítica.

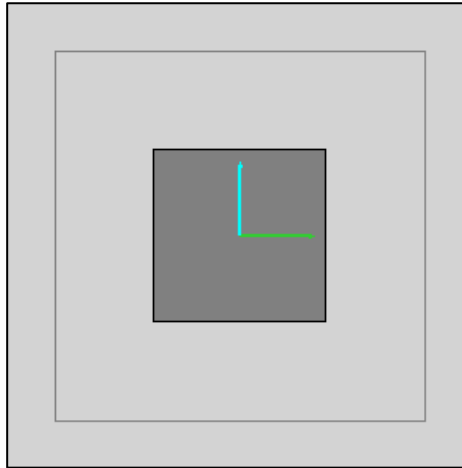
Figura 3-48 Relación de Punzonamiento en la Planta de Cimentación



Fuente: ETABS V20.3.0.

Tomando la zapata de los ejes 1-A, la cual identificamos como Z-1; el punzonamiento en este elemento se detalla a como sigue.

Figura 3-49 Propiedades Geométricas de la Sección



Fuente: ETABS V20.3.0.

Tabla 3-52 Propiedades Geométricas de la Zapata

Geometric Properties
Combination = 1.2CM+Ev+Ex+0.3Ey+CV
Story = Base
Point Label = 2
Column Shape = Rectangular
Column Location = Interior
Global X-Coordinate = 0 m
Global Y-Coordinate = 0 m
Fuente: ETABS V20.3. 0.

Tabla 3-53 Comprobación de Punzonamiento

Column Punching Check
Avg. Eff. Slab Thickness = 0.73095 m
Eff. Punching Perimeter = 5.7238 m
Cover = 0.06905 m
Conc. Comp. Strength = 27579.03 kN/m ²
Reinforcement Ratio = 0
Section Inertia I22 = 1.520948 m ⁴
Section Inertia I33 = 1.520948 m ⁴
Section Inertia I23 = 0 m ⁴
Gamma _{v2} = 0.4
Gamma _{v3} = 0.4

Moment $\mu_2 = -198.3901$ kN-m
Moment $\mu_3 = -501.073$ kN-m
Shear Force = -1374.2218 kN
Unbalanced Moment $\mu_2 = -79.356$ kN-m
Unbalanced Moment $\mu_3 = -200.4292$ kN-m
Max Design Shear Stress = 460.08 kN/m²
Conc. Shear Stress Capacity = 1308.19 kN/m²
Punching Shear Ratio = 0.35

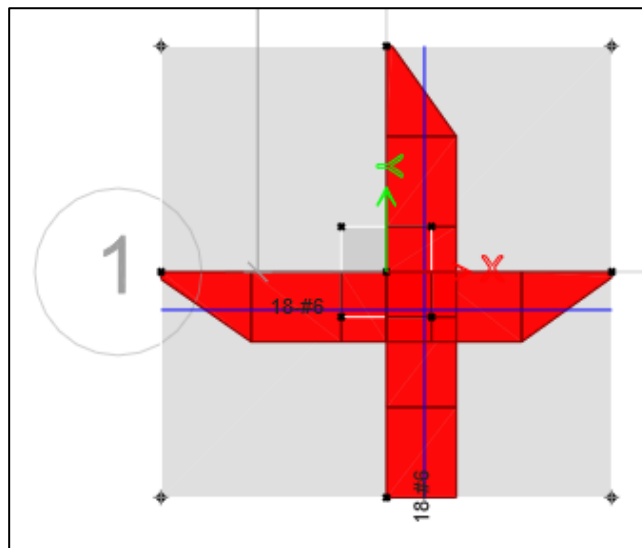
Fuente: ETABS V20.3.0.

Con una relación entre el cortante último producido por la carga de diseño mostrada en la Tabla 3-53 de 0.35 para la zapata Z-1, con lo que se puede concluir que el peralte de zapata de 80 cm antes propuesto es adecuado para resistir los efectos del punzonamiento o cortante en dos direcciones.

➤ **Acero por flexión.**

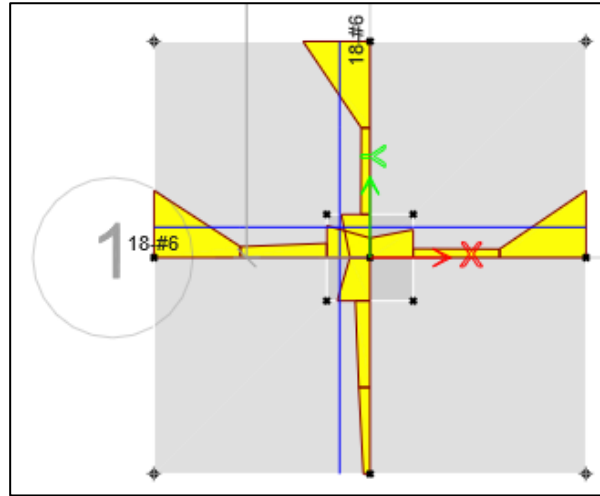
Tomando como ejemplo el mismo elemento, se diseña el acero a flexión en la cimentación por medio del software. Tomando en cuenta un recubrimiento en la parte inferior de la cimentación de 7.5 cm, y un acero de refuerzo con barras #16, se obtienen los resultados siguientes.

Figura 3-50 Acero Inferior en la Zapata Z-1



Fuente: ETABS V20.3.0.

Figura 3-51 Acero Superior en la Zapata Z-1



Fuente: ETABS V20.3.0.

En la figura 3-50 se muestra el acero a flexión en la parte inferior de la cimentación, solicitando 18 barras #16 en ambas direcciones.

En la Figura 3-51 se muestran el acero a flexión en la parte superior, solicitando 18 barras #16.

3.2.5.3. Diseño manual de zapata.

- Zapata concéntrica
- **Propiedades geométricas de las secciones**

Tabla 3-54 Datos de cimentación zapata cuadrada aislada.

Datos			
$h_z =$	80	cm	Peralte de zapata.
$Rec_z =$	7.5	cm	Recubrimiento inferior de zapata. ACI 319-19, Tabla 20.5.1.3.1
$d_z =$	71.55	cm	Peralte efectivo, asumiendo barras de acero #19
B=	350	cm	Dimensión de la zapata en dirección Y
L=	350	cm	Dimensión de la zapata en dirección X
$b_c =$	70	cm	Dimensión de columna de paralela a L
$h_c =$	70	cm	Dimensión de columna de paralela a B

$D_f =$	200	cm	Altura de desplante.
$f'_c =$	28	MPa	Resistencia a compresión del concreto
$f_y =$	420	MPa	Resistencia a fluencia del acero
$\gamma_c =$	23.54	kN/m^3	Peso volumétrico del concreto
$\gamma_s =$	17.66	kN/m^3	Peso volumétrico del suelo
$\gamma_{promedio} =$	20.60	kN/m^3	$\gamma_s + \gamma_c / 2$
Q_{adm}	294.20	kN/m^2	Capacidad admisible del suelo

Fuente: Elaboración propia.

- **Cargas**

- Sobre carga permanente

sobre carga permanente (carga que produce una losa de 10cm sobre el terreno, asumida)

$$SCP = 2.3544 \frac{kN}{m^2}$$

$$SCP = \text{carga suelo} + \text{pedestal} + scp = 23.544 kNm^2$$

Tabla 3-55 Cargas Producidas por la Estructura

Cargas de servicio	P (kn)	Mx (kn-m)	My (kn-m)
CM	821.24	13.41	13.53
CV	128.37	3.44	3.47
Ev	78.29	1.28	1.29
Sx	369.44	48.47	502.31
Sy	369.44	502.31	48.47

Fuente: ETABS V20.3.0.

La tabla 3-55 presenta las cargas axiales y momentos en cada dirección producidos por la estructura.

Donde:

CM: Carga muerta.

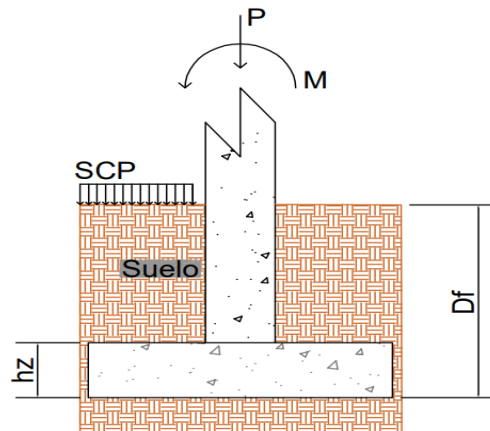
CV: Carga viva o variable.

