



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE
INGENIERÍA

COMPARATIVA SOBRE EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DEL
GRUPO A REALIZADO DE ACUERDO CON LAS NTCS 2017/2020
Y LA NUEVA VERSIÓN PROPUESTA DE LAS NTCS

T E S I N A

QUE PARA OBTENER EL:
GRADO DE ESPECIALISTA

EN:
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:
ING. FRANCISCO JAVIER ARMENTA ARMENTA



DIRECTOR DE TESINA:
DR. MAURO POMPEYO NIÑO LAZARO

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., 2024

AGRADECIMIENTOS

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**. Por permitirme continuar con mi formación académica, profesional y personal.

Al **Consejo Nacional de Humanidades Ciencia y Tecnología (CONAHCYT)**. Por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de posgrado.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM**. Por darme la oportunidad de trabajar en sus instalaciones rodeado de prestigiosos investigadores.

A la **Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez** y **Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro**. Por su guía, su enseñanza, su paciencia y su apoyo, pero principalmente su amistad.

Al **M.I. Jose Alberto Rodriguez**. Por su ayuda y tiempo en la realización de esta investigación.

Al equipo de trabajo de la Dra. Sonia; en especial a **M.I. Jose Cabrera** y **M.I. Jonathan de Anda**. Por las discusiones académicas, reflexiones y sus consejos.

A la **DGAPA-UNAM** por su apoyo dentro del proyecto PAPIIT-IN100423.

“La educación como la luz del sol, puede y debe llegar a todos”

José P. Varela

DEDICATORIA

A mi madre,

Guadalupe Armenta Machado, por su infinito amor, no existen palabras para agradecer todo lo que ha hecho por mí.

A mi hermana,

Daniela Armenta, por mostrarme la fortaleza y temple con que se debe vivir la vida.

A Julia

Por su apoyo, paciencia y la forma tan bonita de amarme.

Siempre se trató de ustedes

RESUMEN

Actualmente, la ingeniería mexicana está trabajando para alinear sus normativas con las técnicas más avanzadas en ingeniería estructural y sísmica a nivel internacional. Este esfuerzo se refleja en la edición de 2023 de la normativa, que presenta un formato más transparente, permitiendo una mejor relación entre las decisiones de diseño y el desempeño esperado del sistema estructural ante eventos sísmicos. Además, se hace mayor énfasis en la importancia del control de la deformación lateral de los sistemas estructurales, con el objetivo de lograr un mejor control del daño.

La NTC-DS 2023 mantiene el diseño basado en fuerzas, utilizando un espectro sísmico reducido por ductilidad y sobre-resistencia para estimar las fuerzas internas y distorsiones de entrepiso. Sin embargo, se introduce una matriz de objetivos de diseño, estableciendo niveles de desempeño específicos para diferentes intensidades sísmicas y tipos de edificaciones. Para edificaciones del grupo B, se fijan niveles de desempeño de "limitación de daño no estructural" y "seguridad de vida" para la intensidad sísmica de sismo frecuente y sismo base de diseño, respectivamente, y ofrece la opción de verificar la "prevención de colapso" para sismo infrecuente. Por su parte, para edificaciones del grupo A, la normativa es más estricta, exigiendo "ocupación inmediata" y "seguridad de vida" para las intensidades sísmicas de sismo base de diseño e infrecuente, respectivamente. Esta mayor exigencia subraya la importancia de garantizar las expectativas de la sociedad para este tipo de estructuras, es decir, la habitabilidad de ellas después de un evento sísmico.

En el presente documento se evalúa el impacto en términos estructurales y económicos producto de los cambios en la metodología de diseño que plantea la nueva normativa. Para ello, se diseña un edificio del grupo A de mediana altura, con marcos de ductilidad baja de concreto reforzado, ubicado en zona de transición de la Ciudad de México, siguiendo los lineamientos plasmados en cada versión de la NTC-DS (2017 y 2023).

Los resultados obtenidos indican que la metodología de la nueva versión (2023) concibe una estructura con un desempeño estructural y propiedades estructurales globales significativamente superiores, a costa de un aumento de los volúmenes de obra que se traduce en un aumento del 41% del costo inicial con respecto a la estructura diseñada con la normativa anterior (2017). Este aumento en los costos se atribuye principalmente a la necesidad de implementar niveles de desempeño superiores a los que anteriormente contemplaba la normativa.

ÍNDICE DE CONTENIDO

I.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Motivación / Problemática	1
1.2.	Objetivo general	1
1.3.	Objetivos específicos.....	1
1.4.	Limitaciones	1
1.5.	Nomenclatura usada	2
II.	ANTECEDENTES.....	3
2.1.	Historia de reglamentación sísmica en México.....	3
2.2.	Estructuras Esenciales	8
2.3.	Diseño basado en desempeño.....	9
2.4.	Cambios en el diseño sísmico en la Norma Técnica Complementaria de Diseño por Sismo	12
III.	CASO DE ESTUDIO.....	16
3.1.	Descripción del edificio	16
3.2.	Sistema estructural propuesto.....	16
3.3.	Normatividad.....	17
3.4.	Modelación numérica del edificio.....	17
3.4.1.	Consideraciones y modelado	17
3.4.2.	Propiedades mecánicas de los materiales	18
3.5.	Análisis de cargas gravitacionales.....	18
3.6.	Combinaciones de carga y estados límite	20
IV.	ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO.....	21
4.1.	Determinación de demanda sísmica.....	21
4.1.1.	Clasificación de la estructura / Factor de importancia	21
4.1.2.	Zonificación sísmica.....	21
4.1.3.	Espectro de peligro uniforme y espectros elásticos.....	21
4.1.4.	Factor de comportamiento sísmico, Q y factor de reducción de ordenadas espectrales, Q'	23
4.1.5.	Factor de sobre-resistencia (R).....	24
4.1.6.	Condiciones de regularidad	25

4.1.7.	Espectros sísmicos de diseño.....	30
4.1.8.	Distorsiones máximas permisibles	31
4.2.	Efectos a considerar	31
4.2.1.	Agrietamientos.....	31
4.2.2.	Efectos de torsión	33
4.2.3.	Efectos de segundo orden	33
4.2.4.	Efectos bidireccionales	34
4.3.	Análisis dinámico modal espectral.....	35
4.3.1.	Modos de vibrar y participación de masa	35
4.3.2.	Desplazamiento de entrepiso	36
4.3.3.	Distorsión de entrepiso	36
4.3.4.	Cortantes de entrepiso	37
4.3.5.	Comparación de resultados.....	38
V.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	39
5.1.	Trabes	42
5.1.1.	Estructura E-17	42
5.1.2.	Estructura E-23	43
5.2.	Columnas.....	44
5.2.1.	Estructura E-17	44
5.2.2.	Estructura E-23	46
5.3.	Unión viga-columna.....	48
5.3.1.	Estructura E-17	48
5.3.2.	Estructura E-23	49
VI.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	52
6.1.	Patrón de carga	52
6.2.	Propiedades esperadas de los materiales	53
6.3.	Modelado no lineal de los elementos	53
6.4.	Curvas de capacidad.....	56
6.5.	Evaluación de parámetros Q y R.....	57
6.6.	Mecanismos de colapso.....	59
VII.	ANÁLISIS DE COSTOS INICIALES.....	61
VIII.	CONCLUSIONES	64

IX. REFERENCIAS.....	66
-----------------------------	-----------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1 Hospital Juárez antes y después del sismo de 1985 (Rodríguez, 2010).....	8
Figura II.2 Nota periodística del caso de la clínica 25 del IMSS Tomada de https://www.jornada.com.mx/2020/02/25/sociedad/031n1soc	9
Figura II.3 Daño estructural asociada a cada nivel de desempeño (Moehle y Deierlein, 2004).....	10
Figura II.4 Matriz de objetivos de desempeño Visión 2000 (Vallejo, 2004).	12
Figura II.5 Límites de deformación lateral para los diferentes niveles de desempeño estructural (NTC-DS, 2023)....	14
Figura III.1 Ubicación de la estructura propuesta.	16
Figura III.2 Vista en planta y elevación de la estructura.	16
Figura III.3 Vista del modelo matemático de análisis.	17
Figura IV.1 Espectros de peligro uniforme.	22
Figura IV.2 Espectros elásticos.	22
Figura IV.3 Espectros de diseño.	31
Figura IV.4 Modos de vibrar E-17.	35
Figura IV.5 Modos de vibrar E-23.	35
Figura IV.6 Desplazamiento de entrepiso. a) E-17; Limitación de daños, b) E-17; Prevención de colapso, c) E-23; Ocupación inmediata, d) E-23; Seguridad de vida.	36
Figura IV.7 Distorsión de entrepiso. a) E-17; Limitación de daños, b) E-17; Prevención de colapso, c) E-23; Ocupación inmediata, d) E-23; Seguridad de vida.	37
Figura IV.8 Distorsión de entrepiso. a) E-17; Prevención de colapso, b) E-23; Ocupación inmediata, c) E-23; Seguridad de vida.	37
Figura IV.9 Comparativa de resultados. a) Desplazamiento de entrepiso, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortante de entrepiso.	38
Figura V.1 Factor de resistencia FR para momento, fuerza axial o momento con fuerza axial en función de la deformación unitaria a tensión del acero (NTC-DCEC, 2023).	39
Figura V.2 Detalles estructurales de traveses de estructura E-17.	42
Figura V.3 Detalles estructurales de traveses de estructura E-23.	43
Figura V.4 Detalles estructurales de columnas de estructura E-17.	44
Figura V.5 Diagramas de interacción para columnas de estructura E-17. a) C-01, b) C-02, c) C-03.	45
Figura V.6 Detalles estructurales de columnas de estructura E-23.	46
Figura V.7 Diagramas de interacción para columnas de estructura E-23. a) C-01, b) C-02, c) C-03.	47
Figura V.8 Mecanismos resistentes a fuerza cortante en un nodo (Kim & LaFave, 2009).	48
Figura V.9 Detalle estructural de unión viga-columna E-17.	49
Figura V.10 Determinación de cortante de diseño en nodo.	49
Figura V.11 Configuraciones típicas de uniones viga-columna (Adaptada Bonacci & Alcocer, 2002).	50
Figura V.12 Área efectiva de unión viga-columna (Adaptada NTC-DCEC, 2023).	51
Figura V.13 Detalle estructural de unión viga-columna E-23.	51
Figura VI.1 Idealización no lineal de elementos viga – columna (NIST, 2010).	53
Figura VI.2 Curvas backbone idealizadas de curvas de histéresis monotónicas y cíclicas (PEER/ATC 72, 2010).	54
Figura VI.3 Curva backbone o esquelética momento-rotación (NTC-EREE, 2023).	55
Figura VI.4 Curvas de capacidad. E-17 y E-23.	56
Figura VI.5 Curvas de capacidad bilineales. E-17 y E-23.	58
Figura VI.6 Definición de parámetros de sobre-resistencia y ductilidad (NTC-DS, 2023).	59
Figura VI.7 Mapeo de articulaciones plásticas de estructura E-17. Marco perimetral – Marco central.	60
Figura VI.8 Mapeo de articulaciones plásticas de estructura E-23. Marco perimetral – Marco central.	60
Figura VII.1 Comparativa de costos iniciales de obra.	62

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1 Niveles de diseño sísmico. Adaptado de Visión 2000 (SEAO, 1995).....	11
Tabla II.2 Matriz de objetivos de diseño para estructuras convencionales. Adaptada (NTC-DS, 2023).....	13
Tabla III.1 Propiedades mecánicas del concreto utilizadas para ambas estructuras.....	18
Tabla III.2 Propiedades mecánicas del acero utilizadas para ambas estructuras.....	18
Tabla III.3 Cargas muertas consideradas para entresijos.	19
Tabla III.4 Cargas muertas consideradas para azotea.	19
Tabla III.5 Cargas vivas en función del uso (NTC-CADDE, 2023).	19
Tabla III.6 Combinaciones de cargas estado límite de servicio para estructura E-17.....	20
Tabla III.7 Combinaciones de cargas estado límite de falla para estructura E-17.....	20
Tabla III.8 Combinaciones de cargas estado límite de servicio para estructura E-23.....	20
Tabla III.9 Combinaciones de cargas estado límite de falla para estructura E-23.....	20
Tabla IV.1 Zona sísmicas (NTC-DS, 2023).	21
Tabla IV.2 Parámetros de espectros elásticos.	23
Tabla IV.3 Parámetros de ductilidad.....	24
Tabla IV.4 Parámetros de sobre-resistencia.	25
Tabla IV.5 Momentos de inercia para cálculo de rigideces (NTC-DCEC, 2017).	32
Tabla IV.6 Momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas (NTC-DCEC, 2023).	32
Tabla IV.7 Valores alternativos de momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas (NTC-DCEC, 2023).	32
Tabla IV.8 Excentricidad accidental para ambas estructuras.....	33
Tabla IV.9 Revisión para efectos de segundo orden; E-17.	34
Tabla IV.10 Revisión para efectos de segundo orden; ocupación inmediata E-23.	34
Tabla IV.11 Revisión para efectos de segundo orden; seguridad de vida E-23.	34
Tabla IV.12 Resultados análisis modal E-17.	35
Tabla IV.13 Resultados análisis modal E-17.	35
Tabla IV.14 Desplazamiento de entrepiso de ambas estructuras.	36
Tabla IV.15 Distorsión de entrepiso de ambas estructuras.	37
Tabla IV.16 Cortante de entrepiso de ambas estructuras.	38
Tabla V.1 Resumen de cambios en el cálculo de la resistencia de diseño a fuerza cortante de elementos no presforzados.	40
Tabla V.2 Resumen de resultados de diseño de trabes de estructura E-17.....	42
Tabla V.3 Resumen de resultados de diseño para nivel de desempeño de ocupación inmediata de trabes de estructura E-23.....	43
Tabla V.4 Resumen de resultados diseño para nivel de desempeño de seguridad de vida de trabes de estructura E-23.	44
Tabla V.5 Resumen de resultados de diseño a flexocompresión de columnas de estructura E-17.	45
Tabla V.6 Resumen de resultados de diseño a cortante de columnas de estructura E-17.	46
Tabla V.7 Resumen de resultados de diseño a flexocompresión para nivel de desempeño de ocupación inmediata de columnas de estructura E-23.	46
Tabla V.8 Resumen de resultados de diseño a flexocompresión para nivel de desempeño de seguridad de vida de columnas de estructura E-23.	47
Tabla V.9 Resumen de resultados de diseño a cortante para nivel de desempeño de ocupación inmediata de columnas de estructura E-23.	48
Tabla V.10 Resumen de resultados de diseño a cortante para nivel de desempeño de seguridad de vida de columnas de estructura E-23.	48
Tabla V.11 Clasificación de nodos para estructura E-17.	49
Tabla V.12 Resistencia de diseño de uniones viga-columna de ductilidad baja a fuerza cortante, V_R (Adaptada de NTC-DCEC 2023).....	50
Tabla V.13 Revisión de uniones vigas-columnas de estructura E-23.	51
Tabla VI.1 Factores para pasar de propiedades de límite inferior a propiedades esperadas.	53

Tabla VI.2 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal: vigas de concreto reforzado (<i>NTC-EREEE, 2023</i>).	55
Tabla VI.3 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal: columnas de concreto reforzado no circulares (<i>NTC-EREEE, 2023</i>).	56
Tabla VI.4 Rigideces efectivas para análisis no lineales elementos (<i>Adaptada NTC-EREEE, 2023</i>).....	56
Tabla VI.5 Resumen de resultados de análisis estático no lineal.	57
Tabla VI.6 Resumen de resultados de curva de capacidad bilineal.....	58
Tabla VI.7 Parámetros globales.	59
Tabla VII.1 Costos unitarios de conceptos de obra (<i>Adaptada Secretaría de obras y servicios, 2024</i>).....	61
Tabla VII.2 Cantidades y costos de obra.....	62

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación / Problemática

Desde hace algunos años la práctica profesional del diseño de estructuras ha desarrollado una importante preocupación por dotar a las estructuras de un comportamiento satisfactorio durante eventos sísmicos, inclusive superiores al de preservar las vidas humanas. Debido a esta necesidad surge el diseño sísmico basado en desempeño, el cual busca establecer lineamientos para controlar la respuesta de las estructuras, siendo estos de carácter cuantitativos para el gremio de la ingeniería estructural y cualitativos para la sociedad.

Como era de esperarse, estas metodologías de diseño sísmico han llegado a permear a normativas de todas partes del mundo y las nuestras no sería la excepción. Dentro de todo este entorno surgen las nuevas Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2023, las cuales buscan introducir estas nuevas metodologías para el uso de la práctica profesional en el país.

Debido al cambio de paradigma del diseño estructural que desencadenará esta nueva normativa, surge el presente documento con el objetivo de evaluar los cambios más relevantes en el que hacer profesional del ingeniero estructural, así como el impacto producido en el desempeño estructural y económicos de costos directos iniciales de obra.

1.2. Objetivo general

Comparar los resultados del diseño estructural de un edificio perteneciente al grupo A, implementando los lineamientos de la versión actual las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017 y los recientes cambios propuestos para esta norma en su versión 2023.

1.3. Objetivos específicos

- Analizar las estructuras bajo cargas estáticas y dinámicas establecidas en cada una de las normativas.
- Diseñar los elementos estructurales de concreto reforzado implementando los lineamientos estipulados en cada una de las normativas.
- Obtener los factores de sobre-resistencia global “R” y de comportamiento sísmico global “Q”, mediante un análisis estático no lineal.
- Determinar los costos directos de las superestructuras.

1.4. Limitaciones

- Este documento se enfoca en edificaciones de concreto reforzado; por lo que, no abarca edificaciones de otros materiales (acero, mampostería, madera).
- El edificio analizado es de cinco niveles, regular en planta y elevación. Se considera que los sistemas de piso son diafragmas rígidos. Se idealizan los apoyos de planta baja como empotramientos perfectos, por lo tanto, no se consideran los efectos de interacción suelo estructura. Sin embargo, es importante destacar que las nuevas normas establecen de manera obligatoria la consideración de la interacción inercial.

1.5. Nomenclatura usada

En este documento se nombrará a las estructuras de la siguiente forma:

- **E-17:** Estructura que satisface los requerimientos de la versión de las Normas Técnicas Complementarias 2017
- **E-23:** Estructura que satisface los requerimientos de la versión de las Normas Técnicas Complementarias 2023

II. ANTECEDENTES

2.1. Historia de reglamentación sísmica en México

La Constitución Mexicana, dota a los municipios del derecho de establecer reglamentos para el desarrollo urbano y habitacional, aunque también es posible emitir códigos de edificación de carácter estatal. Debido a que México es un país con una cantidad considerable de estados y municipios, la cantidad de códigos de construcción posibles es sumamente grande. Durante años, la secretaria de desarrollo social, ha intentado coordinar el desarrollo de códigos de construcción modelos aplicables a todo el país. Hasta ahora, los avances para lograrlo han sido limitados (*Alcocer y Castaño, 2008*).

A causa del fenómeno sísmico y el rol económico-social que cumple la Ciudad de México, el mayor esfuerzo para el desarrollo de códigos de construcción se ha desarrollado en la capital del país. A pesar de esto, diversas ciudades y municipios del país han emitido sus propios códigos de construcción, que, en la mayoría de los casos, son adaptaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), inclusive en algunos casos de reglamentación de Estados Unidos. Por lo anterior, el gremio de la ingeniería estructural ha considerado de manera no escrita que el RCDF cumpla el rol de código modelo para el país.

A continuación, se describe la evolución del RCDF (*Alcocer y Castaño, 2008*):

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1920)

Este fue primer código mexicano de diseño estructural. Anteriormente, las estructuras se diseñaban tomando como referencia normas y requisitos códigos de otros países y siguiendo el juicio de los ingenieros. El diseño de los elementos se regía por la filosofía de esfuerzos permisible (ASD). También, se contaba de una cantidad reducida de artículos que incluían algunas recomendaciones sobre dimensiones mínimas y propiedades de materiales.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1942)

Esta versión mantenía el uso de la filosofía de diseño de esfuerzos permisibles. La altura máxima de las estructuras se limitaba a 35 m. Las estructuras se clasificaban en ocho tipos en función de su importancia y ocupación (I, II, III, IV, V, VI, VII y VIII). En este código aparecen por primera vez el diseño sísmico. Para determinar las fuerzas sísmicas era necesario multiplicar el peso del edificio por encima del nivel considerado, por un coeficiente sísmico, C , que se expresó como una fracción de la gravedad. El valor del coeficiente sísmico era función de la clasificación de la estructura. Este cálculo sísmico solo se exigía para estructuras con alturas de 16m o dos veces la dimensión mínima en planta y para estructuras tipo II.

Reglamento de Emergencia (1957)

Debido al sismo del 28 de julio de 1957 (con magnitud, $M_w = 7.5$) en las costas del Estado de Guerrero, se emitió un Reglamento de Emergencia. Antes de este evento, la práctica del diseño y la construcción sísmicos estaba poco regulada en México (Esteva, 1988).

Los daños en varios edificios situados en la zona de suelo blando llevaron a las autoridades a aumentar el coeficiente sísmico, C (Del Valle, 1988). Por primera vez, C se hizo depender del tipo

de suelo (firme, de transición y blando), del tipo de construcción y de su ocupación. Los suelos se clasificaron en función de su compresibilidad y resistencia. Según su ocupación, los edificios se clasificaron en tres categorías (A, B, C). Por su parte, se identificaron tres tipos de sistemas estructurales (1, 2, 3). La distribución de la fuerza lateral era triangular y para las estructuras de más de 45 m de altura, se exigieron análisis dinámicos (análisis modal). Por primera vez, se aceptó un enfoque de diseño límite como un procedimiento alternativo con factores de seguridad. Las distorsiones máximas de entrepiso se limitaron a 0.002 veces la altura de la planta y se tuvieron en cuenta los efectos de torsión.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1966)

Este reglamento sustituyó al Reglamento de Emergencia de 1957. En él se consideraron dos tipos de suelos (firme y blando), se agruparon las estructuras en función de su ocupación en tres categorías (A, B, C) y se clasificaron los sistemas estructurales en tres clases (1, 2, 3). Para las estructuras del grupo A, el coeficiente sísmico utilizado era el correspondiente del grupo B, pero multiplicado por 1.20. El cálculo sísmico para estructuras del grupo C no era necesario.

El código especificaba tres métodos de análisis:

- Análisis estático simplificado.
- Análisis de fuerzas laterales equivalentes (análisis estático); se consideró una distribución lineal de fuerzas en el edificio, se tomó un factor de amplificación de 1.5 para tener en cuenta la excentricidad de torsión dinámica y se tomó en cuenta una excentricidad accidental del 5% de la dimensión máxima en planta.
- Análisis dinámico (análisis modal); para él se propusieron espectros de diseño para los dos tipos de suelo.

Las distorsiones de entrepiso se siguieron limitando a 0.002 veces la altura de la planta, mientras que para elementos no estructurales se permitieron valores mayores.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1976)

En esta versión surgen requisitos de análisis, diseño y detallado para cada material (concreto, acero, mampostería, madera), para acciones accidentales (sismo y viento) y para cimentaciones. Estos documentos recibieron el nombre de Normas Técnicas Complementarias. Se adoptó una filosofía de diseño basada en estados límite para estructuras de concreto y mamposterías, mientras que las estructuras de acero su diseño continuaba basándose en esfuerzos permisibles.

En esta ocasión se clasificaron tres zonas o tipos de suelos (blandos, transición y firmes), para los cuales les correspondían los coeficientes sísmicos elásticos, C , de 0.24, 0.20 y 0.16, respectivamente. Se reconocieron los beneficios del comportamiento dúctil en las estructuras, por lo que se adoptaron factores de reducción de ductilidad para fuerzas sísmicas, Q , el cual tomaba valores de 1 a 6, esto en función del tipo de material, del sistema estructural y del detallado de los elementos estructurales. Debido a la reducción de fuerzas sísmicas, los desplazamientos calculados debían ser incrementados por Q , para luego compararlos con los valores permitidos por el reglamento. Las distorsiones de entrepiso admisibles eran de 0.008 y 0.016 para estructuras con elementos no estructurales que podían sufrir daños, y para estructuras en las que se habían adoptado detalles especiales para evitar daños, respectivamente.

Se mantuvieron los mismos métodos de análisis sísmico; para el método estático simplificado, se daban factores de C ; el método estático era aplicable para estructura de 60 m de altura; los

análisis dinámicos eran modales, pero se hace mención de un método dinámico paso a paso, para el cual se requerían de al menos cuatro acelerogramas reales o sintéticos.

Los espectros de diseño estaban formados por tres ramas. En primer lugar, una rama lineal ascendente que comenzaba en la aceleración pico del suelo (PGA) en el periodo de 0 s, hasta un período menor que el período fundamental del suelo; en segundo lugar, una meseta hasta un periodo que correspondía a la intersección con una rama descendente que seguía una curva parabólica. Se debía analizar las dos componentes ortogonales para la acción sísmica, 100% de la acción en una dirección y 30% en la perpendicular.

Por primera vez, el factor de reducción de fuerzas sísmicas dependía del periodo fundamental de la estructura, este valor se interpolaba linealmente entre 1 y Q para las estructuras rígidas que caían en la rama ascendente del espectro de diseño. Para todos los demás periodos, el factor de reducción de fuerzas sísmicas era Q. El valor de la excentricidad accidental por torsión se duplicó en comparación con la versión anterior.

Norma de Emergencia (1985)

A raíz de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, se publicaron estas Normas de Emergencia con la finalidad de diseñar proyectos de rehabilitación de estructuras dañadas, así como para estructuras nuevas en las zonas de suelo blando y de transición.

Se generó un aumento en los coeficientes sísmicos elásticos a 0.40 y 0.27 en la zona blanda y de transición. Debido al número elevado de fallos en columnas, se redujo el factor de resistencia de 0.75 a 0.50 cuando se utilizaron factores de comportamiento sísmico Q mayores a 2, además, el valor máximo de Q se redujo a 4.

Se limitó la altura máxima de las estructuras en las que era posible aplicar el método estático simplificado de 13 m a 8.5 m y los coeficientes sísmicos se incrementaron para este método.

Se duplicó el valor de las cargas vivas de oficinas para el diseño sísmico, la excentricidad máxima a torsión en cada planta debía ser inferior al 20% de la mayor dimensión en planta y los requisitos para el detallado del acero transversal se hicieron más estrictos.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987)

Esta versión del reglamento conserva la mayoría de los requisitos del Reglamento de Emergencia de 1985 pero con algunos cambios. Las estructuras se clasificaron en dos grupos (A y B), y se eliminó el grupo C; sin embargo, el Grupo B se subdividió en B1 y B2 en función de su altura, superficie total y tipo de suelo.

