



BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

**Facultad de Ingeniería
Secretaría de Investigación y Estudios de
Posgrado**

**“Determinación de la ductilidad de un
edificio irregular de 21 Niveles a partir
de su respuesta no lineal”**

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA OPCIÓN
TERMINAL EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

“Victor Guillermo Guerrero Corona”

Director de tesina:

“M.I Marco Antonio González y González”

Co-director:

“M.I Martín Castillo Flores”

Puebla, Pue.

Noviembre 2018

BUAP

**Este trabajo de tesina va dedicada
a mi familia a mi prometida y a
las personas que han apoyado esta
parte de mi aprendizaje.**

Contenido

Resumen	4
Abstract.....	5
I. Capítulo 1 Introducción	6
I.I. Planteamiento del problema.....	7
I.II. Objetivos.....	7
II. Capítulo 2 Estado del arte para el análisis de edificio	8
II.I. Diseño Estructural de Edificio	8
II.II. Principios del Diseño estructural	10
Seguridad	10
Funcionalidad.....	10
Economía.....	10
II.III. Análisis Sísmico.....	11
II.III.I. Análisis estático lineal.....	11
II.III.II. Análisis dinámico modal espectral.....	12
II.IV. Criterios de Análisis y Diseño.....	12
II.IV.I. Normas y códigos existentes.....	13
II.IV.II. Reglamento Municipal y sus Normas Técnicas Complementarias	13
II.IV.III. Normas Técnicas Complementarias (NTC) de la Ciudad de México	13
II.IV.IV. Manual de Obras Civiles (MDOC) Diseño por Sismo 2015	14
II.V. Códigos y reglamentos internacionales.....	14
III. Capítulo 3 Métodos de evaluación de la capacidad estructural.....	15
III.I. Métodos de evaluación de la capacidad estructural.....	15
III.II. Procedimientos lineales	15
III.III. Procedimientos no lineales.....	17
III.III.I. Análisis estático no lineal.....	17
III.III.II. Análisis de colapso (Pushover).....	18
III.III.III. El método del espectro capacidad-demanda.....	19
III.III.IV. Espectro de capacidad.....	20
III.III.V. Análisis dinámico no lineal.....	20
III.IV. Modelación de la no Linealidad de los Materiales.....	20
III.IV.I. Modelo de plasticidad concentrada.....	22
III.IV.II. Diagrama momento curvatura.....	22
III.IV.III. Modelo momento curvatura completo incluyendo fuerza axial.....	23
III.IV.IV. Calculo de deformaciones de flexión a partir de curvaturas.....	23

IV.	Capítulo 4 Análisis Elástico Lineal del Edificio de estudio.....	24
IV.I.	Diseño estructural análisis elástico lineal.....	24
IV.I.I.	Descripción de los elementos estructurales:	24
IV.II.	Clasificación de la estructura	25
IV.III.	Resumen del Informe del Estudio de Mecánica de Suelos	25
IV.IV.	Análisis Estructural Lineal.....	26
IV.V.	Procedimiento de Análisis estructural	30
IV.V.I.	Ejecución del tipo de análisis	31
IV.V.II.	Factor de Comportamiento sísmico.....	32
IV.V.III.	Condiciones de Irregularidad	33
IV.V.IV.	Análisis Sísmico.....	34
IV.V.V.	Interacción Dinámica del suelo estructura.....	35
IV.V.VI.	Combinaciones de Diseño	35
IV.V.VII.	Revisión por cortante basal	37
IV.V.VIII.	Revisión de los estados limites.....	37
IV.V.IX.	Revisión de las distorsiones máximas.....	38
IV.V.X.	Reporte de desplazamientos máximos en dirección X y Y	39
IV.VI.	Diseño de Superestructura	40
IV.VI.I.	Características mecánicas de los materiales	40
IV.VII.	Diseño de Elementos	41
V.	Capítulo 5 Análisis Estático no lineal Pushover.....	46
V.I.	Técnica de Pushover.	46
V.I.I.	Patrón de cargas laterales.....	47
V.I.II.	Curva de capacidad.	48
V.I.III.	Metodología	50
V.I.IV.	Calibración del Modelo Etabs con Modelo ECO gcw	51
V.I.V.	Asignación de Patrón de cargas al modelo	52
V.I.VI.	Determinación y Asignación de Rotulas en Trabes y Columnas	53
V.I.VII.	Formación de rotulas plásticas en Análisis Pushover dirección X y Y	56
V.I.VIII.	Obtención de curvas de capacidad Sentidos X y Y	57
VI.	Capitulo 6 Conclusiones y recomendaciones	61
VI.I.	Recomendaciones	62
VII.	Capitulo 7 Bibliografía	64
	Tabla de Figuras.....	65

Resumen

El presente trabajo consiste en la revisión de la ductilidad de una estructura irregular de 21 niveles elaborado con elementos de concreto, la demanda de ductilidad de este edificio se determinó utilizando la metodología de mecanismos de colapso estático (Pushover) para corroborar que la condición con la que se elaboró el diseño del edificio sea dúctil y su desempeño durante la demanda sísmica de diseño se encuentre dentro de los estados límites de servicio como lo marcan los reglamentos actuales.

Para este análisis se consideró el comportamiento plástico de los materiales, así como de las secciones utilizadas, la metodología se realizará a partir de un análisis Pushover, el cual es un método simplificado de análisis estático no lineal que consiste en la aplicación de incrementos de carga lateral que deformarán el edificio hasta llevarlo a la falla o colapso con el fin de determinar la capacidad global del edificio.

Cabe mencionar que en el diseño por sismo, una consideración de importancia, es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que inducen a la estructura a entrar en el intervalo inelástico.

La ductilidad de la estructura se puede expresar mediante la siguiente relación:

$$ductilidad = \frac{\varphi_m}{\varphi_y} \quad (0.1)$$

Donde:

φ_m = curvatura en el extremo del intervalo posterior al elástico

φ_y = curvatura en la primera cedencia

Una vez realizado el análisis será posible hacer la evaluación del orden de la ductilidad que desarrollarán los marcos, de tal manera que coincidan con los estimados en el análisis elástico lineal.

Abstract

This work consists in the revision of the ductility of an irregular structure of 21 floors built with concrete elements, the demand of ductility of this building was determined with the method of the mechanisms of static collapse (Pushover) to corroborate the condition with the building had designed was ductile and its performance during the seismic demand is on the state of service's limit as it is marked by new regulations..

To develop this analysis, the plastic behavior of the materials was considered, as well as the sections used, the technique is applied, reference is made to an analysis, which is a simplified method of non-linear static analysis consisting of the application of lateral load increases that deform the building to bring it to failure or collapse in order to determine the overall capacity of the building.

It is important to have an structure capable of deforming the way when several cycles of lateral load occur that induce the structure to enter the inelastic interval.

The ductility of the structure can be expressed by the following relationship:

$$ductilidad = \frac{\varphi_m}{\varphi_y} \quad (0.1)$$

where:

φ_m = curvature at the end of the interval after the elastic

φ_y = curvature at the first yield

Once the analysis is done, it will be possible to evaluate the order of the ductility that will develop the frames, in this way that they coincide with those estimated in the linear elastic analysis.

I. Capítulo 1 Introducción

Es bien sabido que los edificios son diseñados para satisfacer las acciones de diseño de reglamento y se les exige una ductilidad considerable durante sismos intensos, aunque, desde luego, se puede reducir la demanda de ductilidad diseñándolos con cargas laterales estáticas mayores. Habiendo recabado los datos para el diseño de un edificio, el ingeniero puede relacionar en forma aproximada el sismo que deberá resistir y la ductilidad.

Los edificios deben resistir sismos menores sin presentar daño; moderados sin daño estructural pero con cierto daño en elementos no estructurales e importantes con daño estructural y no estructural pero sin colapso.

En el diseño por sismo, una consideración de importancia, es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que incursionan en el intervalo inelástico.

Los ingenieros dedicados al análisis y diseño de estructuras, en su afán por conocer el comportamiento en el rango plástico en el que incursionan las estructuras sometidas a cargas laterales han desarrollado técnicas, tal como el análisis de cedencia sucesiva, mejor conocido como **Método Pushover**, dicho análisis se ha empleado con éxito en estructuras que necesitan un mejor comportamiento bajo acciones de cargas laterales.

Actualmente en los reglamentos mexicanos, el factor de comportamiento sísmico está asociado a la ductilidad que el ingeniero estructurista en convenio con el cliente deben seleccionar, los reglamentos emiten criterios para que el ingeniero diseñe una construcción que desarrolle las ductilidades deseadas, sin embargo no en todos los casos se logran estas ductilidades ya que existen otros factores que influyen en el comportamiento dúctil o no dúctil, debido al número de variables comprendidas en la respuesta no lineal de un edificio.

I.I. Planteamiento del problema

Se propone usar la metodología de mecanismo de colapso estático para determinar la ductilidad de un edificio alto e irregular, como los que en la actualidad se proyectan debido al incremento de la población, cada vez es más común construcciones verticales para uso habitacional y/o comercial.

Se considera un proyecto real de vivienda en vertical, con un diseño que arquitectónico irregular, tal que presenta diversas incertumbres en el diseño estructural tales como a las que se enfrentan los ingenieros estructuristas en la actualidad.

I.II. Objetivos

Generar un documento que sirva como ejemplo de metodología e interpretación de resultados para un análisis estático no lineal de un edificio irregular, utilizando para el diseño base los reglamentos y manuales nacionales, así como los manuales y guías para la evaluación del comportamiento no lineal de estructuras tanto nacionales como internacionales.

Se realizará una evaluación del edificio diseñado con las recomendaciones de los reglamentos vigentes para estructuras dúctiles, y su relación de su respuesta no lineal con los criterios de diseño empleados.

II. Capítulo 2 Estado del arte para el análisis de edificio

II.1. Diseño Estructural de Edificio

La ingeniería estructural es el desarrollo de propuestas de solución en términos de conceptos generales, es decir, ideas que permitan resolver el problema de la existencia de la estructura. Se establece el concepto de equilibrio y estabilidad que debe existir mucho antes de cualquier comprobación numérica.

El objetivo de un sistema estructural es equilibrar las fuerzas a las que va a estar sometido, y resistir las sollicitaciones sin colapso o excesivas deformaciones. La bondad del diseño depende esencialmente del acierto que se haya tenido en componer un sistema estructural, o mecanismo resistente, que resulte el más idóneo para resistir las acciones exteriores.

Los aspectos arquitectónicos deben de estar englobados dentro del diseño estructural para obtener un mejor rendimiento de la edificación. Se toma en consideración, cuando se diseña una estructura, los cálculos de las resistencias de cada una de sus partes y cómo estará distribuido el peso total de todo el edificio así como los materiales adecuados para su construcción, es por eso que antes de la construcción de una estructura se deben de tomar en cuenta un sin número de aspectos técnicos y prepararla de acuerdo a las situaciones a las cuales puede estar sometida.

Las etapas en las que se divide el diseño estructural son:

Estructuración

En esta etapa se definen los sistemas resistentes, eligiendo los tipos estructurales y organizándolos en el espacio. Es la etapa más importante del proceso de análisis y diseño, pues una vez definido el sistema resistente el resto del proceso es una consecuencia. El objetivo será la selección de la solución óptima dentro de un conjunto de opciones de estructuración.

Fase de estimación de las acciones

Aquí se identificarán las acciones que se consideran que van a incidir sobre el sistema estructural durante su vida útil. Entre estas acciones están; permanentes, como la carga muerta, variables, como las cargas vivas y accidentales como el viento y el sismo.

Fase de análisis estructural

Proceso que permite la determinación del comportamiento del sistema estructural bajo las acciones externas que puedan incidir en el mismo.

Se determinan las fuerzas internas y deformaciones a partir del uso de ecuaciones y con estas se procede al diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura.

Diseño estructural

Es la etapa en la que una vez definidos los elementos mecánicos de las secciones que componen la estructura se procede a revisar el redimensionamiento de las secciones propuestas y a partir de las características del material elegido se selecciona el incremento o decremento de la sección o de su refuerzo, una vez tomando en cuenta que los desplazamientos se encuentran dentro de los permisibles en los reglamentos que se utilizan como criterio.

Planos y memoria de cálculo

Una vez diseñado todos los elementos y revisadas todas las deformaciones, la información generada con el análisis estructural se plasma en forma de dibujos representativos de las plantas, cortes y secciones generadas en planos estructurales tales que contengan toda la información necesaria para generar una estructura resistente y segura, Dicha información será respaldada con un expediente técnico que contenga, criterios, modelos representativos y cálculo de los elementos de la estructura.

II.II. Principios del Diseño estructural

Una estructura se diseña para que no falle durante su vida útil. Se reconoce que una estructura falla cuando deja de cumplir su función de manera adecuada. Las formas de falla pueden ser: falla de servicio o falla por resistencia o inestabilidad. La falla de servicio es cuando la estructura sale de uso por deformaciones excesivas ya sean elásticas o permanentes. La falla resistencia o inestabilidad se da cuando hay movimiento o separación entre las partes de la estructura, ya sea por mal ensamblaje, malos apoyos o falla del material.

Seguridad

La seguridad se determina controlando las deformaciones excesivas que obligan a que salga de servicio una estructura. Una de las condiciones de seguridad, la estabilidad, se puede comprobar por medio de las ecuaciones de equilibrio. La condición de seguridad de resistencia a la falla de los elementos que la componen y de los nodos entre estos, depende de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados.

Funcionalidad

La estructura debe mantenerse en funcionamiento durante su vida útil para las cargas de sollicitación.

Economía

El aprovechamiento de los recursos determina un reto para el diseño estructural. En la economía se conjuga la creatividad del ingeniero con su conocimiento.

La economía de un proyecto en gran medida depende de tres parámetros, el primero es el diseño arquitectónico, el segundo es de la estructuración propuesta y la tercera es debido a los criterios de diseño aplicados.

II.III. Análisis Sísmico

Debido a que en nuestro país se encuentra en una zona sísmica es muy importante determinar la demanda que tendrá nuestro edificio durante un siniestro, en la actualidad los reglamentos para el diseño de estructuras sismoresistentes, contemplan una serie de pasos para primero que nada determinar las características del suelo donde se desplantara la estructura y por otro lado para asignar debidamente las fuerzas sísmicas en los entrepisos producidas por una aceleración en la base del edificio.

Los reglamentos mexicanos en la actualidad contemplan dos tipos de análisis el Estático y el Dinámico, su uso de base en el material y tipología de la estructura a analizar, sin embargo en algunos reglamentos locales aún se permite emplear el análisis simplificado bajo ciertas consideraciones a continuación se resumen los análisis estático y dinámico.

II.III.I. Análisis estático lineal.

El análisis estático lineal se utiliza para calcular el desarrollo de los elementos mecánicos, esfuerzos, deformaciones, desplazamientos, fuerzas debido a un sismo, las cuales se encuentran distribuidas en los entrepisos de la estructura, sin embargo, está limitado su uso en los reglamentos actuales dependiendo de la altura de la construcción, de su material y su regularidad.

En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionándonos una buena aproximación de la capacidad elástica y primera cedencia de nuestros elementos estructurales, con este método no se pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia.

La magnitud de la carga lateral se elige con la intención de que al aplicarse al modelo elástico del edificio se obtengan desplazamientos de diseño aproximados a los desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño.

La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, a partir de la primera estimación del primer modo fundamental de la estructura. Esta fuerza se distribuye en toda la altura del edificio, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante la matriz de rigidez de la estructura.

II.III.II. Análisis dinámico modal espectral.

La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis tiempo historia.

El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura.

Las respuestas modales se combinan usando métodos como “La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” ó método de mínimos cuadrados. Si el análisis dinámico se realiza usando el método del espectro de respuesta, se deberá calcular la respuesta modal máxima de todos los modos necesarios para obtener el 90% de participación de masa del edificio en cada una de las dos direcciones horizontales principales ortogonales del edificio.

II.IV. Criterios de Análisis y Diseño

Como ingenieros estructuristas es importante conocer tres aspectos fundamentales en el análisis y diseño; el comportamiento del suelo, las acciones externas e internas y la estructura. Una vez recabada toda la información mínima necesaria para la elaboración de los proyectos estructurales y según la importancia de éste, se procederá a elaborar una serie de análisis, los cuales el ingeniero deberá interpretar y regirse en el diseño estructural de acuerdo a lo que establecen las Normas y Reglamentos de la zona o localidad.

II.IV.I. Normas y códigos existentes

Las normas y códigos para la construcción que actualmente existen son el resultado de muchos estudios y eventos sucedidos que en base a las experiencias se han ido actualizando con el fin de darle certeza y seguridad al usuario de las nuevas edificaciones.

En el desarrollo de los planes de ordenamiento territorial de las ciudades, se debe considerar lo correspondiente a los escenarios de daño debido a amenazas naturales; y dentro de este rubro lo relacionado con la actividad sísmica que es de gran importancia. Por consiguiente, es fundamental contar con estudios que permitan conocer el grado de daño que pueden alcanzar las edificaciones ante la acción de un sismo. De esta manera se puede planificar el desarrollo urbano para mitigar el riesgo y preparar a la comunidad para responder ante una amenaza sísmica.

En este capítulo se hace mención del Reglamento de Construcción del Municipio de Puebla, Las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México y El Manual de Obras Civiles Diseño por Sismo.

