Universidad Nacional de Ingeniería

Área de Conocimiento de Arquitectura y Construcción.

Diseño sísmico de un edificio de cuatro niveles a base de marcos especiales de concreto reforzado resistente a momento para uso de oficinas en la ciudad de Managua, aplicando el código ACI 318-19.

Proyecto de graduación para optar al título de
Ingeniero Civil.

Elaborado por:

Br. Elvis Francisco Carcache Gonzaga
Carnet: 2009-30284

Br. Edwin Jaset Hernández Acuña
Carnet: 2019-0053J

Br. Javier Antonio Mendoza Solórzano
Carnet: 2005-20292

Tutor:

MSc. Marco Antonio Palma Cerrato

30 de abril de 2026
Managua, Nicaragua

Universidad Nacional de Ingeniería

AVAL DEL TUTOR(A)

1. Datos del Estudiante
Nombre del estudiante: Elvis Carcache Gonzaga / Edwin Hernández Acuña

/ Javier Mendoza Solorzano
Programa académico: Ingeniería Civil

Carné:2009-30284 / 2019-0053J / 2005-20292

2. Datos del Tutor(a) Académico(a)
Nombre del tutor(a): Ing. Marco Palma Cerrato

Área de conocimiento o CUR : Arquitectura y Construcción

Correo institucional: marco.palma@uni.edu.ni

3. Datos del Asesor(a) Académico(a)
Nombre del asesor(a) académico(a)

Área de conocimiento o CUR

Correo institucional:

Declaración del Tutor(a)
Yo, ____Ing. Marco Palma Cerrato____, en calidad de tutor(a) certifico que he revisado la propuesta presentada por el estudiante descrito en este formulario y:

☐ Avalo la propuesta para su desarrollo.

☐ No avalo la propuesta (requiere ajustes).

Observaciones (si aplica):

_____

_____

Firma del Tutor(a): _____

Fecha: _10___ / ___03_ / ___2026___

Área de Conocimiento
Arquitectura y Construcción

Managua, Nicaragua, lunes 15 de diciembre de 2025
REF/CULM.EST/TFCE/CIV/046-2025

Edwin Jaset Hernández Acuña
Elvis Francisco Carcache Gonzaga
Javier Antonio Mendoza Solórzano
Sus manos. –

Estimado (s) Bachiller (es), reciba (n) cordiales saludos.

En el marco de la ***Estrategia de Culminación de Estudios 2025 (Plan Remedial)*** se le(s) comunica que el Tema y objetivos de **Proyecto de Graduación** titulado **"DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CUATRO NIVELES A BASE DE MARCOS ESPECIALES DE CONCRETO REFORZADO RESISTENTE A MOMENTO PARA USO DE OFICINAS EN LA CIUDAD DE MANAGUA, APLICANDO EL CÓDIGO ACI 318-19".** Ha sido aprobado y se le ha asignado como Tutor(a) al (a la) **MSc. Marco Antonio Palma Cerrato**

La ejecución, entrega y defensa del **Proyecto de Graduación** tendrá una duración máxima de 05 meses, a partir de la fecha de aprobación de la Dirección, siendo el periodo establecido del **01 de diciembre del 2025 al 30 de abril del 2026.**

Por lo tanto, ud (s) deberá(n) cumplir en el periodo mencionado con lo siguiente:

a) Desarrollar el Cronograma de Ejecución y realizar las actividades en correspondencia con el mismo, en el cual se tienen que programar los periodos de encuentros con el tutor, pre defensa y defensa.
b) Presentar al tutor ***semanalmente*** los avances obtenidos en el proceso de ejecución conforme el cronograma.
c) Cumplir con al menos el 90% de asistencia en los encuentros programados con el tutor asignado.
d) Realizar al menos una pre defensa del Trabajo Monográfico en versión borrador, según el cronograma establecido en el marco de la ***Estrategia de Culminación de Estudios 2025 (Plan Remedial)***, con el objetivo de garantizar en todos los aspectos el éxito de la defensa.

Igualmente, se le(s) recuerda que no hay prórroga para el cumplimiento de este proceso y que a través de la firma de la carta compromiso reconoce que esta es la última oportunidad para realizar la culminación de estudios.

Sin más a que hacer referencia y deseándole éxito en su **Proyecto de Graduación** para optar al título de **Ingeniero Civil**, se despide.

Atentamente,

Ma. Marcela Carolina Galán Gaitán
Directora

Cc. Expediente Culminación de Estudios

Índice

I. Introducción 1
II. Antecedentes y marco legal. 3
III. Objetivos. 5
IV. Descripción del proyecto 6
V. Fundamentos técnicos 8
5.1 Concreto estructural 8
5.2 Marcos resistente a momento 8
5.3 Marcos ordinario resistente a momento 8
5.4 Marcos intermedio resistente a momento 9
5.5 Marcos especiales resistente a momento 9
5.6 Norma sismorresistente para la ciudad de managua NSCM-22 9
5.7 Métodos de análisis sísmico 10
5.7.1 Método de Fuerza Lateral Equivalente (FLE) 10
5.7.2 Método Dinámico Modal Espectral (DME) 11
5.7.2.1 Espectro de respuesta elástico 12
5.7.2.2 Espectro de respuesta reducido 12
5.7.2.3 Deformación lateral de la estructura 13
5.7.2.4 Efecto *P-Delta (P-Δ)* 13
5.7.2.5 Derivas de piso 15
5.7.2.6 Efecto de la carga sísmica. 16
5.8 Diseño sísmico – Marcos Especiales Resistentes a Momentos. 18
5.8.1 Elementos sometidos a flexión de marcos especiales. 18
5.8.2 Requerimientos para miembros sometidos a cargas axiales y momentos de marcos especiales. 18
5.8.3 Nudos en marcos especiales resistente a momento. 19
5.8.3.1 Requerimientos para refuerzo longitudinal. 19
5.8.3.2 Requerimiento para refuerzo transversal. 20
VI. Diseño metodológico 21
6.1 Tipo y enfoque de la investigación 21
6.2 Método de investigación. 21
6.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos. 21

6.4 Metodología para el primer objetivo específico. 22
6.5 Metodología para el segundo objetivo específico. 22
6.5.1 Requerimientos de refuerzo longitudinal sometidos a flexión de marcos especiales. 23
6.5.2 Requerimiento de refuerzo transversal por flexión de marcos especiales. 24
6.5.3 Requerimiento para refuerzo longitudinal sometido a carga axial y momento de marcos especiales. 26
6.5.4 Requerimiento para refuerzo transversal por carga axial de marcos especiales. 26
6.6 Metodología para el tercer objetivo específico. 28
VII. Resultados 30
7.1 Definición geométrica 30
7.1.1 Dimensiones de elementos 30
7.2 Modelado de la estructura 30
7.3 Definición de cargas 31
7.4 Peso sísmico efectivo 32
7.5 Espectro de diseño 33
7.6 Combinaciones de cargas 34
7.7 Factores aplicados por normativa 36
7.8 Factores de regularidad 37
7.8.1 Irregularidad en planta 37
7.8.1.1 Irregularidad torsional 37
7.8.2 Irregularidad en elevación 38
7.8.2.1 Piso flexible 38
7.8.2.2 Distribución de masa 39
7.8.2.3 Piso débil 39
7.8.2.4 Determinación del factor de irregularidad 40
7.9 Determinación de carga viva y carga muerta 40
7.10 Masa y peso por nivel 40
7.11 Modos de vibración en el método dinámico espectral (DME) 41
7.12 Cálculo de fuerza sísmica 41
7.13 Cálculo del periodo fundamentan aproximado 42

7.14 Cálculo del periodo fundamental máximo 42
7.15 Cálculo del coeficiente sísmico 43
7.15.1 Cálculo del coeficiente sísmico mínimo 43
7.16 Cálculo del cortante basal estático 43
7.17 Relación de cortantes 43
7.18 Recalculando de cortante basal dinámico 44
7.19 Verificación del diseño estructural 45
7.19.1 Capacidad de los elementos 45
7.20 Distribución del acero longitudinal y de refuerzo 46
7.21 Cálculo de las derivas de piso 50
7.22 Cálculo de la distorsión el efecto P – DELTA 52
7.23 Verificación de las condiciones del capítulo 16 y 18 del ACI 318-19 según los resultados obtenidos del modelo. 53
7.23.1 Capitulo 16 – Conexiones entre miembros 53
7.23.2 Capitulo 18 – Estructuras sismo resistentes 55
VIII. Conclusiones 62
IX. Recomendaciones 64
X. Bibliografías 65
XI. Anexos 66

Índice de figuras

Figura 2. Modelo arquitectónico de anteproyecto (Arq. Erick Cark) 7
Figura 3. Modelo dinámico de la estructura (ETABS V.22.1) 7
Figura 4. Distribución de la fuerza vertical. (NSCM-22, Figura 8.2.1) 11
Figura 5. Análisis modal espectral. (NSCM-22, Figura 8.2.2) 12
Figura 6. Espectro de diseño elástico y reducido. (NSCM-22, Figura 6.9.1) 13
Figura 7. Efecto P-Delta (Midasuser.com/es) 14
Figura 8. Determinación de deriva de piso. (NSCM, Figura 10.2-1) 15
Figura 9. Cortante de diseño para viga (ACI 318-19) 25
Figura 10. Distribución por niveles de vigas y columnas (ETABS V.22.1) 31
Figura 11. Definición de patrones de carga (ETABS V.22.1) 32

Figura 12. Distribución del peso sísmico (ETABS V.22.1) 33
Figura 13. Espectro de respuesta (ETABS V.22.1)..... 33
Figura 14. Combinaciones básicas de carga LRFD (NSCM-22, ETABS V.22.1) 36
Figura 15. Torsión (ETABS V.22.1) 38
Figura 16. Cortante de piso en el eje X (ETABS V.22.1) 44
Figura 17. Cortante de piso en el eje Y (ETABS V.22.1)..... 45
Figura 18. Requerimiento en columnas (ETABS V.22.1) 46
Figura 19. Distribución de acero longitudinal en columna C (ETABS V.22.1)..... 47
Figura 20. Distribución de acero longitudinal en columna C1 (ETABS V.22.1)... 47
Figura 21. Distribución típica de acero transversal en columnas (ETABS V.22.1) 48
Figura 22. Distribución de acero longitudinal en viga V1 (ETABS V.22.1)..... 49
Figura 23. Distribución de acero longitudinal en viga V2 (ETABS V.22.1)..... 50
Figura 24. Distribución típica de acero transversal en vigas (ETABS V.22.1)..... 50
Figura 25. Desplazamiento máximo en X (ETABS V.22.1) 51
Figura 26. Desplazamiento máximo en Y (ETABS V.22.1) 52

Índice de tablas

Tabla 1. Dimensiones de los elementos (Elaboración propia) 30
Tabla 2. Factores y parámetros sísmicos (Elaboración propia) 37
Tabla 3. Irregularidad torsional (Elaboración propia) 38
Tabla 4. Rigidez lateral (Elaboración propia) 39
Tabla 5. Distribución de masa (Elaboración propia) 39
Tabla 6. Resistencia lateral (Elaboración propia)..... 39
Tabla 7. Factores de irregularidad (Elaboración propia) 40
Tabla 8. Cargas vivas y muertas (Elaboración propia) 40
Tabla 9. Masas y pesos por nivel (Elaboración propia) 40
Tabla 10. Modos de vibración DME (Elaboración propia)..... 41
Tabla 11. Fuerzas sísmicas (Elaboración propia) 41
Tabla 12. Coeficientes para el periodo aproximado (Tabla 8.2.2 NSCM-22) 42
Tabla 13. Coeficientes para el periodo máximo (Tabla 8.2.1 NSCM-22) 42

Tabla 14. Relación del cortante basal (Elaboración propia)..... 44
Tabla 14. Cortante basal dinámico (Elaboración propia) 44
Tabla 15. Derivas de piso (Elaboración propia) 51
Tabla 16. Distorsión efecto P-Delta 53

I. Introducción

El diseño estructural y sísmico de edificios es de vital importancia para garantizar la seguridad y la resistencia ante posibles eventos sísmico. En particular, en la ciudad de Managua, ubicada dentro de una zona que presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica muy alta bajo dos entornos: el primero de estos correspondes a los movimientos de subducción debido a la interacción convergente entre la placa coco y la placa caribe; y el segundo por fallamiento local, cuya actividad ocasiona numerosos movimientos eventualmente sobre toda la región pacifica de Nicaragua.

Tras la ocurrencia del terremoto de 1972 que destruyó miles de viviendas y la pérdida de vidas humanas, quedó en evidencia la vulnerabilidad de Managua ante eventos sísmicos, y al estar rodeada de volcanes en diferentes grados de actividad, como el cráter Santiago del Volcán Masaya y el cráter Tiscapa, así como de fallas locales como; la de Chico Pelón, Calvario y Aeropuerto, posee un riesgo sísmico elevado, por lo que se requiere de una norma sísmica específica para la cuidad, y de esta manera poder dar lugar a edificaciones modernas dignas de una capital.

En este trabajo nos enfocaremos en el diseño de marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado para un edificio de oficina de cuatro niveles en la cuidad mencionada —Managua— desarrollando un diseño estructural que sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas generadas durante un terremoto, minimizando así los daños en la estructura y sus ocupantes. A su vez, se implementará un enfoque basado en las normativas y códigos de construcción establecidos como la **Norma sismorresistente para la cuidad de Managua NSCM-22.** Los marcos resistentes a momento son sistemas estructurales que han demostrado ser altamente eficientes y seguros en áreas expuestas a sismos, el diseño de los elementos estará soportado por las especificaciones del **Código ACI 318-19.**

Para el análisis de la estructura se utilizará el cálculo basado en el método de elementos finitos apoyado por medio de la herramienta o software ETABS (CSI Computers & Structures), de acuerdo con los parámetros sísmicos que establece la normativa sismorresistente para la cuidad de Managua.

Se espera que los resultados permitan seguir contribuyendo al conocimiento científico en el área de diseño estructural y sísmico.

II. Antecedentes y marco legal.

La ciudad de Managua ha experimentado en el pasado terremotos devastadores, como el terremoto de 1972, que causó grandes daños y pérdidas humanas. Estos antecedentes demuestran la importancia de contar con estructuras resistentes y diseñadas para soportar eventos sísmicos.

Existen normativas y códigos de diseño sísmico específicos en Nicaragua que deben ser considerados al desarrollar cualquier proyecto. Por ejemplo, la **Norma sismorresistente para la ciudad de Managua NSCM-22** y el **Código ACI 318-19** (Capítulo 18 - Estructuras sismorresistentes), que establece los criterios y directrices necesarios para el diseño de estructuras resistente a los sismos.

Los marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado son un sistema estructural ampliamente utilizado y estudiado en el diseño sísmico de edificios. Estos marcos permiten la disipación de la energía sísmica y la redistribución de las fuerzas, lo que contribuye a la protección de las estructuras y de las personas en su interior.

Las eventualidades sísmicas que han marcado la historia en Nicaragua son los terremotos de Managua de 1931 —con magnitud de 6.0 en la escala Richter— y de 1972 con una magnitud de 6.2 grados, dejando cuantitativas pérdidas materiales y humanas. El terremoto de 1931 en Managua, Nicaragua, fue uno de los desastres naturales más devastadores en la historia del país. Se estima que causó la muerte de alrededor de 2,500 personas, además de las pérdidas humanas, el terremoto destruyo la mayor parte de la cuidad.

En cuanto al terremoto de 1972 en Managua, dejó un saldo de aproximadamente 20,000 personas muertas, se estima que alrededor del 90% de los edificios fueron destruidos o sufrieron daños severos. Las pérdidas materiales de este terremoto se calculan en más de cuatrocientos millones de dólares.

Por tal razón, con el propósito de contrarrestar a esta amenaza sísmica propia de la zona y contribuir con su desarrollo urbano, se estableció en mayo de 1983 el primer reglamento nacional de la construcción de Nicaragua, donde se planteaban los requerimientos que debían cumplirse en las edificaciones para soportar las fuerzas sísmicas y eólicas.

Subsecuentemente en el año de 2007, se publica la actualización al **Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07**, el cual continua vigente a nivel nacional. En julio de 2017 se presenta la **Norma mínima de diseño y constricción de concreto estructural CR-001,** la cual proporciona los requisitos mínimos para los materiales, el diseño, la construcción, y la evaluación de la resistencia de miembros y sistemas de concreto estructural.

En noviembre de 2021, el Ministerio de Transporte e Infraestructura MTI, bajo resolución ministerial N° 242-2021 publica la **Norma sismorresistente para la ciudad de Managua (NSCM-22).** Esta aborda peculiaridades de la ciudad como; su caracterización geológica y amenaza sísmica, a su vez, hace un análisis comparativo de las principales normas sísmicas de Latinoamérica. La norma define los criterios mínimos para el análisis y diseño sismorresistente, así como reparación y refuerzo de edificaciones ya existentes.

Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería han desarrollado diferentes monografías sobre temas similares, donde abordan el aspecto sismorresistente de las estructuras en estudio, en la que se destaca: **Diseño sísmico para edificio de oficina de dos plantas de concreto reforzado, aplicando la norma sismorresistente para la cuidad de Managua, 2022.** Elaborado por Junnior Efraín Rodríguez Valdivia y Carlos Otilio Ortíz.

III. Objetivos.

Objetivo General:

- Diseñar sísmicamente un edificio de cuatro niveles a base de marcos especiales de concreto reforzado resistente a momento, para uso de oficina en la ciudad de Managua.

Objetivos específicos:

- Realizar el análisis de la estructura mediante el Método Dinámico Modal Espectral (DME), aplicando la Norma Sismorresistente para la Cuidad de Managua (NSCM-22), usando el software de modelado ETABS.

- Diseñar los elementos estructurales de los marcos especiales resistente a momento de acuerdo con los lineamientos del Código ACI 318-19 usando el software ETABS.

- Evaluar el comportamiento sísmico de la estructura mediante la norma sismorresistente para la cuidad de Managua (NSCM-22).

IV. Descripción del proyecto

El presente proyecto aborda el diseño sísmico de un edificio de cuatro niveles destinado a oficinas, ubicado en la ciudad de Managua, una zona de alta amenaza sísmica. La estructura se desarrollará utilizando marcos especiales de concreto reforzado resistentes a momento (SMF), con el fin de garantizar una elevada ductilidad y capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos severos. El proceso de análisis y diseño se realizará mediante un método automático aplicado con el software ETABS, herramienta que permite modelar la estructura tridimensionalmente, asignar cargas, generar combinaciones de carga, obtener la respuesta sísmica del sistema y dimensionar los elementos estructurales conforme a las especificaciones internacionales. Para asegurar la confiabilidad del diseño, se aplicarán los criterios establecidos en el código ACI 318-19, complementados con los requisitos sísmicos aplicables a la región. El proyecto comprende la caracterización del sitio, la definición de parámetros de diseño, la modelación estructural, el análisis dinámico, la verificación del comportamiento esperado y el detallado de vigas, columnas y conexiones. Su propósito es lograr una solución estructural segura, eficiente y compatible con las necesidades funcionales.

