

Facultad de Tecnología de la Construcción

**“DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE UN
EDIFICIO DE CONCRETO
REFORZADO DE SEIS NIVELES A
BASE DE PÓRTICOS ESPECIALES A
MOMENTO, CON ENTREPISO DE
LOSA NERVADA EN UNA DIRECCIÓN,
EN LA CIUDAD DE MANAGUA, 2023”**

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero civil

Elaborado por:

Br. Bayardo Antonio
Castillo Baltodano
Carné: 2018-0841U

Br. Sergio Alberto
Ríos García
Carné: 2018-0779U

Tutor:

MSC. Ing. Yader
Andrés Jarquín
Montalván

Diciembre de 2023
Managua, Nicaragua

DEDICATORIA

A Dios:

Por darme vida, salud y sabiduría a lo largo de mi preparación y formación académica y profesional, y de llegar a culminar mis estudios. Que ha sido mi guía, fortaleza y su bendición ha estado conmigo hasta el día de hoy.

A mis padres:

Que sin ellos no hubiera logrado una meta más en mi vida profesional. Gracias por estar a mi lado a lo largo de mi preparación y, así mismo, mi culminación de la carrera universitaria, su apoyo moral, entusiasmo, el tiempo y la dedicación que me brindaron, al igual que sus consejos, me llevaron a seguir adelante y cumplir mis objetivos.

Br. Sergio Alberto Ríos García

DEDICATORIA

Dedico este trabajo monográfico a todas las personas que me han motivado a seguir adelante y luchar por mis metas, a los docentes que nos han compartido el conocimiento, a mis seres queridos por apoyarme día a día.

Especialmente a quien en vida fue mi abuela, **Mercedes Baltodano Herrera**, por haberme ayudado y por haberme protegido siempre, vives en mi corazón.

A Dios, por prestarme la vida, y darme la sabiduría y fuerzas necesarias para seguir adelante cada día.

Br. Bayardo Antonio Castillo Baltodano

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por ser él quien nos ha dado la vida, es 'el quien nos guía día a día y, quien nos ha permitido poder culminar este trabajo monográfico.

También agradecemos a nuestras familias y amigos que han sido de mucho apoyo en cada una de nuestras decisiones en el transcurso de estos años de preparación.

Se agradece a nuestro tutor, el señor M. Sc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván por habernos compartido parte de sus conocimientos y guiado durante la elaboración de este trabajo. Asimismo, se agradece a la Universidad Nacional de Ingeniería por habernos brindado la oportunidad de formarnos como profesionales.

RESUMÉN DEL TEMA

El presente trabajo monográfico “Diseño sismo-resistente de un edificio de concreto reforzado de seis niveles a base de pórticos especiales a momento, con entrepiso de losa nervada en una dirección, en la ciudad de Managua, 2023” se ha realizado como forma de culminación de estudios de la carrera ingeniería civil, además, se permitirá tener una fuente de inicio resumida y específica para las futuras generaciones que deseen ampliar los conocimientos en el ámbito del diseño estructural.

En el segundo capítulo se presentan las principales características del concreto reforzado, como lo son: resistencias mínimas del concreto reforzado según el tipo de elementos o estructuras, recubrimientos mínimos, grados del acero de refuerzo para los diferentes tipos de resistencia requerida del refuerzo.

El capítulo III, resume el método de análisis estructural, en este capítulo se describen los límites principales dentro de los cuales debe estar algunos parámetros de la estructura, tal es el caso de las distorsiones, las distorsiones es uno de los principales parámetros a cumplir en un análisis dinámico lineal.

Lo referente al sistema sismo-resistente, se especifica en el capítulo IV, en este capítulo se encuentran limitaciones geométricas que deben cumplir las vigas y columnas de los pórticos especiales a momento, también, se encuentran lo relacionado al detallado del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal.

En capítulo V, se describen las limitaciones geométricas del sistema de entrepiso y las condiciones para poder calcular los esfuerzos actuantes mediante el método de análisis simplificado para vigas no preesforzadas y losas en una dirección

.

El capítulo VI resume brevemente algunos criterios para el diseño de cimentaciones mediante zapatas aisladas, como lo son las verificaciones de presiones en el suelo y distribución del acero de refuerzo.

Índice de contenido

I.	GENERALIDADES	1
1.1.	INTRODUCCIÓN	2
1.2.	ANTECEDENTES	4
1.3.	JUSTIFICACIÓN	6
1.4.	OBJETIVOS	7
1.4.1.	Objetivo General	7
1.4.2.	Objetivos Específicos	7
II.	CONCRETO REFORZADO	8
2.1.	Concreto	9
2.1.1.	Agregados	9
2.1.2.	Resistencia mínima del concreto según su uso	10
2.1.3.	Elasticidad del concreto	11
2.1.4.	Elementos estructurales	12
2.1.4.1.	Columnas	12
2.1.4.2.	Vigas	12
2.2.	Acero de refuerzo	13
2.2.1.	Separación del refuerzo longitudinal	14
2.2.2.	Características geométricas	14
2.2.3.	Elasticidad del acero	15
2.2.4.	Recubrimiento del acero	16
2.2.5.	Estribos cerrados de confinamiento	16
2.2.6.	Longitudes de desarrollos y traslapos	17
2.2.7.	Ventajas y desventajas del concreto reforzado	20
III.	MÉTODO DE ANÁLISIS: DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	21
3.1.	Método de Análisis Dinámico Modal Espectral	22

3.2.	Clasificación de las estructuras	24
3.2.1.	Clasificación por grupo de importancia	24
3.2.1.1.	Factor de importancia	25
3.2.2.	Clasificación por categoría de diseño sísmico	26
3.2.3.	Clasificación por irregularidad	26
3.2.4.	Clasificación por material y sistema estructural	27
3.2.5.	Clasificación por tipo de suelo.....	29
3.3.	Diafragma.....	30
3.4.	Espectro de respuesta elástico	31
3.4.1.	Espectro de Diseño Reducido.....	32
3.5.	Peso Sísmico Efectivo.....	33
3.6.	Fuerza Lateral Equivalente	34
3.6.1.	Coeficiente Sísmico	34
3.6.2.	Periodo aproximado de la estructura.	35
3.7.	Corrección de cortante basal dinámico	36
3.8.	Distorsión de piso.....	37
3.9.	Efectos P-DELTA	38
IV.	ENTREPISO: Losa nervada en una dirección	41
4.1.	Losa nervada en una dirección.	42
4.2.	Criterios de diseño de losa nervada en una dirección.....	43
4.2.1.	Espesor mínimo de la losa	43
4.2.2.	Refuerzo en la losa	43
4.2.3.	Limitaciones geométricas de las viguetas.....	43
4.3.	Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.	44

4.4.	Resistencia de diseño	45
4.4.1.	Momento de diseño.....	45
4.4.2.	Cortante de diseño	46
4.5.	Resistencia a corte en la sección de las viguetas	47
V.	SISTEMA SISMORESISTENTE: Pórticos Especiales a Momento.....	49
5.1.	Sistemas de marcos resistentes a momento.....	50
5.2.	Diseño sismorresistente de marcos especiales	50
5.2.1.	Vigas	50
5.2.1.1.	Limitaciones dimensionales	50
5.2.1.2.	Refuerzo longitudinal	51
5.2.1.3.	Refuerzo transversal.....	52
5.2.2.	Columnas.....	54
5.2.2.1.	Limitaciones dimensionales.	54
5.2.2.2.	Resistencia mínima a flexión en columnas.	55
5.2.2.3.	Refuerzo longitudinal	55
5.2.2.4.	Refuerzo transversal.....	56
5.2.3.	Nudos.....	61
5.2.3.1.	Refuerzo transversal.....	61
5.2.3.2.	Resistencia a cortante	62
5.2.3.3.	Longitud de desarrollo de barras en tracción.	64
VI.	CIMENTACIONES: Zapatas aisladas	65
6.1.	Cimentaciones.	66
6.2.	Zapatas aisladas.	67
6.3.	Esfuerzos en el suelo	67
6.4.	Distribución del acero de refuerzo.....	67

6.5.	Resistencia a corte en las zapatas.....	67
VII.	CASO DE ESTUDIO: ANÁLISIS, DISEÑO Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	69
7.1.	Análisis Estructural.....	70
7.1.1.	Descripción de la estructura.....	71
7.1.2.	Limitaciones de la estructura	71
7.1.3.	Cargas para análisis y diseño	71
7.1.4.	Estimación de cargas en la estructura.	72
7.1.5.	Participación de masas	72
7.1.6.	Peso sísmico efectivo	74
7.1.7.	Períodos fundamentales	74
7.1.8.	Período fundamental aproximado de la estructura.....	76
7.1.9.	Coeficiente para el límite superior del periodo aproximado.	76
7.1.10.	Cortantes basales estáticos	76
7.1.11.	Coeficiente sísmico mínimo (Ec. III-8).....	76
7.1.12.	Cortantes basales dinámicos	77
7.1.13.	Cortantes basales dinámicos corregidos	78
7.1.14.	Diafragma	79
7.1.15.	Distorsiones	80
7.1.16.	Efectos P-Delta	83
7.2.	Diseño estructural	84
7.2.1.	Combinaciones de cargas para el diseño por método de Factores de carga y Resistencia (LRFD), según NSM-22.....	85
7.2.2.	Losa nervada en una dirección.	86
7.2.2.1.	Método simplificado para viga no preesforzadas y losas en una dirección.	86

7.2.2.2.	Losa superior	87
7.2.2.3.	Verificación de aplicabilidad del método	88
7.2.2.4.	Altura mínima de la losa	89
7.2.2.5.	Selección de los momentos últimos actuantes	89
7.2.2.6.	Cálculo de acero por flexión en la franja.....	90
7.2.2.7.	Separación del refuerzo	91
7.2.2.8.	Cálculo del bloque equivalente de compresión.....	93
7.2.2.9.	Verificación de fluencia del acero	93
7.2.2.10.	Verificación de resistencia	94
7.2.2.11.	Revisión por corte	95
7.2.2.12.	Resistencia al corte del concreto	95
7.2.2.13.	Anclaje del refuerzo de la losa.	96
7.2.3.	Viguetas.....	98
7.2.3.1.	Verificación de la aplicabilidad del método	99
7.2.3.2.	Verificación de limitaciones geométricas de viguetas	101
7.2.3.3.	Selección de los momentos últimos actuantes	101
7.2.3.4.	Cálculo de acero para momento positivo	102
7.2.3.5.	Cuantía de refuerzo mínima para vigas.	104
7.2.3.6.	Revisión por capacidad a momento positivo de la sección..	105
7.2.3.7.	Separación del refuerzo	106
7.2.3.8.	Cálculo de acero para momento negativo.	107
7.2.3.9.	Cuantía de refuerzo mínima para vigas T con el ala en tracción	107
7.2.3.10.	Momento de diseño de la sección.....	109
7.2.3.11.	Resistencia a corte en la sección.....	110

7.2.3.12.	Cortante ultimo según método aproximado.	110
7.2.3.13.	Deflexión en la vigueta.....	111
7.2.3.14.	Desarrollo del refuerzo de las viguetas.	116
7.2.4.	Pórticos Especiales a Momento	118
7.2.5.	Vigas	119
7.2.5.1.	Límites dimensionales	120
7.2.5.2.	Acero de Refuerzo Longitudinal.....	121
7.2.5.3.	Acero de Refuerzo Transversal	125
7.2.5.4.	Control de Deflexiones.....	131
7.2.6.	Columnas.....	134
7.2.6.1.	Límites dimensionales	134
7.2.6.2.	Refuerzo longitudinal	135
7.2.6.3.	Resistencia mínima a flexión de columnas	135
7.2.6.4.	Refuerzo transversal.....	138
7.2.7.	Nodos.....	142
7.2.7.1.	Longitud de desarrollo de barras en tracción	143
7.2.7.2.	Resistencia a cortante	143
CONCLUSIONES.....		147
RECOMENDACIONES		149
ANEXOS		151
A. Construcción del espectro de diseño reducido según NSM-22		
B. Diseño de las cimentaciones usando SAFE		
C. Figuras del modelo de análisis		
D. Planos estructurales		

Índice de figuras

Figura II-1: Geometría de doblado de ganchos de estribos.....	17
Figura II-2: Geometría de doblado de gancho de barras desarrolladas a tracción	18
Figura III-1: Análisis Modal Espectral	23
Figura III-2: Determinación del diafragma	30
Figura III-3: Espectro de respuesta elástico por tipo de suelo	32
Figura III-4: Espectro de respuesta elástico y de diseño reducido	33
Figura III-5: Determinación de distorsiones de piso.....	37
Figura IV-1: Losa nervada en una dirección.....	42
Figura V-1: Proyección máxima del ancho de la viga fuera de la cara de la columna.....	51
Figura V-2: Fuerza cortante en vigas de pórticos especiales a momento	53
Figura V-3: Fuerzas cortantes en columnas de pórticos especiales a momento.....	57
Figura V-4: Separación de refuerzo transversal en columnas	59
Figura V-5: Área efectiva del nudo	63
Figura VI-1: Tipos de cimentación mayormente usadas.....	66
Figura VII-1: Modelo 3D de la estructura en análisis	70
Figura VII-2: Caso Modal Espectral.....	73
Figura VII-3: Masa sísmica según ETABS	74
Figura VII-4: Modo de vibración 1 de caso Modal Espectral	75
Figura VII-5: Modo de vibración 2 de caso Modal Espectral	75
Figura VII-6: Patrón de carga para cortante basal estático en dirección X.....	77
Figura VII-7: Cortantes basales corregidos para los diferentes casos.....	78
Figura VII-8: Cortante de piso en dirección X	79
Figura VII-9: Deformación de la estructura según combinación bidireccional ...	81
Figura VII-10: Geometría de losa superior	87
Figura VII-11: Sección longitudinal de losa para un claro.....	88
Figura VII-12: Distribución del refuerzo en la losa.....	92
Figura VII-13: Refuerzo a flexión en la losa.....	93
Figura VII-14: Anclaje del refuerzo de la losa en vigas.....	97

Figura VII-15: Geometría de la vigueta.....	99
Figura VII-16: Geometría de vanos de viguetas	100
Figura VII-17: Acero por momento positivo	104
Figura VII-18: Acero de refuerzo por momento negativo.....	108
Figura VII-19: Refuerzo en la sección de la vigueta	111
Figura VII-20: Inercia de la sección transversal de la vigueta.....	112
Figura VII-21: Anclaje del refuerzo de la vigueta.....	117
Figura VII-22: Distribución de los pórticos especiales a momento	118
Figura VII-23: Ubicación en planta de pórticos especiales a momento	119
Figura VII-24: Detallado de refuerzo de viga VC-1 entre eje 5-A y 6-A en N2.	133
Figura VII-25: Diagrama de interacción para extremo superior de la columna	136
Figura VII-26: Diagrama de interacción para parte inferior de la columna.....	137
Figura VII-27: Armado de refuerzo en columna C-2	141
Figura VII-28: Fuerzas y momentos en el nodo.....	144
Figura VII-29: Detallado de refuerzo de conexión en Nodo A6, N2.....	146

Índice de tablas

Tabla II-1: Mínima resistencia del concreto según uso	11
Tabla II-2: Módulo de elasticidad del concreto según resistencia	12
Tabla II-3: Designaciones geométricas de varillas de refuerzo	15
Tabla II-4: Recubrimiento del acero según exposición del concreto	16
Tabla II-5: Longitudes de traslapo de barras corrugadas en tracción	19
Tabla III-1: Sismo de diseño según categoría de riesgo	25
Tabla III-2: Factor de importancia	25
Tabla III-3: Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración del terreno en roca para período cero a0 PGA. Con un periodo de retorno de 475 años.....	26
Tabla III-4: Factor de regularidad	27
Tabla III-5: Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	28
Tabla III-6: Clasificación por tipo de suelo	29
Tabla III-7: Coeficientes para el cálculo del periodo aproximado.....	35
Tabla III-8: Coeficiente para límite superior de periodo aproximado.....	36
Tabla IV-1: Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.....	44
Tabla IV-2: Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección	45
Tabla IV-3: Resistencia nominal a cortante en una dirección	46
Tabla V-1: Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales a momento	59
Tabla V-2: Resistencia a corte en el nudo	62
Tabla VI-1: Resistencia nominal a corte en dos direcciones.....	68
Tabla VII-1: Sobre cargas permanentes y cargas vivas.....	72
Tabla VII-2: Participaciones de masas.....	73
Tabla VII-3: Verificación de diafragma	80
Tabla VII-4: Desplazamientos laterales elásticos.....	81
Tabla VII-5: Distorsiones de piso	82

Tabla VII-6: Resumen de cálculo de coeficiente de estabilidad	83
Tabla VII-7: Momentos en secciones críticas de la losa según Método de análisis simplificado.....	89
Tabla VII-8: Cortante último en las secciones críticas de la losa	95
Tabla VII-9: Momento últimos actuantes en secciones críticas de la vigueta ..	102
Tabla VII-10: Refuerzo longitudinal propuesto en la viga.....	122
Tabla VII-11: Refuerzo longitudinal en la viga	123
Tabla VII-12: Acero de refuerzo en columna.....	142
Tabla VII-13: Acero de refuerzo en viga	142
Tabla VII-14: Resistencia a cortante en el nudo	145

I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Managua es la ciudad de Nicaragua con mayor riesgo sísmico, esto debido a que en la cadena volcánica entre Granada y Managua existen dos grandes bloques de rocas que se friccionan de manera interminable, lo que provoca los movimientos sísmicos diarios en nuestra ciudad. Debido a los estragos causados por el terremoto del 72, el cual fue un sismo de 6.2 en la escala de Richter, se creó en 1973 la primera norma para el análisis sísmico, con actualizaciones en 1983, 2007 y la Norma sismorresistente para la ciudad de Managua 2022, todas estas normativas se basan en códigos internacionales como el ASCE 7 y, su principal objetivo es garantizar la respuesta dúctil de los elementos resistentes de la estructura (Chávez y otros, 1973).

La construcción a base de concreto reforzado en Nicaragua es uno de los sistemas constructivos más utilizados debido a los beneficios de costos en comparación a otros sistemas estructurales como el acero, para crear una estructura sismorresistente se debe proveer elementos que resistan las fuerzas laterales o fuerzas sísmicas; uno de los elementos mayormente usados son los pórticos especiales a momentos, este sistema de pórticos se diseñan bajo el cumplimiento de especificaciones existentes, uno de esos principios es que la viga sea el elemento fusible y que la columna sea el elemento fuerte, el principal objetivo del diseño sísmico es resistir los movimiento sísmicos a través de una respuesta dúctil e inelástica.

La estructura sufrirá daños pequeños y controlados ante la llegada de un sismo de magnitud considerable y que sufra daños mayores sin colapsar o poner en riesgo total la vida de los usuarios, beneficiando así no solo la vida misma de la persona sino los costos que implica reconstruir una estructura en su totalidad (NSM - 22).

Es necesario que algunas variables sean lo más posible aprovechadas, uno de estos casos es el peso del edificio, las fuerzas sísmicas actuantes son

proporcionalmente directas al peso mismo, por ello se debe llevar la estructura a un peso mínimo para así disminuir los efectos de sismo a considerar.

El sistema de losas nervadas brinda beneficios no solo económicos sino también estéticos a la estructura, estos sistemas de losas tienen pesos más pequeños en comparación a una losa maciza, este sistema de losas puede ser nervado en una o ambas direcciones y, se compone de una losa con espesor mayor a 50 mm y un sistema de viguetas o vigas secundarias de mayor peralte las cuales se encargan de resistir los esfuerzos de tensión del entrepiso (ACI 318 - 19).

En el presente proyecto monográfico se realizará el diseño sismo-resistente de los componentes de los marcos (columnas y vigas), además, del diseño de la losa (nervada en una dirección). Para ello se utilizará la “norma sismorresistente en la ciudad de Managua” (NSM-22) para el análisis de la estructura y para el diseño se hará uso del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto – ACI 318-19, utilizando a su vez el software ETABS v20.3.0.

1.2. ANTECEDENTES

En el análisis y diseño de estructuras se han venido buscando formas y métodos que sean mayormente adecuados en los procesos constructivos. Los diseños sismorresistentes proveen a la estructura mayor resistencia esto para contrarrestar los efectos provocados no solo por las cargas gravitacionales sino también los efectos de cargas laterales.

Managua siendo el asiento urbano principal del país y a su vez capital de Nicaragua, antes del año 1972 se desarrolló en forma desordenada desde su fundación, los efectos causados por el terremoto el 23 de diciembre de 1972 dieron como resultado la destrucción de la mayoría de las viviendas. La mayor parte de las construcciones eran de taquezal, siendo la gran mayoría de ellas, antiguas. Este tipo de construcción consiste en paredes con esqueleto de madera, rellenas con piedra y tierra vegetal, y con una cubierta típica de teja de barro cocido. Estas estructuras, de enorme peso y poca resistencia a las fuerzas laterales, no soportaron los esfuerzos cortantes generados por el movimiento sísmico, fallando hasta llegar en muchos casos al colapso total (Chávez y otros, 1973).

El primer registro moderno de hormigón data de 1760, cuando John Smeaton lo utilizó en Gran Bretaña en la primera esclusa del río Calder. Las paredes de la esclusa estaban hechas de piedras rellenas de hormigón. En 1796, J. Parker descubrió el cemento natural romano y 15 años más tarde Vicat quemó una mezcla de arcilla y cal para producir cemento. En 1824, Joseph Aspdin fabricó cemento portland en Wakefield, Gran Bretaña. Se le llamó cemento portland porque cuando endurecía se asemejaba a la piedra de las canteras de la Isla de Portland (Hassoun & Al - Manaseer, 2020).

E.L. Ransome, de San Francisco, supuestamente usó concreto reforzado en los primeros años de la década de 1870 y fue el inventor de las varillas corrugadas (o retorcidas), para las que obtuvo una patente en 1884. Estas varillas, que eran de

sección transversal cuadrada, se torcían en frío con una vuelta completa en una longitud de no más de 12 veces el diámetro de la varilla (El propósito de torcerlas era proporcionar mejor adherencia entre el concreto y el acero). En 1890, en San Francisco, Ransome construyó el museo Leland Stanford Jr. Se trata de un edificio de concreto reforzado de 312 pies (95 metros aproximadamente) de largo y 2 niveles de altura en el que se usó como refuerzo de tensión el alambre de los cables de desecho de un sistema de transporte funicular. Actualmente el concreto reforzado se ha vuelto cada vez más competitivo para edificios de más de 20 niveles y hay ya un número de edificios de concreto reforzado de mayor altura alrededor del mundo. El edificio Water Tower Place en Chicago de 74 niveles, y 859 pies (262 metros aproximadamente) de altura es el edificio de concreto reforzado más alto en el mundo. La torre CN de 1465 pies (447 metros aproximadamente), en Toronto, Canadá, es la estructura más alta de concreto reforzado en el mundo. (McCormac & Brown, 2018).

Se han creado monografías de estructuras sismorresistentes a base de concreto reforzado y pórticos especiales a momentos, tal es el caso de la monografía “Diseño sísmico de un edificio de concreto reforzado de cinco niveles a base de pórticos especiales de momento y diafragma de losas alveolares pretensadas”.

Las losas pueden ser nervadas en una o ambas direcciones, el uso de losas nervadas en una dirección disminuye el peso de la estructura, esto es una ventaja respecto a las losas planas, reduciendo costos, no solo en concreto sino también en materiales de refuerzo como el acero. En una ciudad con grandes afectaciones sísmicas como Managua, además, las losas nervadas en una dirección hacen ver más estético el sistema de techo. Es de gran beneficio reducir lo mayormente posible el peso de los edificios para que las consideraciones de cargas sísmicas disminuyan. No se tiene registro de edificaciones con sistema de losas nervadas en una dirección en Managua.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Nicaragua, conocido por sus grandes lagos y volcanes activos, se encuentra en el cinturón de fuego del pacífico, en la zona de subducción de la Placa Coco bajo la Placa Caribe. Managua es la ciudad capital y es conocida por ser la ciudad con mayor número de fallas geológicas, causantes de frecuentes actividades sísmicas. Una frase muy importante que puede ayudarnos a entender la importancia del análisis y diseño correcto de las estructuras es: “El sismo no mata a las personas, lo hacen las estructuras”, es a partir de aquí que surge la necesidad del diseño sismorresistente.

La nueva Norma sismorresistente para la ciudad de Managua desliga la ciudad capital del RNC-07, por lo cual, es necesario que las edificaciones que fueron construidas en la ciudad de Managua en base al Reglamento Nacional de la Construcción sean revisadas con la nueva norma y las edificaciones que vayan a ser construidas en la ciudad de Managua cumplan con lo establecido en la NSM-22.

Al considerar que la estructura está ubicada en Managua, el principal propósito de este proyecto monográfico es el realizar un diseño de una edificación que sea capaz de resistir las fuerzas laterales (provocadas por sismos) por medio de los marcos especiales a momento. Es por esto que es necesario realizar un análisis y diseño sismorresistente que garantice la estabilidad de la estructura y seguridad de vida de las personas (que las estructuras no sufran debido a sismos de intensidad baja, que el daño a la estructura sea mínimo debido a sismos de intensidad moderada y para sismos de gran intensidad la estructura no colapse).

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

- Realizar el diseño sismorresistente de un edificio de concreto reforzado de 6 niveles a base de pórticos especiales a momento, con entrepiso de losa nervada en una dirección, en la ciudad de Managua, 2023.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Realizar el análisis sísmico de la estructura mediante el Método Dinámico Modal Espectral establecido en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSM-2022), con ayuda del Software ETABS v20.3.0.
- Realizar el diseño del sistema de losa nervada en una dirección mediante especificaciones del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto – ACI 318 – 19.
- Diseñar los pórticos especiales a momentos de acuerdo con los requisitos del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto – ACI 318 – 19.
- Diseñar las cimentaciones de la estructura como zapatas aisladas considerando especificaciones para concreto estructural del ACI 318 – 19, mediante uso de software SAFE.

II. CONCRETO REFORZADO

2.1. Concreto

El concreto reforzado es uno de los materiales comúnmente usados para diseñar todo tipo de edificaciones; es el resultado de agregar barras de acero a la masa de concreto, trabajan juntos para formar miembros estructurales que pueden resistir muchos tipos de cargas. La clave de su desempeño radica en la complementación en la resistencia a los diferentes tipos de fuerzas; el concreto resiste la compresión y el acero de refuerzo resiste las fuerzas de tensión.

El hormigón estructural puede ser hormigón simple, armado, pretensado o postensado; además, el hormigón se utiliza en el diseño compuesto. El diseño compuesto se utiliza para cualquier miembro estructural, como vigas y columnas, cuando el miembro contiene una combinación de formas de hormigón y acero (Hassoun & Al - Manaseer, 2020)

En general el diseño de diferentes estructuras se logra realizando dos pasos principales:

1. Determinar las diferentes fuerzas que actúan sobre la estructura usando métodos apropiados de análisis estructural.
2. Dosificar económicamente todos los miembros estructurales, considerando la seguridad, la estabilidad, servicio y funcionalidad de la estructura.

2.1.1. Agregados

Los agregados que se usan en concreto ocupan aproximadamente tres cuartas partes del volumen del concreto. Como son menos caros que el cemento, es deseable usar la mayor cantidad posible de ellos. Se emplean tanto agregados finos (usualmente arena) como gruesos (usualmente grava o piedra triturada) (ACI 318 - 19).

El agregado grueso deberá consistir en grava, grava triturada, piedra triturada, concreto de cemento hidráulico triturado, o una combinación de ellos (ASTM C-33)

Agregado fino: Consiste en arena natural, arena manufacturada o una combinación de ambas (ASTM C-33).

2.1.2. Resistencia mínima del concreto según su uso

Los requisitos del diseño de las mezclas de concreto se basan en la filosofía de que el concreto debe proveer la resistencia y durabilidad adecuados, según las categorías de diseño de las estructuras o los sistemas sismorresistentes (ACI 318 - 19).

Los pórticos especiales a momento, muros estructurales especiales y sus cimentaciones construidas de concreto liviano se limitan a una resistencia máxima a la compresión de 35 MPa, a menos que se demuestre con evidencia experimental que los miembros proveen una resistencia y tenacidad igual o que exceda la de los miembros comparables construidos de concreto de peso normal de la misma resistencia (ACI 318 - 19).

Tabla II-1:*Mínima resistencia del concreto según uso*

Aplicación	f'c Mínimo [MPa]
General	17
Estructuras de cimentaciones asignadas a CDS A, B o C	17
Cimentaciones para edificaciones residenciales y construcciones de muros de carga de aportamiento ligero de dos pisos o menos, asignadas a CDS D, E o F	17
Cimentaciones de estructuras asignadas a CDS D, E o F diferentes de construcciones de muros de carga de aportamiento ligero de dos pisos o menos, asignadas a CDS D, E o F	21
Pórticos especiales a momento	21
Muros estructurales especiales con refuerzo Grado 420 o Grado 550	21
Muros estructurales especiales con refuerzo Grado 690	35
Pilotes prefabricados no preesforzados hincados	28
Pilotes preexcavados	28
Pilotes prefabricados preesforzados hincados	35

*Nota: Tomada de (ACI 318 - 19)***2.1.3. Elasticidad del concreto**

De acuerdo con el ACI 318-19, el módulo de elasticidad para concreto de peso normal depende únicamente de la resistencia a compresión de diseño del concreto mismo y se puede calcular mediante la ecuación siguiente:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. II-1}$$

Las unidades del valor bajo el radical deben ser en MPa, de la misma manera el valor arrojado por la ecuación es en MPa. Se presentan valores usuales del módulo de elasticidad para diferentes resistencias al concreto.

Tabla II-2:

Módulo de elasticidad del concreto según resistencia

f'_c [MPa]	E_c [MPa]
17	19400
21	21500
24	23000
28	24900
35	27800
42	30450

Nota: Tomada de (McCormac & Brown, 2018)

2.1.4. Elementos estructurales.

Los elementos estructurales son aquellos que están diseñados para resistir fuerzas tanto sísmicas, de vientos o gravitacionales, entre estos elementos se encuentran: vigas, columnas, muros, juntas, cabezales, zapatas, pilotes.

2.1.4.1. Columnas.

Las columnas son el principal elemento resistente a cargas verticales, cuando existe más de un nivel las columnas de los niveles inferiores soportan el peso generado por los niveles superiores, el material que mayor resistencia ofrece en este caso es el concreto como tal, no así en columnas en las cuales existen excentricidades mayores a 1/6 de la dimensión de esta (ACI 318 - 19).

2.1.4.2. Vigas.

Las vigas son elementos que generalmente trabajan a flexión, pueden ser de distintas secciones, sin embargo, dado que se encargan de recibir cargas de la losa y transmitirlas a las columnas estas tienden a flexionarse, esto lleva a normalmente usar acero de refuerzo en mayor cantidad en la parte inferior de las secciones (ACI 318 - 19).

Cuando no existen limitaciones arquitectónicas dimensionales, es posible encontrar las secciones transversales conociendo las fuerzas externas actuantes en la viga, también, se pueden estimar conociendo únicamente la longitud del claro, esto se hace encontrando el peralte mínimo de la viga mediante control de flechas y, aproximando la base respecto a la altura establecida anteriormente. Para claros no mayores a 7.62 m (25 ft), se recomiendan anchos de viga en un rango que va desde 0.5 a 0.67 veces la altura de la viga ya estimada (McCormac & Brown, 2018), sin embargo, estas dimensiones pueden variar debido a solicitaciones externas.

2.2. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe ser varillas corrugadas, excepto en caso de varillas lisas usadas para espirales de confinamiento para barras longitudinales, el uso de varillas corrugadas permite una mejor adherencia entre las mismas y el concreto, los grados del refuerzo usado se especifica en la tabla 20.2.1.3 (a) de la ACI 318 – 19, dichos valores en función de lo especificado por ASTM A615M (McCormac & Brown, 2018).

El acero de refuerzo no preesforzado a usar en los diferentes tipos de elementos, además del tipo de resistencia que proporcionan a la sección debe estar de acuerdo con la tabla 20.2.2.4(a) de (ACI 318 - 19).

Para pórticos especiales a momento, se debe usar refuerzo de barras corrugadas tanto para flexión y fuerza axial de acuerdo con la norma ASTM A706M, con valor máximo de fluencia de 550 MPa, para demás elementos se permite el uso de todo refuerzo que cumpla con la norma citada anteriormente, además, se permite el uso de acero con valor de fluencia máximo de 690 MPa, que cumplan con las normas A615M, A955M, A996M, A1035M.

Para refuerzo por corte y torsión es permitido usar acero que cumpla con A615M, siempre que el valor especificado a la fluencia no exceda 420 MPa.

2.2.1. Separación del refuerzo longitudinal

La separación del refuerzo debe estar en cierto rango, esto debido a que una separación demasiada pequeña puede limitar el buen colado del concreto, y una separación demasiado grande puede no garantizar el buen desempeño del elemento.

La separación mínima del acero de refuerzo longitudinal depende del tipo de elemento, para una viga la separación mínima corresponde al mayor valor obtenido entre, la dimensión de la barra a usar, 1/3 del diámetro del agregado grueso y 25 mm, mientras que para columnas este valor corresponde al mayor de 40 mm, el diámetro de la barra longitudinal aumentada en un 50% y el diámetro del agregado grueso mayorado en un 33%.

Las separaciones máximas del refuerzo en vigas no preesforzadas se especifica en la tabla 24.3.2 de (ACI 318 - 19). Para barras y alambres corrugados es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad \text{Ec. II-2}$$

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad \text{Ec. II-3}$$

Donde:

f_s : esfuerzo en el refuerzo para cargas en servicio, se permite usar $\left(\frac{2}{3}\right) f_y$

c_c : Es el recubrimiento libre del refuerzo longitudinal, es decir, la suma del recubrimiento y el diámetro de la barra por corte.

2.2.2. Características geométricas

Las designaciones de las varillas según el sistema internacional de medidas son en base a los diámetros de estas, estos diámetros varían las propiedades geométricas como el área de la sección, así como también la masa por unidad de

medida. En la tabla siguiente se muestra un resumen de los diferentes tipos de varillas:

Tabla II-3:

Designaciones geométricas de varillas de refuerzo

Varilla N°		Dimensiones nominales	
S. I	U. S	Diámetro [mm]	Área [mm ²]
10	3	9.5	71
13	4	12.7	129
16	5	15.9	199
19	6	19.1	284
22	7	22.2	387
25	8	25.4	510
29	9	28.7	645
32	10	32.3	819
36	11	35.8	1006
43	14	43.0	1452
57	18	57.3	2581

Nota: Adaptada de (McCormac & Brown, 2018)

La tabla 20.2.2.4(a) de ACI 318-19 especifica valores máximos a fluencia para refuerzo corrugado no preesforzado longitudinal y transversal en pórticos especiales a momentos, para flexión, fuerza axial, retracción y temperatura de 550 MPa, para refuerzo a cortante con estribos cerrados de confinamiento el valor máximo es de 420 MPa, aplicable a barras y alambres corrugados y alambre electrosoldado conforme a A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M.

2.2.3. Elasticidad del acero

El módulo de elasticidad E_s para barras y alambres no preesforzados puede tomarse como 200000 MPa cuando el esfuerzo sea mayor o igual al esfuerzo de fluencia; cuando el esfuerzo actuante es menor al de fluencia, dicho módulo de elasticidad se debe tomar como el resultado de dividir el esfuerzo actuante sobre la deformación unitaria del acero de refuerzo.