II.IV.II.Reglamento Municipal y sus Normas Técnicas Complementarias

En el reglamento se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos. Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras se establecen en el Código Reglamentario del Municipio de Puebla y sus respectivas Normas Técnicas, las cuales fueron actualizadas y publicadas en el Periódico Oficial del Estado de Puebla el 7 de Abril de 2017.

II.IV.III. Normas Técnicas Complementarias (NTC) de la Ciudad de México

Actualmente estas Normas son las más completas y actualizadas en el país, cuentan con un gran número de consideraciones para el diseño estructural.

Tras el sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 2017 se emitieron las NTC de emergencia para la elaboración de dictámenes, sin embargo, se actualizaron posteriormente, publicándose el 15 de Diciembre de 2017, las cuales especifican estudios más adecuados del comportamiento del suelo para estructuras, además de

ser más "rígidas" en el proceso de construcción para evitar temas de corrupción en obras y evitar irregularidades que provoquen daños materiales y víctimas mortales en caso de siniestro como fue el caso del sismo del 19 de Septiembre de 2017.

II.IV.IV. Manual de Obras Civiles (MDOC) Diseño por Sismo 2015

El MDOC CFE fue editado por primera vez en 1969, con actualizaciones 1981, 1993 y 2008 que han incluido los avances tecnológicos y científicos en las áreas de ingeniería estructural, ingeniería sísmica, sismología y geotecnia.

Esta versión proporciona recomendaciones para la obtención de los espectros de diseño sísmico y los procedimientos para el cálculo de las fuerzas sísmicas para estructuras.

Actualmente es uno de los manuales más utilizados del país, debido a que en algunos lugares de la República Mexicana no existen reglamentos de construcción y por otra parte es el manual en el que más investigadores han participado, por lo que también es uno de los más completos.

II.V. Códigos y reglamentos internacionales.

Actualmente existen innumerables códigos y reglamentos internacionales, sin embargo, se menciona uno de los más importantes y accesibles elaborado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA).

El documento FEMA 440 (FEMA, 2005) promueve la aplicación del análisis no lineal para estructuras nuevas y existentes, el cual permite que ingenieros de la práctica sean capaces de aplicar dichas técnicas, además, el documento especifica cada uno de los criterios necesarios cuando exista algún tipo de daño en la estructura debido a la ocurrencia de un sismo. Por su parte, el documento FEMA 356 (FEMA, 2000) presenta los modelos para describir el comportamiento de los diferentes materiales utilizados para la construcción de un edificio, los procedimientos necesarios para determinar el comportamiento de una estructura, la rehabilitación de una construcción existente y el impacto de elementos no estructurales ante un sismo.

III. Capítulo 3 Métodos de evaluación de la capacidad estructural

III.I. Métodos de evaluación de la capacidad estructural.

La capacidad estructural es la propiedad que posee un edificio de soportar las demandas gravitacionales y sísmicas que están en función de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Para determinar esta capacidad se utilizan procedimientos lineales y procedimientos no lineales, los cuales se pueden aplicar a un modelo estático o dinámico.

III.II. Procedimientos lineales

Actualmente en los reglamentos tanto de Puebla como de la Ciudad de México, se manejan apartados de análisis no lineal, sin embargo, en el 2004 se mencionaba en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal en el inciso A.4 Revisión de Desplazamientos Laterales, la condición de seguridad contra colapso a través de las distorsiones de entrepiso, que es la manera más común de evaluar el daño estructural, este apéndice muestra la tabla A.1 la cual nos indica las distorsiones de entrepiso que no se deberán de exceder para prevención del colapso.

En los reglamentos internacionales se muestran metodologías completas de como a partir de procedimientos lineales se puede estimar la respuesta no lineal de una estructura tal como lo muestra el capítulo 3 del Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356 (Noviembre 2000).

Tabla A.1 Distorsiones permisibles de entrepiso	
Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.03
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.03
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos exc éntricos	0.02
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos d úctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.01
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interio	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Tabla 1 Distorsiones de colapso de entrepiso NTCDF2004

III.III. Procedimientos no lineales.

Con el uso de estos procedimientos, es posible aproximarse a lo que en realidad sucede en el edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incertidumbre, es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el comportamiento de un colapso progresivo.

La primera estrategia consiste en estimar la sobrerresistencia local y global de un edificio existente. Se sabe que la respuesta inelástica y la demanda de ductilidad de desplazamiento de un edificio dependen en gran medida de su resistencia actual, la cual comúnmente es mayor que la considerada en el diseño.

La relación entre la resistencia actual y la supuesta por el Reglamento de diseño define la sobrerresistencia estructural. Los procedimientos no lineales se pueden desarrollar de forma estática o dinámica.

III.III.I. Análisis estático no lineal.

Cuando un edificio se somete a movimientos del terreno debido a las demandas sísmicas, éste experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos.

Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que, para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables.

Por consiguiente, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura ante movimientos sísmicos y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal, cuyos resultados tienden a ser muy sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes estructurales.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar el desempeño de los edificios existentes que permiten comparar la capacidad de la edificación contra la demanda sísmica a la que será expuesta.

III.III.II. Análisis de colapso (Pushover)

Es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales.

Para este tipo de análisis la estructura se somete a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

Utilizando este procedimiento es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los componentes considerados, los estados límites de servicio y el historial de deformaciones y cortantes en la estructura, que corresponde a la curva de capacidad.

La forma en la que están distribuidas las fuerzas laterales, ya sean fuerzas constantes, lineales, parabólicas, etc., aplicadas a la estructura, tiene gran influencia en la determinación de la curva de capacidad.

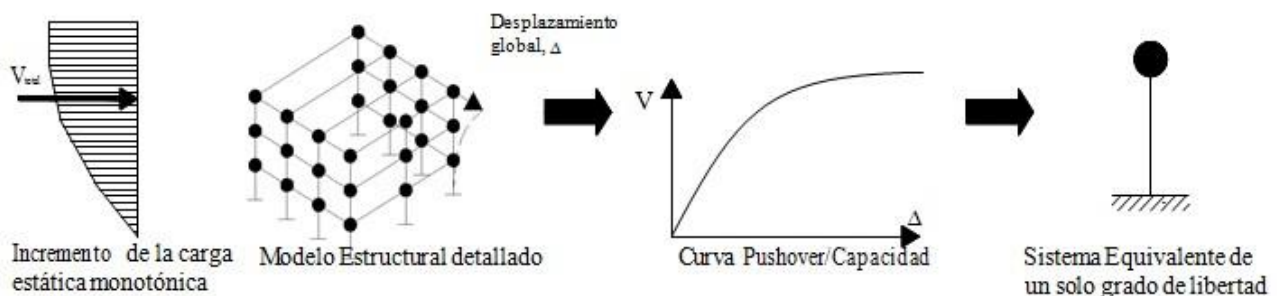


Figura III-1 Metodología para la obtención de curvas de capacidad

En este análisis se aplica un modelo matemático que incorpora directamente las características no lineales fuerza-deformación de los componentes del edificio. Lo importante, en este método es tomar en consideración que aunque éste se basa en los desplazamientos, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la determinación e interpretación de los resultados obtenidos; como se menciona a continuación:

-Se conoce que el daño estructural es función tanto de la deformación como de la energía sísmica. El procedimiento utilizado en el análisis de pushover asume implícitamente que el daño estructural depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada en la estructura.

-El análisis pushover se enfoca solo en la energía de deformación de una estructura, es decir que, este procedimiento desprecia la energía relacionada con las componentes dinámicas de las fuerzas, como son; la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

-Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo no son considerados en este tipo de análisis.

III.III.III. El método del espectro capacidad-demanda

Permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de un edificio a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda. El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente.

Es necesario mencionar que estos procedimientos solo son válidos para estructuras de comportamiento lineal, pero su uso en estructuras de comportamiento no lineal, puede dar una buena aproximación que permita la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas.

El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además del conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un correcto criterio ingenieril.

En términos generales, consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan permitiendo estimar la respuesta máxima del edificio, que servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

III.III.IV. Espectro de capacidad.

Este espectro se determina utilizando un análisis estático no lineal de un modelo representativo de la estructura, a partir de la curva de capacidad para varios incrementos de carga lateral, la curva de capacidad consiste en una serie de segmentos de rectas de pendientes decrecientes, asociados a la progresiva degradación de la rigidez de la estructura, la cedencia de elementos y el daño en la estructura.

III.III.V. Análisis dinámico no lineal.

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras, sin embargo, su implementación requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros.

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados).

Este es un procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración.

El modelo utilizado incorpora directamente las características no lineales de cada elemento, posteriormente la estructura se somete a movimiento sísmico que se representa por análisis de tiempo.

III.IV. Modelación de la no Linealidad de los Materiales.

La representación teórica del comportamiento histerético de materiales dúctiles puede reproducirse mediante curvas teóricas definidas por un gran número de pruebas de laboratorio con diferentes materiales y secciones, tales pruebas, pueden ser de tipo

monotónicas o cíclicas arrojando curvas histeréticas como resultado, de las cuales surgen los modelos de los materiales que actualmente se ocupan en la construcción, dichos modelos fueron cuidadosamente estudiados para que los códigos actuales permitan aprovechar esa no linealidad de los materiales, siempre y cuando se mantengan los márgenes de seguridad que actualmente se demandan.

El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas que se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento.

Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección.

En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema.

Muchos investigadores han propuesto fórmulas para definir la longitud donde se genera la rótula plástica, que generalmente se encuentra en los extremos de los elementos.

Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesitan para la evaluación se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar. Se puede emplear un modelo de plasticidad concentrada, en el cual, el daño se localiza solo en un punto, y no considera la longitud de daño; pero si se requieren resultados más precisos donde sí se requiera se puede utilizar una modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras.

III.IV.I. Modelo de plasticidad concentrada.

En este método el daño se concentra en un solo punto; es decir, no se considera una longitud de daño para el elemento. Es un modelo muy sencillo, pero se obtienen buenos resultados, por lo que se utilizará para este trabajo.

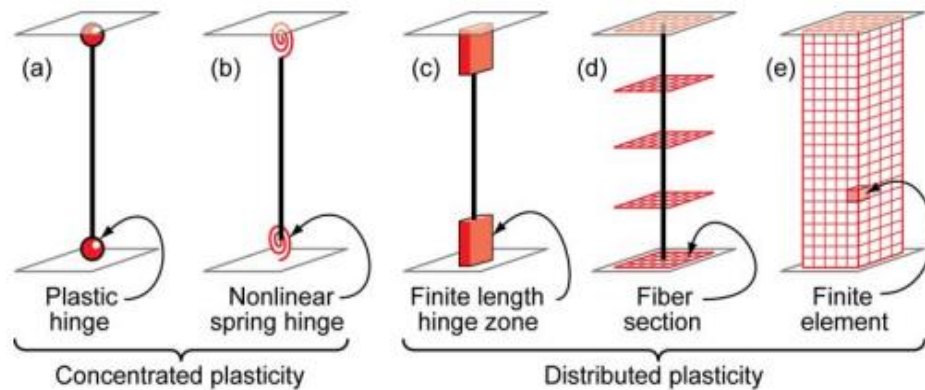


Figura III-II Modelos idealizados de elementos viga columna

III.IV.II. Diagrama momento curvatura.

El diagrama momento curvatura nos permite conocer la ductilidad de una sección, es decir, su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su fallo, esto se logra a través de conocer el comportamiento del módulo de elasticidad (E) y la inercia (I), suponiendo que el fallo sea causado por flexión y no por otro tipo de esfuerzo como por cortante. Los códigos sismorresistentes favorecen a un tipo de fallo por flexión.

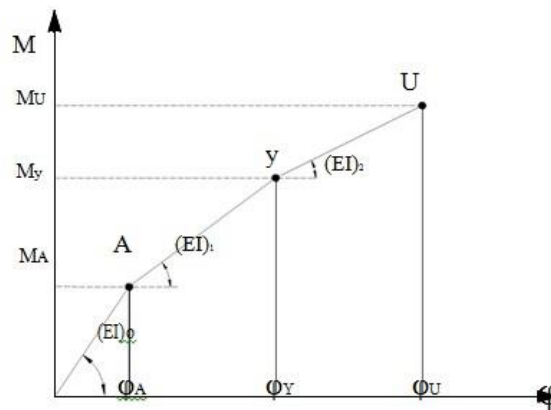


Figura III-III Diagrama momento curvatura

III.IV.III. Modelo momento curvatura completo incluyendo fuerza axial

Para una sección sometida a flexocompresión se deben superponer las deformaciones debido a carga axial y a momentos. Teniendo estas deformaciones resultantes se procede a determinar en qué rango, lineal o no lineal, se encuentra cada fibra y así se obtendrán esfuerzos correspondientes según la relación esfuerzo-deformación del material.

III.IV.IV. Calculo de deformaciones de flexión a partir de curvaturas

Se puede calcular la rotación y deflexión de un miembro integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la relación:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi dx \quad (3.1)$$

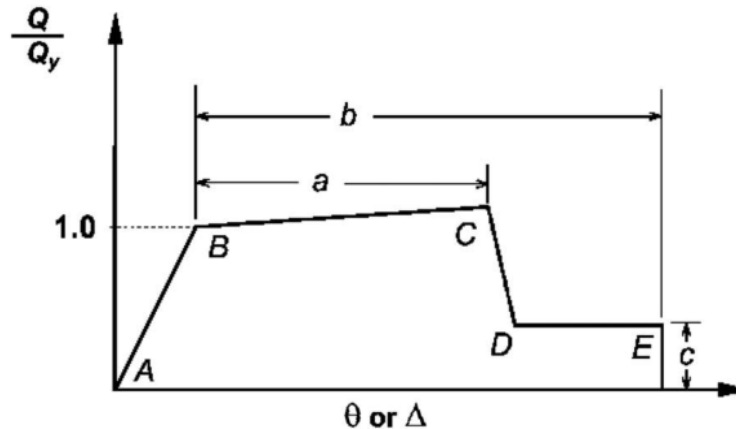


Figura III-IV Diagrama momento rotación

IV. Capítulo 4 Análisis Elástico Lineal del Edificio de estudio

IV.1. *Diseño estructural análisis elástico lineal*

En el presente capítulo se hace referencia al proyecto estructural de un edificio de 21 niveles, el cual será destinado a brindar servicios de carácter habitacional, y se ubicará en la Ciudad de Puebla.

El proyecto contempla el diseño estructural de un edificio que consta de una superficie 1690 m², es una estructura de concreto, con una cimentación a base de pilas de concreto armado desplantado en un estrato resistente conforme a lo establecido según el estudio de mecánica de suelos elaborado.

La estructuración es a base de marcos rígidos de concreto armado conformado por las trabes y columnas de secciones rectangulares en su mayoría.

Las columnas se encuentran en una posición geométrica tal que, servirán para resistir los efectos causados por las acciones gravitacionales y sísmicas a las que estará sometida la estructura en interés.

IV.1.1. Descripción de los elementos estructurales:

- 1.-Las trabes principales serán de concreto armado con un $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$ de sección 40 x 75 cm.
- 2.-Las columnas serán de concreto armado con un $f'c= 400 \text{ kg/cm}^2$ en su mayoría de sección 45 x 80 cm.
- 3.- El sistema de piso se resuelve a base de losa nervada en zona de estacionamientos y losa de vigueta y bovedilla de poliestireno $h= 25 \text{ cm}$ en los niveles que conforman el edificio.

IV.II. Clasificación de la estructura

Atendiendo a la seguridad estructural nuestro edificio de estudio de carácter habitacional pertenece al Grupo B1.

Las NTCMP2017 en su inciso 2 con respecto a este grupo mencionan lo siguiente:

2.2 Grupo B

Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, sala de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas con altura mayor de 2.5 m.