El proyecto se desarrollará en la ciudad de Managua, específicamente en un terreno ubicado frente al Barrio Hugo Chávez, dentro del área urbana de la ciudad. Este sector pertenece al distrito VI del municipio de Managua, una zona que ha experimentado un proceso progresivo de urbanización y desarrollo de infraestructura urbana en los últimos años.



Figura 1. Localización del sitio (Google Earth)



Figura 2. Modelo arquitectónico de anteproyecto (Arq. Erick Cark)

De acuerdo con referencias geográficas disponibles, el sector donde se ubica el proyecto se encuentra aproximadamente en las coordenadas 12°08'52.98"N 86°12'14.16"W, dentro del área metropolitana de Managua.

La ubicación del terreno presenta una posición estratégica dentro de la ciudad, ya que se encuentra próxima a importantes vías de circulación y a diversos equipamientos urbanos, lo que facilita la accesibilidad y conectividad con otros sectores de Managua.

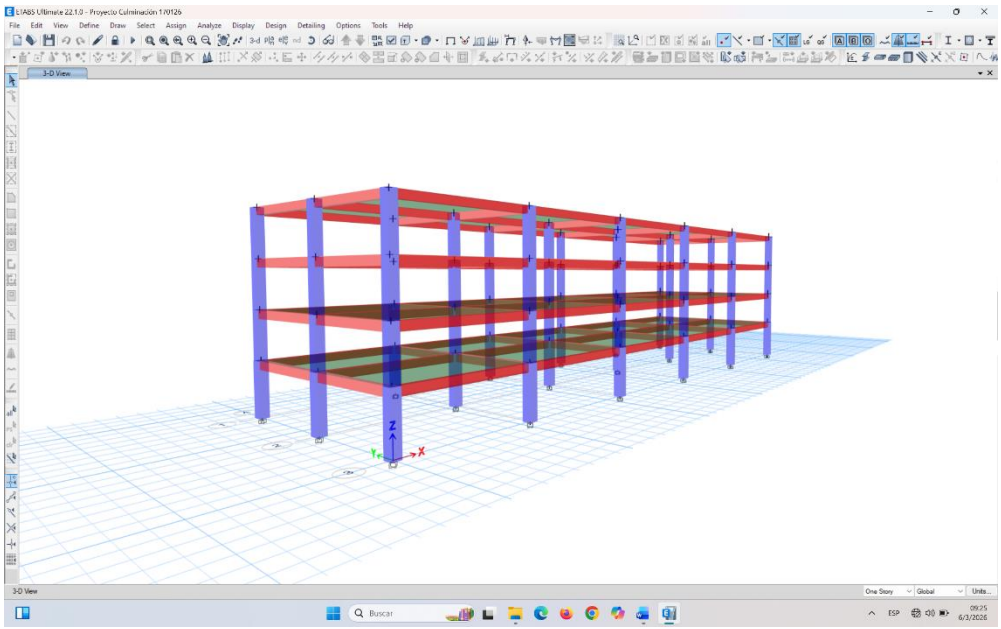


Figura 3. Modelo dinámico de la estructura (ETABS V.22.1)

V. Fundamentos técnicos

5.1 Concreto estructural

El concreto reforzado, denominado actualmente como concreto estructural es un material artificial obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea los agregados, constituyendo un material heterogéneo. El concreto simple sin refuerzo, tiene una buena resistencia a compresión, pero es débil a tensión, lo cual limita de cierta forma su aplicabilidad como material estructural. Para proporcionar al concreto una mayor resistencia a la tensión se utiliza acero de refuerzo, este acero es el encargado de soportar los esfuerzos de tensión, dándole así al hormigón mejores características como material estructural.

5.2 Marcos resistente a momento

Son sistemas estructurales conformados por vigas y columnas unidas mediante conexiones rígidas capaces de transmitir momentos, fuerzas axiales y cortantes entre sus elementos, permitiendo que el marco actúe de manera integral frente a cargas verticales y laterales. En este sistema, la resistencia y rigidez lateral provienen principalmente del comportamiento flexional de las vigas y columnas, lo que permite controlar desplazamientos y disipar energía durante eventos sísmicos.

5.3 Marcos ordinario resistente a momento

Se caracterizan por un nivel básico de ductilidad y capacidad de disipación de energía. Su diseño requiere un detallado mínimo en las uniones y elementos estructurales, por lo que son adecuados para zonas con baja a moderada actividad sísmica. Estos pórticos ofrecen resistencia lateral mediante la flexión de vigas y columnas, pero no están diseñados para soportar deformaciones significativas sin sufrir daños estructurales.

5.4 Marcos intermedio resistente a momento

Presentan un mayor nivel de ductilidad que los ordinarios, lo que les permite disipar más energía durante un sismo. Su detallado estructural es más riguroso, incluyendo conexiones y refuerzos adicionales para controlar la formación de rótulas plásticas. Son apropiados para zonas con amenaza sísmica moderada y proporcionan un equilibrio entre seguridad, desempeño sísmico y eficiencia constructiva.

5.5 Marcos especiales resistente a momento

Se define como el conjunto de elementos estructurales que esperan una respuesta elástica inicial de los elementos y luego que el resto de la solicitación sísmica sea tomada en deformaciones inelásticas y se disipe la energía a través de este. El sistema sismo-resistente debe mantener la integridad de sus componentes para prevenir daños estructurales, buscando un balance entre la seguridad ante el colapso y la funcionalidad de la edificación.

5.6 Norma sismorresistente para la ciudad de managua NSCM-22

Es un instrumento técnico y regulatorio que establece los criterios y requisitos mínimos para el diseño y la construcción de edificaciones capaces de soportar la actividad sísmica característica de la capital nicaragüense. Esta norma define parámetros como la zonificación sísmica, la clasificación de suelos, los coeficientes de diseño y las especificaciones estructurales necesarias para garantizar la seguridad y estabilidad de las obras. Su aplicación es obligatoria y tiene como objetivo reducir el riesgo de daños estructurales y pérdidas humanas, promoviendo construcciones más resilientes frente a los eventos sísmicos recurrentes en la región. La norma forma parte de la reglamentación técnica del INETER y del Código de la Construcción de Nicaragua, y se actualiza según estudios geológicos y avances en ingeniería sísmica.

5.7 Métodos de análisis sísmico

Se debe seleccionar el método de análisis adecuado para determinar la respuesta sísmica de la estructura en términos de: desplazamientos, deformaciones, fuerzas y solicitaciones sobre los elementos estructurales que se utilizarán para el diseño. Típicamente, los análisis se pueden dividir principalmente en lineales elásticos o no lineales. En el caso de análisis lineales elásticos, se estudia la respuesta de la estructura ante demandas estáticas y/o dinámicas considerando solo las propiedades elásticas de los materiales y pequeñas deformaciones y desplazamientos. Por otro lado, en análisis no-lineales se estudia la respuesta de las estructuras ante demandas estáticas y/o dinámicas considerando el comportamiento debido a efectos de fluencia, fisuración, rotura y fatiga, así como consideraciones de grandes desplazamientos y/o grandes deformaciones.

La **NSM** describe dos métodos de análisis de las estructuras para determinar las fuerzas estáticas equivalentes las cuales servirán para simular las acciones de un terremoto sobre la estructura. Estos métodos son:

5.7.1 Método de Fuerza Lateral Equivalente (FLE)

Este procedimiento describe el cálculo del cortante basal sísmico y las fuerzas sísmicas laterales. Las solicitaciones sísmicas se representan por medio de fuerzas horizontales actuando en cada piso, cuya amplitud se calcula con fórmulas que se ajustan a algunos parámetros de la estructura, tales como corte basal, momento basal, principal modo de vibración de la estructura, etc.

Este método se permite para el análisis de estructuras regulares, de baja altura —no mayor a 12 metros— y con limitaciones de importancia de la estructura. Se requiere la consideración de los efectos de torsión para la excentricidad accidental. Dependiendo de la clasificación estructural, varios factores pueden afectar la demanda sísmica, amplificando o reduciéndola por importancia, uso, regularidad y cualquier otro factor relevante.

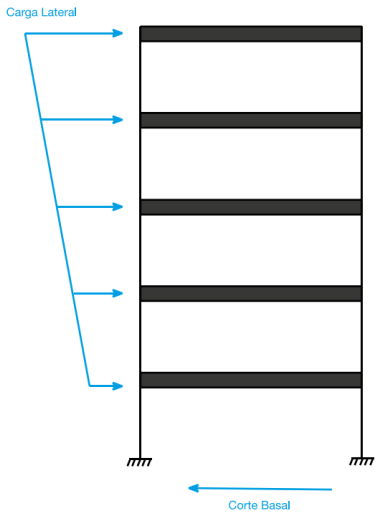


Figura 4. Distribución de la fuerza vertical. (NSCM-22, Figura 8.2.1)

5.7.2 Método Dinámico Modal Espectral (DME)

El método de análisis a utilizar para este trabajo será el Dinámico Modal Espectral. El método modal espectral toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como, su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta, esto con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas. Este análisis sísmico se utiliza cuando la importancia de le estructura lo amerita o si no se cumplen las condiciones de los métodos simplificad y estático.

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.

Nota: El método FLE está limitado en altura porque estructuras altas tiende a tener modos altos y como resultado el método subestimaría el cortante basal y puede no predecir correctamente la distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

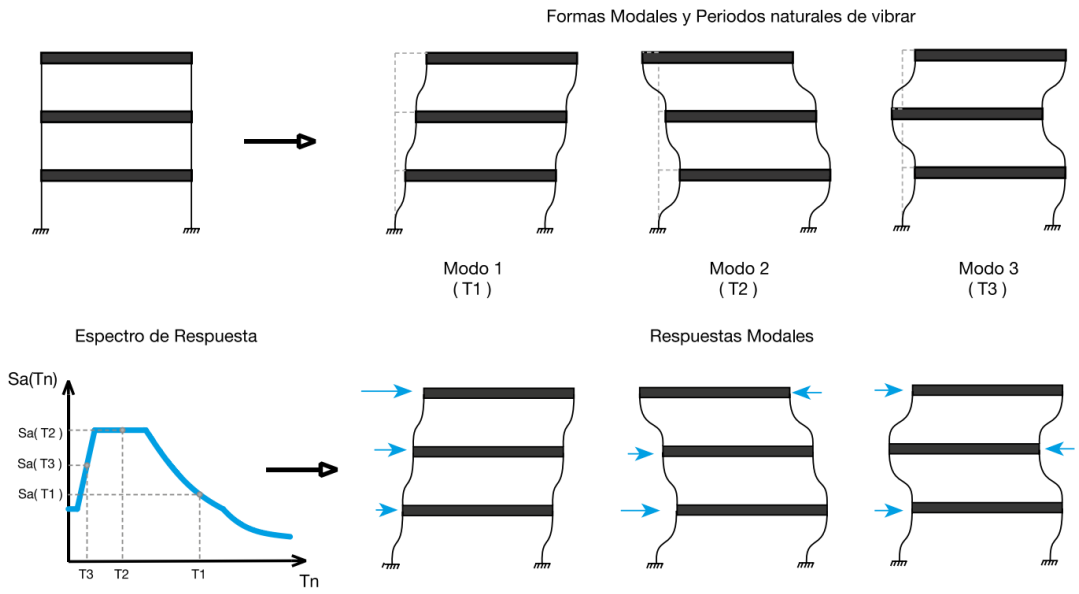


Figura 5. Análisis modal espectral. (NSCM-22, Figura 8.2.2)

5.7.2.1 Espectro de respuesta elástico

El espectro elástico representa la aceleración máxima que un sistema estructural idealizado experimentaría durante un sismo sin considerar ninguna reducción por capacidad de disipación de energía. Es decir, asume que la estructura se comporta estrictamente dentro del rango elástico. El resultado es un espectro que muestra la demanda sísmica máxima posible, útil para análisis teóricos o para estructuras que deben permanecer esencialmente elásticas.

5.7.2.2 Espectro de respuesta reducido

El espectro reducido, también llamado espectro de diseño, se obtiene dividiendo el espectro elástico entre un factor de comportamiento sísmico, lo que representa la capacidad de disipación de energía y comportamiento inelástico que se permite a las estructuras en la práctica. Este espectro es el que se utiliza realmente en el diseño estructural, ya que refleja una demanda sísmica compatible con la ductilidad y el comportamiento inelástico esperados en sistemas como marcos

especiales de concreto resistentes a momentos, donde se permite la formación controlada de rótulas plásticas.

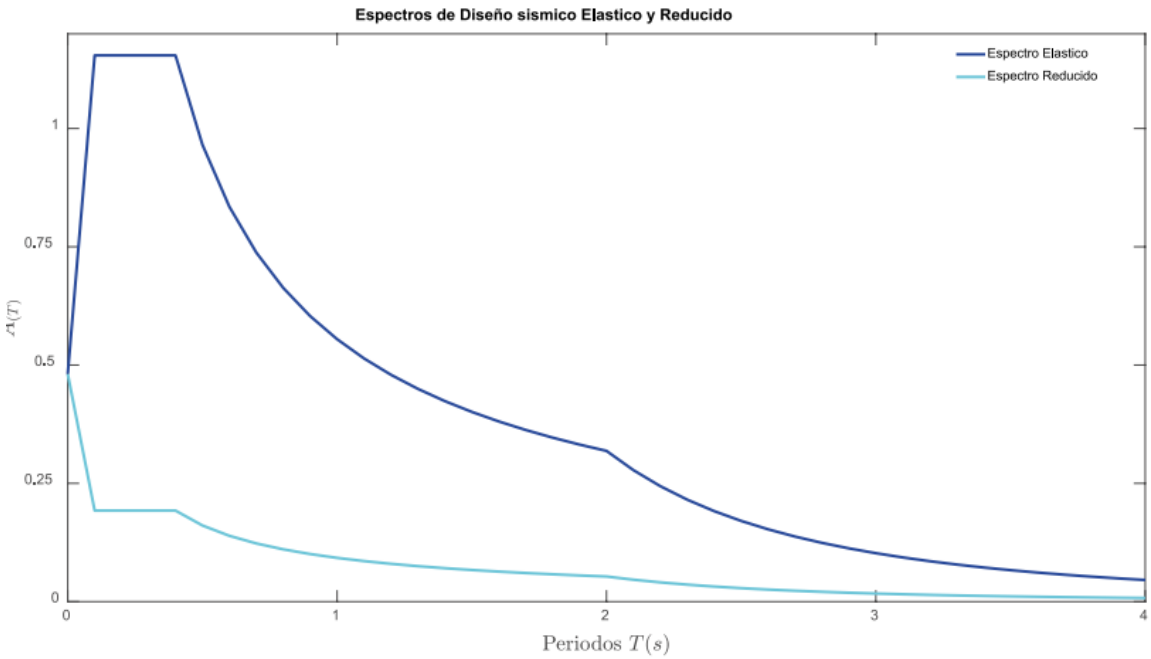


Figura 6. Espectro de diseño elástico y reducido. (NSCM-22, Figura 6.9.1)

5.7.2.3 Deformación lateral de la estructura

La fuerza lateral sísmica debe ser utilizada en el cálculo de la deformación de la estructura. El cálculo que es de interés para los ingenieros es la deriva de piso, la diferencia entre las deflexiones entre el centro de masa en la parte superior y la del piso inferior considerado. La deriva de piso bajo efectos de fuerzas sísmicas es importante desde diferentes perspectivas: la estabilidad de la estructura, daño a elementos no estructurales, y el confort humano.

5.7.2.4 Efecto *P-Delta (P-Δ)*

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- ∆ 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.

Se puede obtener una estimación precisa de la deriva de piso mediante el análisis *P*-∆. En el análisis estructural de primer orden, las ecuaciones de equilibrio se formulan para la estructura no deformada. Cuando las deformaciones son significativas, se debe aplicar un análisis de segundo orden y se debe considerar el efecto *P-Delta* para determinar la estabilidad general 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

$$\theta = \frac{P_i \Delta_i I}{V_i h_i C d} \qquad \text{(Ec.1)}$$

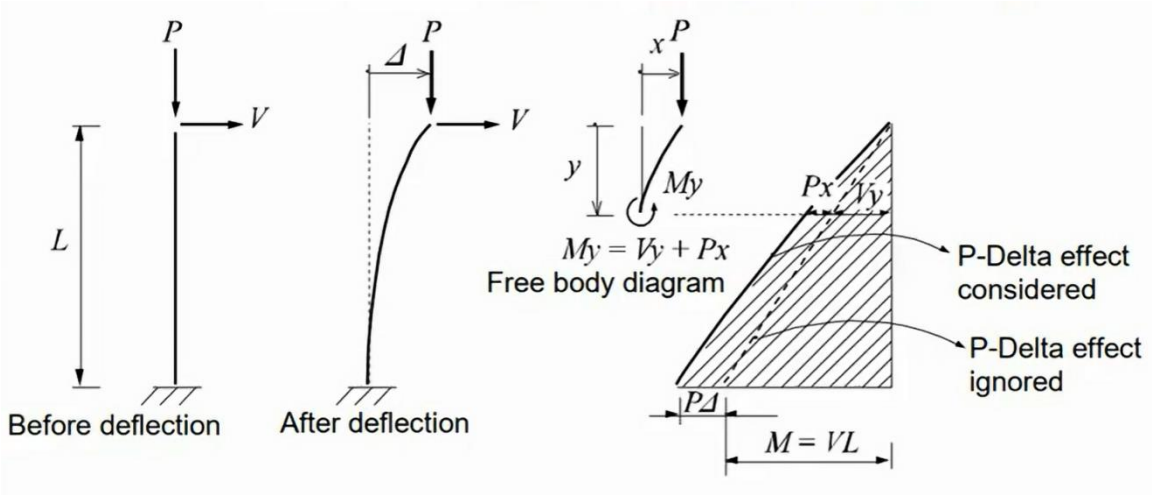


Figura 7. Efecto P-Delta (Midasuser.com/es)

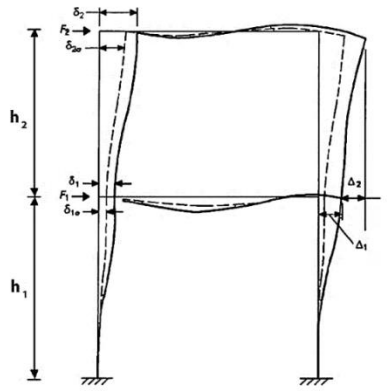
5.7.2.5 Derivas de piso

Es un hecho que la forma de reducir los daños estructurales provocados por los movimientos sísmicos es el dotar a la estructura de suficiente rigidez para controlar la demanda de desplazamiento inelástico a valores razonables. Esto se logra, limitando las distorsiones de piso.