2.2.4. Recubrimiento del acero

Tabla II-4:

Recubrimiento del acero según exposición del concreto

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado [mm]
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
	Losas viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	40

Nota: Tomada de (ACI 318 - 19)

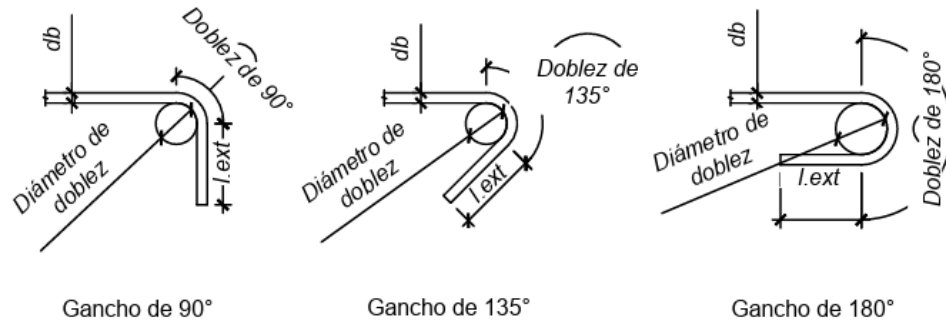
2.2.5. Estribos cerrados de confinamiento

Los estribos cerrados de confinamiento por lo general consisten en elementos cerrados hechos de varillas lisas o corrugadas de diferentes tamaños, y sirven para resistir los esfuerzos producidos por las fuerzas de corte y los efectos por torsión en los elementos, así como también cumplen la función de confinar los elementos de refuerzo longitudinales (ACI 318 - 19).

Las barras longitudinales No. 32 o menores deben estar confinadas por estribos de confinamiento hechos de al menos barras No. 10, y para paquetes de barras y barras mayores a No. 36 estribos hechos de barras No. 13 (ACI 318 - 19).

Figura II-1:

Geometría de doblado de ganchos de estribos



Nota: Adaptado de ACI-318-19, pág. 488.

Para los tres tipos de ganchos estándar, el diámetro interior mínimo de doblado para para barras No. 10 a No. 16 es de cuatro veces el diámetro de la barra de la cual está hecha el estribo, mientras que para barras No. 19 a No. 25 es de seis veces el diámetro de dicha barra (ACI 318 - 19).

La extensión recta para ganchos de 90° y barras No. 10 a No. 16 es el mayor valor entre seis veces el diámetro de la barra y 75 mm, mientras que para barras mayores es de 12 veces el diámetro de la barra (ACI 318 - 19).

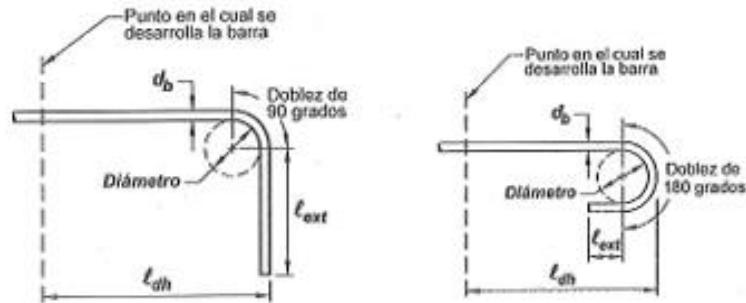
Para ganchos de 135° la longitud exterior es el mayor valor entre seis veces el diámetro de la barra y 75 mm, mientras que para ganchos de 180° el valor de la longitud exterior se reduce al mayor entre cuatro veces el diámetro de la barra y 65 mm (ACI 318 - 19).

2.2.6. Longitudes de desarrollos y traslapos

Para garantizar el anclaje del acero de refuerzo, se deben garantizar longitudes mínimas de embebido en base a resistencia del concreto, separación y tamaño del refuerzo, entre otros. Las longitudes de desarrollo pueden ser rectas o con ganchos, esto dependiendo de los espacios disponibles para anclar el refuerzo (ACI 318 - 19).

Figura II-2:

Geometría de doblado de gancho de barras desarrolladas a tracción



Tomada de ACI 318-19, pág. 487.

Para el desarrollo en gancho estándar de 90 grados se necesita una longitud de extensión recta de 12 veces el diámetro de la varilla en desarrollo y, para desarrollo en forma de gancho de 180° este valor disminuye y se debe cumplir mínimo con el mayor valor de cuatro veces el diámetro o 65 mm (ACI 318 - 19).

El diámetro mínimo de doblado varía en función del diámetro de las barras desarrolladas, para barras No. 10 a No. 25 este valor es de seis veces el diámetro, para No. 29 a No. 36 es de ocho veces el diámetro y para No. 43 y No. 47 es de 10 veces el diámetro, dicho valor es válido para ambos casos, tanto como para desarrollo con ganchos a 90° como para ganchos a 180° (ACI 318 - 19).

El valor de la longitud de desarrollo (l_{dh}) para barras terminadas en ganchos es el mayor valor entre ocho veces el diámetro de la barra, 150 mm y el obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = \left(\frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) db^{1.5} \quad \text{Ec. II-4}$$

Donde:

db : Diámetro de la barra a desarrollar [mm]

f_y : resistencia del acero.

Ψ_e : Factor de modificación por refuerzo recubierto de epóxico.

Ψ_r : Factor de modificación por confinamiento del refuerzo.

Ψ_o : Factor de modificación por ubicación del refuerzo.

Ψ_c : Factor de modificación en base a resistencia del concreto.

Dichos valores están establecidos en la tabla 25.4.3.2 de (ACI 318 - 19).

Las longitudes de traslapes de barras corrugadas en tracción se obtienen, de la siguiente tabla:

Tabla II-5:

Longitudes de traslapo de barras corrugadas en tracción

AScolocado/ASrequerido en la longitud de empalme	Porcentaje máximo de acero empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	l_{st}
≥ 2	50	Clase A	Mayor de: l_d y 300 mm
	100	Clase B	
< 2	Todos los casos	Clase B	Mayor de: $1.3l_d$ y 300 mm

Tomada de ACI 318-19, pág. 509.

La longitud de traslapo para barras a compresión depende del grado del acero del refuerzo, para barras No. 36 o menores con resistencia menor de 420 MPa, la longitud de empalme a compresión (l_{sc}) es la mayor entre 0.071 por el valor de la resistencia del acero [MPa] por el diámetro de la barra en [mm] y, 300 mm, para concreto con valores a resistencia a la compresión menor a 21 MPa la longitud debe incrementarse en un 33%.

2.2.7. Ventajas y desventajas del concreto reforzado.

Todos los materiales usados en la construcción tienen ciertas ventajas y desventajas, estas pueden darse por diferentes motivos, incluso la temperatura en la zona donde se construye puede afectar el desempeño de los materiales (McCormac & Brown, 2018).

Entre las ventajas se tiene (McCormac & Brown, 2018):

- Mejor resistencia al fuego que el acero.
- 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.

Se considera como desventaja lo siguiente (McCormac & Brown, 2018):

- 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.
- La alta densidad del concreto y las secciones que se usan en los elementos tienden a hacer que la estructura se vuelva más pesada, por ende, se genera una mayor fuerza de corte al momento de generarse un sismo.
- Se desarrollan grietas en el concreto debido a la contracción y aplicación de cargas.

III. MÉTODO DE ANÁLISIS: DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

3.1. Método de Análisis Dinámico Modal Espectral

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 (NSM - 22).

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 (NSM - 22).

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 (NSM - 22).

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. Con respecto a 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 (NSM - 22).

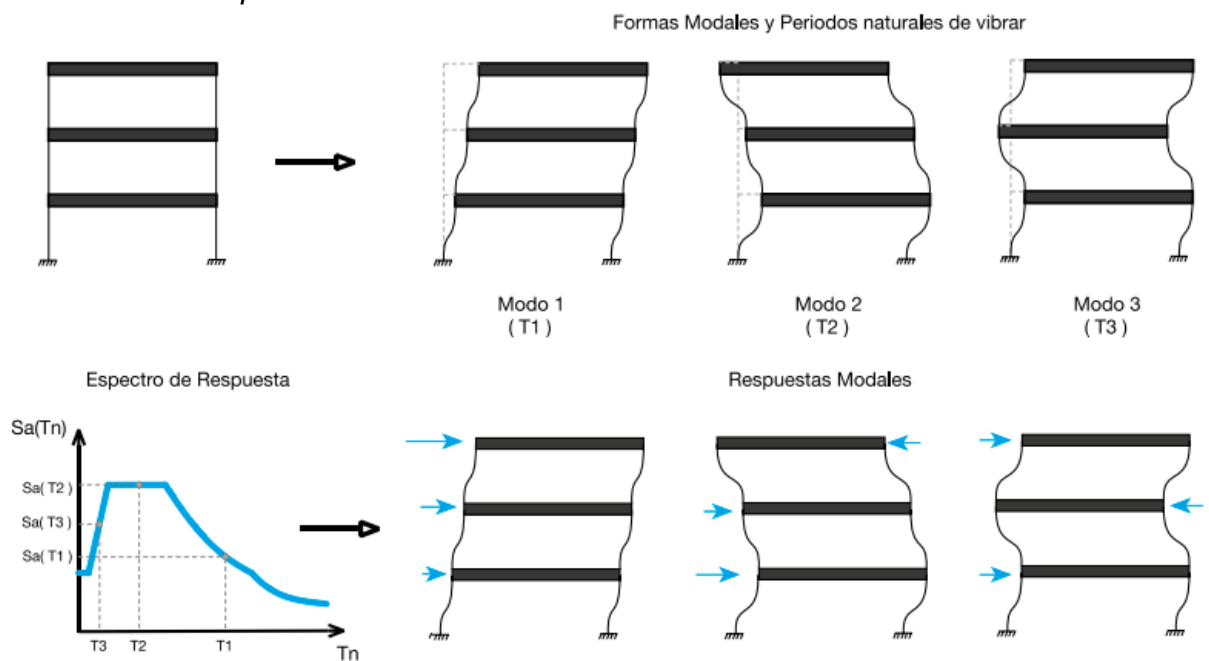
En consecuencia y dada la complejidad del proceso de análisis, las normativas sísmicas recurren al concepto de “Espectro de diseño” que permite un fácil cálculo

de las fuerzas sísmicas actuando sobre un edificio en función principalmente del tipo de suelo, además, de la ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento en función de cada sistema estructural, así como también los elementos y materiales que lo componen. 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 (NSM - 22).

El método Dinámico Modal Espectral (MDE) 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 (NSM - 22).

Figura III-1:

Análisis Modal Espectral



Nota: Tomado de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág.

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 (NSM - 22).

3.2. Clasificación de las estructuras

Las estructuras se clasifican según el destino, según área o niveles, se consideran también la cantidad de personas expuestas o pérdidas económicas generadas por falta de resistencia en los elementos, por ello se debe hacer consideraciones de las condiciones existentes al momento de construir, en base a esto se asigna una categoría de riesgo y posteriormente un factor de importancia, el propósito del factor de importancia es ajustar la demanda sísmica de diseño a la probabilidad de no excedencia del grupo de importancia asignado a dicha estructura (NSM - 22).

3.2.1. Clasificación por grupo de importancia

La norma sismorresistente para la ciudad de Managua nos presenta la clasificación de las estructuras en cuatro grupos según su importancia, esto bajo características como destino ocupacional o tamaño de la estructura, estos grupos son:

- Estructuras no destinadas a habitación.
- Estructuras de ocupación normal.
- Estructuras de ocupación especial.
- Estructuras esenciales y críticas.

Este último grupo encierra todas aquellas estructuras que deben seguir en total funcionamiento luego de una ocurrencia sísmica, como, por ejemplo: hospitales, estaciones policiales, de bomberos, sitios que sirven como albergues en situaciones de desastres, entre otras (NSM - 22).

Tabla III-1:

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

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 22

3.2.1.1. Factor de importancia

El factor de importancia depende de la categoría de riesgo, el propósito de este factor es ajustar la demanda sísmica de diseño a la probabilidad de no excedencia del grupo de importancia asignado a la estructura (NSM - 22).

Tabla III-2:

Factor de importancia

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1
III	1.3
IV	1.65

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 23

3.2.2. Clasificación por categoría de diseño sísmico

Corresponde a la asignación de categoría de diseño sísmico basadas en el nivel de amenazas sísmica en la cual están ubicadas y en la categoría de riesgo asociada a su grupo de importancia. Las categorías de diseño sísmico son: A, B, C y D, y cada una de ellas genera cierto grado de incursión elástica a la estructura (NSM - 22).

Tabla III-3:

Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración del terreno en roca para período 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
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 26

3.2.3. Clasificación por irregularidad

Las irregularidades en una estructura generan alteraciones en el desempeño cuando ocurre un sismo, esto debido a que la incursión elástica no se distribuye en la estructura. Se clasifica como irregularidad en planta, en elevación, así como también irregularidad extrema, cuando una estructura es regular se genera mayor estabilidad de esta, generando una rigidez proporcional lo cual permite un mejor desempeño (NSM - 22).

Tabla III-4:

Factor de regularidad

Factor de regularidad en planta	Factor de regularidad en elevación
$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$	$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$
Donde: Φ_P -- Factor de regularidad en planta Φ_{PA} - Mínimo valor de Φ_{pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1, 2 y/o 3. Φ_{PB} -Mínimo valor de Φ_{pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 4. Φ_{Pi} - Factor de irregularidad en planta	Donde: Φ_E -- Factor de regularidad en elevación Φ_{EA} - Mínimo valor de Φ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4. Φ_{EB} -Mínimo valor de Φ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3. Φ_{Ei} - Factor de irregularidad en elevación

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 27

3.2.4. Clasificación por material y sistema estructural

Esta clasificación refleja las características de absorción y disipación de energía de los distintos sistemas estructurales empleados, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes sistemas (NSM - 22).

La clasificación por sistema estructural permite establecer:

- El valor del coeficiente de modificación de respuesta R.
- El material con el cual se construye el sistema.
- El factor de sobrerresistencia Ω_0 .
- El factor de amplificación de la deflexión C_d , usado para convertir los desplazamientos elásticos en inelásticos.
- La cantidad máxima de pisos permitida, definidos en términos de su altura en metros.

- La distorsión máxima de piso permitida $\gamma_{m\acute{a}x}$

Los valores de las distorsiones máximas permitidas según Tabla 5.1.1 de la NSM-22, deberán reducirse a un 75% para estructuras con categoría de riesgo III y, no deben ser mayores que el 50% del valor en tabla para estructuras con categoría de riesgo IV, para las categorías de riesgo I y II los valores límites a considerar son los valores en dicha tabla (NSM-22).

Tabla III-5:

Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

Sistema Estructural	R	Ω_0	C_d	$\gamma_{m\acute{a}x}$	Limitación del sistema estructural Incluyendo el límite de altura (m)			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
SMF	8	3	5.5	0.02	SL	SL	SL	SL
IMF	5	3	4.5	0.015	SL	SL	SL	NP
OMF	3	3	2.5	0.01	SL	SL	NP	NP

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 36

Donde:

SMF: Marcos de momento especiales de concreto armado

IMF: Marcos de momento intermedios de concreto armado

OMF: Marcos de momento ordinarios de concreto armado

R: Coeficiente de modificación de respuesta

Ω_0 : Factor de sobrerresistencia

C_d : Coeficiente de deflexión

$\gamma_{m\acute{a}x}$: Distorsión máxima de piso

*SL: Sin límite y NP: No permitido

3.2.5. Clasificación por tipo de suelo

En la tabla 6.3.1 de la norma sismorresistente para la ciudad de Managua define cinco tipos de perfil de suelo (Suelo tipo A, B, C, D y E). Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 metros superiores del perfil, para los tipos de suelo antes mencionados.

Para estructuras clasificadas como III y IV es obligatorio realizar estudios de geofísica para la obtención del V_{s30} y así clasificar el suelo en función de dicho parámetro. Si la estructura es clasificada como categoría de riesgo I y II podrán correlacionarse los datos para clasificar el suelo según la tabla 6.3.1 (NSM - 22).

Tabla III-6:

Clasificación por tipo de suelo

Clasificación del Sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte	Resistencia de penetración estándar	Resistencia al corte sin drenar
		V_s (m/s)	N	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	$360 < V_s \leq 760$	$N > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq N \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$N < 15$	$S_u < 0.5$
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 $S_u < 0.2$ kg/cm ²		

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 47

3.3. Diafragma

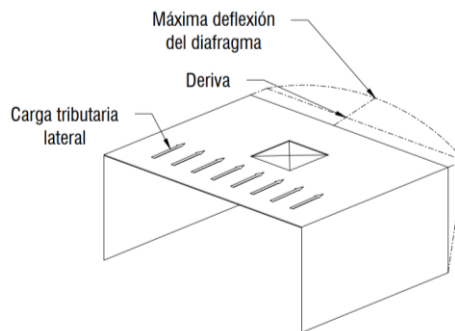
Se entiende por diafragma cualquier sistema de techo o entrepiso generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano para que sea capaz de transmitir fuerzas laterales ya sea de sismo o viento a los elementos verticales que forman el sistema resistente a dichas cargas. El diafragma y los elementos que lo conectan al sistema resistente a carga lateral deben estar en capacidad de transmitir las fuerzas horizontales en las dos direcciones ortogonales más la torsión en dicho nivel. Existen dos tipos de diafragmas, flexible y rígido, este último generalmente se asigna en estructuras de concreto (NSM - 22).

Como ejemplos de diafragmas rígidos tenemos: losas de concreto reforzado con espesores no menores a 50 mm, losas compuestas metal deck llenas de concreto, losas aligeradas, losas nervadas etc. Además, que tengan una relación largo ancho menor o igual que 3 y que no tengan ningún tipo de irregularidad en planta (NSM-22)

Se permite clasificar el diafragma como rígido si el cociente resultante de dividir la máxima deflexión del diafragma sobre el promedio de la deriva de piso a diafragma es menor o igual a dos, es decir:

Figura III-2:

Determinación del diafragma



Nota: Tomada de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág.

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} \leq 2$$

Ec. III-1

Cuando el resultado sea mayor que dos se considera un diafragma flexible (NSM-22).

3.4. Espectro de respuesta elástico

La NSM-22 establece un espectro normalizado de respuesta elástica de aceleraciones $A(T)$ en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales expresada como fracción de la gravedad, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, los valores numéricos de dicho espectro son definidos mediante las siguientes ecuaciones:

$$A(T) \begin{cases} A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{T_b} T_b} (\beta - 1) \right] & 0 \leq T \leq FS_{T_b} * T_b \\ \beta A_0 & FS_{T_b} * T_b \leq T \leq FS_{T_c} * T_c \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} * T_c \leq T \leq T_d \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases} \quad \text{Ec. III-2}$$

Donde:

A_0 : Representa el valor de la aceleración del terreno con la influencia del suelo y la importancia de la estructura.

FS_{T_b} y FS_{T_c} : Son factores de ajuste espectral en dependencia de la clasificación del sitio.

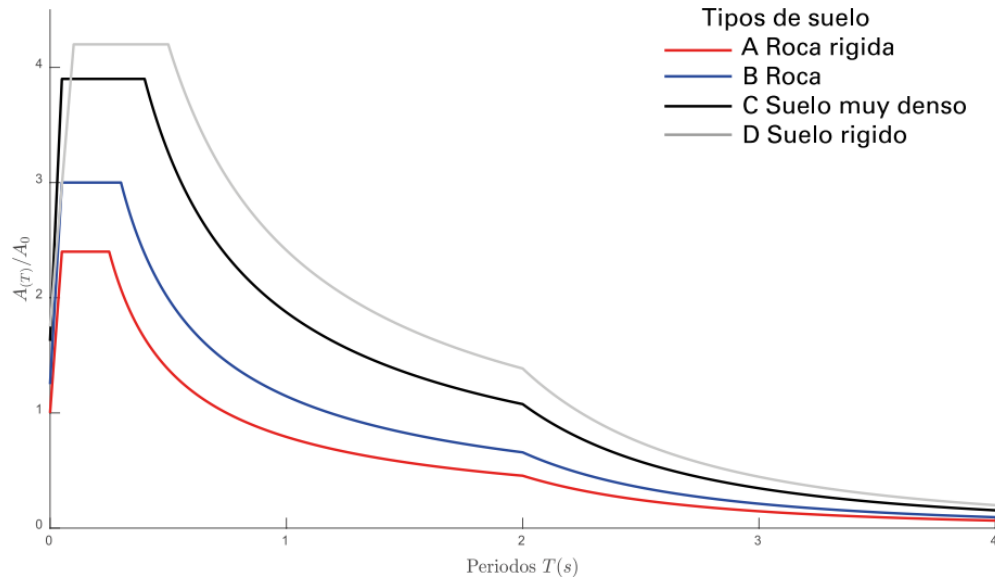
T_a , T_b , T_c : Periodos característicos del espectro de respuesta.

β : Cociente de la aceleración (a_{meseta}/a_o)

p, q : Exponentes que definen la forma del espectro para un periodo de vibración mayor de T_c y T_d respectivamente.

Figura III-3:

Espectro de respuesta elástico por tipo de suelo



Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 50

3.4.1. Espectro de Diseño Reducido

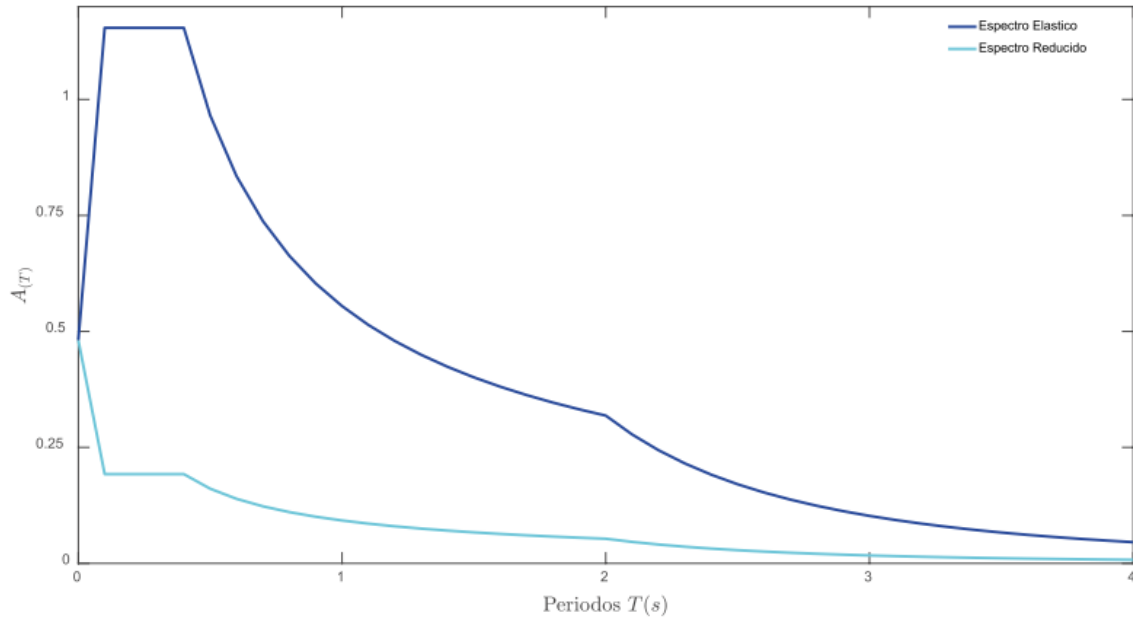
Espectro de diseño que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado, se obtiene a partir del espectro de diseño elástico. Los espectros se usan para determinar las fórmulas de atenuación de las aceleraciones que más se acercan a los valores registrados (NSM - 22).

El espectro de diseño reducido resulta de la división de las ecuaciones del espectro de respuesta elástico por el factor de comportamiento sísmico R_0 excepto para la primera rama ascendente, cuyo valor sería:

$$A_{(T)} = \left[\frac{A_0 T}{F S T_b * T_b} \left(\frac{\beta}{R_0} - 1 \right) \right] + A_0 \quad \text{Ec. III-3}$$

Figura III-4:

Espectro de respuesta elástico y de diseño reducido



Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 51

3.5. Peso Sísmico Efectivo

El peso sísmico efectivo de la estructura (W) será el que resulte de la superposición de las cargas permanentes más una fracción de las cargas variables que contribuyan a la respuesta sísmica de la estructura. Independientemente del método de análisis que se utilice, el peso sísmico efectivo a utilizarse será:

- Caso general

$$W = CM + 0.15 * CV$$

Ec. III-4

- Casos especiales: Bodegas, parqueos y almacenaje

$$W = CM + 0.3 * CV$$

Ec. III-5

Donde:

CM: Carga muerta total de la estructura (peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, así como los equipos que estén fijos o bien adheridos a la estructura de tal manera que influyan en su respuesta sísmica).

CV: Carga variable.

3.6. Fuerza Lateral Equivalente

El cortante basal corresponde a la fuerza de corte aplicado en la base, esta fuerza corresponde al producto del coeficiente sísmico por el peso sísmico efectivo de la estructura, se busca hacer secciones mínimas para disminuir el peso y también el cortante basal (NSM - 22).

$$V_b = C_s * W \quad \text{Ec. III-6}$$

Donde:

C_s : Coeficiente sísmico

W : Peso sísmico efectivo

3.6.1. Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico depende del ambiente sismo-tectónico de la zona, la topografía y la condición del suelo del sitio, las características dinámicas de la estructura, así como el sistema estructural, la ductilidad y la importancia de esta. Las ecuaciones que definen al coeficiente sísmico presentes en la sección 8.2.1.3 de la norma sismorresistente para la ciudad de Managua son las siguientes:

$$C_s = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{\beta A_o}{R_o} & 0 \leq T \leq FS_{T_c} * T_c \\ \frac{\beta A_o}{R_o} \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} * T_c \leq T \leq T_d \\ \frac{\beta A_o}{R_o} \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{array} \right\} \quad \text{Ec. III-7}$$

Y en la sección 8.2.1.3 de la norma sismorresistente para la ciudad de Managua, se presenta la ecuación del coeficiente mínimo:

$$C_{S-min} = FS_{T_C} \beta \frac{A_o}{2R_o} \quad \text{Ec. III-8}$$

3.6.2. Periodo aproximado de la estructura.

El periodo aproximado se calcula con la ecuación siguiente:

$$T_a = C_t * h_n^x \quad \text{Ec. III-9}$$

Siendo h_n la altura de la estructura en [m], los valores de C_t , y x están dados por el tipo de estructura sismorresistente.

Tabla III-7:

Coeficientes para el cálculo del periodo 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	0.8
Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos.	0.0466	0.9
Marcos de acero arriostrados excéntricamente	0.0731	0.75
Marcos de acero arriostrados con pandeo restringidos	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.0488	0.75

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág.

Además, se calcula el límite superior del periodo aproximado, este periodo se utiliza para el cálculo del coeficiente sísmico cuando el periodo fundamental excede dicho valor límite del periodo aproximado, de esta manera se permite

hacer que la estructura resista una fuerza mínima pero no menor a la generada por los coeficientes sísmicos por los periodos fundamentales, garantizando una resistencia mayor.

El coeficiente para el límite superior del periodo aproximado se obtiene en base al producto de la aceleración y el factor de amplificación por tipo de suelo.

Tabla III-8:

Coeficiente para límite superior de periodo aproximado

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

Nota: Adaptado de Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, pág. 82

3.7. Corrección de cortante basal dinámico

Del análisis modal se obtiene dos cortantes basales (V_{tx} y V_{ty}) uno por cada una de las direcciones horizontales ortogonales. También, deberá calcularse un cortante basal estático (V_b) en cada una de las direcciones horizontales ortogonales usando el periodo fundamental T y los procedimientos descritos en el método de la fuerza lateral equivalente (NSM - 22).

Cuando el periodo fundamental excede el límite superior del periodo aproximado en una dirección dada, deberá utilizarse $C_u * T_a$ en lugar de T en tal dirección (NSM - 22).

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal V_t resulte menor que el 100% del cortante basal V_b calculado con el método de la fuerza lateral equivalente debe realizarse una corrección incrementando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala (NSM - 22):

3.8. Distorsión de piso

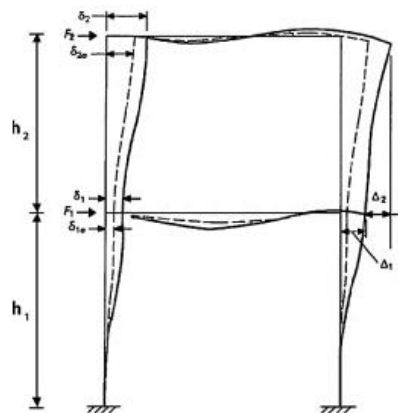
En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano (NSM - 22).

Los desplazamientos utilizados para el cálculo de las distorsiones deberán ser los que resulten de las fuerzas incrementadas una vez aplicado el factor de escala de los cortantes, en caso de que sea necesario escalar.

La distorsión de piso no debe exceder los valores máximos permitidos según el sistema sismorresistente, los valores de las distorsiones se pueden obtener directamente del programa, aunque también se pueden calcular a partir de las derivas en cada piso (NSM - 22).

Figura III-5:

Determinación de distorsiones de piso



Tomada de NSM-22, pág. 109.

Donde:

δ_{ie} : Desplazamiento lateral elástico de un nivel i.

δ_i : Desplazamiento de piso utilizado para calcular la deriva de piso.

Δ_i : Deriva de un piso i.

h_i : Altura de piso en consideración

El desplazamiento de piso δ_i se calcula amplificando el desplazamiento elástico con el factor de deflexión propio del sistema estructural y, posteriormente dividido por el factor de importancia de la estructura.

$$\delta_i = \frac{\delta_{ie} * C_d}{I} \quad \text{Ec. III-11}$$

La deriva de piso es la diferencia entre los desplazamientos de niveles de piso adyacentes, se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad \text{Ec. III-12}$$

La distorsión de piso no es más que la relación existente entre la deriva de un piso y la altura de este.

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad \text{Ec. III-13}$$

3.9. Efectos P-DELTA

Debe tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden (P- Δ), debido a las cargas verticales al obrar en estructura desplazada lateralmente ya que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos, fuerzas axiales, cortantes y derivas de piso.

Los efectos P-Δ se deberán tomar en cuenta en las dos direcciones principales de la estructura para determinar el factor de incremento y la evaluación de la estabilidad global de la estructura.

No se considerará en el análisis cuando el coeficiente de estabilidad (θ) determinado por la siguiente expresión sea igual o menor que 0.1.

$$\theta = \frac{P_i * \Delta_i * I}{V_i * h_i * C_d} \quad \text{Ec. III-14}$$

Donde:

P_i : Suma de la carga vertical sin mayorar, esto incluye la carga muerta y viva del piso en consideración y de todos los localizados por encima del mismo.

Δ_i : Deriva de un piso i .

I : Factor de importancia.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura de piso en consideración.

C_d : Coeficiente de deflexión.

El coeficiente de estabilidad no debe ser mayor que:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta_{pd} * C_d} \quad \text{Ec. III-15}$$

Siendo β_{pd} la relación entre la demanda y la capacidad a cortante para el piso entre los niveles i e $i - 1$. Conservadoramente esta relación puede tomarse igual a 1.

Cuando el coeficiente de estabilidad es mayor que 0.10 y menor o igual que θ_{max} , el incremento relacionado a los efectos P-Δ sobre los desplazamientos y fuerzas será determinado por un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas por el factor $1/(1-\theta)$.

Cuando θ es mayor que θ_{max} , la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada. Cuando los efectos de P- Δ son incluidos en un análisis automático, el coeficiente de estabilidad no debe exceder el valor máximo permitido, sin embargo, cuando se usan los resultados del análisis P- Δ , el valor del coeficiente de estabilidad calculado puede dividirse por $(1 - \theta)$ antes de ser comparada con θ_{max} .

Para la implementación del análisis P- Δ mediante un análisis racional automático, la combinación de carga vertical a usarse será de 1.2CM+CV y la carga lateral en consideración. Se recomienda que la discretización de los elementos estructurales sean lo suficiente para capturar mejor la deformación de segundo orden provocada por la curvatura de los elementos.

IV. ENTREPISO: Losa nervada en una dirección

4.1. Losa nervada en una dirección.

La losa es un elemento estructural plano, su dimensión en planta es relativamente mayor al espesor, la losa es el elemento que recibe instantáneamente la carga y se encarga de distribuirlas a los elementos fusibles (vigas); las vigas transmiten las cargas recibidas a las columnas. Existen diferentes tipos de losas, su principal clasificación es losa en una o ambas direcciones (ACI 318 - 19).

Figura IV-1:

Losa nervada en una dirección



Nota: Tomado de la página web "Mundo de la Construcción" (URL: <https://es-la.facebook.com/MundoConstruccion/posts/losa-nervada.>)

Una losa aligerada (nervada en una dirección) consiste en un sistema de vigas secundarias o viguetas debidamente espaciadas, con una losa plana de un espesor reducido, esto se debe a la pequeña separación de los soportes de la losa. La reducción de espesor ayuda a reducir el peso de la estructura, pues son espesores mucho menores a una losa de uso común, mientras tanto las viguetas generan una mejor estética bajo la losa (ACI 318 - 19).

4.2. Criterios de diseño de losa nervada en una dirección.

4.2.1. Espesor mínimo de la losa

Según ACI 318-19, en la sección 9.8.3, el espesor de la losa en la parte superior debe ser mayor o igual al mayor valor obtenido entre: un doceavo de la distancia libre entre las nervaduras y 50 mm.

4.2.2. Refuerzo en la losa

La losa debe tener un refuerzo perpendicular a las viguetas que cumpla lo requerido por flexión, pero no menor al refuerzo para retracción y temperatura que se requiere en la sección 24.4 el cual es 0.18% del área bruta de la sección y considerando las concentraciones de carga en caso de que las haya (ACI 318-19, 9.8.1.7).

4.2.3. Limitaciones geométricas de las viguetas

De acuerdo con la sección 9.8.1 ACI 318 – 19, las viguetas deben cumplir lo siguiente:

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en toda su altura.
- La altura total de las nervaduras no debe ser mayor que 3.5 veces su ancho mínimo.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

Para integridad estructural, al menos una barra de la parte inferior de cada vigueta debe ser continua y debe anclarse para desarrollar la fluencia especificada en la cara de los apoyos.

4.3. Método de análisis simplificado para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección.

Según ACI 318 – 19, en la sección 6.5 se permite calcular M_u y V_u para cargas gravitacionales siempre que cumpla con las siguientes condiciones:

- Los miembros son prismáticos.
- Las cargas están uniformemente distribuidas.
- La carga viva es menor o igual que tres veces la carga muerta.
- Hay dos o más vanos.
- La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20% la luz del menor.

El momento último M_u debido a cargas gravitacionales, debe calcularse de acuerdo con la tabla siguiente: 6.5.2 del ACI 318 – 19:

Tabla IV-1:

Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Ubicación	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u L_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u L_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u L_n^2 / 16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros contruidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u L_n^2 / 24$
		Miembros contruidos monolíticamente con columna de apoyo	$w_u L_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u L_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u L_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u L_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u L_n^2 / 12$

Nota: Adaptada de Tabla 6.5.2 de ACI 318-19

El cortante último V_u , debido a cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo con la Tabla IV-2

Tabla IV-2:

Cortantes aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Ubicación	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15w_uL_n/2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_uL_n/2$

Nota: Adaptada de tabla 6.5.4 de ACI 318-19

4.4. Resistencia de diseño

En todas las secciones de la losa se debe garantizar una resistencia de diseño mayor a los esfuerzos últimos debido a las combinaciones de carga aplicable (ACI 318 - 19).