Se revisó y redefinió la zonificación del suelo de la ciudad. Los coeficientes sísmicos elásticos de diseño se aumentaron para la zona de transición a 0.32.

Se introdujo el factor reductivo de fuerzas sísmicas, Q' , el cual dependía del periodo de la estructura y del factor de comportamiento sísmico, Q. El factor de importancia para estructuras del grupo A se aumentó de 1.3 a 1.5 y las distorsiones de entrepiso se redujeron a 0.006 y 0.012 para estructura en las que los elementos no estructurales estén conectados a la estructura y cuando estén desligados, respectivamente.

Se establecieron requisitos específicos para los componentes no estructurales que puedan afectar al comportamiento sísmico global, así como su correcta separación del sistema resistente a cargas

laterales. Se modificaron los factores de reducción de la resistencia y los requisitos de detallado para concebir estructuras más dúctiles.

Por primera vez se establece un factor de regularidad, el cual reducía en un 20% el valor de Q' , cuando no se cumplieran las condiciones de regularidad en planta y elevación. También se añade la revisión por cortante basal mínimo en el método de análisis dinámico modal espectral.

Se redujo el valor de las cargas vivas para el diseño sísmico de edificios de viviendas. Se incluyeron recomendaciones para la interacción suelo-estructura y el diseño del acero estructural adoptó un enfoque basado en estados límite.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004)

Este código se publicó como resultado de una importante revisión del código anterior, en él se comprende 257 artículos en 11 títulos, siendo el título VI sobre seguridad estructural, los requisitos importantes en este título son:

Las estructuras se clasifican en tres grupos (A, B1 y B2). Los edificios del grupo A son los denominados esenciales. Los del grupo B son estructuras destinadas a viviendas, oficinas, negocios comerciales, hoteles y los no incluidos en el grupo A. La subdivisión del grupo B está en función de la altura, superficie total y de la zona de suelo.

Para el análisis y diseño, se consideran tres tipos de acciones en función de su duración: permanentes, variables y accidentales. Se especifican factores de carga de 1.4 para combinaciones de acciones permanentes y variables, mientras que cuando se incluyen acciones accidentales se requiere un factor de carga 1.1. Sólo cuando las acciones contribuyan a la estabilidad o resistencia de la estructura se utiliza un factor de 0.90. Se incluye una tabla para cargas vivas con intensidades medias, accidentales y máximas.

Se incluyeron los últimos avances de la investigación mexicana y en otros países sobre el diseño de acero, concreto, mampostería y madera, siendo las de mampostería las que presentaron cambios más relevantes.

Debido a la peculiaridad de la zona de suelos blandos de la ciudad, se establecieron seis zonas geotécnicas (I,II, IIIa, IIIb, IIIc y IIId), debido a esto se tienen pequeños ajustes en los valores de coeficiente sísmico. Se dan requisitos detallados para el diseño de cimentaciones y se definen los estados límite últimos y de servicio para el diseño de cimentaciones y excavaciones.

Se mejora la revisión de condiciones de regularidad, clasificando las estructuras en: Regular, Irregular y Fuertemente Irregular, para las cuales se debía reducir el factor de reducción de fuerzas sísmicas en 10%, 20% y 30%, respectivamente.

Para el diseño sísmico, se incluyó un apéndice para construcción de espectros de diseño como una alternativa a los que establecía el cuerpo principal. Estos espectros son específicos para cada sitio. También se incluyeron las distorsiones de entrepiso para los estados límite último y de servicio.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2017)

Es el reglamento vigente, los cambios más relevantes con respecto a su versión anterior son los siguientes:

Se modificó la zonificación sísmica, clasificándola en tres zonas: Zona I o de lomas, Zona II o de transición, Zona III o del lago. También, las estructuras se clasificaron en dos grupos (A y B), las cuales a su vez contaban con dos subgrupos (A1-A2 y B1-B2). Los factores de importancia fueron de 1.3 y 1.5, para estructuras A2 y A2, respectivamente.

Por primera vez, el reglamento añadió criterios de diseño basado en desempeño, para ello se establecieron dos estados límites: limitación de daños ante sismos frecuentes y prevención de colapso, los cuales eran revisados para dos intensidades sísmicas distintas denominadas sismo frecuente y sismo de diseño. Para cada estado límite se asoció una distorsión de entrepiso límite, para el primero los valores eran de 0.002 y 0.004 en función de la capacidad de los elementos no estructurales de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal. Por su parte, la distorsión de entrepiso permisible para cumplir el estado límite de prevención de colapso estaba en vinculada al tipo de sistema estructural y su ductilidad (baja, media y alta).

Se brindó transparencia para la construcción de los espectros de diseño, debido a que aparece el factor de reducción de fuerzas por sobre-resistencia, R , este factor ya era utilizado, pero de forma implícita en los reglamentos anteriores.

Surge el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), con el cual se determinan los espectros de diseño para cada sitio en específico. La revisión del cortante basal mínimo se estableció en función al periodo dominante del suelo.

Se retira del reglamento el método estático simplificado y se brindan explícitamente los parámetros para realizar análisis dinámicos no lineal paso a paso, el cual, se vuelve obligatorio para edificios en la zona II y III, como una revisión del diseño estructural para estructuras de cierta altura e irregularidad. Para evaluar los efectos de torsión, la excentricidad accidental tomará valores lineales en elevación del 5% al 10% de la longitud perpendicular del edificio en la dirección de análisis.

Se aborda de mejor manera las condiciones de regularidad y aparecen las penalizaciones para las estructuras con planta baja débil.

Se incluyen modificaciones en los factores de reducción de resistencia para el diseño estructural de cada material (acero, concreto, mampostería y madera). Los factores de carga para las combinaciones gravitacionales cambiaron a 1.3 para cargas permanentes y 1.5 para cargas variables. Se dan criterios generales para la evaluación de diafragmas de piso, contenidos y apéndices.

Se agregan los capítulos 11 y 12, metodología de diseño basadas en el control de desplazamiento y sistemas estructurales con dispositivos para control de la respuesta sísmica, respectivamente. Además, de un apéndice donde se plasman los criterios para el diseño y los criterios de control de calidad de los dispositivos.

Debido a los sismos de septiembre del 2017 se publican dos normas técnicas de emergencia: Normas para la Rehabilitación de Edificios de Concreto Dañados y Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la seguridad Estructural de las Edificaciones.

Como puede observarse, el código más importante del país ha estado evolucionando continuamente, motivado primordialmente a los daños que hemos padecido a lo largo de los años debido a los sismos. Es claro que estas mejoras siempre han estado encaminadas en dos directrices principales: la estabilidad de los sistemas estructurales (ductilidad) y el control de los desplazamientos (reducción de daños). Por otro lado, simples encuestas han indicado la falta de

cumplimiento de las normas técnicas y de prácticas adecuadas de diseño y construcción se están convirtiendo en problemas en Ciudad de México y en otras grandes ciudades (*Alcocer y Castaño, 2008*).

2.2. Estructuras Esenciales

Se entiende como una estructura esencial aquella que por su función e importancia debe ser capaz de continuar su operación aún después de la ocurrencia de un sismo fuerte. Dentro de esta definición podemos introducir a las escuelas, hospitales, estructuras de gobierno, estaciones de policías y bomberos, estructuras de servicios públicos (comunicación, luz, gas, agua). Además, hay otro grupo de estructuras esenciales, debido su alto valor cultural y social que representan como lo son museo, monumentos, hemerotecas y bibliotecas, y aquellas cuya falla en sus contenidos podrían representar un alto riesgo como las plantas nucleares o laboratorios con reactivos peligrosos. En todos estos casos, es fundamental que la ingeniería estructural sea capaz de garantizar la operación continua de estas estructuras después de la ocurrencia de sismos severos.

Diversos reportes estadísticos muestran que las estructuras esenciales en México son dañadas de manera significativa durante los eventos sísmicos que se presentan a lo largo de su historia. Por ejemplo, debido al sismo de 1985, los daños en estructuras esenciales fueron elevados, del total de estructuras dañadas, el 34% de edificios ocupados por administración pública, 15.4% del sector salud, 11.4% infraestructura educativa y un 6.3% de sectores de las telecomunicaciones. En lo que respecta al sector salud, del total de edificios dañados, 50 fueron hospitales y centros de salud. En total 13 hospitales tuvieron que ser demolidos después del sismo (*Bitran, 2001*).



Figura II.1 Hospital Juárez antes y después del sismo de 1985 (*Rodriguez, 2010*).

Según el Centro Nacional de Prevención de Desastres (*CENAPRED, 2019*), los sismos de septiembre de 2017 produjeron afectaciones a 45 edificios de la secretaria de salud, 17 del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) y 81 del Instituto de Seguridad y Servicios Sociales de los Trabajadores del Estado (ISSTE). Siendo el caso más difundido el de la clínica 25 Zaragoza del IMSS el cual después de dos años de dictámenes estructurales tuvo que ser demolida. Además, se produjeron daños en 586 escuelas, de las cuales 9 presentaron daños graves, 181 daño severo o moderado y 396 daño menor.

Empezarán a demoler la Clínica 25 del IMSS dañada en sismo de 2017

• Daños estructurales impidieron su rehabilitación



Figura II.2 Nota periodística del caso de la clínica 25 del IMSS Tomada de <https://www.jornada.com.mx/2020/02/25/sociedad/031n1soc>

Es fundamental que la práctica de la ingeniería estructural no banalice la importancia que tienen las estructuras esenciales en la vida cotidiana de una ciudad, y mucho menos su relevancia a la hora de atender víctimas después de un fenómeno natural destructor. Por lo anterior, estas estructuras deben de diseñarse para no presentar daños estructurales relevantes y para lograrlo es necesario de diseño sísmico basado en el control estricto de la respuesta lateral.

2.3. Diseño basado en desempeño

El enfoque del diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica, tiene como objetivo principal que las estructuras sean capaces de resistir sismos de alta intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el comportamiento de las estructuras, en términos de potencial de daño, no son cuantificados, debido a que generalmente se considera únicamente un nivel de movimiento del suelo para el cual se espera que la estructura no colapse. Sin embargo, estas suposiciones no contemplan la posibilidad de que se produzcan daños importantes y pérdidas significativas debido a sismos más frecuentes. Es crucial reconocer que la seguridad frente al colapso durante sismos de gran magnitud no implica necesariamente un comportamiento satisfactorio de la estructura ante sismos de menor o moderada intensidad.

Las deficiencias observadas en el comportamiento de las estructuras frente a movimientos sísmicos de diversas intensidades han generado un cambio de paradigma en el diseño estructural. Durante muchos años, se ha tendido a equiparar erróneamente los conceptos de resistencia y desempeño estructural en los códigos de diseño sísmico. Sin embargo, desde hace aproximadamente 25 años, se ha ido modificando gradualmente esta percepción, reconociendo que el aumento de la resistencia global de una estructura no garantiza su seguridad ni reduce los daños durante un sismo. Por ello, se ha planteado en diversos códigos un cambio en la filosofía de diseño basada en resistencia a una basada en el concepto de desempeño estructural.

La metodología del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) ha experimentado un rápido desarrollo, tanto que ha sido integrada dentro de diversos documentos publicados hace aproximadamente dos décadas. Entre estos documentos destacan: Visión 2000 (SEAOC, 1995), ATC-40 (ATC, 1996), FEMA 273 (FEMA, 1997), FEMA 274 (FEMA, 1997) y FEMA 356 (FEMA, 2000).

El DSBD busca como objetivo que los daños esperados estén dentro de márgenes preestablecidos para diferentes sismos de diseño con un aceptable nivel de confiabilidad (Medina

y Music, 2018). Para comprender esta metodología se deben entender tres conceptos importantes que se tienen que tomar en cuenta: nivel de desempeño, nivel de diseño sísmico y objetivo de desempeño.

Niveles de desempeño

El desempeño de una estructura ante un evento sísmico es expresado en términos de niveles de desempeño, los cuales son una expresión del estado de daño. Cada nivel describe diferentes condiciones tanto cualitativas como cuantitativas del daño, así como la viabilidad técnica y económica de reparación de las afectaciones causadas por un evento sísmico.

Estos niveles de desempeño son globales, es decir, son la combinación de los niveles de desempeño de todos los sistemas que componen la estructura, como lo son el sistema estructural, componentes no estructurales y del contenido de la estructura.

El Comité Visión 2000 (SEAO, 1995), propone los siguientes niveles de desempeño:

- Totalmente Operacional: Daño mínimo o nulo en elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Es posible continuar con la operación normal del edificio.
- Operación Inmediata: Daño ligero en elementos estructurales y no estructurales. Las instalaciones continúan en operación con daños ligeros e interrupciones mínimas en servicios no esenciales para el correcto funcionamiento del inmueble. Pueden ser necesarias reparaciones menores que no limitan la operación normal del edificio. Es seguro ocupar la edificación inmediatamente después del evento sísmico.
- Seguridad de vida: Daño moderado en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos. Estos daños pueden limitar el uso de la estructura. Las reparaciones de la estructura pueden implicar costos elevados o poco viables económicamente. Existe una pérdida de rigidez y resistencia, sin embargo, se cuenta con un margen de seguridad frente al colapso.
- Prevención de Colapso: Daño severo en elementos estructurales y totales en elementos no estructurales y contenidos. La estructura no habrá colapsado, pero no es seguro volver a ocuparla. Las reparaciones del edificio no serán técnicamente y económicamente factibles, por lo que la demolición será prácticamente la única alternativa.

En la figura II.3 puede verse una curva de capacidad (cortante basal contra deformación lateral), con los correspondientes niveles de daño para cada nivel de desempeño.

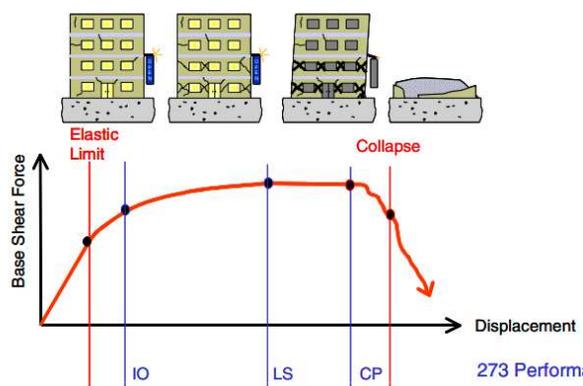


Figura II.3 Daño estructural asociada a cada nivel de desempeño (Moehle y Deierlein, 2004).

Niveles de diseño sísmico

Los niveles de diseño sísmico, también conocidos como niveles de amenaza sísmica, son definidos como el conjunto de eventos sísmicos que representan el peligro sísmico de la región donde se ubica la estructura (*SEAOC, 1995*).

El Comité Visión 2000 define las intensidades sísmicas de cada nivel de forma probabilista, en función de un intervalo de ocurrencia, denominado periodo de retorno y de una probabilidad de ocurrencia. En la tabla II.1 se presentan estos niveles de diseño sísmico.

Es importante mencionar que los niveles de diseño sísmica están orientados a la situación particular del Estado de California, Estados Unidos.

Tabla II.1 Niveles de diseño sísmico. Adaptado de Visión 2000 (*SEAOC, 1995*).

Nivel de diseño sísmico	Periodo de Retorno, T_r	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

Objetivo de desempeño

Los objetivos de desempeño u objetivos de diseño son declaraciones de riesgo aceptable en una estructura para sufrir niveles de daño específicos y de pérdidas consecuenciales que se producen como resultado de este daño (nivel de desempeño), ante un nivel de amenaza sísmica específica (nivel de diseño sísmico) (*SEAOC, 1995*).

De manera simplista, un objetivo de desempeño puede visualizarse como un emparejamiento entre nivel de desempeño y nivel de diseño sísmica. El deber del ingeniero estructural será el determinar adecuadamente estas parejas, acorde a las necesidades que requiera la estructura. Es claro que los objetivos de desempeño serán más rigurosos para estructuras importantes o esenciales.

En la figura II.4 se muestra la matriz de objetivos de desempeño para edificios propuesta por el Comité Visión 2000 (*SEAOC, 1995*), en el cual se establecen tres objetivos de desempeño, además de un conjunto de parejas para las cuales el desempeño es inaceptable.

Los tres objetivos de desempeño se definen de la siguiente forma:

- **Objetivo básico:** Para edificios de uso normal (Casa habitación, oficinas)
- **Objetivo Esencial:** Para estructuras cuya operación es indispensable para la sociedad, principalmente después de un evento sísmico, tal como hospitales, centrales de comunicación, estaciones de bomberos, estaciones de policías, y en general cualquier centro de control de emergencias
- **Objetivo seguridad critica:** Asignado a estructuras cuya operación es de vital importancia para la sociedad, tal como plantas de energías eléctricas, presas hidroeléctricas, o para aquellas estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, y que podrían perjudicar la integridad física de las personas en caso de que colapsaran.

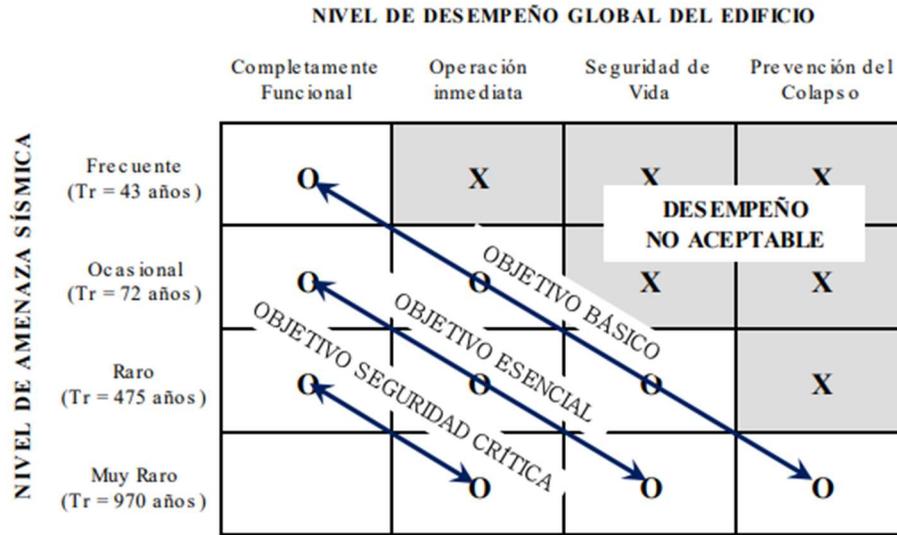


Figura II.4 Matriz de objetivos de desempeño Visión 2000 (Vallejo, 2004).

2.4. Cambios en el diseño sísmico en la Norma Técnica Complementaria de Diseño por Sismo

Las normas mexicanas de diseño sísmico han evolucionado con el tiempo, manteniéndose al día con los estándares internacionales durante el siglo XX e incluso siendo pionera en algunas ocasiones. Sin embargo, se experimentó un desfase significativo con respecto a la práctica e investigación del diseño sísmico internacional durante el siglo XXI. Aunque se han realizado actualizaciones significativas desde 1985, se conservó su enfoque basado en fuerzas y ductilidad. No fue hasta 2017 que se permitió el uso de dispositivos de control de la respuesta sísmica y se exigió el análisis dinámico no lineal para estructuras no convencionales (estructuras altas). Actualmente, la ingeniería mexicana se encuentra haciendo esfuerzos para alinear nuestra normativa con las técnicas más avanzadas en ingeniería estructural y sísmica a nivel internacional.

Como resultado de dicho esfuerzo surge la edición de la NTC-DS 2023, la cual cuenta con un formato más transparente que permite relacionar mejor las decisiones durante el proceso de diseño con el desempeño esperado del sistema estructural. En esta versión se acentúa la necesidad de controlar la deformación lateral de los sistemas estructurales.

La NTC-DS 2023 conserva el formato de diseño tradicional basado en fuerzas, lo cual implica, el uso de un espectro correspondiente a sismos de alta intensidad, reducidos por ductilidad y sobre-resistencia, para estimar las fuerzas internas en los elementos estructurales y distorsiones de entrepiso con fines de diseño y revisión del sistema estructural, posteriormente, contempla la revisión de distorsiones para sismos de baja intensidad con fines de control de daño no estructural.

A diferencia de versiones anteriores, la de 2023 incluye la matriz de objetivos de diseño (tabla II.2). Para edificaciones con estructuraciones convencionales que permanezcan en el grupo B, se establecen los niveles de desempeño de "limitación de daño no estructural" y "seguridad de vida" para las intensidades sísmicas "frecuente" y "base de diseño", respectivamente. Además, se brinda la opción de verificar que el sistema estructural cumpla con el nivel de desempeño de "prevención de colapso" para la intensidad sísmica "infrecuente", con una evaluación basada en desempeño

(descrita en su capítulo 14). Por su parte, para edificaciones con estructuraciones convencionales que pertenezcan al grupo A, se adopta un enfoque aún más estricto en comparación con versiones anteriores. Se exige la satisfacción de los niveles de desempeño de "ocupación inmediata" y "seguridad de vida" para las intensidades sísmicas "base de diseño" e "infrecuente", respectivamente. Esta mayor exigencia refleja la importancia de garantizar la habitabilidad de estas estructuras incluso después de un terremoto severo.

Es importante mencionar que la NTC-DS 2023 deja abierta la posibilidad de utilizar sistemas estructurales innovadores como los dispositivos de control de la respuesta: disipación de energía y aislamiento sísmico, para ellos los requerimientos de análisis y diseño contemplen el desempeño de "ocupación inmediata" para las intensidades sísmicas "base de diseño" e "infrecuente", respectivamente.

Tabla II.2 Matriz de objetivos de diseño para estructuras convencionales. *Adaptada (NTC-DS, 2023).*

Intensidad Sísmica de Diseño	Periodo de Retorno	Niveles de Desempeño			
		No Estructural	Estructural		
		Limitación de Daños	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	Mayor o igual que 20 años	<i>Grupo B</i> Revisión de distorsiones	No se permite	No se permite	No se permite
Base de Diseño	Mayor o igual que 250 años		<i>Grupo A</i> Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q=1$	<i>Grupo B</i> Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q > 1$	No se permite
Infrecuente	Mayor o igual que 475 años			<i>Grupo A</i> Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q > 1$	<i>Grupo B</i> Revisión optativa con evaluación basada en desempeño

A continuación, se muestran las definiciones establecidas en la *NTC-DS (2023)* para cada nivel de desempeño.

- Limitación de Daño No Estructural cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica frecuente, que corresponde a movimientos sísmicos que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura. Se espera daño mínimo o nulo en los elementos estructurales, de tal manera que el sistema estructural puede ocuparse con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo; y daño de ligero a moderado en elementos no estructurales y contenidos, que requiera de reparaciones que puedan llevarse a cabo sin afectar la ocupación del edificio. Tanto los elementos no estructurales como los contenidos importantes permanecen asegurados en su sitio, sin riesgo de caída o vuelco
- Ocupación Inmediata cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. Se esperan daños mínimos en los elementos estructurales, de tal manera que el sistema estructural no desarrolla deformaciones permanentes apreciables y puede ocuparse con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo. De requerirse, las reparaciones a la estructura serán menores y pueden llevarse a cabo sin afectar la ocupación del edificio. Es posible que el daño en los elementos no estructurales y contenidos

importantes requiera de reparación antes de que el edificio pueda operar como la hacía antes del sismo.

- **Seguridad de Vida** cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. Aunque se espera daño estructural severo, el sistema estructural mantiene un margen de seguridad significativo en relación con el inicio de un colapso. El sistema estructural no desarrolla distorsiones permanentes (residuales) excesivas, y no hay pérdidas excesivas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales, que pongan en riesgo la estabilidad local o global del sistema estructural o que resulten en una incapacidad para resistir de manera confiable las cargas gravitacionales y posibles réplicas. Se espera además daño significativo en elementos no estructurales y en contenidos importantes, sin que estos pierdan su posición original. Es posible que se requiera de una rehabilitación estructural importante antes de que el edificio pueda ocuparse con seguridad
- **Prevención de Colapso** cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica infrecuente, que corresponde a movimientos sísmicos cuya intensidad corresponde a la máxima considerada por esta Norma. Se espera que el sistema estructural exhiba daño estructural grave que, sin poner en riesgo su capacidad para resistir las cargas gravitacionales en ausencia de una excitación sísmica, comprometa su capacidad para resistir posibles réplicas. El sistema estructural exhibe deformaciones residuales de consideración y una reducción significativa de su rigidez y resistencia lateral. La rehabilitación estructural de la estructura puede no ser viable desde puntos de vista técnico y económico, de tal manera que deba ser demolida.

En la figura II.5, se muestra una curva de capacidad con los niveles de deformación lateral asociados a cada uno de los tres niveles de desempeño estructural. De conformidad con lo mostrado, para lograr “ocupación inmediata” la deformación lateral del sistema estructural debe ser controlada de tal manera que no rebase significativamente el límite del comportamiento elástico lineal. Para “seguridad de vida” la deformación lateral no debe exceder aquella para la que el sistema estructural alcanza su resistencia máxima.

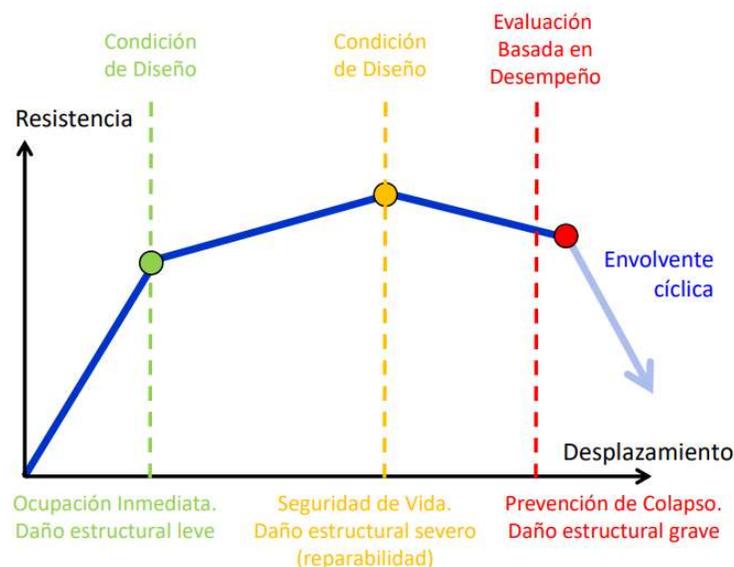


Figura II.5 Límites de deformación lateral para los diferentes niveles de desempeño estructural (NTC-DS, 2023).