Ev: Sismo vertical, definido en la NSM-2022 como $0.2 * a_0 * F_{as} * CM$.

Sx: Componente del sismo horizontal en la dirección ortogonal X.

Sy: Componente del sismo horizontal en la dirección ortogonal Y.

Figura 3-52 Momentos y Cargas en la Zapata



Fuente: Elaboración Propia.

La figura 3-51 presenta los estados de carga que se analizan en la zapata.

- **Dimensiones de zapata.**

Capacidad neta del suelo:

$$Q_{net} = Q_{adm} - SCP - y_c * h_z - y_{prom} * (Df - h_z) = 248.3 \frac{kN}{m^2}$$

Tomando en cuenta solo las cargas axiales de servicio en la columna, se tiene que

$P_{servicio} = 1212.23 \text{ kN}$; para la combinación $CM+0.7Ev+0.7Ex+0.7*0.3*Ey$.

$$A_{calc} = \frac{P_{servicio}}{Q_{net}} = 4.88 \text{ m}^2$$

Por lo que, la zapata cuadrada deberá tener dimensiones mayores o iguales a:

$$B_{calc} = L_{calc} = \sqrt{A_{calc}} = 2.21 \text{ m}$$

Las dimensiones asumidas en el modelo de ETABS son mayores a las dimensiones exigidas por cargas axiales, por ende, tomaremos las mismas dimensiones de cimentación.

$$B = L = 3.5m$$

En zapatas se busca garantizar que las excentricidades producidas por los efectos del sismo estén dentro del rango del tercio medio de la cimentación ($e < L/6$), para garantizar una distribución de esfuerzos que eviten la existencia de tensiones en el suelo.

Para el caso de la cimentación estudiada, se tiene lo siguiente:

$$ex = \frac{M_y}{P_D + P_L} = 0.529 \text{ m}$$

$$ey = \frac{M_x}{P_D + P_L} = 0.529 \text{ m}$$

Dónde:

M_y : Es el momento producido por la componente horizontal del sismo en X.

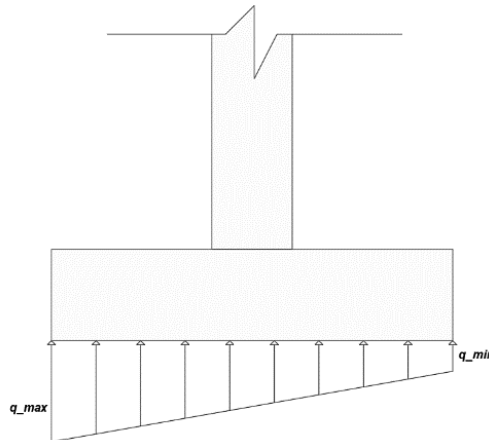
M_x : Es el momento producido por la componente horizontal del sismo en Y.

P_D : Fuerza axial debido a cargas muertas que llegan al elemento.

P_L : Fuerza axial debido a cargas vivas que llegan al elemento.

Como se puede observar, ambas excentricidades se encuentran dentro del tercio medio de la cimentación $L/6=0.583 \text{ m}$. Por ende, la distribución de los esfuerzos en el suelo será de forma trapezoidal.

Figura 3-53 Distribución de esfuerzos en la zapata.



Fuente: Elaboración propia

La figura 3-51 presenta la distribución de los esfuerzos producidos en la cimentación.

$$q_{\max} = \frac{P}{L * B} + \frac{6 * M}{B * L^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P}{L * B} - \frac{6 * M}{B * L^2}$$

Para todas las combinaciones de servicio estudiadas, incluyendo las combinaciones que incluyen los efectos del sismo, los esfuerzos más críticos en cada dirección fueron:

$$Q_{\min(x)} = 87.53 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{\max(x)} = 192.79 \frac{kN}{m^2}$$

Predominando la combinación de servicio de CM+0.7Ev+0.7*0.3Ex+0.7Ey para la dirección X de la zapata.

$$Q_{\min(y)} = 87.51 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{\max(y)} = 192.81 \frac{kN}{m^2}$$

Predominando la combinación de servicio de $CM+0.7Ev+0.7Ex+0.3*0.7Ey$ para la dirección Y de la zapata.

Esto si se analiza cada dirección por separado. Para uniformar el análisis y enfocarlo en un solo sentido, se toman los valores promedios de esfuerzos en ambas direcciones, por ende:

$$Q_{max-promedio} = 192.80 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{min-promedio} = 87.52 \frac{kN}{m^2}$$

Este valor promedio debe estar por debajo de la capacidad admisible del suelo.

Por inspección simple, se observa que $Q_{max-promedio} \left(192.80 \frac{kN}{m^2}\right) < Q_{adm} \left(294.2 \frac{kN}{m^2}\right)$, y $Q_{min} \left(87.52 \frac{kN}{m^2}\right) > 0$, por ende, podemos concluir en que la dimensión de cimentación propuesta distribuye las cargas al suelo de manera adecuada. Garantizando no superar la capacidad del mismo ante las cargas provenientes de la estructura y que tampoco se generen efectos de levantamiento en la estructura.

- **Revisión del espesor propuesto**

Para el diseño y revisión del elemento de concreto, se deben hacer uso de las combinaciones de mayoración de cargas, y así obtener una carga última distribuida.

Para facilidad de los cálculos, se asumió una distribución uniforme de esfuerzos en el área de la zapata, en donde actúa el esfuerzo máximo promedio de ambas direcciones.

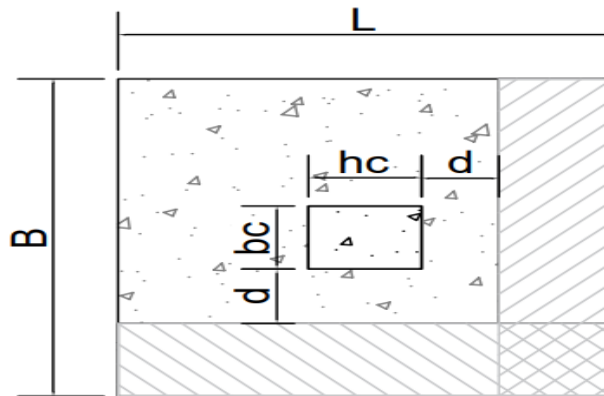
$$Q_u = 189.5 \frac{kN}{m^2}$$

Correspondiente a la combinación de diseño de $1.2CM+Ev+Ex+0.3Ey+CV$.

➤ **Cortante en una dirección**

Al tratarse de una columna cuadrada y una zapata cuadrada, solo se hará el análisis en una dirección en el miembro, sabiendo que, por simetría, el comportamiento en la otra dirección será igual.

Figura 3-54 Cortante en una Dirección



Fuente: Elaboración Propia.

La figura 3-52 presenta las secciones críticas para cortante en una dirección.

➤ **Cortante último**

$$V_u = Q_u * \left(\frac{B - b_c}{2} - d \right) * L = 454.1 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi * 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * d * B$$

$$\phi = 0.75 \text{ para corte.}$$

$$\phi V_n = 1689 \text{ kN}$$

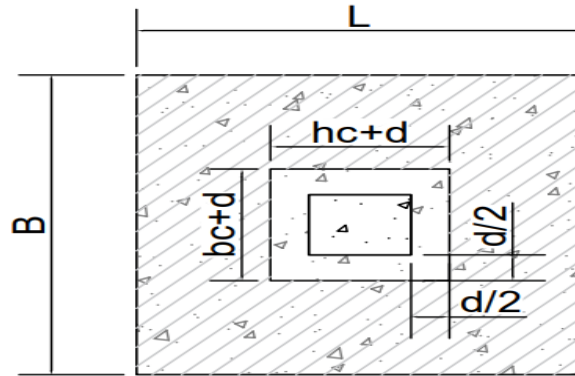
$$\phi V_n > V_u \text{ (OK)}$$

El espesor es adecuado para corte en una dirección.

➤ **Cortante en dos direcciones**

El área que produce corte por punzonamiento se calcula como:

Figura 3-55 Cortante en dos Direcciones



Fuente: Elaboración Propia.