Se debe cumplir con:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

De tabla 21.2.1 de (ACI 318 - 19), el factor de reducción de resistencia por corte $\phi = 0.75$, y, para flexión es $\phi = 0.90$.

4.4.1. Momento de diseño

El cálculo del momento de diseño debe hacerse en base a las siguientes suposiciones de diseño, existe equilibrio en la sección y la deformación en el concreto y en el acero de refuerzo, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro (ACI 318 - 19).

Además, se considera que la máxima deformación unitaria del concreto en la fibra extrema a compresión es 0.003, y se supone un esfuerzo del 85% de la resistencia

a la compresión del concreto distribuido en un área de compresión equivalente (ACI 318 - 19).

El área equivalente de compresión debe estar limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a desde la fibra de deformación unitaria máxima de compresión (ACI 318 - 19).

$$a = \beta_1 c$$

Ec. IV-1

Donde β_1 relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, para valores de resistencia a la compresión del concreto entre 17 MPa y 28 MPa, es 0.85 de acuerdo con la tabla 22.2.2.4.3 de (ACI 318 - 19).

4.4.2. Cortante de diseño

La sección 22.5.5 de (ACI 318 - 19), presenta en la tabla 22.5.5.1 las ecuaciones para el cálculo de la resistencia a cortante en las secciones de vigas y losas no preesforzadas. Las losas de concreto reforzado por lo general no contienen acero de refuerzo por corte, bajo esta consideración la resistencia a cortante de la losa debe realizarse con la ecuación c, de dicha tabla.

Tabla IV-3:

Resistencia nominal a cortante en una dirección

Criterio		V_c	
$A_v \geq A_{v,mín}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	<i>Ec. IV-2</i>
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	<i>Ec. IV-3</i>
$A_v < A_{v,mín}$		$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	<i>Ec. IV-4</i>

Nota: Adaptada de tabla 22.5.5.1 de (ACI 318 - 19).

Donde:

λ_s , es el factor de forma, y según sección 22.5.5.1.3 de (ACI 318 - 19), se obtiene mediante la ecuación siguiente:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1 \quad d \text{ en } [mm] \quad \text{Ec. IV-5}$$

λ : factor de modificación por peso de concreto, $\lambda = 1$, para concreto de peso normal (ACI 318 - 19).

ρ_w : Cuantía de acero de refuerzo en la sección, es la relación entre el área de acero y el producto del ancho de la sección por el peralte efectivo.

El valor de V_c , considerando la **Tabla IV-3**, no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} * b_w d \quad \text{Ec. IV-6}$$

En losas sin refuerzo por corte, la resistencia nominal a corte corresponde únicamente a la resistencia a corte del concreto, esto debido a la inexistencia de refuerzo por corte.

4.5. Resistencia a corte en la sección de las viguetas

Según (ACI 318 - 19) en la sección 9.8.1.5 se permite aumentar en un 10 por ciento el valor de la resistencia al corte de la sección. La resistencia a cortante se obtiene mediante la Tabla IV-3 de este documento

Donde V_c (esfuerzo correspondiente a la resistencia nominal a corte proporcionada por el concreto), no debe tomarse mayor al valor obtenido mediante la Ec. IV-6

De acuerdo con (ACI 318 - 19), sección 22.5.1.2 la sección transversal debe seleccionarse de manera que cumpla con la ecuación siguiente:

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

Ec. IV-7

V. **SISTEMA SISMORESISTENTE: Pórticos Especiales a Momento**

5.1. Sistemas de marcos resistentes a momento

Es un sistema estructural en la cual la viga-columna proporciona diferentes niveles de rigidez en su conexión para así proveer resistencia lateral al marco. Los sistemas de marcos resistentes se clasifican como marcos ordinarios, intermedios o especiales. En algunas categorías de diseño sísmico el movimiento del suelo genera en la estructura grandes desplazamientos de tal forma que incursionan a la estructura en un comportamiento inelástico, por lo que se requieren marcos resistentes a momentos intermedios y especiales diseñados y detallados para que cumplan con una respuesta dúctil en la estructura (NSM - 22).

5.2. Diseño sismorresistente de marcos especiales

El diseño sísmico de pórticos conlleva a la revisión de especificaciones o requerimientos especificados para vigas y columnas que lo conforman, esto se detalla en las secciones 18.6 y 18.7 del ACI 318-19 respectivamente.

5.2.1. Vigas

Las vigas se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante, esto ante la actuación de las fuerzas externas, en este caso fuerzas sísmicas.

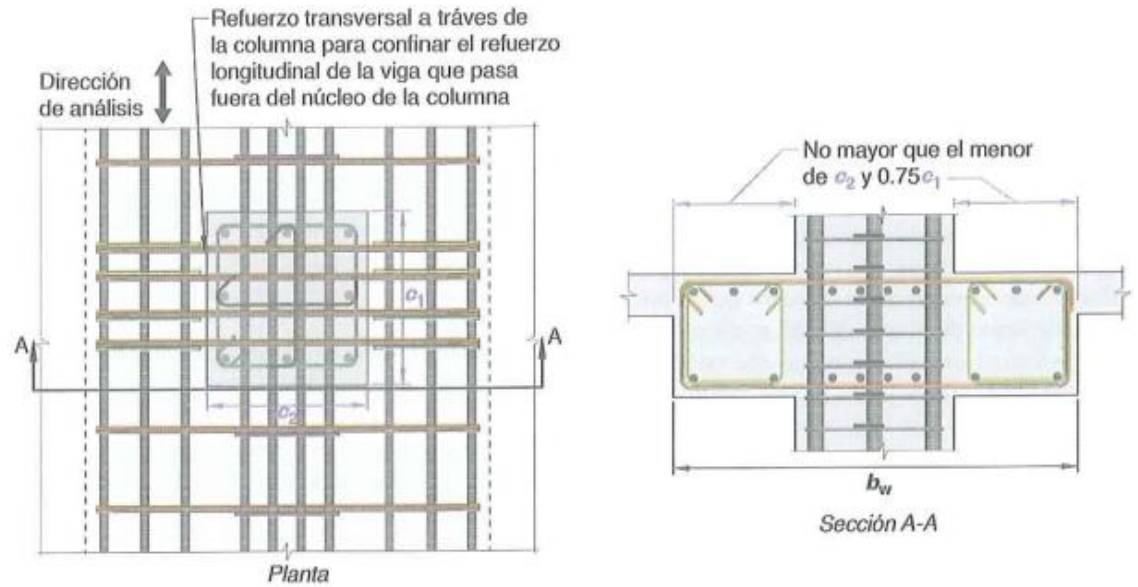
5.2.1.1. Limitaciones dimensionales

Según ACI 318-19, 18.6.2 Limitaciones dimensionales, las características geométricas de las vigas deben de cumplir:

- La luz libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte específico.
- El ancho debe ser al menos igual al menor de 0.3 la altura total y 250 mm
- La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de la menor dimensión de la columna o 0.75 veces la mayor dimensión de la columna.

Figura V-1:

Proyección máxima del ancho de la viga fuera de la cara de la columna



Nota: Tomada de (ACI 318 - 19), sección 18, pág. 311

5.2.1.2. Refuerzo longitudinal

De acuerdo con (ACI 318 - 19) el refuerzo longitudinal en las vigas debe tener dos barras continuas en cualquier sección en la parte superior como inferior. La cuantía máxima de acero en cada sección no debe ser mayor de 2.5% para refuerzo de grado 420 y no mayor de 2% para refuerzo grado 550 y, no menor de:

$$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{Ec. V-1}$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad \text{Ec. V-2}$$

La resistencia a momento positiva en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionado en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia

máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (ACI 318 - 19).

El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder de 350 mm, excepto para barras corrugadas como parte del refuerzo adherido (ACI 318 - 19).

Solo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento, el refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslapo debe tener una separación no mayor a un cuarto del peralte efectivo de la viga y 100 mm.

No deben usarse empalmes por traslapo dentro de los nudos, en una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo y, dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento (ACI 318 - 19).

5.2.1.3. Refuerzo transversal

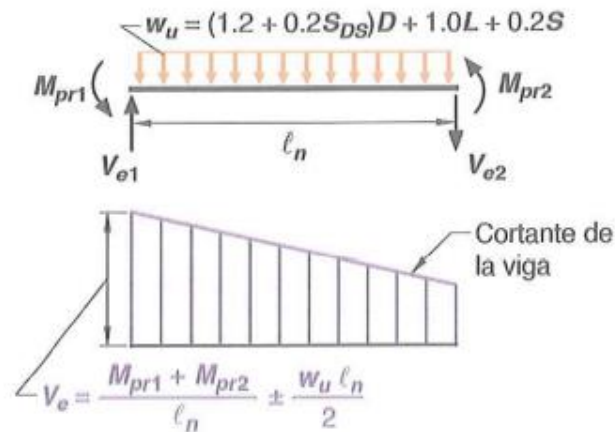
Las fuerzas de diseño deben determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo, suponiendo que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momento de signo opuesto correspondiente a la resistencia a flexión probable y que, la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas verticales mayorados (ACI 318 - 19).

La dirección de la fuerza de cortante V_e depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y los cortantes generados por los momentos extremos. Los momentos en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia. (Ambos

momentos en los extremos del elemento deben considerarse en las dos direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj y en el sentido contrario) (ACI 318 - 19).

Figura V-2:

Fuerza cortante en vigas de pórticos especiales a momento



Nota: Tomado de ACI 318-19, pág. 315

Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos de la viga, y en longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento (ACI 318 - 19).

Se permite que los estribos cerrados de confinamiento sean hechos de hasta dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos de 90 grados en los ganchos suplementarios consecutivos deben colocarse en lados opuestos del miembro en flexión.

Dichos estribos de confinamiento se deben diseñar sin considerar el aporte en resistencia a corte del concreto, cuando:

- La fuerza cortante inducida por el sismo represente la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.
- La fuerza axial de compresión mayorada incluyendo los efectos sísmicos sea menor que el área de la sección multiplicado por la resistencia del concreto sobre 20.

Espaciamiento máximo de los estribos

El primer estribo de confinamiento debe estar colocado a 50 mm de la cara de la columna. El espaciamiento de los estribos no debe exceder:

- Un cuarto del peralte efectivo de la viga.
- 150 mm.
- Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeña, cuando se usé acero grado 420 y, cinco veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas cuando se use acero grado 550.

Cuando no se requieran estribo cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de la mitad del peralte efectivo de la viga (ACI 318 - 19).

5.2.2. Columnas.

Las columnas de pórticos especiales a momento se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales (ACI 318 - 19).

5.2.2.1. Limitaciones dimensionales.

Según ACI 318-19, 18.7.2. Limitaciones dimensionales, las columnas deben cumplir con:

- 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.

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

5.2.2.2. Resistencia mínima a flexión en columnas.

Según especifica la sección 18.7.3 del ACI 318-19, las columnas deben cumplir con una resistencia mínima a flexión de:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} \quad \text{Ec. V-3}$$

En esta ecuación el término del miembro izquierdo M_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la flexión axial mayorada, congruente en la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la flexión más baja (ACI 318 - 19).

El término del lado derecho es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debido al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido según ACI 318-19, debe suponerse que contribuyen a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa este desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de las vigas. Se debe cumplir la Ec. V-3 para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

5.2.2.3. Refuerzo longitudinal

El porcentaje de acero de refuerzo longitudinal debe ser al menos el 1.0% del área gruesa y, no debe exceder el 6.0% del área mencionada anteriormente (ACI 318 - 19).

A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de manera que la longitud de desarrollo aumentada en un 25 % no exceda la mitad de la longitud libre de la columna, es decir:

$$1.25l_d \leq \frac{l_u}{2} \quad \text{Ec. V-4}$$

5.2.2.4. Refuerzo transversal

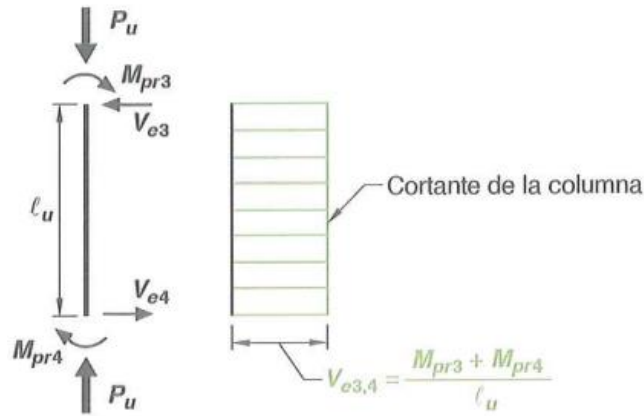
El refuerzo transversal en las columnas consiste en estribos de confinamiento o espirales, que dan soporte al refuerzo longitudinal y, a la vez aumentan la capacidad ante fuerzas de corte en el plano horizontal (ACI 318 - 19).

Las fuerzas de corte de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella.

No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura (ACI 318 - 19).

Figura V-3:

Fuerzas cortantes en columnas de pórticos especiales a momento



Nota: Tomada de ACI 318-19, pág. 315.

Debe colocarse refuerzo transversal como estribos de confinamiento en una longitud l_0 medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales, dicha longitud debe ser al menos igual al mayor valor de los siguientes:

- La altura de la columna en la cara del nudo en la sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión
- Un sexto de la luz libre de la columna.
- 450 mm

Este refuerzo transversal debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo resistencia al corte del concreto igual a cero, cuando ocurran simultáneamente las siguientes situaciones:

- La fuerza cortante inducida por el sismo obtenida para V_e representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_0 .
- La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que el área bruta de la columna por la resistencia a compresión del concreto dividida por 20.

El refuerzo por corte consiste en estribos cerrados de confinamiento rectilíneos simples o sobrepuestos con o sin ganchos suplementarios. Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo (ACI 318 - 19).

Cuando el diámetro de las barras de los estribos de confinamiento sea de al menos el diámetro correspondiente a la barra No. 13 para refuerzo longitudinal de al menos barra No. 32 o, barras No. 13 para refuerzo longitudinal iguales o mayores a barras No. 36 o paquetes de barras; se podrá usar ganchos suplementarios con diámetro menor o igual al de las barras de los estribos de confinamiento. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo transversal y alrededor del perímetro de la sección (ACI 318 - 19).

Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor 135 grados y, ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente (ACI 318 - 19).

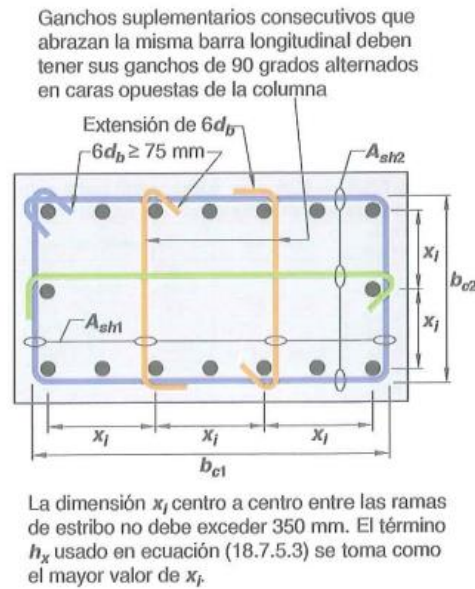
El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna (ACI 318 - 19)

Cuando la resistencia a la compresión del concreto sea mayor de 70 MPa, o, la carga axial última sea mayor al 30 % del producto del área gruesa de la columna por la resistencia del concreto y, se usen estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, todas barra longitudinal o paquete de barras alrededor del perímetro de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado

de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de la separación horizontal de las barras longitudinales no debe exceder de 200 mm (ACI 318 - 19).

Figura V-4:

Separación de refuerzo transversal en columnas



Nota: Tomada de ACI 318-19, pág. 319

Tabla V-1:

Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
$A_{sh}/(s * b_c)$ Para estribos cerrados de confinamiento	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b) $0.3((A_g/A_{ch}) - 1) * (f'_c/f_{yt})$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b), y (c) $0.09 * (f'_c/f_{yt})$ (b)
		$0.2k_f k_n (P_u/(f_{yt} A_{ch}))$ (c)

Nota: Adaptada de tabla 18.7.5.4 de ACI 318-19

Donde los factores k_f , es factor de resistencia del concreto y k_n , es el factor de efectividad del confinamiento, calculados de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad \text{Ec. V-5}$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad \text{Ec. V-6}$$

n_l es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado o con ganchos sísmicos (ACI 318 - 19).

En las secciones de la columna que no estén dentro de la longitud l_0 se deben colocar estribos de confinamiento con un espaciamiento libre de al menos 1.33 veces el diámetro nominal del agregado grueso y no mayor de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, 48 veces el diámetro de la barra de estribo y la menor dimensión del miembro.

Separación máxima

La separación del refuerzo transversal no debe ser mayor que:

- Un cuarto de la menor dimensión de la columna.
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal para acero grado 420 y, cinco veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal para acero grado 550.
- So según la ecuación 18.7.5.3 de la ACI 318 – 19:

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad \text{Ec. V-7}$$

Donde S_o es el espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal y, no debe tomarse mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Más allá de la longitud l_0 la columna debe tener refuerzo por estribos de confinamiento con espaciamiento libre de al menos 1.33 veces el diámetro del

agregado grueso en la mezcla, y con espaciamiento centro a centro no excedente al menor valor entre: 16 veces el diámetro de la barra longitudinal y 48 veces el diámetro de la barra de estribo y la menor dimensión del miembro.

5.2.3. Nudos

El nudo es la unión Viga – Columna en un sistema porticado, en el caso de los nudos de pórticos diseñados como especiales a momento de concreto reforzado, según (ACI 318 - 19) se debe calcular las fuerzas en la cara del nudo por el refuerzo longitudinal en la viga, suponiendo una resistencia de fluencia en el acero de $1.25f_y$.

El refuerzo longitudinal que termine dentro de un nudo debe extenderse hasta la cara del núcleo del nudo más distante (ACI 318 - 19).

Cuando el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo, la altura del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor entre:

- $(20/\lambda)d_b$ de la mayor barra longitudinal Grado 420, siendo $\lambda = 1$ para concreto de peso normal y 0.75 para concreto liviano.
- 26 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal grado 550.
- La mitad de la altura de cualquier viga que aporte en el nudo y que genere cortante como parte de un sistema sismorresistente.

5.2.3.1. Refuerzo transversal

El refuerzo transversal del nudo debe ser el especificado en la longitud de confinamiento l_o en columnas de pórticos especiales a momento (ACI 318 - 19).

De acuerdo con (ACI 318 - 19) se permite reducir el refuerzo en los nudos a la mitad de lo especificado en la longitud de confinamiento, cuando existan vigas que lleguen a las cuatro caras del nudo y, que el ancho de cualquiera de estas sea tres cuartas partes del ancho de las columnas, además de que la separación

máxima se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura de la viga menos alta que llega al nudo.

5.2.3.2. Resistencia a cortante

La fuerza cortante última en el nudo debe calcularse en un plano a media altura del nudo, con las fuerzas calculadas en la cara del nudo utilizando las fuerzas de tracción y compresión de la viga determinadas en base al esfuerzo de $1.25f_y$ y el cortante de la columna congruente con las resistencias a flexión probables de la viga (ACI 318 - 19).

La resistencia a cortante del nudo debe ser mayor al cortante último, en este caso:

$$\phi V_n \leq V_u$$

Donde $\phi = 0.85$ para nudos de pórticos especiales a momento de acuerdo con la sección 21.2.4.4 de (ACI 318 - 19). La resistencia a corte V_n debe calcularse mediante la siguiente tabla.

Tabla V-2:

Resistencia a corte en el nudo

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con (c)	V_n
Continua o cumple con (a)	Continua o cumple con (b)	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
Otras	Continua o cumple con (b)	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c} * A_j$

Nota: Adaptada de (ACI 318 - 19).

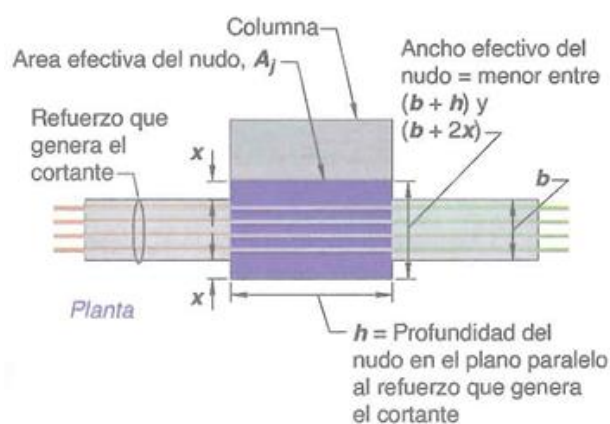
Donde (a) se refiere a la continuidad provista para una columna en un nudo mediante extensión de al menos una longitud igual a la dimensión de la columna medida en la dirección del cortante del nudo considerado y, en dicha extensión por encima del nudo existe continuidad del refuerzo longitudinal y transversal de la columna que está por debajo del nudo (ACI 318 - 19).

(b) se cumple cuando la viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga y, se da continuidad al refuerzo longitudinal y transversal de la viga en la cara opuesta en la extensión del nudo (ACI 318 - 19).

La condición (c) se refiere al confinamiento de un nudo en la dirección del cortante, este confinamiento se considera existente cuando hay dos vigas transversales con ancho de al menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga más allá de la cara del nudo y, dichas vigas constan mínimamente con dos barras continuas en la parte superior e inferior y además, disponen de estribos de barra No. 10 o mayor requeridos por cortante o torsión con separación que no excede los especificado en la Tabla 9.7.6.2.2. de (ACI 318 - 19).

Figura V-5:

Área efectiva del nudo



Nota: Tomado de (ACI 318 - 19)

5.2.3.3. Longitud de desarrollo de barras en tracción.

Se permite calcular la longitud de desarrollo para gancho estándar para barras No. 10 a No. 36 como el mayor entre:

- $l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c})$ *Ec. V-8*
- $8d_b$ y 150 mm para concreto de peso normal.
- $10d_b$ y 190 mm para concreto liviano

El valor lambda de la *Ec. V-8* y de la *Tabla V-2*, deberá ser 0.75 para concreto aligerado y la unidad para los demás casos (ACI 318 - 19).

El valor de la longitud de desarrollo recto de barras a tracción debe ser al menos al mayor entre:

- 2.5 veces la longitud requerida por la *Ec. V-8* si el espesor de concreto fresco colocado en una sola operación debajo de la barra no excede 300 mm.
- 3.5 veces la longitud requerida por la *Ec. V-8* si el espesor de concreto fresco colocado en una sola operación debajo de la barra excede 300 mm.

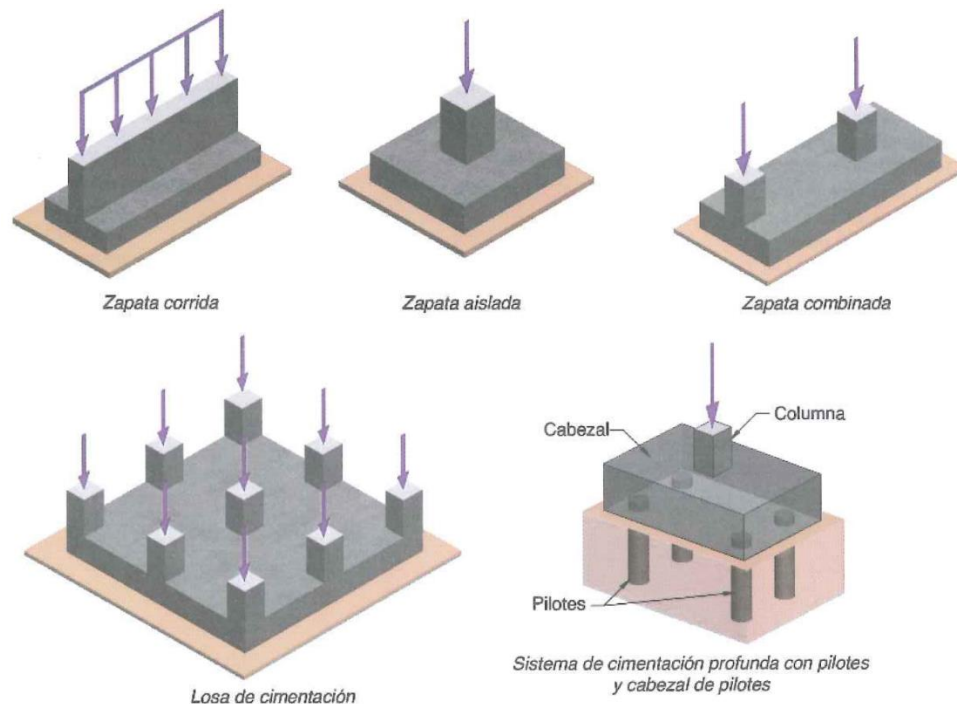
VI. CIMENTACIONES: Zapatas aisladas

6.1. Cimentaciones.

Las cimentaciones son el conjunto de elementos estructurales encargados de transmitir al suelo las cargas que reciben. Debido a la capacidad de carga del suelo el área de contacto entre la cimentación y el suelo es mayor que la sección transversal de los elementos que están conectados a dicho elemento; el área de contacto depende de la magnitud de la estructura como también del tipo de suelo.

Figura VI-1:

Tipos de cimentación mayormente usadas



Tomado de ACI 318, Fig. R13.1.1 (p. 198)

Para evitar el colapso del suelo, asentamientos diferenciales y, por tanto, el daño de la edificación, la presión ejercida al suelo debe ser menor que la capacidad admisible del suelo. Las cimentaciones pueden ser de tipo superficiales o profundas.

6.2. Zapatas aisladas.

Las zapatas son los elementos que reciben las cargas de las columnas y las transmiten al suelo, pueden ser: combinadas, corridas, aisladas; estas se usan en terrenos donde el suelo tiene capacidad media o alta de soporte, se encuentran en contacto constante con el suelo (McCormac & Brown, 2018)

6.3. Esfuerzos en el suelo

El área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no se exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por las fuerzas y momentos aplicados a la cimentación. En la sección 13.3.1.2 del código ACI 318 – 19 se establece que la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm.

6.4. Distribución del acero de refuerzo

En zapatas cuadradas, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones (según lo indicado en la sección 13.3.3.2 del código ACI 318 – 19).

6.5. Resistencia a corte en las zapatas

En zapatas aisladas deben considerarse dos condiciones, la primera es debido a cortante en una dirección y la segunda condición de esfuerzo al corte es la de cortante en dos direcciones.

El cortante en una dirección es obtenido mediante la Tabla IV-3 de este documento, el cortante en una dirección en la mayoría de los casos es menos crítico al cortante en dos direcciones.

Y con respecto a la segunda condición, en la sección 22.6.5 el código ACI 318 – 19 establece que la resistencia nominal a cortante en dos direcciones debe calcularse de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 22.6.5.2:

Tabla VI-1:

Resistencia nominal a corte en dos direcciones

	V_c	
	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	<i>Ec. VI-1</i>
El menor de (a), (b) y (c):	$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	<i>Ec VI-2</i>
	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	<i>Ec. VI-3</i>

Nota: Tomada de tabla 22.6.5.2 de (ACI 318 - 19).

VII. CASO DE ESTUDIO: ANÁLISIS, DISEÑO Y PRESENTACIÓN DE
RESULTADOS

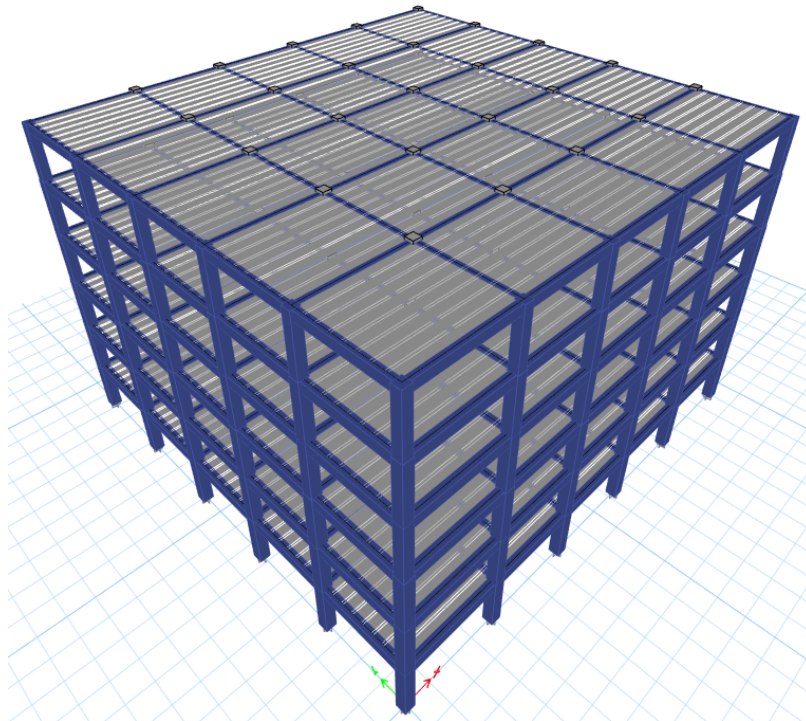
7.1. Análisis Estructural

El análisis estructural es la predicción del desempeño de una estructura dada bajo cargas prescritas y/u otros efectos externos, como movimientos de apoyo y cambios de temperatura. De manera general se deben cumplir algunos parámetros, como lo son: efectos de segundo orden, distorsiones, cortantes basales mínimos (NSM - 22).

Las características de rendimiento de interés común en el diseño de estructuras son, las tensiones o las resultantes de las tensiones, como las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos de flexión; las deflexiones; y las reacciones en los apoyos. Por lo tanto, el análisis de una estructura generalmente involucra la determinación de estas cantidades causadas por una condición de carga dada (NSM - 22)

Figura VII-1:

Modelo 3D de la estructura en análisis



Nota: Elaboración propia mediante ETABS

7.1.1. Descripción de la estructura

El edificio en estudio tiene una dimensión en planta de 27.50 m y 28.50 m, una altura total de 19.8 m y una cantidad de seis pisos, el uso del edificio es de oficinas de despacho, la ubicación teórica es sobre la pista Jean Paul Genie.

7.1.2. Limitaciones de la estructura

Se limita la estructura a una capacidad máxima de personas no mayor de 500, clasificando la estructura como “estructura de ocupación normal” con una categoría de riesgo II, sin limitar la capacidad de personas, la estructura podría clasificarse como estructura categoría de riesgo III o IV, lo que implicaría un análisis por un método no lineal y, debido a que los fines de este documento son únicamente académicos y de análisis mediante el método modal espectral.

Además, no se realizará análisis y diseño de gradas o ascensor de acceso a la estructura.

7.1.3. Cargas para análisis y 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 (McCormac & Brown, 2018).

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 (McCormac & Brown, 2018).

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 de todo tipo de estructuras (McCormac & Brown, 2018).

7.1.4. Estimación de cargas en la estructura.

Las estructuras están sometidas permanentemente a cargas muertas, están pueden ser por peso propio y por elementos no estructurales, cuando no existe una arquitectura definida, tal es este caso, se suponen cargas debido a elementos como paredes de cerramiento, paredes interiores, cascotes, pisos y cielos rasos, los valores considerados corresponden a valores mínimos según la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua, al igual que los valores para carga viva, se considera la losa en el nivel N6, como losa con pendiente menor a 5%.

Tabla VII-1:

Sobre cargas permanentes y cargas vivas

Nivel	CV kN/m ²	SCP kN/m ²
N6	0.981	0.726
N1 - N5	2.452	3.511

Nota: Elaboración propia

7.1.5. Participación de masas

La estructura se ha analizado con 18 modos de vibración, se requiere que las participaciones de masa sean mayores al 90%, En el modo espectral 18 se alcanza un 99.35% de participación de las masas.

Tabla VII-2:

Participaciones de masas

Caso	Tipo	Dirección	Estático %	Dinámico %
Modal Espectral	Aceleración	UX	100	99.03
Modal Espectral	Aceleración	UY	100	99.03
Modal Espectral	Aceleración	UZ	65.28	47.24

Nota: Elaboración propia mediante ETABS y EXCEL

Figura VII-2:

Caso Modal Espectral

E Load Case Data X

General

Load Case Name: Modal Espectral [Design...]

Load Case Type/Subtype: Modal Eigen [Notes...]