Como se mencionó anteriormente, esta versión de la norma enfatiza más el control de la deformación lateral en el sistema estructural. Por ejemplo, en el caso de estructuras irregulares, antes se aumentaban las fuerzas laterales de diseño al reducir el factor Q' , mientras que en esta versión se reducen las distorsiones máximas de entrepiso límite. Similarmente, en el diseño de estructuras del grupo A, solía incrementarse las fuerzas laterales de diseño mediante un factor de importancia; sin embargo, en esta versión se emplea un nivel de desempeño de ocupación inmediata, lo que implica distorsiones de entrepiso límite significativamente menores y comportamiento estructural lineal.

El control de daños en elementos no estructurales, como contenidos e instalaciones, ha adquirido una relevancia significativa, lo que ha llevado a la introducción de un nuevo capítulo para su revisión y diseño. En general, esto implica el cálculo de la aceleración de entrepiso y , a partir de ella, la determinación de las fuerzas que actúan sobre estos elementos.

Se introdujo por primera vez el análisis estático no lineal con la finalidad de estimar los parámetros globales de diseño, Q y R . Además de un subcapítulo de modelado para tomar en cuenta las particularidades del sistema estructural durante el análisis estructural, así como un capítulo mejorado de interacción suelo-estructura que obliga a tomar en cuenta la interacción del sistema suelo-cimentación, a excepción sistemas estructurales de baja altura.

Se agregaron los capítulos 12, 13 y 14, los primeros dos contienen los requerimientos para el análisis y diseño de sistemas estructurales con dispositivos de control de la respuesta sísmica: disipadores de energía y aislamiento sísmico. Mientras que el tercero, los asociados a una evaluación basada en desempeño.

La evaluación basada en desempeño se lleva a cabo con base en resultados de análisis dinámicos no lineales y es obligatoria en casos particulares como: sistemas estructurales no convencionales, edificios altos, estructuras excesivamente irregulares, sistemas con dispositivos de control o diseños basados en la metodología de control de desplazamientos (capítulo 11).

III. CASO DE ESTUDIO

3.1. Descripción del edificio

La estructura que se analiza en el presente estudio es de cinco niveles, regular en planta y elevación, situada en Martín Mendalde 1412-1376, Col del Valle Centro, Benito Juárez, 03104 Ciudad de México, CDMX (19°22'17.0" N 99° 10' 13.1" W). Tiene una geometría en planta de 24x24m y una altura total de 20 m. La estructura se clasifica como grupo A.

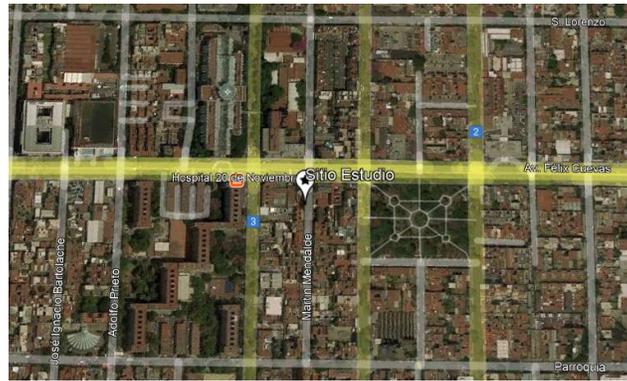


Figura III.1 Ubicación de la estructura propuesta.

3.2. Sistema estructural propuesto

El sistema estructural para resistir cargas gravitacionales y laterales utilizado consiste en marcos de concretos resistentes a momento. Por su parte, el sistema de piso consiste en losa maciza perimetralmente apoyada sobre traveses principales y secundarias. El sistema de marcos posee tres crujeas en ambas direcciones de claros de ocho metros y una altura de entrepiso de cuatro metros.

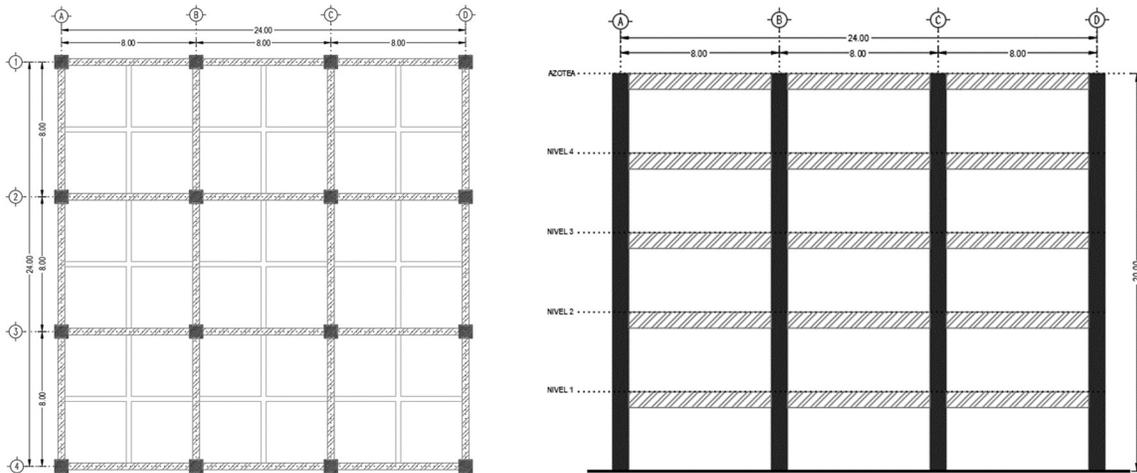


Figura III.2 Vista en planta y elevación de la estructura.

3.3. Normatividad

Para la realización de esta tesis se utilizaron las siguientes normativas en su versión vigente 2017 y la propuesta del 2023.

- Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE).
- Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo (NTC-DS)
- Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC).
- Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes (NTC-EREE).

Para facilitar la comprensión del cuerpo del documento se hará mención de estas normas con las propuestas abreviadas añadiendo la correspondiente fecha de publicación, por ejemplo, NTC-DS 2017 haría referencia a la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo en su versión 2017.

3.4. Modelación numérica del edificio

3.4.1. Consideraciones y modelado

El modelo y análisis de la estructura se realizaron mediante el software Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS).

Las columnas y vigas se modelaron como elementos lineales tipo barra (“frame”) que forman los marcos; mientras que, las losas de entrepiso como elementos tipo área y su modelo de cálculo como membrana en dos direcciones (“Membrane”). El modelado de los elementos “frame” se realizó a ejes centroidales con una consideración de nodo rígido de 0.5. Se consideraron diafragmas rígidos por nivel, es decir, con tres grados de libertad.

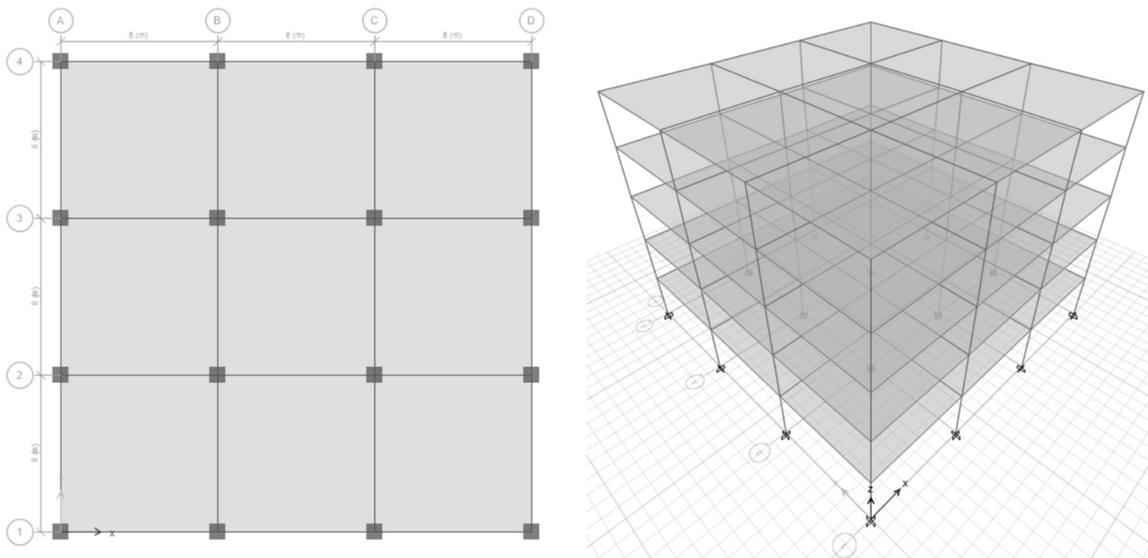


Figura III.3 Vista del modelo matemático de análisis.

3.4.2. Propiedades mecánicas de los materiales

Los parámetros utilizados para el concreto y el acero de refuerzo corresponden a los especificados en el “Capítulo 2. Materiales” en la NTC-DCEC en ambas versiones (2017 y 2023). Comparando ambas versiones se produjeron modificaciones mínimas, siendo las más relevantes:

- Se añade un subcapítulo exclusivo para concretos de usos especiales (autocompactables, reciclados, reforzado con fibras y ligero).
- Se cuenta con una subclasificación adicional para concretos clase 1, esto en función de la resistencia a compresión.
- El factor utilizado para determinar la resistencia de diseño para las resistencias a tensión del concreto cambió de 0.8 a 0.7 para concretos clase 1 y de 0.8 a 0.9 para la clase 2.
- Se presenta un mayor detallado sobre las propiedades mecánicas sobre el acero de refuerzo.

Los valores considerados en este documento se muestran en las tablas III.1 y III.2.

Tabla III.1 Propiedades mecánicas del concreto utilizadas para ambas estructuras.

Propiedad	E-17	E-23
Clase	1	1A
Tipo de agregado grueso	Calizo	Calizo
Resistencia a compresión, f'_c (kg/cm ²)	300	300
Módulo de elasticidad, E_c (kg/cm ²)		
$E_c = 14000 \sqrt{f'_c}$	242,487.11	242,487.11
Resistencia a tensión, $f_t = 0.8\bar{f}_t$ ó $0.7\bar{f}_t$ (kg/cm ²)		
$\bar{f}_t = 1.5 \sqrt{f'_c}$	20.78	18.19
Resistencia a tensión por flexión, $f_f = 0.8\bar{f}_f$ ó $0.7\bar{f}_f$ (kg/cm ²)		
$\bar{f}_f = 2.0 \sqrt{f'_c}$	27.71	24.25
Peso volumétrico, γ_c (kg/m ³)	2,400	2,400
Módulo de Poisson, ν	0.20	0.20
Módulo de cortante, G (kg/cm ²)	101,036.28	101,036.28
Coefficiente de flujo plástico, C_f	2.0	2.0

Tabla III.2 Propiedades mecánicas del acero utilizadas para ambas estructuras.

Propiedad	E-17	E-23
Grado	42	42
Esfuerzo de fluencia, f_y (kg/cm ²)	4,200	4,200
Resistencia a tensión, f_u (kg/cm ²)	6,300	6,300
Módulo de elasticidad, E_s (kg/cm ²)	2,000,000	2,000,000
Peso volumétrico, γ_s (kg/m ³)	7,800	7,800

3.5. Análisis de cargas gravitacionales

Para el diseño se consideraron tres categorías de cargas, de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima; permanente, variable y accidentales. En capítulos posteriores se abordará el tema de las acciones accidentales (sismo).

Primeramente, las cargas muertas son aquellas que actúan de manera permanente y cuya intensidad no varía considerablemente con el tiempo, como lo son: el peso propio de los elementos

estructurales y no estructurales, acabados, recubrimientos, etc. La magnitud se estimó en función a las dimensiones y los pesos volumétricos de los materiales, los valores considerados se muestran en las tablas III.3 y III.4.

Tabla III.3 Cargas muertas consideradas para entrepisos.

Descripción	Carga muerta adicional, CM _a (kg/m ²)
Muros divisorios	100
Loseta	70
Instalaciones	15
Plafón	30
Sobre carga reglamentaria	20
Vigas secundarias	95
	330

Tabla III.4 Cargas muertas consideradas para azotea.

Descripción	Carga muerta adicional, CM _a (kg/m ²)
Sobre carga reglamentaria	20
Relleno y entortado para pendiente	175
Impermeabilizante	5
Instalaciones	15
Plafón	30
Sobre carga reglamentaria	20
Vigas secundarias	95
	360

NOTA: La determinación del peso propio de los elementos estructurales se determinaron mediante el software de análisis.

Por su parte, las cargas vivas son aquellas que se producen por el uso y ocupación de la edificación, como establecen la *NTC-CADEE (2017 y 2023)* se deben considerar tres tipos de cargas vivas:

- Carga viva máxima, se deberá emplear para diseño estructural debido a fuerzas gravitacionales.
- Carga instantánea, se deberá usar para diseño sísmico y por viento.
- Carga viva media, se deberá utilizar para el cálculo de flechas a largo plazo.

Cabe mencionar que en la *NTC-CADDE* no se produjeron modificaciones para el tipo de estructura que se aborda en este documento, por lo tanto, estas consideraciones son exactamente iguales para ambas versiones.

Tabla III.5 Cargas vivas en función del uso (*NTC-CADDE, 2023*).

Destino de piso	Carga viva, CV (kg/m ²)	Carga viva instantánea, CV _a (kg/m ²)	Carga viva media, CV _m (kg/m ²)
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internado de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	190	100	80
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%.	100	70	15

3.6. Combinaciones de carga y estados límite

La filosofía de diseño presente en ambas normas (2017 y 2023), es la denominada de estados límite. Un estado límite es una condición que representa un comportamiento máximo para el cual la estructura deja de cumplir con su función proyectada. Dentro del Reglamento de Construcciones se clasifican estos estados límite en dos grupos: estados límite de servicio y estados límite de falla. Los primeros están relacionados a requerimientos funcionales de la estructura, los segundos por su parte, se relacionan con la seguridad contra comportamientos que ponen en riesgo la estabilidad global o local de la estructura.

Para evaluar dichos estados límite se debe hacer uso de combinaciones de carga, esto con la intención de proveer la seguridad necesaria para los efectos causados por la presencia de efectos combinados de todas las acciones que presenten una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Las combinaciones de carga utilizadas según NTC-CADEE se muestran en las tablas III.6 a III.9.

Tabla III.6 Combinaciones de cargas estado límite de servicio para estructura E-17.

Descripción	Uso
CM + CV	Deformación vertical
CM + CV _m	Deformación vertical a largo plazo
CM + CV _a ± S _x ± 0.3S _y	Distorsiones de entrepiso (Limitación de daños)
CM + CV _a ± 0.3S _x ± S _y	Distorsiones de entrepiso (Limitación de daños)

Tabla III.7 Combinaciones de cargas estado límite de falla para estructura E-17.

Descripción	Uso
1.5CM + 1.7CV	Diseño de elementos
1.1 (CM + CV _a ± S _x ± 0.3S _y)	Diseño de elementos - Distorsiones de entrepiso (Prevención de colapso)
1.1 (CM + CV _a ± 0.3S _x ± S _y)	Diseño de elementos - Distorsiones de entrepiso (Prevención de colapso)

Tabla III.8 Combinaciones de cargas estado límite de servicio para estructura E-23.

Descripción	Uso
CM + CV	Deformación vertical
CM + CV _m	Deformación vertical a largo plazo

Tabla III.9 Combinaciones de cargas estado límite de falla para estructura E-23.

Descripción	Uso
1.5CM + 1.7CV	Diseño de elementos
1.1 (CM + CV _a ± S _x ± 0.3S _y)	Diseño de elementos - Distorsiones de entrepiso (Ocupación Inmediata – Salvaguardar la vida)
1.1 (CM + CV _a ± 0.3S _x ± S _y)	Diseño de elementos - Distorsiones de entrepiso (Ocupación Inmediata – Salvaguardar la vida)

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

4.1. Determinación de demanda sísmica

4.1.1. Clasificación de la estructura / Factor de importancia

Para fines de diseño sísmico las estructuras se clasifican en grupos y subgrupos según el Artículo 139 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. La estructura aquí estudiada pertenece al grupo A1, es decir, es una estructura esencial.

Para este tipo de estructuras la *NTC-DS (2017)* establece la amplificación de las ordenadas espectrales por un factor de importancia de 1.50. Este criterio busca de manera simplista aumentar el periodo de retorno del sismo de diseño y de manera indirecta producir una estructura con un mayor nivel de desempeño sísmico. Para la *NTC-DS (2023)* este criterio sufre cambios significativos, desapareciendo el factor de importancia, sin embargo, se deberá satisfacer los niveles de desempeño de ocupación inmediata y de seguridad de vida para la intensidad sísmica base de diseño y la infrecuente, respectivamente.

4.1.2. Zonificación sísmica

En la *NTC-DS (2017)* se consideraban tres zonas consistentes a la zonificación geotécnica que se establecía en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de cimentaciones, es decir, Zona I o de lomas, Zona II o de transición y Zona III o del lago. Por otro lado, la nueva versión (*NTC-DS, 2023*) establece una nueva clasificación denominada zonas sísmicas, la cual depende del periodo dominante de vibrar más largo del terreno, T_s . Esta nueva clasificación se muestra en la tabla IV.1.

Aunque existe cierta relación entre la zona geotécnica y la zona sísmica, pero no corresponden directamente entre sí. Por un lado, la zona geotécnica se asocia a la estructuración y características de los suelos del sitio, mientras que la sísmica está controlada por la respuesta dinámica del sitio.

Tabla IV.1 Zona sísmicas (*NTC-DS, 2023*).

Clasificación	Periodo dominante del suelo, T_s
Zona A	$T_s \leq 0.5$ s
Zona B	0.5 s $< T_s \leq 1.0$ s
Zona C	$T_s > 1.0$ s

Por lo anterior, tendríamos que la estructura E-17 se encuentra en zona II o de transición. Por su parte, debido a que el periodo dominante del sitio (T_s) es de 0.60 s, la estructura E-23 se encuentra en la zona sísmica B.

4.1.3. Espectro de peligro uniforme y espectros elásticos

En la figura IV.1 se muestran los Espectros de Peligro Uniforme (EPU) correspondientes a ambas normativas. Para la versión 2017 se muestra el EPU asociado a un periodo de retorno de 250 años, correspondiente al Sismo de Diseño. Por su parte, para la versión 2023 los asociados a un periodo de retorno de 250 años y 475 años, correspondientes al Sismo Base de Diseño y Sismo Infrecuente, respectivamente. Para la determinación de estos espectros se hizo uso de la versión correspondiente para cada normativa del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).

Comparando los EPU asociados al mismo periodo de retorno ($T_R = 250$ años), no se observa una disminución del valor máximo; sin embargo, las diferencias más importantes se observan para periodos estructurales menores a 0.7 s; por ejemplo, el valor de la aceleración del terreno ($T = 0.0$ s) correspondiente al Sismo Base de Diseño (2023) es 27% menor con respecto al Sismo de Diseño (2017).

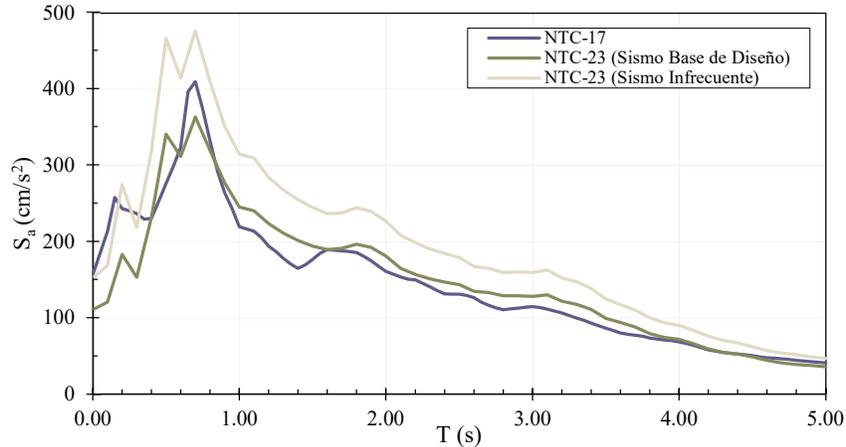


Figura IV.1 Espectros de peligro uniforme.

Los Espectros Elásticos (EE) se presentan en la figura IV.2. Para la NTC-DS 2017 se presenta el espectro afectado por el factor de importancia ($FI=1.5$) en línea continua y en línea discontinua sin el factor de importancia, además, se muestran los EE correspondientes a la nueva normativa, para periodos de retorno de 250 (Sismo Base de Diseño) y de 475 años (Sismo Infrecuente).

Comparando los EE se puede notar que el ancho de la meseta de los espectros de la nueva versión es mayor, ya que el valor de T_b (periodo correspondiente al límite donde empieza la rama descendente del espectro) se incrementó de 1.8 s a 2.0 s. Por otro lado, la ordenada espectral del EE correspondiente a la versión de la NTC-DS 2017 considerando el factor de importancia, es 23% mayor respecto al EE sismo base de diseño ($T_R=250$ años), y 1.6% menor al EE del sismo infrecuente ($T_R=475$ años) correspondiente a la NTC-DS 2023.

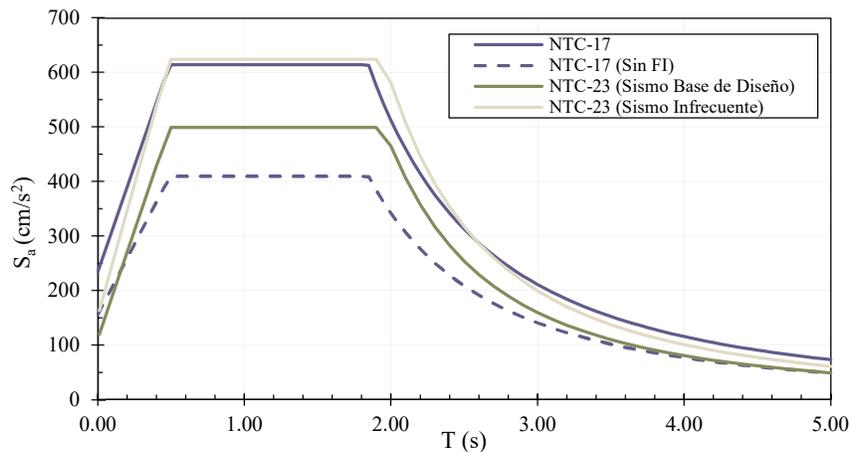


Figura IV.2 Espectros elásticos.

En la tabla IV.2, se proporcionan los valores de los parámetros que construyen cada uno de los espectros.

Tabla IV.2 Parámetros de espectros elásticos.

Descripción	E-17		E-23	
	Sin FI	Con FI	Sismo base de diseño	Sismo infrecuente
a_0 (cm/s ²)	156	156	112	154
C (cm/s ²)	410	614.9	500	625
T_a (s)	0.50	0.50	0.50	0.50
T_b (s)	1.80	1.80	2.00	2.00
k	0.846	0.846	0.575	0.575

4.1.4. Factor de comportamiento sísmico, Q y factor de reducción de ordenadas espectrales, Q'

Por razones económicas, la filosofía de diseño sismorresistente en la mayoría de las regiones sísmicas mundiales acepta deformaciones inelásticas en la estructura durante sismos severos (*Miranda, 1993*). En los reglamentos de diseño, las reducciones en fuerzas producidas por la disipación de energía histerética, esto es, las reducciones en fuerzas que se obtienen al permitir un comportamiento no lineal en la estructura, normalmente se toman en cuenta a través de factores de reducción (*Miranda, 1994*).

Para modelar el comportamiento no lineal, se utiliza el análisis de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Con este modelo se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, que en nuestra norma se denomina factor de comportamiento sísmico, Q . Por su parte, el factor de reducción de ordenadas espectrales, Q' , está definido como el cociente entre la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico) y la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada (Q).

En las *NTC-DS (2017 y 2023)*, la determinación del factor Q' se hace mediante la expresión Ec. 4.1 y Ec. 4.2, respectivamente. Como puede apreciarse el único cambio radica en el factor de fracción del amortiguamiento, β , esto debido a que la nueva versión del SASID (2023) proporciona espectros para fracciones de amortiguamiento diferentes a 0.05.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{Si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{Si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}}; & \text{Si } T_a < T \leq T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{Si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k}}; & \text{Si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\rho}{k}}; & \text{Si } T_a < T \leq T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

Q : Factor de comportamiento sísmico.

β : Fracción de amortiguamiento.

T_b, T_a : Periodos característicos del sitio.

k : Coeficiente que describe la rama descendente del espectro.

$$\rho = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

Para las estructuras aquí estudiadas, se plantea un sistema estructural a base de marcos resistentes a momentos de ductilidad baja, es decir, $Q = 2$.

Dentro del marco normativo de la *NTC-DS (2023)*, las estructuras pertenecientes al grupo A, se deberán revisar para dos niveles de desempeño: Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida. Para el primero se deberá considerar $Q = 1$ y para el segundo el valor asociado a la estructuración adoptada $Q = 2$ (ductilidad baja). En la tabla IV.3 se muestran los parámetros utilizados en el presente documento.

Tabla IV.3 Parámetros de ductilidad.

Parámetro	E-23		
	E-17	Ocupación Inmediata	Salvaguardar la Vida
Factor de comportamiento sísmico, Q	2.0	1.0	2.0
Fracción de amortiguamiento, β	0.05	0.05	0.05

4.1.5. Factor de sobre-resistencia (R)

Con fines de diseño, además de las reducciones debidas a comportamiento inelástico, ambas normativas permiten considerar reducciones adicionales para tomar en cuenta que las estructuras poseen una resistencia lateral considerablemente mayor a la resistencia lateral de diseño. El considerar en forma explícita esta resistencia superior, permite tener una mayor certidumbre del nivel de fuerzas laterales que puede actuar sobre las estructuras (*Miranda, 1994*).

Diversos autores (*Fajfar y Fischinger, 1990; Osteraas y Krawinkler, 1990; Nassar y Krawinkler, 1991; Uang, 1991 y Mitchell et al. 2023*) concluyen que existen varias fuentes que contribuyen a la generación de sobre-resistencia en las estructuras, destacando: el uso de factores de carga y resistencia implementados durante el proceso de diseño, uniformización de secciones estructurales por razones constructivas, resistencias superiores a las nominales, esfuerzo de fluencia real, endurecimiento por deformación y formación de mecanismos de colapso.

En las *NTC-DS (2017 y 2023)*, se hace uso de un factor para englobar todas las fuentes de sobre-resistencia. Este factor se obtiene mediante la Ec. 4.3.

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde:

R_0 : Es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que toma los siguientes valores:

2.00 ; Para estructuras con un factor de comportamiento sísmico Q de 3 o mayor.