La figura 3-53 presenta la sección crítica para cortante en dos direcciones.

$$A_{\text{punzonado}} = B * L - (h_c + d) * (b_c * d) = 10.25 \text{ m}^2$$

➤ **Cortante último de punzonamiento**

$$V_u = A_{\text{punzonado}} * Q_u = 1942.22 \text{ kN}$$

➤ **Esfuerzo actuante**

El perímetro de la sección de corte en dos direcciones es:

$$b_0 = 2 * (h_c + d) + 2(b_c + d) = 5.66 \text{ m}$$

Por tanto:

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 368.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Según la tabla 22.6.5.2 del ACI 318-19 la capacidad de corte por el punzonado será el menor entre:

$$v_n = \text{Menor} \begin{cases} 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} = 1.268 \text{ MPa (domina)} \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} = 1.942 \text{ MPa} \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} = 2.229 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\phi v_n = 0.75 * 1268 \frac{kN}{m^2} = 951.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$\phi v_n > v_u \text{ (ok)}$$

El espesor de la losa es adecuado por punzonamiento.

- **Área de acero por flexión**

Para el cálculo de los aceros por flexión, se requerirá de una fuerza distribuida en la dirección de análisis, siendo esta:

$$W_u = Q_u * B = 663.42 \frac{kN}{m}$$

El momento que se produce en la sección crítica del elemento será igual a:

$$M_u = \frac{W_u * (L - h_c)^2}{8} = 630.50 \text{ kN} * m$$

Asumiendo la sección a tracción; $\phi = 0.9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * B * d^2} = 403.23 \frac{kN}{m^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right) = 0.00097$$

$$A_{s_{requerido}} = \rho * B * d = 2424.78 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * B * h = 5040 \text{ mm}^2$$

Se debe utilizar el mínimo exigido por el ACI. Siendo el área de acero a utilizar de:

$$A_s = 5760 \text{ mm}^2$$

Asumiendo el uso de barras de acero #19, se colocaron 18 varillas #19.

➤ **Distribución del acero**

La separación entre barras en el elemento será:

$$S = \frac{B}{\# \text{ de barras}} = \frac{3500mm}{18} = 195 \text{ mm}$$

$$S_{min} = 25 \text{ mm (ACI 318 – 19; 25.2.1)}$$

$$S_{max} = \text{Min}(2h = 2 * 900mm = 1800mm; 450mm) \text{ (ACI 318 – 19; 8.7.2.2)}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm.}$$

Observe que la separación calculada entre barras longitudinales está dentro de los límites de separación máxima y mínima, por ende, se toma la separación calculada, siendo esta de 195 mm.

Se colocarán 18 barras #19 @ 195 mm, en la parte inferior de la losa de cimentación.

➤ **Acero superior**

Por los efectos del sismo, se debe colocar un mínimo de acero en la parte superior de la cimentación, siendo este el acero mínimo por contracción y temperatura.

$$A_{stop} = 0.0018 * B * h_z = 5040 \text{ mm}^2.$$

18 barras #19, separadas a 195 mm centro a centro,

Este mismo proceso de diseño aplica al diseño de las zapatas en los demás ejes, sin embargo, al diseñar la cimentación con los valores más críticos de fuerzas, este mismo diseño aplica a las demás zapatas, por ello lo que aquí se detalla es el diseño de los miembros en toda la planta.

Por ende, en ambas direcciones, se debe colocar una doble malla de refuerzo en la cimentación, con barras #19 @ 195 mm. (Ver Anexo 24 y 25).

CAPITULO IV: CLONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

En este documento se abordó el análisis y diseño sismo-resistente a una estructura de 6 niveles de concreto reforzado, cuyo sistema resistente a fuerzas laterales está provisto a base de pórticos especiales a momento (SMF), cuyos parámetros de análisis se abordaron con la norma sismo-resistente para la Ciudad de Managua y el diseño de los elementos con el (ACI318, 2019)

- En cuanto al análisis modal se hicieron necesarios 18 modos de vibración para poder llegar a más del 90% de masas participativas de la estructura, teniendo de esta manera un periodo fundamental de $T=1.20$ segundos. En cuanto a la distorsión máxima que permite la norma es del 2% para sistema de pórticos especiales a momento y la máxima presentada en la estructura se encuentra en el nivel 3 con un valor de 1.92%, por debajo del máximo permitido por la norma. La estructura cumple con el límite máximo de distorsión de piso.
- Se realizó el diseño de los elementos estructurales tales como losas, vigas y columnas mediante el software ETABS y posteriormente su diseño manual, en cuanto a la losa posee un espesor de 15 cm, espesor mayor al mínimo permitido por el (ACI318, 2019), para losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos, siendo ese valor límite de 13.2 cm. El diseño del acero a flexión obtenidos por ETABS en la franja de columna en la dirección N-S(Y), para un panel interior y exterior se requieren 10 barras #13 en la cara superior de la losa, y 7 barras #13 en la cara inferior, para la franja intermedia en las mismas zonas se solicitan 15 barras #13 en la cara superior de la losa y 8 barras #13 en la cara inferior. En la dirección E-W(X), se solicitan 9 barras #13 en la cara superior y 7 barras #13 en la cara inferior correspondientes a la franja de columna, 13 barras #13 en zona superior y 7 barras #13 en la zona inferior correspondientes a la franja intermedia de diseño. En el diseño manual varían un poco los resultados, teniendo que, Para la dirección N-S(Y) para una franja de columna en un panel exterior e interior se tienen 10 barras #13 tanto en la cara superior como inferior de la

losa y en la franja intermedia en las mismas zonas se requieren 12 barras #13 en la cara superior y 10 barras #13 en la cara inferior, en la dirección E-W (X), se requieren 12 barras #13 en la cara superior y 10 barras #10 en la cara inferior correspondiente a la franja de columna; 12 #13 en la cara superior 10 #13 en la cara inferior correspondiente a la franja intermedia. Tomando en cuenta estos resultados se concluye usando en la dirección N-S (Y) 15#13 de acero superior y 10#13 en la franja intermedia, 10#13 en la cara superior e inferior en la franja de columna; en la dirección E-W (X) se colocan 13#13 de acero superior y 10#13 en la cara inferior en la franja intermedia y 10#13 en la cara superior e inferior en la franja de columna. Se obtuvieron vigas con dimensiones de 60 cm de peralte 45 cm de base para los niveles 1, 2 y 3 teniendo 16.51 cm^2 y 10.69 cm^2 de acero en la parte superior e inferior de la viga respectivamente, los cuales coinciden con los valores de 16.84 cm^2 y 10.9 cm^2 respectivamente calculados manualmente en la hoja Excel. Respetando estas áreas de acero se colocaron 5 barras #25 en la parte superior de la viga y 3 barras #25 en la parte inferior, las cuales representan áreas colocadas de 25.5 cm^2 y 15.3 cm^2 respectivamente. En cuanto a los niveles 4, 5 y 6 se estimaron vigas con dimensiones de 60 cm de peralte por 40 cm de base, estas cuentan con un área de acero requerido de 13.8 cm^2 y 8.13 cm^2 en las zona superior e inferior respectivamente, esto según el cálculo realizado por el programa, mientras que en el cálculo manual se obtuvieron resultados de 14.05 cm^2 y 8.27 cm^2 en la zona superior e inferior respectivamente, siendo muy similares a los obtenidos en el programa. Tomando como base estas solicitudes de acero se decidió colocar 5 barras #22 en la zona superior y 3 barras #22 en la zona inferior, representado áreas de 19.35 cm^2 y 11.61 cm^2 respectivamente. Las columnas de los niveles 1 al 3 cuentan con una sección transversal de 70cmx70cm con un arreglo de acero distribuido de manera uniforme en las cuatro caras, teniendo por total 12 barras #25 distribuidas en las cuatro caras del elemento, representando el 1.25% del área bruta del elemento. En los niveles 4 al 6 una sección transversal de

60cmx60cm con arreglo de acero distribuido en las cuatro caras del elemento de manera uniforme, teniendo un total de 12 barras #22 distribuidos en las cuatro caras del elemento, representando un 1.29% del área bruta de la columna.

- En cuanto al diseño de las fundaciones, se tienen dimensiones de 3.5 m por 3.5 m con un espesor de 80 cm el cual cumple con los cortantes en una y dos direcciones. El acero por flexión determinado con ETABS como el calculado de manera manual son coincidentes para el acero inferior, solicitando en ambos casos 18 barras #16 en ambas direcciones. En cuanto al acero superior el programa solicita barras 18 #16, siendo este mismo valor el acero mínimo por flexión calculado manualmente para la malla superior en el elemento, por lo que se colocó una malla igual a la malla inferior, usando también 18 barras #16.

4.2. Recomendaciones

- Valorar la estructura con un análisis no lineal pushover, ya que este mismo cuantificaría si el diseño es satisfactorio o no, esto gracias a que presenta un análisis más detallado que se acerca más a la realidad de los comportamientos de los materiales.