Mass Source: Fuente de masa

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist ☐ Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 18

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

☒ Allow Auto Frequency Shifting

Nota: Tomado de ETABS

7.1.6. Peso sísmico efectivo

El peso sísmico corresponde al peso obtenido de la *Ec. III-4*, mediante la combinación $CM + 0.15CV$

$$W_{sismico} = 40888.9 \text{ kN}$$

7.1.7. Períodos fundamentales

Los periodos fundamentales corresponden a los periodos de los modos de vibración donde se da la mayor participación de masas de la estructura, estos corresponden a los dos primeros modos, los valores obtenidos son:

$$T_X = 1.072 \text{ s}$$

$$T_Y = 1.057 \text{ s}$$

Figura VII-3:

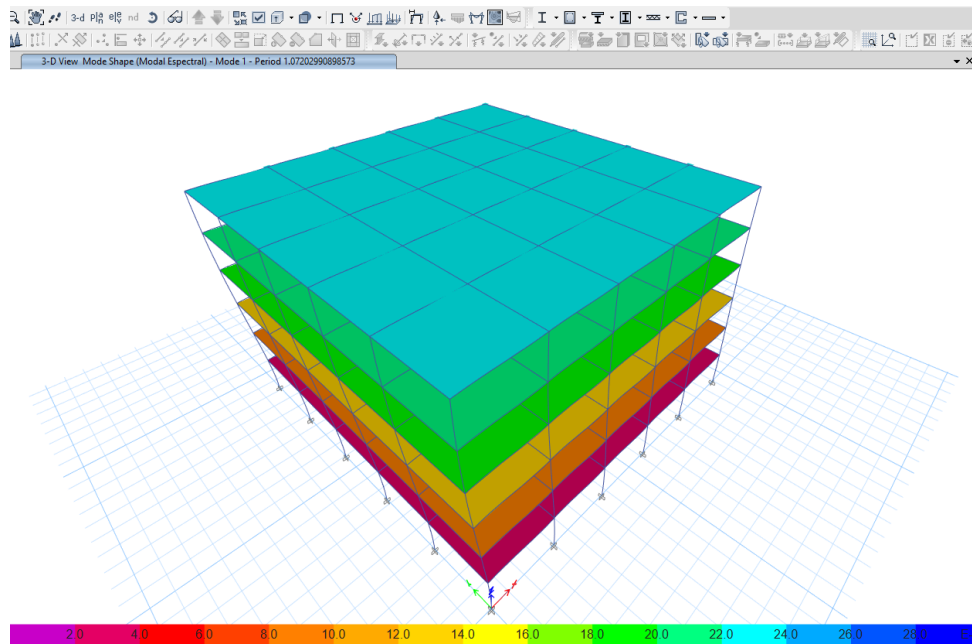
Masa sísmica según ETABS

Load Pattern	Multiplier
SCP	1
SCP	1
CV	0.15

Nota: Tomado de ETABS

Figura VII-4:

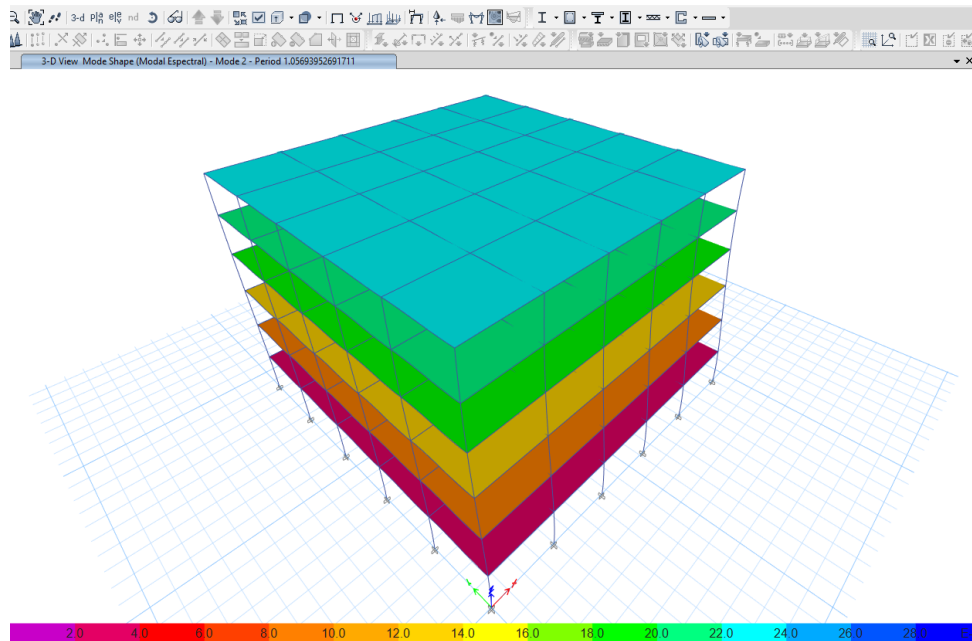
Modo de vibración 1 de caso Modal Espectral



Nota: Tomado de ETABS

Figura VII-5:

Modo de vibración 2 de caso Modal Espectral



Nota: Tomado de ETABS

7.1.8. Período fundamental aproximado de la estructura.

Coeficientes para cálculo de periodo aproximado, considerando pórticos especiales de concreto reforzado que resisten el 100% de la fuerza sísmica.

$$T_a = C_t * h_n^x = 0.0466 * 19.8^{0.9} = 0.68452 \text{ s}$$

7.1.9. Coeficiente para el límite superior del periodo aproximado.

Sabiendo que $F_{as} * a_o = 1.3 * 0.36667 = 0.47667 > 0.3$, el coeficiente que define el límite superior del periodo es:

$$C_u = 1.4$$

Por tanto, el límite superior $C_u * T_a = 1.4 * 0.68452 \text{ s} = 0.95832 \text{ s}$

7.1.10. Cortantes basales estáticos

Dado que los periodos fundamentales de la estructura, en ambas direcciones, son mayores al límite superior del periodo aproximado, se procede a calcular el coeficiente sísmico para ambas direcciones utilizando el límite superior del período aproximado y, dado que el valor del periodo es:

$$FS_{T_c} * T_c = 0.40 \text{ s} \leq 0.95832 \text{ s} \leq T_d = 2 \text{ seg}$$

Entonces:

$$C_{sx} = C_{sy} = \frac{\beta * A_0}{R_o} \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p = \frac{2.4 * 0.476671}{8} \left(\frac{\frac{4}{3} * 0.3 \text{ s}}{0.95832 \text{ s}} \right)^{0.80} = 0.07108$$

7.1.11. Coeficiente sísmico mínimo (Ec. III-8)

$$C_{s-\text{mín}} = FS_{T_c} * \beta * \frac{A_0}{2 * R_o} = \frac{4}{3} * 2.4 * \frac{0.476671}{2 * 8} = 0.095334$$

Debido a que los coeficientes sísmicos calculados con el límite superior del periodo aproximado son menores al coeficiente sísmico mínimo, los cortantes estáticos en base al coeficiente sísmico mínimo son:

Figura VII-6:

Patrón de carga para cortante basal estático en dirección X

The image shows a software dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It is divided into three main sections: "Direction and Eccentricity", "Factors", and "Story Range".

- Direction and Eccentricity:** Contains checkboxes for "X Dir", "Y Dir", "X Dir + Eccentricity", "Y Dir + Eccentricity", "X Dir - Eccentricity", and "Y Dir - Eccentricity". The "X Dir" and "X Dir - Eccentricity" options are checked. Below these is a text field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" with the value "0.05" and a button labeled "Overwrite Eccentricities".
- Factors:** Contains two text fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.095334" and "Building Height Exp., K" with the value "1.2874".
- Story Range:** Contains two dropdown menus: "Top Story" set to "N6 0+19.8 m" and "Bottom Story" set to "Base".

Nota: Tomado de ETABS

$$V_{bx} = V_{by} = C_{s-\text{mín}} * W_{\text{sismico}} = 0.095334 * 40888.9 \text{ kN} = 3,898.1 \text{ kN}$$

7.1.12. Cortantes basales dinámicos

Los cortantes basales dinámicos sin escalar obtenidos desde ETABS son:

$$V_{tx} = 2,222.5 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 2,247.1 \text{ kN}$$

Los valores obtenidos para los cortantes basales dinámicos son menores que los cortantes basales estáticos, se deben escalar los cortantes dinámicos, los factores de escala se obtienen mediante la Ec. III-10, y son:

$$Factor\ escala\ X = \frac{V_{bx}}{V_{tx}} = \frac{3,898.1}{2,22.5} = 1.76$$

$$Factor\ escala\ Y = \frac{V_{by}}{V_{ty}} = \frac{3,898.1}{2,247.1} = 1.74$$

Figura VII-7:

Cortantes basales corregidos para los diferentes casos

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN
Vb_Y	LinStatic	Step By Step	1	2.39E-05	-3898.0628
Vb_Y	LinStatic	Step By Step	2	-2.425E-05	-3898.063
Vb_X	LinStatic	Step By Step	1	-3898.1196	-0.0001
Vb_X	LinStatic	Step By Step	2	-3898.1195	0.0001
Eh_Derivas	LinRespSpec	Max		3911.3144	3909.6075
Ex	LinRespSpec	Max		2222.485	0.082
Ey	LinRespSpec	Max		0.082	2247.0551
Ex-Diseño	LinRespSpec	Max		3911.3234	0.1444
Ey-Diseño	LinRespSpec	Max		0.1427	3909.6075

Nota: Tomado de ETABS

7.1.13. Cortantes basales dinámicos corregidos

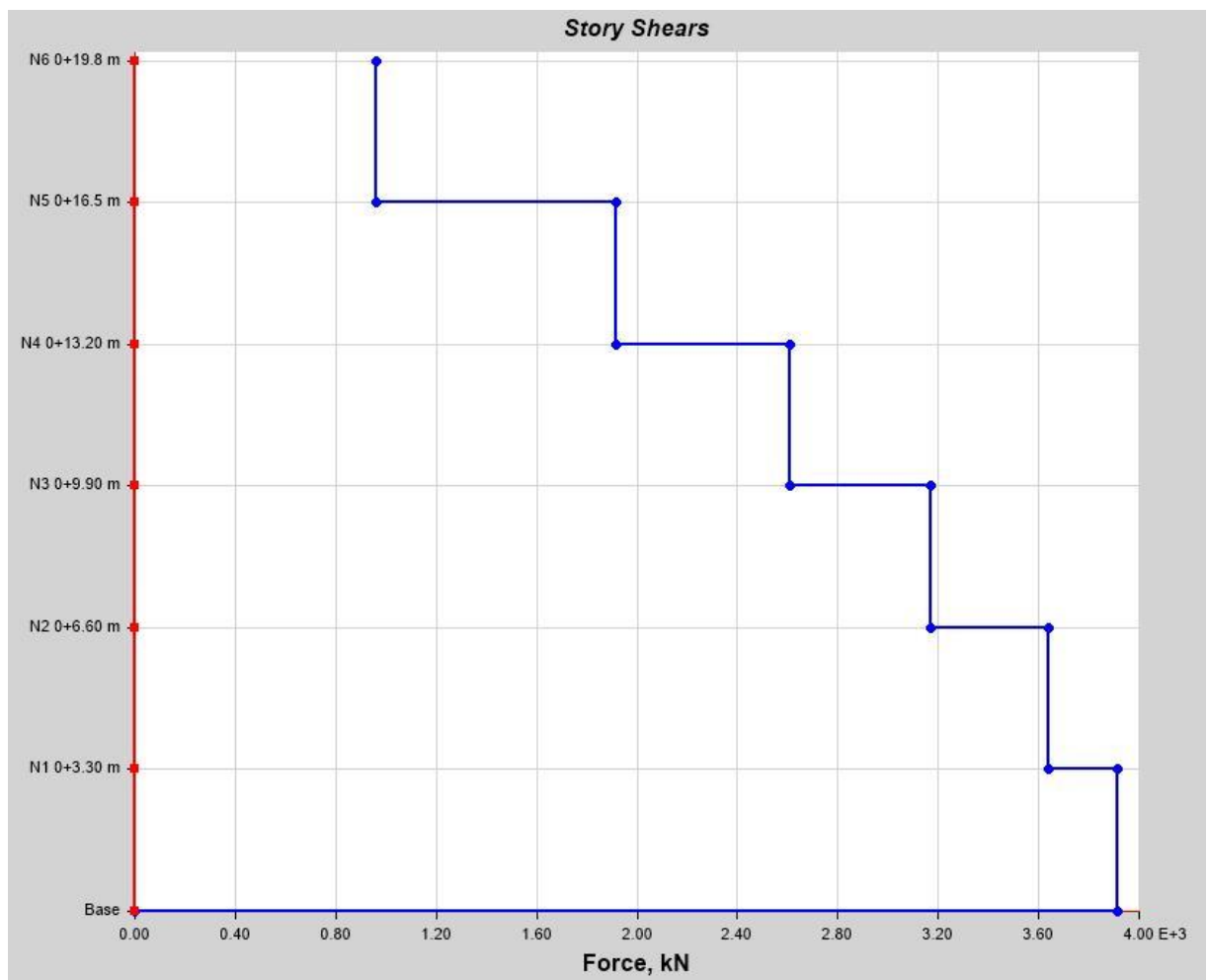
Una vez aplicado el factor de escala para que los cortantes dinámicos sean como mínimo igual a los cortantes basales dinámicos, se tienen los siguientes cortantes basales dinámicos.

$$V_{tx} = 3,911.3\ kN$$

$$V_{ty} = 3,909.6\ kN$$

Figura VII-8:

Cortante de piso en dirección X



Nota: Tomado de ETABS

7.1.14. Diafragma

Se realizó la verificación para comprobar si la losa se consideraba como un diafragma rígido, de acuerdo con la sección 3.3 de este documento. La deflexión máxima del diafragma se obtuvo directamente del programa ETABS, mientras el promedio de las derivas para cada dirección se obtuvo al promediar las derivas en los extremos.

Para el caso del nivel N6, en dirección X:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} = \frac{0.02 \text{ mm}}{\frac{(3.9 + 3.9) \text{ mm}}{2}} = 0.005$$

Tabla VII-3:

Verificación de diafragma

Nivel	Derivas [mm]				Deflexión máx. de difragma [mm]		$\delta_{MDD}/\Delta_{ADVE}$	
	X-Dir		Y-Dir		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	Eje 1	Eje 6	Eje A	Eje F				
N6 0+19.8 m	3.9	3.9	3.7	3.7	0.02	0.02	0.005	0.006
N5 0+16.5 m	6.4	6.4	6.2	6.2	0.03	0.03	0.005	0.005
N4 0+13.2 m	8.3	8.3	8.0	8.0	0.03	0.03	0.003	0.003
N3 0+9.9 m	9.8	9.8	9.5	9.5	0.02	0.02	0.002	0.002
N2 0+6.6 m	9.9	9.9	9.6	9.6	0.02	0.02	0.002	0.002
N1 0+3.3 m	5.6	5.6	5.5	5.5	0.01	0.01	0.002	0.002
Base +-0.0 m								

Nota: Elaboración propia

Los valores obtenidos son menores a 2, por tanto, se considera la losa como un diafragma rígido, de acuerdo con la sección 9.3 de la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua.

7.1.15. Distorsiones

Los desplazamientos para verificación de las distorsiones corresponden a las fuerzas incrementadas por el factor de escala de 7.1.12 de este documento (NSM - 22).

Tabla VII-4:

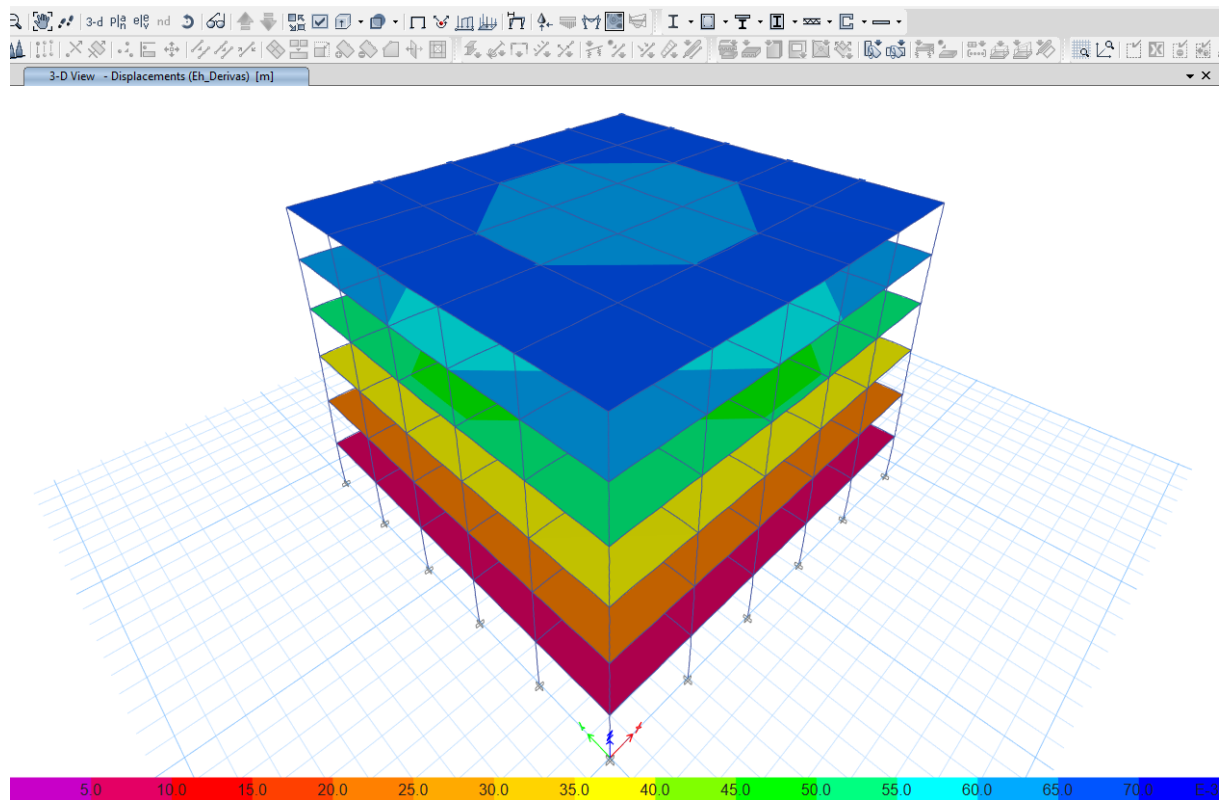
Desplazamientos laterales elásticos

Piso	hi mm	Localización	Desp. laterales elásticos	
			δ_{ie-x} mm	δ_{ie-y} mm
N6 0 + 19.80 m	3300	Arriba	49.6	48.5
N5 0 + 16.50 m	3300	Arriba	44.7	43.8
N4 0 + 13.20 m	3300	Arriba	37.4	36.6
N3 0 + 9.90 m	3300	Arriba	27.8	27.3
N2 0 + 6.60 m	3300	Arriba	17.0	16.7
N1 0 + 3.30 m	3300	Arriba	6.2	6.1
Base 0+0.00 m	0		0.0	0.0

Nota: Generada por ETABS

Figura VII-9:

Deformación de la estructura según combinación bidireccional



Nota: Tomado de ETABS

La deriva del piso 6, corresponde a la diferencia entre los desplazamientos del piso 6 respecto al piso 5, es decir:

$$\Delta_{6-x} = \delta_{6-x} - \delta_{5-x} = (272.8 - 245.9) \text{ mm} = 27.0 \text{ mm}$$

Donde los desplazamientos amplificados por cada piso corresponden a:

$$\delta_{6-x} = \frac{49.6 \text{ mm} \times 5.5}{1} = 272.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{5-x} = \frac{44.7 \text{ mm} \times 5.5}{1} = 245.9 \text{ mm}$$

La distorsión en dirección X en el piso N6, será:

$$\gamma_{6-x} = \frac{\Delta_{6-x}}{h_{N6}} = \frac{26.9 \text{ mm}}{3300 \text{ mm}} = 0.0082$$

Tabla VII-5:

Distorsiones de piso

Nivel	Desp. amplificado o inelástico		Derivas de piso (Δi)		Distorsiones de piso (γi)	
	$\delta i-x$	$\delta i-y$	X	Y	X	Y
	mm	mm	mm	mm	m/m	m/m
N6	272.8	266.8	27	25.9	0.0082	0.0078
N5	245.9	240.9	40.2	39.6	0.0122	0.012
N4	205.7	201.3	52.8	51.2	0.016	0.0155
N3	152.9	150.2	59.4	58.3	0.018	0.0177
N2	93.5	91.9	59.4	58.3	0.018	0.0177
N1	34.1	33.6	34.1	33.6	0.0103	0.0102
Base	0	0	0	0		

Nota: Elaboración propia

Los valores de las distorsiones calculados son menores que el valor de la distorsión máxima de 0.02, por tanto, se cumple el límite de distorsión.

7.1.16. Efectos P-Delta

De acuerdo con la sección 3.7 de este documento, se permite despreciar los efectos P-Δ, cuando el coeficiente de estabilidad sea menor a 0.10. Por tanto, en esta estructura no se considerará dichos efectos, la tabla siguiente muestra el cálculo del coeficiente de estabilidad.

Tabla VII-6:

Resumen de cálculo de coeficiente de estabilidad

Piso	hi	Loc.	Cargas vert. Pi	Vtx	Vty	Coef. De estabilidad	
	m		kN	kN	kN	θx	θy
N6	3.30	Arriba	4,035.1	960.3	952.1	0.006	0.006
N5	3.30	Arriba	12,079.7	1,918.6	1,912.2	0.014	0.014
N4	3.30	Arriba	20,356.3	2,608.4	2,606.7	0.023	0.022
N3	3.30	Arriba	28,628.2	3,168.6	3,169.7	0.030	0.029
N2	3.30	Arriba	37,056.5	3,637.7	3,638.1	0.033	0.033
N1	3.30	Arriba	45,484.7	3,911.4	3,909.6	0.022	0.022
Base	0						

Nota: Elaboración propia

Coeficiente de estabilidad para el piso N5 en la dirección X.

$$\theta_x = \frac{P_{N5} * \Delta_{x-N5} * I}{V_{tx-N5} * h_{N5} * C_d} = \frac{12,079.7 \text{ kN} * 40.2 \text{ mm} * 1}{1,918.6 \text{ kN} * 3300 \text{ mm} * 5.5} = 0.014$$

Por tanto, en el análisis mediante el software ETABS, se desprecian los efectos P-Delta.

7.2. Diseño estructural

El diseño de una estructura puede considerarse como el proceso de selección de los materiales adecuados y dosificación de los diferentes elementos de la estructura de acuerdo con la ciencia y la tecnología de la ingeniería más avanzada. Para cumplir su propósito, la estructura debe reunir las condiciones de seguridad, servicio, economía y funcionalidad. Esto se puede lograr utilizando límites de deformación basados en el enfoque de diseño en el refuerzo de hormigón y acero.

El primer paso en el diseño de un edificio es la planificación general realizada por el arquitecto para determinar la disposición de cada piso del edificio para cumplir con los requisitos del propietario. Una vez aprobados los planos arquitectónicos, el ingeniero estructural determina el sistema estructural más adecuado para garantizar la seguridad y estabilidad del edificio. Se deben considerar diferentes opciones estructurales para determinar la solución más económica en función de los materiales disponibles y la condición del suelo. (Hassoun & Al - Manaseer, 2020).

El diseño estructural involucra de manera general, lo siguiente:

- Idealización del edificio en un modelo estructural de pórticos y elementos portantes.
- Estimación de los diferentes tipos de cargas que actúan sobre el edificio.
- Realizar el análisis estructural utilizando cálculos manuales o por computadora para determinar los momentos máximos, cortante, fuerzas de torsión, cargas axiales y otras fuerzas.
- Dosificación de los diferentes elementos estructurales y cálculo de las armaduras necesarias.
- Producir dibujos y especificaciones estructurales con suficientes detalles para permitir que el contratista construya el edificio correctamente

7.2.1. Combinaciones de cargas para el diseño por método de Factores de carga y Resistencia (LRFD), según NSM-22.

Combinaciones básicas.

$$1.4CM + H \quad \text{Ec. VII-1}$$

$$1.2CM + 1.6CV + 0.5C_{VT} + C_{CV} + H \quad \text{Ec. VII-2}$$

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

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

$$0.9CM + V + H \quad \text{Ec. VII-5}$$

Combinaciones básicas con efectos de carga sísmica.

$$1.2CM + E_V + E_h + CV + 0.2C_{CV} \quad \text{Ec. VII-6}$$

$$0.9CM - E_V + E_h \quad \text{Ec. VII-7}$$

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 = Carga sísmica

Donde sea necesario el uso del factor de sobrerresistencia en los efectos de sismo, se deben usar las siguientes combinaciones:

$$1.2CM + E_V + E_{mh} + CV + 0.2C_{CV} \quad \text{Ec. VII-8}$$

$$0.9CM - E_V + E_{mh} \quad \text{Ec. VII-9}$$

Siendo E_{mh} el efecto de carga sísmica con sobrerresistencia, y está dado por:

$$E_{mh} = \Omega_o * E_h \quad \text{Ec. VII-10}$$

Se permite despreciar el efecto de carga de sísmica vertical, E_v , cuando el producto $F_{as} * a_o \leq 0.125$.

El efecto de las cargas sísmicas horizontales debe ser mediante una combinación bidireccional que incluya una combinación absoluta del 100% de los efectos del componente que obran en esa dirección y el 30% de los efectos que actúan perpendicular a tal dirección. Deberá considerarse la combinación que incluya el signo que resulte más desfavorable para cada concepto de diseño.

$$E_h = E_x \pm 0.3E_y \quad \text{Ec. VII-11}$$

$$E_h = 0.3E_x \pm E_y \quad \text{Ec. VII-12}$$

7.2.2. Losa nervada en una dirección.

7.2.2.1. Método simplificado para viga no preesforzadas y losas en una dirección.

Este método de diseño se encuentra en la sección 6.5 de (ACI 318 - 19) y, nos permite calcular de una manera aproximada los esfuerzo por flexión y corte en vigas no preesforzadas y losas en una dirección.

Para la aplicación de este método se deben cumplir algunas condiciones, estas son:

- a) Los miembros son prismáticos.
- b) Las cargas están uniformemente distribuidas.
- c) Las cargas vivas son menores o iguales que tres veces la carga muerta en los elementos.

- d) Haya dos o más vanos.
- e) La luz del mayor de los vanos adyacentes no excede en más de 20% la luz del menor

7.2.2.2. Losa superior

Datos geométricos y cargas en la losa

Sobrecargas permanentes: $SCP = 3.511 \text{ kN/m}^2$

Carga viva: $CV = 2.452 \text{ kN/m}^2$

Espesor de losa: $h = 60 \text{ mm}$

Ancho de la franja: $b = 1000 \text{ mm}$

Recubrimiento: $Rec. = 25 \text{ mm}$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c = 28,000 \text{ kN/m}^2$

Densidad del concreto: $\gamma_{CONC} = 23.536 \text{ kN/m}^3$

Resistencia a la fluencia del acero: $f_y = 420,000 \text{ kN/m}^2$

Longitud centro a centro de apoyo: $l = 687.5 \text{ mm}$

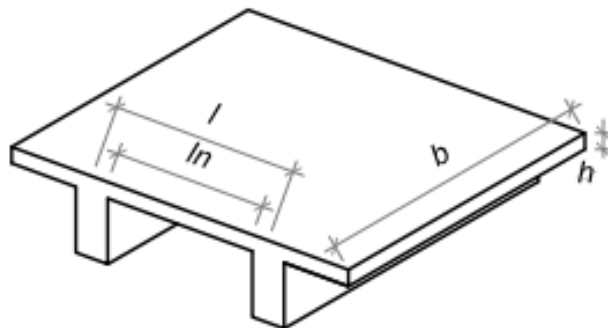
Longitud libre entre apoyos: $l_n = 562.5 \text{ mm}$

Factor de resistencia promedio del concreto: $\beta_1 = 0.85$

Diámetro del agregado grueso (Propuesto): $d_{agg} = 25 \text{ mm}$

Figura VII-10:

Geometría de losa superior



Nota: Elaboración propia

7.2.2.3. Verificación de aplicabilidad del método

El peso propio de la losa se obtiene al multiplicar la densidad del concreto por la altura de la losa, esto para obtener un peso uniformemente distribuido.

$$W_{PROPIO} = \gamma_{CONC} * h = 23.536 \frac{kN}{m^3} * 0.06 m = 1.412 \frac{kN}{m^2}$$

El espesor de la losa es constante, independiente al ancho de franja que se tome para analizar, se cumple la condición de sección prismática. También todas las cargas están uniformemente distribuidas.

La carga muerta total será:

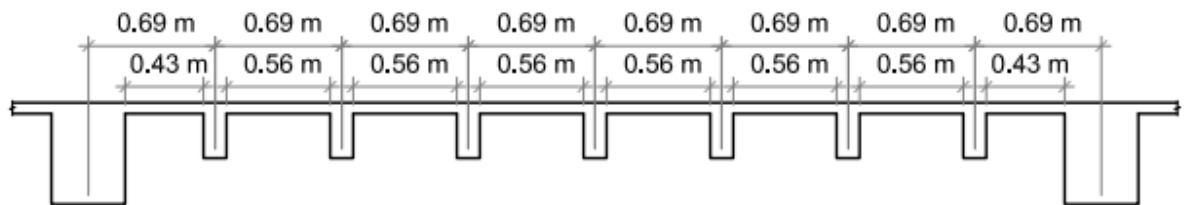
$$CM = SCP + W_{PROPIO} = (3.511 + 1.412) \frac{kN}{m^2} = 4.923 \frac{kN}{m^2}$$

La carga viva es de $2.452 \text{ kN/m}^2 < 3 * 4.923 \text{ kN/m}^2$. De esta manera se cumple la condición c para aplicación del método.

Entre cada eje hay una cantidad de ocho vanos, regularmente espaciados a 687.5 mm, siendo esto mayor de dos vanos y las longitudes de vanos iguales, ninguna luz adyacente a cualquier vano excede el 20% la luz del menor, cumpliendo las últimas dos condiciones descritas en la sección 4.3.

Figura VII-11:

Sección longitudinal de losa para un claro



Nota: Elaboración propia

7.2.2.4. Altura mínima de la losa

De acuerdo con la sección 4.3 de este documento, la altura de la losa no debe ser menor de 50 mm y:

$$\frac{ln}{12} = \frac{562.5 \text{ mm}}{12} = 47 \text{ mm}$$

El espesor de la losa es de 60 mm, se cumple la condición.

7.2.2.5. Selección de los momentos últimos actuantes

La carga de diseño será:

$$W_u = 1.2CM + 1.6CV = 9.83 \text{ kN/m}^2$$

Tabla VII-7:

Momentos en secciones críticas de la losa según Método de análisis simplificado

Momento	Ubicación	Condición	Mu [KN*m]
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	0.1755
		El extremo discontinuo no está restringido	0.2234
	Vanos interiores	Todos	0.1536
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros contruidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	0.1024
		Miembros contruidos monolíticamente con columna de apoyo	0.1536
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	0.2731
		Más de dos vanos	0.2458
	Las demás caras de apoyos	Todas	0.2234
	Caras de todos los apoyos que cumplan con (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	0.2048

Nota: Elaboración propia

- Momento positivo

El momento positivo mayor en el centro del claro, se obtiene en un vano extremo cuando el extremo discontinuo es monolítico con el apoyo, tal es el caso de la losa conectada directamente a la viga.

$$M_U^+ = 0.1755 \text{ kN} * m$$

- **Momento negativo**

El momento negativo ocurre en la cara exterior del primer apoyo interior cuando existen más de dos vanos.

$$M_U^- = 0.2458 \text{ kN} * m$$

7.2.2.6. Cálculo de acero por flexión en la franja

Resistencia nominal de la sección

$$Rn = \frac{M_U}{\phi b d^2}$$

Donde:

d es el peralte efectivo de la sección, es decir, la diferencia entre el espesor total de la losa y la suma entre el recubrimiento y la mitad del diámetro de la barra de refuerzo.

$$d = h - Rec. - \frac{db}{2}$$

Considerando una barra No. 10 de 9.5 mm de diámetro:

$$d = 60 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{9.5 \text{ mm}}{2} = 30 \text{ mm}$$

El esfuerzo nominal en la sección es:

$$Rn = \frac{0.2458 \text{ kN} * m}{0.9 * 1.0 \text{ m} * (0.030 \text{ m})^2} = 298.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La cuantía del refuerzo se obtiene con la ecuación

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'_c}} \right) = \frac{0.85 * 28}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 298.41}{0.85 * 28000}} \right) = 0.00072$$

Cuantía mínima por flexión y contracción y temperatura

De acuerdo con (ACI 318 - 19), sección 7.6.1.1, cualquier sección de losa en una dirección debe tener una cuantía mínima de refuerzo de:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

Dado que la cuantía calculada es menor a la cuantía mínima, el área de acero en la sección debe ser mayor o igual al área de acero obtenido a partir del porcentaje mínimo.

$$A_{s-req.} = 0.0018 * A_g$$

Donde A_g es el área bruta de la sección de la losa.

$$A_{s-req.} = (0.0018 * b * d) = (0.0018 * 1000 * 60) \text{ mm}^2 = 108 \text{ mm}^2$$

7.2.2.7. Separación del refuerzo

La separación del refuerzo debe estar dentro de límites superiores e inferiores, esto debido a que una separación muy pequeña puede generar problemas al momento de el llenado de los elementos, lo que a su vez inutilizaría cualquier obra, y separaciones muy grandes en los elementos, no minimiza el control de grietas en los elementos (ACI 318 - 19)

Separación mínima

La mínima separación del refuerzo según sección 2.2.1 debe ser la mayor obtenida entre: 25 mm, el diámetro de la mayor barra longitudinal y cuatro tercios del diámetro del agregado grueso. La separación mínima es:

$$S_{\min} = \left(\frac{4}{3}\right) d_{agg} = \left(\frac{4}{3}\right) * 25 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$$

Separación máxima

El acero por flexión en losas no debe estar espaciado a más de tres veces la altura de la losa y 450 mm, considerando la sección 7.7.2.3 de (ACI 318 - 19).

$$S_{\max-\text{flexión}} = 3 * 60 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$$

Para el refuerzo por contracción y temperatura la separación del refuerzo no debe exceder el mayor entre, 450 mm y cinco veces el espesor de la losa.

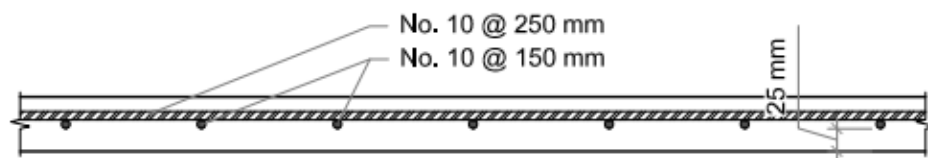
$$S_{\max-\text{cyT}} = 5 * 60 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Acero propuesto

Se propone usar, 6 varillas No. 10 con una separación centro a centro de 150 mm, y acero por contracción y temperatura mediante varillas No. 10 a 250 mm de separación.

Figura VII-12:

Distribución del refuerzo en la losa



Nota: Elaboración propia

7.2.2.8. Cálculo del bloque equivalente de compresión

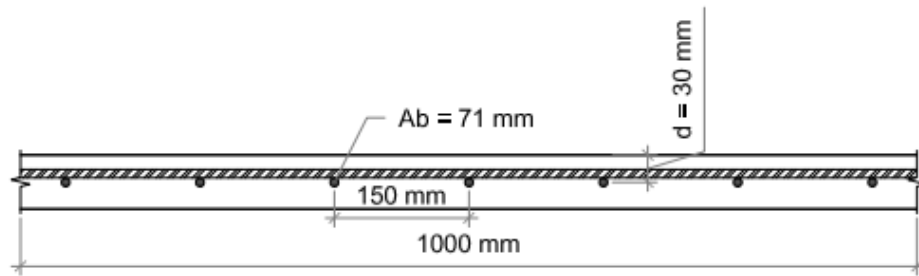
De las ecuaciones de equilibrio en la sección, se sabe que:

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

El refuerzo para un ancho b, de 1000 mm, se obtiene de la siguiente manera.

Figura VII-13:

Refuerzo a flexión en la losa



Nota: Elaboración propia

$$A_{s-b=1000\text{ mm}} = \frac{A_b}{s} * b = \frac{71\text{ mm}^2}{150\text{ mm}} * 1000\text{ mm} = 473.3\text{ mm}^2$$

La altura del bloque de compresión será

$$a = \frac{473.3\text{ mm}^2 * 420,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 28,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1000\text{ mm}} = 8.35\text{ mm}$$

7.2.2.9. Verificación de fluencia del acero

El refuerzo a flexión tanto en secciones de viga como en losas debe estar controlado por tracción, de acuerdo con la sección 21.2.2.1 de (ACI 318 - 19), esto se cumple cuando:

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$$

Donde:

ε_{ty} : Es la deformación unitaria del acero, para acero de 420 MPa, está dado por:

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

Y,

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * 0.003$$

Siendo,

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.35 \text{ mm}}{0.85} = 9.8 \text{ mm}$$

La deformación del acero por flexión en la losa es.

$$\varepsilon_t = \left(\frac{30 \text{ mm} - 9.8 \text{ mm}}{9.8 \text{ mm}} \right) * 0.003 = 0.0062 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Se cumple la condición de fluencia del acero, por tanto, el valor de reducción de resistencia asumido inicialmente es correcto.