1.75 ; Para estructuras con un factor de comportamiento sísmico Q menor 3.

k_1 : Es un factor de corrección por hiperestaticidad, que toma los siguientes valores:

0.80 ; Para sistemas estructurales que tengan menos de tres crujías resistentes en al menos una dirección de análisis.

1.00 ; Para sistemas estructurales que tengan tres o más crujías resistentes en las dos direcciones de análisis.

1.25 ; Para sistemas duales que tengan tres o más crujías resistentes en las dos direcciones de análisis.

k_2 : Es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{r}{r_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

En la *NTC-DS (2023)* se denomina a R como factor de sobre-resistencia total, debido a que aparece un nuevo parámetro denominado factor de reducción por sobre-resistencia, R' , el cual debe usarse para establecer las acciones de diseño para cada nivel de desempeño. Para seguridad de vida $R' = R$, mientras que para ocupación inmediata $R' = 0.75R$. Esto último se debe a que se espera que la estructura desarrolle comportamiento no lineal para el nivel de desempeño de seguridad de vida, por ello se considera la sobre-resistencia total. Por su parte, para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, se espera que la estructura permanezca en su intervalo de comportamiento elástico, lo que produce que el sistema no pueda desarrollar toda la sobre-resistencia. En la tabla IV.4 se presentan los parámetros utilizados para ambas estructuras.

Tabla IV.4 Parámetros de sobre-resistencia.

Parámetro	E-17		E-23	
	Prevención de Colapso	Ocupación Inmediata	Salvaguardar la Vida	
Factor de básico de sobre-resistencia, R_0	1.75	1.75	1.75	
Factor de corrección por hiperestaticidad, k_1	1.0	1.0	1.0	
Factor de reducción por sobre resistencia, R'	No existe	0.75R	R	

4.1.6. Condiciones de regularidad

Estructura E-17

En la versión de la *NTC-DS (2017)*, las estructuras se clasifican en función del número de condiciones de regularidad que incumplen, dicha clasificación se explica a continuación:

- Regular, estructura que cumple las trece condiciones.
- Irregular, estructura que no cumple una de las condiciones 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13 o dos o más de las condiciones 1, 2, 3, 4, 7 y 9.
- Muy irregular, estructura que no cumple dos o más de las condiciones 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13 o si se presenta alguna de las siguientes condiciones: el desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más del 30% el promedio de los desplazamientos de los extremos de esta, la rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más del 40% la del entrepiso inmediatamente inferior o más del 30% de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con la condición 9.

Dependiendo de la clasificación la estructura, se afectará el factor de reducción de ordenadas espectrales, Q' , por 0.8 y 0.7 para estructuras irregulares y muy irregulares, respectivamente.

A continuación, se evalúan las condiciones de regularidad:

Condición 1: Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

El sistema sismo resistente es completamente paralelos a los ejes ortogonales.

CUMPLE

Condición 2: La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

Parámetro	Valor
Altura, h (m)	20
Dimensión menor, D_{menor} (m)	24

$$\frac{h}{D_{menor}} < 4.0 \therefore 0.83 < 4.0$$

CUMPLE

Condición 3: La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro

Parámetro	Valor
Largo, L (m)	24
Ancho, A (m)	24

$$\frac{L}{A} < 4.0 \therefore 1.0 < 4.0$$

CUMPLE

Condición 4: En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

No existen entrantes ni salientes en la planta.

CUMPLE

Condición 5: Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

El sistema de piso consiste en losa de concreto con tableros con relación largo a ancho igual a 1, además de satisfacer las condiciones de regularidad 4 y 6.

CUMPLE

Condición 6: El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exige de este requisito la azotea de la construcción.

El sistema de piso no presenta ningún tipo de abertura.

CUMPLE

Condición 7: El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

Nivel	Peso Entrepiso (Ton)	Relación $P_i/P_{(i-1)}$	Evaluación
Azotea	603.90	92%	Cumple
Nivel 4	653.05	100%	Cumple
Nivel 3	653.05	100%	Cumple
Nivel 2	653.05	100%	Cumple
Nivel 1	653.05	-	-

En ningún entrepiso se excede el peso en más del 120% que el correspondiente al nivel inferior.

CUMPLE

Condición 8: En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

La geometría en planta es la misma en todos los niveles.

CUMPLE

Condición 9: Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Todas las columnas presentan restricción por el sistema de piso de cada nivel.

CUMPLE

Condición 10: Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción.

La altura de las columnas es la misma en cada entrepiso.

CUMPLE

Condición 11: La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Nivel	Rigidez (Ton/mm)	Relación $K_i/K_{(i-1)}$	Evaluación
Azotea	227.40	1.014	Cumple
Nivel 4	224.29	1.008	Cumple
Nivel 3	222.46	1.005	Cumple
Nivel 2	221.43	1.001	Cumple
Nivel 1	221.18	-	-

En ningún entrepiso se difiere en rigidez en más del 20% que el correspondiente al nivel inferior.

CUMPLE

Condición 12: En ningún entrepiso, el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

Nivel	U_{Max} (mm)	U_{Min} (mm)	U_{Prom} (mm)	Relación U_{Max}/U_{Prom}	Evaluación
Azotea	61.16	54.49	57.83	1.058	Cumple
Nivel 4	53.47	47.69	50.58	1.057	Cumple
Nivel 3	41.42	36.99	39.21	1.057	Cumple
Nivel 2	25.88	23.13	24.51	1.056	Cumple
Nivel 1	9.68	8.65	9.16	1.056	Cumple

En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de ningún punto de la planta excede en más del 20% el desplazamiento lateral promedio.

CUMPLE

Condición 13: En sistemas diseñados para $Q=4$, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q<3$, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Nivel	V_R (Ton)	V_U (Ton)	V_R / V_U
Azotea	884.23	155.90	5.67
Nivel 4	902.27	292.62	3.08
Nivel 3	1173.57	397.87	2.95
Nivel 2	1193.05	466.72	2.56
Nivel 1	1250.85	495.31	2.53
		Promedio	3.36
		0.75 Promedio	2.52

En ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre el cortante de diseño es menor al 75% del promedio de estos cocientes.

CUMPLE

Como puede verse, la estructura E-17 satisface todas las condiciones de regularidad por lo que queda clasificada como regular, por lo tanto, no es necesario afectar Q' .

Estructura E-23

Para la versión 2023, se realizó una reestructuración en la forma en la que se definen los diferentes tipos de irregularidad, así como en el tratamiento que se les da. En esta ocasión, la estructura no se clasifica como “regular”, “irregular” o “muy irregular” en función del número de condiciones que no cumple, sino que se le atribuye un nombre a cada uno de los tipos de irregularidad. Para cada tipo de irregularidad o combinación de estas, la normativa realiza una penalización en las distorsiones máximas permitidas (γ_{max}) para el nivel de desempeño sísmico esperado.

Este nuevo enfoque resultó en la simplificación del total de condiciones de regularidad, pasando de trece a ocho condiciones de irregularidad; de las cuales cinco son en planta y tres en elevación. Además, existen dos condiciones denominadas como “otras irregularidades” las cuales afectan reduciendo el factor de reducción de ordenadas espectrales, Q' .

A continuación, se evalúan las condiciones de regularidad:

Irregularidades en planta

Irregularidad por torsión: Se considerará que una estructura es irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 15 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis.

Fuerte irregularidad por torsión: Se considerará que una estructura es fuertemente irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis.

Nivel	U _{Max} (mm)	U _{Min} (mm)	U _{Prom} (mm)	Relación U _{Max} / U _{Prom}	Evaluación
Azotea	82.08	73.40	77.74	1.056	Cumple
Nivel 4	71.63	64.09	67.86	1.056	Cumple
Nivel 3	55.38	49.61	52.49	1.055	Cumple
Nivel 2	34.50	30.92	32.71	1.055	Cumple
Nivel 1	12.88	11.54	12.21	1.055	Cumple

En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de ningún punto de la planta excede en más del 15% ni 30% el desplazamiento lateral promedio.

CUMPLE

Forma geométrica irregular en planta: Se considerará con fines estructurales que una estructura es irregular geoméricamente en planta cuando tiene entrantes o salientes de dimensiones mayores que 40 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

No existen entrantes ni salientes en la planta.

CUMPLE

Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma: Se considerará que una estructura es irregular por tener una flexibilidad excesiva en el diafragma cuando en una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas existe un punto en cualquiera de las plantas que tiene un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral en el mismo punto en otro análisis en que la estructura se modele ahora suponiendo al diafragma como rígido.

Nivel	U _{Flexible} (mm)	U _{Rigido} (mm)	Relación U _{Flexible} /U _{Rigido}	Evaluación
Azotea	73.44	73.40	1.0004	Cumple
Nivel 4	64.12	64.09	1.0004	Cumple
Nivel 3	49.62	49.61	1.0004	Cumple
Nivel 2	30.94	30.92	1.0005	Cumple
Nivel 1	11.56	11.54	1.0014	Cumple

En ningún entrepiso existe un nodo con un desplazamiento mayor al 30% al obtenido suponiendo un diafragma rígido.

CUMPLE

Irregularidad por discontinuidad en el diafragma: Se considerará que una estructura es irregular por discontinuidad en el diafragma cuando en cualquiera de las plantas de la estructura exista una reducción brusca de más de 40 por ciento en el ancho de diafragma provocado por aberturas en el mismo.

No existe ningún tipo de abertura en el diafragma.

CUMPLE

Irregularidades en elevación

Irregularidad por reducciones geométricas en elevación: Se considerará que una estructura es irregular por reducciones geométricas en elevación cuando una o más plantas tengan una reducción brusca en el ancho de la planta en la dirección paralela a la dirección de análisis de más de 25 por ciento del ancho en la misma dirección del nivel inmediatamente superior o bien una reducción brusca de más del 40 por ciento respecto al ancho del nivel inmediatamente inferior. Una excepción son los niveles de elevadores y otras instalaciones en el nivel de azotea cuya dimensión puede ser

significativamente menor que la del nivel inferior sin que se considere a la estructura como irregular (sin embargo, es necesario evaluar su respuesta como apéndice).

La geometría en planta es la misma en todos los niveles.

CUMPLE

Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral: Se considerará que una estructura tiene una irregularidad en elevación por cambios bruscos de rigidez lateral en la altura cuando la rigidez lateral de un entrepiso es 15 por ciento menor que la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien 30 por ciento mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente superior.

Fuerte Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez latera: Se considerará que una estructura es fuertemente irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 50 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que 50 por ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior a un entrepiso.

Nivel	Rigidez (Ton/mm)	Relación $K_i/K_{(i+1)}$	Evaluación
Azotea	512.46	-	Cumple
Nivel 4	509.68	0.995	Cumple
Nivel 3	508.14	0.997	Cumple
Nivel 2	506.63	0.997	Cumple
Nivel 1	506.77	1.000	-

No existen cambios de rigidez que superen los límites establecidos.

CUMPLE

Otras irregularidades

Estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos: Cuando una estructura tenga columnas que en dos o más niveles no estén restringidas en las direcciones horizontales de análisis por vigas, deberán cumplir con todos los requisitos para estructuras irregulares y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' se multiplicará por 0.7; adicionalmente, la relación entre la carga crítica de pandeo de las columnas no restringidas en varios niveles y las contiguas de un solo nivel no podrá ser menor que 0.5.

Todas las columnas presentan restricción por el sistema de piso en cada nivel.

CUMPLE

Estructuras con elementos sismo resistentes desfasados en elevación: Cuando en una estructura se tengan elementos resistentes que en elevación estén desfasados, como son columnas y muros de rigidez, además de cumplir con todos los requisitos para estructuras irregulares, el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' se multiplicará por 0.7

Todos los elementos resistentes son continuos y no presentan desfaces.

CUMPLE

Como puede verse, la estructura E-23 no presenta ningún tipo de irregularidad, por lo tanto, no es necesario afectar las distorsiones máximas permisible γ_{max} ni Q' .

4.1.7. Espectros sísmicos de diseño

Para la construcción del espectro sísmico de diseño estipulado en la NTC-DS 2017 es necesario incrementar el espectro elástico del sismo de diseño ($T_R=250$ años) mediante el factor de importancia, posteriormente, se reduce el espectro por los factores Q' y R .

Por su parte, para la NTC-DS 2023 para estructuras del grupo A existen dos espectros sísmicos de diseño. El asociado al nivel de desempeño de ocupación inmediata, el cual se construye mediante el espectro elástico del sismo base de diseño ($T_R \geq 250$ años) reducido por el factor de reducción por sobre-resistencia R' (igual a $0.75R$). Para el nivel de desempeño de seguridad de vida, el espectro elástico del sismo infrecuente ($T_R \geq 475$ años) se reduce por los factores Q' y R' (igual a R).

Los espectros de diseño para ambas normativas se muestran en la figura IV.3.

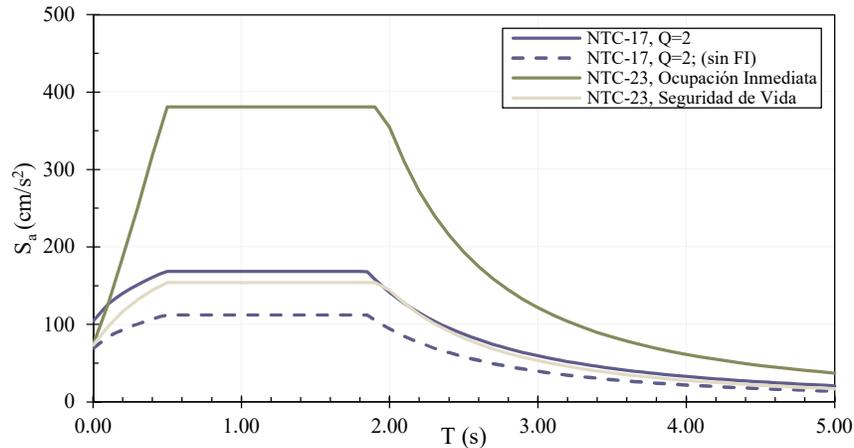


Figura IV.3 Espectros de diseño.

4.1.8. Distorsiones máximas permisibles

El formato de diseño de la *NTC-DS (2017)* especifica la revisión de dos estados límites: Limitación de Daño por Sismos Frecuentes y Prevención del Colapso. Para el cumplimiento del primer estado límite las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño multiplicadas por $Q'R$ y K_s no deben exceder el valor de 0.002, salvo que los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o que estos estén desligados de la estructura principal, en cuyo caso el límite es de 0.004. Para el caso de estudio se considera que los elementos no estructurales se encuentran desligados de la estructura principal, por lo que se considera una distorsión límite de 0.004. Mientras que, para el segundo las distorsiones que se obtuvieron usando el espectro de diseño multiplicadas por QR , no exceden la distorsión límite γ_{max} , que para marcos de concreto reforzado de ductilidad baja el valor es de 0.015.

En la *NTC-DS (2023)* para estructuras del grupo A se requiere la revisión de dos niveles de desempeño: Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida. Para satisfacer el primer nivel desempeño las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño multiplicadas por R' no deben exceder el valor $\gamma_{OI} = 0.0075$. Para el segundo nivel de desempeño las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño multiplicadas por QR' no deben exceder el valor $\gamma_{SV} = 0.015$. Estos límites de distorsiones corresponden al sistema estructural de marcos de concreto reforzado de ductilidad baja.

4.2. Efectos a considerar

4.2.1. Agrietamientos

Las consideraciones de inercias efectivas son un debate constante dentro del gremio del diseño estructural, el cual radica en la forma que deben calcularse para los elementos estructurales de

concreto reforzado. El parámetro de inercia efectiva está directamente vinculado con la rigidez efectiva de los elementos, por lo tanto, cualquier cambio en él genera un impacto en las propiedades dinámicas de la estructura, y por consiguiente en las demandas sísmicas de diseño, así como en la determinación de las distorsiones y desplazamientos.

La *NTC-DCEC (2017)* requiere que cuando se utilicen métodos elásticos se deberá tomar en cuenta el efecto del agrietamiento para el cálculo de la rigidez de los elementos estructurales, esto se hace mediante la reducción de la inercia bruta mediante factores. En la tabla IV.5 se muestran los factores establecidos en esta norma.

Tabla IV.5 Momentos de inercia para cálculo de rigideces (*NTC-DCEC, 2017*).

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados	$0.50I_g$
Columnas agrietadas	$0.70I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

Por su parte, la versión *NTC-DCEC (2023)* mantiene el mismo criterio para determinar la rigidez efectiva, pero con un cambio relevante en los factores que modifican las inercias brutas, además, se agregaron valores para losas planas. En la tabla IV.6 se muestran los factores establecidos en esta norma.

Tabla IV.6 Momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas (*NTC-DCEC, 2023*).

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados	$0.35I_g$
Columnas agrietadas	$0.50I_g$
Columnas y muros no agrietados	$0.70I_g$
Losas planas	$0.25 I_g$

Adicionalmente, se presenta un método basado en ecuaciones simples para determinar factores dependiendo de las propiedades de armados y elementos mecánicos últimos presentes en el elemento. Esta alternativa llevaría al diseñador a un proceso iterativo para poder determinar los valores de inercias efectivas de cada elemento. Ver tabla IV.7.

Tabla IV.7 Valores alternativos de momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas (*NTC-DCEC, 2023*).

Elemento	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columna y muro	$0.35I_g$	$\left[0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right] \left[1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right] I_g$	$0.875I_g$
Viga y losa plana	$0.25I_g$	$[0.10 + 25\rho] \left[1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right] I_g$	$0.50I_g$

Ambas versiones permiten al diseñador el uso de metodologías distintas a las proporcionadas en el cuerpo normativo, sin embargo, es de esperarse que en la práctica profesional se use el criterio de afectar las inercias brutas por los factores que se muestran en las tablas anteriores, esto debido a la simpleza y rapidez de implementación. En este documento se utilizan los valores de las tablas IV.5 y IV.6 para las estructuras E-17 y E-23, respectivamente.

4.2.2. Efectos de torsión

Se considera que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masas de cada uno de sus pisos, y que el centro de torsión es el punto teórico, en cada planta donde es posible aplicar una fuerza lateral sin producir rotaciones. Si el centro de masas no coincide con el de torsión, se generan momentos de torsión que producen fuerzas cortantes adicionales en los elementos estructurales. A la distancia entre estos puntos, se le denomina excentricidad estática. Por lo tanto, la excentricidad estática es intrínseca a la estructura, y está controlada por la distribución de las cargas en cada piso y de las rigideces laterales de los elementos resistentes.

Por otro lado, los momentos de torsión en edificios reales difieren de los obtenidos en un análisis dinámico debido a factores no considerados explícitamente (*Rosenblueth, 1979*). Según *Escobar y Ayala (1998)* estas diferencias se pueden atribuir a las torsiones inducidas por el componente rotacional del terreno y a la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de las estructuras y a las incertidumbres inherentes a las propiedades estructurales. Es por ello que diversos autores establecen que aun las estructuras nominalmente simétricas pueden ser afectadas por efectos de torsión.

En la actualidad, resulta prácticamente imposible estimar con precisión estas torsiones accidentales (*Escobar, Mendoza & Gómez, 2004*). La manera usual de considerarlas en el diseño, es incluyendo un momento de torsión adicional, que es producto de una excentricidad accidental.

En las *NTC-DS (2017 y 2023)*, se propone un valor para la excentricidad accidental que varía linealmente en elevación y se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima perpendicular a la dirección de análisis (Ec. 4.4). Los valores de excentricidad accidental para ambas estructuras se muestran en la tabla IV.8.

Es importante mencionar, que cuando se realiza un análisis dinámico los resultados que se obtienen de él ya consideran el efecto de la excentricidad estática, por lo que únicamente es necesario incluir los efectos de torsión producto de la excentricidad accidental.

$$e_a = \left[0.05 + \frac{0.05(i - 1)}{n - 1} \right] b_i \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

b_i : Dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

n : Número de pisos del sistema estructural.

Tabla IV.8 Excentricidad accidental para ambas estructuras.

Nivel	(%)	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)
1	5.00	1.20	1.20
2	6.25	1.50	1.50
3	7.50	1.80	1.80
4	8.75	2.10	2.10
5	10.00	2.40	2.40

4.2.3. Efectos de segundo orden

Los efectos geométricos de segundo orden son aumento en los elementos mecánicos producto de la interacción entre las cargas de compresión con los desplazamientos de la estructura. Esto se debe a las excentricidades generadas entre la posición deformada y la posición original no

deformada de la estructura. Como puede verse estos efectos dependen principalmente de la rigidez del sistema estructural.

Las NTC-DS, en ambas versiones, establecen que estos efectos pueden despreciarse en aquellos entresijos en que la distorsión de entresijo no exceda el valor de la Ec. 4.5, donde V_i es la fuerza cortante de diseño para cada entresijo y W_{pi} es el peso de la estructura por encima de ese entresijo (sin factor de carga).

$$0.08 \frac{V_i}{W_{pi}} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde:

V_i : Cortante de diseño del i -ésimo piso.

W_{pi} : Peso de la parte de la construcción situada encima de ese entresijo, sin factor de carga.

El resultado de esta revisión se muestra en la tabla IV.9 para la estructura E-17, y en las tablas IV.10 y IV.11 para la estructura E-23 para cada nivel de desempeño. Concluyendo en que se permite ignorar estos efectos en el análisis de ambas estructuras.

Tabla IV.9 Revisión para efectos de segundo orden; E-17.

Nivel	Cortante, V_i (Ton)	Peso, W_{pi} (Ton)	0.08 V_i/W_{pi}	Distorsión de entresijo
5	155.90	621.20	0.0201	0.0068
4	292.62	1,262.55	0.0185	0.0106
3	397.87	1,903.91	0.0167	0.0136
2	466.72	2,545.27	0.0147	0.0142
1	495.31	3,186.62	0.0124	0.0085

Tabla IV.10 Revisión para efectos de segundo orden; ocupación inmediata E-23.

Nivel	Cortante, V_i (Ton)	Peso, W_{pi} (Ton)	0.08 V_i/W_{pi}	Distorsión de entresijo
5	407.44	803.73	0.0406	0.0034
4	795.84	1,607.46	0.0396	0.0053
3	1,095.47	2,411.19	0.0363	0.0069
2	1,285.49	3,214.92	0.0320	0.0071
1	1,358.82	4,018.64	0.0271	0.0042

Tabla IV.11 Revisión para efectos de segundo orden; seguridad de vida E-23.

Nivel	Cortante, V_i (Ton)	Peso, W_{pi} (Ton)	0.08 V_i/W_{pi}	Distorsión de entresijo
5	168.62	803.73	0.0168	0.0037
4	323.86	1,607.46	0.0161	0.0058
3	443.27	2,411.19	0.0147	0.0074
2	520.45	3,214.92	0.0130	0.0077
1	551.69	4,018.64	0.0110	0.0046

4.2.4. Efectos bidireccionales

De acuerdo a la NTC-DS en ambas versiones (2017 y 2023), cuando se utilice el método dinámico modal espectral se deben considerar los efectos en las dos componentes horizontales. Esto implica considerar la presencia simultánea en un 100% en una dirección y 30% actuando en la dirección ortogonal. Estos detalles se pueden observar las tablas de combinaciones de carga del capítulo 3.6.

4.3. Análisis dinámico modal espectral

4.3.1. Modos de vibrar y participación de masa

Los resultados del análisis modal de la estructura E-17 se muestran en la figura IV.4 y tabla IV.12, mientras que los de estructura E-23 se presentan en la figura IV.5 y tabla IV.13.

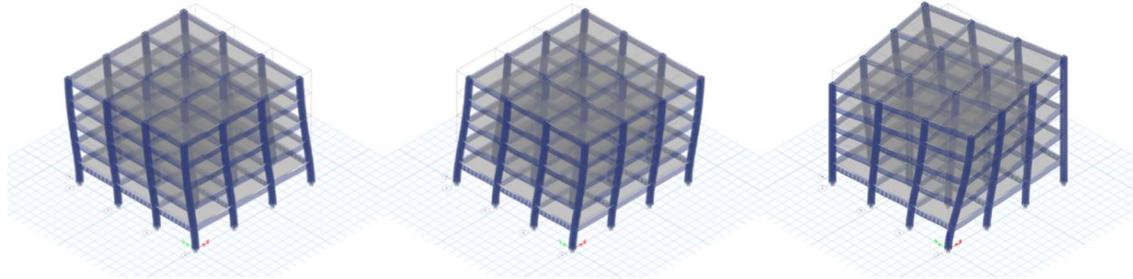


Figura IV.4 Modos de vibrar E-17.

Tabla IV.12 Resultados análisis modal E-17.

Modo	Periodo (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)
1	0.916	78.67	2.09	0.00
2	0.916	2.09	78.67	0.00
3	0.790	0.00	0.00	81.08
4	0.274	11.36	0.01	0.00
5	0.274	0.01	11.36	0.00
6	0.239	0.00	0.00	11.16

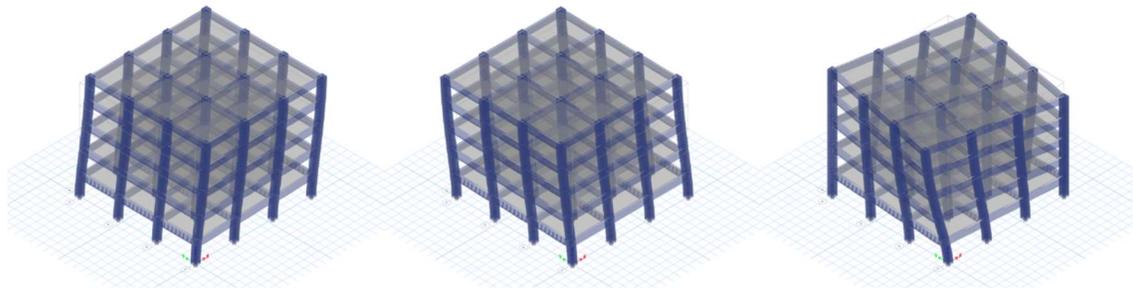


Figura IV.5 Modos de vibrar E-23.

Tabla IV.13 Resultados análisis modal E-23.

Modo	Periodo (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)
1	0.706	79.22	1.36	0.00
2	0.706	1.36	79.22	0.00
3	0.610	0.00	0.00	81.01
4	0.210	10.87	0.63	0.00
5	0.210	0.63	10.87	0.00
6	0.184	0.00	0.00	11.22

Debido a los cambios en la metodología de diseño de la NTC-DS, la estructura E-23 experimentó un aumento en su rigidez lateral, lo que ocasionó una disminución del periodo fundamental de vibrar de aproximadamente el 30%.