BIBLIOGRAFÍA

- (MTI), M. d. (2022). *Norma Sismirresistente para la Ciudad de Managua*. Managua.
- 318, A. (2019). *American Concrete Institute*. U.S.A: Farmington Hills.
- ACI318. (2019). *American Concrete Institute*. USA: Farmington Hills.
- Akthem , A. M., & Hassoun , N. M. (2020). *Structural Concrete theory and desing* . USA: 7 edición.
- Cerda Ortiz, L. J., Medrano Álvarez , N. E., & Membrelo Pérez, R. C. (2018). *Diseño estructural sismo-resistente a base de marcos dúctiles de concreto reforzado aplicado en edificio de baja altura ubicado en la ciudad de Managua*. Managua.
- Fitscher. (10 de agosto de 2017). *Blogger*.
- Flores Bustillo, E. A., & Castrillo Acevedo, M. T. (2020). *Análisis y diseño sismico de un edificio de acero de dos niveles con porticos especiales resistentes a momento por medio del método LRFD*. Managua.
- González Pitter, E. J. (05 de Junio de 2016). *Slideshare*. Obtenido de LOsas, definición y clasificación: <https://es.slideshare.net/EdilioGonzalez/losas-definicion-y-clasificacin>
- INETER. (2002). *Actualización dle mapa de fallas geológicas de Managua*. Managua.
- Lagos Ramírez, D. A., & Valle Siles, J. E. (2016). *Diseño de un edificio de seis niveles de concreto resistente a fuerzas laterales con marcos y muros (sistema dual)* . Managua.
- McCormac, J., & Brown, R. (2017). *Diseño de concreto refozado*. México: Alfaomega Grupo Editor, S.A de C.V., México.

NSM. (2022). *Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua*. Managua: ED-MTI-1406622.

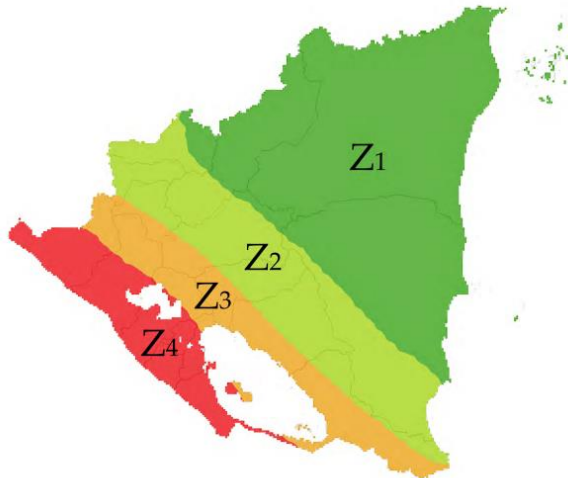
Palacios Zeledón, D. M., Díaz Jarquín, D. R., & Fonseca Sáenz, R. A. (2019). *Aánlisis y diseño sismo-resistente de un edificio de acero usando "pórticos especiales arriostrado concéntricamente"*. Managua.

PCA Institute, A. C. (2011). *PCA Notes On 318-11*. EE.UU.

Rodriguez Araúz, D. M., & Espinoza Hernández , S. J. (2015). *Dinámica espacial y demográfica del área urbana del distrito v, en relación a las condiciones socioeconómica* . Managua: Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.

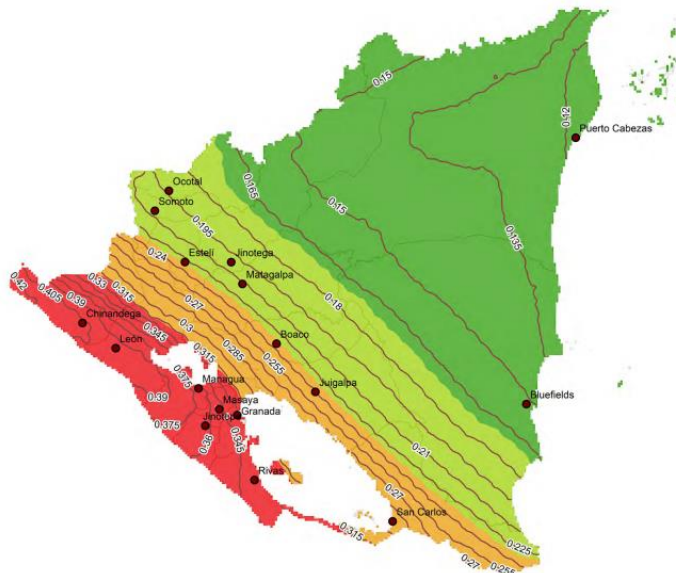
ANEXOS

Anexo 1: Mapa de zonificación sísmica para Nicaragua.



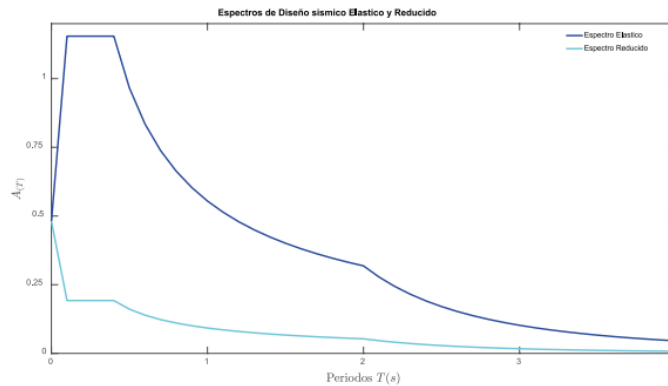
Fuente: sección 6.2 de (NSM, 2022) pág.44

Anexo 2: Mapa de aceleraciones para Nicaragua (a_0) para un período de retorno de 475 años



Fuente: sección 6.2 de (NSM, 2022) pág.4

Anexo 3: Espectro de diseño elástico y reducido



Fuente: sección 6.9 de (NSM, 2022) pág.51

Anexo 4: Categoría de riesgo de la estructura según su grupo de importancia

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Ejemplos
Estructuras no destinadas a habitación	I	Estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, cuyo colapso no puede causar daño a estructuras que pertenecen a otros grupos de importancia. Incluyendo, pero no exclusivamente: - Estructuras provisionales con un servicio menor a tres años. - Instalaciones agrícolas, sin ocupación humana permanente. - Instalaciones de un nivel destinadas a almacén de productos no tóxicos, ni otro que exponga la seguridad pública.
Estructuras de ocupación normal	II	Estructuras comunes de ocupación normal. Estructuras de la categoría III que no cumplan con la condición de albergar más de 500 personas, más de 10 pisos, con área de construcción mayor a 10,000 m², proyectos con un número mayor de 10 edificios y/o más de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. En general por defecto, cualquier estructura que no pertenezca a las categorías III, y IV o estructura de la categoría I que pueda poner en peligro a estructuras de este grupo.
Estructuras de ocupación especial	III	Estructuras de alta ocupación tal como se detalla a continuación, cuya falla representa un riesgo sustancial para la vida humana y gran impacto de pérdida económica y/o alteración masiva de la vida civil cotidiana. Estructuras no incluidas en la categoría IV o estructuras de los grupos I y II que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo. Construcciones que se deben mantener en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo extremo I. Como lo son: - Estructuras destinadas a vivienda, oficina, comercio, hotel, banco, teatro, restaurante e industria que alberguen a más de 500 personas o más de 10 pisos o cuya área de construcción sea mayor a 10,000 m². - Estructuras pertenecientes a un proyecto en el cual se construirá un número mayor de 10 edificios o de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. - Centros de educación preescolar, primaria y secundaria públicos o privados con más de 500 alumnos. - Centros de educación superior o carreras técnicas públicos y privados con más de 500 alumnos. - Centros deportivos que alberguen más de 500 personas. - Centros de convención que reúna a más de 500 personas. - Centros de salud comunitarios, clínicas y Ambulatorios que alberguen a más de 500 pacientes, sean públicas o privadas. - Iglesias con asientos para más de 500 personas. - Puentes con tramos entre 15 y 34 metros de longitud.