7.2.2.10. Verificación de resistencia

El momento de diseño en la sección debe ser mayor al momento último actuante en la losa.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 0.9 * 473.3 \text{ mm}^2 * 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \left(30 - \frac{8.35}{2} \right) \text{ mm} = 4620.6 \text{ kN} * \text{mm}$$

$$\phi M_n = 4.62 \text{ kN} * \text{m} > M_u$$

7.2.2.11. Revisión por corte

Los cortantes obtenidos en las secciones críticas de la losa, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla VII-8:

Cortante último en las secciones críticas de la losa

Ubicación		Vu [kN]
Para vigas y losas continuas	Cara exterior del primer apoyo interior	2.826
	Cara de todos los demás apoyos	2.458

Nota: Elaboración propia

El cortante mayorado corresponde al generado en la cara exterior del primer apoyo interior.

$$V_U = 2.826 \text{ kN}$$

7.2.2.12. Resistencia al corte del concreto

La resistencia a cortante de la losa se obtiene con la Ec. V-4

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6Ag} \right) b_w d$$

Factor de modificación por efecto de tamaño, según Ec. V-5

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 * 30}} = 1.336 \therefore \lambda_s = 1$$

La cuantía de refuerzo longitudinal es:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{473.3 \text{ mm}^2}{(1,000 * 30) \text{ mm}^2} = 0.01577$$

El factor de modificación por efecto de peso del concreto $\lambda = 1$, entonces:

$$V_c = \left(0.66 * 1 * 1 * (0.01577)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{28} * MPa \right) * 1.0 \text{ m} * 0.03 \text{ m} = 26.77 \text{ kN}$$

El valor obtenido anteriormente no debe exceder el valor limite obtenido para la Ec. V-6.

$$V_c = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} * b_w d = 0.42 * \sqrt{28} \text{ Mpa} * 1 \text{ m} * 0.03 \text{ m} = 66.7 \text{ kN}$$

La resistencia a cortante de diseño es:

$$\phi V_c = 0.75 * 26.77 \text{ kN} = 19.70 \text{ kN} > V_u = 2.826 \text{ kN}$$

La sección es adecuada.

7.2.2.13. Anclaje del refuerzo de la losa.

Se debe garantizar el adecuado desarrollo del refuerzo de la losa en las vigas, esto mediante desarrollo de las barras mediante ganchos a 90 grados.

Mediante Ec. II-4 se obtiene una longitud de desarrollo horizontal de:

$$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} \right) db^{1.5} = \left(\frac{420 * 1 * 1 * 1.25 * 0.867}{23 * 1 * \sqrt{28}} \right) * (9.5)^{1.5} = 110 \text{ mm}$$

Donde:

$$db = 9.5 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\Psi_e = 1$$

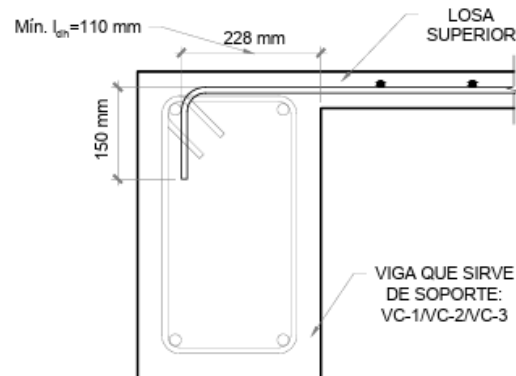
$$\Psi_r = 1$$

$$\Psi_o = 1.25$$

$$\Psi_c = 0.867$$

Figura VII-14:

Anclaje del refuerzo de la losa en vigas



Nota: Elaboración propia

En la figura anterior se observa que la distancia disponible dentro de la sección de la viga es mayor a la distancia mínima de desarrollo, por tanto, el anclaje en la sección de la viga es adecuado, y se cumple con el desarrollo de barras a tracción especificado por (ACI 318 - 19).

7.2.3. Viguetas

Cuando se cumple la sección 9.8.1 de (ACI 318 - 19), se considera que la losa de concreto superior actúa monolíticamente con las nervaduras, formando de esta manera, una viga T.

El ancho sobresaliente de ala a cada lado del ancho del alma de la viga T, no debe exceder el menor de:

$$\begin{array}{l} 8h \\ s_w/2 \\ l_n/8 \end{array} \qquad \text{Ec. VII-13}$$

Siendo:

h : Espesor de la losa superior

s_w : es la distancia libre a la siguiente alma

l_n : Distancia libre entre apoyos

$$\begin{array}{l} 8 * (60 \text{ mm}) = 480 \text{ mm} \\ \frac{562.5}{2} \text{ mm} = 281 \text{ mm (Predomina)} \\ \frac{5,600}{8} \text{ mm} = 700 \text{ mm} \end{array}$$

Datos generales de la vigueta

Sobrecargas permanentes: $SCP = 2.41 \text{ kN/m}$

Carga viva: $CV = 1.69 \text{ kN/m}$

Espesor de losa superior: $h_f = 60 \text{ mm}$

Separación entre nervaduras: $b_f = 687.5 \text{ mm}$

Ancho de la vigueta: $b_w = 125 \text{ mm}$

Recubrimiento: $Rec. = 20 \text{ mm}$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c = 28,000 \text{ kN/m}^2$

Densidad del concreto: $\gamma_{CONC} = 23.536 \text{ kN/m}^3$

Resistencia a la fluencia del acero: $f_y = 420,000 \text{ kN/m}^2$

Longitud centro a centro de apoyo: $l = 6,000 \text{ mm}$

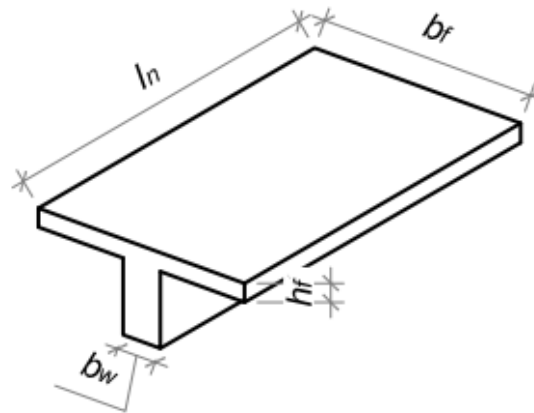
Longitud libre entre apoyos: $l_n = 5,600 \text{ mm}$

Factor de resistencia promedio del concreto: $\beta_1 = 0.85$

Diámetro del agregado grueso (Propuesto): $d_{agg} = 25 \text{ mm}$

Figura VII-15:

Geometría de la viga



Nota: Elaboración propia

7.2.3.1. Verificación de la aplicabilidad del método

El peso propio de la viga se obtiene al multiplicar la densidad del concreto por el área de la sección transversal, el resultado obtenido corresponde a una carga distribuida linealmente.

$$W_{PROPIO} = \gamma_{CONC} * A_{sección} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.071 \text{ m}^2 = 1.677 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

En cualquier punto del eje longitudinal el elemento la sección de la vigueta o viga T es constante, se cumple la condición de sección prismática. También todas las cargas están uniformemente distribuidas.

La carga muerta total será:

$$CM = SCP + W_{PROPIO} = (2.41 + 1.677) \frac{kN}{m} = 4.09 \frac{kN}{m}$$

La carga viva es de $1.69 \text{ kN/m}^2 < 3 \cdot 4.09 \text{ kN/m}$. De esta manera se cumple la condición c para aplicación del método.

Entre los ejes A y F hay una cantidad de cinco vanos, los tres vanos centrales están espaciados a 5.5 m, y los extremos a 6.0 m, siendo esto mayor de dos vanos.

Además, ninguna luz adyacente a cualquier vano debe exceder el 20% la luz del menor.

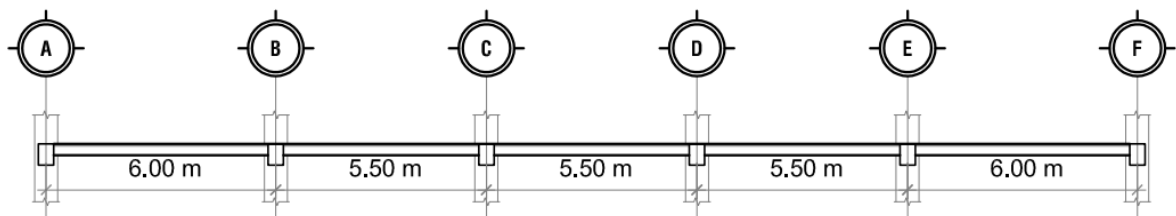
Para el vano B-C de 5.50 m de longitud:

$$\frac{l_{A-B}}{l_{C-D}} = \frac{6.0 \text{ m}}{5.5 \text{ m}} = 1.09 < 1.20$$

cumpliendo las dos últimas condiciones de sección 4.3 de este documento.

Figura VII-16:

Geometría de vanos de viguetas



Nota: Elaboración propia

7.2.3.2. Verificación de limitaciones geométricas de viguetas

De acuerdo con 5.2.3 de este documento, las viguetas deben cumplir con:

- Ancho de nervaduras no menor de 100 mm en toda la altura.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder 750 mm.
- La altura de las nervaduras no debe exceder 3.5 veces su ancho mínimo, es decir, $3.5 * (100 \text{ mm}) = 350 \text{ mm}$.

El ancho de las viguetas, $b_w = 125 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$, el espaciamiento libre entre las nervaduras es, $562.5 \text{ mm} < 750 \text{ mm}$, y, la altura total de las viguetas es de $300 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$, cumpliendo dichas limitaciones, se puede diseñar el elemento como una vigueta.

7.2.3.3. Selección de los momentos últimos actuantes

- Momento positivo

El momento positivo mayor en el centro del claro, se obtiene en un vano extremo cuando el extremo discontinuo es monolítico con el apoyo, tal es el caso de la vigueta monolítica con la viga en el borde.

$$M_U^+ = 17.0 \text{ kN} * \text{m}$$

- Momento negativo

El momento negativo ocurre en la cara exterior del primer apoyo interior cuando existen más de dos vanos, el momento es:

$$M_U^- = 23.8 \text{ kN} * \text{m}$$

Tabla VII-9:*Momentos últimos actuantes en secciones críticas de la vigueta*

Momento	Ubicación	Condición	Mu [kN*m]
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	17.0
	Vanos extremos	Extremo discontinuo no restringido	21.7
	Vanos interiores	Todos	14.9
Negativo	Cara interior de apoyo exterior	Miembro monolítico con viga dintel de apoyo	9.9
	Cara interior de apoyo exterior	Miembro monolítico con columna de apoyo	14.91
	Cara exterior primer apoyo interior	Dos vanos	26.5
	Cara exterior primer apoyo interior	Mas de dos vanos	23.8
	Las demás caras de apoyos	Todas	21.7

*Nota: Elaboración propia***7.2.3.4. Cálculo de acero para momento positivo**

Como la vigueta tiene una sección en forma de viga T, se debe verificar si la viga actúa como tal.

Asumiendo que toda la sección del patín de la viga está completamente en compresión, se calcula el momento resistido por la sección, se tiene:

$$a = h_f = 60 \text{ mm}$$

También, se asume el estado de fluencia del acero en la parte inferior, por tanto, el factor de reducción de resistencia es:

$$\phi M_n = \phi * 0.85 * f'_c * b * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right); \quad \phi = 0.90$$

Donde:

d es el peralte efectivo de la sección, es decir, la diferencia entre el espesor total de la viga y la suma entre el recubrimiento y la mitad del diámetro de la barra de refuerzo más el diámetro de la barra por corte.

$$d = h - Rec. - db_{corte} - \frac{db_{long}}{2}$$

Considerando una barra de refuerzo longitudinal No. 13 de 12.7 mm de diámetro, y una barra No. 2 de refuerzo por corte de 6.35 mm de diámetro:

$$d = 300 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 6.35 \text{ mm} - \frac{12.7 \text{ mm}}{2} = 266 \text{ mm}$$

Entonces,

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.9 * 0.85 * 28,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.6875 \text{ m} * 0.06 \text{ m} * \left(0.266 - \frac{0.06}{2}\right) \text{ m} \\ \phi M_n &= 208 \text{ kN} * \text{m} > M_u^+\end{aligned}$$

Dado que la capacidad a momento desarrollado en el patín es mayor que el momento ultimo actuante, se considera que la sección actúa como una viga rectangular.

Resistencia nominal de la sección

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

El esfuerzo nominal en la sección es:

$$Rn = \frac{17.0 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 0.125 \text{ m} * (0.266 \text{ m})^2} = 390 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La cuantía del refuerzo se obtiene con la ecuación

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'_c}} \right) = \frac{0.85 * 28}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 390}{0.85 * 28000}} \right) = 0.00094$$

7.2.3.5. Cuantía de refuerzo mínima para vigas.

La sección 5.2.1.2 de este documento indica las cuantías mínimas de refuerzo en vigas, siendo este el mayor entre:

$$\frac{0.25 * \sqrt{28}}{420} = 0.00315$$

$$\frac{1.4}{420} = 0.00333$$

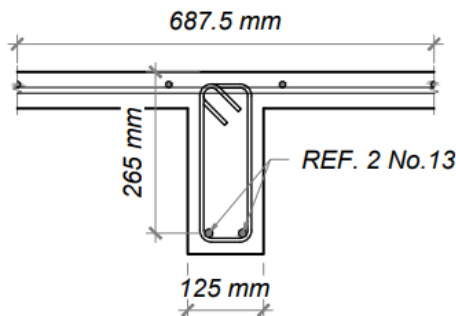
Las cuantías mínimas calculadas son mayores al valor obtenido para el momento último, entonces:

$$A_{s-min} = \rho_{min} * b_w * d = 0.0033 * 125 \text{ mm} * 266 \text{ mm} = 111 \text{ mm}^2$$

Se usará 2 varillas No. 13, para un área de acero $A_s = 258 \text{ mm}^2$

Figura VII-17:

Acero por momento positivo



Nota: Elaboración propia

7.2.3.6. Revisión por capacidad a momento positivo de la sección

La cantidad de acero por momento positivo debe garantizar un momento de diseño mayor al momento ultimo actuante.

Cálculo del bloque equivalente de compresión

De las ecuaciones de equilibrio en la sección, se sabe que:

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

La altura del bloque de compresión será

$$a = \frac{258 \text{ mm}^2 * 420,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 28,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 687.5 \text{ mm}} = 6.6 \text{ mm}$$

Verificación de fluencia del acero

El refuerzo a flexión tanto en secciones de viga como en losas debe estar controlado por tracción, de acuerdo con la sección 21.2.2.1 de (ACI 318 - 19), esto se cumple cuando:

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$$

Donde:

ε_{ty} : Es la deformación unitaria del acero, para acero de 420 MPa, está dado por:

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

Y,

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * 0.003$$

Siendo,

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.6 \text{ mm}}{0.85} = 7.8 \text{ mm}$$

La de formación del acero por flexión en la losa es.

$$\varepsilon_t = \left(\frac{266 \text{ mm} - 7.8 \text{ mm}}{7.8 \text{ mm}} \right) * 0.003 = 0.0993 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Se cumple la condición de fluencia del acero, por tanto, el valor de reducción de resistencia asumido inicialmente es correcto.

El momento de diseño en la sección debe ser mayor al momento ultimo actuante en la losa.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 0.9 * 258 \text{ mm}^2 * 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \left(266 - \frac{6.6}{2} \right) \text{ mm} = 25590 \text{ kN} * \text{mm}$$

$$\phi M_n = 25.59 \text{ kN} * \text{m} > 17.0 \text{ kN} * \text{m}$$

7.2.3.7. Separación del refuerzo

La separación del refuerzo longitudinal debe ser mayor a la separación mínima y menor que la separación máxima. La separación actual es:

$$S = b_w - 2 * Rec - 2d_{b-corte} - 2d_{b-long} = 125 - (2 * 20 + 2 * 6.35 + 2 * 12.7) \text{ mm}$$

$$S = 47 \text{ mm}$$

La separación mínima es de cuatro tercios del diámetro del agregado grueso, debido a que se ha asumido un agregado grueso de 25 mm, la separación mínima es de $\frac{4}{3(d_{agg})} = 33 \text{ mm}$.

En la sección 2.2.1 de este documento se especifica la separación máxima del refuerzo, siendo esta:

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{0.66667 * 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

La separación del refuerzo propuesto es adecuada.

7.2.3.8. Cálculo de acero para momento negativo.

Resistencia nominal de la sección

$$Rn = \frac{M_U}{\phi b d^2}$$

Peralte efectivo de la sección

$$d = 266 \text{ mm}$$

El esfuerzo nominal en la sección es:

$$Rn = \frac{23.8 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 0.6875 \text{ m} * (0.266 \text{ m})^2} = 546 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La cuantía del refuerzo se obtiene con la ecuación

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn}{0.85 f'_c}} \right) = \frac{0.85 * 28}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 546}{0.85 * 28000}} \right) = 0.001315$$

7.2.3.9. Cuantía de refuerzo mínima para vigas T con el ala en tracción

Según (ACI 318 - 19), en la sección 9.6.1.2, para vigas estáticamente determinadas con el ala en tracción el valor del ancho de la sección de la sección 4.2.1.2 de este documento, debe tomarse como el menor entre el ancho del patín y, dos veces el ancho del alma.

$$\frac{0.25 * \sqrt{28}}{420} = 0.00315$$

$$\frac{1.4}{420} = 0.00333$$

Las cuantías mínimas calculadas son mayores al valor obtenido para el momento último, entonces:

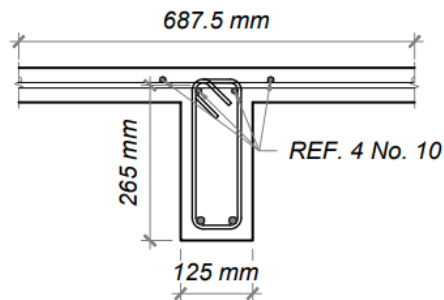
$$A_{s-min} = \rho_{min} * 2b_w * d = 0.0033 * 2 * 125 \text{ mm} * 266 \text{ mm} = 221 \text{ mm}^2$$

Se propone 4 varillas No. 10, para un área de acero $A_s = 284 \text{ mm}^2$

Debido a que el alma de la viga es de 125 mm, la colocación de las cuatro varillas en una sola capa dentro del área confinada resulta imposible, se propone la distribución siguiente:

Figura VII-18:

Acero de refuerzo por momento negativo



Nota: Elaboración propia

La sección 24.3.4 del (ACI 318 - 19), permite colocar parte del acero por flexión en el ala de la viga, dicho refuerzo debe estar dentro del menor del ancho efectivo del ala y la longitud libre dividida por 10. El menor valor es $\frac{s_w}{2} = 281 \text{ mm}$.

7.2.3.10. Momento de diseño de la sección

La altura del bloque de compresión será

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

$$a = \frac{284 \text{ mm}^2 * 420,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 28,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 125 \text{ mm}} = 40.1 \text{ mm}$$

Verificación de fluencia del acero

El refuerzo a flexión tanto en secciones de viga como en losas debe estar controlado por tracción, de acuerdo con la sección 21.2.2.1 de (ACI 318 - 19), esto se cumple cuando:

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$$

La deformación del acero se calcula mediante:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) * 0.003$$

Siendo,

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40.1 \text{ mm}}{0.85} = 47.2 \text{ mm}$$

La de formación del acero por flexión en la losa es.

$$\varepsilon_t = \left(\frac{266 \text{ mm} - 47.2 \text{ mm}}{47.2 \text{ mm}} \right) * 0.003 = 0.0139 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$$

Se cumple la condición de fluencia del acero, por tanto, el valor de reducción de resistencia asumido inicialmente es correcto.

El momento de diseño en la sección debe ser mayor al momento ultimo actuante en la losa.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 0.9 * 284 \text{ mm}^2 * 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \left(266 - \frac{40.1}{2}\right) \text{ mm} = 26370 \text{ kN} * \text{mm}$$

$$\phi M_n = 26.37 \text{ kN} * \text{m} > 23.8 \text{ kN} * \text{m}$$

7.2.3.11. Resistencia a corte en la sección.

La sección de concreto debe tener una resistencia al corte mayor al esfuerzo último.

7.2.3.12. Cortante ultimo según método aproximado.

Según la Tabla IV-2, el cortante mayorado máximo ocurre en la cara exterior del primer apoyo interior, es decir:

$$V_u = \frac{1.15 w_u l_n}{2} = 0.575 * 7.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 5.6 \text{ m} = 24.50 \text{ kN}$$

Se permite calcular la resistencia a corte en la viga mediante la ecuación a de la Tabla IV-3, esto es:

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d = 0.17 * 1 * \sqrt{28} * 1,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.265 \text{ m} * 0.125 \text{ m}$$

$$V_c = 32.87 \text{ kN}$$

El factor de reducción de resistencia por cortante según (ACI 318 - 19) es, $\phi = 0.75$.

Entonces,

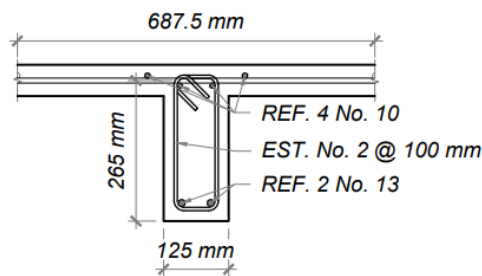
$$\phi V_c = 0.75 * 32.87 \text{ kN} > 24.65 \text{ kN}$$

La resistencia de la sección es mayor que el esfuerzo último, en base a la Tabla 9.7.6.2.2 de (ACI 318 - 19) se propone usar separación máxima de los estribos, dicha separación para vigas no preesforzadas es la mitad del peralte efectivo de la sección.

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{265 \text{ mm}}{2} = 132 \text{ mm}$$

Figura VII-19:

Refuerzo en la sección de la vigueta



Nota: Elaboración propia

7.2.3.13. Deflexión en la vigueta

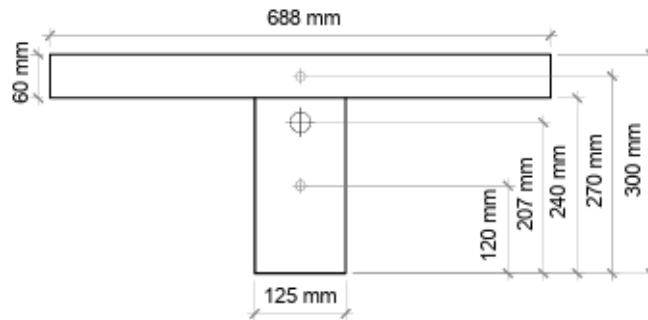
Se debe verificar que la deflexión en la vigueta no resulte mayor a lo permitido por (ACI 318 - 19), debido a que una deflexión mayor a lo permitido puede causar daños a los elementos no estructurales de la estructura.

De acuerdo con (McCormac & Brown, 2018), para vigas continuas en las cuales se considera un empotramiento perfecto en los extremos, la deflexión actuante corresponde al valor obtenido de la siguiente ecuación

La deflexión en un elemento depende de valores como la inercia de la sección, el módulo de elasticidad y las cargas a las cuales está sometido dicho elemento.

Figura VII-20:

Inercia de la sección transversal de la vigueta



Nota: Elaboración propia

La tabla 24.2.2 (ACI 318 - 19), establece los valores límites de deflexión en un elemento, se considera que, para que los elementos no estructurales no resulten dañados por las deflexiones, se debe considerar un límite correspondiente a la longitud del miembro dividido por 480.

Basados en (McCormac & Brown, 2018), se obtiene un valor de la deflexión actuante considerando la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{wl^4}{384EI} \quad \text{Ec. VII-14}$$

Donde:

Cuando los momentos actuantes máximos en la sección son menores que dos tercios del momento de agrietamiento del concreto, se considera que la inercia efectiva de la sección es igual a la inercia bruta de dicha sección.

El momento de agrietamiento según (ACI 318 - 19) es:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad \text{Ec. VII-14}$$

Siendo:

f_r : Modulo de ruptura del concreto

y_t : Distancia desde el centroide geométrico de la sección hasta la fibra extremo en tensión

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} = 0.62 * 1 * \sqrt{28}MPa = 3280 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ec. VII-15}$$

La inercia de la sección depende de la forma y tamaño geométrico de la misma, para el caso de la *figura VII-21*,

$$I = 547,164,400 \text{ mm}^4$$

Y,

$$w_{CM} = 4.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; \quad M_{u-CM} = 6.08 \text{ kN} * \text{m}$$
$$w_{CM+CV} = 5.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; \quad M_{u-CM+CV} = 8.59 \text{ kN} * \text{m}$$

El momento de agrietamiento será:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = \frac{3,280 \text{ kN} * \text{m} * \frac{547,164,400 \text{ mm}^4 * 1\text{m}^4}{(1,000 \text{ mm}^4)}}{0.207 \text{ m}} = 8.67 \text{ kN} * \text{m}$$

Los momentos debido a cargas de servicio son mayores a dos tercios del momento de agrietamiento, por tanto, se debe calcular la inercia efectiva en base a la inercia bruta de la sección y la inercia basada en la sección transformada.

Deflexión por carga muerta

El cálculo de la inercia de la sección transformada se realizó mediante procesos descritos en (McCormac & Brown, 2018), en el ejemplo 2.6.

$$I_{cr} = 117,963,835 \text{ mm}^4$$

El momento de inercia efectivo según Tabla 24.3.2.5 de (ACI 318 - 19), es:

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a} \right)^2 * \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} \quad \text{Ec. VII-16}$$

Donde:

M_a : Es el momento ultimo actuante en la sección debido a carga de servicio

$$I_e = 405,248,368 \text{ mm}^4$$

Siendo la deflexión actuante igual a:

$$\Delta_{CM} = \frac{w_{CM} l^4}{384 E I_e} = \frac{4.09 \frac{kN}{m} * (5.65 \text{ m})^4}{384 * 24,800,000 \frac{kN}{m^2} * \frac{405,248,368 \text{ mm}^4 * 1 \text{ m}^4}{(1,000 \text{ mm})^4}} = 1.07 \text{ mm}$$

Deflexión por carga muerta más carga viva

Se obtiene un momento de inercia efectivo de:

$$I_e = 182,932,205 \text{ mm}^4$$

Para dicha inercia efectiva se obtiene que:

$$\Delta_{CM+CV} = \frac{w_{CM+CV} l^4}{384 E I_e} = \frac{5.78 \frac{kN}{m} * (5.65 \text{ m})^4}{384 * 24,800,000 \frac{kN}{m^2} * \frac{182,932,205 \text{ mm}^4 * 1 \text{ m}^4}{(1,000 \text{ mm})^4}} = 3.38 \text{ mm}$$

Deflexión inicial por carga viva

$$\Delta_{CV} = \Delta_{CM+CV} - \Delta_{CM} = (3.38 - 1.07) \text{ mm} = 2.31 \text{ mm}$$

Deflexión a largo plazo debido a carga muerta más el 100% de la carga viva después de 5 años.

Las deflexiones con respecto al tiempo tienden a ser mayores, se obtiene una estimación de las deflexiones en base al tiempo basados en factores que indica el (ACI 318 - 19), la deflexión por carga muerta más cierta cantidad de la carga viva a un tiempo definido, corresponde al valor de la deflexión inicial por la carga viva más el valor de la deflexión instantánea por carga muerta multiplicado por un factor dependiente del tiempo, más la deflexión inmediata por la cantidad de carga viva sostenida aumentada por dicho factor, es decir:

$$\Delta_{LT} = \Delta_{CV} + \lambda_{\Delta} * \Delta_{CM} + \lambda_{\Delta} * \Delta_{SL} \quad \text{Ec. VII-17}$$

Donde el factor dependiente del tiempo esta dado en la sección 24.2.4.1.1 de (ACI 318 - 19)

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad \text{Ec. VII-18}$$

Para un periodo de 5 años o más, $\xi = 2$, de acuerdo con Tabla 24.2.4.1.3 de (ACI 318 - 19), conservadoramente se utiliza un valor $\rho' = 0$

Entonces,

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} = \frac{2}{1+0} = 2$$

Por tanto, la deflexión por carga muerta más el 100% de la carga viva a un periodo de 5 años será:

$$\Delta_{LT} = \Delta_{CV} + \lambda_{\Delta} * \Delta_{CM} + \lambda_{\Delta} * \Delta_{SL} = (2.31 + 2 * 1.07 + 2 * 2.31) \text{ mm} = 9.09 \text{ mm}$$

Finalmente, la deflexión máxima permitida para elementos de techos o entrepisos los cuales están ligados a elementos no estructurales que puedan sufrir daño debido a grandes deflexiones, según la tabla 24.2.2 de (ACI 318 - 19), es:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{480} = \frac{5,650 \text{ mm}}{480} = 11.8 \text{ mm}$$

Las deflexiones calculadas tanto para corto plazo como para largo plazo son menores al valor máximo permitido, las deflexiones están dentro del valor permitido.

7.2.3.14. Desarrollo del refuerzo de las viguetas.

El anclaje de las barras de las viguetas dentro de las vigas que sirven de soporte o anclaje debe cumplir las longitudes especificadas en la sección 2.2.6 de este documento.

La longitud de desarrollo horizontal mínima deberá cumplir con el valor obtenido de la ecuación siguiente:

$$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) db^{1.5} = \left(\frac{420 * 1 * 1 * 1.25 * 0.867}{23 * 1 * \sqrt{28}} \right) * 12.7^{1.5} = 170 \text{ mm}$$

Donde:

$$db = 12.7 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\Psi_e = 1$$

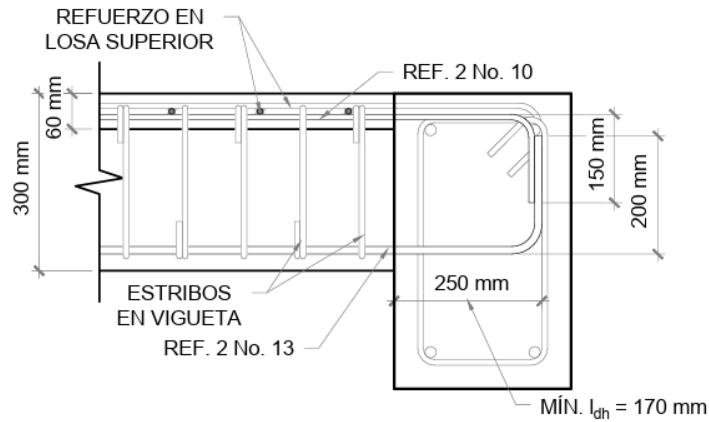
$$\Psi_r = 1$$

$$\Psi_o = 1.25$$

$$\Psi_c = 0.867$$

Figura VII-21:

Anclaje del refuerzo de la vigueta



Nota: Elaboración propia

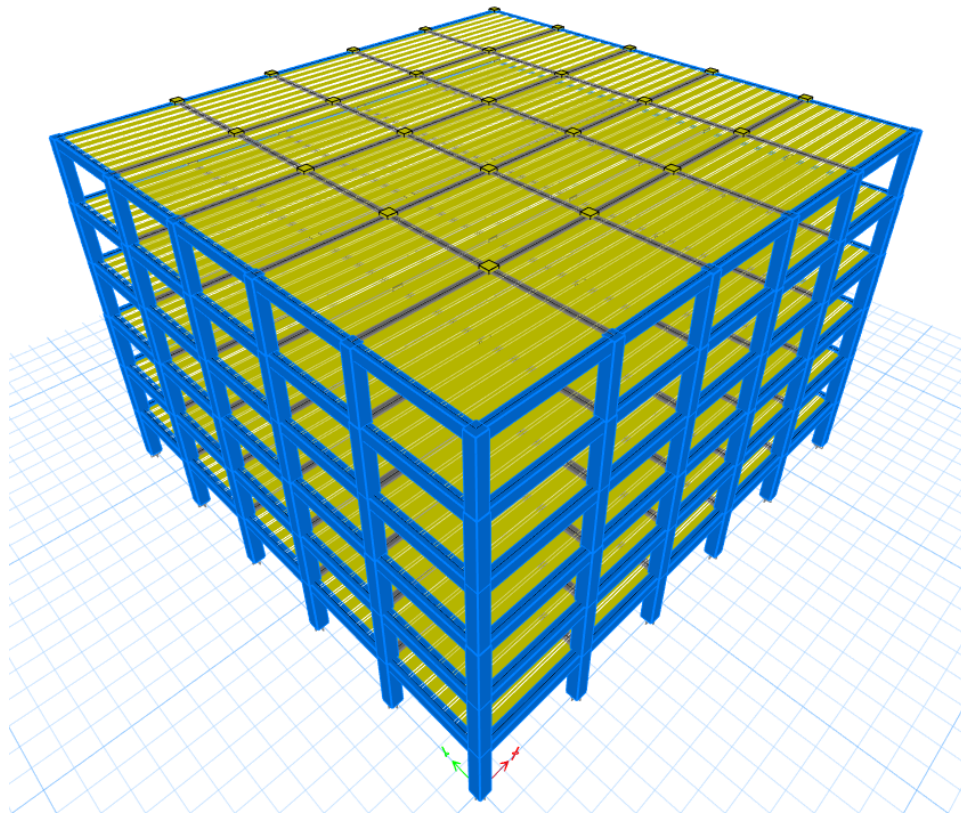
Se observa que la longitud de desarrollo actual mínima es de 170 mm. Mientras que la longitud de desarrollo entro del elemento es de 250 mm, la viga en la figura anterior corresponde a la sección VC-3, siendo está la de menor ancho en la base, por tanto, las demás secciones disponen de un ancho mayor al valor de la longitud de desarrollo anterior, de esta forma se garantiza un anclaje adecuado en los elementos tipo viga.

7.2.4. Pórticos Especiales a Momento

Los pórticos especiales a momentos son un sistema estructural que brinda la rigidez necesaria para que la estructura resista las fuerzas que actúan en la misma, las fuerzas externas generan movimientos en el suelo, esto a la vez generan desplazamientos en la estructura, debido a estos los pórticos deben estar detallados de forma que cumplan con la respuesta dúctil necesaria para brindar estabilidad de la estructura, y la seguridad de las personas (NSM - 22).

Figura VII-22:

Distribución de los pórticos especiales a momento

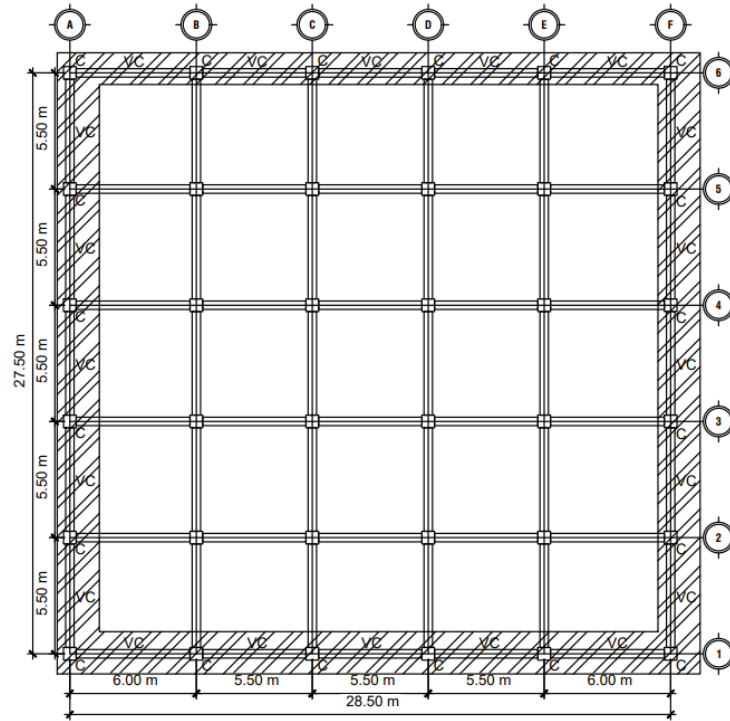


Nota: Tomado desde ETABS

En la figura anterior se logra apreciar la ubicación de los pórticos especiales a momentos, estos están en color azul celeste, distribuidos en la parte exterior del modelo.