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

$$\Delta_i = \delta_i + 1 - \delta_i \qquad \text{(Ec.2)}$$

Para estructuras que tienen irregularidad torsional, la deriva de piso será calculada como la mayor diferencia en desplazamientos de puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso bajo consideración, a lo largo de cualquier borde de la estructura. El desplazamiento en un nivel i (δi), usado para calcular la deriva de piso Δi , se determinará de acuerdo a la siguiente ecuación:



Δ_i=Deriva de piso
$\Delta_i/h_i = \gamma_i$ distorsión de piso
δ_x=desplazamiento total
i=nivel bajo consideración.

Figura 8. Determinación de deriva de piso. (NSCM, Figura 10.2-1)

5.7.2.6 Efecto de la carga sísmica.

La estructura debe incluir completamente sistemas de resistencia a la fuerza lateral y vertical para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, en combinación con otras cargas. Se debe tener una trayectoria de carga continua, o trayectorias, con la resistencia adecuada y debe proporcionarse rigidez para transferir todas las fuerzas desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia. La Fundación de la estructura debe estar diseñada para adaptarse a las fuerzas desarrolladas producto de todas las combinaciones mencionadas en el reglamento.

Todos los miembros de la estructura, incluidos los que no forman parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica, debe diseñarse utilizando los efectos de carga sísmica a menos que esté exento de otra manera por esta norma. Los efectos de la carga sísmica generan en los elementos esfuerzos axiales, cortantes y de flexión, resultantes de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales y verticales. Dónde sea requerido, los efectos de la carga sísmica incluirán la sobre resistencia, según lo establecido adelante en la Sección correspondiente.

El ***efecto de carga sísmica, E,*** se determinará de acuerdo con lo siguiente: Para usar en la combinación de carga 6 (sección 7.5.4 NSM) o las combinaciones 8, 9, 8a y 9a (sección 7.6.5 de NSM), *E* se determinarán de acuerdo con:

$$E=E_h+E_v \qquad \text{(Ec.3)}$$

Para usar en la combinación de carga 7 (sección 7.5.4 NSM) o carga combinación 10 a 10a (sección 7.6.5 de NSM), *E* se determinará en de acuerdo con:

$$E=E_h-E_v \qquad \text{(Ec.4)}$$

Donde:

E = Efecto de carga sísmica

E_h = Efecto de fuerza sísmica horizontal

E_V = Efecto de fuerza sísmica vertical

El **efecto de carga sísmica horizontal**, E_h, se determinará de acuerdo con la ecuación:

$$E_h = Q_E \qquad \text{(Ec.5)}$$

Donde:

Q_E = Cortante basal sísmico

El **efecto de carga sísmica vertical**, E_v, se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$E_V = 0.2 \cdot a_o \cdot F_{as} \cdot CM \qquad \text{(Ec.6)}$$

Donde:

a_0 * Fas = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño a corto períodos obtenidos de la Sección correspondiente.

CM = efecto de la carga permanente

El **efecto de las fuerzas sísmicas horizontales**, incluyendo **sobre fuerza**, *Emh*, se determinará de acuerdo con:

$$E_{mh} = \Omega_0 \, Q_E \qquad \text{(Ec.7)}$$

Donde:

Q_E = Cortante sísmico basal

Ω_0 = Valor de sobre resistencia (tabla 5.5.1 NSM)

Emh = no necesita ser tomado mayor que el efecto por capacidad de los elementos.

5.8 Diseño sísmico – Marcos Especiales Resistentes a Momentos.

Un *marco especial resistente a momento* es un tipo de estructura utilizada en la ingeniería civil para resistir las fuerzas generadas por momentos flexionantes. Estos momentos son causados por cargas aplicadas que generan fuerzas de flexión en la estructura.

Este tipo de marcos está diseñado para resistir estas fuerzas mediante el uso de elementos estructurales como vigas y columnas reforzadas, conexiones robustas y técnicas de diseño específicas para distribuir y disipar el momento a lo largo de estructura. Son comúnmente utilizados en edificios de varios pisos y en estructuras donde se requiere una alta resistencia y estabilidad.

5.8.1 Elementos sometidos a flexión de marcos especiales.

1. Si la fuerza axial mayorada a compresión $P_u < A_g f'_c / 10$, entonces el miembro es considerado sujeto a flexión. A_g representa el área total del miembro de concreto.
2. La luz libre $l_n \geq 4d$, donde d es la profundidad efectiva del elemento.
3. El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250mm (0.25 mt) o la relación ancho profundidad $b_w/h \geq 0.3$.
4. El ancho del miembro a flexión $b_w \geq 10$ plg.
5. La proyección del ancho de la viga b_w más allá del ancho de la columna soportante C_2 a cada lado no debe exceder el menor de C_2 y $0.75C_1$.

5.8.2 Requerimientos para miembros sometidos a cargas axiales y momentos de marcos especiales.

Los siguientes requerimientos se aplicarán a columnas y otros elementos sometidos a flexión que soportan cargas axiales factorizadas > $A_g f'_c /10$. Estos miembros deben de satisfacer las siguientes condiciones, según la sección 18.7.2.1 del código del ACI 318-19.

a) La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico debe ser al menos 12 plg (300mm).
b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

5.8.3 Nudos en marcos especiales resistente a momento.

Los nudos viga-columna de marcos especiales resistente a momentos que forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas se deben detallar en base a la sección 18.8 del código de ACI 318-19.

5.8.3.1 Requerimientos para refuerzo longitudinal.

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$. El refuerzo longitudinal de una viga debe que termine en una columna (nudo), debe prolongarse hasta la cara del núcleo más distante y anclarse, en tracción, de acuerdo con la sección 18.8.5 del código del ACI 318-19 y en compresión de acuerdo con 25.4.9 del mismo código.

Donde el refuerzo longitudinal de la viga atraviese el nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor de:

a) $(20 / \lambda)d_b$ = 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, donde λ=0.75 para concreto liviano y 1.0 para todos los otros casos.
b) $26d_b$ de la mayor barra longitudinal.
c) h/2 de cualquier viga que llegue al nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

5.8.3.2 Requerimiento para refuerzo transversal.

Cuando existan vigas que lleguen a los cuatros lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo a la mitad especificada en la sección 18.7.5.4 del código ACI 318-19, y el espaciamiento especificado en 18.7.5.3 del mismo código, se puede incrementar a 6 plg (150 mm) dentro de la altura *h* de la viga menos alta que llega al nudo.

El refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe confinarse con refuerzo transversal que pase a través del nudo, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de las secciones 18.6.4.4 del ACI 318-19 y los requisitos 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

VI. Diseño metodológico

6.1 Tipo y enfoque de la investigación

La presente investigación es de tipo aplicada, ya que busca desarrollar un diseño estructural y sismorresistente para un edificio real o hipotético, utilizando normativas vigentes. Su enfoque es cuantitativo, dado que se basa en el análisis numérico, modelado estructural y diseño según criterios normativos. Además, se enmarca en una investigación no experimental, ya que no se manipulan variables en un entorno real, sino que se simula el comportamiento estructural a través de modelos computacionales.

6.2 Método de investigación.

Se emplea el método analítico-descriptivo, ya que se parte del análisis detallado de la estructura y su comportamiento ante cargas sísmicas, para luego describir el procedimiento de diseño de los elementos estructurales conforme a las normativas aplicables (ACI 318-19 y NSCM-22).

6.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

La recolección de datos se basará en fuentes secundarias como planos arquitectónicos de referencia, estudios geotécnicos típicos para managua, y parámetros sísmicos definidos en la normativa local. Los instrumentos que se utilizaran incluyen:

- Software **ETABS** para análisis y diseño estructural.
- Normativa **ACI 318-19** para diseño de concreto reforzado.
- Norma sismorresistente para la ciudad de Managua **NSCM-22**, específicamente para parámetros sísmicos.

6.4 Metodología para el primer objetivo específico.

En la primera fase, correspondiente al análisis estructural mediante el Método Dinámico Modal Espectral (DME), se parte de la definición de los parámetros sísmicos establecidos en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM-22). Para ello, se determinan las condiciones de amenaza sísmica propias de la ciudad de Managua, considerando la zonificación sísmica, el tipo de suelo, el factor de importancia de la edificación y el factor de reducción de respuesta estructural (R). A partir de estos parámetros se construye el espectro de diseño que servirá como base para el análisis dinámico. Posteriormente, se desarrolla el modelo tridimensional de la estructura en ETABS, definiendo con precisión la geometría estructural, las propiedades mecánicas de los materiales (resistencia a la compresión del concreto f'c y límite de fluencia del acero fy), las secciones preliminares de vigas y columnas, las condiciones de apoyo y los diafragmas rígidos en cada nivel. Una vez completada la modelación, se procede a la asignación de cargas gravitacionales (cargas muertas y cargas vivas) conforme a los criterios normativos aplicables, así como a la definición de los casos y combinaciones de carga sísmica. El análisis modal permite obtener los períodos fundamentales de vibración, las formas modales y la participación modal de masa en cada dirección principal de la estructura, asegurando que la suma de participación modal supere el 90%, tal como lo exige la normativa. Finalmente se verificarán los desplazamientos, derivas (distorsiones) y torciones generadas de acuerdo con el comportamiento sísmico de la estructura.

6.5 Metodología para el segundo objetivo específico.

Se establecerá la configuración de marcos especiales resistentes a momento usando el modelo analizado para aplicar los requerimientos de diseño del ACI 318-19, verificando así los requisitos de ductilidad, confinamiento, y desarrollo de anclajes, dimensionando así las vigas, columnas y uniones mediante el módulo de diseño de ETABS.

6.5.1 Requerimientos de refuerzo longitudinal sometidos a flexión de marcos especiales.

Según lo establecido con la sección 18.6.3.1 del código del ACI 318-19, el refuerzo longitudinal en cualquier sección debe cumplir con las siguientes especificaciones:

1. El refuerzo longitudinal de acero superior e inferior (***As)*** no debe ser inferior a lo requerido por:

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ \frac{200}{f_y} b_w d \end{array} \right\} \leq A_S \leq 0.025 \text{ (cuantía ƒ')}$$

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. Para una viga ***T*** estáticamente determinada con el ala (patín) en tracción, el valor de b_w debe tomarse como $2b_w$.

2. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que 1/2 de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. (sección 18.6.3.2 ACI 318-19)

   $ØM_{n1}{}^{+} \geq ½\ ØM_{ñ1}$ (Nudo izquierdo)

   $ØM_{nr}{}^{+} \geq ½\ ØM_{ñr}$ (Nudo derecho)

   Donde, M_{n1} = resistencia a momento del nudo izquierdo del miembro en flexión, y M_{nr} = resistencia a momento del nudo derecho del miembro en flexión.

3. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a 1/4 de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

   $ØM_r \geq ¼$ (máximo M_n en cualquier nodo)

4. Los empalmes del refuerzo a flexión l_{dh} en el apoyo se pueden calcular utilizando la siguiente ecuación:

$$l_{dh} \geq \left\{ \begin{array}{c} \ell_{dh} = f_y d_b \Big/ \left(65\lambda\sqrt{f'_c}\right) \\ 8d_b \\ 6\ plg \end{array} \right\}$$

Donde d_b es el diámetro del refuerzo longitudinal.

Los empalmes de refuerzo por flexión se permiten solo si se proporciona refuerzo en espiral o en aro sobre la longitud del traslape.

6.5.2 Requerimiento de refuerzo transversal por flexión de marcos especiales.

El refuerzo transversal que provee soporte lateral para el refuerzo longitudinal debe satisfacer las siguientes especificaciones según lo establecido con la sección 18.6.4 del código del ACI 318-19.

1. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas: (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga. (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.
2. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de

   (a) *d*/4

   (b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3. del código del ACI 318-19.

   (c) 150 mm.

3. Cuando no se requieran 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.
4. El refuerzo transversal debe asignarse para resistir las fuerzas cortantes de diseño. La fuerza cortante de diseño debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo, haciendo uso de la siguiente formula.

$$V = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} + \frac{Wuln}{2}$$

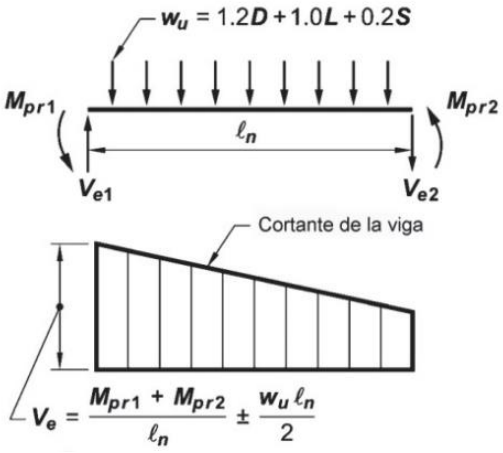


Figura 9. Cortante de diseño para viga (ACI 318-19)

Donde:

V = Cortante de diseño en el nudo izquierdo o derecho del miembro resistente a flexión.

M_{pr} = Momento probable en el extremo de la viga

ln = Luz del miembro en flexión

W_u = Carga distribuida factorizada

6.5.3 Requerimiento para refuerzo longitudinal sometido a carga axial y momento de marcos especiales.

De acuerdo con la sección 18.7.3.2 del código del ACI, la resistencia a flexion de las columnas debe cumplir con:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5)\Sigma M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ = Es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras de este.

$\sum M_b$ = Es la suma de los momentos resistente nominales a flexión en las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara de cada uno.

Este enfoque, llamado el concepto de columna fuerte – viga débil, asegura que la columna no ceda antes que la viga.

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, debe cumplir lo siguientes (ACI 318-19, sección 18.7.4.1)

$$0.01 \leq \rho g \leq 0.06$$

En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos 6 barras longitudinales.

6.5.4 Requerimiento para refuerzo transversal por carga axial de marcos especiales.

El refuerzo transversal debe colocarse únicamente cuando la longitud l_o sea mayor o igual a la profundidad del miembro, 1/6 de la luz libre de la columna, 18 plg (450mm), medida desde la cara del nudo donde pueda ocurrir fluencia por flexión.

1. La relación del refuerzo en espiral, ρ_s, debe de satisfacer lo siguiente:

$$\rho_s \geq \left\{ \begin{array}{c} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right\}$$

Donde:

. F_{yt} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral

A_{ch} = Área del núcleo del elemento en compresión, medido desde el diámetro exterior de la espiral.

A_g = Área total de la sección.

2. El transversal total del estribo cerrado de refuerzo, A_{Sh} , debe satisfacer la siguiente condición. (ACI 318-19, Sección 18.7.5.4)

$$Ash/s_{bc} \geq \left\{ \begin{array}{c} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right\}$$

Donde:

F_{yt} = Esfuerzo de fluencia en espiral del estribo cerrado de refuerzo.

S = Separación del refuerzo transversal.

b_c = Dimensiones de la sección transversal de la columna medidas desde el centro del refuerzo de confinamiento.

3. El espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal, S , debe satisfacer las siguientes condiciones:
    a) h/4 la cuarta parte de la dimensión menor de la columna
    b) 6 veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
    c) S_o

$$4\text{plg} \leq s_o = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3}\right) \leq 6\text{plg}$$

Donde:

S_O = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de la longitud l_o.

h_x = Espaciamiento máximo centro a centro entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos o ramas de estribos cerrados.

El refuerzo transversal se debe diseñar para resistir la fuerza cortante, este puede estimarse con la siguiente formula:

$$Vu = \frac{Mprt \quad + \; Mprb}{lc}$$

Donde:

t = Es el índice para la parte superior de la columna.

b = Es el índice para la parte inferior de la columna.

l_c = Longitud de la columna

M_{pr} = Resistencia a la flexión probable.

6.6 Metodología para el tercer objetivo específico.

La tercera fase metodológica consiste en la evaluación integral del comportamiento sísmico de la estructura conforme a los criterios establecidos en la NSCM-22. En esta etapa se verificarán los desplazamientos, derivas (distorsiones) y torciones generadas de acuerdo con el comportamiento sísmico de la estructura y se comparan con los límites máximos permisibles, verificando que la estructura cumpla con los estados límite de servicio y seguridad. Se evalúan posibles irregularidades estructurales en planta y en elevación, tales como irregularidad torsional o discontinuidades verticales, que puedan afectar el desempeño sísmico global. Además, se realiza la comparación entre el cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico y el cortante mínimo requerido por

el método estático equivalente, asegurando que no se subestime la demanda sísmica. Finalmente, se integran todos los resultados obtenidos para emitir una valoración técnica del desempeño estructural, determinando si la edificación satisface los criterios de seguridad, estabilidad y ductilidad exigidos por la normativa vigente para la ciudad de Managua.

VII. Resultados

7.1 Definición geométrica

En el diseño realizado se determinó las directrices de las dimensiones a analizar, en donde establecemos ejes referenciales, cantidad de niveles a analizar y dimensión en planta de cada nivel, estos se tomaron de referencia a planos arquitectónicos proporcionados, para este análisis se tomó una edificación rectangular de cuatro niveles con una altura total de 14.5 metros y una dimensión en planta de 53.35 metros por 15.36 metros.

7.1.1 Dimensiones de elementos

Para el diseño se trabajó con los siguientes elementos:

Elemento	Cod	Altura (cm)	Base (cm)
Viga	V1	60	45
Viga	V2	55	35
Columna	C1	70	70
Columna	C2	65	65
Losa	L	15	-

Tabla 1. Dimensiones de los elementos (Elaboración propia)

7.2 Modelado de la estructura

Para la modelación estructural del edificio se utilizó el software de análisis y diseño estructural ETABS, mediante el cual se generó un modelo tridimensional que representa el comportamiento estructural del sistema resistente a momento del edificio. En la dirección longitudinal se definieron seis ejes estructurales identificados como A, B, C, D, E y F, con una separación uniforme de 10.67 m entre cada eje. En la dirección transversal se establecieron tres ejes identificados como 1, 2 y 3, con una distancia de 7.68 m entre ellos.

Esta disposición genera un sistema de pórticos ortogonales que conforman los marcos estructurales del edificio, los cuales serán responsables de resistir las cargas verticales y laterales que actúan sobre la estructura. fue modelado con un total de cuatro niveles, considerando una altura de 4.00 m para el primer nivel, correspondiente al nivel de acceso o planta baja, mientras que los niveles

superiores presentan una altura de 3.50 m cada uno. Adicionalmente, en cada nivel se modelaron losas de entrepiso de 0.15 metros de espesor, las cuales funcionan como diafragmas estructurales encargados de distribuir las cargas laterales hacia los marcos resistentes.