Fuente: (NSM, 2022) tabla 5.2.2

Anexo 5: Factor de importancia

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Fuente: (NSM, 2022) tabla 5.2.1

Anexo 6: Sismo de diseño según categoría de riesgo

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

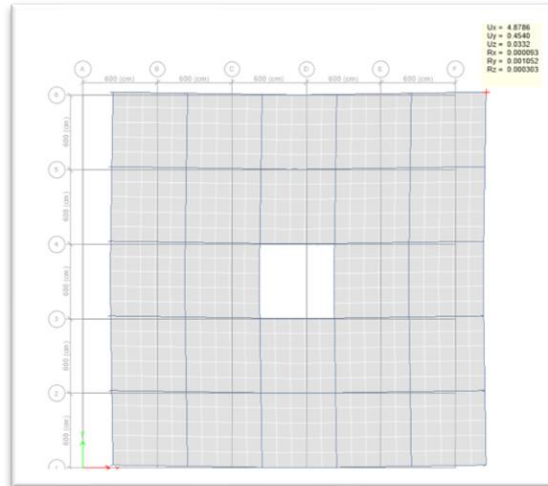
Fuente: (NSM, 2022) tabla 5.1.1

Anexo 7: Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración del terreno en roca para periodo cero a_0 PGA. Con un periodo de retorno de 475 años.

PGA	Categoría de riesgo	
Valores de a_0 en g	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 \leq 0.15$	B	C
$0.15 < a_0 \leq 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

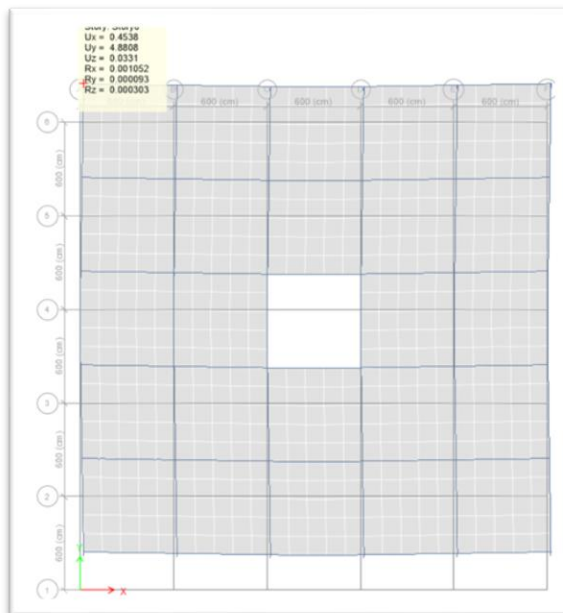
Fuente: (NSM, 2022) tabla 5.3.1

Anexo 8: Desplazamientos generales en dirección X



Nota: desplazamientos inducidos por el sismo X en modelo ETABS.

Anexo 9: Desplazamientos generales en dirección Y



Nota: desplazamientos inducidos por el sismo Y en modelo ETABS.

Anexo 10: Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, Ω_s^b	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Incluyendo el límite de altura (m) ^c			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9 ^d
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP ^f
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos ^d	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos ^d	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos ^d	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP

Fuente: (NSM, 2022) tabla 5.5.1

Anexo 11: Clasificación por tipo de suelo

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. 1. Índice de Plasticidad $PI > 20$ 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Resistencia al cortante sin drenar $S_u < 0.2 \text{ kg/cm}^2$		

Fuente: (NSM, 2022) Tabla 6.4.1

Anexo 12: Factores de ampliación vertical por tipo de suelo F_{as}

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_1	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_2	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z_3	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_4	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Fuente: (NSM, 2022) tabla 6.4.1

Anexo 13: Tabla de valores a_0 PGA 475 años

Departamento	Longitud (Oeste)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona
CHINANDEGA	12.62937	-87.13105	0.407450	
EL VIEJO	12.66348	-87.16663	0.406850	
EL REALEJO	12.54307	-87.16466	0.406553	
CORINTO	12.48250	-87.17304	0.402359	
CHICHIGALPA	12.56670	-87.03330	0.396122	
POSOLTEGA	12.54310	-86.97890	0.395105	
QUEZALGUAQUE	12.50610	-86.90330	0.394123	
LA PAZ CENTRO	12.34000	-86.67530	0.392197	
TONALÁ	12.76842	-87.13107	0.391709	
NAGAROTE	12.26750	-86.56530	0.391216	
VILLA EL CARMEN	11.97879	-86.50723	0.386383	
MATEARE	12.23460	-86.43138	0.380808	
EL CRUCERO	11.98330	-86.31670	0.378408	
CIUDAD SANDINO	12.15890	-86.34420	0.378162	
SAN RAFAEL DEL SUR	11.84854	-86.43839	0.374813	
MANAGUA	12.13282	-86.25040	0.366670	

Fuente: (NSM, 2022) tabla 14.2

Anexo 14. Coeficientes para el cálculo del periodo aproximado.

Tabla 8.2.2 - Coeficientes para el cálculo del período aproximado

Tipo de estructura	C_t	x
Marcos resistentes a momentos en los que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
• Marcos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.80
• Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos.	0.0466	0.90
Marcos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Marcos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Fuente: (NSM, 2022) tabla 8.2.2.

Anexo 15. Factor “f” de rigidez para vigas interiores.

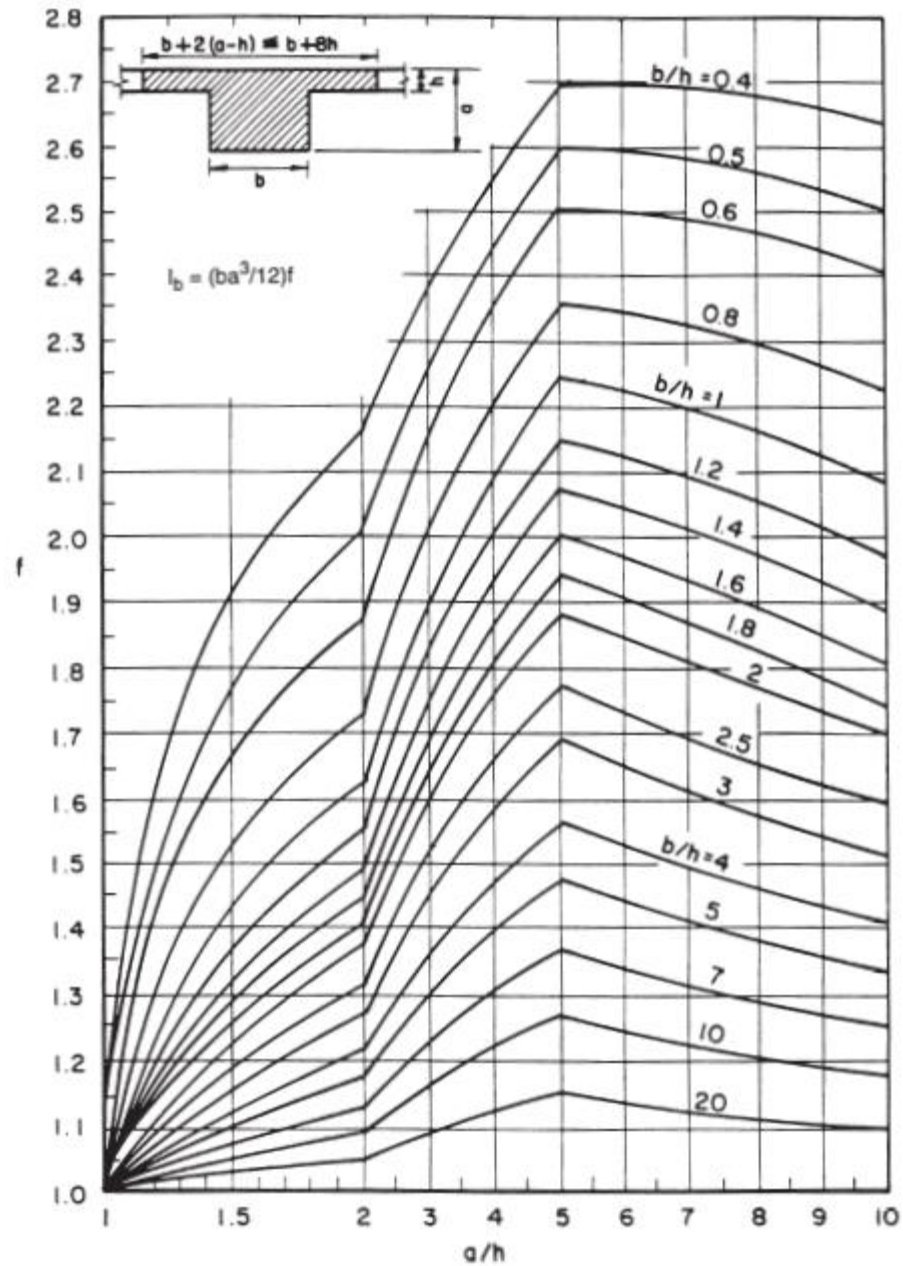


Figure 19-7 Beam Stiffness (Interior Beams)

Fuente: PCA Institute, A. C. (2011). *PCA Notes On 318-11*. EE.UU.