IV.III. Resumen del Informe del Estudio de Mecánica de Suelos

Capítulo 4 y 5 Estudio de Mecánica de Suelos Torre o Edificio de 2 Sótanos Mas 20 Niveles

Resumen de Estudio de Mecanica de suelos		
Zona (MDOC 2008)	B	
Terreno	I	
Coefficiente sismico	0.18	
Calsificacion de Estructura	B	
Tipo de Cimentacion Apropiado	Pilas de Cimentacion de concreto reforzado	
Densidad de la masa del suelo	1.787	Ton/m ³
Modulo de rigidez al corte	105000	Ton/m ²
Velocidad de ondas de corte	760	m/s
Periodo dominante aproximado del estrato equivalente	0.157	s

Espectro de diseño

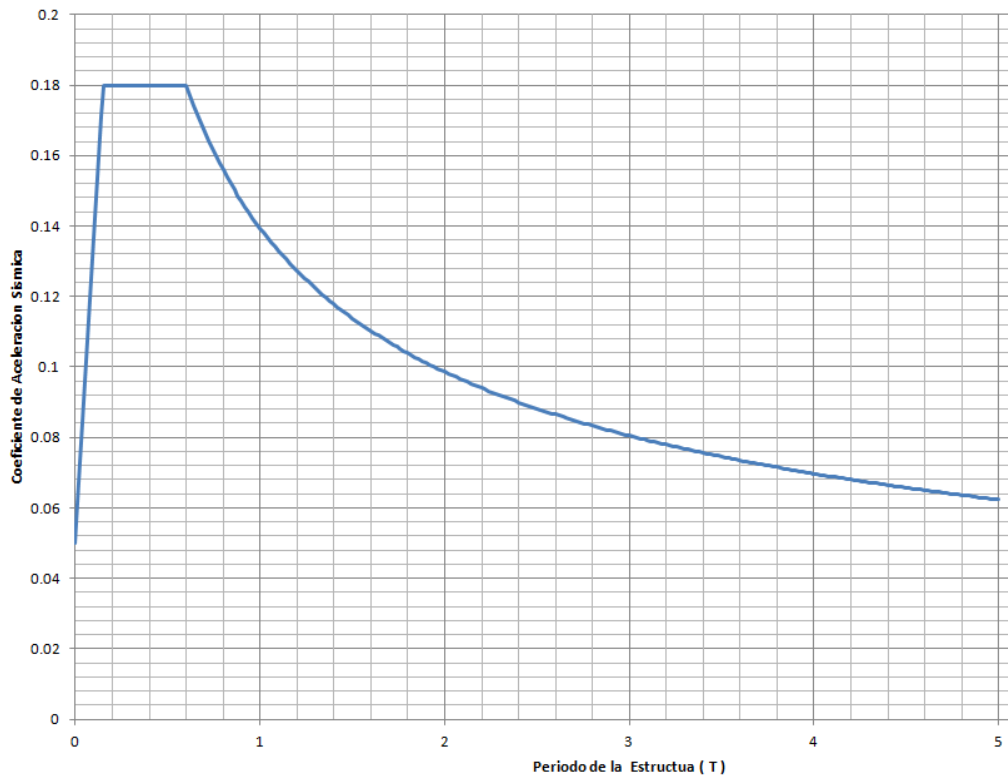


Figura IV-I Espectro de Diseño Terreno Tipo I Municipio de Puebla

IV.IV. Análisis Estructural Lineal

Una vez definido el proyecto arquitectónico el siguiente paso fue la determinación del materia para la construcción, el sistema estructural y la estructuración.

Cabe mencionar que el edificio por su geometría presenta complejidad en el análisis y cálculo debido a su irregularidad es por eso que se corroboró la capacidad estructural tomando en cuenta la normativa vigente para el diseño de estructuras con comportamiento dúctil.

Una vez concluido el proyecto arquitectónico se procedió al análisis estructural, a continuación se muestran plantas y cortes del proyecto arquitectónico definitivo.

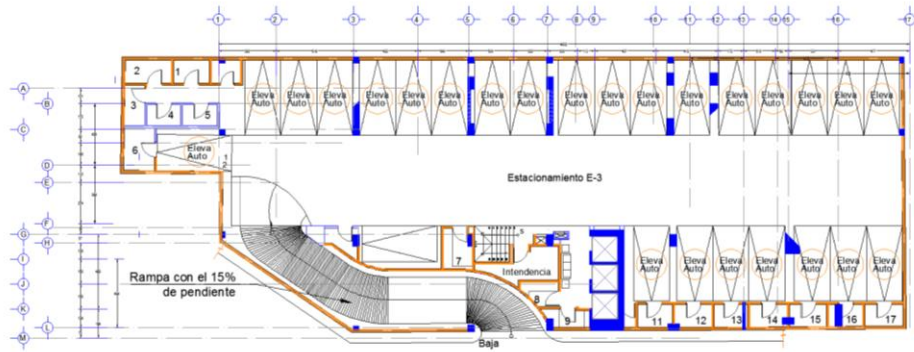


Figura IV-II Planta arquitectónica de Estacionamiento

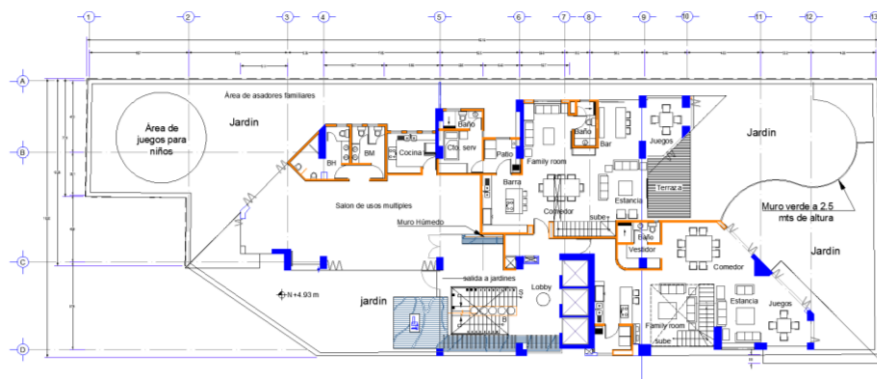


Figura IV-III Planta arquitectónica de Planta baja

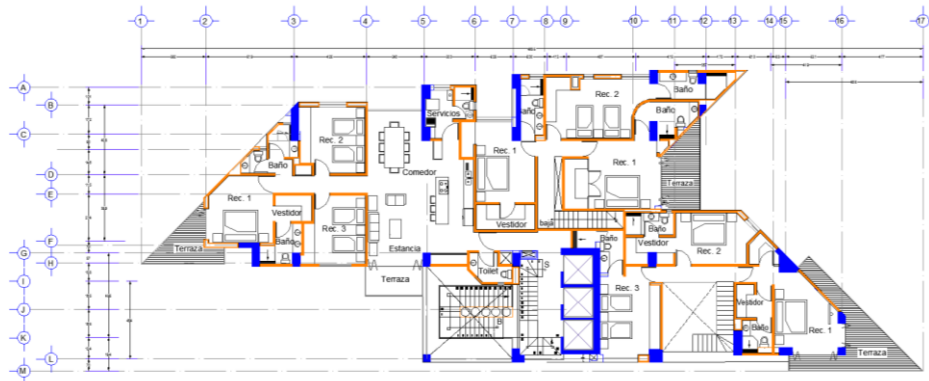


Figura IV-IV Planta arquitectónica 1º Nivel

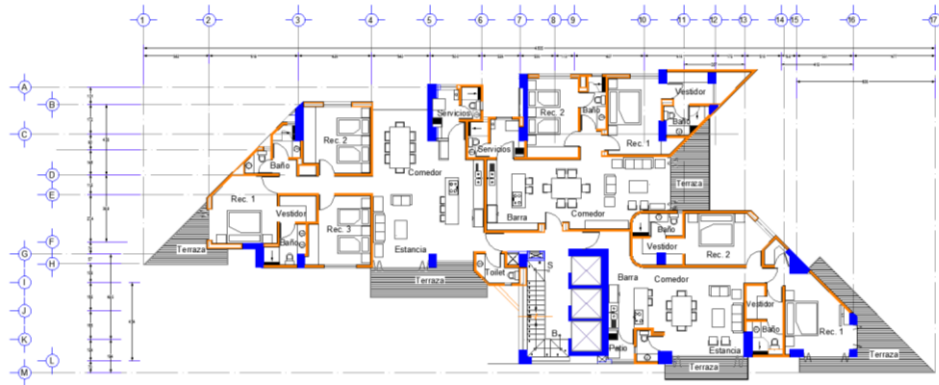


Figura IV-V Planta arquitectónica entrepiso tipo

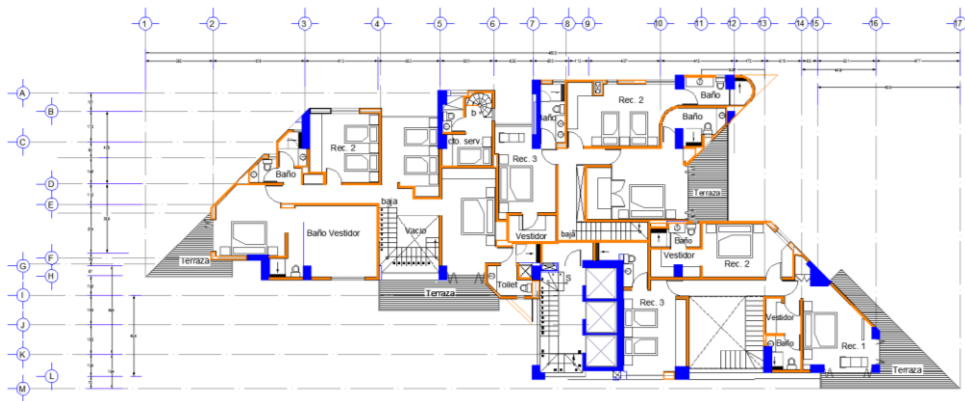


Figura IV-VI Planta arquitectónica nivel Pent-house

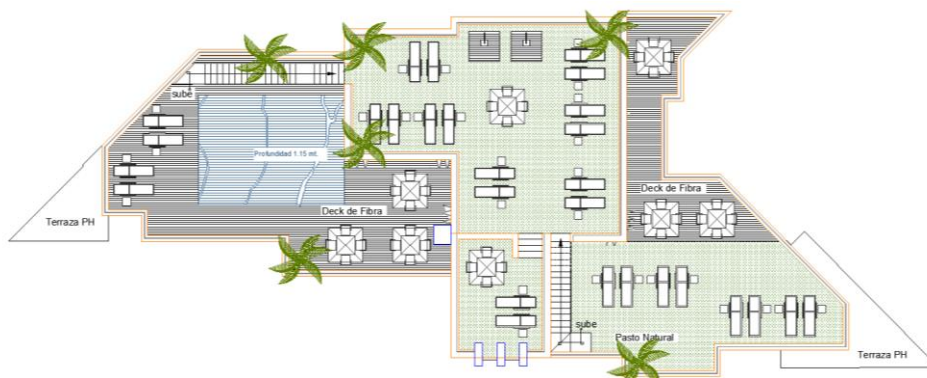


Figura IV-VII Planta arquitectónica Nivel Roof- Garden

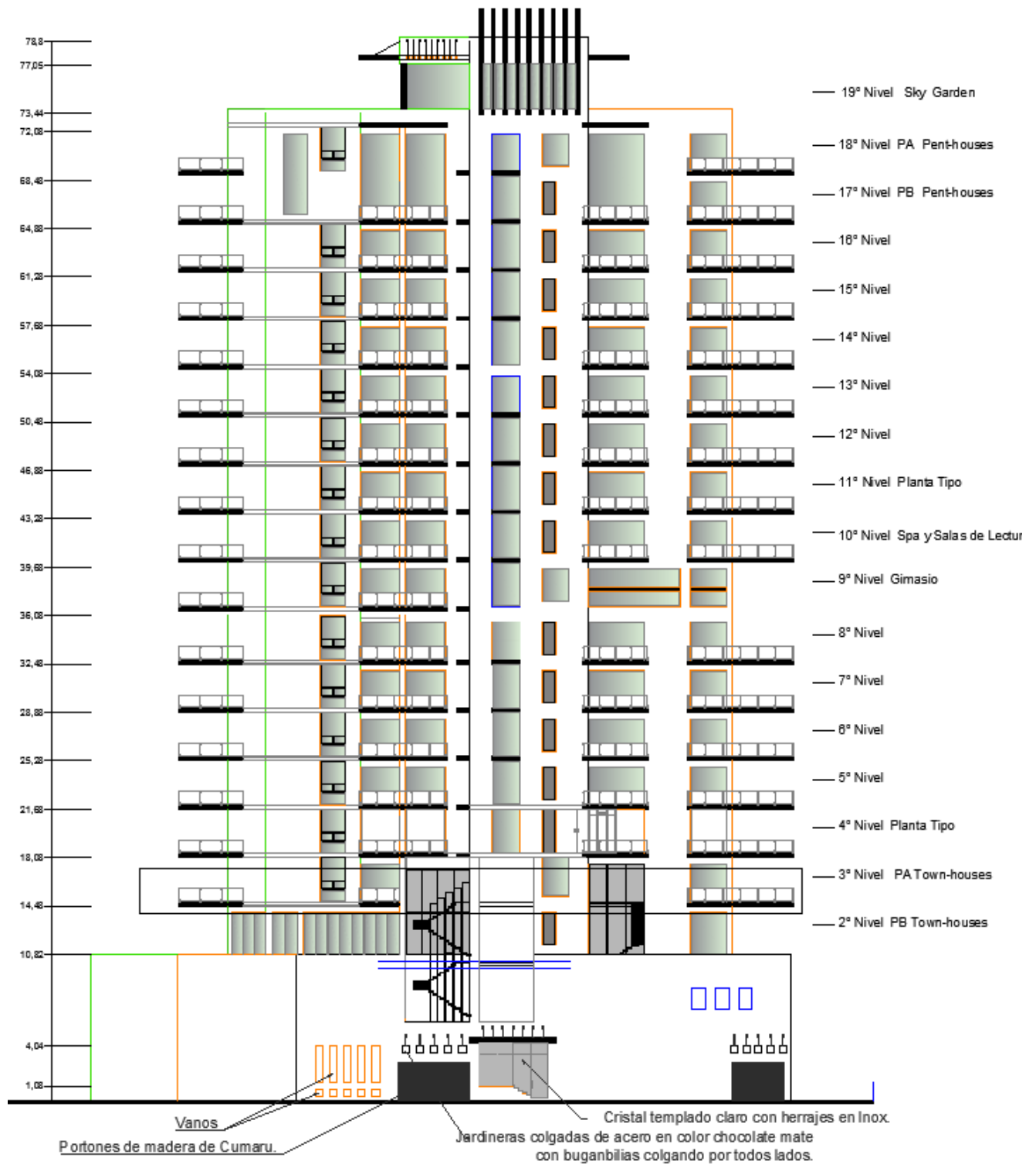


Figura IV-VIII Alzado de Fachada

IV.V. Procedimiento de Análisis estructural

El análisis de la estructura se realizó mediante el programa de cómputo "ECO gcW", el cual permitió modelar de la manera tridimensional la estructura así como todos sus elementos estructurales tales como; trabes y columnas. Este programa idealiza a los materiales con comportamiento elástico lineal y al calcular la respuesta de la estructura considerando las deformaciones por efecto de flexión, carga axial, cortante y torsión.

La superestructura se analizó bajo las combinaciones de cargas convencionales (32 Combinaciones) y se obtuvieron como resultado desplazamientos y elementos mecánicos para el diseño de los miembros. Se verificó que en ningún caso se excedieran los estados límites de servicio permisibles.

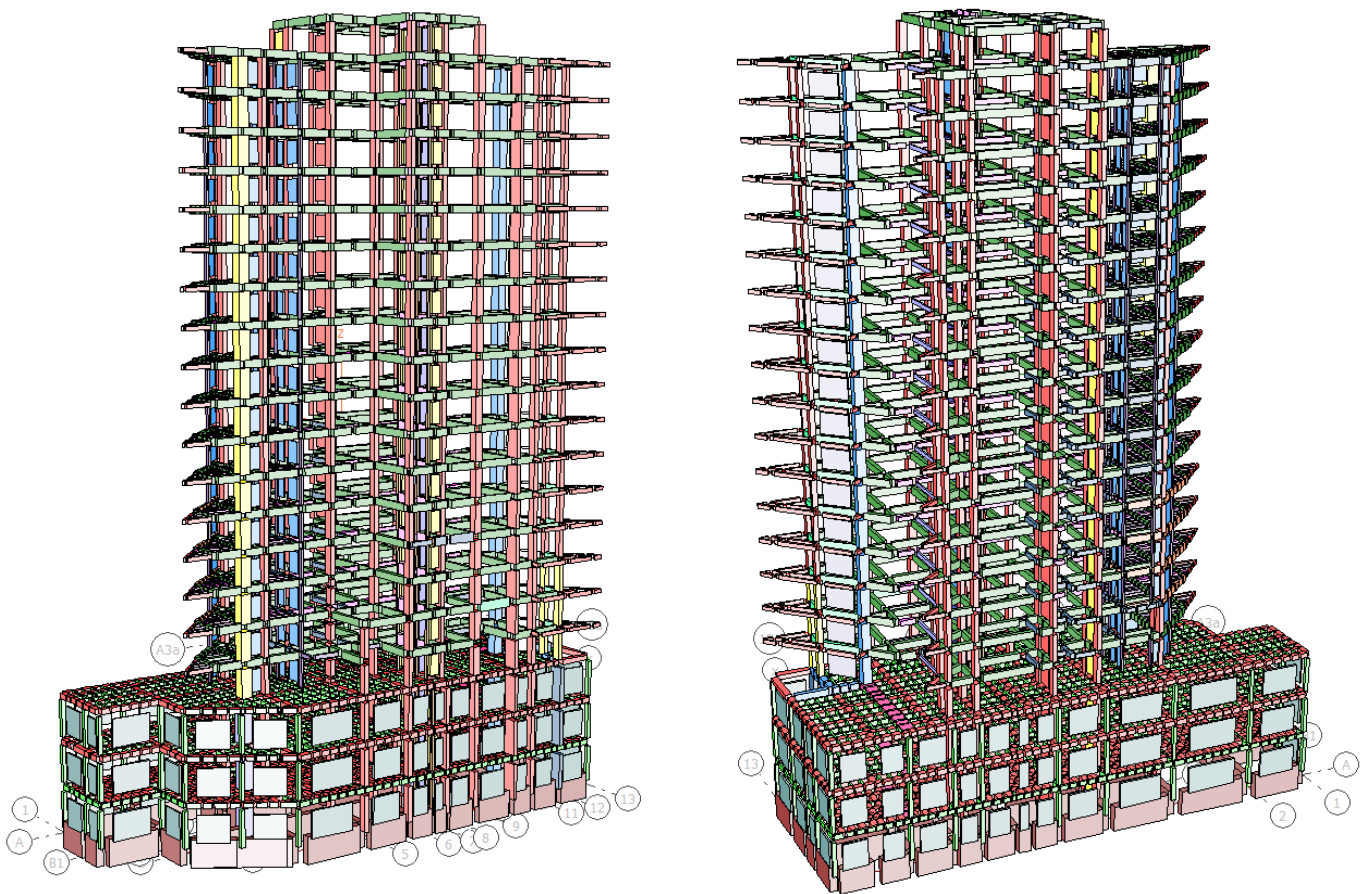


Figura IV-IX Vistas del modelo para el análisis lineal del edificio en software Eco Gcw

Cargas Muertas

Se consideran como cargas muertas, las cargas de todos los elementos constructivos que no varían relativamente con el tiempo, por ejemplo:

- a) Peso propio de elementos estructurales
- b) Muros y elementos divisorios
- c) Acabados de losas
- d) Instalaciones especiales

Cargas Vivas

Se considerarán como cargas vivas, las cargas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones, y que varían permanentemente con el tiempo.

Estas cargas se obtendrán de lo establecido en las NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones y/o del Reglamento de construcciones del municipio de Puebla (2017).

Las cargas vivas contempladas para este proyecto son:

- a) Carga Viva Máxima ($W_{\text{máx}}$)
- b) Carga Viva Instantánea (W_a)
- c) Carga Viva Media (W)

Se empleará **$W_{\text{máx}}$** para la combinación de diseño estructural por fuerzas gravitacionales; **W_a** para la combinación de diseño estructural por sismo y **W** para la revisión de desplazamientos diferidos.

IV.V.I. Ejecución del tipo de análisis

Con respecto a las Normas Técnicas complementarias Inciso 4.1 Análisis Estático y dinámico se define que el método de análisis será dinámico según se establece en el Capítulo 11 (Análisis Modal Espectral) de las Normas Técnicas Complementarias para el Municipio de Puebla.

IV.V.II. Factor de Comportamiento sísmico

Para el análisis del edificio se determinó el factor de comportamiento sísmico en conjunto con el proyectista, el cual se decidió utilizar $Q= 3$ para la reducción de fuerzas sísmicas de diseño.

Para la utilización de $Q= 3$ las NTC nos indican parámetros a cumplir que a continuación se describen.

- a) Si hay muros ligados adecuadamente en todo su perímetro a los marcos estructurales o a castillos y dadas ligados a los marcos, estos se deben tener en cuenta en el análisis de la estructura, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales solo de tomar en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos el 80 % de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- b) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan para marcos y muros dúctiles de las Normas Técnicas.
- c) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos o por diafragmas de madera contrachapada.

Inciso 7 Normas Técnicas Complementarias Diseño por Sismo Libro Tercero Capítulo 17 del Código Reglamentario para el municipio de Puebla.

IV.V.III. Condiciones de Irregularidad

Condiciones de regularidad

Para que una construcción pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos

Condicion	Estatus	
	Cumple	No cumple
a) Su planta es sensiblemente simetrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, asi como a muros y otros elementos resistentes.		X
b) La relacion de su altura a la dimension menor de su base no pasa de 2.5		X
c) La relacion de largo ancho de la base no excede de 2.5	X	
d) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimension exceda de 20 % de la dimension de la planta medida paralelamente a la direccion que se considera de la entrante o saliente.		X
e) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rigido resistente.	X	
f) No tiene aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimension exceda 20 % de la dimension de la planta medida paralelamente a la direccion que se considera de la abertura, las areas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posicion de un piso a otro y el area total de aberturas no excede en ningun nivel el 20 % del area de la planta	X	
g) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para el diseño sismico, no es mayor que 110 % del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepcion hecha del ultimo nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.	X	
h) Ningun piso tiene un area, delimitada por los panos exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 % de la del piso inmediato inferior ni menos que 70 % de ésta. Se exime de este ultimo requisito unicamente al ultimo piso de la construcción. Además, el area de ningun entrepiso excede en mas del 50 % a la menor de los pisos inferiores.		X
i) Todas las columnas estan restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.		X
j) La rigidezal corte de ningun entrepiso excede en mas del 50 % a la del entrepiso inmediato inferior.		X
k) En ningun entrepiso la excentricidad torsional estaticamente, excede del 19 % de la dimension en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.		X

Figura IV-X Condiciones de Regularidad

Esta construcción se considera irregular, ya que como se menciona en el apartado 8.2, (NTCMP2017) una estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de regularidad será considerada irregular, se considera fuertemente irregular si la excentricidad calculada estáticamente (es) excede del 20 % de la dimensión de planta en ese entrepiso y/o la rigidez o la resistencia de algún entrepiso excede en más del 100 % a la del piso inmediato inferior, sin embargo ninguna estas dos premisas es verdadera en nuestro edificio por lo que se asigna un valor de 0.8 que afectara nuestro factor de comportamiento sísmico.

IV.V.IV. Análisis Sísmico

El análisis sísmico de la edificación tiene como objetivo encontrar las fuerzas y momentos internos debidos a la carga sísmica en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al diseño.

Modo	Periodo (s)	Aceleración espectral
1	2.167	0.095
2	2.028	0.098
3	1.916	0.101
4	0.618	0.177
5	0.522	0.18
6	0.462	0.18
7	0.311	0.18
8	0.25	0.18
9	0.211	0.18
10	0.194	0.18
11	0.155	0.18
12	0.139	0.17
13	0.134	0.166
14	0.108	0.143
15	0.103	0.14
16	0.098	0.135
17	0.086	0.125
18	0.084	0.123
19	0.076	0.116
20	0.073	0.114
21	0.071	0.112
22	0.064	0.106
23	0.058	0.1
24	0.058	0.1
25	0.053	0.096
26	0.049	0.093
27	0.048	0.092
28	0.044	0.088
29	0.043	0.087
30	0.043	0.087

Figura IV-XI Tabla de Aceleraciones espectrales por cada modo de vibrar

El porcentaje del peso del edificio hasta el modo 30 es del 95 %, por lo que se considera que el análisis es correcto, el cortante basal de diseño es de 435 Ton.

IV.V.V. Interacción Dinámica del suelo estructura

Cuando el terreno sea muy deformable, se tendrá en cuenta la interacción suelo-estructura, sobre todo cuando las columnas se apoyen en zapatas aisladas, sin trabes de liga ni contratrabes, lo que tiende a crear una condición de apoyo parcialmente restringido.

Se justificara tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se tenga que:

$$\frac{T_{e0}}{T_s} \frac{H_s}{H_{e0}} < 2.5 \quad (4.1)$$

Donde

H_{e0} = es la altura efectiva fundamental de la estructura supuesta con base rígida.

H_s = es el espesor total del estrato de terreno equivalente

T_{e0} = es el periodo fundamental de le estructura con base rígida

T_s = es el periodo dominante del terreno equivalente

Se sustituyen los valores

$$\frac{1.8}{0.15} \frac{30}{78} < 2.5 = 4.61 > 2.5 \text{ no se justifica tomar en cuenta interaccion suelo estructura}$$

Nuestro edificio estará desplantado sobre terreno firme, con velocidades de onda mayores a 700 m/s y tendrá una cimentación rígida ligada con contratrabes, por lo que se determinó que la interacción suelo-estructura no es representativa

IV.V.VI. Combinaciones de Diseño

Se combinan los efectos sísmicos considerando el 100 % de la fuerza sísmica correspondiente en una dirección, más el 30 % de la fuerza sísmica correspondiente en la dirección ortogonal, por lo que se generan 32 combinaciones sísmicas en total. Se diseñó con la combinación que generó los esfuerzos más desfavorables tanto por gravedad como por sismo aplicando 1.4 y 1.1 como factores de carga correspondientes.

Combinaciones consideradas

DC1: $1.4*CM1 + 1.4*CV1$
 DC2: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX1 + 0.33*SIFY1$
 DC3: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX1 - 0.33*SIFY1$
 DC4: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX1 + 0.33*SIFY1$
 DC5: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX1 - 0.33*SIFY1$
 DC6: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX2 + 0.33*SIFY1$
 DC7: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX2 - 0.33*SIFY1$
 DC8: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX2 + 0.33*SIFY1$
 DC9: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX2 - 0.33*SIFY1$
 DC10: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX1 + 0.33*SIFY2$
 DC11: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX1 - 0.33*SIFY2$
 DC12: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX1 + 0.33*SIFY2$
 DC13: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX1 - 0.33*SIFY2$
 DC14: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX2 + 0.33*SIFY2$
 DC15: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 1.1*SIFX2 - 0.33*SIFY2$
 DC16: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX2 + 0.33*SIFY2$
 DC17: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 1.1*SIFX2 - 0.33*SIFY2$
 DC18: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX1 + 1.1*SIFY1$
 DC19: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX1 - 1.1*SIFY1$
 DC20: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX1 + 1.1*SIFY1$
 DC21: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX1 - 1.1*SIFY1$
 DC22: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX2 + 1.1*SIFY1$
 DC23: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX2 - 1.1*SIFY1$
 DC24: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX2 + 1.1*SIFY1$
 DC25: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX2 - 1.1*SIFY1$
 DC26: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX1 + 1.1*SIFY2$
 DC27: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX1 - 1.1*SIFY2$
 DC28: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX1 + 1.1*SIFY2$
 DC29: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX1 - 1.1*SIFY2$
 DC30: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX2 + 1.1*SIFY2$
 DC31: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 + 0.33*SIFX2 - 1.1*SIFY2$
 DC32: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX2 + 1.1*SIFY2$
 DC33: $1.1*CM1 + 0.583*CV1 - 0.33*SIFX2 - 1.1*SIFY2$

EQUIVALENCIAS

CM=Carga Muerta, CVI= Carga Viva instantánea, CVT = Carga Viva Maxima, SIFX y SIFY= Fuerzas Sísmicas en dirección X o Y

IV.V.VII. Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V es menor que:

$$\frac{0.8aW}{Q'} \quad (4.2)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V iguale a este valor.

En nuestro caso el cortante Basal de diseño reducido por el factor de comportamiento sísmico es de $V_x = 432 \text{ Ton}$ y $V_y = 435 \text{ ton} > \frac{0.8aW}{Q'} = 288 \text{ Ton}$.

No es necesario incrementar las fuerzas debido a la condición de cortante basal mínimo.

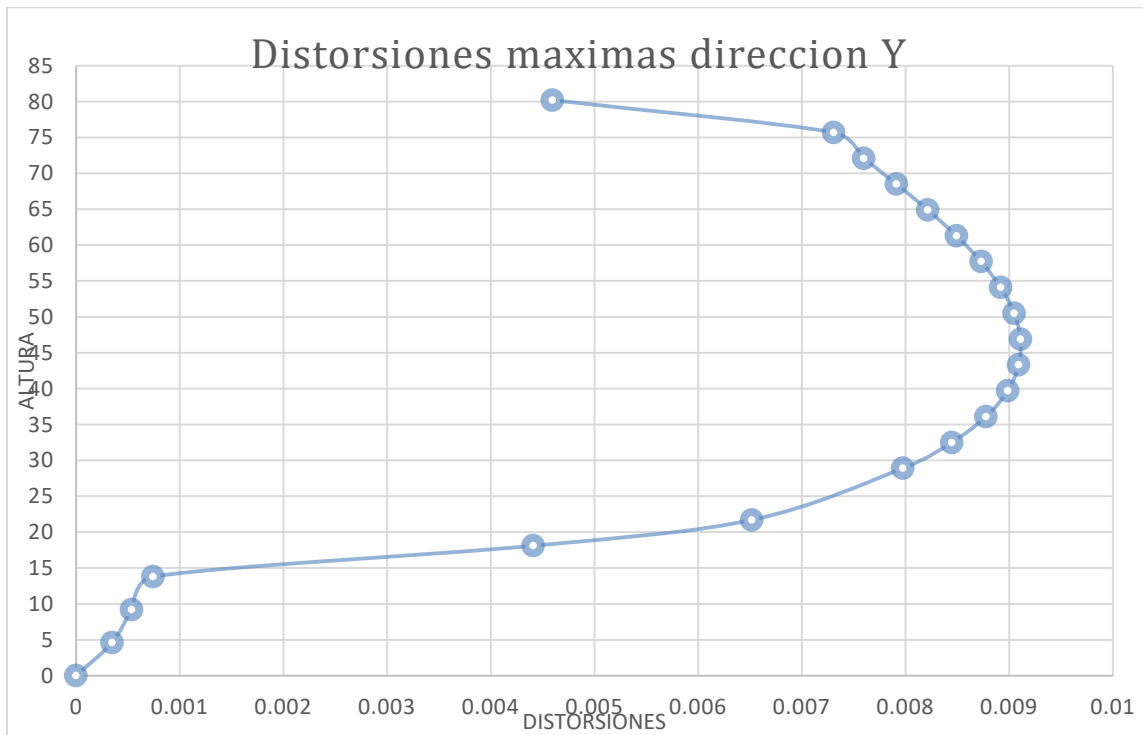
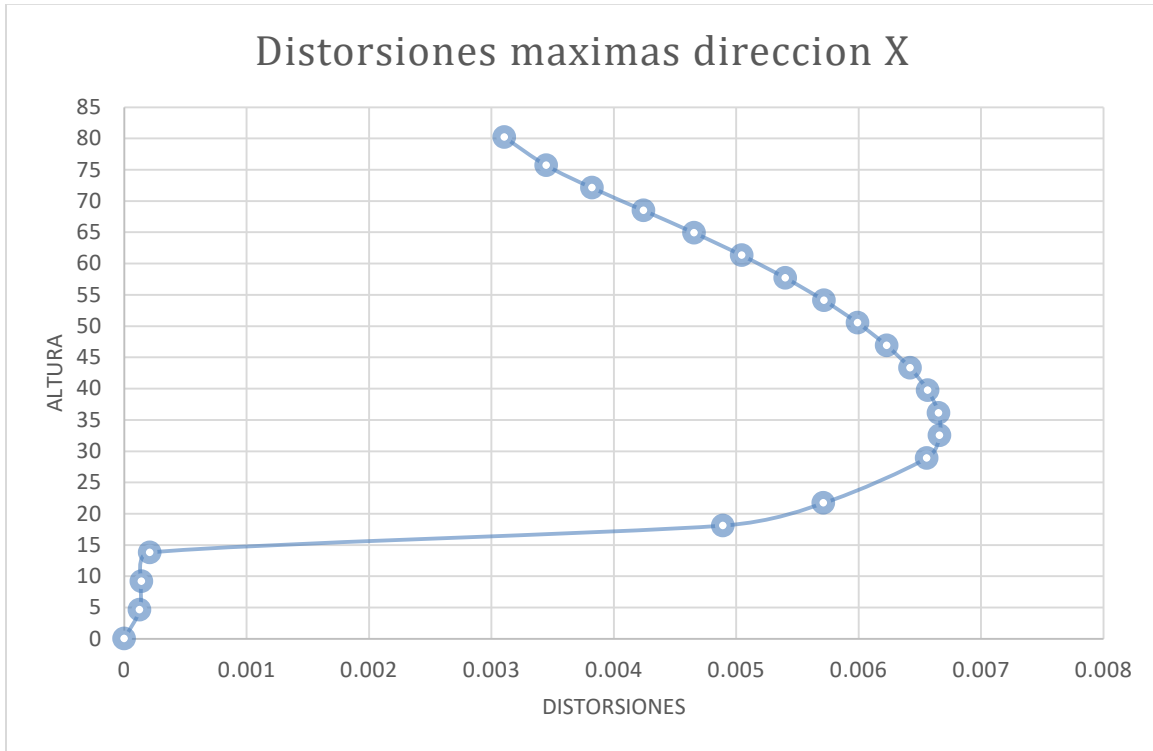
IV.V.VIII. Revisión de los estados limites

Según las NTC del Municipio de Puebla Inciso 10.9

Se verificará que la estructura no alcance ninguno de los estados límite de servicio o de falla siguientes:

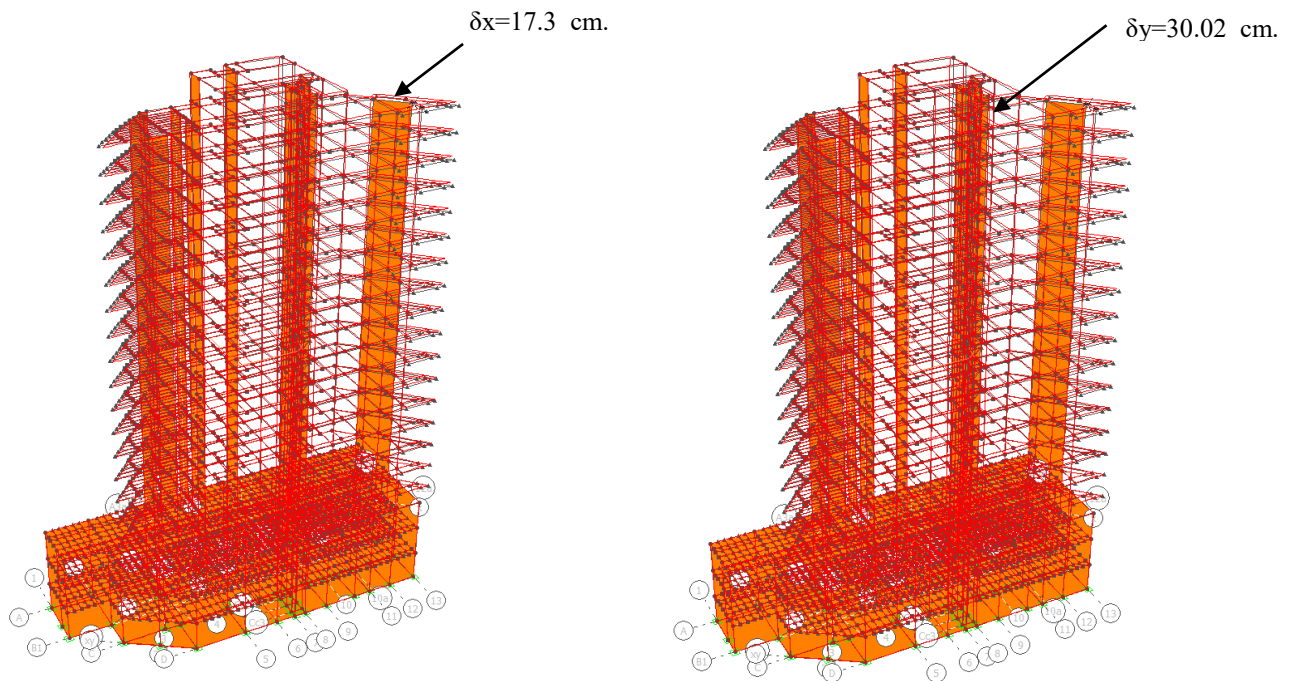
- a) Desplazamientos horizontales: Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en estas normas, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

IV.V.IX. Revisión de las distorsiones máximas



Ninguna de las distorsiones excede a 0.012 máximo permisible de servicio.

IV.V.X. Reporte de desplazamientos máximos en dirección X y Y



Desplazamiento horizontal máximo admisible $7580 / 250 = 30.32$ cm.

Normas Técnicas Complementarias Puebla 2017 Artículo 978
(De los criterios de Diseño Estructural)

Nota: Los valores de los desplazamientos en todos los nodos reportan valores no mayores a los permisibles en el reglamento.

IV.VI. Diseño de Superestructura

Para el diseño de la estructura se usó el software Eco Gcw y el inciso 7 Marcos Dúctiles de las NTC para el diseño y construcción de estructuras de concreto.

EL software ECO gcw tiene precargados los criterios para el diseño de marcos dúctiles el cual lo utilizaremos de ayuda para el diseño de los elementos del edificio.

Este criterio de diseño aplica a estructuras diseñadas con $Q= 3$ a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo (7.1.2 NTCDCEC 2004).

IV.VI.I. Características mecánicas de los materiales

El concreto que se utilizara será:

$f'c= 300 \text{ Kg/cm}^2$ (Para usarse en Trabes y Losas)

$f'c= 400 \text{ Kg/cm}^2$ (Para usarse en Columnas y muros)

Especificaciones concreto

El concreto que se utilizara será Clase I, se fabricara con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 Ton/m^3 (Caliza, basalto,etc) , el agua deberá ser limpia y cumplir con la norma NMX-C-122.

El módulo de elasticidad del concreto $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$ tendrá un valor mínimo de:

$$Ec = 11,000 \sqrt{f'c} = 190,525 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Agregado basáltico})$$

El módulo de elasticidad del concreto $f'c= 400 \text{ kg/cm}^2$ tendrá un valor mínimo de:

$$Ec = 8,500 \sqrt{f'c} + 50,000 = 220,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Agregado basáltico})$$

Especificaciones Acero de refuerzo

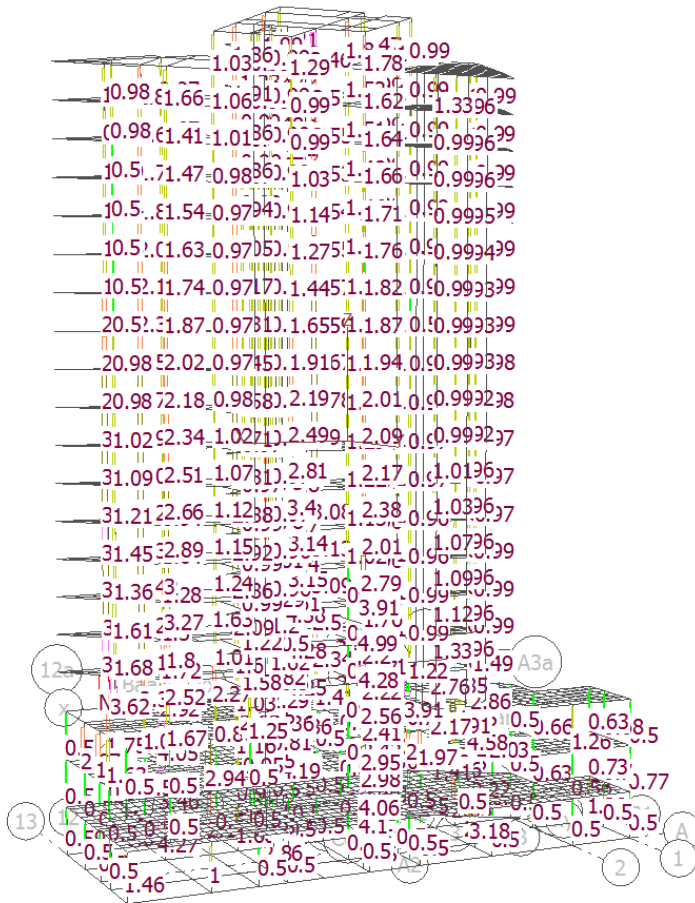
Las barras de refuerzo serán corrugadas, con esfuerzo especificado de fluencia de 4200 kg/cm² y cumplirá con los requisitos para acero de la Norma Mexicana Correspondiente.

Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en mas de 1300 kg/cm², y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su refuerzo real de fluencia (7.1.5 NTCDCEC 2004).

IV.VII. Diseño de Elementos

Diseño de Columnas con el Software ECO gcw

Porcentajes de Acero en Columnas diseñadas a flexocompresión



Todos los PORCENTAJES son inferiores al 4%, por lo que cumplen la condición para una ductilidad Q=3.

Figura IV-XII Porcentaje de acero en Columnas

Diseño de Traveses con el software ECO gcw

Porcentaje de Acero en Traveses diseñadas a flexión

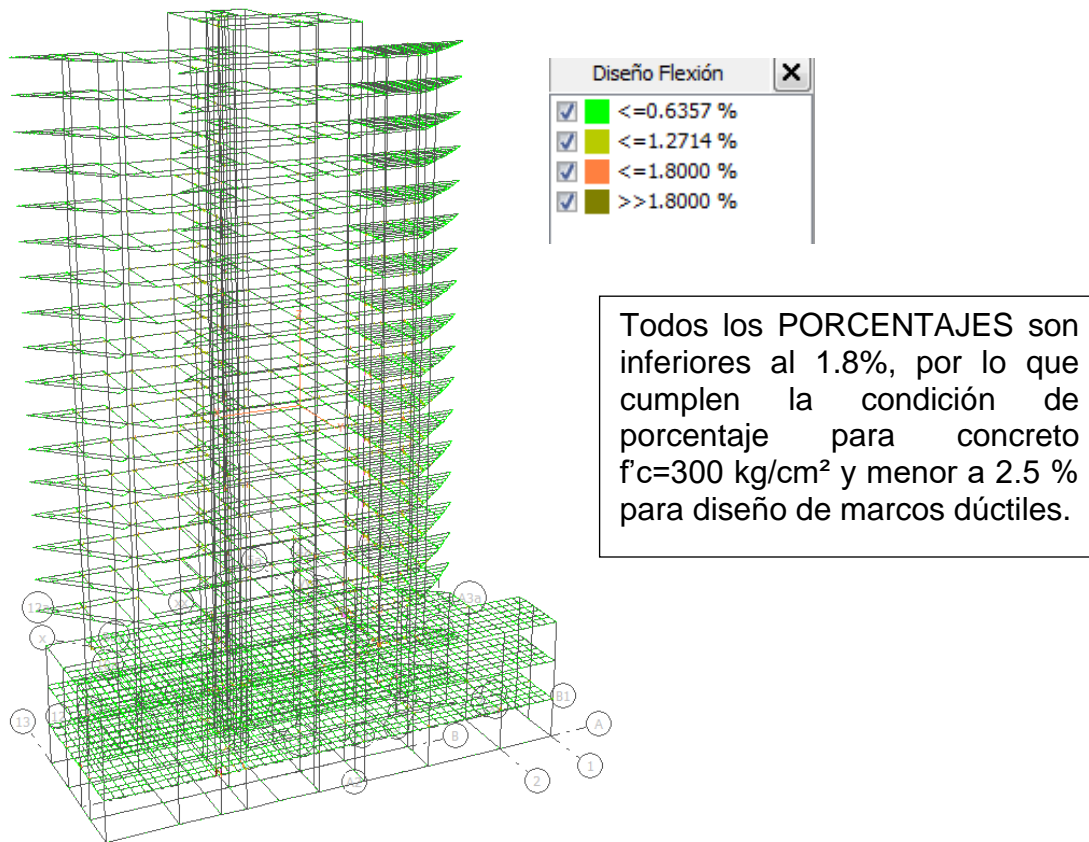
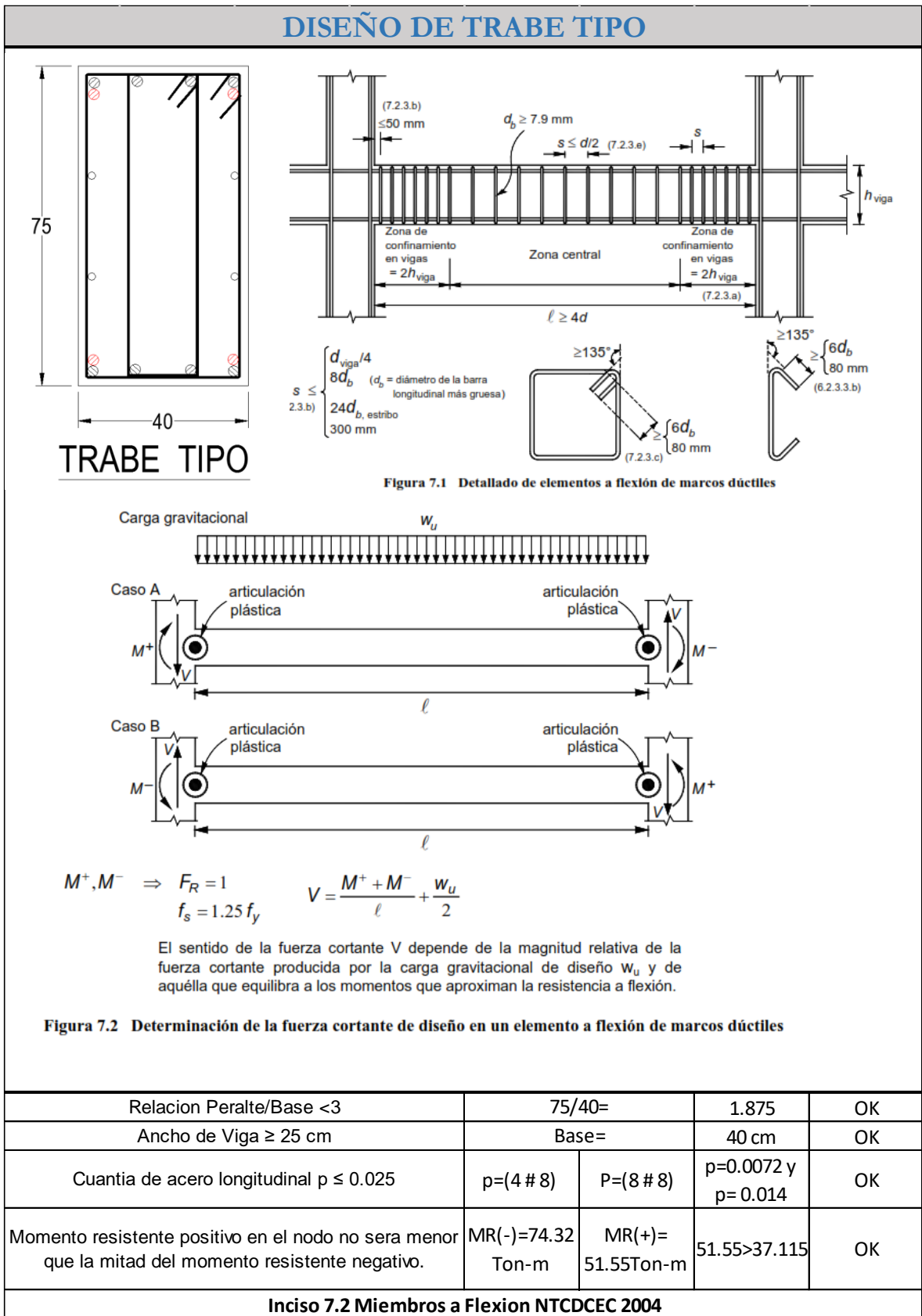
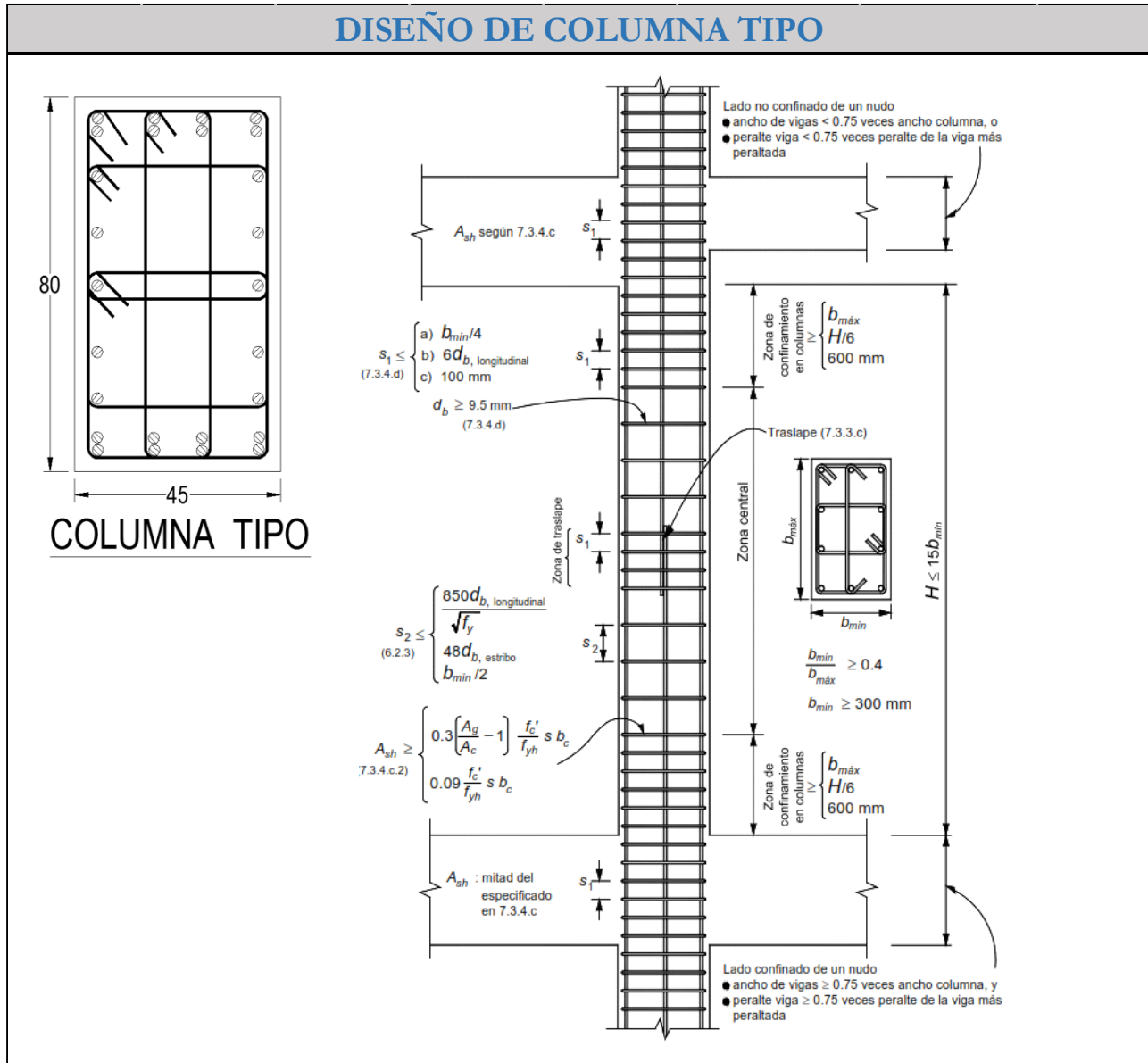


Figura IV-XIII Porcentaje de acero en Traveses





Relacion Peralte/Base 0.4	80/45=	0.5625	OK
Ancho de Columna ≥ 30 cm	Base=	45 cm	OK
El Área A_g , no sera menor que $P_u/0.5 f'_c$ para toda combinacion de carga	$P_u=485$ Ton	$P_u/0.5 f'_c = 2425 \text{ cm}^2$	$A_g=3600 \text{ cm}^2$ OK
La relacion entre la altura libre y la menor dimension transversal no excedera de 15	$h_{max}=440$ cm	Base=45 cm	Relacion 440/45=9.8 OK
La resistencia a flexion de las columnas en un nudo debe satisfacer $\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$	$M_e=458.96$ ton-m	$M_g= 297.28$ Ton-m	$457.96/297.28= 1.54$ OK
La cuantia de refuerzo longitudinal no sera menor que 0.01 ni mayor que 0.04	Armado= 26 #8	$\rho = 0.366$	$0.01 \leq 0.0360 \leq 0.04$ OK

Inciso 7.3 Miembros a Flexocompresion NTCDEC 2004

Diseño de Cimentación

Una vez obtenidas las reacciones máximas que tendrá el edificio sobre el terreno se entregaron al ingeniero geotecnista para que en conjunto se hiciera la propuesta de cimentación.

Una vez que el Ingeniero geotecnista determinó los diámetros y fustes de las pilas se revisaron estas a flexocompresión modelándola con los datos de los resortes elásticos proporcionados, como complemento de la cimentación el diseño de los cabezales y contratraveses se elaboró también con resortes elásticos para el caso gravitacional y de sismo NTC 3.6 (Cimentaciones Profundas Pilotes y pilas de punta)

Se revisaron en todos los casos los estados límites de falla y los estados límites de servicio (NTC 3.6.1 y 3.6.2).

V. Capítulo 5 Análisis Estático no lineal Pushover

V.I. Técnica de Pushover.

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga.

Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y la demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar en lo siguiente:

- 1.- Verificar o revisar la proporción de sobrerresistencia.
- 2.- Estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.
- 3.- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- 4.- Determinar la ductilidad de la construcción.
- 5.- Como alternativa de rediseño.

El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas.

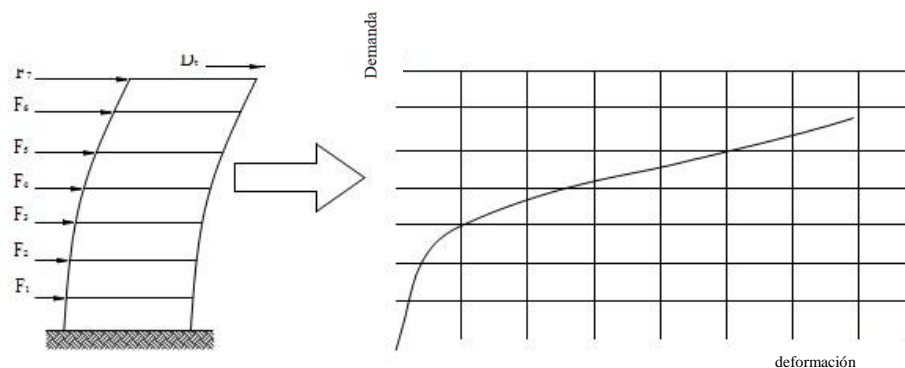


Figura V-I Esquema de la técnica Pushover

El proceso se repite incrementando las cargas iniciales, hasta llevar a las estructuras al colapso, que se está asociando a un desplazamiento final, debido a la constante aplicación de las cargas laterales, la estructura se irá dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado.

El cambio de rigidez se realiza en función del diagrama momento curvatura, el cual se calcula para cada incremento de carga, y la rigidez se evalúa de acuerdo al modelo de plasticidad adoptado. La Técnica del Pushover generalmente se realiza con pequeños incrementos de carga alrededor de 0.1 toneladas para cuando se utiliza un programa de computadora.

Con el uso de esta técnica es posible apreciar la secuencia del agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y fallas en los componentes estructurales, hasta que se excede el desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapsa.

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad.

Para determinar el desplazamiento de la estructura existen varios métodos, entre lo que tenemos el método del espectro capacidad – demanda, en el que la curva de capacidad es transformada a un espectro de capacidad por medio del factor de participación de masa; utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo de suelo donde se encuentra la edificación, ambos se superponen y el punto de intercepción indica el desempeño sísmico de la edificación.

V.I.I. Patrón de cargas laterales.

Para poder aplicar la Técnica de Pushover primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos regionales, para que luego sea incrementada monotónicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo.

Es necesario mencionar que aunque la distribución de fuerzas inerciales variará con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía.

Esta aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones (pequeñas o medianas), de los elementos para estructuras de marcos, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis de Pushover, propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [ASCE,2000] y por el Consejo de Tecnología Aplicada [SSCS, 1996] son:

- Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación (respuesta uniforme de aceleración).
- Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficiente de modos de vibración.
- Una alternativa sería utilizar un patrón de carga lateral uniforme, donde las aceleraciones sísmicas son proporcionales al peso de cada nivel de edificio.

V.I.II. Curva de capacidad.

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural.

Esta suposición generalmente es válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración.

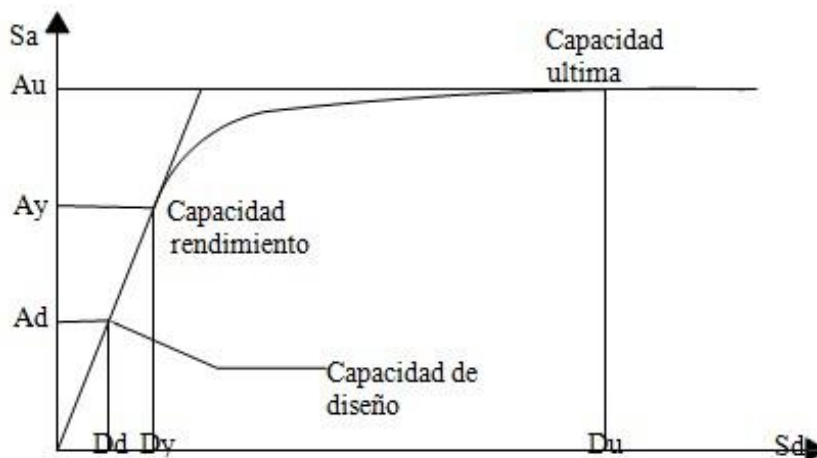


Figura V-II Curva de Capacidad

Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita conocer la geometría de la estructura, el detallado del acero de refuerzo para cada elemento, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constitutivas del concreto y el acero.

V.I.III. Metodología

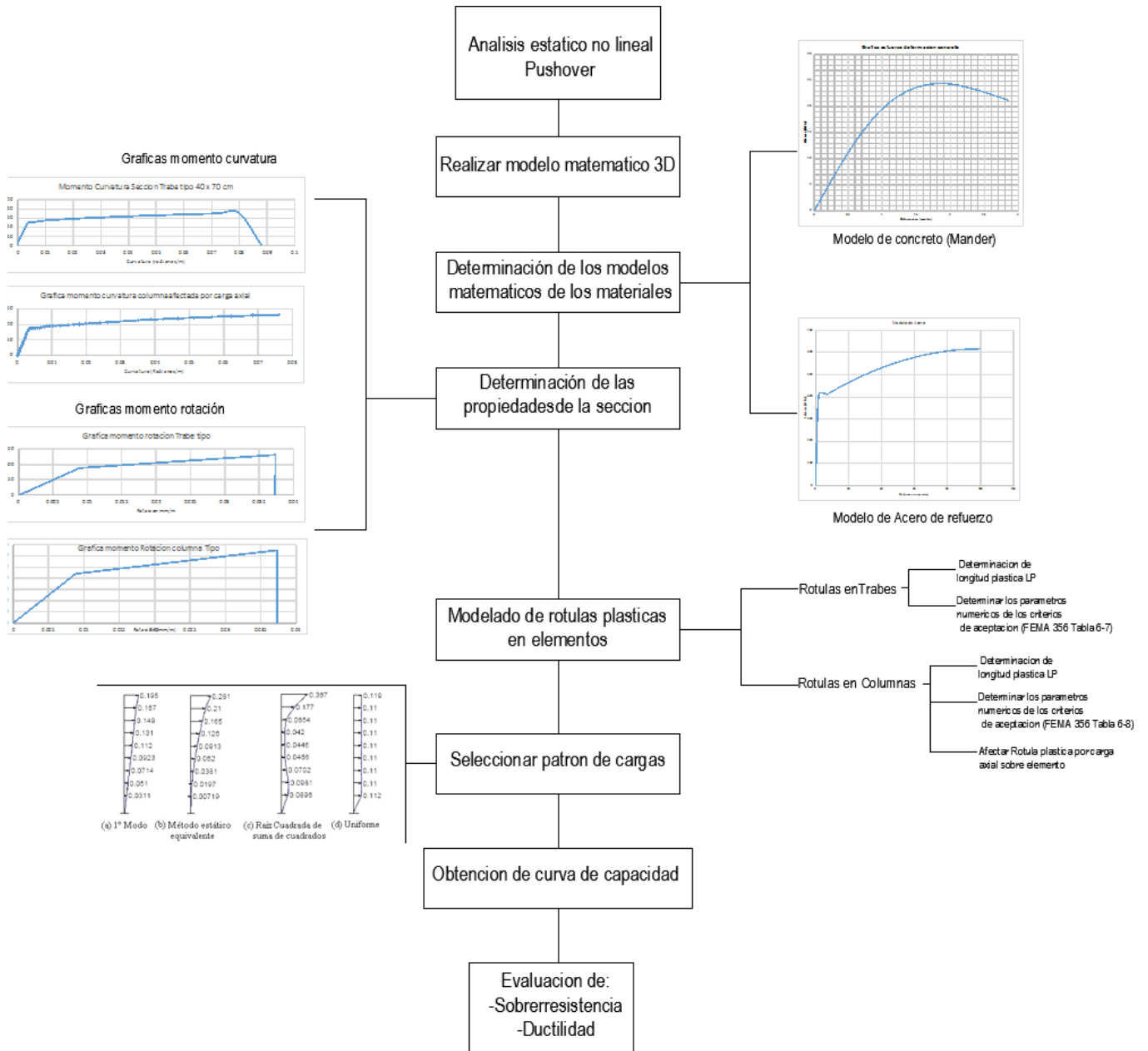


Figura V-I Metodología a seguir para obtención de curva de capacidad

V.I.IV. Calibración del Modelo Etabs con Modelo ECO gcw

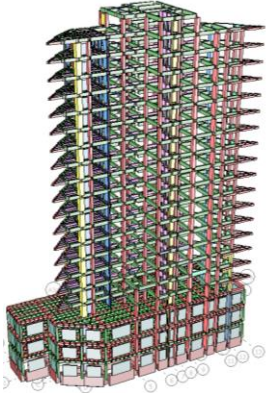
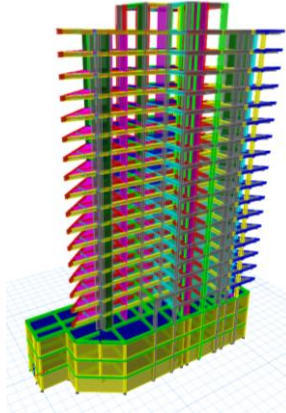
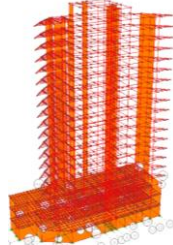
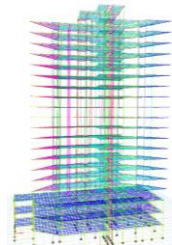
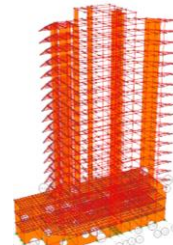
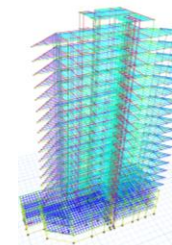
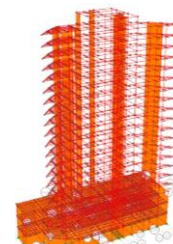
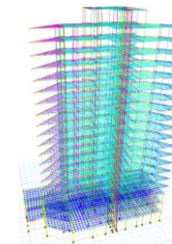
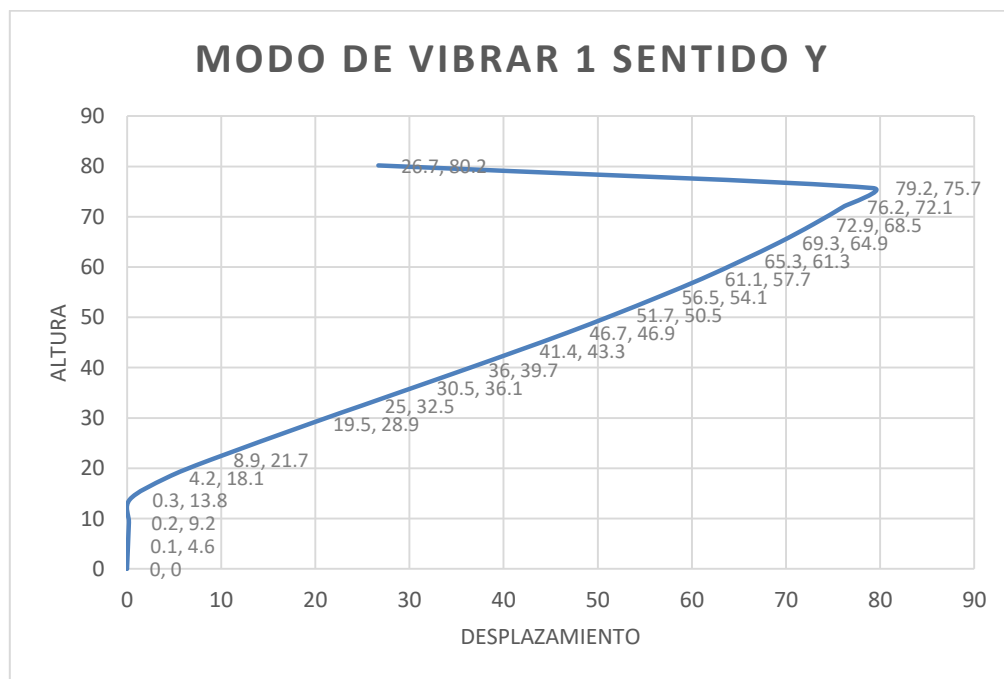
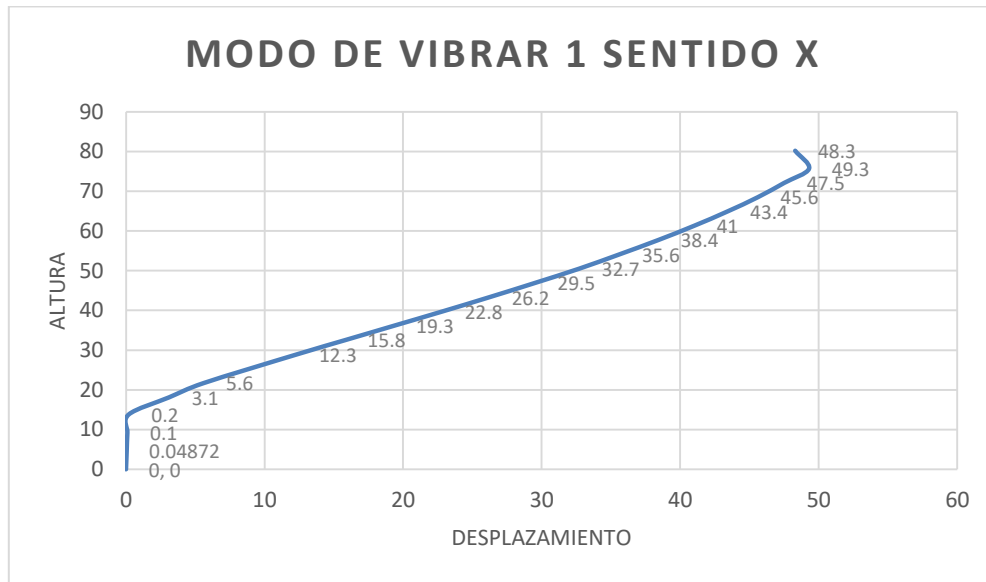
Modelo Eco GCW	Modelo Etabs
	
Cortante Basal Sentido X= 1296 Toneladas	Cortante Basal Sentido X= 1230 Toneladas
Cortante Basal Sentido Y= 1296 Toneladas	Cortante Basal Sentido Y= 1445 Toneladas
T1 = 2.16 S	T1 = 2.17 S
	
T2 = 2.028 S	T2 = 2.14 S
	
T3 = 1.91 S	T3 = 1.91 S
	

Figura V-II Comparativa entre Modelos en diferentes softwares

V.I.V. Asignación de Patrón de cargas al modelo

Para la aplicación de cargas se eligió al relacionado con el modo de vibrar 1, una vez obteniendo el desplazamiento mayor, estos se normalizan y los convertimos en un estado de cargas que ser aplicara al modelo en forma consecutiva y monotónica arrojándonos la curva de capacidad en ambos sentidos.



V.I.VI. Determinación y Asignación de Rotulas en Trabes y Columnas

Chapter 6: Concrete

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Component Type		Component Type		Component Type		
a	b		IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'_{bal}}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.05
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Selección de rotula a partir de las características de armado y comportamiento de la trabe

Criterios de aceptación para rotula plástica

Ángulos de rotación plásticos para definir rotula

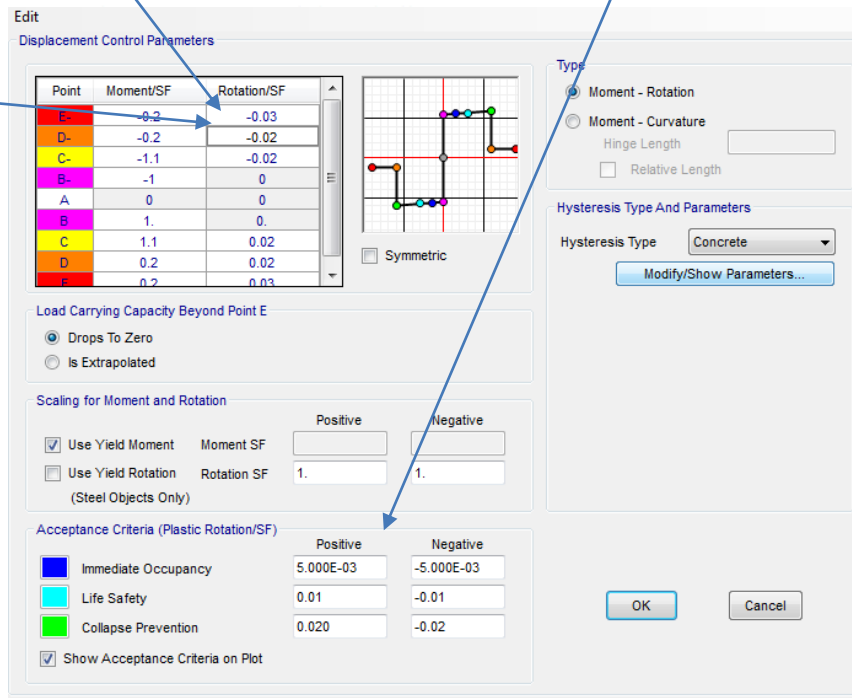


Figura V-III Asignación de Rotulas en Trabes en Software

Chapter 6: Concrete

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians					
					Performance Level					
					Component Type					
		IO	LS	CP	LS	CP				
I. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Selección de rotula a partir de las características de armado y comportamiento de la columna

Crerios de aceptación para rotula plástica

Hinge Specification Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF)

SF is Yield Rotation per ASCE 41-13 Eqn. 9-2 (Steel Objects Only)
 User SF:

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero Is Extrapolated

Symmetry Condition

Moment Rotation Dependence is Circular
 Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3
 Moment Rotation Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curves at angles of 0° and 90°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 90°.

Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces:

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles:

Considerar carga axial para modelado de rotula

Edit

Select Curve: Axial Force [250] Angle [0] Curve #1 [1]

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy: 3.000E-03
 Life Safety: 0.012
 Collapse Prevention: 0.015

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Current Curve - Curve #1
 Force #1; Angle #1

3-D Surface
 Axial Force = 250

Plan: 315
 Elevation: 35
 Aperture: 0

Hide Backbone Lines
 Show Acceptance Criteria
 Show Thickened Lines
 Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition: Double
 Number of Axial Force Values: 1
 Number of Angles: 2
 Total Number of Curves: 2

Angle Is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis
 90 degrees = About Positive M3 Axis
 180 degrees = About Negative M2 Axis
 270 degrees = About Negative M3 Axis

Figura V-IV Asignación de Rotulas en Columnas en Software

V.I.VII. Formación de rotulas plásticas en Análisis Pushover dirección X y Y

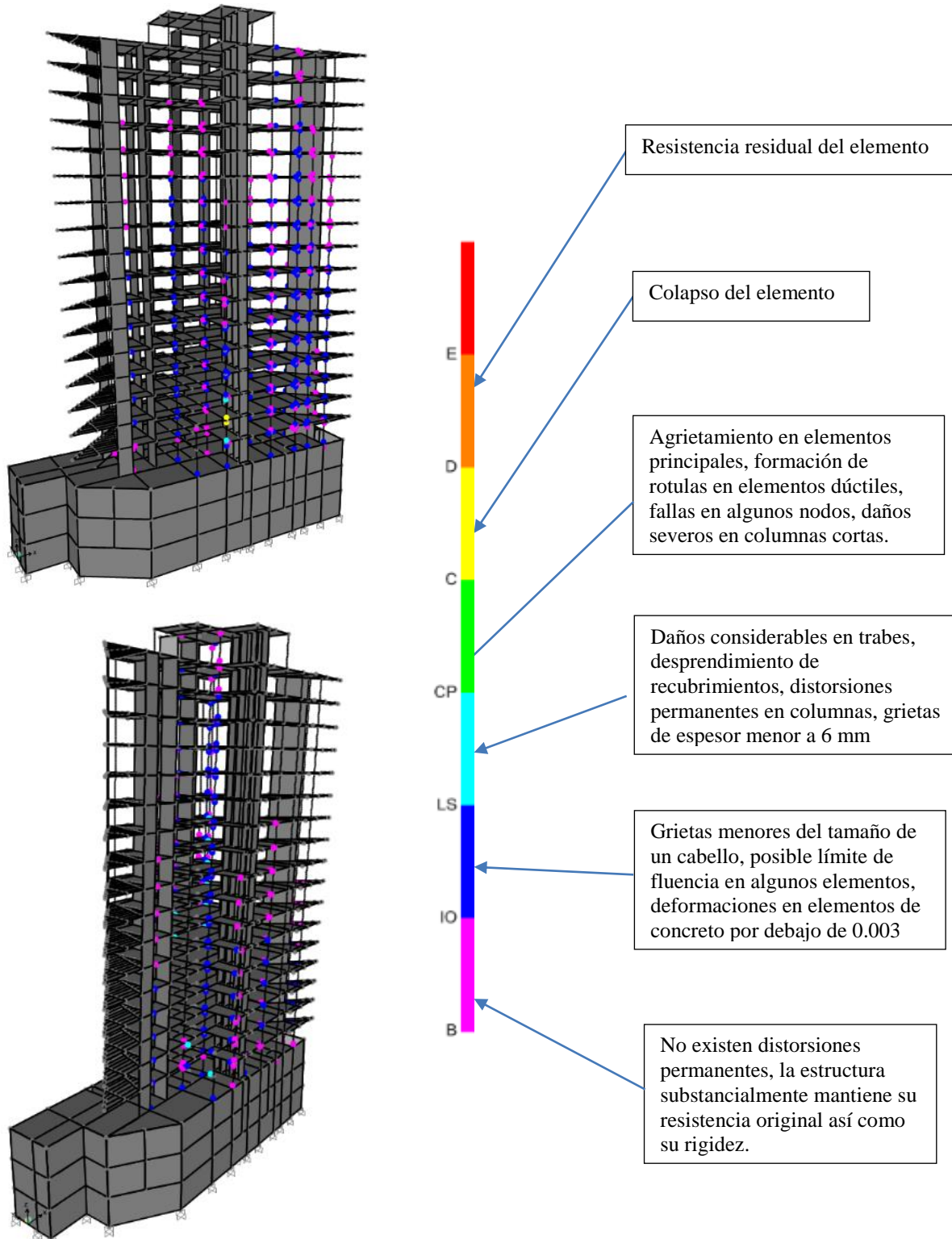
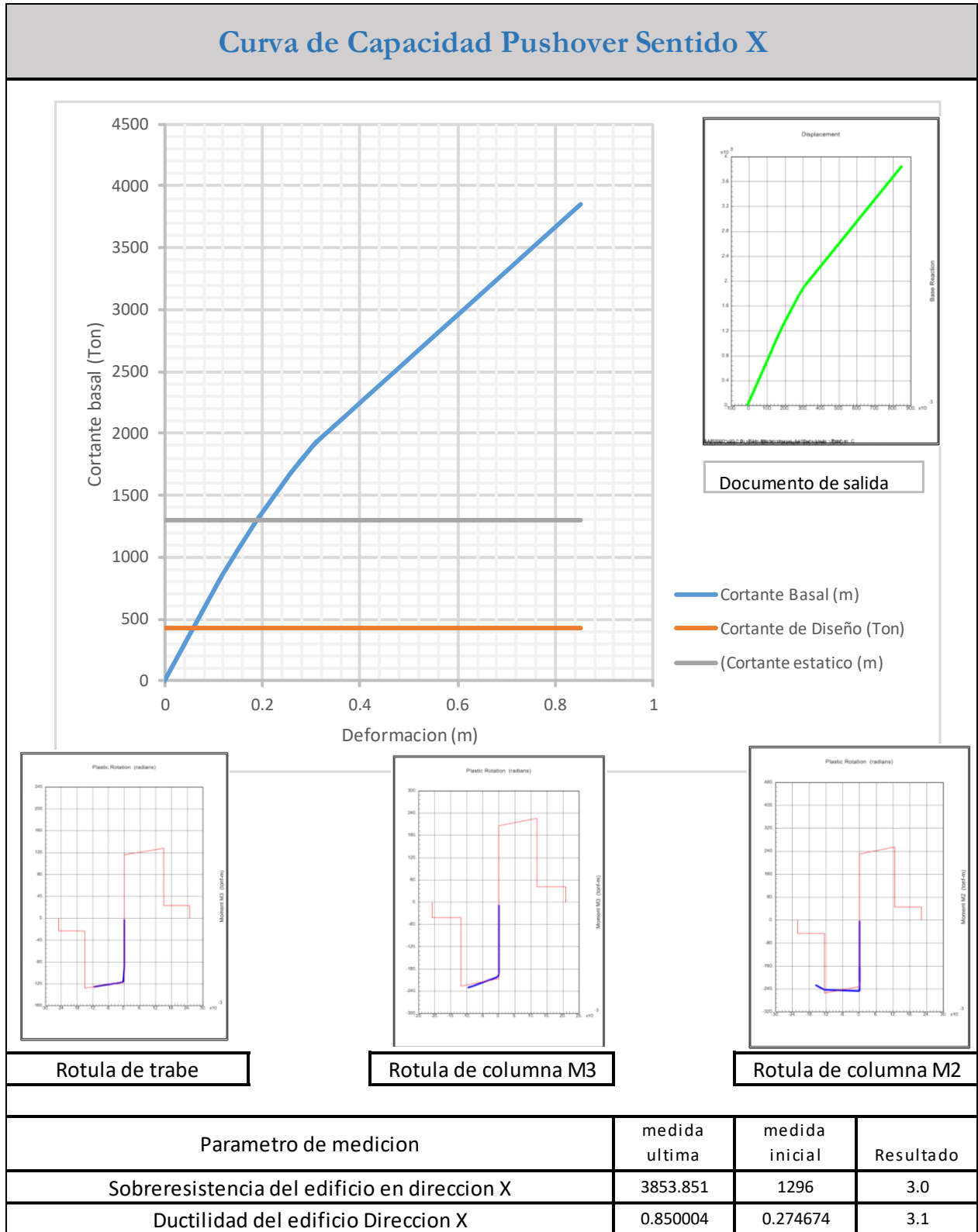
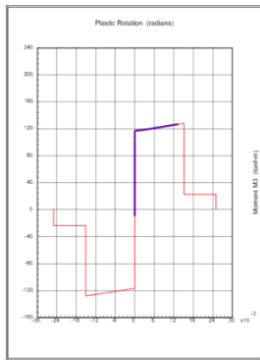
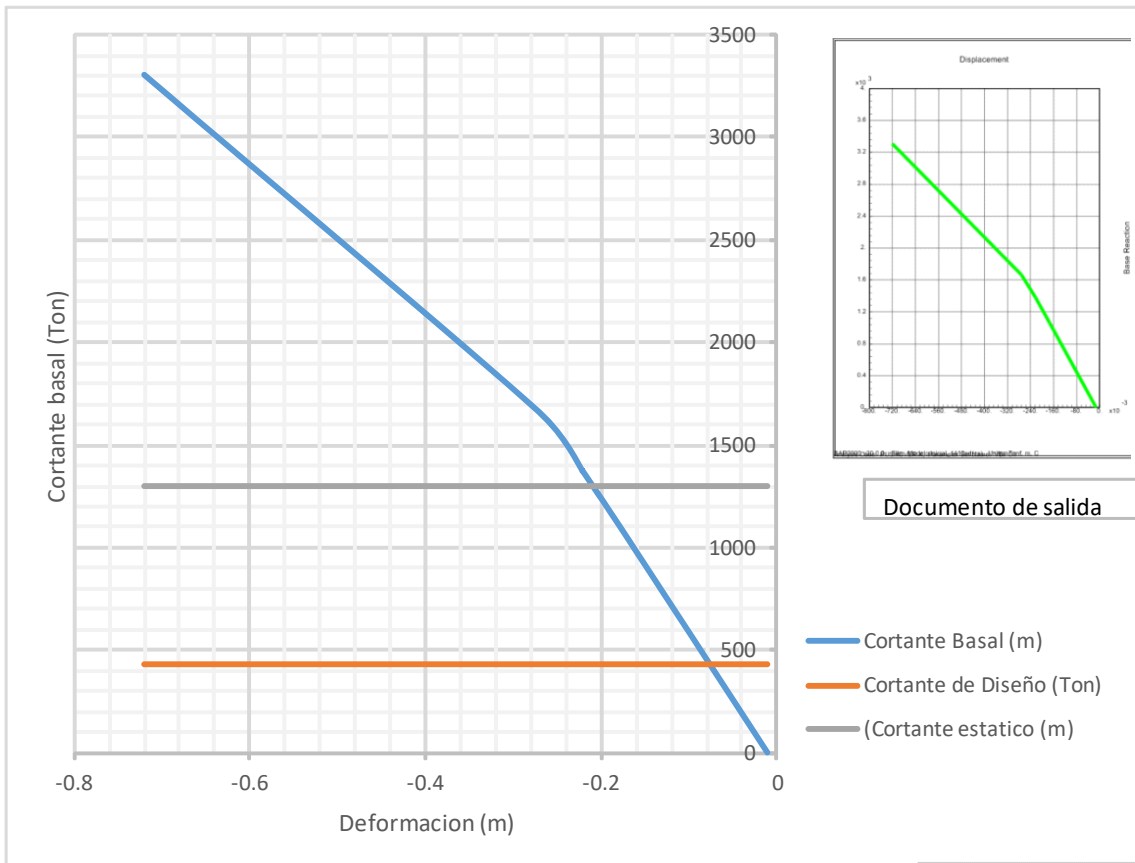


Figura V-VII Formación de Mecanismos de colapso en edificio de estudio

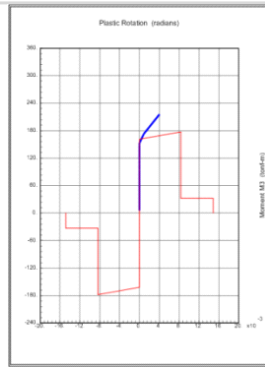
V.I.VIII. Obtención de curvas de capacidad Sentidos X y Y



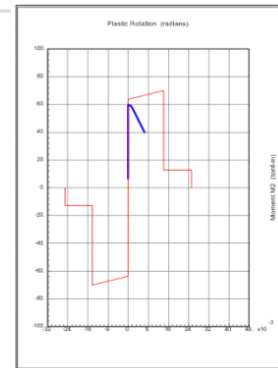
Curva de Capacidad Pushover Sentido -X



Rotula de trabe



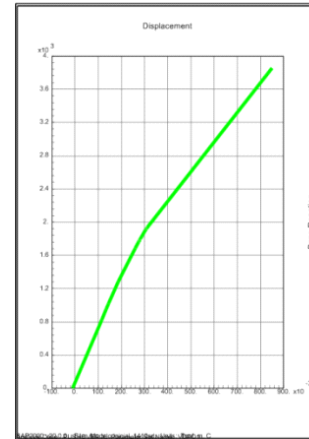
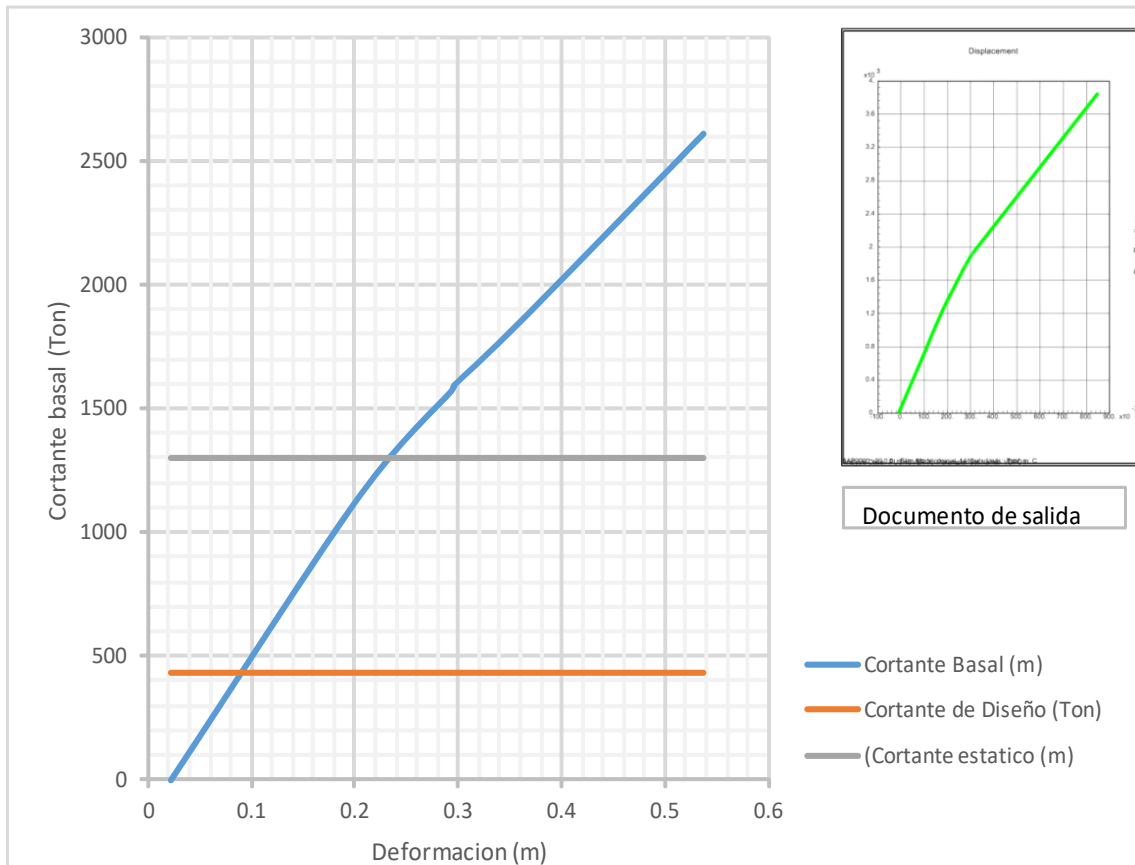
Rotula de columna M3



Rotula de columna M2

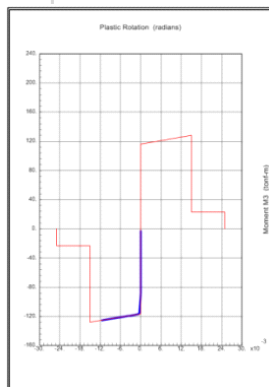
Parametro de medicion	medida ultima	medida inicial	Resultado
Sobrerresistencia del edificio en direccion -X	3306.310	1296.000	2.6
Ductilidad del edificio Direccion -X	-0.721	-0.272	2.6

Curva de Capacidad Pushover Sentido Y

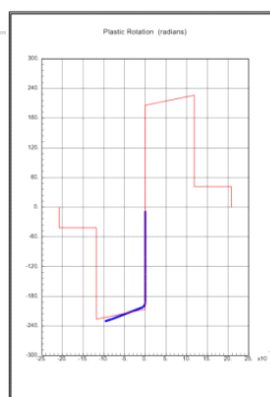


Documento de salida

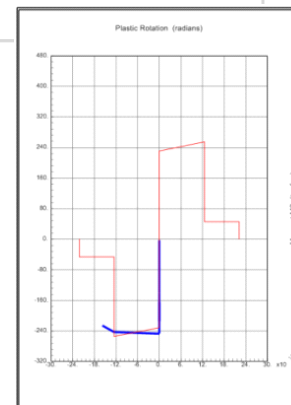
- Cortante Basal (m)
- Cortante de Diseño (Ton)
- (Cortante estatico (m))



Rotula de trabe



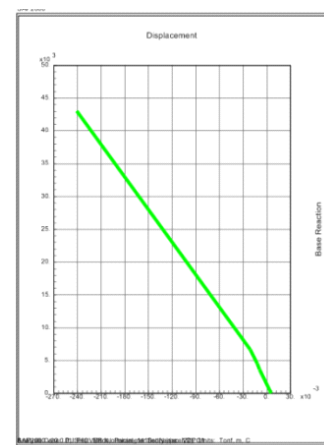
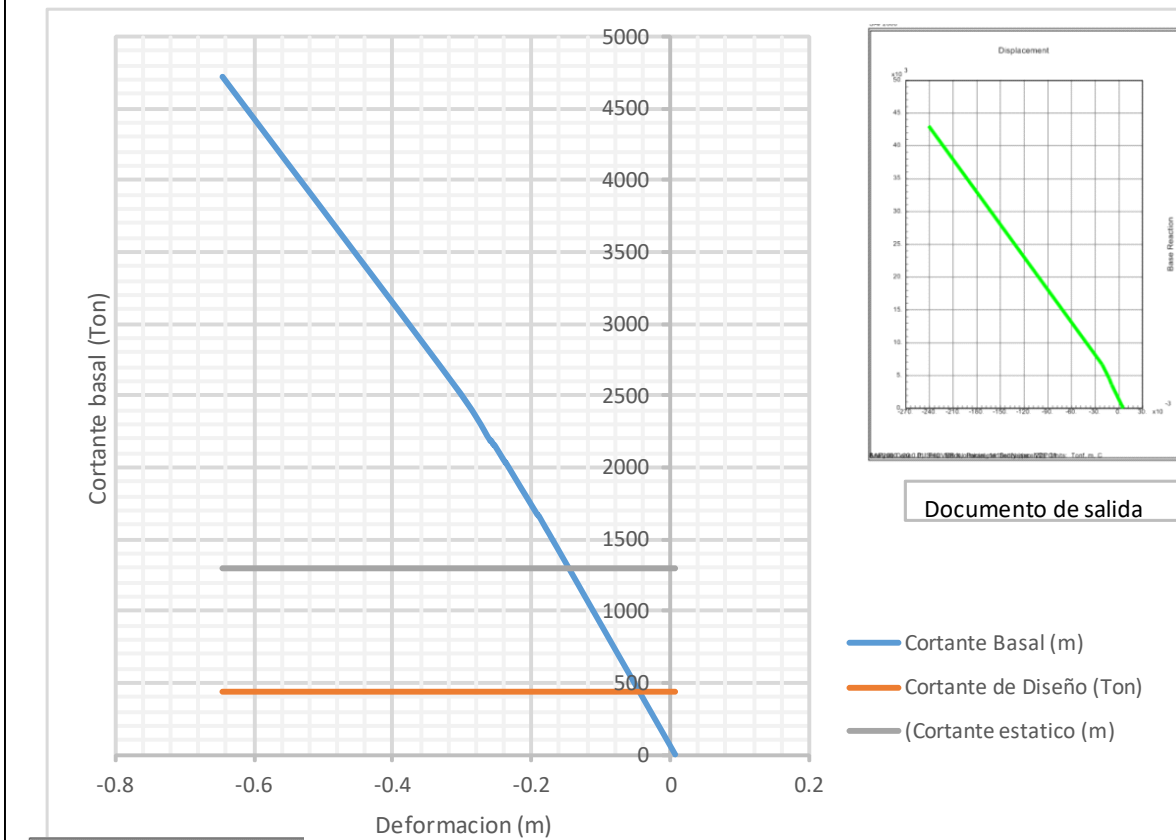
Rotula de columna M3



Rotula de columna M2

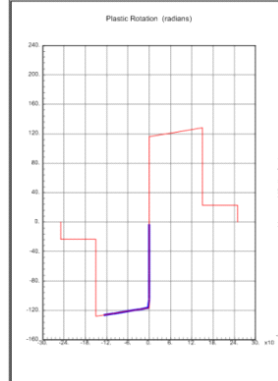
Parametro de medicion	medida ultima	medida inicial	Resultado
Sobresistencia del edificio en direccion Y	2604.7423	1296	2.0
Ductilidad del edificio Direccion Y	0.5369	0.24	2.2

Curva de Capacidad Pushover Sentido -Y

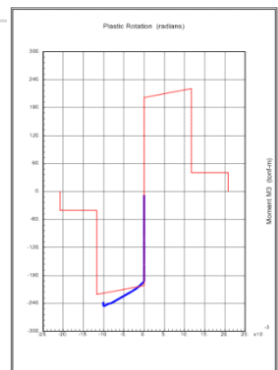


Documento de salida

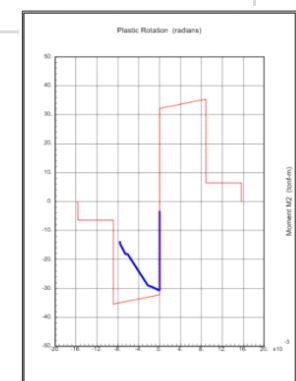
- Cortante Basal (m)
- Cortante de Diseño (Ton)
- (Cortante estatico (m))



Rotula de trabe



Rotula de columna M3



Rotula de columna M2

Parametro de medicion	medida ultima	medida inicial	Resultado
Sobrerresistencia del edificio en direccion -Y	4721.128	1296.000	3.6
Ductilidad del edificio Direccion -Y	-0.646	-0.254	2.5

VI. Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones

Una vez concluido el análisis estructural y la revisión no lineal se puede determinar el comportamiento del edificio, así como el mecanismo de colapso, la sobrerresistencia y ductilidad del edificio.

En el caso de nuestro edificio de estudio podemos observar que el cortante Basal Máximo Resistente Promedio es de 3580 Ton. en sentido X y 3662.5 Ton. en sentido Y, lo cual representa un factor de sobrerresistencia evaluándolo contra el cortante de basal nominal de 2.77 y 2.82 respectivamente. Se puede observar también que la ductilidad promedio de nuestro edificio en el sentido X es de 2.85 y en el sentido Y es de 2.35 cercanos a los valores estimados en el diseño.

Cabe mencionar que el comportamiento del edificio obtenido con este análisis no es el mejor debido a que el mecanismo de falla muestra que las primeras secciones en tener rotaciones de colapso son las columnas, tal comportamiento no es deseable para las construcciones.

El mecanismo de falla que presenta el edificio es de tipo semidúctil, la curva de Tipo 2 considerada como deformación controlada mostrada en la Figura VI-I representa el comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (punto 0 a punto 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 2) seguido de pérdida de fuerza y pérdida de capacidad para soportar cargas gravitacionales más allá del punto 2.

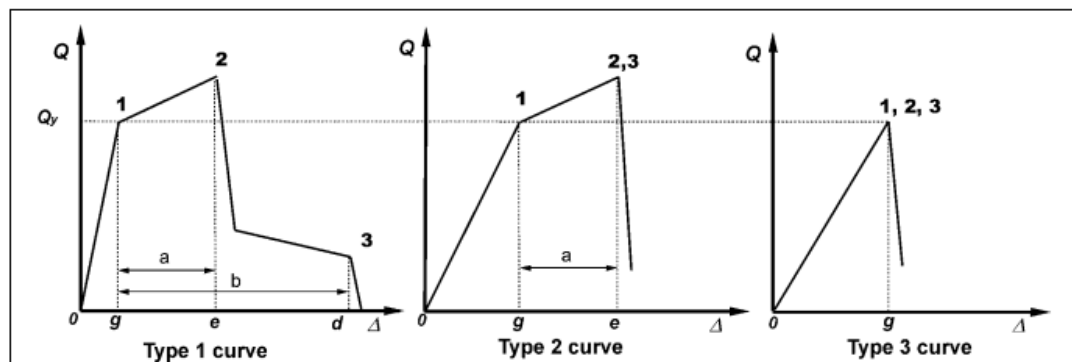


Figure 2-3 Component Force Versus Deformation Curves

Figura VI-I Curvas deformación vs fuerza

El análisis no lineal nos ayuda a encontrar aéreas de optimización del edificio a si como zonas que pueden presentar mayor daño, es importante saber cómo en caso de que el análisis no lineal nos muestre el comportamiento deseado, nosotros como estructuritas podemos proponer refuerzos puntuales en las zonas que nos marca el análisis, esto con el fin de incrementar la resistencia , ductilidad o propiciar mecanismos de colapso favorables para el edificio.

VI.I. Recomendaciones

Tomadas las recomendaciones de los reglamentos actuales es posible diseñar estructuras dúctiles, el uso de estribos, favorecer el comportamiento a flexión de los elementos, generar secciones regulares de columnas y trabes, crear líneas de defensa, como contravientos, ,muros de rigidez dúctiles y llevar un buen proceso constructivo, nos permite a eliminar incertidumbres en el proceso de análisis y diseño y suman seguridad a la edificación.

Es importante mencionar para desarrollar proyectos estructurales económicos, seguros y resistentes en gran parte depende del proyecto arquitectónico, este definirá las pautas para un buen diseño estructural, se debe entender que tanto el proyectista como el ingeniero Estructurista deben ser capaces de proponer sistemas estructurales que sean vistosos y seguros, sin embargo el tema de la seguridad estructural es el primer tema que se debe abordar para que el proyectista adecue su arquitectura con la solución propuesta por el ingeniero Estructurista y no al contrario

Se recomienda elaborar diseños arquitectónicos tales que cumplan con las condiciones de regularidad que marcan los reglamentos actuales, aunado a eso el diseño por desempeño que ya es explícito en las Normas de Construcción debe regir cualquier diseño estructural para garantizar el buen comportamiento de las edificaciones.

Debe haber una constante comunicación entre el cliente, el proyectista, el constructor y el ingeniero estructurista para determinar y tomar las mejores decisiones en beneficio del proyecto, en general debe regir la seguridad estructural.

La correcta elaboración de los planos estructurales, el detallamiento de los elementos, así como la correcta especificación del proyecto estructural son de vital importancia, como lo vimos en el pasado sismo del 19 de Septiembre de 2017, la omisión de éstos podría generar daños materiales, así como víctimas mortales, es muy valiosa la participación constante de los peritos responsables a lo largo de la ejecución de la obra para indagar y/o solucionar las incertidumbres que se presenten.

VII. Capítulo 7 Bibliografía

- 1.-AGENCY, F. E. (2000). PRESTANDAD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUIDINGS. WHASHINGTON D.C: FEMA.
- 2.-AGENCY, F. E. (2005). IMPROVEMENT OF A NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES. WASHINGTON D.C: DHSFEMA.
- 3.-ARCER. (2009). La ductilidad en el diseño sismoresistente de los edificios. Madrid: ARCER.
- 4.-ASCE. (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buidings . A.S.
- 5.-Chopra A. (2001). Dynamics of structures. New Jersey: Prentice Hall.
- 6.-Council, A. A. (1974). An evaluation of a response spectrum approach to the seismic design of buildings. Michigan: ATC.
- 7.-Electricas, I. d. (2015). Manual de diseño de obras civiles Diseño por sismo. Mexico D.F: IIE.
- 8.-Institute, A. A. (2005). Building code requirements for structural concrete. Michigan: Farmington Hills.
- 9.-Krawinskler, H. (1998). Pros and Cons of a Pushover Analysis of seismic Performance Evaluation. Great Britain: Elsevier.
- 10.-NEHRP. (2010). Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design. San Francisco California: National Institute of Standards and Technology.
- 11.-NTCRDF. (2004). Normas Tecnicas Complementarias de Construccion . Distrito Federal.
- 12.-NTRCDMX. (2017). Normas Tecnicas Complementarias. Ciudad de mexico.
- 13.-MUNICIPIO DE PUEBLA (2017)Codigo Reglamentario y Normas Tecnicas Complementarias.
- 14.-PAULAY, R. P. (1983). Estructuras de Concreto Reforzado. Ciudad de Mexico: Limusa.
- 15.-Quintero, W. L. (2006). Diseño sismoresistente basado en el desempeño de las estructuras. Merida: Universidad de los Andes.
- 16.-Taranath, B. S. (2017). Tall Building Desingn. New York: CRC Press.

Tabla de Figuras

Figura III-I Metodología para la obtención de curvas de capacidad	18
Figura III-II Modelos idealizados de elementos viga columna	22
Figura III-III Diagrama momento curvatura	22
Figura III-IV Diagrama momento rotación.....	23
Figura IV-I Espectro de Diseño Terreno Tipo I Municipio de Puebla	26
Figura IV-II Planta arquitectónica de Estacionamiento	27
Figura IV-III Planta arquitectónica de Planta baja.....	27
Figura IV-IV Planta arquitectónica 1° Nivel.....	27
Figura IV-V Planta arquitectónica entrepiso tipo.....	28
Figura IV-VI Planta arquitectónica nivel Pent-house	28
Figura IV-VII Planta arquitectónica Nivel Roof- Garden	28
Figura IV-VIII Alzado de Fachada.....	29
Figura IV-IX Vistas del modelo para el análisis lienal del edificio en software Eco Gcw	30
Figura IV-X Condiciones de Regularidad	33
Figura IV-XI Tabla de Aceleraciones espectrales por cada modo de vibrar	34
Figura IV-XII Porcentaje de acero en Columnas	41
Figura IV-XIII Porcentaje de acero en Trabes	42
Figura V-I Metodología a seguir para obtención de curva de capacidad	50
Figura V-II Comparativa entre Modelos en diferentes softwares	51
Figura V-III Asignación de Rotulas en Trabes en Software	53
Figura V-IV Asignación de Rotulas en Columnas en Software	54
Figura V-V Asignación de Rotulas a elementos principales	55
Figura V-VI Rotulas en Entrepisos (trabes y columnas)	55
Figura V-VII Formación de Mecanismos de colapso en edificio de estudio.....	56
Figura VI-I Curvas deformación vs fuerza	61