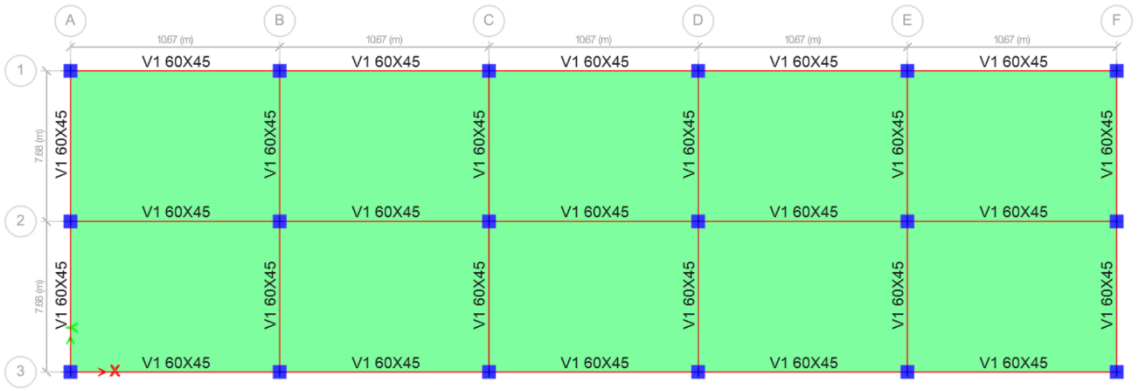
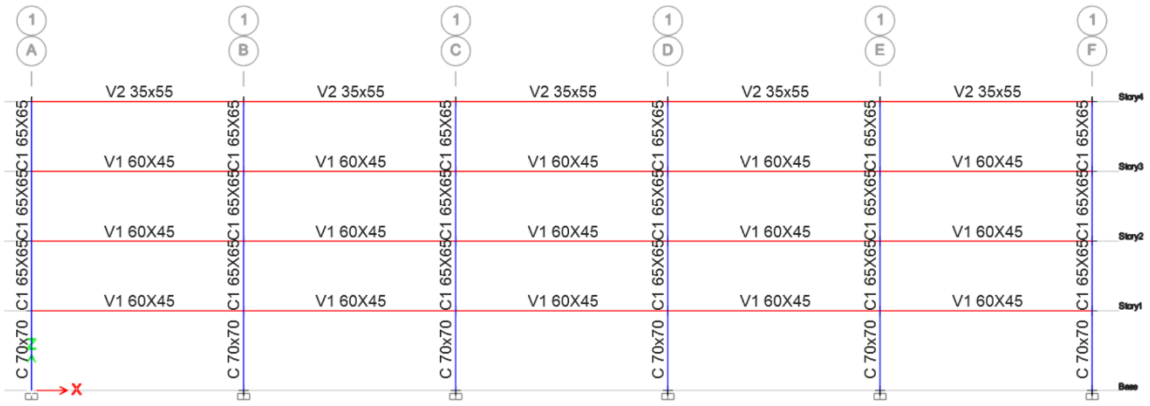


Figura 10. Distribución por niveles de vigas y columnas (ETABS V.22.1)



7.3 Definición de cargas

La determinación del cortante basal estático requiere la definición previa de las solicitaciones gravitacionales sísmicas, para ello se deben integrar en el análisis las siguientes variables: carga muerta, carga viva o carga de uso, carga muerta adicional, así como las componentes sísmicas en ambas direcciones.

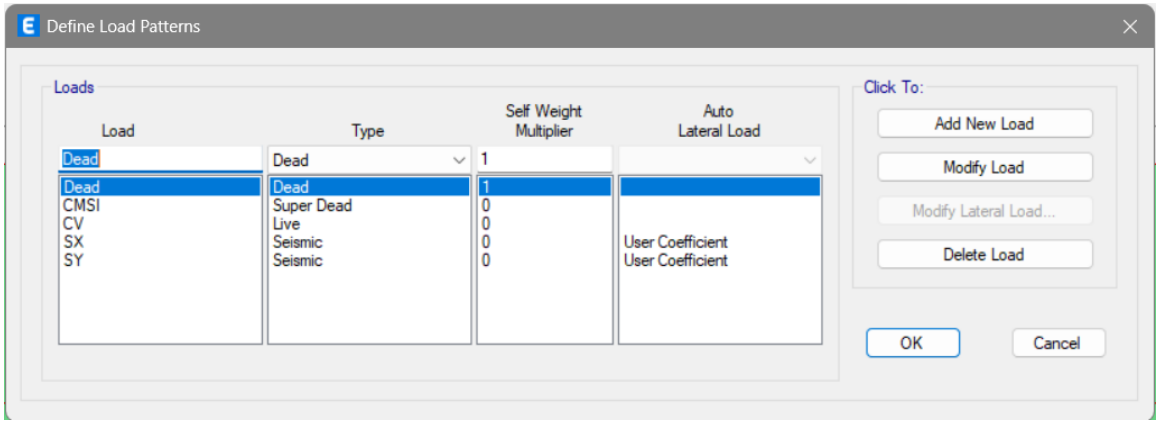


Figura 11. Definición de patrones de carga (ETABS V.22.1)

7.4 Peso sísmico efectivo

El peso sísmico efectivo representa la participación de las masas de la estructura que se considera en el movimiento durante un evento sísmico, partir de las cargas permanentes, estructurales y no estructurales, junto con una fracción de las cargas vivas

$$W = CM + 0.15 * CV$$

Donde:

W = Peso de la estructura

CM = Carga permanente, peso propio de la estructura y carga adicional de la estructura de carácter permanente

CV = Carga viva variable que está en función del uso y destino de la edificación de acuerdo con la tabla 7.1.1 de la Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022.

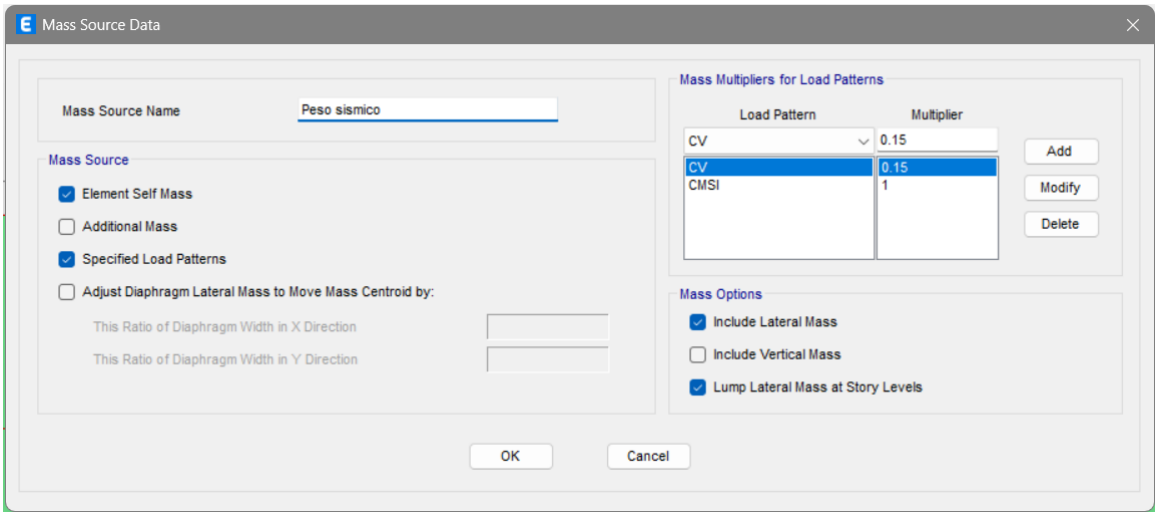


Figura 12. Distribución del peso sísmico (ETABS V.22.1)

7.5 Espectro de diseño

Construido mediante cálculos en Excel en base los parámetros establecidos en la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua 2022.

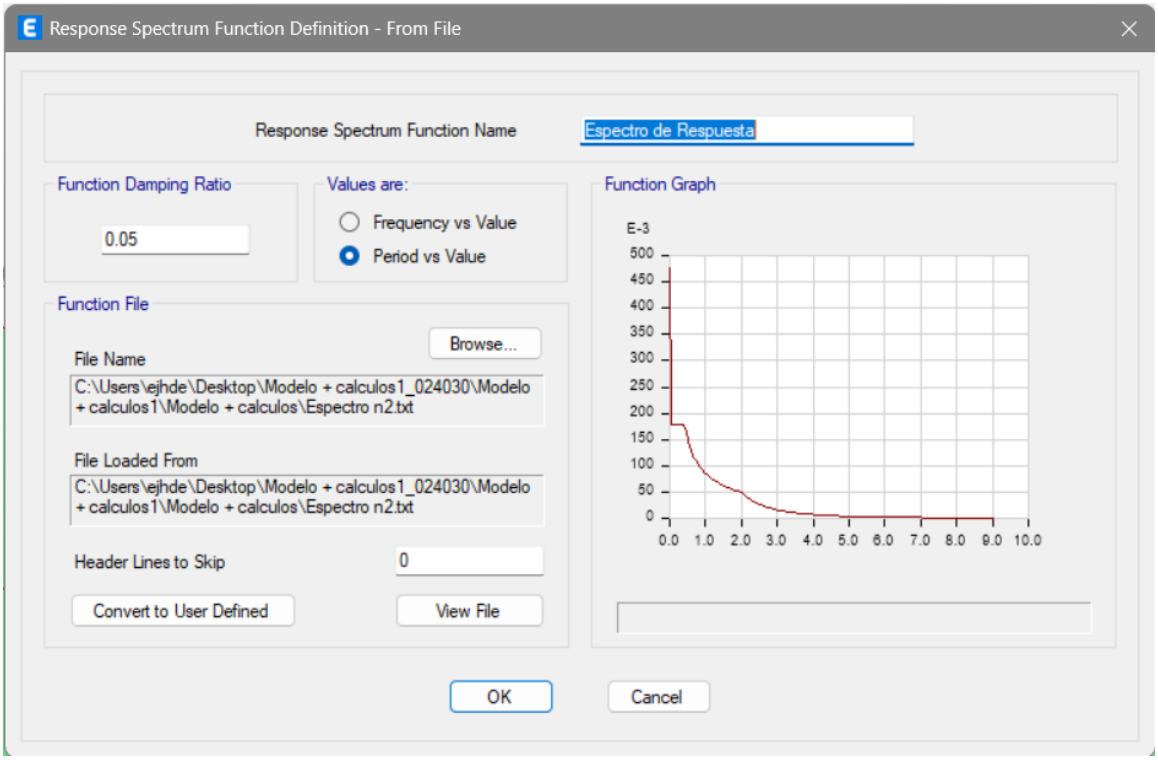


Figura 13. Espectro de respuesta (ETABS V.22.1)

7.6 Combinaciones de cargas

Los elementos resistentes de una estructura se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo incluyen. Esto podrá hacerse por el Método Elástico o por Resistencia Última, y para ambos casos, cada estado de carga se deberá factorar como especifican los Códigos de Diseño.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales (sismo) ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno (Efectos de carga sísmica, Sección 7.8.1 - NSCM-22). Estos se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

Estas combinaciones permiten evaluar los esfuerzos internos más desfavorables en los elementos estructurales, garantizando que la edificación tenga la capacidad suficiente para soportar tanto las cargas gravitacionales como los efectos de un evento sísmico, asegurando así la estabilidad, seguridad y desempeño adecuado de la estructura

De acuerdo con la Sección 7.5.1 de la NSCM-22 que corresponde a las combinaciones básicas LRFD, tenemos:

1. $1.4CM + H$
2. $1.2CM + 1.6CV + 0.5C_{VT} + C_{CV} + H$
3. $1.2CM + 1.6(C_{VT}\ o\ C_{CV}) + (CV\ o\ 0.5V) + H$
4. $1.2CM + V + CV + 0.5(C_{VT}\ o\ C_{CV}) + H$
5. $0.9CM + V + H$
6. $1.2CM + Ev + 0.30Sx + Sy + CV$
7. $1.2CM + Ev - 0.30Sx + Sy + CV$
8. $1.2CM + Ev + 0.30Sx - Sy + CV$
9. $1.2CM + Ev - 0.30Sx - Sy + CV$

10. $1.2CM + Ev + Sx + 0.30Sy + CV$
11. $1.2CM + Ev - Sx + 0.30Sy + CV$
12. $1.2CM + Ev + Sx - 0.30Sy + CV$
13. $1.2CM + Ev - Sx - 0.30Sy + CV$
14. $0.9CM - Ev + 0.30Sx + Sy$
15. $0.9CM - Ev - 0.30Sx + Sy$
16. $0.9CM - Ev + 0.30Sx - Sy$
17. $0.9CM - Ev - 0.30Sx - Sy$
18. $0.9CM - Ev + Sx + 0.30Sy$
19. $0.9CM - Ev - Sx + 0.30Sy$
20. $0.9CM - Ev + Sx - 0.30Sy$
21. $0.9CM - Ev - Sx - 0.30Sy$

Donde,

CM = Carga permanente, peso propio de estructura y carga adicional a la estructura que es fija o tenga carácter permanente (equipos, acaba- dos, fachadas, etc.).

CV = Carga variable definida en sección 7.1

C$_{VT}$ = Carga variable de techo

C$_{CV}$ = Carga por Ceniza Volcánica

H = Empuje del suelo, presión lateral del agua o presión de material almacenado.

V = Carga por Viento

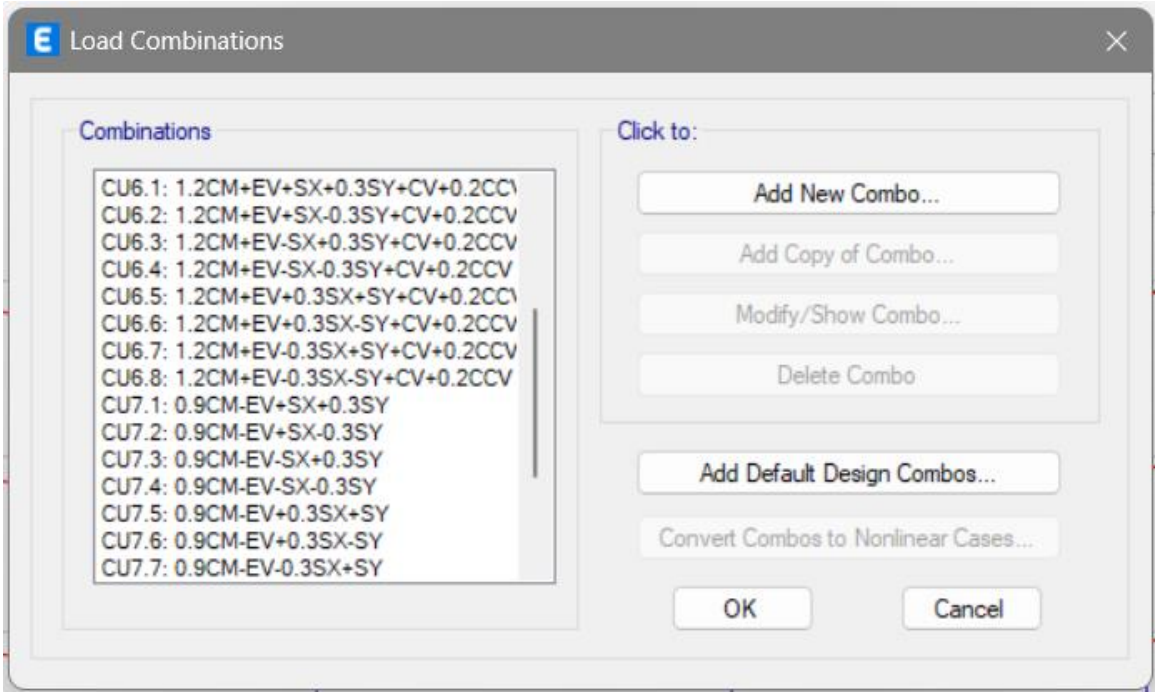


Figura 14. Combinaciones básicas de carga LRFD (NSCM-22, ETABS V.22.1)

7.7 Factores aplicados por normativa

Para el análisis sísmico la normativa determina ciertos factores en base del uso, geometría, importancia, sistema constructivo entre otras características de la edificación, por consiguiente, se obtuvieron:

Clasificación de la estructura y amenaza sísmica		
Factor	Tabla NSCM	Valor/Rango
Categoría de riesgo	Tabla 5.2.2	2
Factor de importancia	Tabla 5.2.1	1
Sismo de diseño según categoría de riesgo	Tabla 5.1.1	Sismo de diseño
Categoría de diseño sísmico	Tabla 5.3.1	D
Coeficiente de modificación de respuesta	Tabla 5.5.1	8
Factor de sobreresistencia		3
Distorsión máxima de piso		0.02
Coeficiente de deflexión		5.5

Definición de los parámetros sísmicos de la estructura		
Factor	Tabla NSCM	Valor/rango
Zonificación	Figura 6.2.1	Z4
Aceleración del suelo	Tabla 14.2	0.36667
Tipo de suelo	Tabla 6.3.1	C
Factores de amplificación vertical por tipo de suelo	Tabla 6.4.1	1.3
Factor de ajuste espectral	Tabla 6.5.1	1
Factor de ajuste espectral		1.33

Tabla 2. Factores y parámetros sísmicos (Elaboración propia)

7.8 Factores de regularidad

Estos son parámetros que evalúan la geometría o distribución de la estructura de un edificio, buscan que los edificios sean lo más simétricos y uniformes posibles, cuando un edificio tiene formas extrañas o cambios bruscos en su estructura, se considera irregular, lo que aumenta el riesgo de daños graves durante un evento sísmico.