Anexo 16. Factor “f” de rigidez para vigas interiores

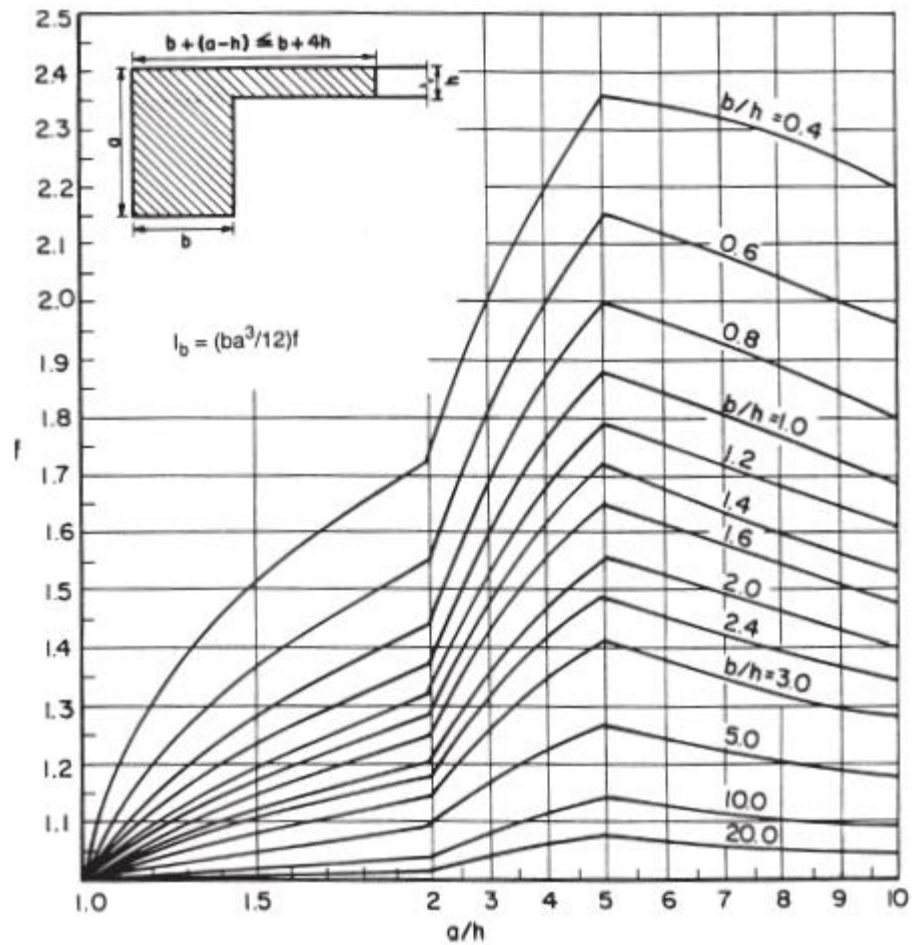


Figure 19-8 Beam Stiffness (Edge Beams)

Fuente: PCA Institute, A. C. (2011). *PCA Notes On 318-11*. EE.UU.

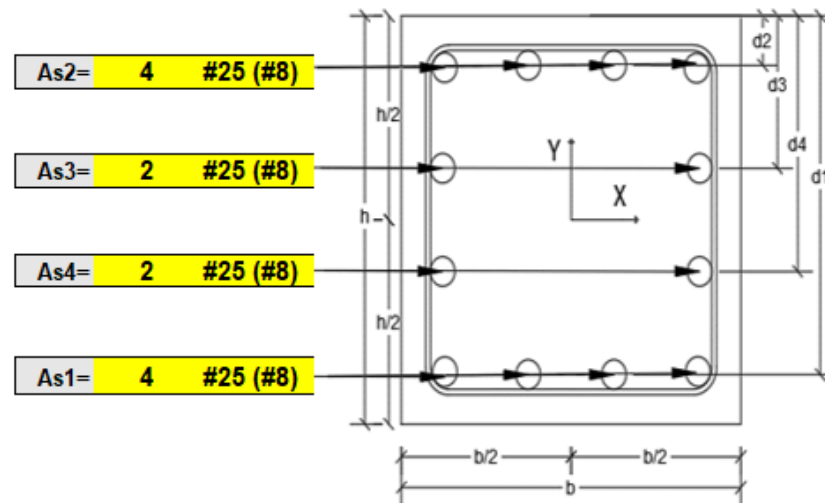
Anexo 17. Cálculos para la creación de diagrama de interacción de CS-1.

Propiedades Geométricas

$h/2=$	350	mm
$b/2=$	350	mm
$s(h)=$	183.067	mm
$s(b)=$	183.067	mm
$d1=$	611.9	mm
$d2=$	88.1	mm
$d3=$	271.167	mm
$d4=$	428.8	mm

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

Disposiciones de las propiedades geométricas de la sección transversal



Fuente: Elaboración Propia.

La figura presenta las disposiciones del acero propuesto en la sección transversal de la columna, donde la tabla siguiente Presenta el área de acero por capas:

Propiedades Geométricas

Áreas de acero por capa		
As1=	2040	mm ²
As2=	2040	mm ²
As3=	1020	mm ²
As4=	1020	mm ²
N° BARRAS EN Y	4	
N° BARRAS EN X	4	

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

Creación de diagrama de interacción de CS-1.

- Puntos críticos del diagrama**

Compresión (+) ; tracción (-)

1. Compresión pura.

$$P_0 = 14086.744 \text{ kN}$$

$$P_{n_m\acute{a}x} = 11269.3952 \text{ kN}$$

2. Tracción pura

Pnt= -2570.4 Kn

3. Falla Balanceada

c/dt=	0.600	sin unidad
c=	368.000	mm
a=	312.800	mm
$\epsilon_1=\epsilon_{ty}$	-0.00200	sin unidad
ϵ_2	0.00228	sin unidad
ϵ_3	0.00079	sin unidad
ϵ_4	-0.00050	sin unidad
fs1=	-420.000	MPa
fs2=	420.000	MPa
fs3=	157.880	MPa
fs4=	-99.185	MPa
T1=	-856.800	kN
T2=	856.800	kN
T3=	161.038	kN
T4=	-101.168	kN
Cc=	5211.248	kN
Pnb=	5271.118	kN
Mnb=	1478.360	kN-m
eb=	280.4642561	mm

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

4. Falla a Tracción

c/dt=	0.375	sin unidad
c=	229.463	mm
a=	195.043	mm
$\epsilon_1=\epsilon_t$	-0.00500	sin unidad
ϵ_2	0.00185	sin unidad
ϵ_3	-0.00055	sin unidad
ϵ_4	-0.00261	sin unidad
fs1=	-420.000	MPa
fs2=	369.636	MPa
fs3=	-109.048	MPa
fs4=	-420.000	MPa
T1=	-856.800	kN

T2=	754.057	kN
T3=	-111.229	kN
T4=	-428.400	kN
Cc=	3249.418	kN
Pnt=	2607.046	kN
Mnt=	1267.295	kN-m
et=	486.103884	mm

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

- Puntos en el Diagrama de Interacción

M (kn-m)	P (kn)		
X	Y		
0	0		Origen
276.18	1333.35	Pu,Mux	Por cargas
5.512	1333.35	Pu;Muy	mayoradas
1478.360	5271.118		Balanceado
1267.295	2607.046		Limite a tracción

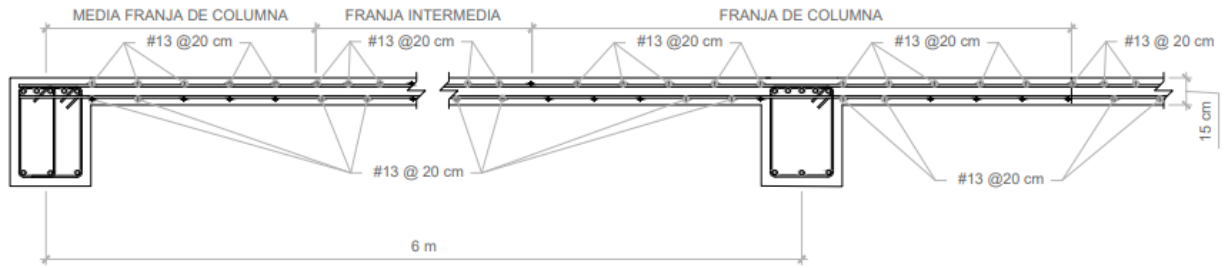
Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

- Momento Nominal y Carga Axial Correspondiente a la Sección

N1					
CEL#	e (mm)	Pn (kN)	Mn (kN-m)		
344	208.07	6696.97	1393.46	Mayor	Para "x"
	207.13	6720.12	1391.94	Valor	
	206.41	6737.85	1390.77	Menor	
23	4.23	11269.40	47.64	Mayor	Para "y"
	4.13	11269.40	46.59	Valor	
	4.13	11269.40	46.49	Menor	
	Pn(kN)	Mn(kN)	φPn	φMn	
x	6720.12	1391.94	4368.08	904.76	
y	11269.40	46.59	7325.11	30.28	

Fuente: Cálculos manuales en EXCEL

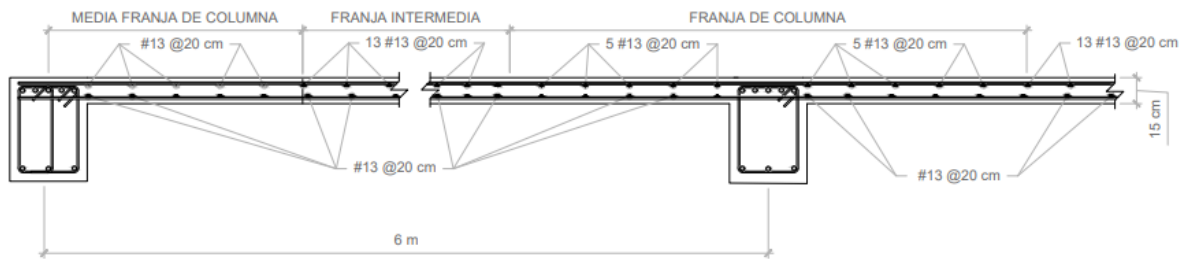
Anexo 18. Detallado de acero en losa con dirección N-S



DETALLE ESTRUCTURAL DE LOSA. DIR. N-S.

Fuente: elaboración propia

Anexo 19. Detallado de acero en losa con dirección E-W



DETALLE ESTRUCTURAL DE LOSA. DIR. E-W.

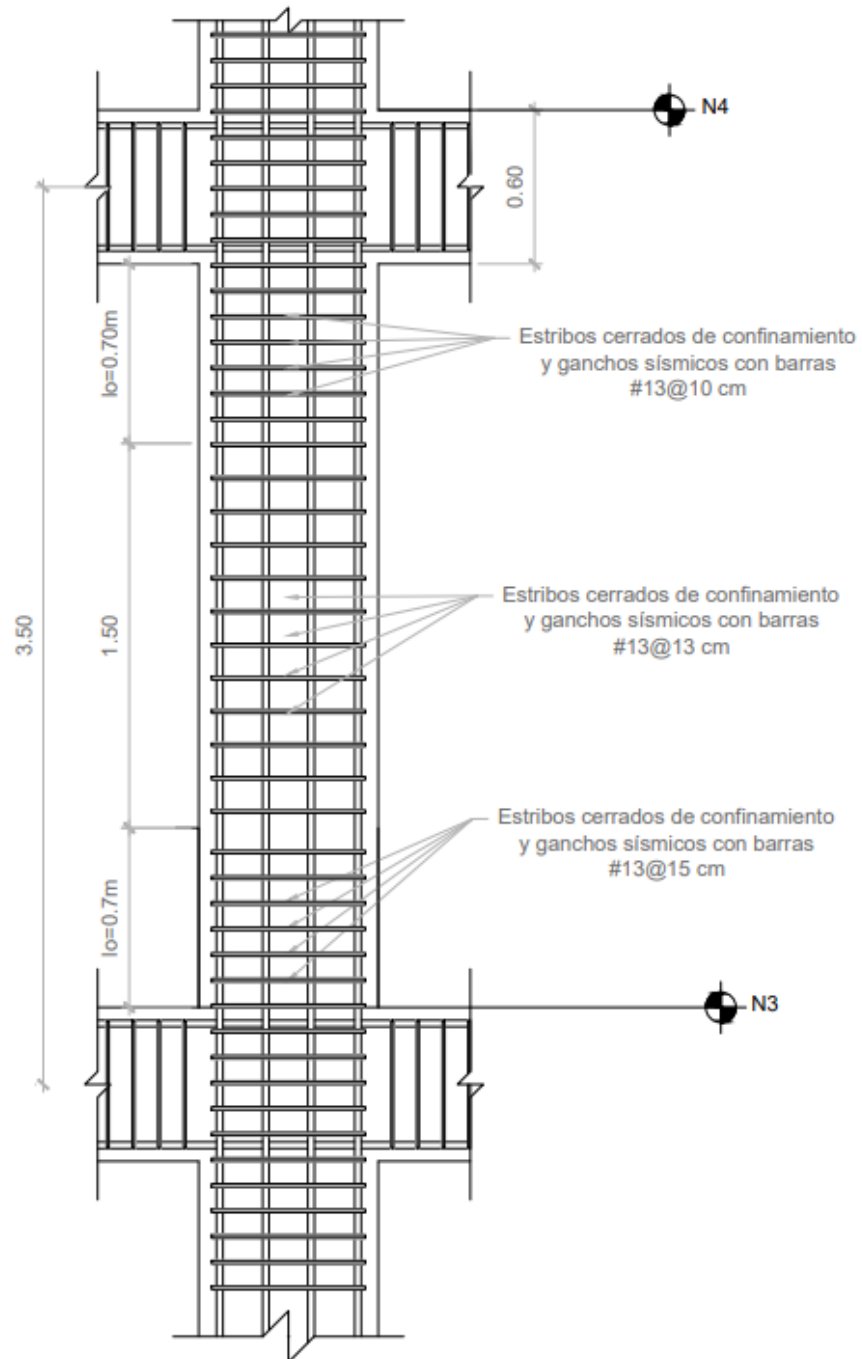
Fuente: elaboración propia

Diagrama de un pilar de concreto armado con detalles de refuerzo y dimensiones. El pilar tiene una altura total de 4.00 m. Las dimensiones verticales indicadas son: 3.70 m para la parte superior, 2.30 m para la parte inferior, y $l_o = 0.70$ m para las secciones de confinamiento en la parte superior y inferior. El ancho del pilar es de 0.60 m. El refuerzo longitudinal consiste en barras #13. El confinamiento se logra mediante estribos cerrados de confinamiento y ganchos sísmicos con barras #13, con una distancia entre estribos de 10 cm en las secciones de confinamiento y 15 cm en el resto del pilar. El pilar está etiquetado como N1 en la parte superior y BASE en la parte inferior.

Fuente: elaboración propia.

Nota: Datos obtenidos del diseño presentado anteriormente de columnas para los SMF

Anexo 21. Detallado típico en columnas de entrepiso.

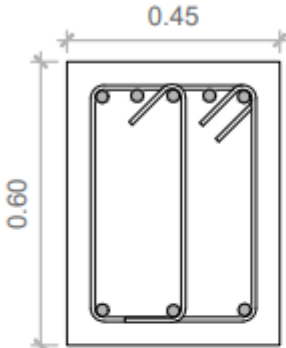
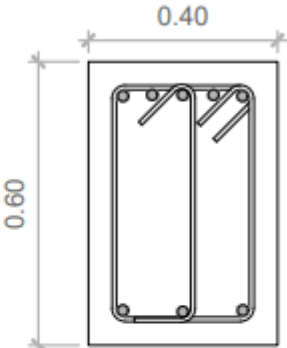


ARMADO TÍPICO DE COLUMNA CS-2.

Fuente: elaboración propia.

Nota: datos obtenidos del diseño presentado anteriormente de columnas para los SMF

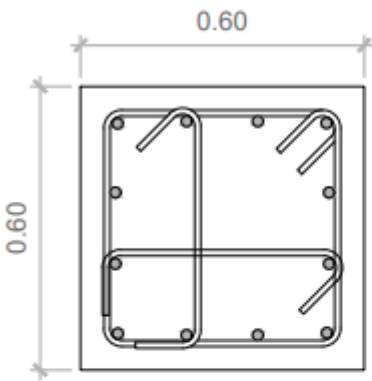
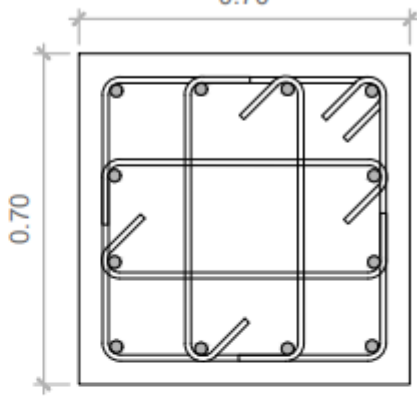
Anexo 22: Secciones transversales de vigas VS.

VS-1	VS-2
	
SECCIÓN: 45 cm x 60 cm	SECCIÓN: 40 cm x 60 cm
REFUERZO : 8 #25	REFUERZO : 8 #22
ESTRIBO #3: PRIMEROS 10 @ 13 cm, RESTO A 26.9 cm, PRIMER ESTRIBO A 5 cm DE LA COLUMNA	ESTRIBO #3: PRIMEROS 10 @ 13 cm, RESTO A 26.9 cm, PRIMER ESTRIBO A 5 cm DE LA COLUMNA
RECUBRIMIENTO: 5 cm	RECUBRIMIENTO: 5 cm
CONCRETO: $f_c = 28$ MPa	CONCRETO: $f_c = 28$ MPa
ACERO A615: $f_y = 420$ MPa	ACERO A615: $f_y = 420$ MPa

Fuente: elaboración propia.

Nota: sección transversal de vigas, VS-1 (nivel 1-3) y VS-2 (nivel 3-6).

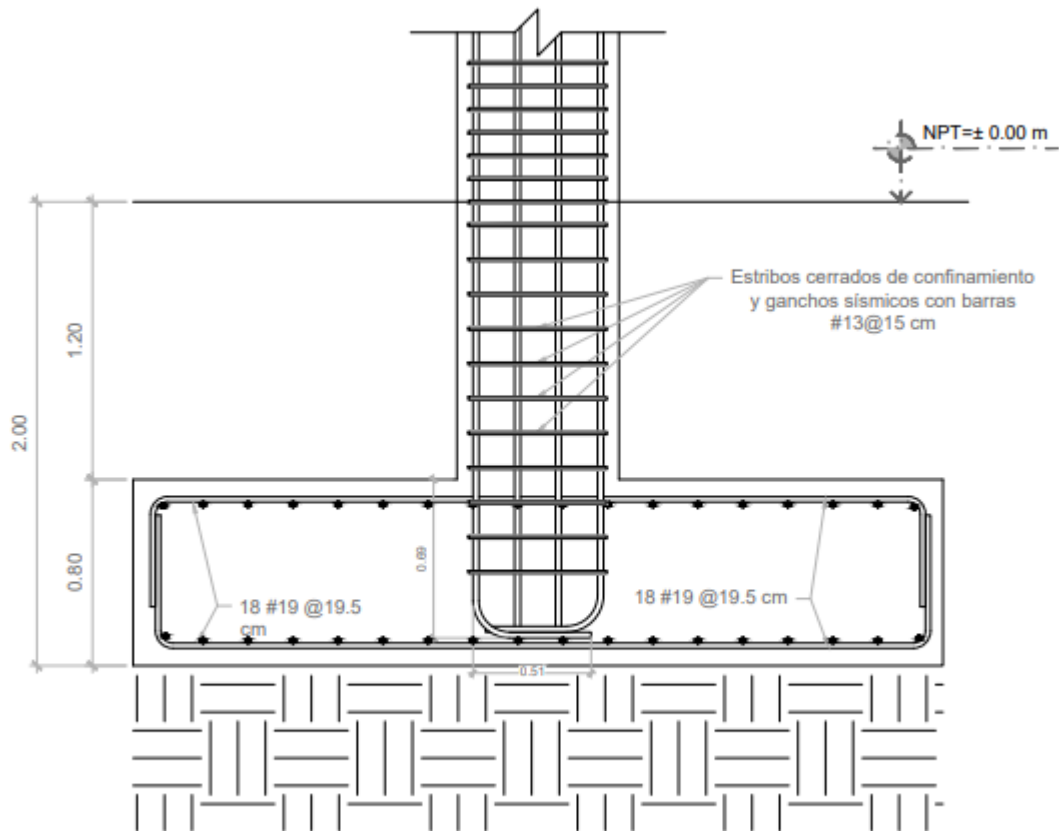
Anexo 23: Secciones transversales de columnas CS.

CS-2	CS-2
	
SECCIÓN: 60 cm x 60 cm	SECCIÓN: 70 cm x 70 cm
REFUERZO : 12 #22	REFUERZO : 12 #25
ESTRIBO #3: PRIMEROS 10 @ 10 cm, RESTO A 13 cm.	ESTRIBO #3: PRIMEROS 10 @ 10 cm, RESTO A 15 cm.
RECUBRIMIENTO: 5 cm	RECUBRIMIENTO: 5 cm
CONCRETO: $f_c = 28$ MPa	CONCRETO: $f_c = 28$ MPa
ACERO A615: $f_y = 420$ MPa	ACERO A615: $f_y = 420$ MPa

Fuente: elaboración propia.

Nota: sección transversal de columnas, CS-1 (nivel 1-3) y CS-2 (nivel 3-6).

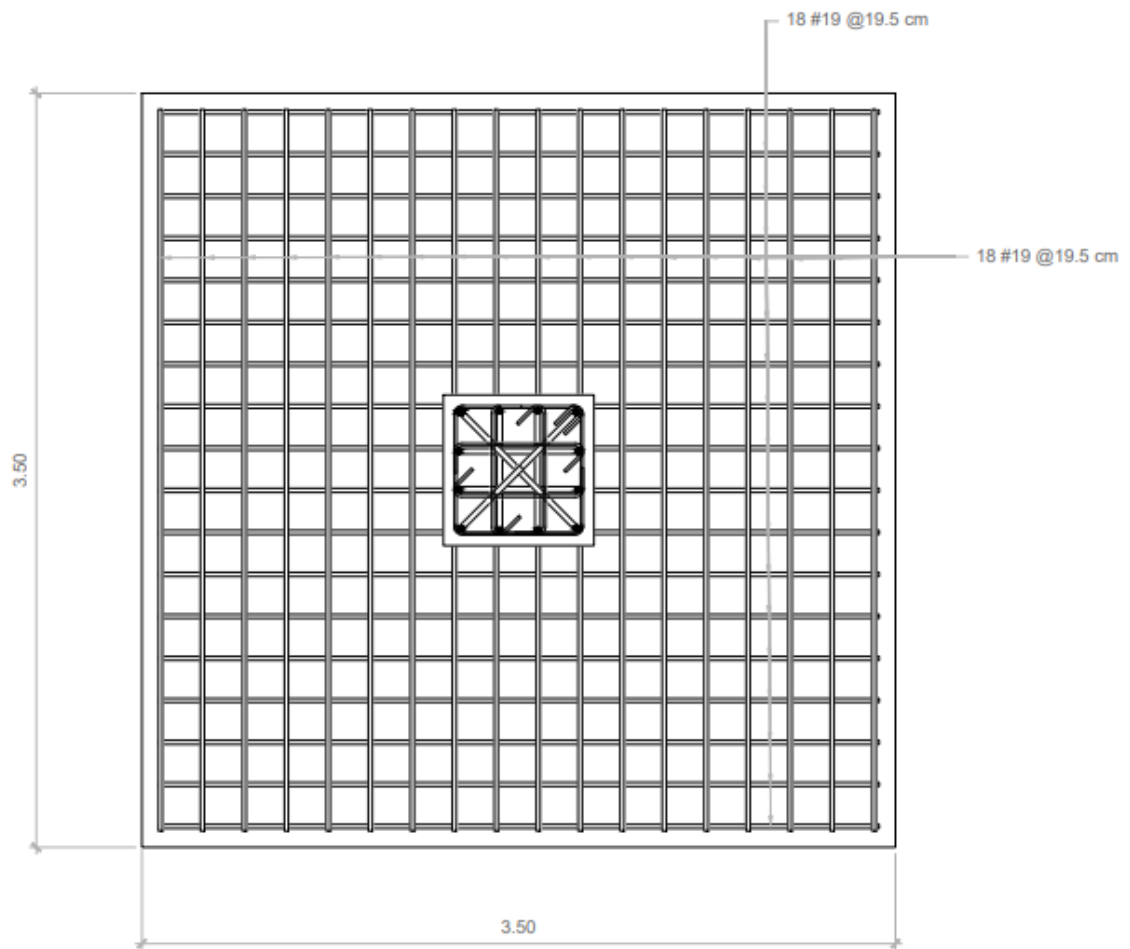
Anexo 24: Detallado de acero en zapata



ELEVACIÓN ESTRUCTURAL DE ZAPATA Z-1.

Fuente: elaboración propia

Anexo 25: Vista en planta de la distribución del acero en zapata



Fuente: elaboración propia