Figura VII-23:

Ubicación en planta de pórticos especiales a momento



Nota: Elaboración propia

7.2.5. Vigas

Diseño de Viga A5 – A6 en N2 (Ver en Anexo D)

Datos Generales

Longitud de viga:

$$L = 5.5 \text{ m}$$

Longitud efectiva:

$$l_n = 5.5\text{m} - 0.6\text{m} = 4.9\text{m}$$

Cargas por unidad de longitud de viga:

$$CM = 23.0280 \text{ kN/m}$$

$$CV = 7.3550 \text{ kN/m}$$

$$a_0 = 0.366670$$

$$F_{as} = 1.3$$

Dimensiones de Viga:

Altura (h) = 550 mm
 Peralte (d) = 490 mm
 Base (b) = 400 mm
 Recubrimiento = 60 mm (hasta el centro de la barra longitudinal)

Dimensiones de Columna:

Altura (h) = 600 mm
 Base (b) = 600 mm

Especificaciones del concreto reforzado:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 23.56 \text{ kN/m}^3$$

Combinaciones de diseño, según ETABS, para:

Momentos negativos en los extremos: $1.2CM + E_v - 0.3E_x + E_y + CV$

Demás momentos: $0.9CM - E_v - 0.3E_x + E_y$

Según (ACI 318 - 19), el cortante generado por cargas gravitacionales, se debe obtener con la siguiente combinación:

$$W_u = 1.2CM + 0.2a_oF_{as}CM + 1.0CV$$

$$W_u = 37.1840 \text{ kN/m}$$

7.2.5.1. Límites dimensionales

Sección 18.6.2.1 Las vigas deben cumplir con (a) hasta (c):

a. La luz libre l_n no debe ser menor que **4d**

$$l_n \geq 4d$$

$$l_n = 4.90 \text{ m} = 4900 \text{ mm} > 4 * 490 \text{ mm} = 1960 \text{ mm "OK"}$$

b. El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de **0.3h** y **250 mm**

$$b \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.3h \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$b = 400 \text{ mm} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.3h = 0.3 * 550 \text{ mm} = 165 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right\} = 165 \text{ mm "OK"}$$

- c. La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de **C₂** y **0.75C₁**.

“Cumple, el ancho de la viga es menor al ancho de la columna; $b_{Viga} = 400 \text{ mm}$ y $b_{Columna} = 600 \text{ mm}$ ”.

7.2.5.2. Acero de Refuerzo Longitudinal

En el apoyo A6 (Arriba), el momento mayorado **M_U** y al área de acero obtenidos del software ETABS es de **233.40 kN-m** y **1363.00 mm²** respectivamente.

Área de acero propuesta es **5 barras No.19**, con diámetro de **19.1 mm** y área total de acero **A_s = 1420 mm²**.

La profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos es:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1420 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa}}{0.85 * 28 \text{ MPa} * 400 \text{ mm}} = \mathbf{62.65 \text{ mm}}$$

La resistencia nominal a flexión es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 1420 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} \left(490 \text{ mm} - \frac{62.65 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 246,198,393 \text{ N} - \text{mm} * \left(\frac{1}{1000^2} \right) = \mathbf{246.20 \text{ kN} * m}; \phi = \mathbf{0.90}$$

$$\phi M_n \geq M_U \rightarrow \mathbf{246.20 \text{ kN} * m > 233.40 \text{ kN} * m \text{ "Cumple"}}$$

Tabla VII-10:*Refuerzo longitudinal propuesto en la viga*

Loc.	Mu ETABS	As ETABS	As Propuesto (mm²)				a [mm]	ΦMn	ΦMn≥Mu
	kN*m	[mm²]	Cant.	No. Barra	db (mm)	As total [mm2]		[kN*m]	
Apoyo (Arriba)	233.40	1363.0	5	19	19.1	1420	62.6	246.2	Cumple
Apoyo (Abajo)	131.20	744.0	4	19	19.1	1136	50.1	199.65	Cumple
Centro (Abajo)	77.50	653.0	4	19	19.1	1136	50.1	199.65	Cumple
Apoyo (Arriba)	238.30	1393.0	5	19	19.1	1420	62.6	246.2	Cumple
Apoyo (Abajo)	134.60	764.0	4	19	19.1	1136	50.1	199.65	Cumple

*Nota: Elaboración propia***Área de acero longitudinal mínima**

El área de acero longitudinal no debe ser menor que el mayor de ambos:

$$A_{S \min} = \frac{1.4}{f_y} * bd = \frac{1.4}{420 \text{ MPa}} * 400\text{mm} * 490\text{mm} = \mathbf{653.33 \text{ mm}^2}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} * bd = \frac{0.25\sqrt{28 \text{ MPa}}}{420 \text{ MPa}} * 400\text{mm} * 490\text{mm} = \mathbf{617.34 \text{ mm}^2}$$

$$A_{S \text{ propuesto}} = 1420 \text{ mm}^2 > A_{S \min} = 653.33 \text{ mm}^2 \text{ "Cumple"}$$

Área de acero longitudinal máxima

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025 para refuerzo grado 420:

$$A_{S \max} = 0.025bd = 0.025 * 400\text{mm} * 490\text{mm} = \mathbf{4900 \text{ mm}^2}$$

$$A_{S \text{ propuesto}} = 1420 \text{ mm}^2 < A_{S \max} = 4900 \text{ mm}^2 \text{ "Cumple"}$$

Tabla VII-11:*Refuerzo longitudinal en la viga*

Reforzamiento			Límite		Obser.	As a Utilizar (mm ²)		ΦMn (KN.m)
As Propuesto			As,Mín (mm ²)	As,Máx (mm ²)		Cant.	Total	
Apoyo	5#19	1420 mm ²	653.33	4900		CUMPLE	5#19	
Exterior	4#19	1136 mm ²			CUMPLE	4#19	1136	199.65
Mitad del	3#19	852 mm ²			CUMPLE	3#19	852	151.75
Claro	4#19	1136 mm ²			CUMPLE	4#19	1136	199.65
Apoyo	5#19	1420 mm ²			CUMPLE	5#19	1420	246.20
Interior	4#19	1136 mm ²			CUMPLE	4#19	1136	199.65

*Nota: Elaboración propia***Verificación de fluencia del acero**

La profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, **a**, es:

$$\text{Apoyo} = 62.65 \text{ mm}$$

$$\text{Mitad del claro} = 50.12 \text{ mm}$$

El valor de β_1 , para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, donde, $f'_c = 28 \text{ MPa}$ según tabla 22.2.2.4.3 del ACI 318 – 19 es $\beta_1 = 0.85$

Despejando de la ecuación 22.2.2.4.1 del ACI 318 – 19, tenemos que, la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{62.65 \text{ mm}}{0.85} = 73.70 \text{ mm (para el apoyo)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.12 \text{ mm}}{0.85} = 58.96 \text{ mm (para el centro)}$$

El valor de la deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, ϵ_{ty} , usado para definir una sección controlada por compresión debe ser:

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

Donde:

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado

E_s = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural.

Cuando la deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo extremo a tracción es suficientemente grande, es decir mayor o igual que $\epsilon_{ty} + 0.003$, la sección se define como controlada por tracción (ACI 318 - 19).

$$\epsilon_{ty} + 0.003 = 0.0021 + 0.003 = 0.0051$$

La deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en el estado de resistencia nominal, ϵ_t , es:

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * 0.003 = \frac{490 \text{ mm} - 73.70 \text{ mm}}{73.70 \text{ mm}} * 0.003 = 0.01695 \text{ (apoyo)}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * 0.003 = \frac{490 \text{ mm} - 50.12 \text{ mm}}{50.12 \text{ mm}} * 0.003 = 0.02193 \text{ (centro)}$$

El valor de ϵ_t para ambos casos, es mayor que $\epsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$, entonces se cumple la condición $\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$, por lo cual definimos que la sección está siendo controlada por tensión.

Sección 18.6.3.2, La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara:

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} M_n^-$$

$$\frac{1}{2} M_n^- = \frac{1}{2} * 246.20 \text{ kN} * m = \mathbf{123.10 \text{ kN} * m} \text{ (Apoyo exterior)}$$

$$199.65 \text{ kN} * m > 123.10 \text{ kN} * m \text{ "Cumple"}$$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos:

$$M_n^- \text{ ó } M_n^+ \geq \frac{1}{4} M_n^-$$

$$\frac{1}{4} M_n^- = \frac{1}{4} * 246.20 \text{ kN} * m = \mathbf{61.55 \text{ kN} * m} \text{ (apoyo exterior)}$$

$$199.65 \text{ kN} * m > 61.55 \text{ kN} * m \text{ "Cumple"}$$

7.2.5.3. Acero de Refuerzo Transversal

Sección 4.2.1.3, deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

- a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga:

$$L_o = 2h = 2 * 550 \text{ mm} = \mathbf{1100 \text{ mm}}$$

- b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento:

$$L_o = 2h + 2h = 2 * 550 \text{ mm} + 2 * 550 \text{ mm} = \mathbf{2200 \text{ mm}}$$

Espaciamiento entre estribos cerrados de confinamiento, el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a **50 mm** de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento en una longitud de **2h** no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 150 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ menor barra long. Grado 420} \\ 5d_b \text{ menor barra long. Grado 550} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{490\text{mm}}{4} = 122.5 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ 6 * 19.1\text{mm} = 114.6 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$S = \mathbf{114.6 \text{ mm}}$$

Cuando no se requieren estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de **d/2** en toda la longitud de la viga.

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{490\text{mm}}{2} = \mathbf{245 \text{ mm}}$$

Resistencia a Cortante.

La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondiente a la resistencia a flexión probable M_{pr} , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas verticales mayorados.

La profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos es:

$$a_1 = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1420\text{mm}^2 * (1.25 * 420 \text{ MPa})}{0.85 * 28\text{MPa} * 400\text{mm}}$$

$$a_1 = \mathbf{78.31 \text{ mm}} \text{ (Apoyo Exterior – Arriba)}$$

$$a_2 = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1136\text{mm}^2 * (1.25 * 420 \text{ MPa})}{0.85 * 28\text{MPa} * 400\text{mm}}$$

$$a_2 = \mathbf{62.65 \text{ mm}} \text{ (Apoyo Exterior – Abajo)}$$

$$a_3 = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1420mm^2 * (1.25 * 420 MPa)}{0.85 * 28MPa * 400mm}$$

$$a_3 = \mathbf{78.31 mm (Apoyo Interior - Arriba)}$$

$$a_4 = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85 * f'_c * b} = \frac{1136mm^2 * (1.25 * 420 MPa)}{0.85 * 28MPa * 400mm}$$

$$a_4 = \mathbf{62.65 mm (Apoyo Interior - Abajo)}$$

La resistencia a flexión probable es:

Apoyo Exterior

$$M_{pr1}^+ = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a_1}{2} \right) = 1420mm^2 * (1.25 * 420 MPa) \left(490mm - \frac{78.31mm}{2} \right)$$

$$M_{pr1}^+ = 336,104,947.5 * \left(\frac{1}{1000^2} \right) = \mathbf{336.11 kN * m (Arriba)}$$

$$M_{pr1}^- = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a_2}{2} \right) = 1136mm^2 * (1.25 * 420 MPa) \left(490mm - \frac{62.65mm}{2} \right)$$

$$M_{pr1}^- = 273,553,770 * \left(\frac{1}{1000^2} \right) = \mathbf{273.55 kN * m (Abajo)}$$

Apoyo Interior

$$M_{pr2}^+ = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a_3}{2} \right) = 1420mm^2 * (1.25 * 420 MPa) \left(490mm - \frac{78.31mm}{2} \right)$$

$$M_{pr2}^+ = 336,104,947.5 * \left(\frac{1}{1000^2} \right) = \mathbf{336.11 kN * m (Arriba)}$$

$$M_{pr2}^- = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a_4}{2} \right) = 1136mm^2 * (1.25 * 420 MPa) \left(490mm - \frac{62.65mm}{2} \right)$$

$$M_{pr2}^- = 273,553,770 * \left(\frac{1}{1000^2} \right) = \mathbf{273.55 kN * m (Abajo)}$$

Los momentos en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia. (Ambos

momentos en los extremos del elemento deben considerarse en las dos direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj y en el sentido contrario).
(Figura V-2)

Fuerza cortante de diseño en el sentido de las manecillas del reloj:

$$V_{e1} = \frac{M_{pr1}^- + M_{pr2}^+}{l_n} - \frac{w_U * l_n}{2}$$

$$V_{e1} = \frac{273.55kN * m + 336.11kN * m}{4.90m} - \frac{37.1840 kN/m * 4.90m}{2} = 33.32 kN$$

$$V_{e2} = \frac{M_{pr1}^- + M_{pr2}^+}{l_n} + \frac{w_U * l_n}{2}$$

$$V_{e2} = \frac{273.55kN * m + 336.11kN * m}{4.90m} + \frac{37.1840 kN/m * 4.90m}{2} = 215.52 kN$$

Fuerza cortante de diseño en sentido contrario de las manecillas del reloj:

$$V_{e1} = \frac{M_{pr1}^+ + M_{pr2}^-}{l_n} + \frac{w_U * l_n}{2}$$

$$V_{e1} = \frac{336.11kN * m + 273.55kN * m}{4.90m} + \frac{37.1840 kN/m * 4.90m}{2} = 215.52 kN$$

$$V_{e2} = \frac{M_{pr1}^+ + M_{pr2}^-}{L_n} - \frac{w_U * L_n}{2}$$

$$V_{e2} = \frac{336.11kN * m + 273.55kN * m}{4.90m} - \frac{37.1840 kN/m * 4.90m}{2} = 33.32 kN$$

El refuerzo transversal en los lugares identificados en la sección 4.2.1.3 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurran (a) y (b):

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 4.2.1.3 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas:

$$\frac{M_{pr1}^- + M_{pr2}^+}{l_n} = \frac{273.55kN * m + 336.11kN * m}{4.90m} = \mathbf{124.42\ kN}$$

$$\frac{M_{pr1}^+ + M_{pr2}^-}{l_n} = \frac{336.11kN * m + 273.55kN * m}{4.90m} = \mathbf{124.42\ kN}$$

$$\frac{V_{em\acute{a}x}}{2} = \frac{215.52\ kN}{2} = \mathbf{107.76\ kN}$$

$$\frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n} \geq \frac{V_{em\acute{a}x}}{2} \rightarrow 124.42\ kN > 107.76\ kN \text{ "**Cumple**"}$$

- b) La fuerza axial de compresión mayorada P_U incluyendo los efectos sísmicos, es menor que $A_g f'_c / 20$:

$$\frac{A_g f'_c}{20} = \frac{550mm * 400mm * 28MPa}{20} = 308000\ N * \left(\frac{1\ kN}{1000\ N} \right) = \mathbf{308\ kN}$$

Para esta condición la viga presenta fuerzas axiales despreciables, por lo tanto, decimos que la condición cumple y la resistencia a corte del concreto se desprecia, $V_c = 0$.

Resistencia a cortante en una dirección

Sección 22.5.8.1 de (ACI 318 - 19) en cada sección donde $V_U > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación:

Desde la cara del apoyo:

$$V_n = V_c + V_s \rightarrow V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c = \frac{215.52 \text{ kN}}{0.75} - 0 = \mathbf{287.36 \text{ kN}} \quad \phi = 0.75$$

A una longitud de $2h = 1.10 \text{ m}$ de la cara del apoyo:

$$V_{U \text{ a } 2h} = V_U - (w_U * 2h) = 215.52 \text{ kN} - (37.1840 \text{ kN/m} * 1.1\text{m}) = \mathbf{174.62 \text{ kN}}$$

De la *Tabla IV-3*, el cortante V_c para miembros no preesforzados es:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.17 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}} * 400\text{mm} * 490\text{mm} * \left(\frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}}\right)$$

$$V_c = \mathbf{176.31 \text{ kN}}$$

$$V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c = \frac{174.62 \text{ kN}}{0.75} - 176.31 \text{ kN} = \mathbf{56.51 \text{ kN}}$$

Separación de estribos considerando estribos de confinamiento de barras No. 10 de 9.5 mm de diámetro, y un área de 71 mm², de acuerdo con sección 22.5.8.5.3 de (ACI 318 - 19) el V_s para refuerzo a cortante que cumple con 22.5.8.5.1 de (ACI 318 - 19) se debe calcular como:

1) En una longitud de $2h = 1.10 \text{ m}$ de la cara del apoyo

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} \rightarrow S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{(2 * 71\text{mm}^2) * 420\text{MPa} * \left(\frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}}\right) * 490\text{mm}}{287.36 \text{ kN}}$$

$$S = \mathbf{101.7 \text{ mm}}$$

La separación cumple debido a que es menor que el valor máximo permitido:

$$S \leq S_{\text{máx}} \rightarrow 101.7\text{mm} < 114.6 \text{ mm} \text{ "**Cumple**"}$$

$$S = \mathbf{100 \text{ mm}}$$

2) Después de la longitud **2h**

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} \rightarrow S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{(2 * 71 \text{ mm}^2) * 420 \text{ MPa} * \left(\frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}}\right) * 490 \text{ mm}}{56.51 \text{ kN}}$$

$$S = 517.1 \text{ mm}$$

La separación no cumple debido a que es mayor que el valor máximo permitido:

$$S \leq d/2 \rightarrow 517 \text{ mm} > 245 \text{ mm} \text{ "No Cumple"}$$

$$S = 200 \text{ mm}$$

Las secciones correspondientes a las vigas de concreto se encuentran en el anexo C de este documento.

7.2.5.4. Control de Deflexiones

Datos de Viga

	CM	CV
$W_{CM} = 23.03 \text{ kN/m}$	$M_U^- = 42.71 \text{ kN.m}$	$M_U^- = 13.62 \text{ kN.m}$
$W_{CM+CV} = 30.38 \text{ kN/m}$	$M_U^+ = 26.55 \text{ kN.m}$	$M_U^+ = 8.48 \text{ kN.m}$

Inercia bruta de la sección

$$I_g = \frac{1}{12} * b h^3 = \frac{1}{12} * 400 \text{ mm} * (550 \text{ mm})^3 = 5,545,833,333 \text{ mm}^4$$

Momento de agrietamiento (ACI 319 – 19, sección 24.2.3.5)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Donde $f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.62 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}} = 3280.7 \text{ kN/m}^2$

$$M_{cr} = \frac{3280.7 \text{ kN/m}^2 * 5,545,833,333 \text{ mm}^4 * \frac{(1 \text{ m})^4}{(1000 \text{ mm})^4}}{\left(\frac{500 \text{ mm}}{2}\right) * \left(\frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}}\right)}$$

$$M_{cr} = 80.9 \text{ kN.m}$$

Momentos últimos actuantes:

$$M_{U-CM}^+ = 26.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{U-CM+CV}^+ = 26.55 \text{ kN.m} + 8.48 \text{ kN.m} = 35.03 \text{ kN.m}$$

Dado que los momentos últimos actuantes tanto para carga muerta y carga muerta más carga viva, son menores a dos tercios del momento de agrietamiento, la inercia efectiva es igual a la inercia bruta.

Deflexión a corto plazo por carga muerta

$$\Delta_{CM} = \frac{wl^4}{384EI}$$

Donde:

$$E = E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700 * \sqrt{28\text{MPa}} = 24870 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{CM} = \frac{23.03 \text{ kN/m} * (4.9\text{m})^4}{384 * 24870000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 5,545,833,333 \text{ mm}^4 * \left(\frac{1\text{m}^4}{(1000\text{mm})^4}\right)}$$

$$\Delta_{CM} = 0.25 \text{ mm}$$

Deflexión a corto plazo por carga muerta más carga viva

$$\Delta_{CM+CV} = 0.33 \text{ mm}$$

Deflexión inicial por carga viva

$$\Delta_{CV} = \Delta_{CM+CV} - \Delta_{CM} = 0.33\text{mm} - 0.25\text{mm} = 0.08 \text{ mm}$$

Deflexión a largo plazo por carga muerta más 100% de carga viva permanente después de 5 años

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

Donde, el valor del factor dependiente del tiempo según tabla 24.2.4.1.3 del ACI 318 – 19, es igual a 2

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 50(0)} = 2$$

$$\Delta_{LT} = \Delta_{CV} + \lambda_{\Delta} \Delta_{CM} + \lambda_{\Delta} \Delta_{CV}$$

$$\Delta_{LT} = 0.08mm + 2(0.25mm) + 2(0.08mm)$$

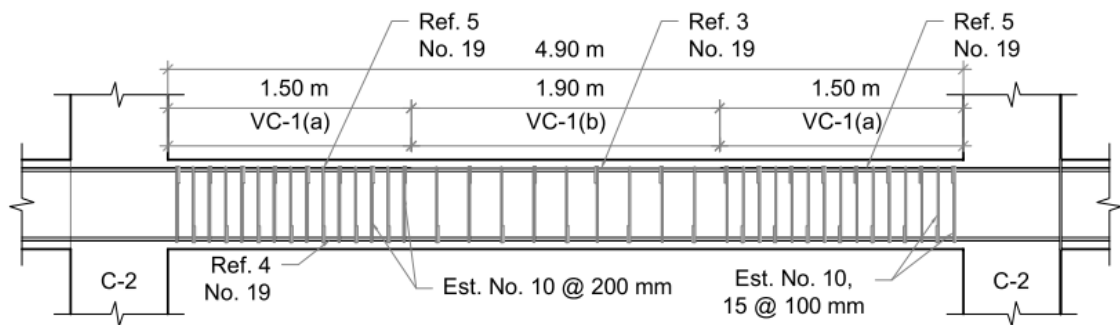
$$\Delta_{LT} = \mathbf{0.74 \text{ mm}}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{480} = \frac{4900mm}{480} = 10 \text{ mm}$$

Las deflexiones calculadas tanto para corto plazo como para largo plazo son menores al valor máximo permitido, las deflexiones están dentro del valor permitido.

Figura VII-24:

Detallado de refuerzo de viga VC-1 entre eje 5-A y 6-A en N2



Nota: Elaboración propia

7.2.6. Columnas

Datos Generales:

Carga Axial y Momentos Mayorados:

Columna A6

Viga A5 – A6

Nivel 3

Nivel 2

$$P_U = 695.47 \text{ kN}$$

$$M_U = 233.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_U = 135.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nivel 2

$$P_U = 884.42 \text{ kN}$$

$$M_U = 112.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensiones de la columna

Las dimensiones de la sección de la columna en el nivel N2 y el nivel N3 son las mismas.

$$C_1 = 600 \text{ mm}$$

$$C_2 = 600 \text{ mm}$$

El recubrimiento especificado es de 50 mm y longitud de columna (L_c) = 3.3 m

Combinación de diseño según ETABS: $1.2CM + E_V - 0.3E_x + E_y + CV$

7.2.6.1. Límites dimensionales

Las columnas de pórticos especiales a momento deben cumplir con lo especificado en la sección 4.2.2.1 de este documento:

- 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.

$$C_1 = C_2 = 600 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{"Cumple"}$$

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

$$\frac{C_1}{C_2} = \frac{600 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{"Cumple"}$$

7.2.6.2. Refuerzo longitudinal

Sección 4.2.2.3, el área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$:

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

Se ha propuesto usar 8 varillas No. 25 con un área individual de 510 mm², y un área total de 4080 mm².

$$0.01A_g = 0.01 * 600\text{mm} * 600\text{mm} = \mathbf{3600 \text{ mm}^2}$$

$$0.06A_g = 0.06 * 600\text{mm} * 600\text{mm} = \mathbf{21600 \text{ mm}^2}$$

$$3600 \text{ mm}^2 \leq 4080 \text{ mm}^2 \leq 21600 \text{ mm}^2 \quad \text{"Cumple"}$$

7.2.6.3. Resistencia mínima a flexión de columnas

Sección 4.2.2.2, la fuerza axial mayorada de compresión P_U en las combinaciones de carga que incluya efectos sísmicos, es menor que:

$$P_U \leq \frac{A_g f'_c}{10}$$

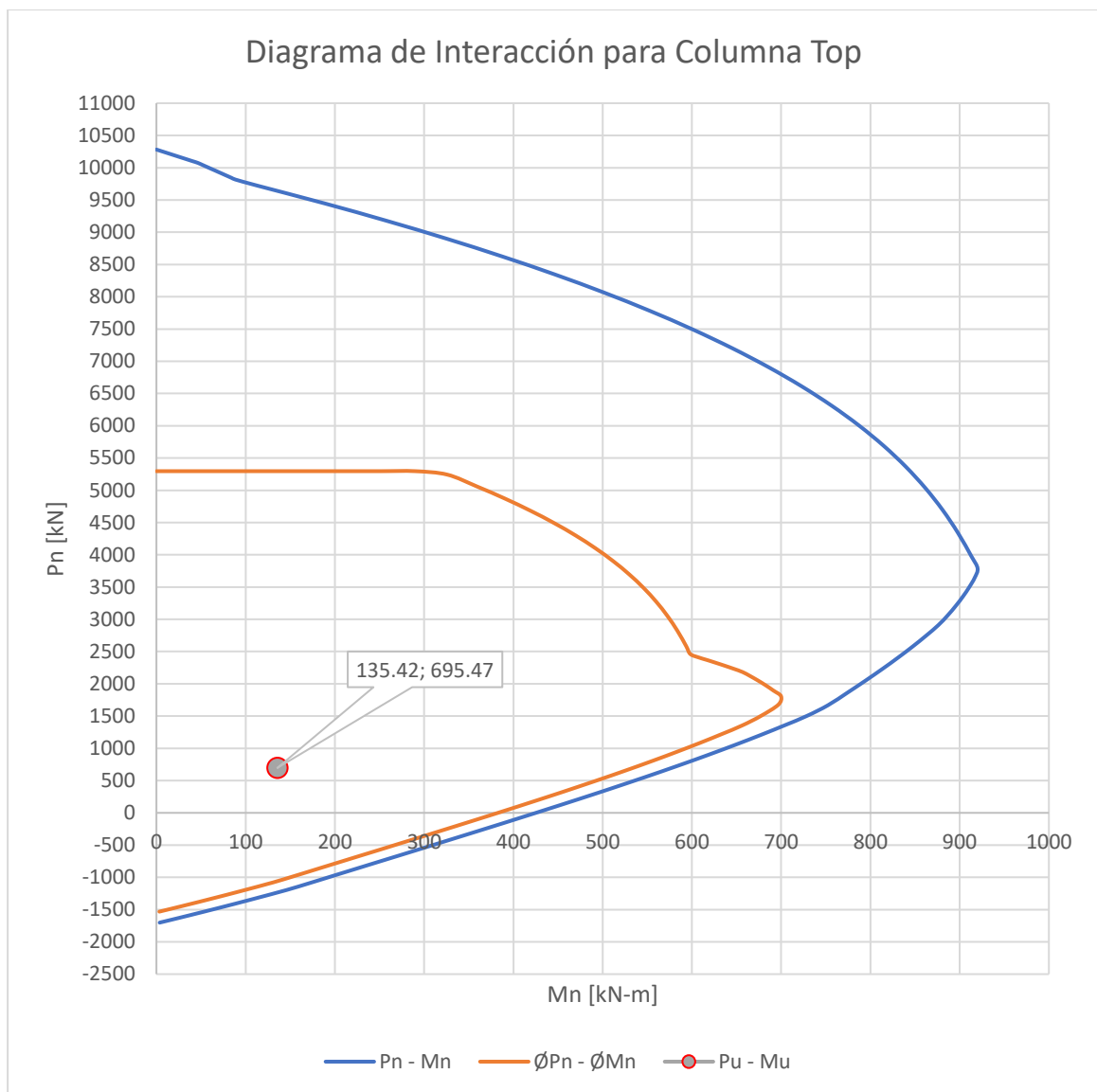
$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{(600 \text{ mm} * 600 \text{ mm}) * 28 \text{ MPa} * \left(\frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}}\right)}{10} = \mathbf{1008 \text{ kN}}$$

$$P_U = 884.42 \text{ kN} < 1008 \text{ kN} \quad \text{"Cumple"}$$

Los valores de la resistencia nominal a carga axial P_n y resistencia nominal a flexión M_n , obtenidos del diagrama de interacción de las columnas son:

Figura VII-25:

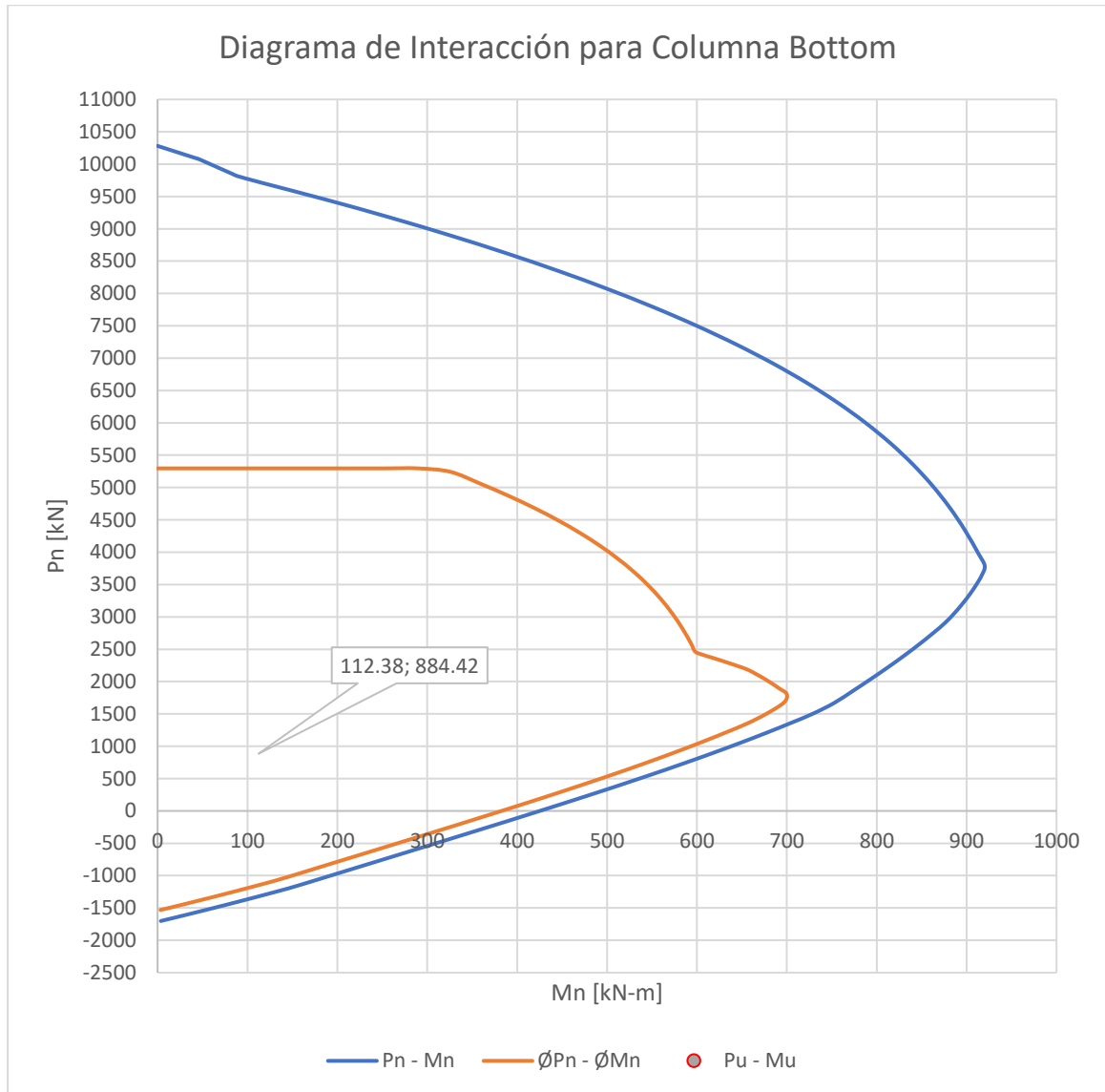
Diagrama de interacción para extremo superior de la columna



Nota: Elaboración propia

Figura VII-26:

Diagrama de interacción para parte inferior de la columna



Nota: Elaboración propia

Resistencia nominal a carga axial y flexión:

Columna A6

Nivel 3

$$P_n = 4564.65 \text{ kN}$$

$$M_n = 887.25 \text{ kN} * m$$

Nivel 2

$$P_n = 6114.89 \text{ kN}$$

$$M_n = 776.19 \text{ kN} * m$$

Viga A5 – A6

Nivel 2

$$M_n = 273.55 \text{ kN} * m$$

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$\sum M_{nc} = 887.25 \text{ kN} * m + 776.19 \text{ kN} * m = \mathbf{1663.44 \text{ kN} * m}$$

$$\frac{6}{5} \sum M_{nb} = \frac{6}{5} * 273.55 \text{ kN} * m = \mathbf{328.27 \text{ kN} * m}$$

$$1663.44 \text{ kN} * m > 328.27 \text{ kN} * m \quad \text{"Cumple"}$$

7.2.6.4. Refuerzo transversal

Sección 5.2.1.3, la longitud L_o debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

$$L_o \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Altura de la columna en el nudo} \\ \frac{1}{6} * \text{luz libre de la columna} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 600 \text{ mm} \\ \frac{1}{6} * 2750 \text{ mm} = 458 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$L_o \text{ mín} = \text{Máx}(600 \text{ mm}; 458 \text{ mm}; 450 \text{ mm}) = \mathbf{600 \text{ mm}}$$

$$L_o = 600 \text{ mm}$$

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \text{ de la dimensión menor} \\ 6d_b \text{ menor barra long. Grado 420} \\ 5d_b \text{ menor barra long. Grado 550} \\ S_o \end{array} \right\}$$

$$\frac{1}{4} * C_1 = \frac{1}{4} * 600 \text{ mm} = \mathbf{150 \text{ mm}}$$

$$6d_b = 6 * 25.4 \text{ mm} = \mathbf{152.4 \text{ mm}}$$

El valor de S_o no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm

$$h_x = \frac{600\text{mm} - (2 * 50\text{mm}) - (2 * 12.7\text{mm}) - (25.4\text{mm})}{2} = \mathbf{224.6 \text{ mm}}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 224.6\text{mm}}{3} \right) = \mathbf{141.8 \text{ mm}}$$

$$100 \text{ mm} \leq 141.8 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \text{ "Cumple"}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \text{Mín}(150\text{mm}; 152.4\text{mm}; 141.8\text{mm}) = \mathbf{141.8 \text{ mm}}$$

$$S = \mathbf{120 \text{ mm}} < S_{m\acute{a}x} = \mathbf{141.8 \text{ mm}} \text{ "OK"}$$

Más allá de la longitud L_o especificada en la sección 4.2.1.3, la columna debe tener estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios con un espaciamiento S que no exceda al menor de:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 150 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ menor barra long. Grado 420} \\ 5d_b \text{ menor barra long. Grado 550} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 150 \text{ mm} \\ 6 * 25.4 \text{ mm} = 152.4 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$S = 150 \text{ mm} = S_{m\acute{a}x} = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{"Cumple"}$$

Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones V-5 y V-6 respectivamente:

$$a) k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1$$

$$k_f = \frac{28 \text{ MPa}}{175} + 0.6 = \mathbf{0.76} < \mathbf{1} \text{ "No Cumple"}$$

$$k_f = \mathbf{1}$$

$$b) k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{8}{8 - 2} = \frac{8}{6} = \mathbf{1.33}$$

Donde n_f es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

Según la Tabla V-1, el área de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento es:

Condición:

$$0.3A_gf'_c = 0.3 * 600mm * 600mm * 28 MPa * \left(\frac{1 kN}{1000 N}\right) = \mathbf{3024 kN}$$

Para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, la fuerza axial mayorada P_U es de **884.42 kN**, por lo tanto, se cumple la primera condición de la tabla donde $P_U \leq 0.3A_gf'_c$ y $f'_c = 28 MPa < 70 MPa$. Para la primera condición, la expresión aplicable será la mayor de (a) y (b):

Donde:

$$A_{ch} = (600mm - 100mm) * (600mm - 100mm) = \mathbf{250000 mm^2}$$

$$b_c = 600mm - 100mm = \mathbf{500 mm}$$

$$a) A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * sb_c$$

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{600mm * 600mm}{250000mm^2} - 1 \right) * \frac{28 MPa}{420 MPa} * 120mm * 500mm = \mathbf{528 mm^2}$$

$$b) A_{sh} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * sb_c$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{28 MPa}{420 MPa} * 120 mm * 500 mm = \mathbf{360 mm^2}$$

$$A_{sh \text{ mín}} = \text{máx}(528 mm^2; 360 mm^2) = \mathbf{528 mm^2}$$

Considerando estribos hechos de varillas No. 13

$$A_{sh} = 3 * 129 \text{ mm}^2 = \mathbf{387 \text{ mm}^2}$$

$$A_{sh} = 387 \text{ mm}^2 < A_{sh \text{ mín}} = 528 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{"No Cumple"}$$

Debido a que no cumple es necesario reducir la separación de estribos, despejando S (Separación) de la ecuación (a):

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

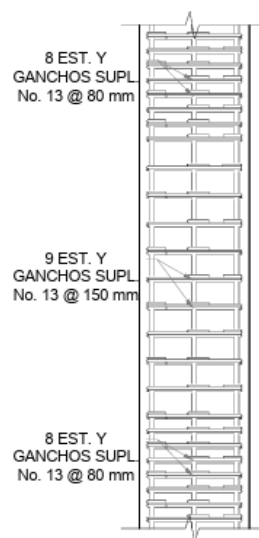
$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_{sh}}{0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * b_c}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{387 \text{ mm}^2}{0.3 \left(\frac{600\text{mm} * 600\text{mm}}{250000 \text{ mm}^2} - 1 \right) * \frac{28 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} * 500 \text{ mm}} = \mathbf{87.95 \text{ mm}}$$

Una separación de estribos de 80 mm en la longitud $L_o = 600 \text{ mm}$ será adecuada.