7.8.1 Irregularidad en planta

- Irregularidad torsional
- Retrocesos excesivos en las esquinas
- Discontinuidad en los sistemas de piso
- Ejes estructurales no paralelos

Debido a que la edificación planteada presenta una forma rectangular solo se aplica la verificación del primer criterio

7.8.1.1 Irregularidad torsional

La irregularidad torsional se define comparando los desplazamientos en los extremos del edificio según lo establecido en la NSCM en el capítulo 5.4.1 define que:

Φpi = 0.9 cuando la máxima deriva de piso de un extremo es mayor que 1.2 veces el promedio de las derivas de dos extremos

Nodos 1 y 3 a evaluar para comprobar irregularidad

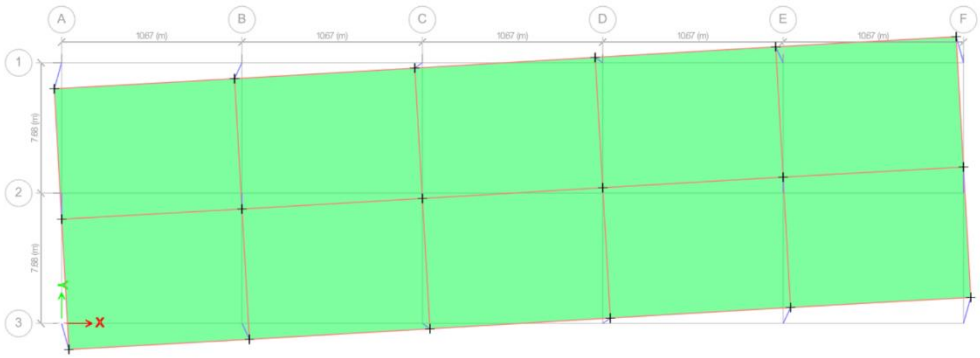


Figura 15. Torsión (ETABS V.22.1)

Nivel	Nodo	Deriva x	1.2*D prom	Deriva max	Cumple	Deriva y	1.2*D prom	Deriva max	cumple
	1	0.027				0.002			
1	3	0.027	0.0324	0.027	no	0.002	0.0024	0.002	no
	1	0.001				0.001			
2	3	0.001	0.0012	0.001	no	0.001	1.20E-03	0.001	no
	1	0.02				0.002			
3	3	0.02	0.024	0.02	no	0.002	0.0024	0.002	no
	1	0.099				0.006			
4	3	0.099	0.1188	0.099	no	0.006	0.0072	0.006	no

Tabla 3. Irregularidad torsional (Elaboración propia)

7.8.2 Irregularidad en elevación

- Piso flexible
- Distribución de masa
- Irregularidad geométrica
- Piso débil

Para esta evaluación debido a la geometría del edificio no es necesario aplicar la irregularidad geométrica.

7.8.2.1 Piso flexible

Se considera irregular si la rigidez lateral de un piso superior es menor que el 70% o el promedio de los tres pisos superiores es menor que 80%

Φpi=0.8

Story	Rigidez lateral		X	Y	X	Y
	X-Dir	Y-Dir	K<70%		K<80% prome 3 sup	
	tonf/mm	tonf/mm	Cumple		Cumple	
Story4	20.25392	21.62223				
Story3	26.841	28.51513	NO	NO		
Story2	31.44153	33.11076	NO	NO		
Story1	52.54704	54.5088	SI	Si	si	si

Tabla 4. Rigidez lateral (Elaboración propia)

7.8.2.2 Distribución de masa

Cuando la masa de alguno de los pisos adyacentes supera el 1.5 veces la masa del piso evaluado se considera irregular, exceptuando la masa del piso superior.

Story	Mx	My	Mx	My
	tonf-s²/m	tonf-s²/m	Cumple	Cumple
Story4	45.96	45.96		
Story3	55.24	55.24	No	No
Story2	55.24	55.24	No	No
Story1	56.21	56.21	No	No

Tabla 5. Distribución de masa (Elaboración propia)

7.8.2.3 Piso débil

Se considera irregular si la resistencia lateral de un piso superior es menor que el 70% o el promedio de los tres pisos superiores es menor que 80%

Φpi=0.8

Story	Resistencia lateral		X	Y
	X-Dir	Y-Dir	F<70%	
	tonf/mm	tonf/mm	Cumple	
Story4	98.2618	97.1275		
Story3	170.521	170.0111		
Story2	221.2103	221.0111	NO	NO
Story1	**249.7031**	**249.2231**	NO	NO

Tabla 6. Resistencia lateral (Elaboración propia)

7.8.2.4 Determinación del factor de irregularidad

Al evaluar las condiciones de irregularidad se obtendría que:

IRREGULARIDAD EN PLANTA		IRREGULARIDAD EN ELEVACION	
ΦPA	1	ΦEA	1
ΦPB	1	ΦEB	0.8
ΦP	1	**ΦE**	0.8

Tabla 7. Factores de irregularidad (Elaboración propia)

7.9 Determinación de carga viva y carga muerta

Debido a la finalidad del uso de la edificación se determinó la aplicación de las siguientes cargas:

Carga	Valor kg/m^2	Nota
Carga viva	250	Establecido en la NSCM Tabla 7.1.1
Carga muerta sobre impuesta	200	Asumida tomando en cuenta pesos de diferentes elementos y sistemas que pueden ser aplicados

Tabla 8. Cargas vivas y muertas (Elaboración propia)

7.10 Masa y peso por nivel

TABLE: Mass Summary by Story				
Story	mX	mY	Wx	Wy
	tonf-s²/m	tonf-s²/m	tonf	tonf
Story4	45.96	45.96	450.8676	450.8676
Story3	55.24	55.24	541.9044	541.9044
Story2	55.24	55.24	541.9044	541.9044
Story1	56.21	56.21	551.4201	551.4201
			2086.0965	**2086.0965**

Tabla 9. Masas y pesos por nivel (Elaboración propia)

7.11 Modos de vibración en el método dinámico espectral (DME)

El resultado de este análisis representa el comportamiento oscilatorio que tendrá la estructura durante un sismo, buscando en este caso para el análisis símico el periodo en el que el 90% de las masas están en participación

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal 1	1	0.694	0.8114	0	0.8114	0	0	0
	2	0.677	0	0.8144	0.8114	0.8144	0	0
	3	0.605	0	0	0.8114	0.8144	0.8153	0.8153
Modal 2	4	0.211	0.126	0	0.9374	0.8144	0	0.8153
	5	0.207	0	0.124	0.9374	0.9384	0	0.8153
	6	0.186	0	0	0.9374	0.9384	0.1235	0.9388
Modal 3	7	0.104	0	0.0467	0.9374	0.9851	0	0.9388
	8	0.104	0.0482	0	0.9856	0.9851	0	0.9388
	9	0.093	0	0	0.9856	0.9851	0.0471	0.9859
Modal 4	10	0.084	0	2.26E-05	0.9856	0.9852	0	0.9859
	11	0.077	0	0.0001	0.9856	0.9853	0	0.9859
	12	0.067	0	0.0135	1.0	1.0	0	1.0

Tabla 10. Modos de vibración DME (Elaboración propia)

Por lo tanto, se obtuvo que para el segundo modo de vibración se alcanzó el 90% de participación de las masas, que es lo que solicita la normativa NSCM-22 en la sección 8.2.2.2.

7.12 Cálculo de fuerza sísmica

Mediante el software ETABS se obtuvieron los valores de cortante de piso, permitiéndonos obtener las fuerzas sísmicas para cada nivel

Nivel	Elevation	FX-Dir	FY-Dir	Vx-Dir	Vy-Dir
	M	tonf	tonf	tonf	tonf
Story4	14.5	79.2434	80.2706	79.2434	80.2706
Story3	11	58.2735	60.2344	137.5169	140.505
Story2	7.5	40.8784	42.1488	178.3953	182.6538
Story1	4	22.9781	23.3157	**201.3734**	**205.9695**

Tabla 11. Fuerzas sísmicas (Elaboración propia)

7.13 Cálculo del periodo fundamentan aproximado

$$T_a = C_t * {h_n}^x \qquad (Ec.8\ )$$

Tabla de Coeficientes para el cálculo del periodo aproximado

C_t	0.0466
x	0.90
h_n	14.5

Tabla 12. Coeficientes para el periodo aproximado (Tabla 8.2.2 NSCM-22)

$$\boldsymbol{T_a = 0.5172 seg}$$

7.14 Cálculo del periodo fundamental máximo

$$T_{máx} = C_u * T_a \qquad (Ec.9)$$

$$a_0 = 0.366670$$

$$F_{as} = 1.3$$

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

Tabla de Coeficientes para límite superior del período máximo calculado

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

Tabla 13. Coeficientes para el periodo máximo (Tabla 8.2.1 NSCM-22)

$$C_u = 1.4$$

$$\boldsymbol{T_{máx} = 0.72408\ seg}$$

Debido a que el periodo fundamental es menor al periodo máximo calculado, se usará T como periodo fundamental máximo en ambos ejes.

$$\boldsymbol{Tx = 0.694 seg}$$

$$\boldsymbol{Ty = 0.677 seg}$$

7.15 Cálculo del coeficiente sísmico

Coeficiente sísmico (*Ec.8.2-2 NSCM-22)*

$$C_S = \begin{cases} \frac{\beta A_0}{R_o} & 0 \le T \le FS_{T_c} \cdot T_c \\ \frac{\beta A_0}{R_o}\left(\frac{F_s T_c}{T}\right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \le T \le T_d \\ \frac{\beta A_0}{R_o}\left(\frac{F_s T_c}{T}\right)^p \left(\frac{T_d}{T}\right)^q & T_d \le T \end{cases}$$

$$\boldsymbol{C_s x = 0.1150298} \qquad \boldsymbol{C_s y = 0.1173349}$$

7.15.1 Cálculo del coeficiente sísmico mínimo

$$Cs_{min} = Fs_{Tc} * \beta * \frac{A_0}{2 * R_0} \qquad (Ec.\ 10)$$

$$\boldsymbol{Cs_{min} = 0.11916775}$$

Se utiliza el valor más alto de los coeficientes sísmicos calculados:

$$\boldsymbol{C_s x, y = 0.11916775}$$

7.16 Cálculo del cortante basal estático

De la tabla 9 se extrae el valor del peso del edificio

$$W = 2086.0965\ tonf$$

$$V_{be} = W * C_s \qquad (Ec.\ 11)$$

$$\boldsymbol{V_{be} x, y = 248.5954\ tonf}$$

7.17 Relación de cortantes

$$\frac{V_{bD} X,Y}{V_{be} X,Y}$$

Relacion de cortante basal		
	x	y
Dinámico	201.3734	205.9695
Estático	248.5954	248.5954
Vb/Vbe	0.8100447	0.8285329
FE	1.24	1.21

Tabla 14. Relación del cortante basal (Elaboración propia)

7.18 Recalculando de cortante basal dinámico

El programa arroja el cortante de piso para ambas direcciones y se multiplican por el factor de escalamiento, Se obtiene:

TABLE: Base Reactions Escalado		
Output Case	FX	FY
	tonf	tonf
SDX	**249.7031**	0
SDY	0	**249.2231**

Tabla 14. Cortante basal dinámico (Elaboración propia)

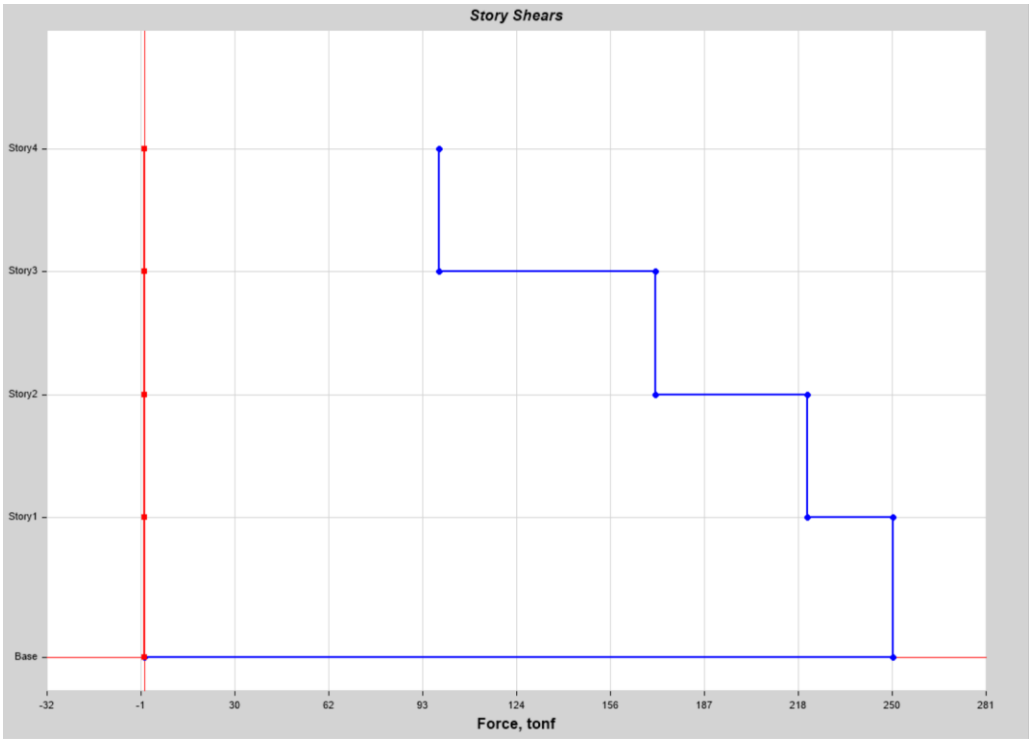


Figura 16. Cortante de piso en el eje X (ETABS V.22.1)

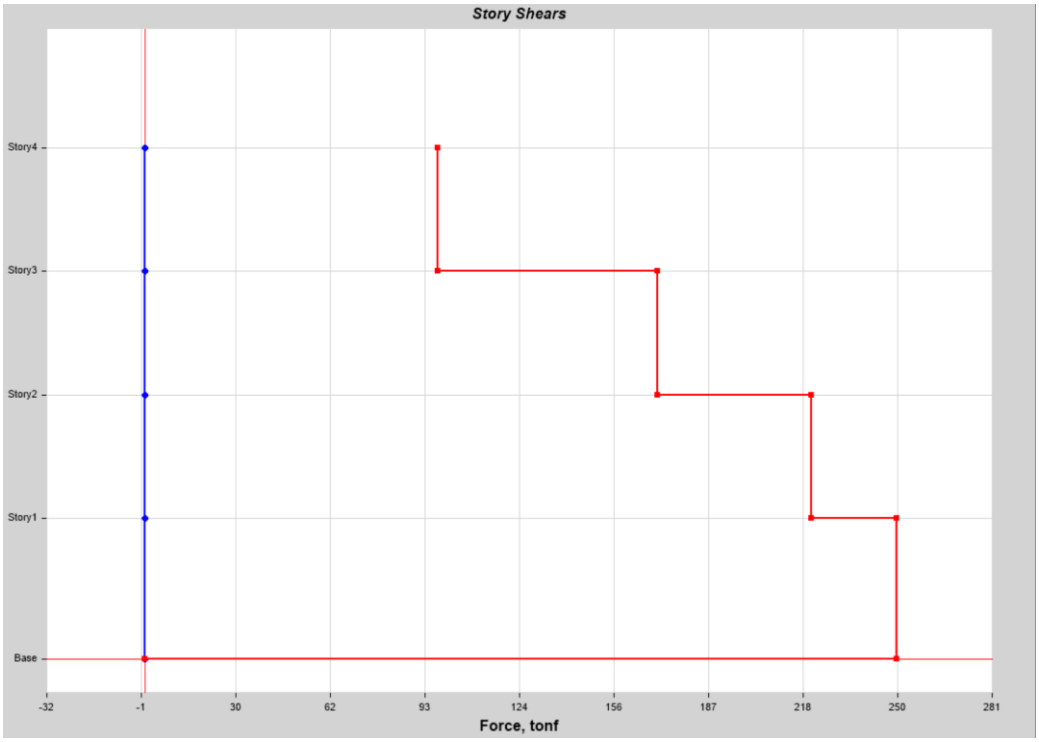


Figura 17. Cortante de piso en el eje Y (ETABS V.22.1)

7.19 Verificación del diseño estructural

Una vez realizado el análisis estructural del modelo, se procede a la verificación del diseño de los elementos estructurales con el objetivo de comprobar que estos cumplen con los requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad establecidos en el ACI 318-19. Esta etapa consiste en revisar los resultados obtenidos directamente del software ETABS y evaluar el comportamiento de vigas, columnas y del sistema estructural en general.

7.19.1 Capacidad de los elementos

En la verificación del criterio columna fuerte – viga débil se evaluó la relación (6/5) Beam/Column Capacity Ratio obtenida del software ETABS, la cual permite comprobar que la capacidad a momento de las columnas en los nudos estructurales sea mayor que la capacidad de las vigas que concurren en dichos puntos. Este requisito es fundamental para garantizar un adecuado comportamiento sísmico de la estructura, conforme a las disposiciones

establecidas en el ACI 318-19 en la Sección 18.7.3 correspondiente a marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado.

El programa calcula un índice de capacidad en cada nudo del marco.

Valor ≤ 1.0 → Cumple

Valor > 1.0 → No cumple.

De esta manera se garantiza que, ante la ocurrencia de un evento sísmico, las posibles rótulas plásticas se desarrollen preferentemente en las vigas y no en las columnas, contribuyendo a un comportamiento estructural más dúctil y seguro.

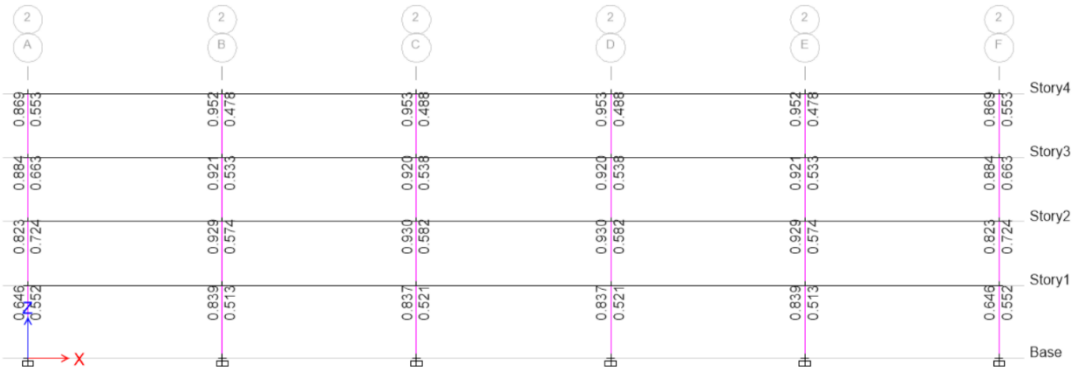


Figura 18. Requerimiento en columnas (ETABS V.22.1)

7.20 Distribución del acero longitudinal y de refuerzo

A continuación, se detallan las ilustraciones correspondientes a las diferentes distribuciones de acero estructural, mostrando la disposición, cantidad y ubicación de las barras según el diseño establecido por el software ETABS.