4.3.2. Desplazamiento de entrepiso

Los desplazamientos de entrepiso para ambas estructuras se muestran en la figura IV.6 y tabla IV.14.

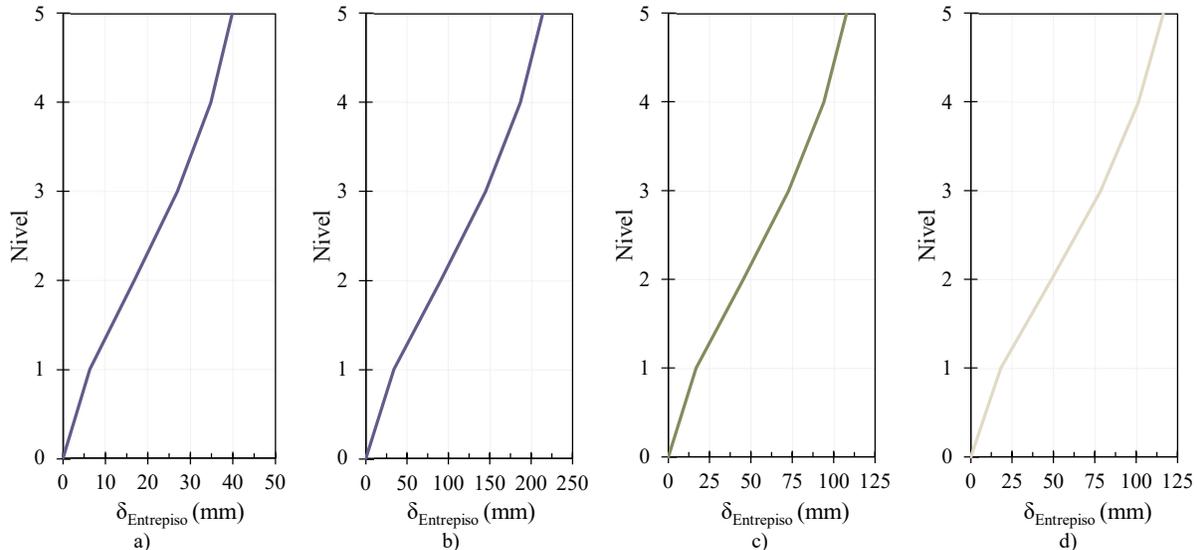


Figura IV.6 Desplazamiento de entrepiso. a) E-17; Limitación de daños, b) E-17; Prevención de colapso, c) E-23; Ocupación inmediata, d) E-23; Seguridad de vida.

Tabla IV.14 Desplazamiento de entrepiso de ambas estructuras.

Nivel	E-17		E-23	
	Limitación de daños (mm)	Prevención de colapso (mm)	Ocupación inmediata (mm)	Seguridad de vida (mm)
5	39.85	213.92	107.73	116.27
4	34.84	187.03	94.01	101.42
3	26.99	144.88	72.69	78.43
2	16.86	90.51	45.28	48.88
1	6.30	33.84	16.90	18.26

4.3.3. Distorsión de entrepiso

Las distorsiones de entrepiso para ambas estructuras se muestran en la figura IV.7 y tabla IV.15. Como puede verse la estructura E-17 presenta distorsiones inferiores a las permisibles de $\gamma = 0.004$ y $\gamma_{max} = 0.015$, correspondientes a los estados límite de limitación de daños y prevención de colapso, respectivamente. De igual forma, la estructura E-23 presenta distorsiones inferiores a las permisibles de $\gamma_{OI} = 0.0075$ y $\gamma_{SV} = 0.015$, correspondientes a los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida, respectivamente.

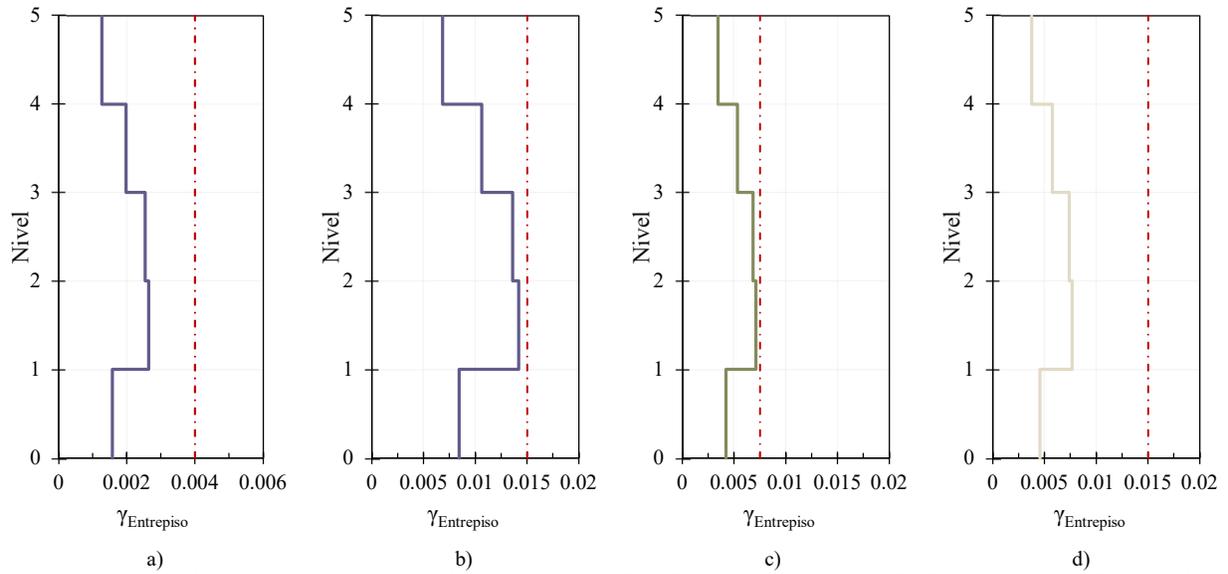


Figura IV.7 Distorsión de entrepiso. a) E-17; Limitación de daños, b) E-17; Prevención de colapso, c) E-23; Ocupación inmediata, d) E-23; Seguridad de vida.

Tabla IV.15 Distorsión de entrepiso de ambas estructuras.

Nivel	E-17		E-23	
	Limitación de daños	Prevención de colapso	Ocupación inmediata	Seguridad de vida
5	0.00127	0.00682	0.00345	0.00375
4	0.00198	0.01062	0.00534	0.00578
3	0.00254	0.01363	0.00686	0.00740
2	0.00264	0.01417	0.00710	0.00766
1	0.00158	0.00846	0.00422	0.00457

4.3.4. Cortantes de entrepiso

Los cortantes de entrepiso para ambas estructuras se muestran en la figura IV.8 y tabla IV.16.

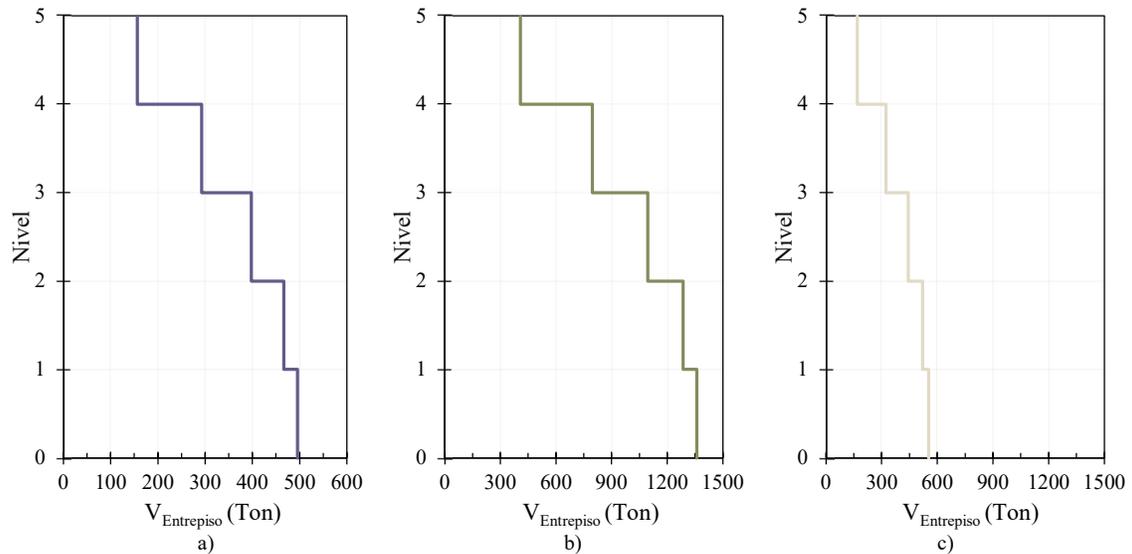


Figura IV.8 Cortante de entrepiso. a) E-17; Prevención de colapso, b) E-23; Ocupación inmediata, c) E-23; Seguridad de vida.

Tabla IV.16 Cortante de entrepiso de ambas estructuras.

Nivel	E-17		E-23	
	Prevención de colapso (Ton)	Ocupación inmediata (Ton)	Seguridad de vida (Ton)	
5	155.90	407.44	168.82	
4	292.62	795.84	323.86	
3	397.87	1,095.47	443.27	
2	466.72	1,285.49	520.45	
1	495.31	1,358.82	551.69	

4.3.5. Comparación de resultados

Como se puede observar en terminos de demandas de cortante de entrepiso la estructura E-17 y la estructura E-23 para el nivel de desempeño de seguridad de vida son aproximadamente iguales (figura IV.9.c). Esta similitud era previsible, ya que los espectros elásticos mostraban esta misma relación. Por ello es posible concluir que, el uso del factor de importancia de la versión anterior (2017) generaba un espectro elástico asociado a un período de retorno mayor desconocido, lo que en la nueva versión (2023) se denomina como intensidad sísmica infrecuente asociada a un periodo de retorno de por lo menos 475 años con la que este nivel de desempeño debe ser evaluado. Además, en ambos escenarios (estado límite de prevención de colapso y nivel de desempeño de seguridad de vida) se permite que la estructura incursione en su rango no lineal, es decir, se utilizan espectros de diseño reducidos por ductilidad y sobre-resistencia.

Por su parte, para la estructura E-23 para el nivel de desempeño de ocupación inmediata se presentan demandas de cortante de entrepiso del orden de tres veces las de la estructura E-17, producto del uso de la nueva metodología de diseño que utiliza espectros de diseño elásticos con el fin de asegurar un mejor desempeño.

Sin embargo, cuando comparamos las graficas asociadas a los desplazamientos o distorsiones de entrepiso (figura IV.9.a y figura IV.9.b) vemos que la relación que se presentaba en terminos de fuerza entre las estructuras E-17 y E-23 para el nivel de desempeño de seguridad de vida desaparece por completo. Esto es producto del nivel de desempeño de ocupación inmediata que las estructuras del grupo A deben satisfacer en la nueva versión, al ser este nivel de desempeño más estricto en el control de la respuesta lateral (daño), entonces el diseño de la estructura queda regido totalmente por este nivel de desempeño.

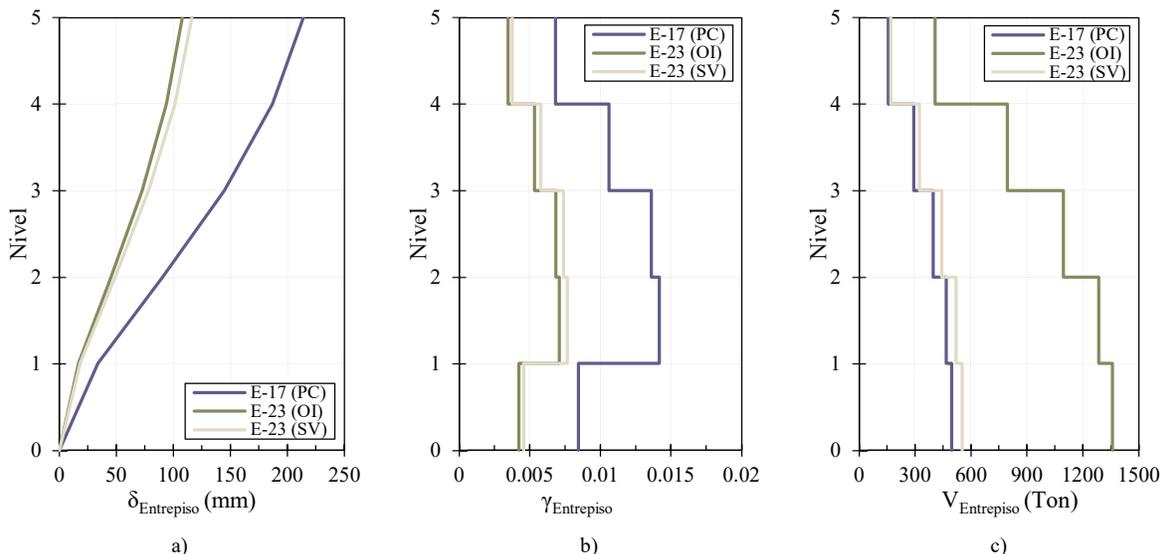


Figura IV.9 Comparativa de resultados. a) Desplazamiento de entrepiso, b) Distorsión de entrepiso, c) Cortante de entrepiso.

V. DISEÑO ESTRUCTURAL

La metodología de diseño se basa en el criterio de estado límite de falla o por resistencia última, que se establece en la NTC-DCEC en ambas versiones. En otras palabras, los elementos estructurales se diseñaron de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza interna que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño o resistencia requerida de dicha fuerza interna. Esta metodología se ejemplifica con la ecuación 5.1.

$$R_D \geq R_{req} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$F_R R_n \geq R_{req}$$

Donde:

R_D : Resistencia de diseño

R_{req} : Resistencia requerida

F_R : Factor de carga

R_n : Resistencia nominal

Se entenderá por resistencia requerida a las fuerzas internas multiplicadas por su correspondiente factor de carga, F_C . Mientras que la resistencia de diseño corresponde a la resistencia nominal del elemento multiplicada por su respectivo factor de resistencia, F_R .

Con respecto a los factores de resistencia, se observó un ligero cambio entre ambas versiones. Este cambio radica en la determinación de dichos factores para elementos sometidos a momento, fuerza axial o una combinación de ambos, asociado a la deformación unitaria a tensión del acero (ver figura V.1). Cabe destacar que esto ya estaba contemplado en la *NTC-DCEC (2017)*, pero únicamente como un apéndice. Sin embargo, debido a su uso común en la práctica profesional, se decidió emplear esta metodología para ambas estructuras en el presente documento.

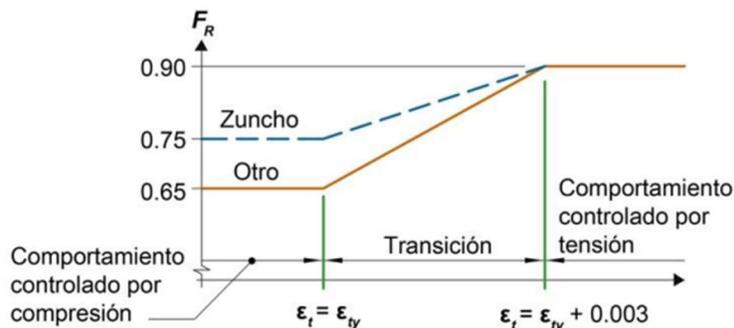


Figura V.1 Factor de resistencia F_R para momento, fuerza axial o momento con fuerza axial en función de la deformación unitaria a tensión del acero (*NTC-DCEC, 2023*).

Para la determinación de la resistencia de diseño a flexión, carga axial o combinación de ambas, se efectuó de acuerdo con las condiciones de equilibrio y las hipótesis indicadas en ambas versiones de las NTC-DCEC:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.

- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a $0.85f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a β_1c , donde β_1 se calculará como:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \rightarrow \text{si } f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.05 - \frac{f'_c}{1,400} \geq 0.65 & \rightarrow \text{si } f'_c > 300 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

- Se idealiza el diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo corrugado por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo especificado de fluencia del acero, f_y .

Por su parte, la resistencia de diseño a fuerza cortante, V_R , mantiene el mismo criterio de ser la suma de la contribución del concreto, V_{cR} y la del acero de refuerzo trasversal, V_{sR} . Sin embargo, la determinación de la contribución del concreto, fue la que sufrió cambios importantes reduciendo considerablemente su complejidad. En la tabla V.1 se muestra un resumen de los cambios más relevantes para elementos no presforzados con relación $L/h \geq 5$.

Tabla V.1 Resumen de cambios en el cálculo de la resistencia de diseño a fuerza cortante de elementos no presforzados.

	NTC-DCEC 2017	NTC-DCEC 2023
Resistencia de diseño a fuerza cortante ¹	$V_R = V_{cR} + V_{sR}$	$V_R = V_{cR} + V_{sR}$
Limitación para fuerza cortante de diseño	Para vigas $V_u < F_R 2.5 \sqrt{f'_c} bd$ Para columnas $V_u < F_R 2.0 \sqrt{f'_c} bd$	$V_u \leq F_R (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} bd)$
Limitación de fuerza cortante que resiste el concreto ²	$V_{cR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} bd$	$F_R 0.25 \lambda \sqrt{f'_c} bd \leq V_{cR} \leq F_R 1.25 \lambda \sqrt{f'_c} bd$
Resistencia a fuerza cortante del concreto ³	Para vigas $\rho < 0.015$ $V_{cR} = F_R (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} bd$ $\rho \geq 0.015$ $V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} bd$ Para elementos sujetos a flexocompresión Si $P_u < F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_s)$ $\rho < 0.015$ $V_{cR} = F_R (0.2 + 20\rho) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd$ $\rho \geq 0.015$ $V_{cR} = F_R 0.5 \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd$ Si $P_u \geq F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_s)$ V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u .	Para vigas $V_{cR} \leq F_R 0.5 \lambda \sqrt{f'_c} bd$ ó $V_{cR} \leq F_R 2 \lambda (\rho)^{1/3} \sqrt{f'_c} bd$ Para elementos sujetos a flexocompresión o flexotensión $V_{cR} \leq F_R \left(0.5 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6 A_g} \right) bd$ ó $V_{cR} \leq F_R \left(2 \lambda (\rho)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6 A_g} \right) bd$

	$V_{cR} = 0; \text{ para } P_u = F_R(f''_c A_g + A_s f_y)$ Para elementos sujetos a flexotensión $\rho < 0.015$ $V_{cR} = F_R(0.2 + 20\rho) \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd$ $\rho \geq 0.015$ $V_{cR} = F_R 0.5 \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd$	
Resistencia a fuerza cortante del concreto, Método detallado	Método alternativo para calcular la fuerza cortante que resiste el concreto en elementos no presforzados, esta alternativa es menos conservadora debido a que toma en cuenta la interacción entre la fuerza cortante y el momento flexionante que se presenta en la sección (V_u/M_u).	No existe
Resistencia a fuerza cortante del acero de refuerzo transversal ⁴	$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d}{S}$	$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d}{S}$
Cortante biaxial	No existe	$\text{Si } \frac{V_{u,x}}{F_R V_R} \leq 0.5 \text{ ó } \frac{V_{u,y}}{F_R V_R} \leq 0.5$ Se permite despreciar la interacción entre fuerzas cortantes. $\text{Si } \frac{V_{u,x}}{F_R V_R} > 0.5 \text{ y } \frac{V_{u,y}}{F_R V_R} > 0.5$ $\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} + \frac{V_{u,y}}{F_R V_R} \leq 1.5$
¹ Se entiende por V_{cR} y V_{sR} , a las resistencias nominales multiplicadas por su factor de carga, es decir, $V_{cR}=F_R V_c$ y $V_{sR}=F_R V_s$. ² El termino λ , es el factor de reducción para concreto ligero. ³ El termino ρ , es la cuantía de refuerzo a tensión. El termino P_u , es la carga axial del elemento, en la versión 2017 se utiliza el valor absoluto, mientras que en la versión 2023 se considera positiva si es compresión y negativa si es de tensión. El valor de $P_u/6A_g$ no puede tomarse mayor que $0.05f'_c$. En la versión 2023 puede usarse cualquiera de las dos expresiones para determinar V_{cR} no es necesario utilizar la que brinde valores menores. ⁴ Las expresiones mostradas corresponden a cuando el refuerzo transversal se coloca perpendicular al eje longitudinal del elemento.		

A continuación, se presentan los resultados del diseño de los elementos estructurales, que incluyen traveses, columnas y nudos. Es importante destacar que se aplicó el mismo criterio de diseño para ambas estructuras, manteniendo la misma sección transversal de los elementos estructurales en todos los niveles y variando únicamente el acero de refuerzo. Este enfoque es similar al que se emplearía en la práctica profesional para las características de la estructura estudiada en este trabajo.

5.1. Trabes

5.1.1. Estructura E-17

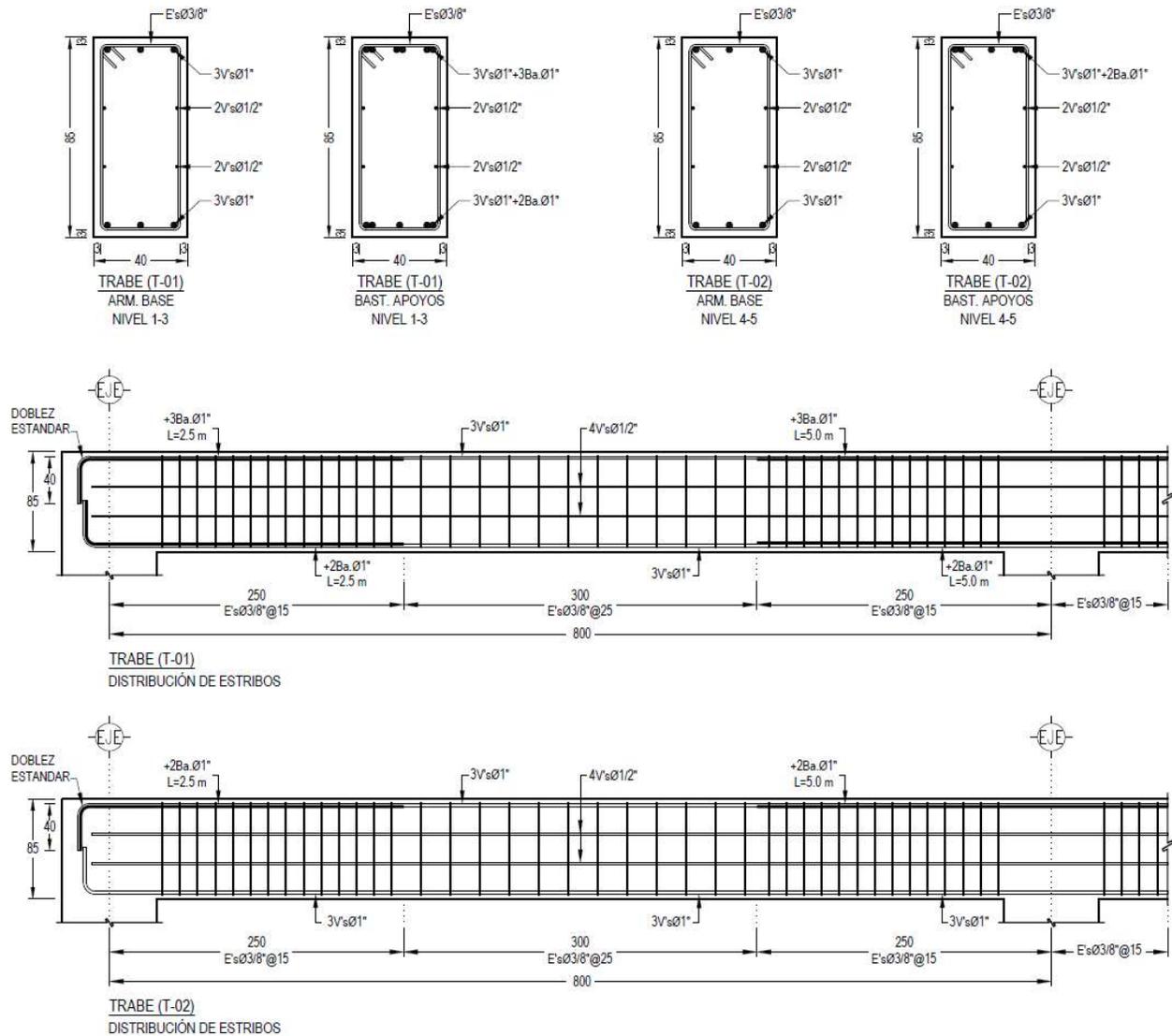


Figura V.2 Detalles estructurales de trabes de estructura E-17.

Tabla V.2 Resumen de resultados de diseño de trabes de estructura E-17.

Trabe	Ubicación	Resistencia requerida		Resistencia de diseño		Ratio	
		Flexión, M_u (Ton.m)	Cortante, V_u (Ton)	Flexión, M_R (Ton.m)	Cortante, V_R (Ton)	Flexión	Cortante
T-01	Apoyos	-83.34 58.94	32.96	-87.18 72.96	40.15	0.96 0.81	0.82
	Centro claro	22.06	19.22	44.24	26.63	0.50	0.72
T-02	Apoyos	-59.49 31.05	26.44	-72.82 44.24	38.84	0.82 0.70	0.70
	Centro claro	21.72	11.84	44.24	26.63	0.49	0.44

5.1.2. Estructura E-23

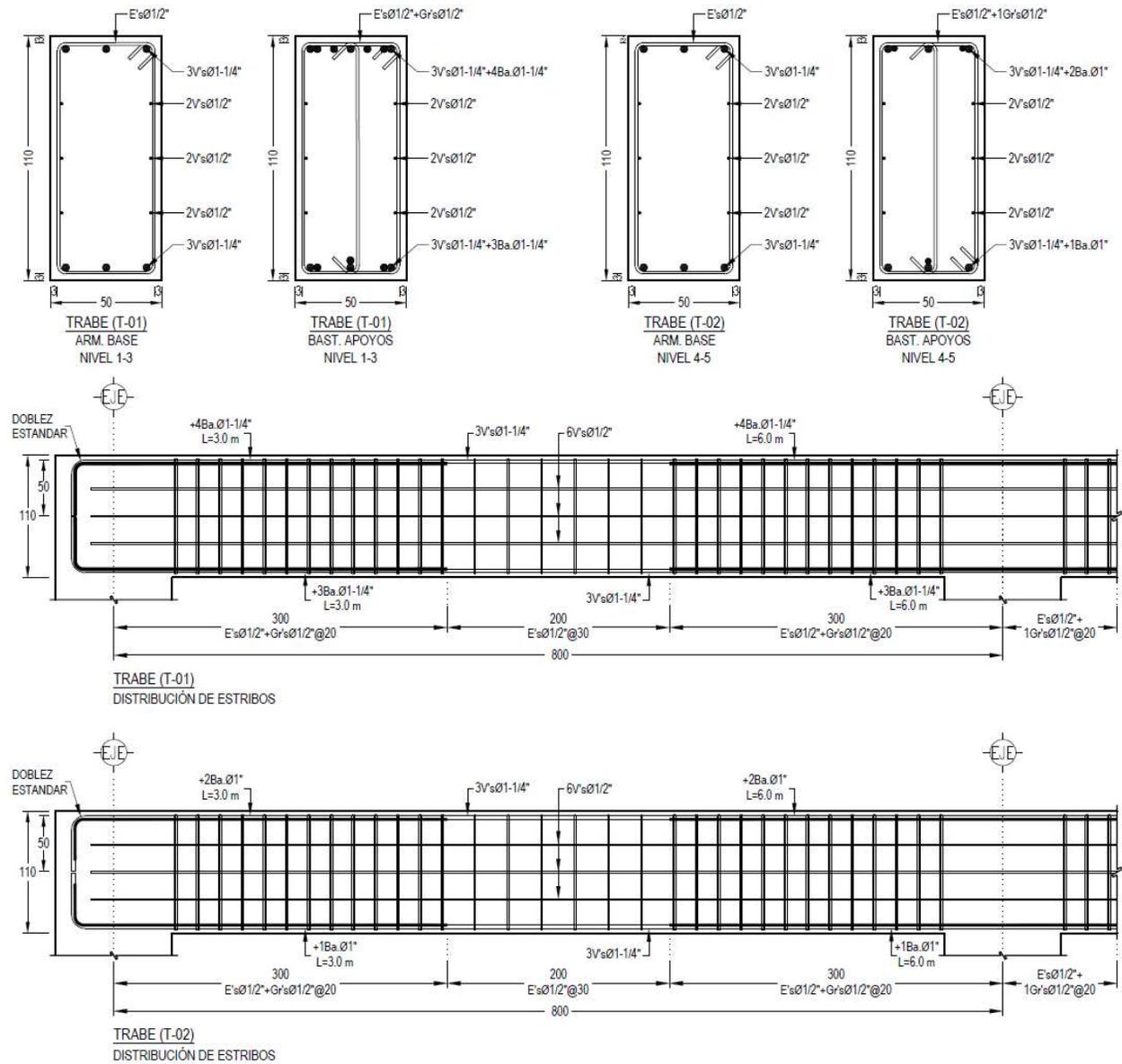


Figura V.3 Detalles estructurales de traves de estructura E-23.

Tabla V.3 Resumen de resultados de diseo para nivel de desempeo de ocupaci3n inmediata de traves de estructura E-23.

Trabe	Ubicaci3n	Resistencia requerida		Resistencia de diseo		Ratio	
		Flexi3n, M_u (Ton.m)	Cortante, V_u (Ton)	Flexi3n, M_R (Ton.m)	Cortante, V_R (Ton)	Flexi3n	Cortante
T-01	Apoyos	-195.99	63.18	-210.46	96.95	0.93	0.65
	Centro claro	168.97	51.92	180.86	62.03	0.93	0.84
T-02	Apoyos	-125.34	46.12	-129.40	96.95	0.97	0.48
	Centro claro	96.80	31.91	110.35	62.03	0.88	0.51

Tabla V.4 Resumen de resultados de diseño para nivel de desempeño de seguridad de vida de traves de estructura E-23.

Trabe	Ubicación	Resistencia requerida		Resistencia de diseño		Ratio	
		Flexión, M_u (Ton.m)	Cortante, V_u (Ton)	Flexión, M_R (Ton.m)	Cortante, V_R (Ton)	Flexión	Cortante
T-01	Apoyos	-87.74	36.45	-210.46	96.95	0.42	0.38
	Centro claro	60.31	21.07	180.86	62.03	0.36	
T-02	Apoyos	-63.06	29.45	-129.40	96.95	0.49	0.30
	Centro claro	32.07	13.17	110.35	62.03	0.29	
	Centro claro	22.87	13.17	91.20	62.03	0.25	0.21

5.2. Columnas

5.2.1. Estructura E-17

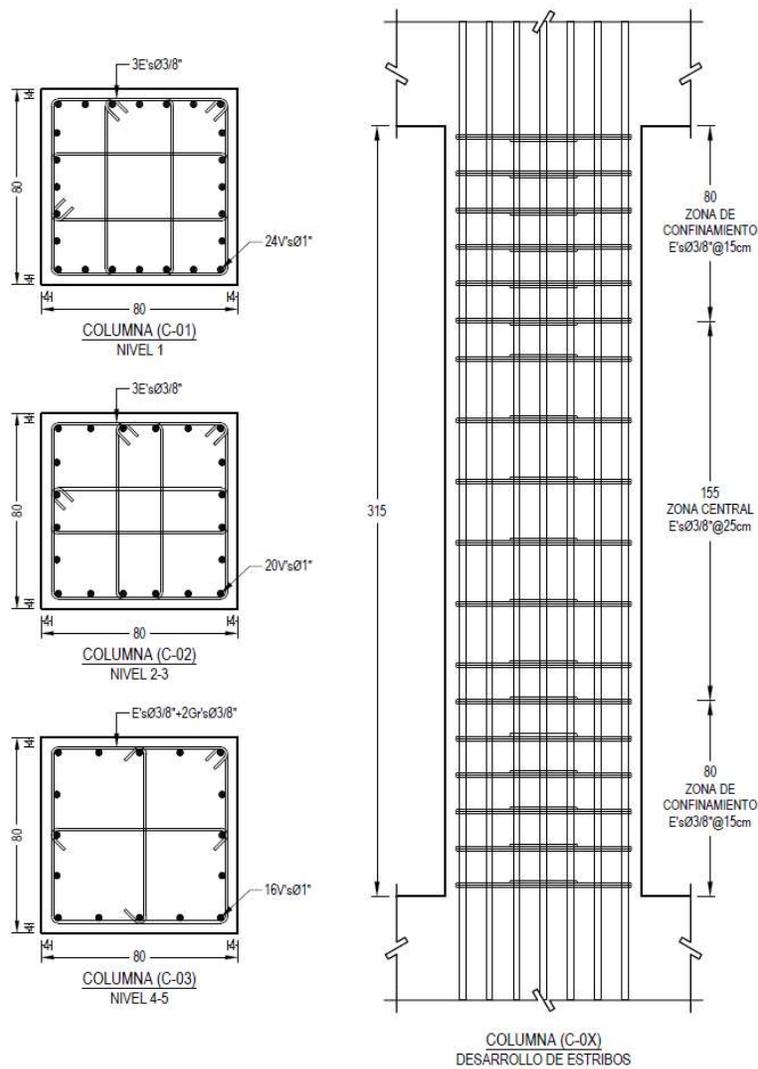


Figura V.4 Detalles estructurales de columnas de estructura E-17.

Tabla V.5 Resumen de resultados de diseño a flexocompresión de columnas de estructura E-17.

Columna (Cuantía)	Resistencia requerida			Ratio
	Axial, P_u (Ton)	Flexión, M_{ux} (Ton.m)	Flexión, M_{uy} (Ton.m)	
C-01 (1.90%)	41.44	113.71	48.62	0.68
C-02 (1.58%)	36.29	60.32	29.21	0.42
C-03 (1.27%)	11.28	32.17	19.01	0.31

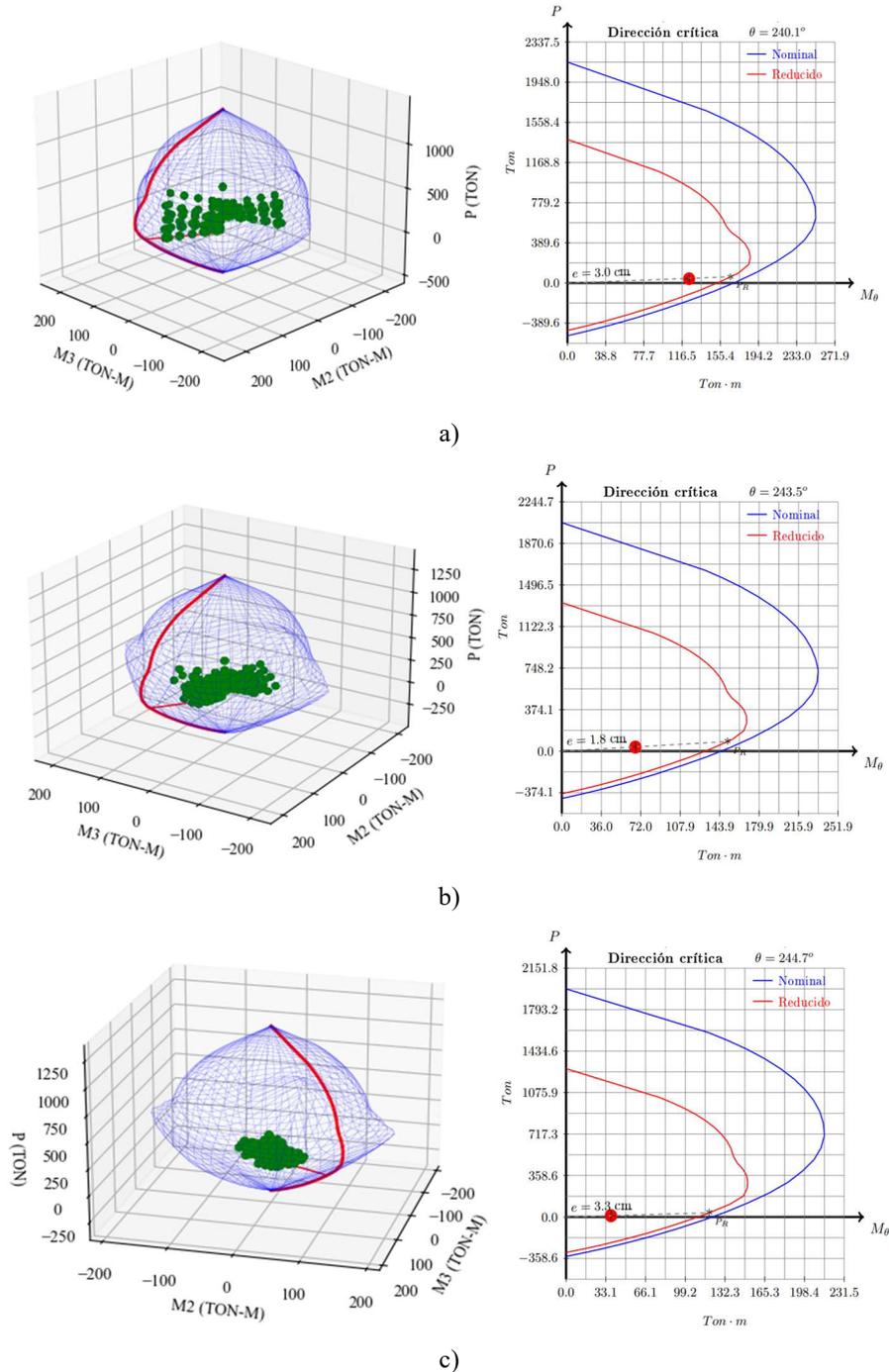


Figura V.5 Diagramas de interacción para columnas de estructura E-17. a) C-01, b) C-02, c) C-03.

Tabla V.6 Resumen de resultados de diseño a cortante de columnas de estructura E-17.

Columna	Resistencia requerida		Resistencia de diseño	Ratio
	Axial, P_u (Ton)	Cortante, V_u (Ton)	Cortante, V_R (Ton)	
C-01	161.34	42.08	74.07	0.57
C-02	129.30	44.04	71.70	0.62
C-03	65.22	28.66	57.42	0.50

5.2.2. Estructura E-23

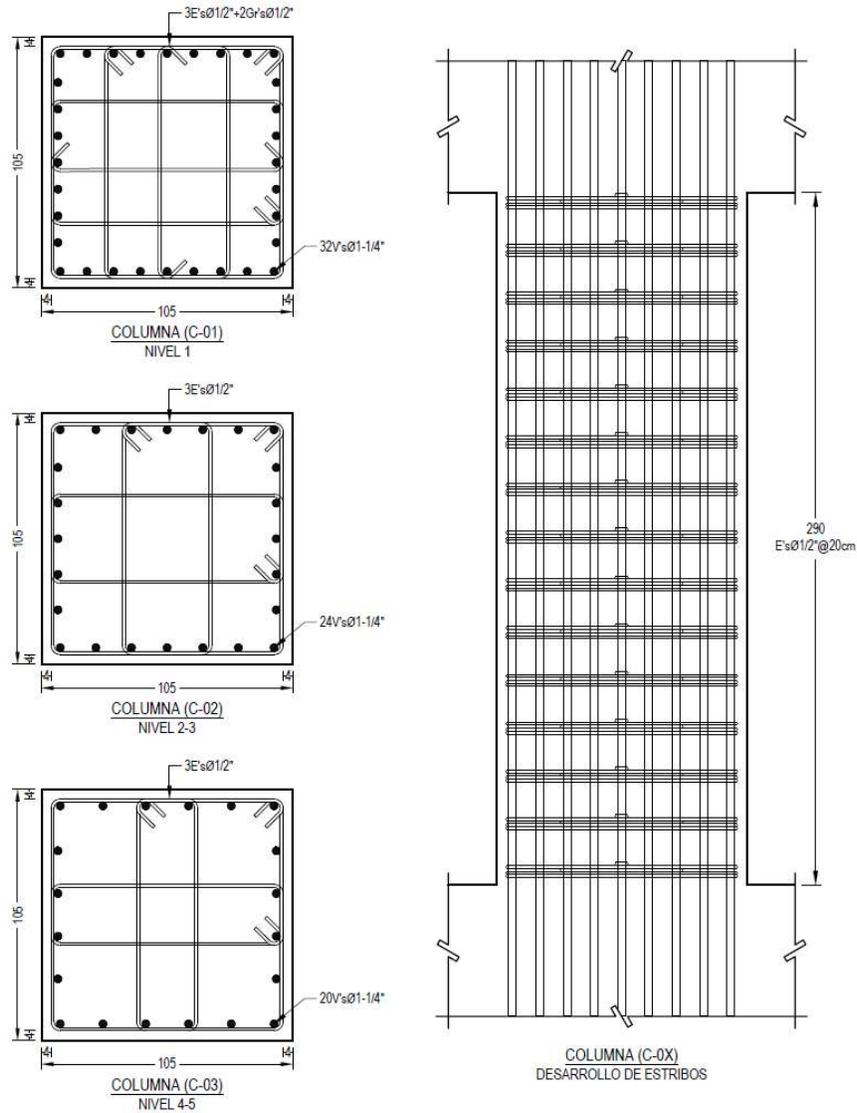


Figura V.6 Detalles estructurales de columnas de estructura E-23

Tabla V.7 Resumen de resultados de diseño a flexocompresión para nivel de desempeño de ocupación inmediata de columnas de estructura E-23.

Columna (cuantía)	Resistencia requerida			Ratio
	Axial, P_u (Ton)	Flexión, M_{ux} (Ton.m)	Flexión, M_{uy} (Ton.m)	
C-01 (2.30%)	-35.89	312.11	130.35	0.91
C-02 (1.72%)	-21.14	155.06	69.33	0.58
C-03 (1.44%)	6.45	101.49	44.71	0.30

Tabla V.8 Resumen de resultados de diseño a flexocompresión para nivel de desempeño de seguridad de vida de columnas de estructura E-23.

Columna (cuantía)	Resistencia requerida			Ratio
	Axial, P_u (Ton)	Flexión, M_{ux} (Ton.m)	Flexión, M_{uy} (Ton.m)	
C-01 (2.30%)	88.66	129.07	55.38	0.29
C-02 (1.72%)	74.17	68.27	33.59	0.19
C-03 (1.44%)	17.75	35.47	21.23	0.13

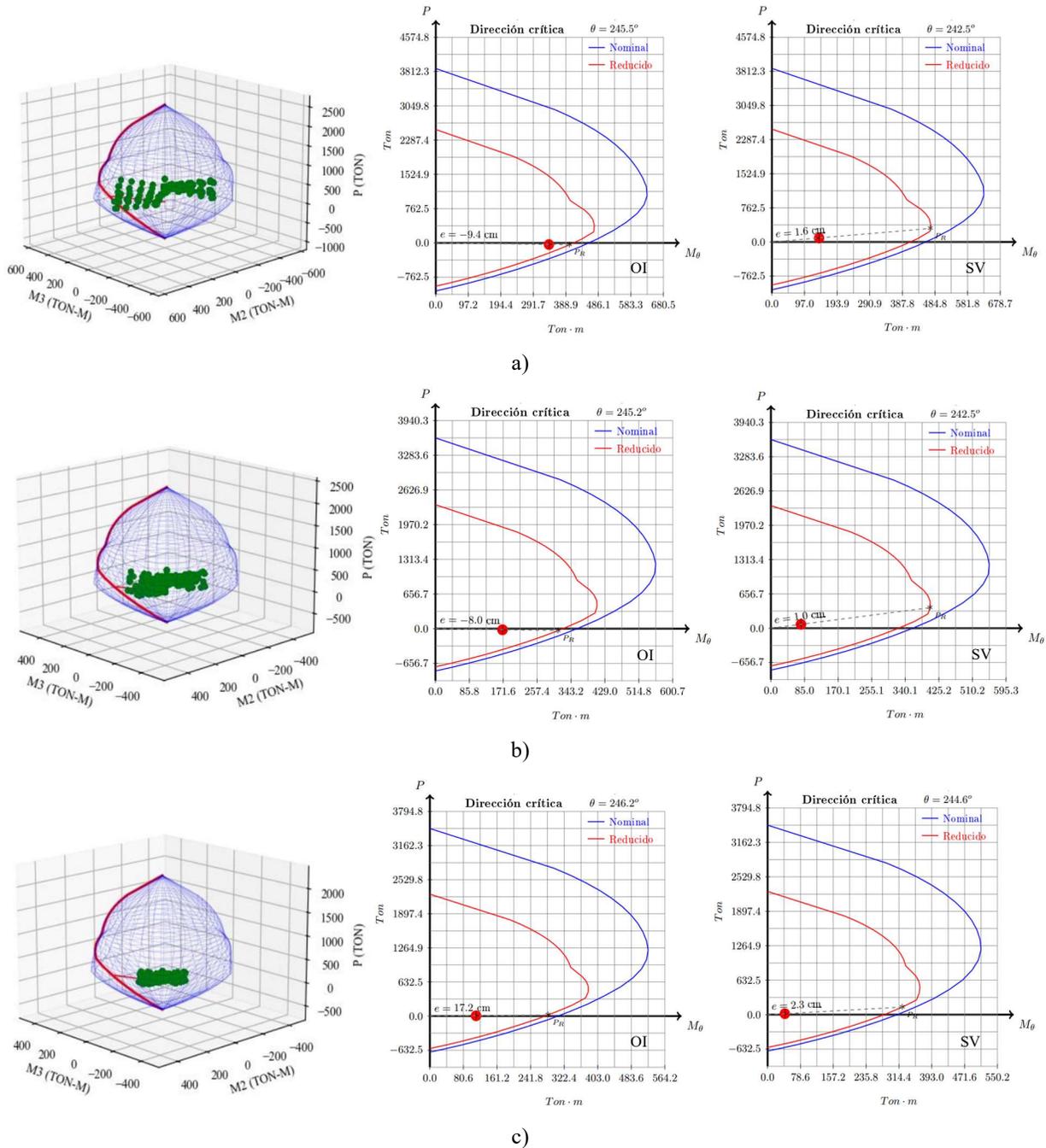


Figura V.7 Diagramas de interacción para columnas de estructura E-23. a) C-01, b) C-02, c) C-03.

Tabla V.9 Resumen de resultados de diseño a cortante para nivel de desempeño de ocupación inmediata de columnas de estructura E-23.

Columna	Resistencia requerida			Resistencia de diseño	Ratio
	Axial, P_u (Ton)	Cortate, V_{ux} (Ton)	Cortante, V_{uy} (Ton)	Cortante, V_R (Ton)	
C-01	189.74	115.38	31.67	190.55	0.61
C-02	153.00	120.66	29.36	166.22	0.73
C-03	80.27	77.53	19.88	157.56	0.49

Tabla V.10 Resumen de resultados de diseño a cortante para nivel de desempeño de seguridad de vida de columnas de estructura E-23.

Columna	Resistencia requerida			Resistencia de diseño	Ratio
	Axial, P_u (Ton)	Cortate, V_{ux} (Ton)	Cortante, V_{uy} (Ton)	Cortante, V_R (Ton)	
C-01	227.15	46.85	16.06	195.00	0.24
C-02	181.26	48.91	16.70	169.58	0.29
C-03	89.62	31.72	12.21	158.67	0.20

5.3. Unión viga-columna

Las uniones viga - columna tiene una incidencia directa sobre la respuesta total y la estabilidad de estructuras a base de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, una pérdida significativa de la rigidez y la resistencia en la unión puede producir un mecanismo de falla local e incluso global de la estructura, por ello, se consideran piezas clave para asegurar la continuidad, la transferencia de fuerzas y un comportamiento dúctil al sistema estructural.

La respuesta de uniones viga-columna está controlada por mecanismos de cortante y adherencia (figura V.8), que tienen comportamiento histerético pobre, por lo que no es posible considerar a la unión como una fuente importante de disipación de energía (Alcocer, 1999). Por lo tanto, el comportamiento a cortante de la unión es de suma importancia en relación con el control del comportamiento global de las uniones viga-columna de concreto reforzado (Kim & LaFave, 2007).

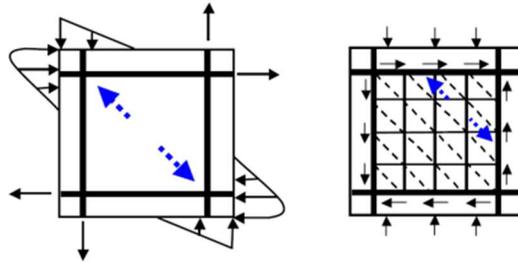


Figura V.8 Mecanismos resistentes a fuerza cortante en un nodo (Kim, LaFave & Song, 2009).

5.3.1. Estructura E-17

Para estructuras de ductilidad baja ($Q=2$) la *NTC-DCEC (2017)* no exige una revisión explícita de la resistencia a cortante de las uniones viga-columna; sin embargo, proporciona al diseñador un lineamiento simple sobre el detallado del refuerzo que debe cumplirse en las intersecciones de columnas con vigas, el cual consiste en la disposición de estribos a una separación y diámetro de por lo menos los usados en la columna en las secciones próximas a la unión.

En esta normativa se hace la clasificación de nudos confinados y no confinados. Para que una unión se considere confinada, se deben conectar a ella cuatro trabes y el ancho de cada una debe ser de al menos el 75% el ancho respectivo de la columna. Cuando la unión sea confinada es posible usar la mitad del refuerzo transversal horizontal descrito anteriormente. Además, se requiere

colocar al menos dos juegos de refuerzo transversal entre los lechos superior e inferior del refuerzo longitudinal de vigas.

En la tabla V.11 se evalúa la clasificación de los nodos para determinar el refuerzo transversal necesario en las uniones viga-columna. Debido a su clasificación como nodos no confinados, es necesario colocar el mismo armado que presentan las columnas en sus extremos (figura V.9).

Tabla V.11 Clasificación de nodos para estructura E-17.

Ancho columnas, cm	Ancho vigas, cm	Relación	Clasificación Nodos
80	40	50%	No confinados

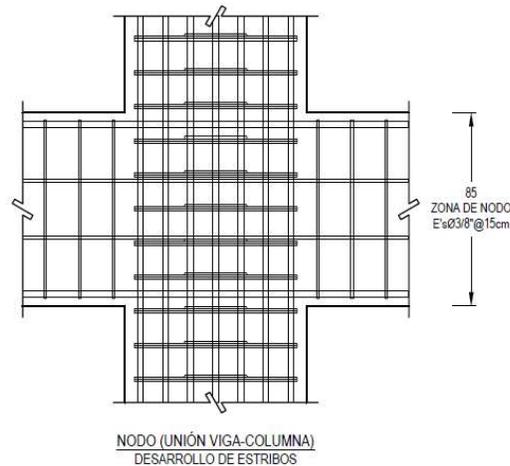


Figura V.9 Detalle estructural de unión viga-columna E-17.

5.3.2. Estructura E-23

A diferencia de la versión anterior, en la *NTC-DCEC (2023)* es necesario realizar explícitamente el diseño de las uniones viga-columna para estructuras de ductilidad baja ($Q=2$) basado en criterios de diseño por capacidad.

La fuerza cortante de diseño, V_u , en la unión viga-columna corresponde a las fuerzas de tensión y compresión que se producen debido a la flexión de las vigas y el cortante que se genera en las columnas que se presentan en las caras del nudo, debido a la resistencia a momento nominal las vigas (figura V.10).

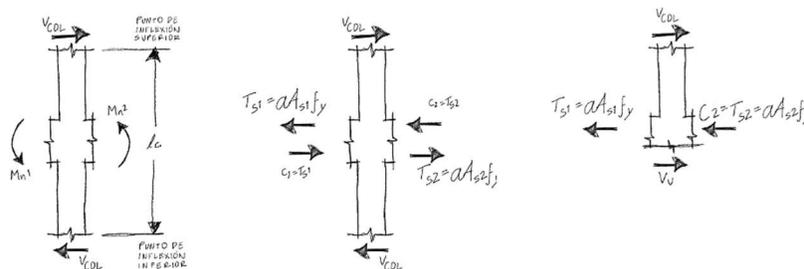


Figura V.10 Determinación de cortante de diseño en nudo.

Por su parte, el cortante resistente, V_R , depende del tipo de unión y de las características geométricas de las columnas y vigas que concurren en la unión. Estas condiciones se muestran en la tabla V.12 y en la figura V.11.

Tabla V.12 Resistencia de diseño de uniones viga-columna de ductilidad baja a fuerza cortante, V_R (Adaptada de NTC-DCEC 2023).

Columna	Viga en dirección de V_u	Confinamiento debido a vigas transversales*	V_R , kg
Continua o cumple con: La columna y su refuerzo longitudinal y transversal se extiende por encima del nodo al menos una longitud igual al peralte de la columna, h, medida en la dirección de V_u .	Continua o cumple con: La viga se extiende más allá del nodo al menos una longitud igual al peralte de la viga, h, y su refuerzo longitudinal y transversal en el lado contrario del nodo es continuo en toda su extensión.	Confinada	$6.4F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con: La viga se extiende más allá del nodo al menos una longitud igual al peralte de la viga, h, y su refuerzo longitudinal y transversal en el lado contrario del nodo es continuo en toda su extensión.	Confinada	$5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$3.2F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

*Para considerar que una unión viga-columna es confinada deben existir dos traveses transversales a la dirección de V_u que cumplan los siguientes requisitos:

- Cada viga transversal cubre un área sobre la cara del nodo de al menos $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna con la que la viga se une multiplicado por el peralte de la viga más peraltada en la dirección del cortante del nodo considerado.
- Las vigas transversales se extienden al menos una longitud igual que el peralte de la viga h más allá de la cara del nodo.
- Las vigas transversales contienen al menos dos barras de refuerzo continuas en cada uno de los lechos y estribos hechos con barras del No.3 que cumplan los requisitos establecidos para vigas de ductilidad baja.

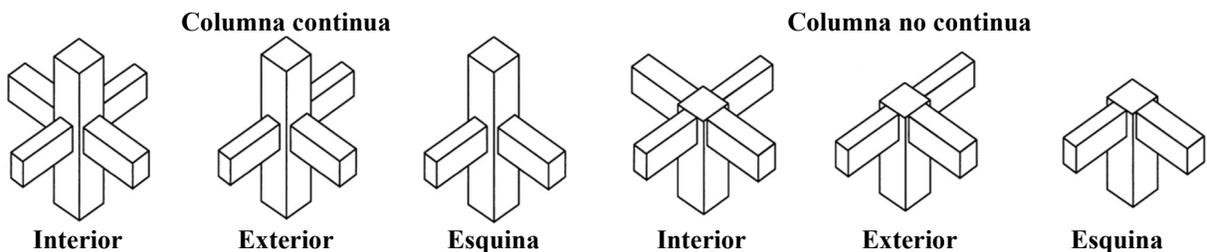


Figura V.11 Configuraciones típicas de uniones viga-columna (Adaptada Bonacci & Alcocer, 2002).

El área transversal efectiva dentro de la unión viga-columnas, A_j , se obtiene con la ecuación 5.2.

$$A_j = h * b_{nodo}$$

$$b_{nodo} = \text{menor de} \begin{cases} \frac{b_v + b_c}{2} \\ b_v + h \\ b_c \end{cases} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde:

A_j : Área efectiva de la unión.

h : Peralte de la unión igual a la dimensión de la columna en la dirección en la que actúa el cortante.

b_{nodo} : Ancho efectivo de la unión.

b_v : Ancho de viga.

b_c : Ancho de columna.

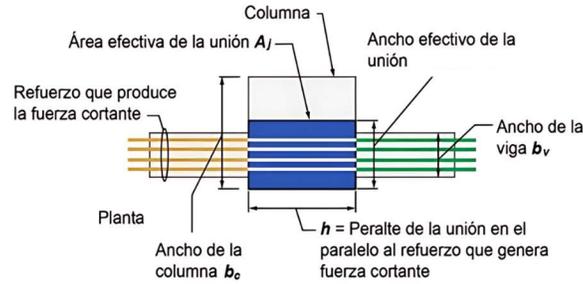


Figura V.12 Área efectiva de unión viga-columna (Adaptada NTC-DCEC, 2023).

En la tabla V.13 se muestran los resultados más críticos para cada uno de los casos de unión viga-columnas y en la figura V.13 se muestra el detalle estructural de la unión. Debido a que los nodos se consideran no confinados por las vigas transversales el acero de refuerzo transversal deberá cumplir con lo siguiente:

- Consistir en estribos cerrados y cumplir los requisitos de detallado correspondientes.
- Presentar al menos dos capas de refuerzo transversal dentro del peralte de la viga de menor peralte que llega al nodo.
- La separación máxima del refuerzo transversal en el nodo no deberá de ser mayor de 20 cm.

Tabla V.13 Revisión de uniones vigas-columnas de estructura E-23.

Condiciones			V_u (Ton)	V_R (Ton)	Ratio
Columna	Viga en dirección de V_u	Vigas transversales*			
Continua	Continua	No confinan	323.59	560.26	0.58
Continua	No continua	No confinan	174.30	422.84	0.41
No continua	Continua	No confinan	263.38	422.84	0.62
No continua	No continua	No confinan	142.34	338.27	0.42

*Debido a la geometría de columnas y vigas no se genera confinamiento por vigas transversales.

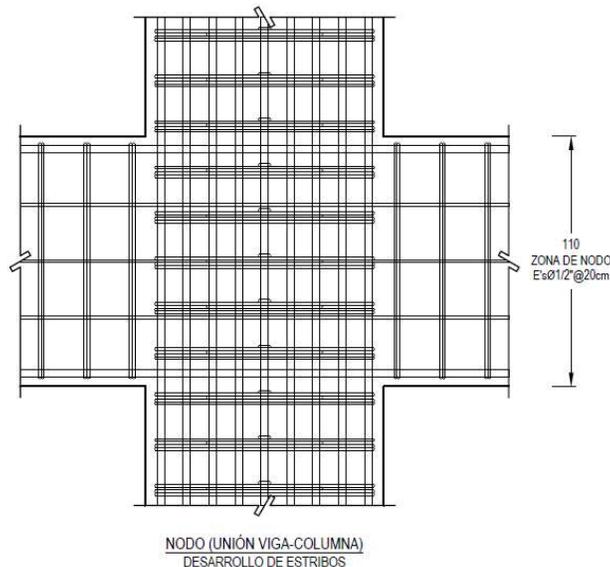


Figura V.13 Detalle estructural de unión viga-columna E-23.

VI. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal, también conocido como análisis “pushover” es una técnica simple y eficiente para determinar la respuesta inelástica de una estructura mediante la curva de capacidad la cual es una relación resistencia-deformación. Esta curva se obtiene sometiendo a un modelo matemático del sistema estructural que incorpore las características no lineales de fuerza-deformación de los elementos estructurales a un patrón de cargas o desplazamientos, que se incrementa de manera monótonica hasta alcanzar su capacidad máxima. Además, con este procedimiento es posible monitorear la incursión en el rango inelástico de los distintos elementos estructurales y con ello encontrar mecanismos de falla de la estructura.

Se debe tener en cuenta que se tienen algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación, se comentan algunas de ellas:

1. Este análisis solo se centra en la energía de deformación de la estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas sísmicas.
2. Se considera de manera simplista los cambios en la respuesta dinámica del sistema estructural conforme la rigidez de la estructura disminuye debido a la degradación de las propiedades de los elementos estructurales.
3. Subestima la concentración de deformación no lineal en elementos de sistemas estructurales irregulares.
4. No se tienen en cuenta los efectos dinámicos de los modos superiores en la respuesta.
5. El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga

Es importante mencionar que, por primera vez aparecen disposiciones para este tipo de análisis en el cuerpo normativo de la *NTC-DS (2023)*, en ella se permite su uso únicamente para estructuras en las cuales por lo menos el 75 por ciento de la masa modal participe en el primer modo y se podrán determinar los siguientes parámetros:

1. La resistencia lateral máxima del sistema estructura, con fines de estimar el factor total de sobre-resistencia, R .
2. La deformación lateral límite asociada al intervalo de comportamiento elástico y aquella correspondiente al nivel de desempeño de seguridad de vida, con el fin de cuantificar o verificar las distorsiones límite y el factor de comportamiento sísmico, Q .
3. El nivel de asimetría en elevación.
4. Los niveles de deformación lateral asociados a diferentes niveles de desempeño en el contexto de metodologías de diseño basadas en el control de desplazamiento y la evaluación basada en desempeño.

6.1. Patrón de carga

La distribución de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura debe representar las fuerzas de inercia generadas por la acción sísmica. Tanto el *ASCE 41 (2023)* como la *NTC-DS (2023)* establecen que el patrón de cargas lateral debe ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis, y dicha fuerza debe aplicarse en el centro de masa de la losa del entrepiso correspondiente.

Anteriormente, se utilizaban distintos patrones de carga para construir la curva de capacidad, pero la investigación realizada en *FEMA 440 (2005)* ha demostrado que los patrones de fuerzas múltiples contribuyen poco a mejorar la precisión de los procedimientos estáticos no lineales. Por lo tanto, se recomienda un único patrón basado en la forma del primer modo.

Cabe mencionar que, antes de imponer deformación lateral al modelo no lineal de análisis, es necesario aplicarle las cargas gravitacionales esperadas, es decir, la carga muerta y la carga viva instantánea, sin factores de carga.

6.2. Propiedades esperadas de los materiales

Para los análisis no lineales es necesario utilizar propiedades esperadas de los materiales, las cuales pueden calcularse mediante la multiplicación de las propiedades de límite inferior por un factor de amplificación (tabla VI.1). Se permite utilizar las propiedades nominales de los materiales como propiedades de límite inferior. Los factores utilizados en este caso de estudio son los correspondientes a la *NTC-EREE (2023)* debido a que estas reflejan de mejor forma la calidad de nuestros materiales.

Tabla VI.1 Factores para pasar de propiedades de límite inferior a propiedades esperadas.

Propiedad del material	ASCE 41-23	NTC-EREE 2023
Resistencia a la compresión, f'_c	1.50	1.20
Resistencia a fluencia del acero de refuerzo, f_y	1.25	1.07 ¹
Resistencia a la tensión del acero de refuerzo, f_u	1.25	1.33 ²

¹ Este factor es el necesario para obtener un valor de $f_y=4500 \text{ kg/cm}^2$

² Este factor es el necesario para obtener un valor de $f_u=7300 \text{ kg/cm}^2$

6.3. Modelado no lineal de los elementos

Los modelos de comportamiento no lineal se dividen en función de la forma en la que se distribuye la plasticidad en la sección transversal y a lo largo del elemento. Esta clasificación se divide en dos grupos: plasticidad concentrada y plasticidad distribuida (figura VI.1).

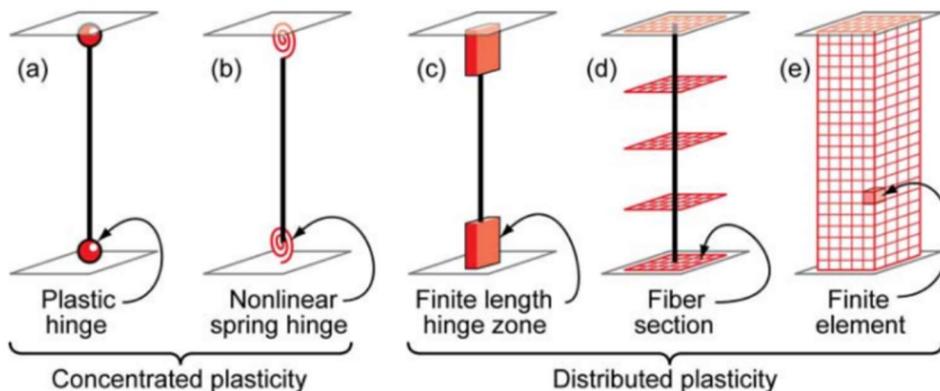


Figura VI.1 Idealización no lineal de elementos viga – columna (Deierlein, Reinhorn & Willford, 2010).

De acuerdo a *Deierlein, Reinhorn & Willford (2010)*, los modelos más sencillos son los de plasticidad concentrada, en ellos las deformaciones inelásticas se concentran en los extremos del

elemento, por ejemplo, mediante una articulación rígido-plástica (figura VI.1.a) o un resorte inelástico (figura VI.1.b) ambos con propiedades hysteréticas y degradación. Al concentrar la no linealidad estos elementos tienen formulaciones numéricamente eficientes.

Para caracterizar el comportamiento no lineal de las articulaciones en elementos de concreto reforzado se utilizan curvas “backbone” o esqueléticas, las cuales son relaciones fuerzas y deformación del elemento, estas pueden calcularse mediante diagramas momento-curvatura o momento-rotación.

Es importante distinguir entre las “backbone” denominadas monótonica y envolvente cíclica. Las primeras representan la respuesta que se observaría en el componente sometido a una carga monótona, mientras que la envolvente cíclica incluye las fuerzas y los desplazamientos bajo una carga cíclica (figura VI.2). Para el análisis estático no lineal, en el que los efectos cíclicos de la carga sísmica no se modelan directamente en el análisis, las articulaciones no lineales deben definirse basándose en la envolvente cíclica con el objetivo de representar la degradación.

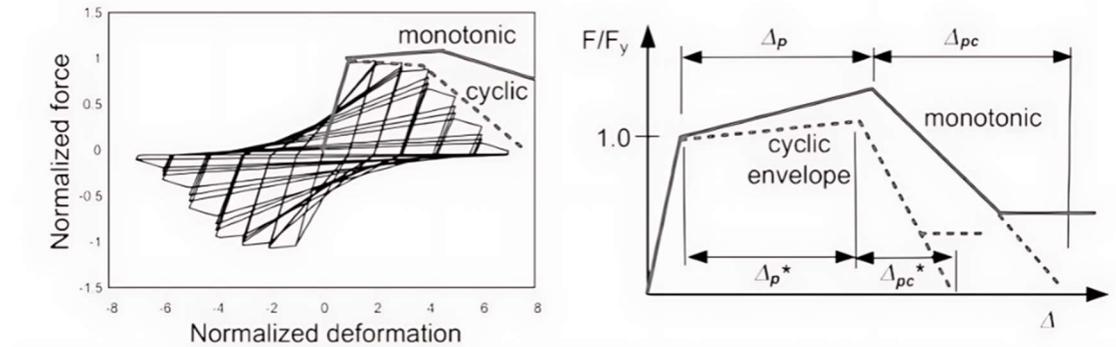


Figura VI.2 Curvas backbone idealizadas de curvas de histéresis monótonicas y cíclicas (PEER/ATC 72, 2010).

Dentro de la *NTC-DCEC (2023)* se permiten tres metodologías para construir las curvas “backbone” para considerar la no linealidad de los elementos de concreto, las cuales se describen a continuación:

- Opción 1: Determinar el diagrama momento-curvatura implementando los modelos constitutivos de los materiales establecidos en el apéndice A.2 de la *NTC-DCEC (2023)* y una longitud de plasticidad para obtener la curva “backbone” monótonica momento-rotación, posteriormente, deberá modificarse para tomar en cuenta el deterioro bajo cargas cíclicas y obtener la curva “backbone” de envolvente cíclica momento-rotación.
- Opción 2: Determinar la curva “backbone” monótonica momento-rotación a partir de ecuaciones obtenidas a partir de ensayos experimentales y estudio analíticos presentes en el apéndice A.3 de la *NTC-DCEC (2023)*, posteriormente, deberá modificarse para tomar en cuenta el deterioro bajo cargas cíclicas y obtener la curva “backbone” de envolvente cíclica momento-rotación.
- Opción 3: Determinar la curva “backbone” de envolvente cíclica momento-rotación mediante los procedimientos y expresiones presentes en el capítulo 7 de la *NTC-EREE*

(2023), los cuales siguen los lineamientos establecidos en el *ACI-369.1 (2022)* y *ASCE 41 (2023)*.

En el presente documento se utiliza la opción 3 para modelar el comportamiento no lineal, en la figura VI.3 se muestra la curva backbone constituida por los siguientes puntos: fluencia efectiva (punto B), resistencia máxima (punto C), resistencia residual (punto D) y deformación última (punto E).

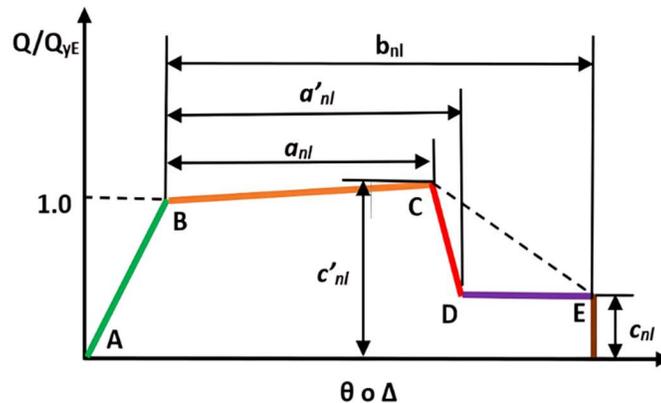


Figura VI.3 Curva backbone o esqueletal momento-rotación (*NTC-EREE, 2023*).

Los parámetros a_{nl} , b_{nl} y c_{nl} , para construir la curva backbone momento-rotación se muestran en las tablas VI.2 y VI.3, estos valores han sido obtenidos de análisis estadísticos de numerosos ensayos experimentales. Con respecto al valor c'_{nl} que relaciona la resistencia máxima con la resistencia de fluencia se utilizó la relación propuesta de 1.13 por *Haselton et. al. (2016)*.

Tabla VI.2 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal: vigas de concreto reforzado (*NTC-EREE, 2023*).

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Vigas no controladas por longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal a lo largo su longitud, o longitud de anclaje inadecuada en la unión viga-columna ^{[1], [2], [3], [4]}			
$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.40 p_t \frac{f_{yLE}}{f_c'} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$ $k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$	0.15 $a_{nl} \leq 0.005$	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
Para $\begin{cases} \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f_c'}{8 p_t f_{yLE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE} * k_{sp} \geq b_{nl1} \end{cases}$			
Cuando $\begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{sp} = 1 \\ s > \frac{d}{2} & k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0 \end{cases}$			
Cuando $\begin{cases} \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 0.2 \end{cases}$			

Tabla VI.3 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal: columnas de concreto reforzado no circulares (NTC-EREEE, 2023).

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[1]			
$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{P_{UD}}{A_g f_c'} + 0.63 p_l - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{COIE}} \right) \geq 0.0$	0.15 $a_{nl} \leq 0.005$	0.5 b_{nl} ^[3]	0.7 b_{nl} ^[3]
Para $\frac{P_{UD}}{A_g f_c'} \leq 0.5$ $b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8 A_g f_c'} \frac{1}{p_l f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl}$			
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{P_{UD}}{A_g f_c'} \geq 0.0$			

Por último, es necesario considerar rigideces efectivas en los elementos, para ello se utilizaron las disposiciones de la NTC-EREEE (2023) que se muestran en la tabla VI.4, que son las mismas establecidas en el ACI 369.1 (2022) y ASCE 41 (2023).

Tabla VI.4 Rigideces efectivas para análisis no lineales elementos (Adaptada NTC-EREEE, 2023).

Elemento	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas no presforzadas	1.0E _c A _g	0.2E _c I _g	0.4E _c A _g
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño mayor o igual a 0.5A _g f' _c *	1.0E _c A _g	0.7E _c I _g	0.4E _c A _g
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño menor a 0.1A _g f' _c o con tensión*	1.0E _c A _g (Compresión) 1.0E _s A _{st} (Tensión)	0.2E _c I _g	0.4E _c A _g

*Para valores intermedios se determinará a partir de interpolación lineal

6.4. Curvas de capacidad

En la figura VI.4 se presentan las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal de ambas estructuras aquí estudiadas. Además, en la tabla VI.5 se muestra un resumen de resultados.

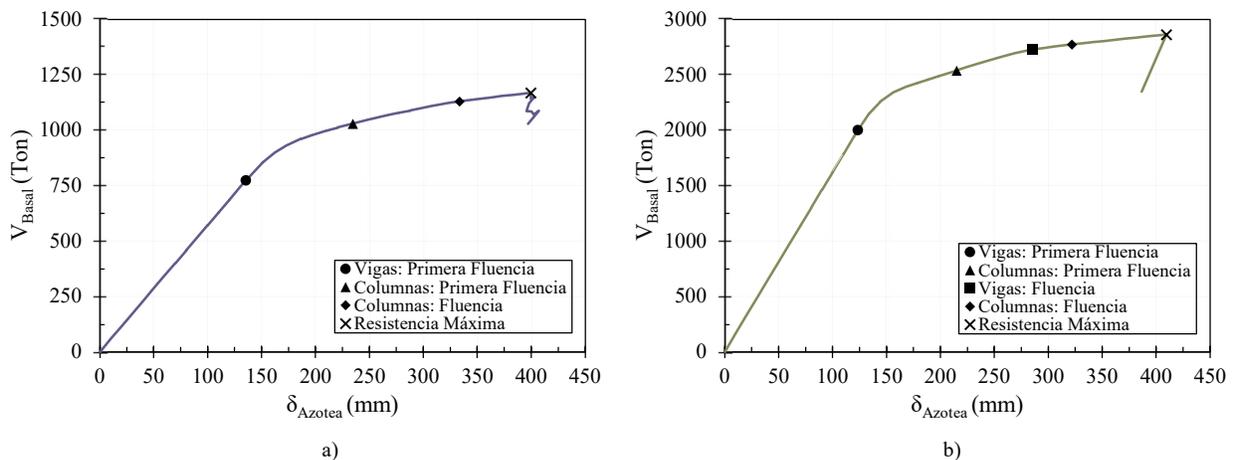


Figura VI.4 Curvas de capacidad. a) E-17, b) E-23.

Tabla VI.5 Resumen de resultados de análisis estático no lineal.

Parámetro	E-17		E-23	
	δ_{Azotea} (mm)	V_{Basal} (Ton)	δ_{Azotea} (mm)	V_{Basal} (Ton)
Vigas: Primera fluencia ¹	135.56	774.05	123.30	2,000.54
Columnas: Primera fluencia ²	234.62	1,029.90	241.69	2,538.48
Vigas: Fluencia ³	-	-	285.24	2,727.17
Columnas: Fluencia ⁴	333.52	1,130.52	321.52	2,773.59
Resistencia máxima ⁵	399.71	1,168.89	409.45	2,863.77

¹ Aparece la primera fluencia en vigas.

² Aparece la primera fluencia en columnas de planta baja.

³ Todas las vigas llegan a fluencia.

⁴ Todas las columnas de planta baja llegan a fluencia.

⁵ Se alcanza la resistencia máxima de algún elemento.

De los resultados anteriores, se muestra que la secuencia de formación de articulaciones plásticas y mecanismos de colapso se mantienen sin cambios significativos. Lo importante a destacar es que en la estructura E-17 no se presenta la fluencia en todas las vigas de la estructura, permaneciendo de manera elástica algunas del piso superior, esto se produce debido a la uniformización de los armados durante el proceso de diseño dotando a esos elementos de una mayor relación capacidad resistente contra demanda (ratio).

6.5. Evaluación de parámetros Q y R

La representación bilineal de la curva de capacidad es útil para evaluar los parámetros de ductilidad y sobre-resistencia. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad o resistencia máxima.

En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad para la definición de estos dos puntos para construir la curva de capacidad bilineal. Se han propuesto varias metodologías para hacerlo, sin embargo, para este caso de estudio se utilizó la establecida por la *NTC-DS (2023)* que se describe a continuación: para la idealización bilineal de la curva de capacidad, se iguala el área bajo la curva real hasta el desplazamiento objetivo con el área bajo la curva idealizada, y se asegura que la rigidez elástica de la idealización coincida con la de la curva real en el intervalo elástico. El desplazamiento objetivo es el desplazamiento de azotea donde el primer punto de plasticidad o el primer elemento estructural alcanza su resistencia máxima, lo que implica una deformación lateral para la que el sistema estructural todavía satisface el nivel de desempeño de seguridad de vida.

En la figura VI.5 se muestran las curvas de capacidad bilineales y los desplazamientos de azotea de diseño para ambas estructuras en estudio, y en la tabla VI.6 se presentan los parámetros de dichas curvas.

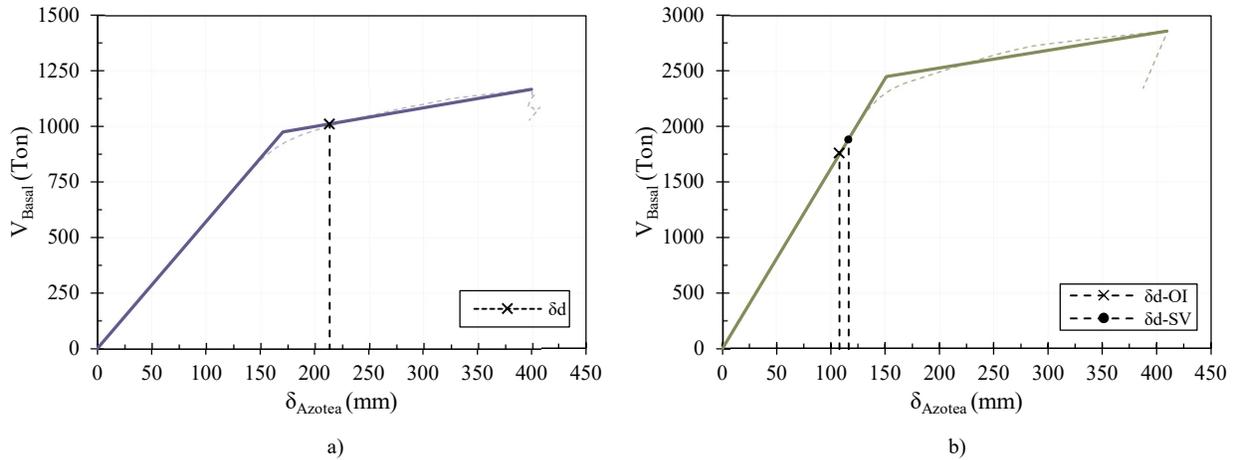


Figura VI.5 Curvas de capacidad bilineales. a) E-17, b) E-23.

Tabla VI.6 Resumen de resultados de curva de capacidad bilineal.

Parámetro	E-17	E-23	
		Ocupación inmediata	Seguridad de vida
Cortante basal de diseño, V_{bd} (Ton)	495.31	1,358.82	551.69
Cortante basal de fluencia, V_{by} (Ton)	975.73		2,451.11
Cortante basal máximo, V_{bmax} (Ton)	1,168.89		2,863.77
Desplazamiento azotea de diseño, δ_d (mm)	213.92	107.73	116.27
Desplazamiento azotea de fluencia, δ_y (mm)	170.88		151.07
Desplazamiento azotea máximo, $\delta_{más}$ (mm)	399.71		409.45
Rigidez inicial, K_i (Ton/mm)	5.71		16.23
Rigidez posfluencia, K_s (Ton/mm)	0.85		1.59

Como puede verse, la nueva metodología de diseño establecida en la NTC-DS (2023) para estructuras del grupo A produce para este caso de estudio una estructura con propiedades de resistencia y rigidez significativamente superiores a la obtenida con la versión anterior (2017), es decir, una resistencia a la fluencia y falla de aproximadamente dos y media veces, una rigidez inicial de aproximadamente tres veces y una rigidez posfluencia de aproximadamente dos veces. En lo que respecta a las propiedades de capacidad de deformación no se generan cambios significativos entre ellas.

Además, se puede concluir que la metodología de la NTC-DS (2017) que hace uso de factores de importancia para pasar a efectos de un sismo de mayor intensidad no impide que la estructura incurra en el intervalo no lineal para dicha intensidad de diseño, mientras que la nueva metodología sí logra que para la intensidad sísmica infrecuente la estructura permanezca elástica. Además, de que para la demanda asociada a la intensidad sísmica base de diseño también permanece dentro del rango elástico.

Por su parte, los parámetros de ductilidad y sobre-resistencia globales obtenidos se muestran en la tabla VI.7, para determinarlos se hizo uso de las expresiones que se mencionan en la figura VI.6.

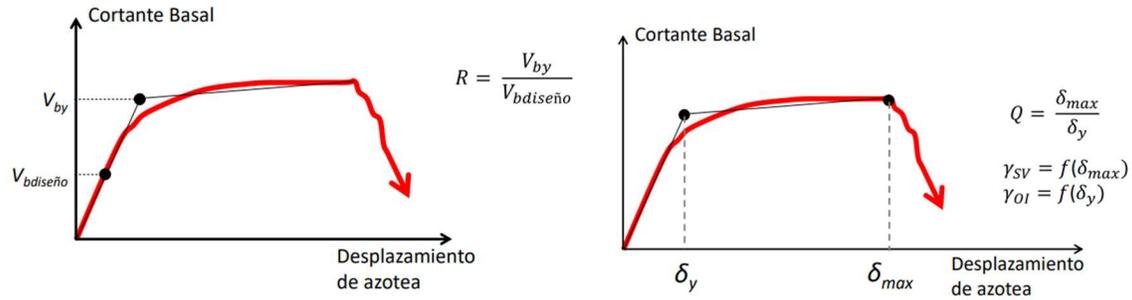


Figura VI.6 Definición de parámetros de sobre-resistencia y ductilidad (NTC-DS, 2023).

Tabla VI.7 Parámetros globales.

Parámetro	E-17	E-23	
		Ocupación inmediata	Seguridad de vida
Ductilidad global, Q	2.34	1.00	2.71*
Sobre-resistencia total global, R	1.97	1.80	4.44

*Aunque las demandas de desplazamiento para este nivel de desempeño quedan dentro del rango lineal, se muestra el valor de ductilidad asociado al desplazamiento máximo.

De lo anterior es posible afirmar que, para ambas estructuras se obtienen valores de ductilidad y sobre-resistencia que superan a los establecidos en la etapa de diseño, es decir, las estructuras tienen mayor capacidad de deformación y de resistencia a fluencia a las supuestas durante el proceso de diseño.

6.6. Mecanismos de colapso

Finalmente, con el propósito de identificar los elementos donde se concentra el trabajo inelástico, observar la secuencia de formación de articulaciones plásticas y evaluar si existen diferencias entre los mecanismos de colapso de los casos de estudio, se realizaron mapeos de rotaciones plásticas en diversas etapas del análisis.

En las figuras VI.7 y VI.8 se muestran las articulaciones plásticas asociadas a dos momentos distintos: el primero corresponde a la demanda de diseño y el segundo a la demanda máxima. En dichas figuras se implementó un mapeo de colores para establecer el estado de deformación no lineal presente en las articulaciones.

En el caso de la demanda de diseño, se observa que la estructura E-17 presenta un comportamiento no lineal en una gran cantidad de vigas, mientras que en la estructura E-23 ningún elemento ha alcanzado su resistencia de fluencia, lo que confirma una vez más que esta estructura se encuentra en el intervalo de comportamiento elástico. Por su parte, para la demanda máxima, en la estructura E-17 el primer elemento en alcanzar su resistencia máxima es una viga del segundo entrepiso. En cambio, en la estructura E-23, el primer elemento en alcanzar su resistencia máxima es una columna de la planta baja. Esto se debe a que la capacidad de deformación de estas columnas es extremadamente baja, ya que la relación entre la demanda de cortante producida por la fluencia a flexión y la resistencia a la fuerza cortante del elemento es superior a uno. En otras palabras, la columna no podrá exhibir un comportamiento dúctil.

Este fenómeno es el resultado del diseño de los elementos para las fuerzas internas correspondientes al nivel de desempeño de ocupación inmediata, los cuales son significativamente

altos debido a que no se permite la reducción de las fuerzas sísmicas debido a comportamiento no lineal.

Es importante aclarar que, el hecho de no tener elementos dúctiles pareciese alarmante debido a la filosofía de diseño asociada al daño que hemos desarrollado históricamente, pero para la nueva filosofía no lo es, debido a que se diseña para que la estructura no requiera desarrollar ductilidad. Ejemplificando la afirmación anterior utilizaremos los resultados de este caso de estudio, se obtuvo que el cortante basal de diseño para ocupación inmediata es de 1,358.82 ton mientras que el cortante de fluencia es de 2,451.11 ton, es decir, la estructura es capaz de soportar el doble del cortante basal de diseño sin salir de su intervalo de comportamiento elástico.

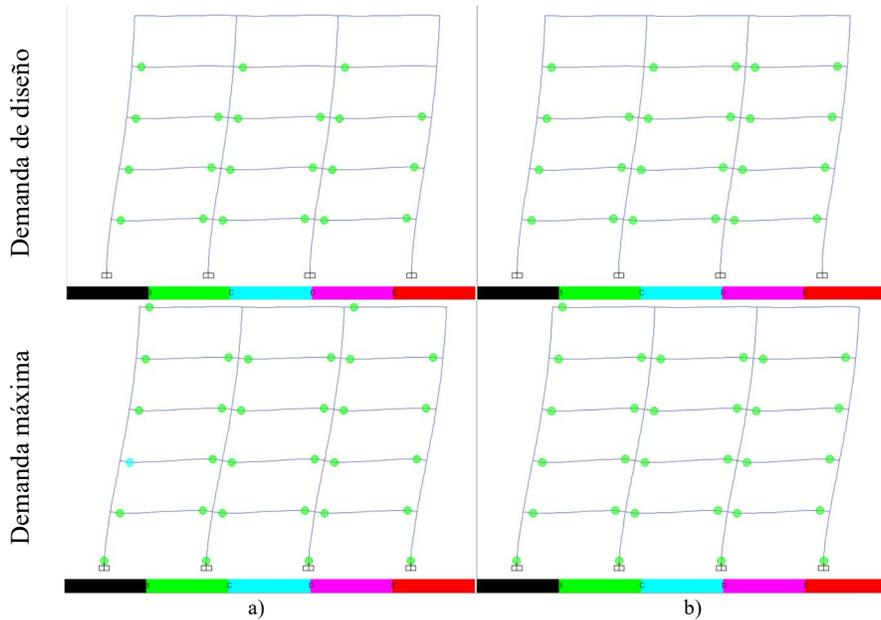


Figura VI.7 Mapeo de articulaciones plásticas de estructura E-17. a) Marco perimetral , b) Marco central.

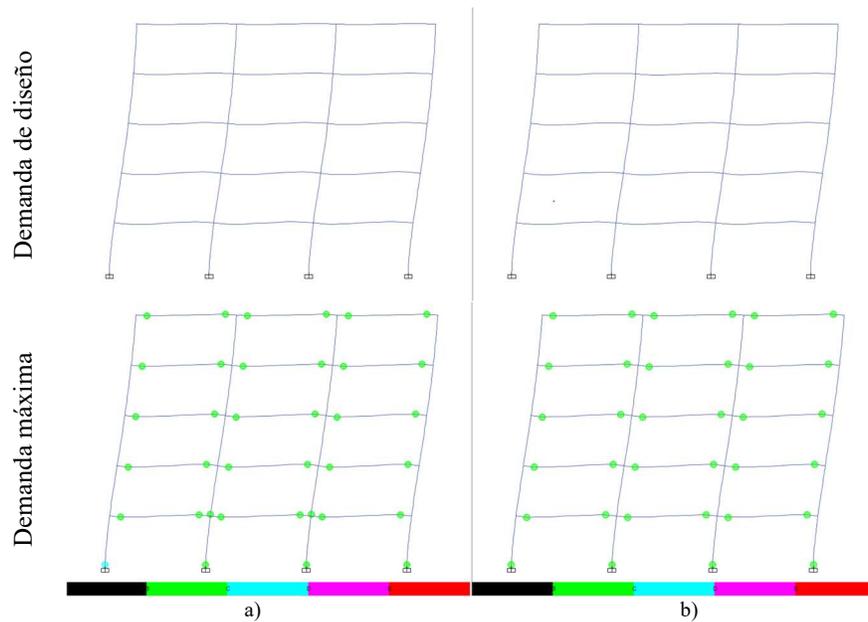


Figura VI.8 Mapeo de articulaciones plásticas de estructura E-23. a) Marco perimetral, b) Marco central.

VII. ANÁLISIS DE COSTOS INICIALES

El proceso de desarrollar precios unitarios de construcción implica descomponer cada concepto de obra de un proyecto en unidades de medida estándar y asignar un costo específico a cada una de estas unidades. Estos precios unitarios proporcionan una base para calcular el costo total de un proyecto permitiendo a los contratistas, propietarios e inversionista evaluar la viabilidad económica del mismo.

El precio unitario está integrado por el costo directo e indirectos. El primero se asocia al costo de los materiales, mano de obra, equipo y maquinaria que se utilizan en la realización del concepto de trabajo; mientras que el segundo se asocia a los gastos de oficina central, financiamiento, y utilidad. Los precios empleados en este trabajo se muestran en la tabla 7.1, los cuales se obtuvieron del Tabulador General de Precios Unitarios 2024 de la Ciudad de México (*Secretaría de obras y servicios del GDF, 2024*) para los cuales se presenta un 27.23% de costos indirectos.

El costo inicial, que se presenta en este documento únicamente considera el costo de la superestructura asociado al concreto, acero de refuerzo y la cimbra. Los costos iniciales relacionados con subestructura, instalaciones, equipos y acabados no se consideran.

Tabla VII.1 Costos unitarios de conceptos de obra (*Adaptada Secretaría de obras y servicios, 2024*).

Clave	Concepto	Unidad	Precio Unitario
C	Cimbra, estructuras de madera y carpintería		
CB	Cimbra de madera, acabado común y descimbra. Norma de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México 3.01.02.006		
CB12	Cimbra de madera acabado común y descimbra en elementos de concreto		
CB12B	Cimbra de madera acabado común y descimbra en elementos de concreto, incluye: la madera en la parte proporcional que le corresponda para los moldes, obra falsa y contraventeos, clavos, alambre, desmoldante, chaflanes, goteros, atizadores, mano de obra para el acarreo libre, remoción de rababas, desaparición de juntas, limpieza, la hierra y el equipo necesarios		
CB12BG	Cimbra acabado común y descimbra en columnas, hasta una altura máxima de 4 m	m ²	\$ 389.94
CB12BJ	Cimbra acabado común y descimbra en losas y traveses, hasta una altura máxima de 4 m	m ²	\$ 407.97
D	Acero de refuerzo para concreto		
DB	Acero de refuerzo		
DB12	Acero de refuerzo. Norma de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México 3.01.02.011		
DB12C	Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo, incluye: los materiales, alambre recocido para amarres, traslapes, bayonetas, columpios, ganchos, desperdicios, el acarreo libre, limpieza, la mano de obra, la herramienta y el equipo necesario.		
DB12CC	Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 9.5 mm (3/8") de diámetro	Ton	\$ 35,012.62
DB12CD	Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 9.5 mm (1/2") de diámetro	Ton	\$ 34,405.63
DB12CF	Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 19 mm (3/4") de diámetro	Ton	\$ 34,032.30

DB12CG	Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 25 mm (1") de diámetro	Ton	\$ 34,032.30
DB12CH	Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo grado 42, de 32 mm (1-1/4") de diámetro	Ton	\$ 33,051.97
F	Concreto hidráulico		
FH	Concreto hidráulico fraguado rápido, apto para ser bombeado, suministrado por proveedor, fabricado con Cemento Portland Ordinario Tipo (CPO) clase 30R. Norma de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México 3.01.02.007		
FH13	Concreto hidráulico fraguado rápido, suministrado por proveedor, fabricado en planta con Cemento Portland Ordinario Tipo (CPO) clase 30R, arena, grava y agua, con revenimiento apto para ser bombeado, para elementos de superestructura (columnas, trabes, losas macizas y reticulares, muros, faldones y pretilas), incluye: los materiales, la mano de obra, acarreo, colocación, muestreo y pruebas, vibrado, curado, desperdicios, limpieza, la herramienta y el equipo necesarios.		
FH13DB	Suministro y colocación de concreto hidráulico de fraguado rápido, resistencia $f_c=300$ kg/cm ² , fabricado en planta por proveedor, para elementos de superestructura (columnas, trabes, losas macizas y reticulares, muros, faldones y pretilas)	m ³	\$ 3,846.13

Posteriormente, se calcularon los volúmenes de obra en función de las secciones estructurales de trabes, columnas y sistemas de piso, que se obtuvieron del proceso de diseño mostrado en capítulos anteriores, los resultados se presentan en la tabla VII.2.

Tabla VII.2 Cantidades y costos de obra.

Concepto	E-17		E-23	
	Cantidad	Costo	Cantidad	Costo
Concreto (m ³)	967.79	\$ 3,722,243.08	1,285.74	\$ 4,945,105.88
Acero longitudinal (Ton)	79.69	\$ 2,728,384.64	129.24	\$ 4,312,828.88
Acero transversal (Ton)	13.35	\$ 467,412.16	33.16	\$ 1,142,440.23
Cimbra (m ²)	6,028.34	\$ 2,444,117.14	6,973.72	\$ 2,819,625.43
		\$ 9,362,157.01		\$ 13,229,000.42

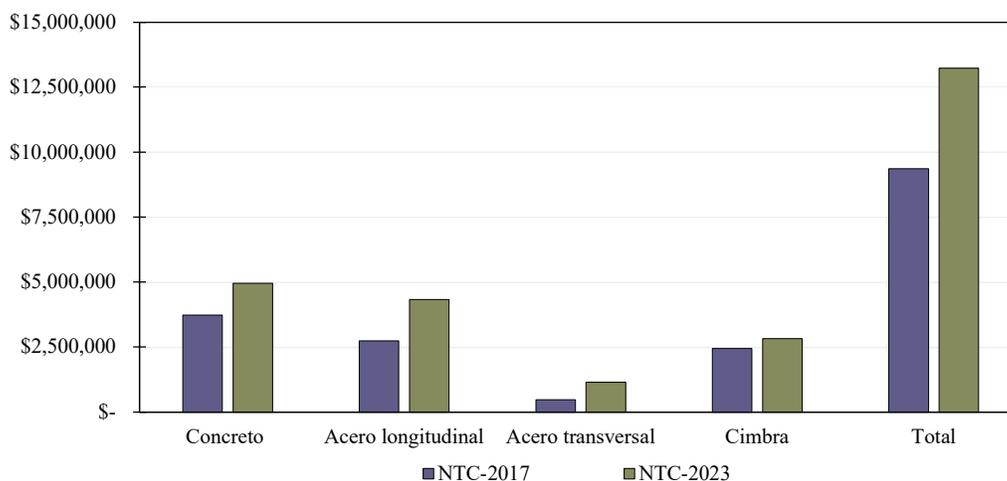


Figura VII.1 Comparativa de costos iniciales de obra.

Con respecto a los incrementos en los conceptos de obra es oportuno destacar que el mayor impacto se asocia al acero de refuerzo longitudinal y transversal, esto se debe a dos razones: la

primera y más obvia es debido al aumento en las demandas a las que se someten los elementos para las nuevas acciones sísmicas, y la segunda de menor impacto, se asocia a los requisitos de diseño y detallado del acero de refuerzo establecidos en la *NTC-DCEC (2023)*.

Es importante destacar que el aumento en el costo inicial del caso de estudio hace exclusivamente referencia a la superestructura, por lo que deberán esperarse aumentos considerables con respecto a la subestructura necesaria para la edificación E-23, debido al incremento sustancial en las descargas producidas por el cumplimiento del nivel de desempeño de ocupación inmediata. Aunque el incremento de costo de la superestructura pareciese ser considerable (aproximadamente 41%) no hay que perder de vista que diversos autores establecen que los costos asociados a la estructura representan alrededor del 20 al 30% de costo total de un proyecto (*Charette & Marshall, 1999*), además se deberá considerar el costo total durante la vida útil de la estructura.

VIII. CONCLUSIONES

Se presentó un estudio en que se evalúa el impacto económico en el costo inicial asociado a la superestructura de un edificio de mediana altura, localizado en zona de transición de la CDMX, debido a la aplicación de la nueva filosofía de diseño sísmico en la Norma Técnica Complementaria de Diseño por Sismo (*NTC-DS, 2023*), así como los cambios presentes en la Norma Técnica Complementaria de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (*NTC-DCEC, 2023*). Para ello, se analizó y diseñó una estructura a base de marcos resistentes a momento de ductilidad baja con ambas normativas. De los resultados expuestos, se pueden hacer las siguientes conclusiones:

1. Para la estructura E-23, el diseño está regido totalmente por el nivel de desempeño de ocupación inmediata, siendo totalmente irrelevante la revisión para el nivel de desempeño de seguridad de vida. Por su parte, el diseño de la estructura E-17 queda gobernado por el estado límite de prevención del colapso.
2. La estructura E-23 presenta un aumento considerable en sus propiedades globales de rigidez y resistencia. Se trata de una estructura con aproximadamente del doble de rigidez y el triple de resistencia a la fluencia en comparación a la misma estructura diseñada con la normativa del 2017 (E-17). El aumento en sus propiedades se encuentra directamente relacionado con la nueva filosofía de diseño sísmico para las estructuras del Grupo A (estructuras esenciales), que tiene como objetivo que las estructuras puedan ocuparse de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo base de diseño, donde la estructura deberá permanecer en el intervalo de comportamiento elástico lineal. Por su parte, en la filosofía establecida en la NTC-DS 2017 se busca tener un aceptable desempeño estructural mediante el aumento de las ordenadas espectrales usando un factor de importancia; sin embargo, se permite que la estructura presente un comportamiento no lineal (daño).
3. Para la estructura E-23 se obtuvieron elementos estructurales más robustos y con mayor cuantía de acero en comparación con la estructura E-17. Esto generó un aumento del 33% de volumen de concreto, 62% de toneladas de acero longitudinal, 148% de toneladas de acero transversal y 16% de área de contacto de cimbra. Estos aumentos están principalmente asociados a la nueva filosofía de diseño sísmico debido al espectro de diseño asociado al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y los límites de distorsión de entrepiso para ese nivel de desempeño, desencadenando en un aumento en las demandas en los elementos estructurales. Además, existen otros factores, pero con una incidencia menor, como son: reducción en los momentos de inercia de los elementos de concreto, los cuales intervienen en el cálculo de la rigidez efectiva del sistema estructural, lo cual incide directamente en las propiedades dinámicas del sistema y en la determinación de las distorsiones de los entrepisos, y cambios en los requisitos de diseño de los elementos de concreto reforzado, principalmente, los asociados al acero de refuerzo transversal.

4. Con respecto a ambas estructuras, se puede concluir que el diseño de los elementos estructurales y el detallados de los mismos, siguiendo las disposiciones de estructuras de ductilidad baja de su correspondiente versión de la NTC-DCEC dotan a la estructura de la capacidad para el factor de comportamiento sísmico y sobre-resistencia planteada al comienzo del diseño estructural. Adicionalmente, la estructura E-23 cumple con el objetivo principal de la nueva filosofía de diseño para estructuras del Grupo A, es decir, la estructura presenta un comportamiento elástico lineal ante el sismo base de diseño.

5. En este estudio solo se abordaron los aumentos en el costo inicial de la superestructura, resultando estos del orden del 41% (aproximadamente 4 millones de pesos). Es oportuno pensar que el aumento en el costo de la superestructura también repercutirá en el de la subestructura, por lo que debería esperarse un aumento mayor en términos del costo inicial de la estructura; sin embargo, aunque pareciese un aumento sumamente alto, se debe ser consciente que estos costos oscilan entre 20% y 30% del costo inicial total del edificio en estudio, siendo los costos iniciales asociados a los acabados e instalaciones los más significativos. Se debe ser consciente que el aumento en el costo inicial es con el objetivo de dotar a las estructuras del grupo A de un nivel de desempeño acorde a lo que la sociedad espera de ellas, es decir, asegurar su funcionamiento inmediatamente posterior a la ocurrencia de un evento sísmico intenso, así como ante posteriores eventos, donde se consideren otros costos, como el de reparación, costos por interrupción de actividades, etc., durante la vida útil de las estructuras.

6. Desde hace tiempo, el gremio de la ingeniería estructural ha entendido que el sistema de marcos resistentes a momentos no es eficiente para controlar la respuesta lateral de las estructuras, sin embargo, para este caso de estudio la estructura (E-17) diseñada con las normativas 2017 cumple en términos de resistencia y distorsiones de entrepiso con elementos estructurales en dimensiones y armados congruentes con la práctica profesional. En cambio, cuando se aplica las nuevas disposiciones de la normativa 2023 resulta en una estructura (E-23) que, si bien cumple en términos de resistencia y distorsiones de entrepiso, los elementos estructurales resultan en dimensiones y armados que podrían generar desafíos en cuanto al habilitado y armado del acero de refuerzo tanto en los elementos como en sus uniones.

7. El aumento considerable en los volúmenes de obra y, por lo tanto, el costo inicial de la misma, para satisfacer los nuevos requerimientos de la Norma Técnica Complementaria de Diseño por Sismo para estructuras del Grupo A, sugieren que no se está haciendo uso eficiente de los materiales con sistemas estructurales convencionales (sobre todo a base de marcos). Por esta razón, resulta conveniente explorar el uso de sistemas estructurales distintos, como los sistemas duales (sistema de marcos-muros o marcos-contraventeos), o sistemas de control de la respuesta sísmica, como los aisladores sísmicos o disipadores de energía, con el fin de optimizar el uso de materiales y asegurar la viabilidad económica de las estructuras.

IX. REFERENCIAS

- ACI 369.1 (2022). *Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings-code and commentary*. Farmington Hills, Michigan, USA. American Concrete Institute.
- Alcocer, S. (1999). “Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado: Uniones de elementos”. en Centro Nacional de Prevención de Desastres, *1er curso seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra*. Ciudad de México, México. CENAPRED-JICA, pp. 271-283.
- Alcocer, S., Castaño, V. (2008). “Evolution of codes for structural design in Mexico”. *Structural Survey*, 26(1), pp. 17-28.
- ASCE/SEI 41 (2023). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia, USA. American Society of Civil Engineers.
- ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, California, USA. Applied Technology Council.
- Bitrán, D. (2001). *Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el período 1980-1999*. Ciudad de México, México. CENAPRED.
- Bonacci, J., Alcocer, S. (2002). *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures*. Joint ACI-ASCE Committee 352.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres (2019). *Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la república mexicana 2017*. Ciudad de México, México, CENAPRED.
- Charette, R., Marshall, H. (1999). *Uniformat II elemental classification for building specifications, cost estimating and cost analysis*, NISTIR 6389. National Institute of Standards and Technology.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., Willford, M. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design: A guide for practicing engineers*, NIST GCR 10-917-5. National Institute of Standards and Technology.
- Escobar, J., Ayala, G. (1998). “Yielding seismic response of code-designed single-storey asymmetric structures”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, pp. 525-541.
- Escobar, J., Mendoza, A., Gómez, R. (2004). “Diseño simplificado por torsión sísmica estática”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 70, pp. 77-107.
- Fajfar, P., and Fischinger, M. (1990). “On the response modification factor for reinforced concrete buildings”, *Proceedings of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, California*, May 1990. California: EERI, 2, pp. 249-258.
- FEMA 273 (1997). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C, USA. Federal Emergency Management Agency.

- FEMA 274 (1997). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C, USA. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C, USA. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, D.C, USA. Federal Emergency Management Agency.
- Haselton, C., Liel, A., Taylor, S., Deierlein, G. (2016). “Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse”. *ACI Structural Journal*, 113, pp. 1141-1152.
- Kim, J., LaFave, J. (2007). “Key influence parameters for the joint shear behavior of reinforced concrete (RC) beam-column connections”. *Engineering Structures*, 29, pp. 2523-2539.
- Kim, J., LaFave, J., Song, J. (2009). “Joint shear behaviour of reinforced concrete beam-column connections”. *Magazine of Concrete Research*, 61(2), pp. 119-132.
- Medina, R., Music, J. (2018). “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base de muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena”. *Obras y Proyectos*, 23, pp. 63-77.
- Miranda, E. (1994). “Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 50, pp 15-30.
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M. and Anderson, D. (2003). “Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, pp. 308-327.
- Moehle, J., Deierlein, G. (2004). “A framework methodology for performance-based earthquake engineering”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, August 2004.
- Nassar, A., and Krawinkler, H. (1991). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*. Report 95, John Blume Earthquake Engineering Research Center. California, USA. Department of Civil Engineering Stanford University.
- NTC-CADEE (2017). *Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-CADEE (2023). *Norma técnica complementaria sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-DCEE (2017). *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.

NTC-DCEE (2023). *Norma técnica complementaria para el diseño y construcción de estructuras de concreto*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.

NTC-DS (2017). *Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.

NTC-DS (2023). *Norma técnica complementaria para el diseño por sismo*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.

NTC-EREEE (2023). *Norma técnica complementario para evaluación y rehabilitación estructural de edificios existentes*. Ciudad de México, México. Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.

Osteraas, G., and Krawinkler, H. (1990). *Strength and ductility considerations in seismic design*. Report 90, John Blume Earthquake Engineering Research Center. California, USA. Department of Civil Engineering Stanford University.

PEER/ATC 72 (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. Redwood City, California, USA. Applied Technology Council.

Rodriguez, U. (2010). “El hospital Juárez de México a 25 años del terremoto de 1985 en la Ciudad de México”. *Revista Hospital Juárez México*, 77(4), pp. 264-267.

Rosenblueth, E. (1979). “Seismic design requirements in a 1976 Mexican Code”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, pp. 49-61.

SEAOC (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, USA. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services.

Secretaria de Obras y Servicios (2024). *Tabulador general de precios unitarios enero 2024*. Ciudad de México, México. Dirección de Ingeniería de Costos, Normas y Registros de Obra Pública.

Uang, C. M. (1991). “Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions”. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 117, pp. 19-28.

Vallejo, L. (2018). *Método simplificado para diseño sísmico de edificios de concreto basado en desempeño*. Tesis de Licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.