Figura VII-27:

Armado de refuerzo en columna C-2



Nota: Elaboración propia

7.2.7. Nodos

Diseño de Conexión Viga – Columna

Datos de Viga

Altura (h)=	550 mm
Peralte (d)=	490 mm
Base (b)=	400 mm
Recubrimiento=	60 mm

Datos de Columna

Columna N2

Altura (h)=	600 mm
Base (b)=	600 mm
Recubrimiento=	50 mm

Columna N3

Altura (h)=	600 mm
Base (b)=	600 mm
Longitud de Columna (L _c)=	3.3 m

Tabla VII-12:

Acero de refuerzo en columna

Columna A _{St} (mm ²)					
	No. Barra	d _b (mm)	Cant.	Área	Mu [kN*m]
Top	#25	25.4	8	4080	135.42
Bottom	#25	25.4	8	4080	112.38

Nota: Elaboración propia

Tabla VII-13:

Acero de refuerzo en viga

Viga A _{St} (mm ²)					
	No. Barra	d _b (mm)	Cant.	Área	Mpr [kN*m]
Arriba	#19	19.1	5	1420	336.11
Abajo	#19	19.1	4	1136	

Nota: Elaboración propia

7.2.7.1. Longitud de desarrollo de barras en tracción

En la sección 18.8.5.1 del ACI 318 – 19 se especifica que para diámetros de barra No. 10 a No. 36 terminadas con gancho estándar, la longitud de desarrollo en tracción, L_{dh} se debe determinar mediante la ecuación 18.8.5.1 de la misma, pero L_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y **150 mm** para concreto de peso normal.

La longitud de desarrollo para Barra #19

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{(5.4 \lambda \sqrt{f'_c})} = \frac{420 \text{ MPa} * 19.1 \text{ mm}}{(5.4 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}})} = \mathbf{281 \text{ mm}}$$
$$L_{dh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 8d_b \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 8 * 19.1 \text{ mm} = 152.8 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right\}$$
$$L_{dh \text{ mín}} = \text{Máx}(152.8 \text{ mm}; 150 \text{ mm}) = \mathbf{152.8 \text{ mm}}$$
$$L_{dh} = 281 \text{ mm} > L_{dh \text{ mín}} = 152.8 \text{ mm} \rightarrow \text{"Cumple"}$$

Y la extensión recta es:

$$L_{ext} = 12d_b = 12 * 19.1 \text{ mm} \approx \mathbf{229 \text{ mm}}$$

7.2.7.2. Resistencia a cortante

- Fuerza a tracción del refuerzo superior de la viga

De (ACI 318 - 19) sección 18.8.2.1, especifica que la fuerza en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo que la resistencia en el esfuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$.

$$T = A_s * 1.25f_y = 1420 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} = \mathbf{745.50 \text{ kN}}$$

- Estimación del cortante horizontal de la columna

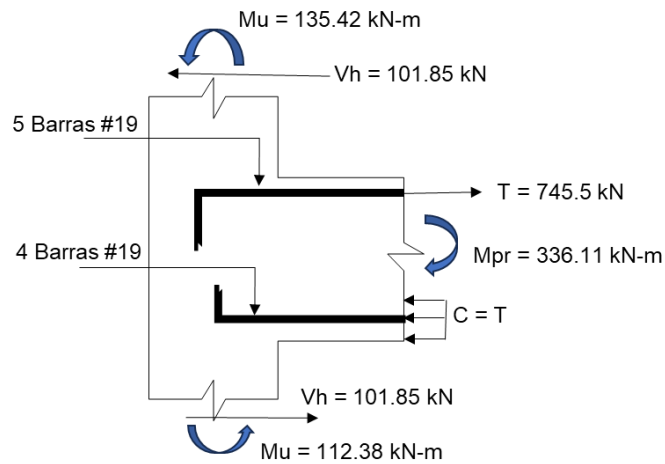
$$V_h = \frac{2 * M_{pr}}{2L_c} = \frac{2 * 336.11 \text{ kN} * \text{m}}{3.3\text{m} + 3.3\text{m}} = \mathbf{101.85 \text{ kN}}$$

El cortante neto en el nudo es:

$$V_u = T - V_h = 745.50 \text{ kN} - 101.85 \text{ kN} = \mathbf{643.65 \text{ kN}}$$

Figura VII-28:

Fuerzas y momentos en el nudo



Nota: Elaboración propia

En la sección 15.4.2.4 del ACI 318 – 19, se establece que el área de la sección efectiva dentro del nudo, **Aj**, debe calcularse como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo, donde:

h = es la altura del nudo (correspondiente a la altura total de la columna en la dirección del cortante considerado)

b = ancho efectivo del nudo

$$A_j = h * b = 600 \text{ mm} * 600 \text{ mm} = 360000 \text{ mm}^2$$

Según la tabla 18.8.4.3 del ACI 318 – 19, la resistencia nominal del nudo a cortante se define en base a las siguientes condiciones:

Tabla VII-14:

Resistencia a cortante en el nudo

Columna	Viga en la dirección Vu	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8
		No Confinada
Continua o cumple con 15.2.6	Otras	

Nota: Adaptada de (ACI 318 - 19).

Para las condiciones antes definidas la ecuación de la resistencia nominal a cortante es:

$$V_n = 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j = 1.0 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}} * 360000 \text{ mm}^2 * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} = \mathbf{1904.94 \text{ kN}}$$

$\lambda = 1$ para concreto de peso normal

$h = 600 \text{ mm}$

$b = 600 \text{ mm}$

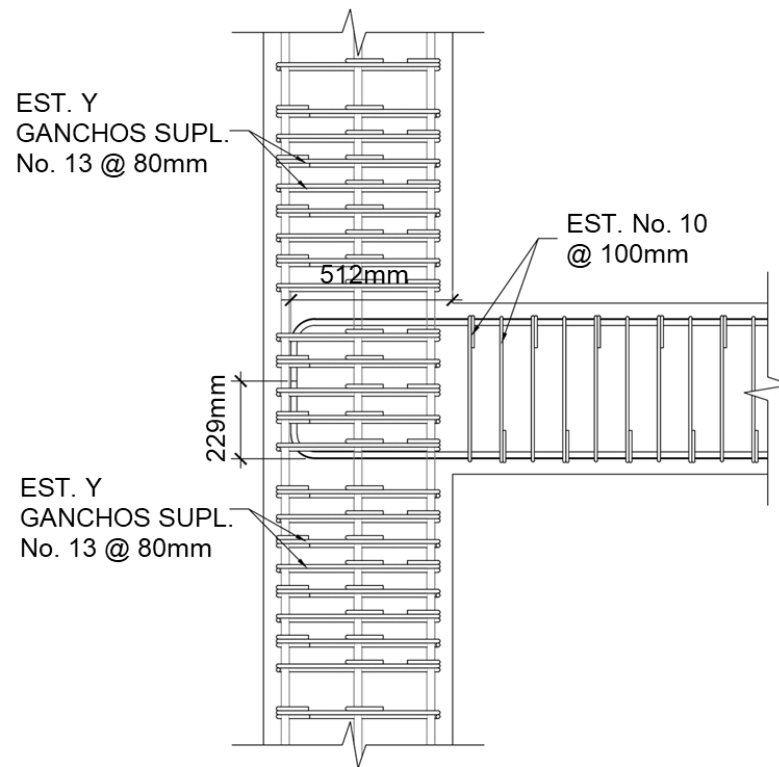
En los nudos viga-columna de pórticos a momento especiales y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85 (ACI 318 – 19).

$$\phi V_n = 0.85 * 1904.94 \text{ kN} = \mathbf{1619.20 \text{ kN}}$$

$$V_u = 643.65 \text{ kN} \leq \phi V_n = 1619.20 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{Cumple}$$

Figura VII-29:

Detallado de refuerzo de conexión en Nudo A6, N2



Nota: Elaboración propia

CONCLUSIONES

Finalmente después de realizado el análisis y diseño de la estructura mediante el método de analisis modal espectral y el diseño por el método LRFD, concluimos que:

- Los valores de las distorsiones por piso, calculadas en base a la acción sísmica en la estructura, están por debajo del máximo valor permitido, el cual es de 0.02, los valores máximos calculados son 0.018, por lo cual los desplazamientos de la estructura producidos por el efecto del sismo están controlados.
- Mediante cálculos manuales se verificó que, la sección de losa nervada en una dirección propuesta fuese capaz de resistir los esfuerzos generados por cargas gravitacionales a la cual está sometida, brindándole la capacidad necesaria para resistir los esfuerzos generados por dichas cargas, en el centro de los vanos mediante dos varillas No. 13, y refuerzo superior en los extremos con cuatro varillas No. 10, el refuerzo por corte en las viguetas se colocó a una separación máxima dado que la resistencia a cortante en la sección es mayor que el cortante máximo generado mediante la combinación de diseño.
- Se realizó el diseño del sistema sismorresistente de los pórticos, obteniendo de este diseño, vigas de 400 mm de base por 550 mm de altura en los niveles N1 al N4, con acero de refuerzo longitudinal en los extremos con varillas No. 19, con cinco varillas en la parte superior y 4 en la parte inferior, en el centro de la sección tres varillas en la parte superior y cuatro en la inferior, con una distribución de estribos de varilla No. 10, colocando los primeros 15 a 100 mm y los demás a 200 mm, mientras que para los niveles N5 y N6 la sección se disminuyó, en el nivel N5 se obtuvo una viga de 350 mm de ancho y 550 mm de alto, con cuatro refuerzos No. 19 en la parte superior y tres en la parte inferior, en el nivel N6, una viga de 300 mm

de ancho y 500 mm de alto con refuerzo longitudinal mediante 4 varillas No. 19, el refuerzo por corte requerido corresponde al obtenido por VC-1.

- Las secciones de las columnas del nivel N1 a N3, son de 600 mm x 600 mm, variando únicamente el refuerzo longitudinal en el N1, en el cual se usó 12 varillas No. 25, reduciendo en los niveles N2 y N3 a ocho barras No. 25, con una combinación de estribos y ganchos suplementarios No. 13, los primeros 8 a 80 mm, y el resto a 150 mm; en el nivel N4 y N5, las columnas tienen una sección de 550 mm x 550 mm, con 8 varillas No. 25 de refuerzo longitudinal y la misma combinación de estribos de las columnas inferiores, finalmente en el nivel N6 se utilizó columnas de 500 mm x 500 mm, con ocho varillas No. 25 de refuerzo longitudinal y refuerzo por corte mediante estribos de varillas No. 13, con igual separación a lo especificado en C-3.
- Finalmente se realizó el diseño de la cimentación de la estructura, mediante zapatas aisladas usando SAFE, considerando cargas con efecto de sobrerresistencia considerando Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 - 19), obteniendo como resultado zapatas cuadradas de 3.5 m x 3.5 m en las esquinas, y de 3 m x 3 m para las demás, verificando que las presiones en el suelo bajo las zapatas aisladas fueran menores al valor máximo permitido especificado, también, realizando el chequeo por punzonamiento y posteriormente se obtuvo el refuerzo en las secciones, para las zapatas esquineras se ocupa malla superior e inferior de varillas No. 19 a 190 mm en ambas direcciones y para el resto de las zapatas mallas de barras No. 19 a 140 mm en ambas direcciones, con un recubrimiento superior de 50 mm, y los demás de 80 mm

Por tanto, los objetivos propuestos al inicio de este trabajo, se han finalizado en un 100%.

RECOMENDACIONES

Habiendo concluido el análisis y diseño de la estructura sismorresistente propuesta, se recomienda:

- Realizar un diseño complementario de la estructura, incluyendo un sistema de gradas de acceso, o bien incorporar un sistema de ascensores.
- Aplicar otro método de análisis tales como el “Método de análisis estático no lineal” o el “Método de análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo”, para determinar el nivel de desempeño de la estructura.

Bibliografías

- ACI 318 - 19. (s.f.). (2019). *(Instituto Americano del Concreto) Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- ASTM C-33. (s.f.). (2018). *Standard Specification for Concrete Aggregates*.
- Bazán, E., & Meli, R. (s.f.). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
- Chávez, V., Hansen, F., & Quesada, D. (julio de 1973). ISOSISTAS DE MANAGUA - TERREMOTO DEL 23 DE DICIEMBRE DE 1972. Managua. <https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/managua72/chavez/isosistas.html>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta Edición ed.). México: Pearson Educación.
- Hassoun, M., & Al - Manaseer, A. (2020). *Structural Concrete (Theory and Design)* (Seventh Edition ed.). Wiley.
- Kassimali, A. (2011). *Structural Analysis* (Fourth Edition, SI ed.). United States of America: Cengage Learning.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2018). *Diseño de Concreto Reforzado* (Décima Edición ed.). Alfaomega.
- NSM - 22. (s.f.). (2022). *Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua, (MTI) Ministerio de Transporte e Infraestructura*. Managua: ED-MTI 140622.

ANEXOS

A. Construcción del espectro de diseño reducido según NSM-22

Localización de la estructura

La ubicación general definida del edificio es la ciudad de Managua, esto para hacer posible el uso de la NSM-22, también, se ha considerado la pista Jean Paul Genie como una ubicación específica de la estructura.

Uso del edificio

Se ha propuesto que el uso del edificio sea Oficinas de despacho

Clasificación por irregularidad

La estructura no presenta ningún tipo de irregularidad, por tanto, los valores de regularidad toman el valor de la unidad:

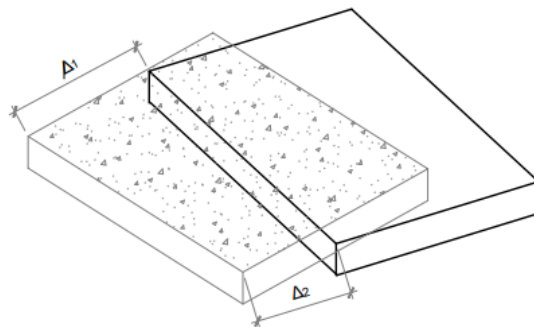
- Irregularidad en planta

a) Irregularidad torsional

La irregularidad por torsión existe 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 (NSM - 22).

Figura A-1:

Irregularidad torsional



Nota: Adaptado de (NSM - 22)

Verificación de irregularidad por torsión para el nivel N6, en dirección X:

$$\frac{4.32 \text{ mm}}{\left(\frac{2 * (48.5 - 44.2) \text{ mm}}{2}\right)} = 1.0046 < 1.2$$

Para dirección Y:

$$\frac{4.20 \text{ mm}}{\left(\frac{2 * (47.5 - 43.3) \text{ mm}}{2}\right)} = 1.00 < 1.2$$

Tabla A-1 y A-2:

Irregularidad torsional

Nivel	Elev.	Loc.	δx [mm]		δy [mm]	
	m		Eje 1	Eje 6	Eje A	Eje F
N6	19.8	Arriba	48.5	48.5	47.5	47.5
N5	16.5	Arriba	44.2	44.2	43.3	43.3
N4	13.2	Arriba	37.1	37.1	36.3	36.3
N3	9.9	Arriba	27.9	27.9	27.4	27.4
N2	6.6	Arriba	17.1	17.1	16.8	16.8
N1	3.3	Arriba	6.2	6.2	6.2	6.2
Base	0		0.0	0.0	0.0	0.0

Nivel	Desp. Máx [mm]		Δmáx. [mm]		Verificación	
	X	Y	X	Y	X	Y
N6	48.55	47.46	4.32	4.20	×	×
N5	44.23	43.27	7.10	6.92	×	×
N4	37.13	36.35	9.18	8.96	×	×
N3	27.95	27.39	10.83	10.59	×	×
N2	17.11	16.80	10.87	10.65	×	×
N1	6.25	6.15	6.25	6.15	×	×
Base	0	0	0	0		

Nota: Elaboración propia

Mediante los cálculos realizados se obtuvieron valores menores a 1.2, por tanto, no existe irregularidad torsional.

- b) No existen irregularidades tipo: Retroceso excesivo en las esquinas, discontinuidad en los sistemas de pisos y ejes estructurales no paralelos, por tanto, el factor de regularidad en planta es:

$$\phi_P = 1$$

- Irregularidad en elevación

a) Piso flexible

De acuerdo con (NSM - 22) existe piso flexible cuando se cumple una de las dos condiciones siguientes:

$$Rigidez k_C < 0.70 * Rigidez k_D \text{ Cond. 1}$$

$$Rigidez K_C < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \text{ Cond. 2}$$

Tabla A-3:

Irregularidad por piso flexible

Nivel	Elevación m	Localización	Rigidez [kN/m]		Cond. 1		Cond. 2	
			X-Dir	Y-Dir	X	Y	X	Y
N6	19.8	Arriba	210632	216306	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
N5	16.5	Arriba	266404	273326	×	×	No aplica	No aplica
N4	13.2	Arriba	290520	298555	×	×	No aplica	No aplica
N3	9.9	Arriba	305337	313410	×	×	×	×
N2	6.6	Arriba	352033	360160	×	×	×	×
N1	3.3	Arriba	660018	671463	×	×	×	×
Base	0							

Nota: Elaboración propia

En la tabla anterior se marca con (x) cuando no se cumple la condición por irregularidad tanto para condición 1 como para condición 2, las casillas con No aplica se debe a que no es posible comparar los valores requeridos por cada condición.

Revisión de condición 1 en N5, dirección X:

$$K_{N5} = 266,404 \frac{kN}{m} > 0.70 K_{N6} = 0.70 * 210,632 \frac{kN}{m} = 147,442 \frac{kN}{m}$$

No se cumple la condición

Revisión de condición 2 en N2, dirección X:

$$\frac{0.8 * (K_{N3} + K_{N4} + K_{N5})}{3} = \frac{0.8 * (305,337 + 290,520 + 266,404) kN/m}{3}$$

$$= 229,936 \frac{kN}{m}$$

$$K_{N2} = 352,033 \frac{kN}{m} > 229,936 \frac{kN}{m}$$

No se cumple la condición de irregularidad en el nivel N2, y en ningún otro nivel.

b) Distribución de masas

Tabla A-4:

Irregularidad distribución de masas

Nivel	Diafragma	Masa X ton	Masa Y ton	Cond. 1		Cond. 2	
				X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
N6	D1	448	448	NO APLICA	NO APLICA	×	×
N5	D1	731	731	NO APLICA	NO APLICA	×	×
N4	D1	758	758	×	×	×	×
N3	D1	766	766	×	×	×	×
N2	D1	766	766	×	×	×	×
N1	D1	766	766	×	×	NO APLICA	NO APLICA

Nota: Elaboración propia

La Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua en la sección 5.4.2 especifica que 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, es decir:

$$m_D > 1.50m_E \quad \text{Cond. 1}$$

$$m_D > 1.50m_C \quad \text{Cond. 2}$$

En el caso del nivel N3 en dirección Y, se tiene:

$$m_{N3} = 766 \text{ ton} < 1.50m_{N4} = 1.50 * 758 \text{ ton} = 1,137 \text{ ton} \quad \text{Cond. 1}$$

$$m_{N3} = 766 \text{ ton} < 1.50m_{N2} = 1.50 * 766 \text{ ton} = 1,149 \text{ ton} \quad \text{Cond. 2}$$

c) Irregularidad geométrica

Esta irregularidad existe cuando el sistema resistente ante fuerzas laterales

En la estructura en estudio los sistemas sismorresistentes son continuos en toda la elevación, por tanto, no existe irregularidad geométrica. El factor por irregularidad tipo 2 y 3 es $\phi_{EB} = 1$.

d) Piso débil

Tabla A-5:

Irregularidad por piso débil

Nivel	Resist. a corte FP [kN]		Cond. 1		Cond. 2	
	X-Dir	Y-DIR	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-DIR
N6	20163	20163	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
N5	21207	21207	×	×	NO APLICA	NO APLICA
N4	25000	25000	×	×	NO APLICA	NO APLICA
N3	26066	26066	×	×	×	×
N2	27017	27017	×	×	×	×
N1	27949	27949	×	×	×	×
Base						

Nota: Elaboración propia

Existe irregularidad por piso débil cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

$$F_{PB} < 0.7F_{PC} \quad \text{Cond. 1}$$

$$F_{PB} < 0.80 * \frac{(F_{PC} + F_{PD} + F_{PE})}{3} \quad \text{Cond. 2}$$

Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada (NSM - 22).

Revisión de condición 1 en dirección X para el piso N1:

$$F_{N1} = 27,949 \text{ kN} > 0.7F_{N2} = 0.7 * 27,017 \text{ kN} = 18,912 \text{ kN}$$

Condición 2 para nivel 2 en dirección Y:

$$0.80 * \frac{(F_{N3} + F_{N4} + F_{N5})}{3} = 0.80 * \frac{(26,066 + 25,000 + 21,207) \text{ kN}}{3} = 19,273 \text{ kN}$$

$$F_{N2} = 27,017 \text{ kN} > 19,273 \text{ kN}$$

No se cumple ninguna de las condiciones 1 y 2 para aplicar factor por irregularidad por piso débil, por tanto:

$$\phi_E = 1 \quad \text{Factor de regularidad en elevación}$$

Clasificación por material y sistema estructural

Según tabla 5.5.1 al sistema sismorresistente a base de pórticos especiales a momento de concreto reforzado corresponde un coeficiente de modificación de respuesta:

$$R = 8$$

Clasificación de la estructura y de la amenaza sísmica

De NSM-22, Tabla 5.2.2, se clasifica la estructura como una estructura de ocupación normal, a la cual corresponde una categoría de riesgo II; por tanto, y según la tabla 5.2.1 el factor de importancia es 1 para una categoría de riesgo II. Las estructuras de esta categoría corresponden a estructuras con categoría de riesgo III, que no alberguen más de 500 personas, que tengan menos de 10 pisos, área de construcción menor a 10,000 m², número de edificios menor a 10 y menos de 50 unidades de viviendas unifamiliares o bifamiliares.

Categoría de riesgo: II

Factor de importancia (I) = 1

En la tabla 5.1.1 se define el sismo de diseño en base a la categoría de riesgo de la estructura, para una categoría de riesgo II se utiliza el sismo de diseño.

Categoría de diseño sísmico

La categoría de diseño sísmico está definida por los valores de aceleración del terreno en roca para período cero y la categoría de diseño sísmico.

De la tabla 14.2, se obtiene que para la ciudad de managua corresponde:

$A_0 = 0.36667$

Categoría de riesgo: II

Tabla A-6:

Categoría de diseño sísmico

PGA Valores de a_0 en g	Categoría de riesgo			
	I	II	III	IV
$a_0 \leq 0.10$	A	A	B	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	B	C	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	C	D	D
$0.30 \leq a_0$	D	D	D	D

Nota: Adaptada de (NSM - 22).

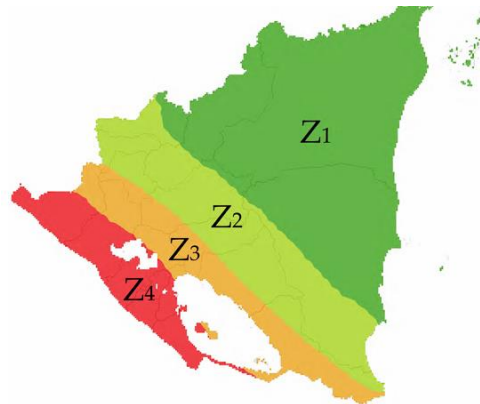
La categoría de diseño sísmico (CDS) es: D

Clasificación del sitio

La figura 6.2.1 muestra la división del territorio nacional en diferentes zonas sísmicas, considerando la ubicación geográfica de la ciudad capital se puede observar que está dentro de la zona 4 (Z4)

Figura A-1:

Zonificación sísmica de Nicaragua



Nota: Tomada de (NSM - 22).

La tabla 14.4 contiene diferentes valores para velocidad de onda de corte a los 30 m, sabiendo que la estructura está definida en la rotonda Jean Paul Gennie tiene una velocidad de onda de corte de 502 m/s, es decir:

$$V_{s30}(m/s) = 502$$

La tabla 6.3.1 permite clasificar el tipo de suelo en base a la velocidad de onda de corte, por tanto, el sitio se clasifica como suelo muy denso y roca blanda (C), ya que dicho sitio comprende suelos con velocidades de onda de corte en un rango de 360 a 760 m/s.

Factor de amplificación por tipo de suelo

Los factores de amplificación por tipo de suelo varían según el tipo de suelo y la zona sísmica en la cual se encuentre la estructura, para la zona 4 y un tipo de suelo C, el valor de amplificación es:

$$F_{as} = 1.3$$

Factores de ajuste espectral por comportamiento de los suelos

En la tabla 6.5.1 se definen los factores de ajuste que modifican los periodos que definen la meseta del espectro, dichos valores se encuentran en función de la clasificación del sitio, para la clasificación del sitio C, corresponden los valores siguientes:

$$FS_{Tb} = 1$$

$$FS_{Tc} = 4/3$$

Factor de comportamiento sísmico del sistema estructural

Este factor depende del coeficiente de modificación de respuesta propio del sistema estructural, afectado por los factores de irregularidad en planta y elevación de la estructura, en caso de no tener irregularidad, el valor del factor de comportamiento sísmico es igual al coeficiente de modificación de respuesta, de forma general

$$R_o = R * \phi_P * \phi_E = 8$$

Espectro de respuesta elástico según sección 6.7

Los valores de las aceleraciones en la superficie libre del terreno $A(T)$ para aceleraciones horizontales expresadas como fracción de la gravedad se definen en las siguientes ecuaciones:

$$A_{(T)} \begin{cases} A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{T_b} T_b} (\beta - 1) \right] & 0 \leq T \leq FS_{T_b} * T_b \\ \beta A_0 & FS_{T_b} * T_b \leq T \leq FS_{T_c} * T_c \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} * T_c \leq T \leq T_d \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} * T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

Donde:

$$A_0 = a_0 * F_{as} * I = 0.4766; \quad \beta = 2.4$$

$$p = 0.8; \quad q = 2$$

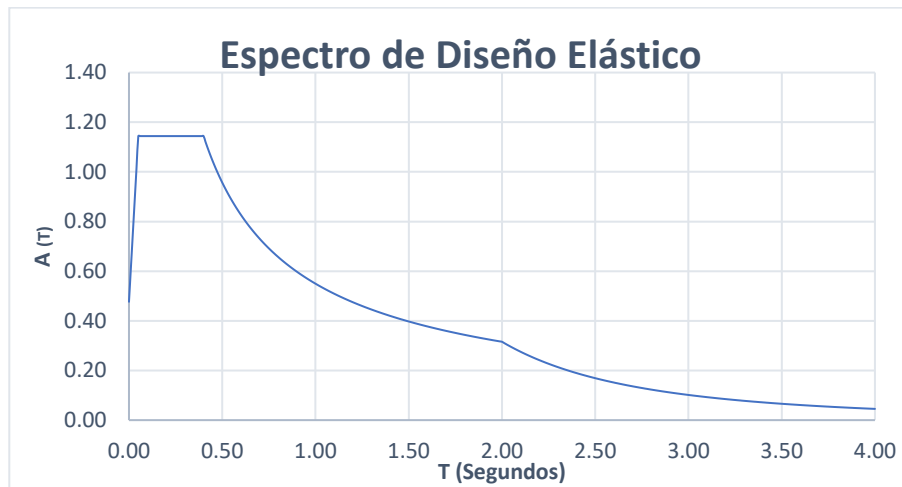
$$T_b = 0.05 \text{ s}; \quad T_c = 0.3 \text{ s}; \quad T_d = 2 \text{ s}$$

$$FS_{T_b} = 1; \quad FS_{T_c} = 4/3$$

Una vez calculados los diferentes valores de aceleración del espectro para los diferentes periodos, se obtiene el siguiente gráfico:

Figura A-2:

Espectro de diseño elástico



Nota: Elaboración propia mediante hoja de Excel

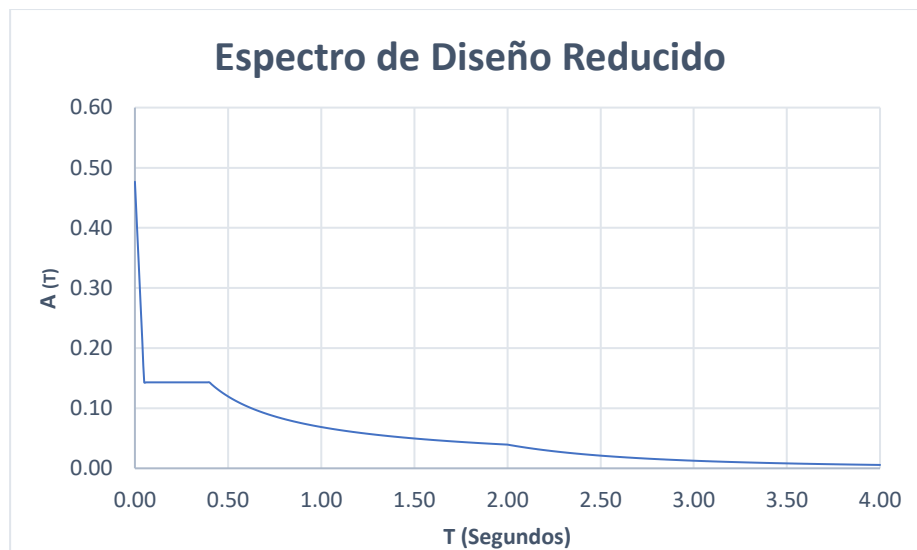
Espectro de diseño reducido según sección 6.9

El espectro de diseño reducido resulta de dividir las ecuaciones o valores del espectro de diseño elástico por el factor de comportamiento sísmico, excepto en la primera rama ascendente, es decir, para el rango de periodos que va desde cero hasta $FS_{Tb} * Tb$, en este intervalo de periodos se debe calcular mediante la ecuación siguiente:

$$A_{(T)} = \left[\frac{A_0 T}{FS_{Tb} * Tb} \left(\frac{\beta}{R_0} - 1 \right) \right] + A_0$$

Figura A-3:

Espectro de diseño reducido



Nota: Elaboración propia mediante hoja de Excel

B. Diseño de las cimentaciones usando SAFE

- Exportación de cargas desde ETABS

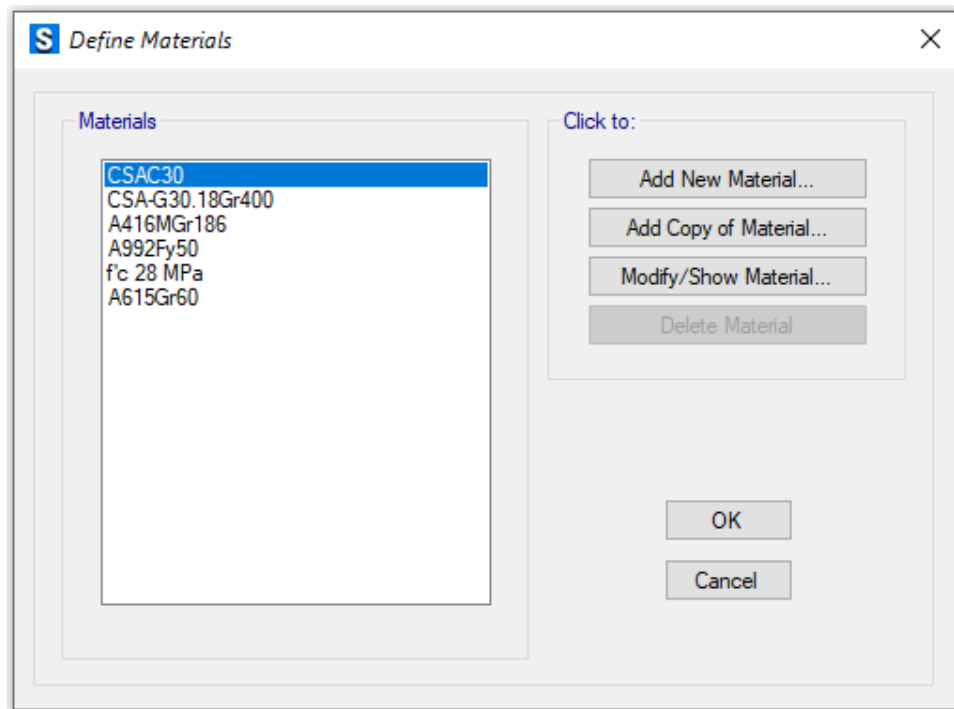
Mediante la compatibilidad existente entre el software ETABS y SAFE, es posible exportar las cargas de la superestructura desde ETABS y así posteriormente tener las cargas aplicadas en los puntos exactos para el modelado de las cimentaciones en el SAFE.

La importación de los datos exportados es sencilla, y se hace mediante la pestaña File, luego la opción import y de ahí se carga el archivo deseado, este debe ser un archivo de texto con extensión (.f2k).

- Desde la opción definir (Define)
 - Se crean los materiales a utilizar

Figura B-1:

Definición de materiales



Nota: Tomado de SAFE

De la lista de materiales que aparecen en la figura B.1 se crearon los dos últimos, el primero corresponde a un concreto de 28 MPa de resistencia a la compresión, y el segundo es un acero de refuerzo, grado 60, es decir, con una resistencia de 60 ksi, este acero está normado según la ASTM A615.

- Definición de secciones

La creación de secciones depende del tipo de cimentación a utilizar, en caso de zapatas aisladas se deben crear dos secciones, una correspondiente a la losa inferior, y un elemento que corresponda a la sección del pedestal anclado a la losa.

Ambas secciones deben realizarse mediante la opción Slab Sections.

Figura B-2:

Definición de sección tipo pedestal

Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material: ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently User Specified):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Thickness:

Nota: Tomado de SAFE

La sección pedestal está compuesta por un concreto de 28 MPa, el tipo de modelo es Shell thick esto debido a la pequeña relación existente entre las dimensiones en planta con el espesor de este, además se considera es un elemento tipo Stiff o rígido y tiene un espesor de 70 cm.

Figura B-3:

Definición de secciones tipo losa de Zapata

The image shows a software window titled "Slab Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The window is divided into two main sections: "General Data" and "Property Data".

General Data:

- Property Name:** A text box containing "Zapata".
- Slab Material:** A dropdown menu showing "fc 28 MPa" with a small "..." button to its right.
- Notional Size Data:** A button labeled "Modify/Show Notional Size...".
- Modeling Type:** A dropdown menu showing "Shell-Thick".
- Modifiers (Currently Default):** A button labeled "Modify/Show...".
- Display Color:** A blue color swatch next to a button labeled "Change...".
- Property Notes:** A button labeled "Modify/Show...".

Property Data:

- Type:** A dropdown menu showing "Footing".
- Thickness:** A text box containing "70" followed by the unit "cm".

At the bottom left of the "Property Data" section, there is a checkbox labeled "Orthotropic" which is currently unchecked.

Nota: Tomado de SAFE

La losa inferior se define como una losa tipo Footing (Zapata) y tiene un mismo espesor de 700 mm, y también se ha definido con un concreto de 28 MPa de resistencia a la compresión.

- Spring properties

Esta opción permite la idealización de la capacidad admisible del suelo como resistencia de un resorte, dicho valor se le conoce como módulo de reacción del suelo y, varía en función al esfuerzo admisible.

Dado la no existencia de estudios de suelo en el sitio donde se propone teóricamente la existencia de la estructura, se ha adoptado un esfuerzo admisible en el suelo $q_{adm} = 29.42 \text{ N/cm}^2$.

Según la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, del Ing. Nelson Morrison, para un esfuerzo admisible de 29.42 N/cm^2 el módulo de reacción del suelo es de 58.84 N/cm/cm^2 .

Figura B-4:

Definición de resistencia a la compresión del suelo

The image shows a software dialog box titled "Area Spring Property Data". It contains the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name:
 - Display Color:
 - Property Notes:
- Property:**
 - Subgrade Modulus (Compression Only): N/cm/cm²
- Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only):**
 - ☐ None (Linear)
 - ☐ Tension Only
 - ☒ Compression Only
 - ☐ Elasto-Plastic

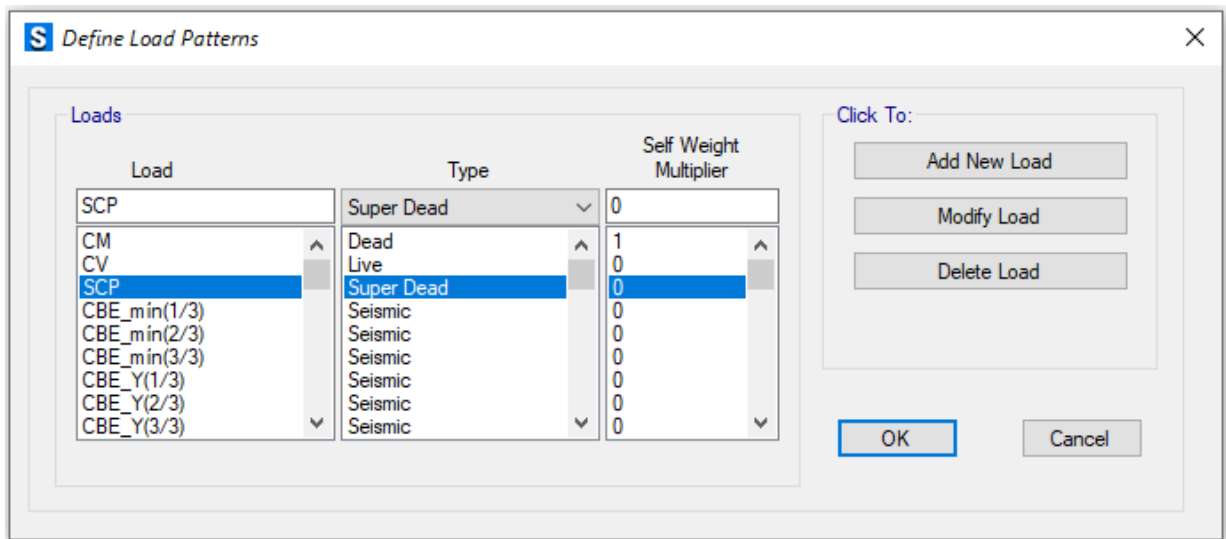
Nota: Tomado de SAFE

- Load Patterns

Los patrones de carga a utilizar en los casos y combinaciones de carga se crean por defecto al importar el archivo de texto que contiene los valores de las reacciones de la superestructura.

Figura B-5:

Definición de patrones de carga



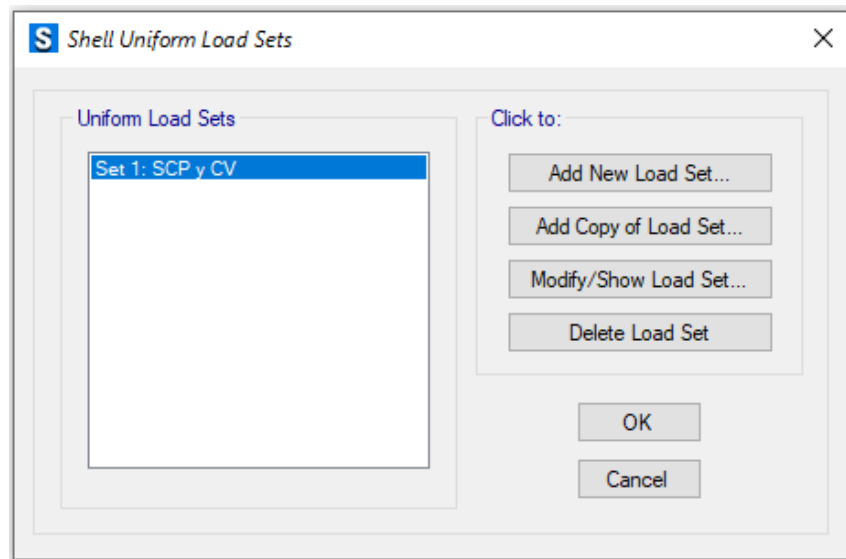
Nota: Tomado de SAFE

- Shell Uniform Load Set

Una opción que permite agregar fácilmente las cargas externas gravitacionales que actúan sobre un elemento.

Figura B-6:

Set de cargas uniformes a losa



Nota: Tomado de SAFE

El set 1, contiene sobrecargas permanentes y cargas viva en la zapata, las sobrecargas permanentes corresponden a la altura de suelo encima de la losa de la zapata; se ha considerado la existencia de una losa de piso de 100 mm de espesor y, las sobrecargas generadas por las particiones en el piso del nivel de base, además se ha considerado una carga viva de 2.452 kN/m².

Figura B-7:

Valores de Set de cargas uniformes a losa

Uniform Load Set Name	
Set 1: SCP y CV	

Load Set Loads	
Load Pattern	Load Value (kN/m ²)
SCP	39.403
CV	2.452

Nota: Tomado de SAFE

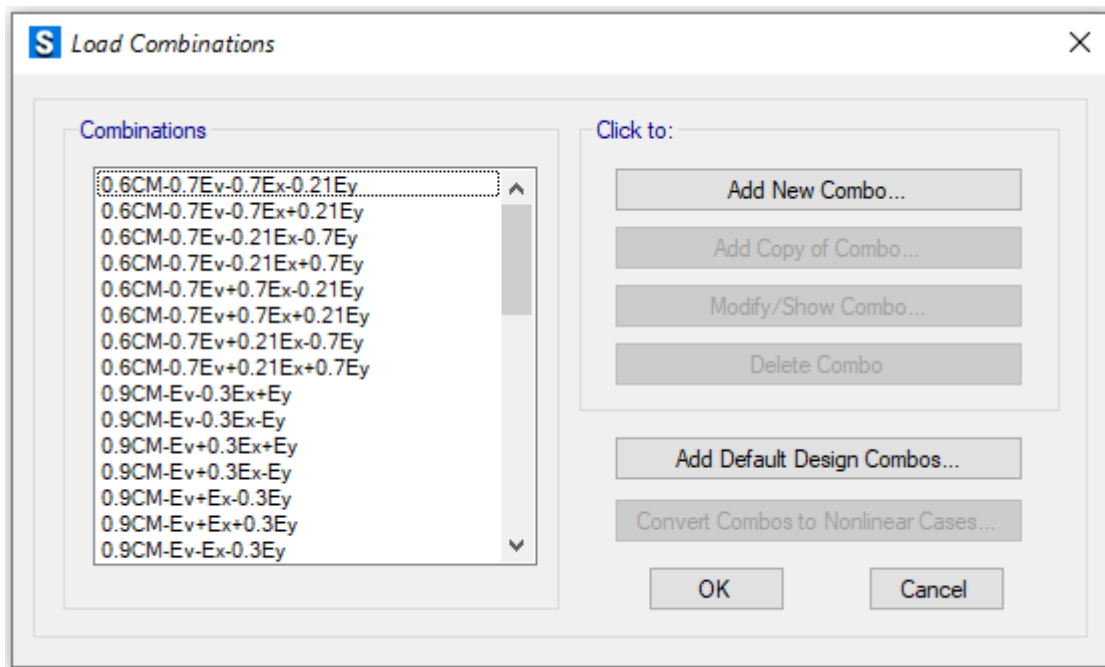
- Combinaciones de carga (Load combination)

Las combinaciones de carga a realizar corresponden al método ASD Y LRFD, las combinaciones ASD se utilizan para verificar los esfuerzos en el suelo, mientras que las combinaciones LRFD se utilizan para el diseño de las zapatas.

El ACI 318-19, en los comentarios de la sección 18.13.1 recomienda el uso del factor de sobrerresistencia en las combinaciones que incluyan los efectos del sismo, debido a que el daño en las cimentaciones de una estructura puede tener costos muy significativos de reparación; el uso del factor de sobrerresistencia permite un comportamiento preferiblemente elástico durante movimientos fuertes del terreno.

Figura B-8:

Combinaciones de cargas de análisis y diseño



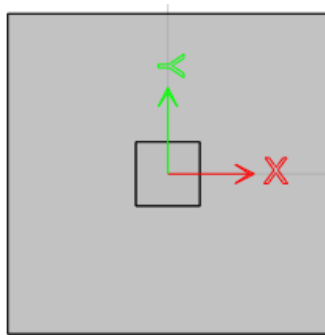
Nota: Tomado de SAFE

- Pestaña Draw

Esta ventana permite la colocación de los diferentes tipos de elementos en el modelo. Desde la opción dibujo de losas o pisos (Draw floor), se dibujan en cada punto de intersección de los grids las correspondientes secciones para las secciones definidas como zapatas y pedestal.

Figura B-9:

Secciones tipo losa de zapata y pedestal



Nota: Tomado de SAFE

El diseño del acero de refuerzo en cada una de las losas se hace mediante franjas de diseño, (Design Strips), por lo que en cada dirección de las zapatas se debe agregar una franja de diseño con un ancho igual a la longitud perpendicular de la dirección en que se dibuja la franja.

Figura B-10:

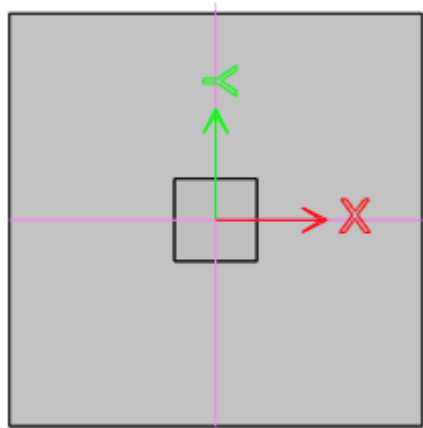
Definición de geometría de franjas de diseño

Properties of Object		▼ X
Type of Object	Strip	
Strip Layer	A	
Strip Design Type	Column Strip	
Start Width Left, cm	150	
Start Width Right, cm	150	
End Width Left, cm	150	
End Width Right, cm	150	

Nota: Tomado de SAFE

Figura B-11:

Franjas de diseño en losa de zapata



Nota: Tomado de SAFE

El Strip Layer corresponde a la dirección de la franja, en este caso un Strip Layer A, es una franja de diseño en dirección X, mientras que el B es en dirección Y.

- Pestana Asignar (Assign)

Desde esta opción se agregan diferentes tipos de asignaciones, desde restricciones de movimiento, cargas externas en los elementos, resistencia del suelo, entre otros.

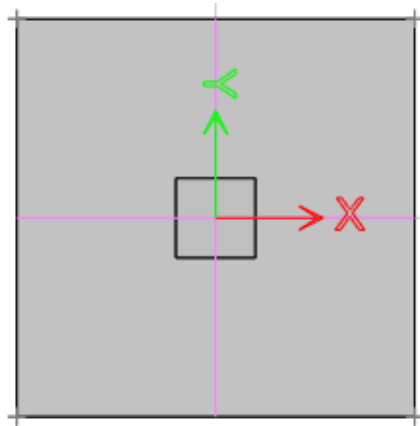
Antes de asignar cualquiera de las anteriores a los elementos, estos deben estar seleccionados.

- Uniones (Joints)

Se debe agregar restricciones en la dirección X e Y en cada una de las esquinas de las losas dibujadas.

Figura B-12:

Restricciones a desplazamientos horizontales en esquina de zapatas



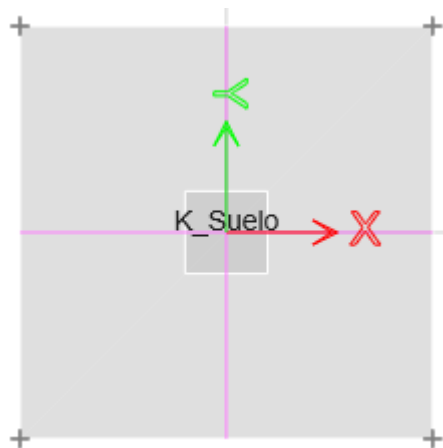
Nota: Tomado de SAFE

- Áreas (Shell)

Desde esta opción se agrega el factor de resistencia del suelo en cada una de las losas.

Figura B-13:

Asignación de rigidez de suelo a losa de zapatas



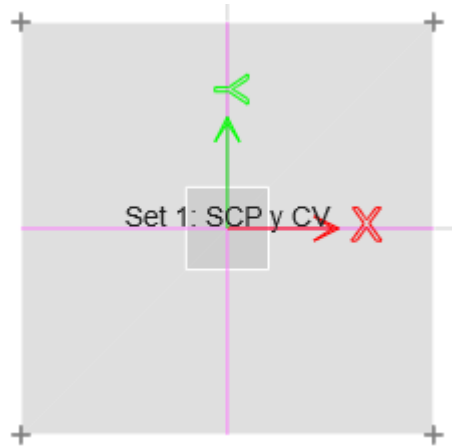
Nota: Tomado de SAFE

- Cargas de área (Shell loads)

Las cargas de área fueron definidas en el set de cargas Set 1, por tanto, se selecciona Uniform Loads Sets.

Figura B-14:

Asignación de Set de cargas a losa de zapata



Nota: Tomado de SAFE

- Diseño (Design)

Figura B-15:

Factores de reducción de resistencia

Factors	Min. Cover for Slabs	Min. Cover for Beams	P/T Stress Check
Item	Value		
Resistance Factors:			
Phi Tension Controlled	0.9		
Phi Compression Controlled	0.65		
Phi Shear	0.75		
Increase Flexural Rebar For Enhanced Concrete She...	No		
Overwrite Shear Lambdas to One for Mats and Footi...	Yes		
Ignore Beneficial Pu In Slab Design?	Yes		

Nota: Tomado de SAFE

Para el diseño de losas y vigas de concreto, se debe especificar lo siguiente: Factores de reducción de resistencia según (ACI 318-19, sección Tabla 21.2.1), norma de diseño, varilla de preferencia a ocupar, y recubrimientos de acuerdo con el ACI 318-19.

Figura B-16:

Recubrimientos mínimos de refuerzo en losa de zapata

Factors	Min. Cover for Slabs	Min. Cover for Beams	P/T Stress Check
Item	Value		
Non-Prestressed Reinforcement:			
Clear Cover Top, mm	50		
Clear Cover Bottom, mm	90		
Preferred Bar Size	#6		
Inner Slab Rebar Layer	Layer B		
Post Tensioning			
CGS of Tendon Top, mm	25		
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay, mm	40		
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay, mm	25		
Minimum Reinforcement			
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way		

Nota: Tomado de SAFE

- Análisis (Analyze)

En esta opción se realiza el análisis del modelo de cimentación.

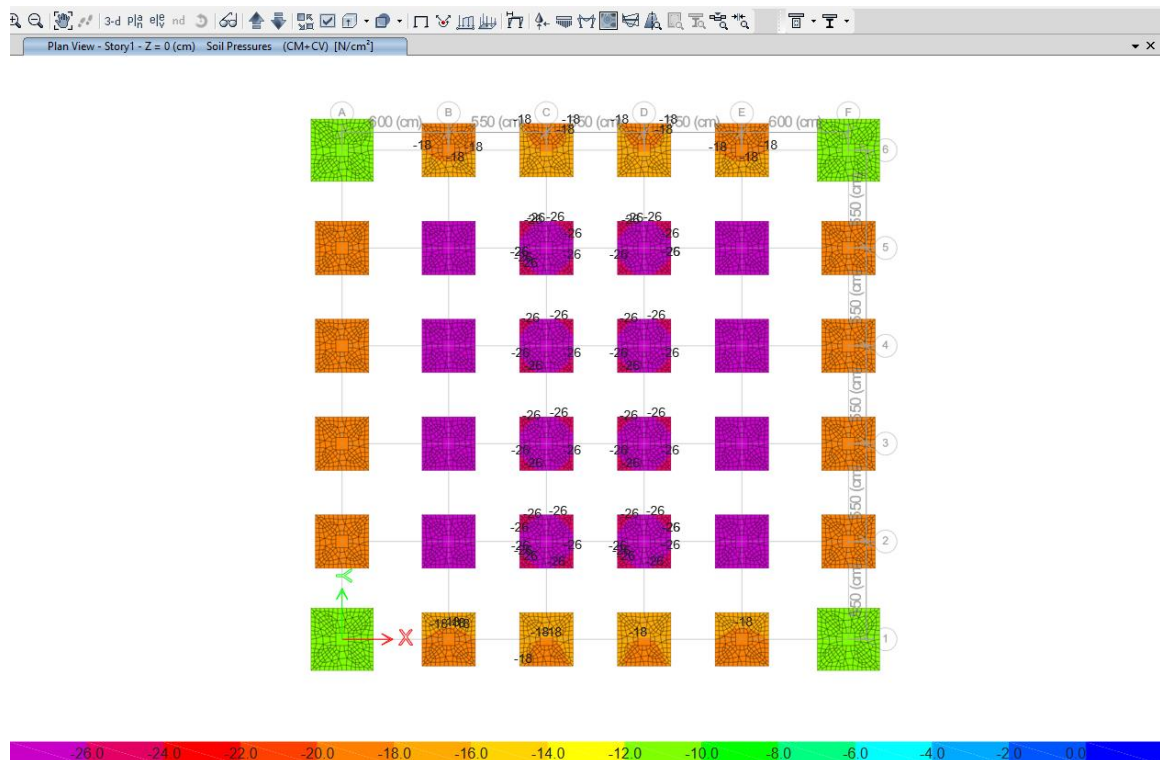
Se debe verificar que para todas las combinaciones de carga por el método ASD, los esfuerzos en el suelo sean menores al valor del esfuerzo admisible.

- Ventana (Display)

En la opción Fuerza y diagrama de fuerza, se selecciona presiones en el suelo (Soil Pressure). Para la combinación en estado de servicio que suma la carga muerta más la carga viva se obtiene un valor máximo de esfuerzo de 27.47 N/cm^2 .

Figura B-17:

Presiones de suelo en las Zapata



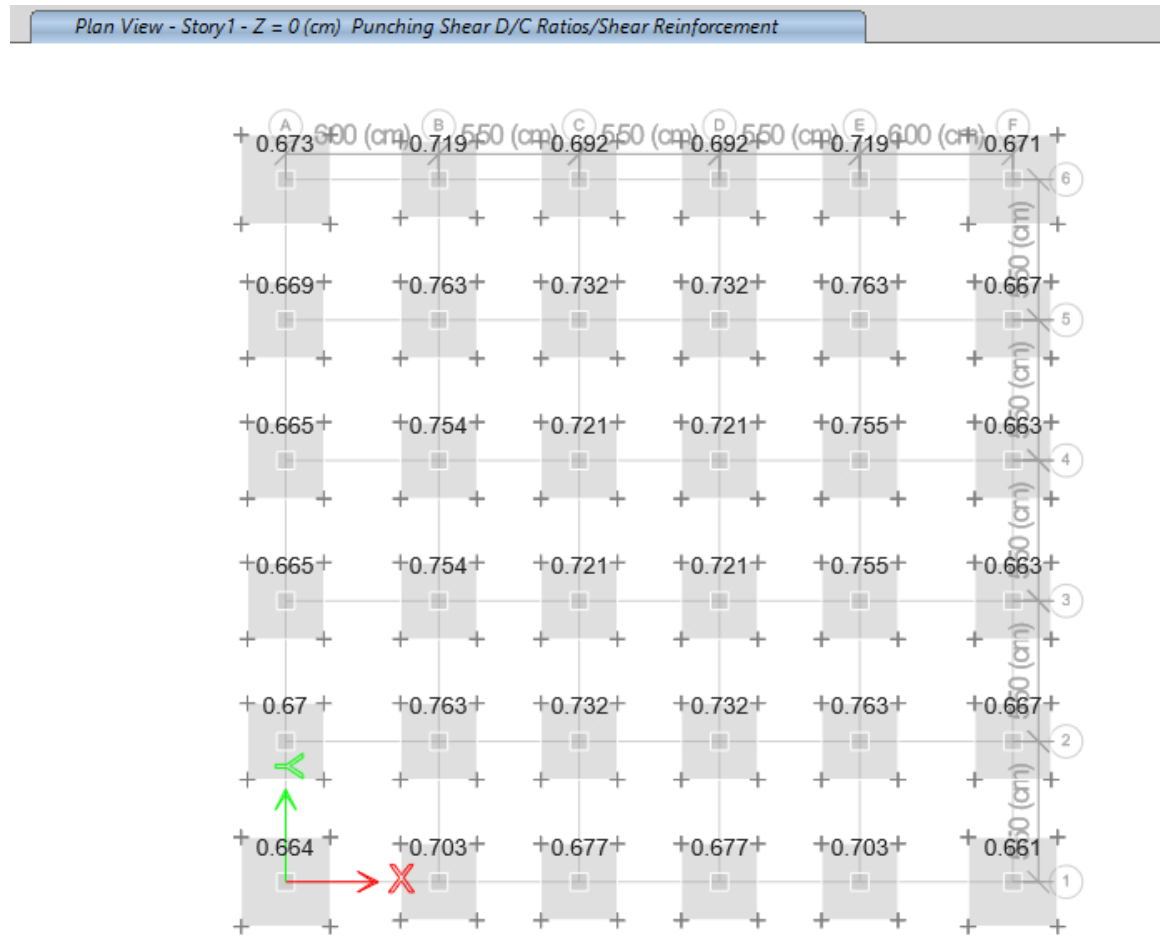
Nota: Tomado de SAFE

- Punzonamiento por corte (Punshing Shear Design)

El punzonamiento por corte es corresponde a la relación entre los valores de capacidad o resistencia a corte y la demanda por cortante en dos direcciones.

Figura B-18:

Relación entre cortante máximo y resistencia a corte en dos direcciones



Nota: Tomado de SAFE

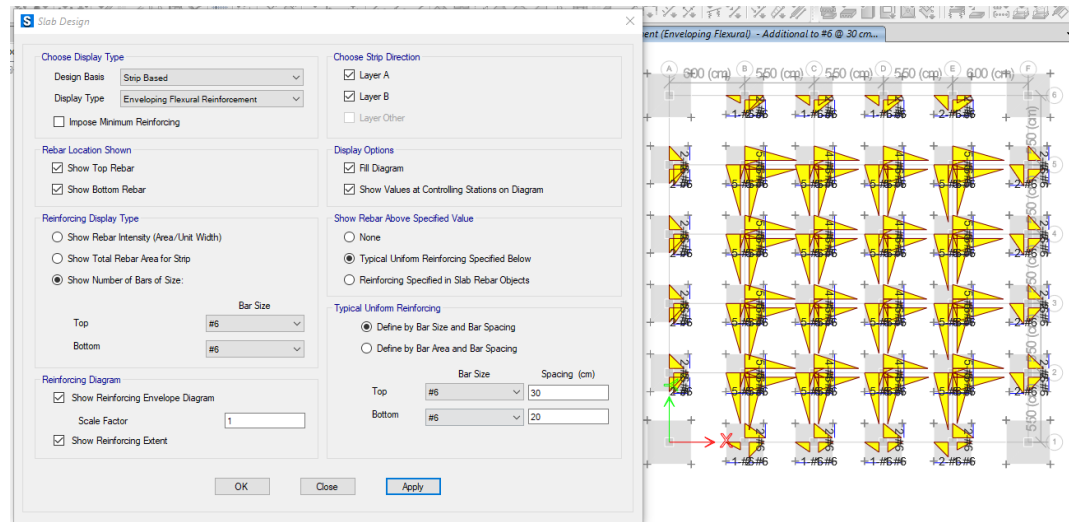
Los valores mostrados deben ser menores a la unidad, de esta manera se garantiza que la sección tiene una resistencia mayor al esfuerzo de punzonamiento generado en el elemento tipo losa de zapata.

- Diseño de losa (Slab Design)

En esta opción se define el número de varilla a usar tanto para la malla superior como para la malla inferior, así mismo las separaciones de las varillas.

Figura B-19:

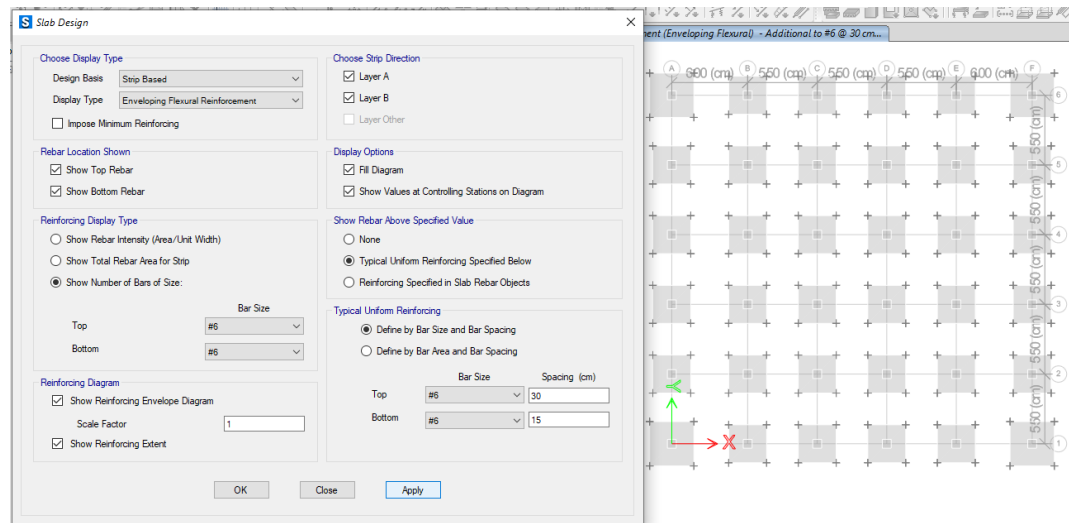
Obtención de acero en franjas de diseño



Nota: Tomado de SAFE

Figura B-20:

Obtención de acero en franjas de diseño



Nota: Tomado de SAFE

De la figura anterior se sabe que, para las zapatas de las esquinas, es suficiente una malla inferior de varillas No. 19 a cada 200 mm, se ha optado por una separación de 190 mm. Adicionalmente una malla superior compuesta por varillas No. 19 a 300 mm, mientras que las demás zapatas requieren más refuerzo, esto tiene sentido pues en estos puntos se reciben mayores cargas de la superestructura, no obstante, se colocara una malla superior de la misma varilla No. 19 a cada 190 mm.

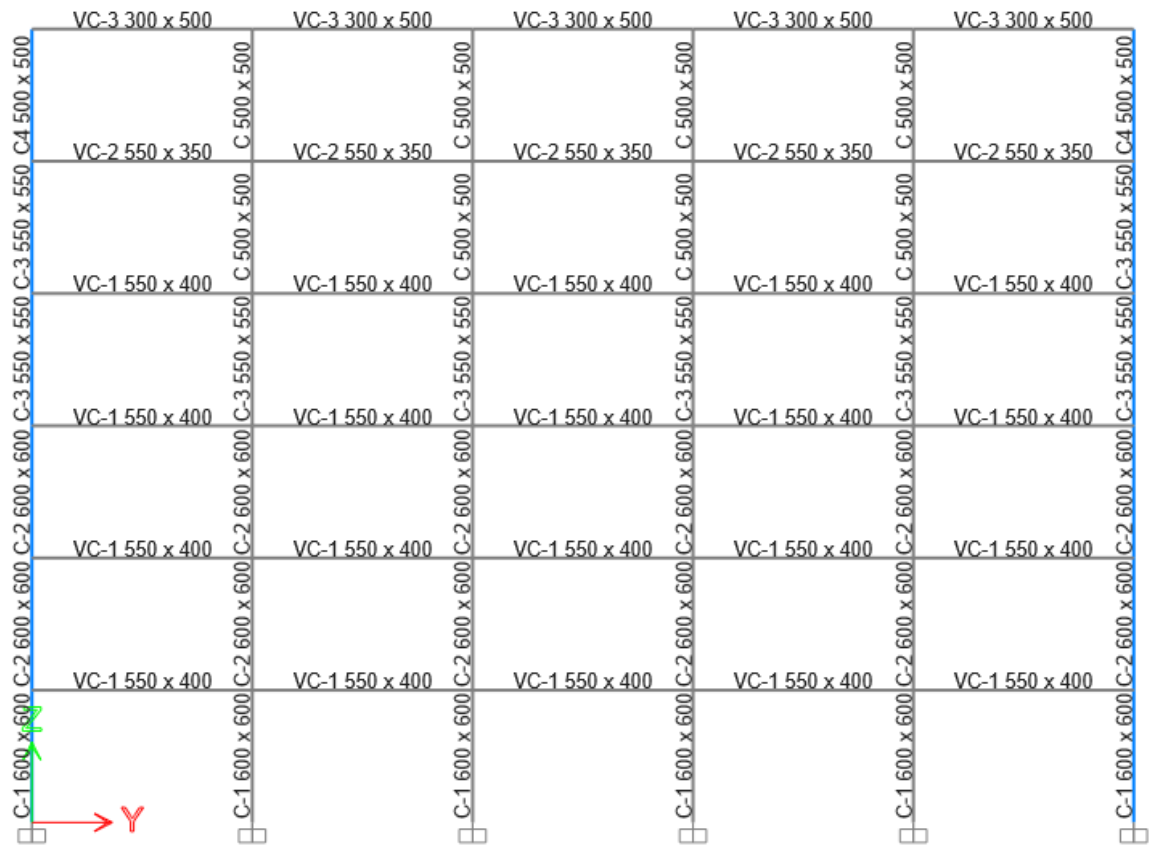
Al disminuir la separación del acero inferior a 150 mm, ya no se requiere más acero, por tanto, las demás zapatas ocupan una malla inferior de varillas No. 19 a 150 mm de separación, de igual manera se decidió una separación de 140 mm, más una malla superior de varillas No. 19 a 300 mm, se recomienda proporcionar la misma separación a la malla superior respecto a la inferior.

Los resultados de este diseño se presentan en los planos en el anexo D.

C. Figuras del modelo de análisis

Figura C-1:

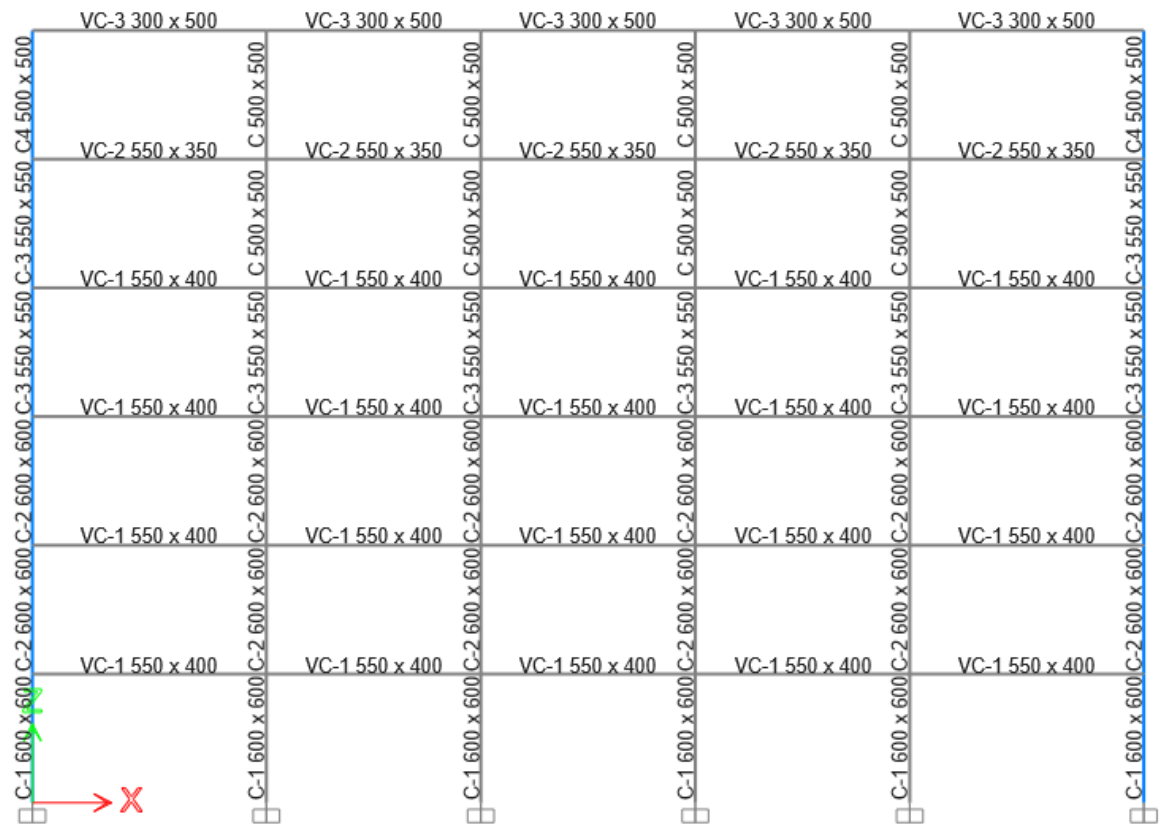
Elevación estructural Eje B, C, D y E



Nota: Elaboración propia mediante ETABS

Figura C-2:

Elevación estructural Eje 2, 3, 4 y 5.



Nota: Elaboración propia mediante ETABS

D. Planos estructurales