Columna C 70x70 (1er Nivel)

Axial Force and Biaxial Moment Design for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M2 tonf-m	Minimum M3 tonf-m	Rebar Area mm²	Rebar % %
367.8683	-1.8957	66.3664	13.3315	13.3315	4900	1

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u tonf	Modified Shear V_u tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear ϕV_p tonf	Rebar A_v /s mm²/m
Major, V_{u2}	39.5158	39.5158	71.3335	11.7147	39.438	583.33
Minor, V_{u3}	25.0618	25.0618	71.3335	11.7147	25.0618	583.33

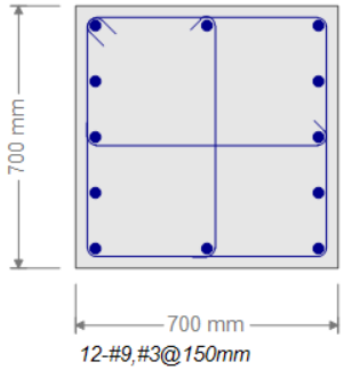


Figura 19. Acero longitudinal en columna central C 1er nivel (ETABS V.22.1)

Columna C1 65x65 (2do, 3er y 4to Nivel)

Axial Force and Biaxial Moment Design for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M2 tonf-m	Minimum M3 tonf-m	Rebar Area mm²	Rebar % %
87.6128	-7.0402	-67.9804	3.0437	3.0437	5579	1.32

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u tonf	Modified Shear V_u tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear ϕV_p tonf	Rebar A_v /s mm²/m
Major, V_{u2}	41.0147	41.0147	35.2038	10.0211	40.9668	541.67
Minor, V_{u3}	23.8797	23.8797	35.2038	10.0211	23.8797	541.67

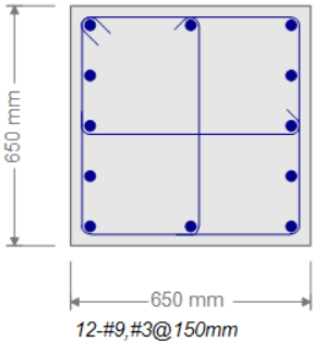


Figura 20. Acero longitudinal en columna central C1 3er nivel (ETABS V.22.1)

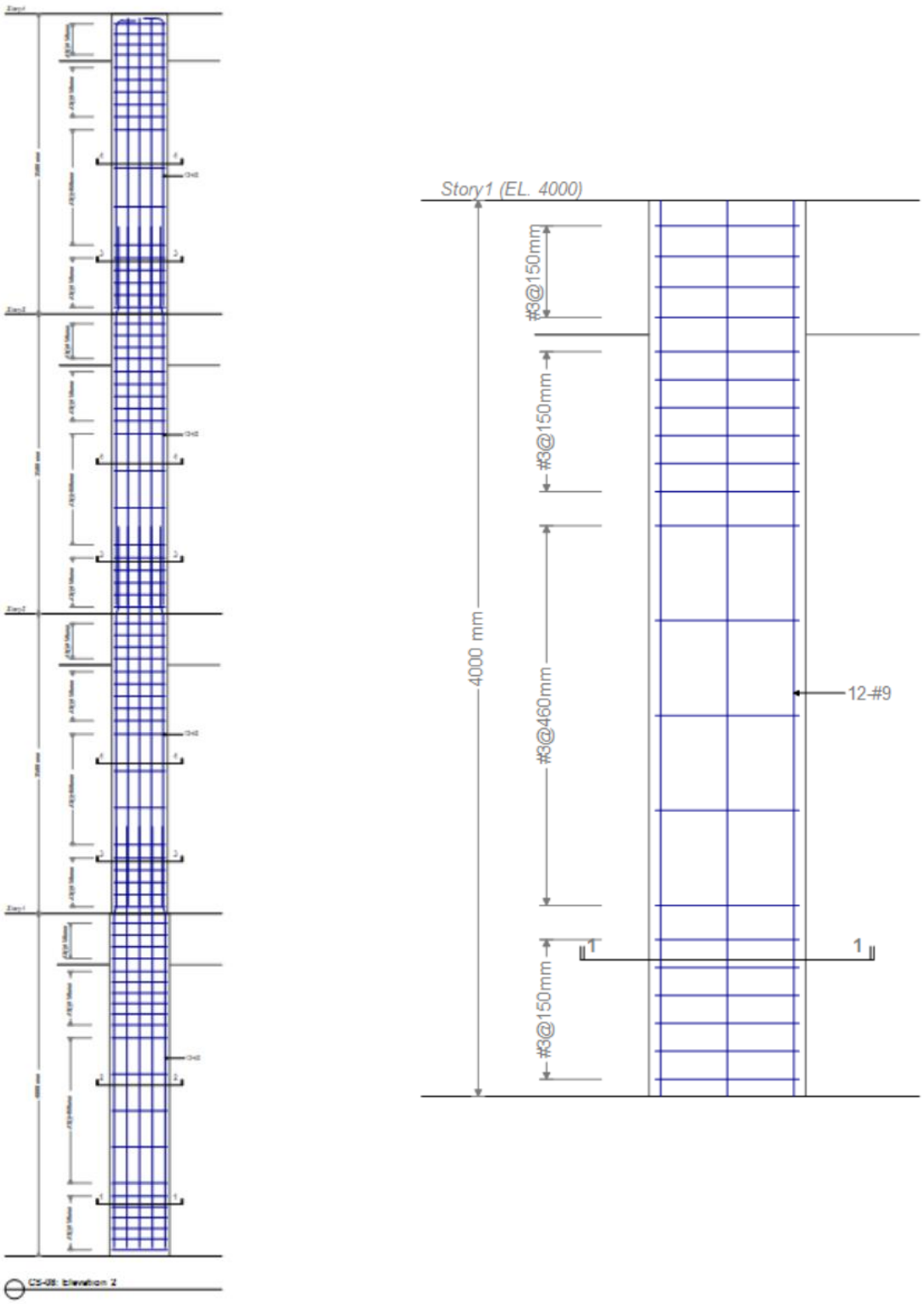


Figura 21. Distribución típica de acero transversal en columnas (ETABS V.22.1)

Viga V1 60x45 (1er, 2do y 3er Nivel)

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-m	Design P_u tonf	-Moment Rebar mm²	+Moment Rebar mm²	Minimum Rebar mm²	Required Rebar mm²
Top (+2 Axis)	-80.1557	0	4683	0	805	4683
Bottom (-2 Axis)	40.0779	-1.8609	359	2158	805	2158

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v /s mm²/m
45.9181	17.3059	28.6122	15.702	1685.66

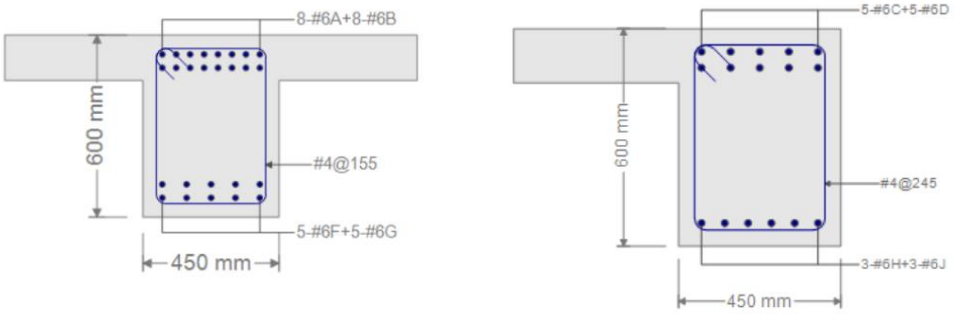


Figura 22. Distribución de acero longitudinal en viga V1 (ETABS V.22.1)

Viga V2 35x55 (4to Nivel)

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-m	Design P_u tonf	-Moment Rebar mm²	+Moment Rebar mm²	Minimum Rebar mm²	Required Rebar mm²
Top (+2 Axis)	-51.5942	3.1084	3309	0	568	3309
Bottom (-2 Axis)	25.7971	0	340	1516	568	1516

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v /s mm²/m
32.2289	12.2138	20.0151	9.8847	1300.36



Figura 23. Distribución de acero longitudinal en viga V2 (ETABS V.22.1)

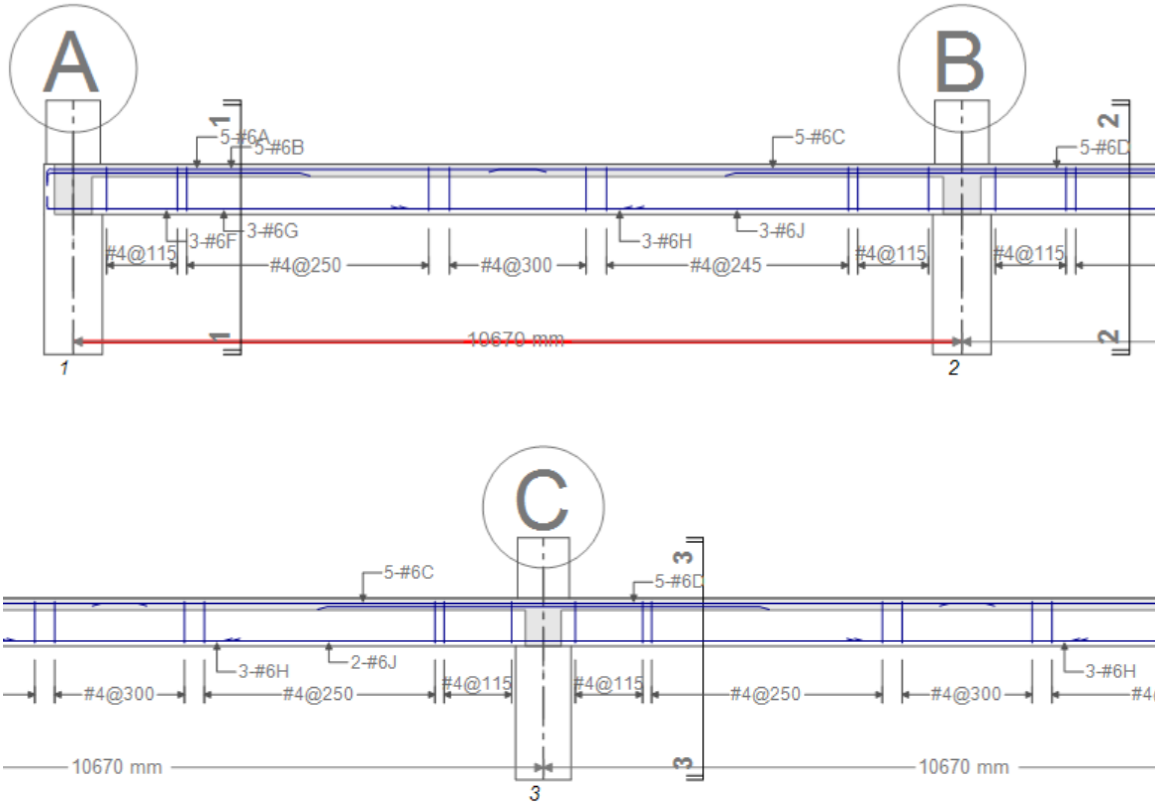


Figura 24. Distribución típica de acero transversal en vigas (ETABS V.22.1)

7.21 Cálculo de las derivas de piso

Para el cálculo de las derivas se tiene el producto de la multiplicación de los desplazamientos por el coeficiente de deflexión entre el factor de importancia de la estructura, con la finalidad de conocer el cumplimiento de la distorsión máxima de piso según normativa igual a 0.02.

$$\Delta_{x,y} = \frac{\Delta_{x,y} * C_d}{I} \qquad (Ec.\ 13)$$

Nivel	hi	D. elásticos		D. inelásticos		Δ d. piso		Distorsiones de piso			
		δiex	δiey	δix	δiyy	Δx	Δy	γx	Cum	γy	Cum
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm				
4	3500	22.685	21.492	124.767	118.206	25.65	23.84	0.0073	Cumple	0.0068	Cumple
3	3500	18.022	17.157	99.121	94.3635	34.38	32.37	0.0098	Cumple	0.0092	Cumple
2	3500	11.771	11.272	64.7405	61.996	38.56	36.72	0.0110	Cumple	0.0104	Cumple
1	4000	4.76	4.595	26.18	25.2725	26.18	25.27	0.0065	Cumple	0.0063	Cumple

Tabla 15. Derivas de piso (Elaboración propia)

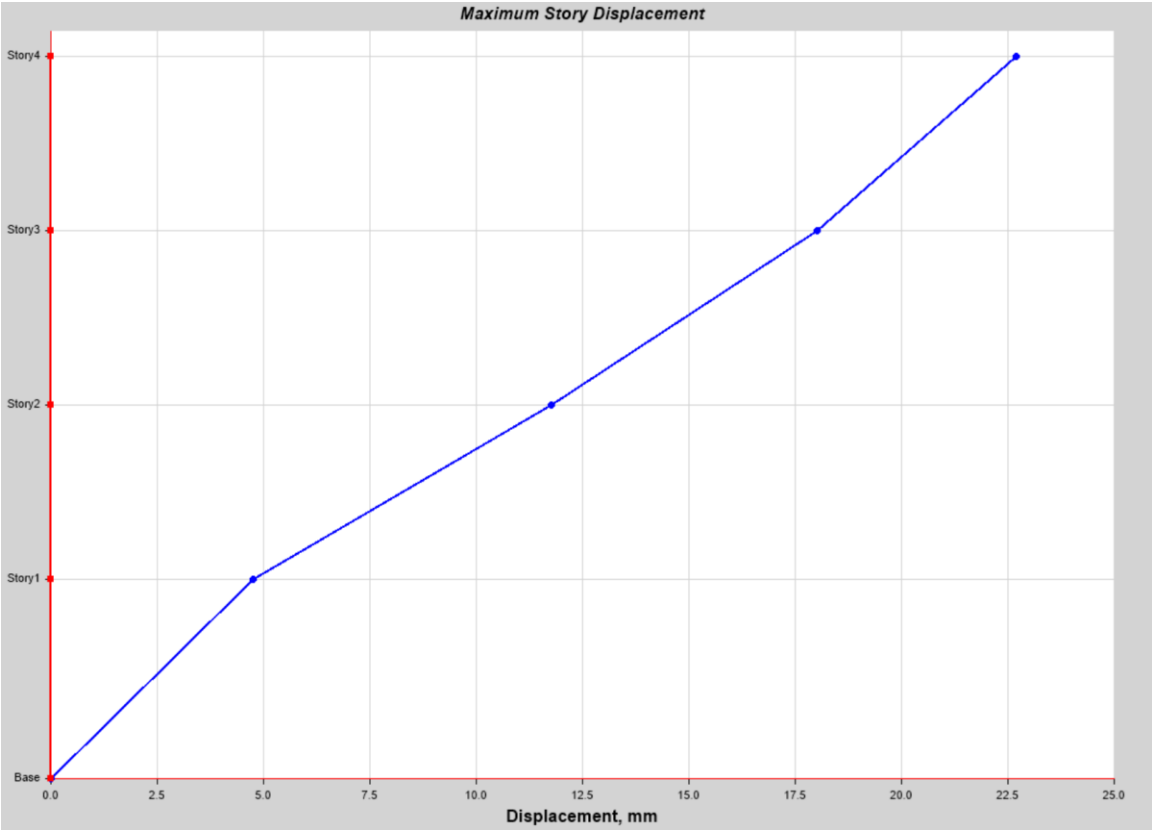


Figura 25. Desplazamiento máximo en X (ETABS V.22.1)

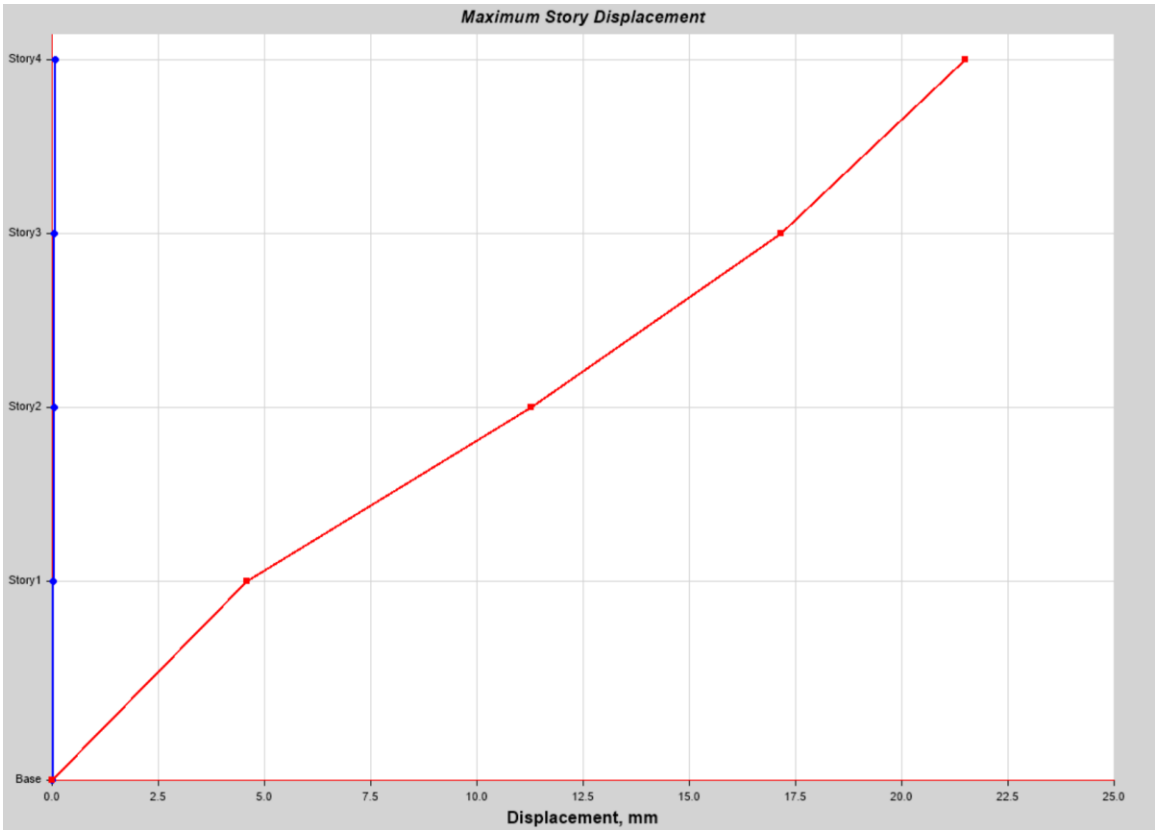


Figura 26. Desplazamiento máximo en Y (ETABS V.22.1)

7.22 Cálculo de la distorsión el efecto P – DELTA

La Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua define el efecto P- como: "efecto secundario producido por las cargas verticales y los desplazamientos laterales, sobre las solicitaciones en los miembros de la estructura deformada" (ibidem, p.9).

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 esta. Cuando el coeficiente de estabilidad (θ) expresión sea igual o menor que 0.1 no será necesario hace un análisis P-Δ (ibidem, p.103).

$$\theta = \frac{P_i * \Delta_i * I}{V_i * h_i * Cd} \qquad (Ec.\ 14)$$

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD EN EJE X							
NIVEL	PESO (tonf)	DERIVA (mm)	I	Vd (tonf)	H (mm)	CD	θ
4	450.868	22.685	1	98.262	3500	5.5	0.0054
3	541.904	18.022	1	72.259	3500	5.5	0.0070
2	541.904	11.771	1	50.689	3500	5.5	0.0065
1	541.904	4.76	1	28.493	4000	5.5	0.0034

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD EN EJE Y							
NIVEL	PESO (tonf)	DERIVA (mm)	I	Vd (tonf)	H (mm)	CD	θ
4	450.868	21.492	1	97.128	3500	5.5	0.0052
3	541.904	17.157	1	72.884	3500	5.5	0.0066
2	541.904	11.272	1	51.000	3500	5.5	0.0062
1	551.420	4.595	1	28.212	4000	5.5	0.0033

Tabla 16. Distorsión efecto P-Delta

En ambos ejes cumple la condición ya que el coeficiente de estabilidad es menor a 0.10.

7.23 Verificación de las condiciones del capítulo 16 y 18 del ACI 318-19 según los resultados obtenidos del modelo.

7.23.1 Capitulo 16 – Conexiones entre miembros

Este capítulo se aplica al diseño de nudos y conexiones en la intersección de los miembros de concreto y para la transferencia de carga entre superficies de concreto.

Art. 16.3.3 La resistencia a momento y carga axial combinadas de las conexiones debe calcularse de acuerdo con 22.4. del ACI 318-19.

Art. 22.4.2.1 La resistencia nominal axial a compresión, *Pn*, no debe ser mayor que *Pn,max.*

$$Po = 0.85f'c(Ag - Ast) + (fy)(Ast)$$

$$Po = 0.85\left(\frac{280kgf}{cm^2}\right)(4900cm^2 - 77.4cm^2) + (4200kgf/cm^2)(77.42cm^2)$$

$$Po = 1{,}472.93\ tonf$$

$$Pn,max = \phi 0.8Po = 0.65(0.8)(1472.93\ tonf) = 765.92\ tonf > Pu\ \checkmark$$

Art. 22.4.2.4 Los estribos de refuerzo para miembros sometidos a compresión deben cumplir con las disposiciones para soporte lateral del refuerzo longitudinal dadas en 10.7.6.2 y 25.7.2. del ACI 318-19.

Art. 10.7.6.2.2 Cuando las vigas o cartelas lleguen a todos lados de la columna, se permite colocar el último estribo a no más de 75 mm debajo del refuerzo horizontal más bajo de la viga o cartela de menor altura.

Art. 10.7.6.5.2 El espaciamiento máximo del refuerzo de cortante debe cumplir con:

a) $Vs \leq 1.1\sqrt{f'c}bwd$

$11{,}715\ Kgf \leq 1.1\sqrt{280kgf/cm^2}(70cm)(66cm);\ \ 11{,}715\ Kgf \leq 85{,}038\ Kgf$

El menor de:

S = d/2 = 330 mm

S = 600 mm

b) $Vs > 1.1\sqrt{f'c}bwd$

S = d/4

S = 300 mm

Como *Vs* es menor a la expresión dada, el espaciamiento máximo del refuerzo de cortante deberá de ser 330 mm, el modelo arroja un espaciamiento de 150 mm, el cual está dentro del límite.

Art. 25.7.2.1 Los estribos de columnas deben tener forma cerrada conformadas por barras corrugadas con un espaciamiento que cumplan con (a) y (b):

a) Espaciamiento libre de al menos 4/3 dagg
b) El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de:
   - 16db de barra longitudinal = 16(28.7 mm) = 459 mm
   - 48db de barra de estribo = 48(9.5 mm) = 456 mm ✓
   - La menor dimensión del miembro = 700 mm

Podemos observar que según el modelo el espaciamiento en la zona centro de los elementos columnas es de 460 mm, por tanto, no está cumpliendo con lo establecido por la norma, por tal razón se recomendaría un espaciamiento por debajo del valor mínimo calculado.

7.23.2 Capitulo 18 – Estructuras sismo resistentes

Art. 18.2.1.6 Los sistemas estructurales designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben limitarse a aquellos designados por el reglamento general de construcción o han sido determinados por la autoridad competente en áreas que no cuenten con un reglamento general de construcción legalmente adoptado. Los pórticos especiales resistentes a momento deben cumplir con 18.2.3 a 18.2.8 y 18.6 a 18.8. del ACI 318-19.

Art. 18.2.5.1 La resistencia especificada a la compresión del concreto en los pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos de los sistemas sísmicos especiales de la Tabla 19.2.1.1.

Tabla 19.2.1.1 — Límites para f'_c

Aplicación	Concreto	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35[1]

$$f'c\ usado = 28MPa = 280\frac{kgf}{cm^2} = 4000\ PSI$$

Art. 18.2.6.1 El refuerzo en los pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos para sistemas sísmicos especiales de 20.2.2.4

Art. 20.2.2.4 Los tipos de barras y alambres de refuerzo no preesforzado deben ser especificados para las aplicaciones estructurales particulares y deben cumplir con la Tabla 20.2.2.4a para refuerzo corrugado.

Tabla 20.2.2.4a — Refuerzo corrugado no preesforzado

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Barras corrugadas
Flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420	Véase 20.2.2.5
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	420	A615M, A706M, A955M, A996M
	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A996M
	Fricción cortante	420	A615M, A706M, A955M, A996M
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	550	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal	420	A615M, A706M, A955M, A996M

$$fy\ usado = 420MPa = 4200\frac{kgf}{cm^2} = 60{,}000\ PSI$$

Art. 18.6.1.1 Vigas de pórticos especiales a momento. Esta sección aplica a las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante.

Art. 18.6.2.1 Límites dimensionales. Las vigas deben cumplir con:

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

l_n = 9.97 mt; 4(0.56 mt) = 2.24 mt ✓

b) El ancho *bw* debe ser al menos igual al menor de:

- 0.3h = 0.3(60 cm) = 18 cm ✓ *bw usado* = 35 cm y 45 cm
- 250 mm = 25 cm

Art. 18.6.3.1 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 inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025 para refuerzo grado 60.

Art. 9.6.1.2 As, min debe ser mayor que:

a) $\frac{0.80\sqrt{f'c}}{fy}\ bwd = \frac{0.80\sqrt{280kgf/cm^2}}{4200kgf/cm^2}\ (45cm)(56cm) = \ 8.03\ cm^2$

b) $\frac{14}{fy}\ bwd = \frac{14}{4200kgf/cm^2}\ (45cm)(56cm) = \ 8.4\ cm^2$ ✓

$\rho = \frac{As\ sup}{bwd} = \frac{45.44cm^2}{(45cm)(56cm)} = 0.018$ ✓ V1

$\rho = \frac{As\ inf}{bwd} = \frac{28.4cm^2}{(45cm)(56cm)} = 0.011$ ✓ V1

Art. 18.6.3.3 Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo.

El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre:

- *d/4 = 56cm/4 = 14 cm*
- *100 mm = 10 cm* ✓

No deben usarse empalmes por traslapo en ubicaciones identificadas de:

a) Dentro de los nudos
b) En una distancia $2h_{viga}$ medida desde la cara del nudo = *2(60cm) = 120 cm*
c) Dentro de una distancia de $2h_{viga}$ medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

Art. 18.6.4.1 Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

a) En una longitud igual a $2h_{viga}$, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.

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.

Art. 18.6.4.4 El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

a) *d/4 = 56cm/4 = 14 cm*
b) *6db principal a flexión (G60) = 6(1.91cm) = 11.5 cm* ✓
c) *150 mm = 15 cm*

Art. 18.7.1.1 Columnas de pórticos especiales resistente a momento. Esta sección aplica a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales.

Art. 18.7.2.1 Limites dimensionales. Las columnas deben cumplir con:

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 (30cm). ✓
b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos *dm/Dm ≥ 0.4*.

70cm/70cm = 1 ✓

Art. 18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

$$\sum Mnc \geq 6/5 \sum Mnb$$

Esta relación busca que la capacidad de las columnas sea al menos un 20% mayor que la de las vigas, forzando a que las vigas se dañen primero ante un sismo (mecanismo disipador), indicando que la suma de momentos resistentes de las vigas no debe superar en 1.2 veces a la suma de los momentos de las columnas.

- **Si el valor es < 1** (valores obtenidos en nuestro caso)**:** Significa que la columna tiene suficiente capacidad para resistir, ese 1.2 veces el momento de la viga. **El diseño es correcto**. ✓

Art. 18.7.4.1 El área de refuerzo longitudinal, *Ast, debe ser al* menos 0.01*Ag* y no debe exceder 0.06*Ag*.

- Ast_{min} = 0.01(70cm x 70cm) = 49 cm²
- *Ast col* = 12#9 = 12(6.45cm²) = 77.4 cm²

  0.01Ag < *Ast col* < *0.06Ag* ✓

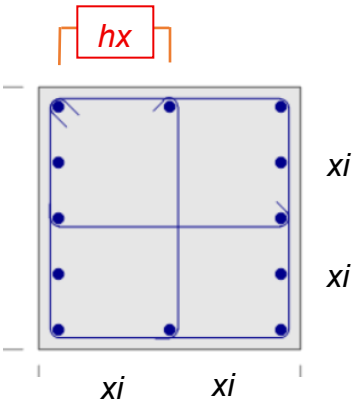
Art. 18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en una longitud l_o medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud l_o debe ser al menos igual a la mayor:

a) *Bmax* columna = *70 cm* ✓

b) *1/6* l_n columna = 3.40 mt / 6 = 56 cm

c) *450 mm* = 45 cm

Art. 18.7.5.2 El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento ***hx*** de 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.



La dimensión *xi* centro a centro entre las ramas de estribos no debe exceder 350mm. El termino *hx* usado, se toma como el mayor valor de *xi*.

Por lo tanto, cumple ✓

Cuando $Pu > 0.3Agf'c$ en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo 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 *hx* no debe exceder 200 mm.

$367.8686\ tonf\ > 0.3(4900cm^2)\left(\frac{280kgf}{cm^2}\right) = \frac{411{,}600kgf}{1000} = 411.6tnf$ (N/A)

Art. 18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

a) 1/4 *bmin* Columna = 70cm/4 = 17.5 cm

b) *6db* de la menor barra del ref. long = 6(28.7mm) = 172.2 mm = 17.2 cm

c) $100\ mm \leq So = 100\left(\frac{350-hx}{3}\right) \leq 150mm$

$So = 100\left(\frac{350-350}{3}\right) = 100\ mm = 10\ cm$ ✓

Art. 18.7.5.4 La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4.

Tabla 18.7.5.4 — Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)

$367.8686\ tonf\ < 0.3(4900cm^2)\left(\frac{280kgf}{cm^2}\right) = 411.6tnf$

a) $0.3\left(\frac{4900cm^2}{4489cm^2}-1\right)\left(\frac{\frac{280kgf}{cm^2}}{\frac{4200kgf}{cm^2}}\right) = 0.0018$

b) $0.09\left(\frac{\frac{280kgf}{cm^2}}{\frac{4200kgf}{cm^2}}\right) = 0.006$ ✓

Art. 18.8.2.2 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento. El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse, en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

Art. 18.8.5.1 Para diámetros de barras N°.3 a N°.11 terminadas con gancho estándar la longitud de desarrollo a tracción ℓ_{dh} se debe determinar mediante:

$$ldh = \frac{fydb}{17\lambda\sqrt{f'c}} = \frac{\left(\frac{4200kgf}{cm^2}\right)(1.9cm)}{17\,(1)\left(\sqrt{\frac{280kgf}{cm^2}}\right)} = 28\,cm \checkmark$$

pero ℓ_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre:

- 8*db* = 8(1.9cm) = 15 cm
- 150 mm = 15 cm

Art. 25.4.9.1 La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión, ℓ_{dc}, debe ser la mayor de:

a) $ldc = \left(\frac{0.075fy}{\lambda\sqrt{f'c}}\right)db = \left(\frac{0.075(4200)}{1\sqrt{280}}\right)(2.87cm) = 54\,cm \checkmark$

b) $ldc = (0.0044fy)db = 0.0044\left(\frac{4200kgf}{cm^2}\right)(2.87cm) = 53\,cm$

c) $200\,mm = 20\,cm$

VIII. Conclusiones

En el presente proyecto se desarrolló el análisis y modelado estructural de un edificio de cuatro niveles destinado a uso de oficinas, utilizando como sistema resistente marcos dúctiles de concreto reforzado capaces de soportar cargas gravitacionales y solicitaciones sísmicas propias de la región. Para ello se elaboró un modelo tridimensional de la estructura mediante el software ETABS, el cual permitió representar adecuadamente las características geométricas y arquitectónicas de la edificación, facilitando la simulación de su comportamiento estructural ante diferentes condiciones de carga.

El análisis estructural fue realizado mediante el método dinámico modal espectral DME, considerando los parámetros de diseño sísmico establecidos en la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua NSCM-22, lo cual permitió evaluar de forma más precisa la respuesta dinámica de la estructura frente a eventos sísmicos. A partir de este análisis se determinaron los principales modos de vibración, los períodos modales y la distribución de fuerzas laterales en la edificación, verificando además que la participación modal acumulada alcanzara al menos el 90 % de la masa estructural, conforme a los criterios establecidos por la normativa vigente.

El dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado, tales como vigas y columnas que conforman los marcos resistentes a momento, se efectuó utilizando las herramientas de diseño integradas del software, bajo los lineamientos establecidos por el ACI 318-19. En este sentido, las secciones finales de los elementos estructurales fueron obtenidas directamente a partir del proceso de diseño desarrollado por el programa, sin realizar verificaciones manuales adicionales, adoptando los resultados generados por el software como base para el cumplimiento de los requisitos de resistencia y comportamiento estructural.

Posteriormente, se realizaron las verificaciones correspondientes al desempeño global de la estructura, evaluando parámetros fundamentales como los

desplazamientos laterales, las derivas entre niveles y el comportamiento dinámico general del edificio. Dichas revisiones permitieron comprobar que la estructura propuesta cumple con los límites y requisitos establecidos por la normativa sismorresistente aplicable, garantizando un comportamiento adecuado ante solicitaciones sísmicas y asegurando condiciones apropiadas de seguridad y estabilidad estructural.

En términos generales, los resultados obtenidos demuestran que el sistema estructural seleccionado y el proceso de análisis empleado permiten satisfacer las exigencias normativas vigentes, constituyendo una propuesta estructural viable para edificaciones de características similares. Asimismo, el proyecto representa un ejercicio integral de aplicación de herramientas de modelación y análisis estructural orientado al diseño sismorresistente de edificaciones de concreto reforzado.

IX. Recomendaciones

Como resultado del desarrollo del presente proyecto de análisis y diseño estructural, se plantean las siguientes recomendaciones orientadas a fortalecer futuros estudios y mejorar los procesos de diseño estructural en edificaciones similares:

- Se recomienda complementar el diseño estructural obtenido mediante herramientas computacionales con verificaciones manuales de algunos elementos estructurales críticos, tales como vigas principales y columnas de mayor solicitación, con el fin de contrastar los resultados generados por el software y garantizar una mayor confiabilidad en el proceso de diseño conforme a los lineamientos establecidos por el ACI 318-19.
- De igual forma, es recomendable que en futuros trabajos se realicen evaluaciones adicionales relacionadas con el desempeño sísmico de la estructura, tales como análisis no lineales o evaluaciones de desempeño estructural, que permitan comprender de forma más detallada el comportamiento de los marcos dúctiles de concreto reforzado ante eventos sísmicos severos.
- Si el edificio de este proyecto llegase a construirse se recomienda revisar a cabalidad los resultados respecto a todas las revisiones de diseño para marcos dúctiles de concreto reforzado según la normativa última actualizada para la fecha de su construcción.
- Se recomienda principalmente al diseñador estructural no confiarse plenamente de los resultados obtenidos de los softwares automatizados para los cálculos de diseño estructural, pues bien, estos solamente son una herramienta que facilita al diseñador a obtener un resultado más rápido y eficiente.

X. Bibliografías

Ministerio de Transporte e Infraestructura – MTI. (2022). Norma sismorresistente para la ciudad de Managua 2022.

American Concrete Institute. (2019). ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

López, C. (2008). Análisis y Diseño Sísmico de un edificio a base Marcos, de acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004. Distrito Federal, México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional.

Martínez, E. (2005). Descripción de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Marcos Dúctiles y Losas Planas. Distrito Federal, México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectira, Escuela Politécnica Nacional.

Otani, S. (2007). Vulnerabilidad Sísmica en Edificios de Concreto Armado. Conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica (págs. 7-9). Lima, Perú: CISMID.

Cerda Ortiz, L. J.; Medrano Álvarez, N. E.; & Membreño Pérez, R. C. (2018). Diseño estructural sismo-resistente a base de marcos dúctiles de concreto reforzado aplicado en edificio de baja altura ubicado en la ciudad de Managua.

XI. Anexos

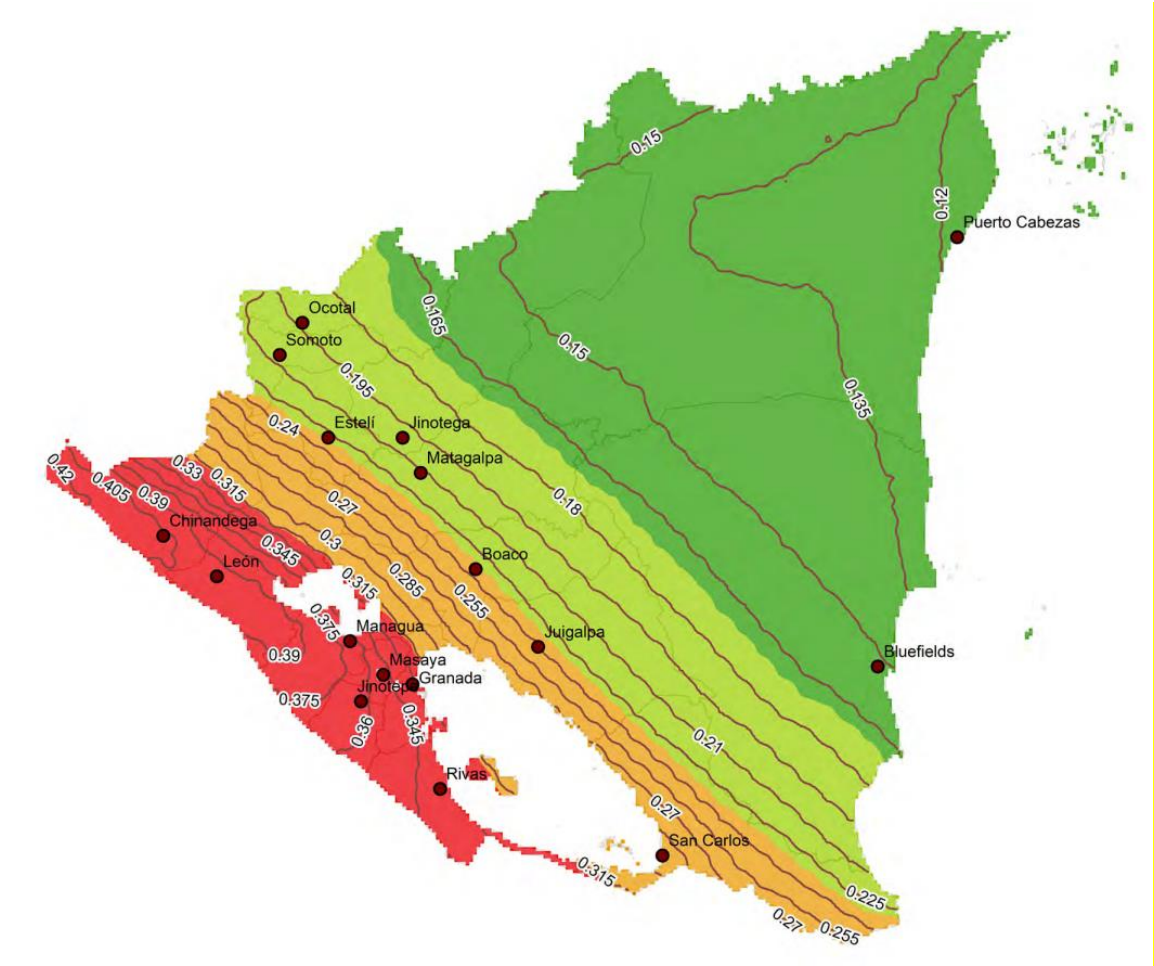
PGA	Categoría de riesgo	
Valores de a_0 en g	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

Clasificación por categoría de diseño sísmico

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.

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Clasificación por grupo de importancia.



Zonificación sísmica para Nicaragua

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_1	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_2	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z_3	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_4	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Factores de amplificación vertical por tipo de suelo *Fas*

$A_0 = a_0 \; F_{as} \; I$

$T_b = 0.05\ s$

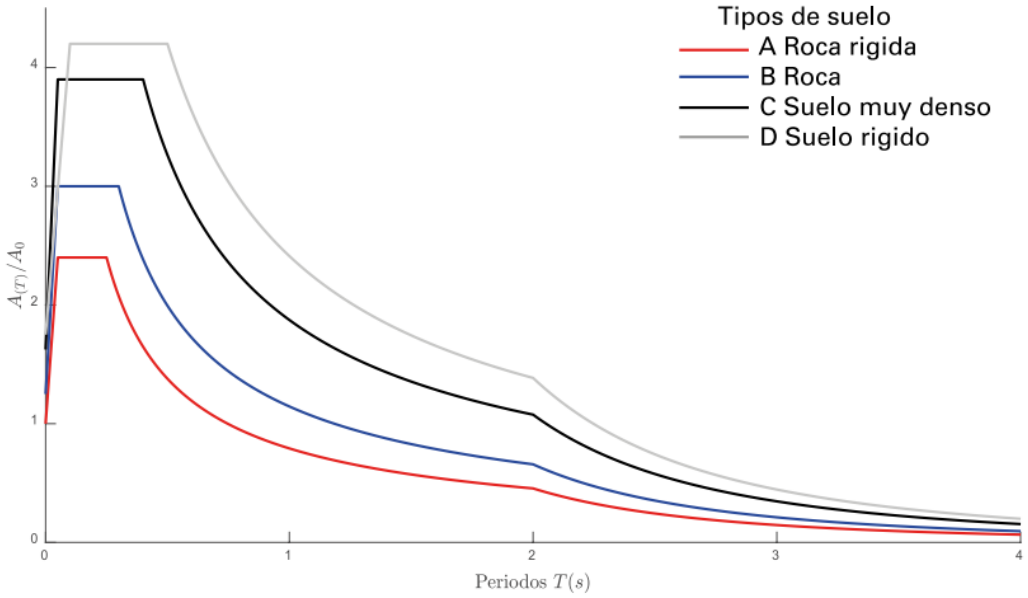
$\beta = 2.4$

$T_c = 0.3\ s$

$p = 0.8$

$T_d = 2\ s$

$q = 2$

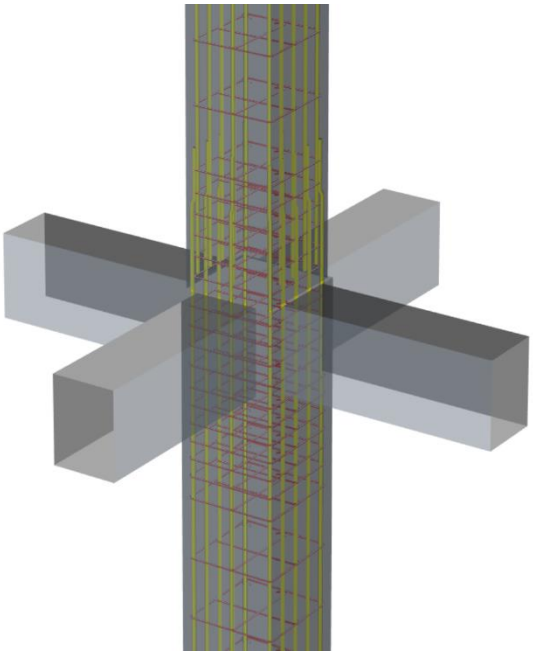


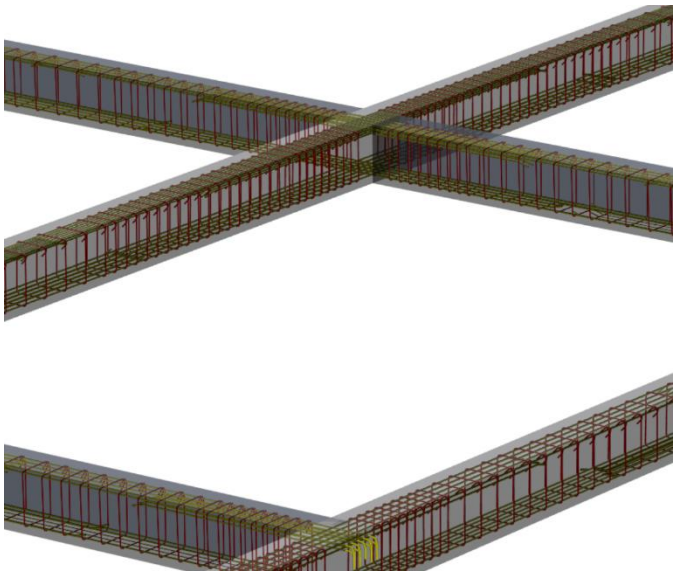
Espectro de respuesta elástico

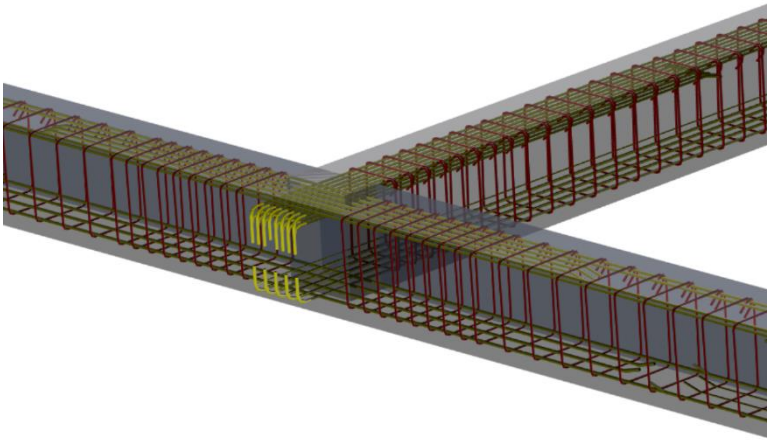
Sistema Estructural	Coeficiente de modificación respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, $\Omega_o{}^b$	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Incluyendo el límite de altura (m) [c]			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9[f]
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP[f]
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos [d]	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos [d]	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos [d]	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP
D. SISTEMAS DUALES CON MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES CAPAZ DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS								
1. Marcos de acero con arriostramiento excéntrico	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente	7	2 ½	5 ½	0.020	SL	SL	SL	SL
3. Muros de corte de concreto reforzado especiales	7	2 ½	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
4. Muros de corte de concreto reforzados ordinarios	6	2 ½	5	0.01	SL	SL	SL	NP
5. Marco compuesto con arriostramiento excéntrico [d]	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
6. Marcos especiales compuestos arriostrados concéntricamente [d]	6	2 ½	5	0.015	SL	SL	SL	SL
7. Muros de corte de mampostería reforzada especial	5 ½	3	5	0.01	SL	SL	SL	SL
8. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	4	3	3 ½	0.006	SL	SL	SL	NP
9. Marcos de acero arriostrado con pandeo restringido	8	2 ½	5	0.025	SL	SL	SL	SL

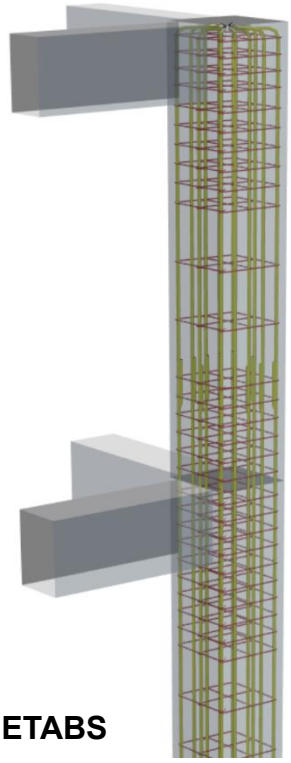
14.2 Tabla de valores de a_0 PGA 475 años

Departamento	Longitud (Oeste)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona
CHINANDEGA	12.62937	-87.13105	0.407450	
EL VIEJO	12.66348	-87.16663	0.406850	
EL REALEJO	12.54307	-87.16466	0.406553	
CORINTO	12.48250	-87.17304	0.402359	
CHICHIGALPA	12.56670	-87.03330	0.396122	
POSOLTEGA	12.54310	-86.97890	0.395105	
QUEZALGUAQUE	12.50610	-86.90330	0.394123	
LA PAZ CENTRO	12.34000	-86.67530	0.392197	
TONALÁ	12.76842	-87.13107	0.391709	
NAGAROTE	12.26750	-86.56530	0.391216	
VILLA EL CARMEN	11.97879	-86.50723	0.386383	
MATEARE	12.23460	-86.43138	0.380808	
EL CRUCERO	11.98330	-86.31670	0.378408	
CUIDAD SANDINO	12.15890	-86.34420	0.378162	
SAN RAFAEL DEL SUR	11.84854	-86.43839	0.374813	
MANAGUA	12.13282	-86.25040	0.366670	
DIRIAMBA	11.85812	-86.23922	0.365774	
SAN MARCOS	11.91670	-86.20000	0.363454	
SANTA TERESA	11.73330	-86.21670	0.360877	
EL ROSARIO	11.83330	-86.16670	0.360298	
LA CONQUISTA	11.73330	-86.20000	0.360043	
MASATEPE	11.91445	-86.14458	0.358639	
LA PAZ DE ORIENTE	11.82159	-86.13065	0.357333	
NANDASMO	11.93330	-86.11670	0.353781	
NIQUINOHOMO	11.90518	-86.09446	0.353352	
MALPAISILLO	12.67572	-86.57162	0.353095	
NANDAIME	11.75000	-86.05000	0.352472	









Detallado estructural de los elementos vigas y columnas - ETABS

Secretaria Académica
DACAC

SECRETARIA DE ÁREA ACADÉMICA

F-8:CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA

El Suscrito Secretario del **AREA DE CONOCIMIENTO ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN** hace constar que:

CARCACHE GONZAGA ELVIS FRANCISCO

Carné: **2009-30284** Turno: **Diurno** Plan de Asignatura: **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, ha aprobado todas las asignaturas correspondientes a la carrera de **INGENIERIA CIVIL,** en el año 2022 y solo tiene pendiente la realización de una de las formas de culminación de estudio.

Se extiende la presente **CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA,** a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los veinte y uno días del mes de noviembre del año dos mil veinte y cinco.

Atentamente,

Secretaria Académica
REPÚBLICA DE NICARAGUA
UNI

MSc. Beatriz de los Angeles Torrez Rodríguez
SECRETARIO DE ÁREA ACADÉMICA

Teléfono (505) 83798901

Recinto Universitario Simón Bolívar.
Avenida Universitaria.
Managua, Nicaragua.

beatriz.torrez@uni.edu.ni
www.uni.edu.ni

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 21-nov-2025

Universidad Nacional de Ingeniería

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
UNI
RECINTO UNIVERSITARIO SIMÓN BOLÍVAR

MATRICULA ORDINARIA CURSO 2026 SEMESTRE 1

CÓDIGO DE ESTUDIANTE	65A16946		
NOMBRE	CARCACHE GONZAGA ELVIS FRANCISCO		
ÁREA/CUR	DIRECCIÓN ÁREA DE CONOCIMIENTO DE ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN		
CARRERA	Ingeniería Civil		
TURNO	Diurno	**SEXO**	M
AÑO MATRICULADO	6	**GRUPO**	D1FCE-CIV-S
SIT. ESC	TRASLADO MISMO CES	**AÑO ING. EDUC. SUP**	2009

AÑO	GRUPO	ASIGNATURA
6	D1FCE-CI	FORMA DE CULMINACIÓN DE ESTUDIOS

LAS ASIGNATURAS MARCADAS CON (*) SON LLEVADAS POR TERCERA VEZ.
Para Consultar Informe de Calificaciones en https://singu.setec.edu.ni/

Correo:
Clave:

FECHA: 07/04/2026 11:30:04

Creado Por: BTORREZ1
Actualizado Por:

INICIO DE CLASES:
-- NUEVO INGRESO 2026:
--PRESENCIAL: LUNES 2 DE FEBRERO
--SABATINO: SÁBADO 31 DE ENERO
--DOMINICAL: DOMINGO 1 DE FEBRERO
--REINGRESO 2026:
-- CARRERAS DE CIENCIAS DE LA SALUD (II AÑO - VI AÑO): LUNES 26 DE ENERO.
--PRESENCIAL: 9 DE MARZO
--SABATINO: 7 DE MARZO
--DOMINICAL: 8 DE MARZO

Secretaria Académica
DACAC

SECRETARIA DE ÁREA ACADÉMICA

F-8:CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA

El Suscrito Secretario del **AREA DE CONOCIMIENTO ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN** hace constar que:

HERNANDEZ ACUÑA EDWIN JASET

Carné: **2019-0053J** Turno: **Diurno** Plan de Asignatura: **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, ha aprobado todas las asignaturas correspondientes a la carrera de **INGENIERIA CIVIL**, en el año 2024 y solo tiene pendiente la realización de una de las formas de culminación de estudio.

Se extiende la presente **CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los ocho dias del mes de noviembre del año dos mil veinte y cinco.

Atentamente,

Secretaria Académica

MSc. Beatriz de los Angeles Tórrez Rodríguez
SECRETARIO DE ÁREA ACADÉMICA

Recinto Universitario Simón Bolivar.
Avenida Universitaria.
Managua, Nicaragua.

Teléfono (505) 83798901

beatriz.torrez@uni.edu.ni
www.uni.edu.ni

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 08-nov-2025

Universidad Nacional de Ingeniería

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
UNI
RECINTO UNIVERSITARIO SIMÓN BOLÍVAR

MATRICULA ORDINARIA CURSO 2026 SEMESTRE 1

CÓDIGO DE ESTUDIANTE	6FDCF102		
NOMBRE	HERNANDEZ ACUÑA EDWIN JASET		
ÁREA/CUR	DIRECCIÓN ÁREA DE CONOCIMIENTO DE ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN		
CARRERA	Ingeniería Civil		
TURNO	Diurno	**SEXO**	M
AÑO MATRICULADO	6	**GRUPO**	D1FCE-CIV-S
SIT. ESC	REINGRESO	**AÑO ING. EDUC. SUP**	19

AÑO	GRUPO	ASIGNATURA
6	D1FCE-CI	FORMA DE CULMINACIÓN DE ESTUDIOS

LAS ASIGNATURAS MARCADAS CON (*) SON LLEVADAS POR TERCERA VEZ.
Para Consultar Informe de Calificaciones en https://singu.setec.edu.ni/

Correo:
Clave:

FECHA: 23/03/2026 10:36:10

Creado Por: ETORRES
Actualizado Por: ETORRES

INICIO DE CLASES:
-- NUEVO INGRESO 2026:
--PRESENCIAL: LUNES 2 DE FEBRERO
--SABATINO: SÁBADO 31 DE ENERO
--DOMINICAL: DOMINGO 1 DE FEBRERO
--REINGRESO 2026:
-- CARRERAS DE CIENCIAS DE LA SALUD (II AÑO - VI AÑO): LUNES 26 DE ENERO.
--PRESENCIAL: 9 DE MARZO
--SABATINO: 7 DE MARZO
--DOMINICAL: 8 DE MARZO

Secretaria Académica
DACAC

SECRETARIA DE ÁREA ACADÉMICA

F-8:CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA

El Suscrito Secretario del **AREA DE CONOCIMIENTO ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN** hace constar que:

MENDOZA SOLORZANO JAVIER ANTONIO

Carné: **2005-20292** Turno: **Diurno** Plan de Asignatura: **97** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, ha aprobado todas las asignaturas correspondientes a la carrera de **INGENIERIA CIVIL**, en el año 2009 y solo tiene pendiente la realización de una de las formas de culminación de estudio.

Se extiende la presente **CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los siete días del mes de noviembre del año dos mil veinte y cinco.

Atentamente

MSc. Beatriz de los Angeles Tórrez Rodríguez
SECRETARIO DE ÁREA ACADÉMICA

Teléfono (505)8379890

Recinto Universitario Simón Bolívar.
Avenida Universitaria.
Managua, Nicaragua.

beatriz.torrez@uni.edu.ni
www.uni.edu.ni

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 07-nov-2025

Universidad Nacional de Ingeniería

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
UNI
RECINTO UNIVERSITARIO SIMÓN BOLÍVAR

MATRICULA ORDINARIA CURSO 2026 SEMESTRE 1

REPOSICIÓN HOJA DE MATRÍCULA

CÓDIGO DE ESTUDIANTE	13-01372-8		
NOMBRE	MENDOZA SOLORZANO JAVIER ANTONIO		
ÁREA/CUR	DIRECCIÓN ÁREA DE CONOCIMIENTO DE ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN		
CARRERA	Ingeniería Civil		
TURNO	Diurno	**SEXO**	M
AÑO MATRICULADO	6	**GRUPO**	D1FCE-CIV-S
SIT. ESC	REINGRESO	**AÑO ING. EDUC. SUP**	2005

E. M	AÑO	GRUPO	ASIGNATURA
M	6	D1FCE-CI	FORMA DE CULMINACIÓN DE ESTUDIOS

LAS ASIGNATURAS MARCADAS CON (*) SON LLEVADAS POR TERCERA VEZ.
Para Consultar Informe de Calificaciones en https://singu.setec.edu.ni/

FECHA: 11/04/2026

Creado Por: ISOZA
Actualizado Por: