Evaluación de vulnerabilidad sísmica y niveles de daño bloques II y III de la Universidad de Nariño mediante el método de análisis PUSH-OVER.

Yimy Yovanny Benítez Portilla, ✉**geovanny.u@hotmail.com**
Jhony Javier Oviedo Montenegro, ✉ **jhonyja0128@gmail.com**

Proyecto de trabajo presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Director
Ing. MsC. Carlos Armando Bucheli Narváez

Universidad de Nariño
Facultad de Ingeniería
Programa de Ingeniería Civil
San Juan de Pasto
Octubre, 2022

Nota de Responsabilidad

“las ideas y conclusiones aportadas en la tesis de grado, son responsabilidad exclusiva de sus autores”. Artículo 1° del acuerdo No 324 del 11 de octubre de 1966, emanado del Honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

Nota de aceptación

_____
_____
_____
_____
_____

_____
Presidente del Comité

_____

Jurado 1

_____
Jurado 2

San Juan de Pasto, octubre de 2022

RESUMEN

Se lo ha realizado en el software ETABS en el cual se ingresó una estructura conformada de pórticos de concreto reforzado (bloques II y III de la UDENAR), en el que se hizo un análisis dinámico, según el capítulo A.5 de la NSR-10, a continuación, se realizó el análisis no lineal estático de plastificación progresiva “push-over”, según lo establecido en el apéndice A.3 de la NSR-10 con lo cual se encontró el desempeño de la estructura y sus niveles de daño.

Palabras claves: Push-over, Curva de capacidad, Espectro de demanda, Niveles de daño.

ABSTRACT

It has been done in the ETABS software in which a structure made up of reinforced concrete frames (blocks II and III of UDENAR) was entered, in which a dynamic analysis was made, according to chapter A.5 of the NSR-10, then the non-linear static analysis of progressive "push-over" plastification was carried out, as established in appendix A.3 of the NSR-10, with which the performance of the structure and its damage levels.

Keywords: Push-over, Capacity curve, Demand spectrum, Damage levels.

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

I. INTRODUCCIÓN....20
II. JUSTIFICACIÓN....21
III. OBJETIVOS....23
A. Objetivo general....23
B. Objetivos específicos....23
IV. MARCO TEORICO....24
V. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA....26
A. Vulnerabilidad estructural....26
B. Vulnerabilidad de edificios existentes....26
C. Clasificación de la vulnerabilidad....27
1) Vulnerabilidad estructural....27
2) Vulnerabilidad no estructural....27
D. Capacidad estructural.....27
E. Método push-over....28
VI. METODOLOGÍA....31
A. Recopilación de información....31
1) Análisis documentación....31
2) Memorias y planos de diseño originales....31
B. Fase de diseño y comprobación.....44
1) Modelamiento de las estructuras a analizar....44
VII. ANÁLISIS DEL MODELO.....70
A. Resultados de análisis en el software ETABS....70
1) Análisis lineal....70
2) Análisis no lineal....82
VIII. CONCLUSIONES....92
IX. RECOMENDACIONES....94
REFERENCIAS....95
ANEXOS....97

LISTA DE TABLAS

Pág.

TABLA I. SECCIONES COLUMNAS EXISTENTES REFERENCIA DE PLANOS. 32
TABLA II. SECCIONES ZAPATAS EXISTENTES REFERENCIA DE PLANOS. 33
TABLA III. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS PARA COLUMNAS BLOQUE II. 36
TABLA IV. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS PARA VIGAS BLOQUE II. 36
TABLA V. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS PARA LOSAS BLOQUE II. 36
TABLA VI. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA COLUMNAS BLOQUE II. 38
TABLA VII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA VIGAS BLOQUE II. 39
TABLA VIII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA LOSAS BLOQUE II. 39
TABLA IX. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA COLUMNAS BLOQUE III. 39
TABLA X. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA VIGAS BLOQUE III. 40
TABLA XI. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA LOSAS BLOQUE III. 40
TABLA XII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN COLUMNAS. 41
TABLA XIII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN VIGAS. 41
TABLA XIV. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN LOSAS. 42
TABLA XV. VERIFICACIÓN DE PESO PROPIO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ...62
TABLA XVI. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS LINEAL. 70
TABLA XVII. PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS).....74
TABLA XVIII. VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS MÍNIMAS DE ACERO SUPERIOR EN NERVADURAS. 76
TABLA XIX. VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS MÍNIMAS DE ACERO INFERIOR EN NERVADURAS Y VIGAS 77
TABLA XX. VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS MÍNIMAS EN COLUMNAS. 77

TABLA XXI. ÍNDICES DE SOBREESFUERZO EN VIGAS MOMENTO NEGATIVO (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS) 79
TABLA XXII. ÍNDICES DE SOBREESFUERZO EN VIGAS MOMENTO POSITIVO (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS) 80
TABLA XXIII. ÍNDICES DE SOBREESFUERZO EN COLUMNAS (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS).....81
TABLA XXIV. SECUENCIA DE FALLA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....82
TABLA XXV. CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO MONITOREADO PUSH-OVER EN EL SENTIDO X 88
TABLA XXVI. ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS PUSH-OVER EN EL SENTIDO X....89
TABLA XXVII. CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO MONITOREADO PUSH-OVER EN EL SENTIDO Y. 90
TABLA XXVIII. ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS PUSH-OVER EN EL SENTIDO X. 91

LISTA DE FIG.S

Pág.

Fig. 1. Localización de bloques II y III de la UDENAR 22
Fig. 2. Representación gráfica de Curva Esfuerzo - deformación 29
Fig. 3. Niveles de desempeño que muestra ETABS en la curva fuerza-deformación 30
Fig. 3. Modelo estructural. 33
Fig. 4. Escaneo refuerzo de elementos estructurales. (REF. WALLSCANER D-TECT 150).....34
Fig. 5. Esclerómetro REF: PC-137(Ultima certificación 2017) 35
Fig. 6. Perforadora saca núcleos (Ultima certificación 2017) 35
Fig. 7. Escáner: WALLSCANER D-TECT 150(Precisión centro objeto: +/-0.5cm, Prof. Del objeto: +/-0.5cm. Ultima certificación 2017) 35
Fig. 8. Curva de calibración del esclerómetro. 38
Fig. 9. Ensayo de carbonatación. 40
Fig. 10. Inspección del refuerzo existente en columnas. 43
Fig. 11. Información general. 45
Fig. 12. Planta cimentación 46
Fig. 13. Plantas N+3.21, N+4.74, N+6.27, N+7.80, N+10.86. 47
Fig. 14. Planta cubierta N+12.34, N+13.87. 48
Fig. 15. Niveles de daño y de desempeño. 49
Fig. 16. Introducción de ejes estructurales 50
Fig. 17. Introducción de alturas de entrepiso. 50
Fig. 18. Introducción de material: acero de refuerzo. 51
Fig. 19. Introducción de material: concreto en vigas, columnas y losas. 52
Fig. 20. Introducción de sección columna y refuerzo. 53
Fig. 21. Introducción de sección viga y refuerzo. 53
Fig. 22. Sección transversal de la placa. 54
Fig. 23. Introducción de losa maciza y aligerada. 54
Fig. 24. Asignación de diafragmas rígidos piso por piso. 55
Fig. 25. Asignación de empotramiento en base de columnas. 55
Fig. 26. Asignación de brazos rígidos a elementos frame (vigas y columnas) 56
Fig. 27. Definición patrones de cargas 56
Fig. 28. Cargas aplicadas a losas. 57
Fig. 29. Asignación de carga muerta en entrepiso. 58
Fig. 30. Asignación de carga viva en entrepiso. 58

Fig. 31. Espectro de diseño. 59
Fig. 32. Ingreso de espectro de respuesta. 60
Fig. 33. Ingreso de cargas que serán consideradas en el cálculo de la masa de la edificación. 61
Fig. 34. Verificación de peso propio de elementos estructurales 62
Fig. 35. Introducción de casos modales, de acuerdo a NSR 10 - TITULO A –CAP A.5.4.2. 63
Fig. 36. Diagrama M-θ (Viga/Columna). 64
Fig. 37. Definición de patrón de carga lateral en la dirección “X” 64
Fig. 38. Definición de patrón de carga lateral en la dirección “Y” 65
Fig. 39. Definición casos de carga 66
Fig. 40. Cargas por gravedad de componentes para combinaciones de carga. 66
Fig. 41. Caso de carga “PUSH X y PUSH Y” Carga estática no lineal. 67
Fig. 42. Nodo de control para verificación de desplazamientos. 68
Fig. 43. Asignación de rotulas plásticas en vigas. 69
Fig. 44. Asignación de rotulas plásticas en columnas 69
Fig. 45. Cálculo de Fuerza Horizontal Equivalente 71
Fig. 46. Ingreso de coeficiente de corrección de cortante basal dinámica. 72
Fig. 47. Modo de vibración 1 73
Fig. 48. Modo de vibración 2 73
Fig. 49. Modo de vibración 3 73
Fig. 50. Derivas en dirección “X” y “Y” aplicando espectro de sismo de 100% en x y en y. 75
Fig. 51 Ventana para ver la deformación por carga de Push-over 83
Fig. 54. Curva de capacidad y de demanda push-over en el sentido X, para un sismo de diseño con periodo de retorno 475 años y una aceleración de gravedad de 9.81 m/s2. 84
Fig. 56. Curva de capacidad y de demanda push-over en el sentido X, para un sismo de diseño con una aceleración de gravedad de 4.6 m/s2. 85
Fig. 58. Formación de rotulas eje C 86
Fig. 59. Formación de rotulas eje 4 87
Fig. 60. Formación de rotulas eje C 87
Fig. 61. Formación de rotulas eje 4 88

GLOSARIO

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, ATC-40. SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS, VOLS. 1 AND 2, CALIFORNIA, 1996. Consejo de Tecnología Aplicada, ATC-40. Evaluación sísmica y modernización de edificios de hormigón. Vols. 1 y 2, California, 1996.

ASCE/SEI 31-03, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

ATC-40: utiliza el Método de capacidad-espectro, según el cual la demanda de desplazamiento se determina a partir de la intersección de una curva de capacidad, derivada de curva de empuje, con una curva de demanda que consiste en el espectro de respuesta que representa el diseño del movimiento del suelo, modificado para tener en cuenta efectos de amortiguación histerética.

CICLOS DE HISTERESIS: Es una gráfica de esfuerzo - deformación, por lo tanto, para una estructura basta con determinar el desplazamiento de un punto x de la estructura y determinar el cortante en la base para ese desplazamiento.

CURVA DE CAPACIDAD: es representada por la curva push-over. Esta curva push-over o fuerza vs desplazamiento, es con el cortante basal y el desplazamiento de la terraza.

EL CONSEJO DE TECNOLOGÍA APLICADA (ATC): es una sociedad anónima, exenta de impuestos, establecida en 1971 a través de los esfuerzos de ingenieros estructurales.

FEMA: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, que se dedica a la prevención y mitigación de desastres naturales.

FEMA 356: utiliza el Método Coeficiente, con lo que la demanda de desplazamiento se calcula mediante la modificación de las predicciones elásticas de demanda de desplazamiento.

FEMA 440: Mejora de procedimientos de análisis sísmicos no lineales estáticos. El objetivo principal de este proyecto fue la evaluación y mejora de los procedimientos estáticos no lineales (NSP) y comentarios de Rehabilitación sísmica de Edificios (FEMA 356) y en el informe del Consejo de Tecnología Aplicada ATC-40.

LESIONES FÍSICAS: se dan comúnmente por la acción de los agentes climáticos como la lluvia, la lluvia ácida, el viento, el calor, los rayos ultra violetas, la nieve etc.

LESIONES QUÍMICAS: es el resultado de la exposición de los materiales a sustancias corrosivas que provienen del exterior o del interior.

NORMAS TÉCNICAS COLOMBIANAS - NTC, "Ensayo de Resistencia a la Compresión y Tracción Indirecta de núcleos de Hormigón"– NTC-889

NORMAS TÉCNICAS COLOMBIANAS - NTC, "Método de Ensayo para medir el Número de Rebote del Concreto Endurecido" – NTC-3692

PUSH – OVER: método de análisis no lineal estático de plasticidad progresiva. (NSR-10 C. A.3.4.2.4).

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA: se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño.

I. INTRODUCCIÓN

El principal objetivo de desarrollar este trabajo de investigación, es con el fin de analizar el desempeño sismo-resistente, así como también la verificación y evaluación de vulnerabilidad de los bloques II y III de la UDENAR.

La mayoría de las construcciones en el país, han sido calculadas y analizadas con métodos convencionales para el diseño de estructuras, teniendo en cuenta únicamente el rango elástico de los materiales con los que estas son construidas.

Es importante realizar un análisis en el que se lleven las estructuras a sus límites de falla ante la presencia de un sismo, pues de esta forma se obtienen datos más confiables para la toma de decisiones que mejoren la seguridad de los ocupantes de las distintas edificaciones.

Debido a que una estructura está compuesta por múltiples elementos que interactúan entre sí, transmitiendo esfuerzos uno a otro ante la presencia de una fuerza externa, es necesario determinar cuáles son las condiciones a las que se ve sometida una construcción para que todos sus elementos fallen o lleguen a un límite en el que no puedan recuperar sus características de resistencia.

A partir de lo expuesto con anterioridad, La Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10, plantea en su capítulo A.10. EVALUACION E INTERVENCION DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSION DEL REGLAMENTO, la metodología para la determinación de vulnerabilidad sísmica, mediante la cual se realizó una cuantificación del nivel de daño a los bloques II Y III de la UDENAR de manera porcentual usando el método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva "push-over" planteado como una metodología alternativa en el capítulo A.10.4.4 y descrito en el apéndice A.3 de la NSR-10, donde el objetivo general del procedimiento es someter la estructura a fuerzas laterales crecientes con una distribución invariable en la altura hasta que la cubierta alcance un desplazamiento objetivo predeterminado y con lo cual determinaremos el estado en que pueden quedar las estructuras (bloques II y III de la UDENAR) después de un evento sísmico logrando establecer el nivel de riesgo que puede representar.

II. JUSTIFICACIÓN

Los desastres naturales presentados en el mundo, dejan evidencia que los programas de prevención y mitigación de desastres no se han aplicado correctamente, es por ello que surge la necesidad de proponer nuevas metodologías de análisis a estructuras ubicadas en zonas de sismicidad alta, como es el caso de nuestra región nariñense y en especial la ciudad de San Juan de Pasto; donde se encuentra ubicada la Universidad de Nariño y en ella las dos estructuras a analizar, las cuales durante mucho tiempo han prestado su servicio de manera acertada y que en otros tiempos su funcionalidad ha sido la correcta como edificación, pero que por largos periodos estas estructuras han sufrido deterioros significativos, lo que implica un necesario y útil análisis, para así cuantificar su estado actual y tomar las decisiones correctas para su mejoramiento y/o preservación.

Aspectos de nuestra infraestructura y economía como el uso generalizado de construcciones de concreto reforzado, donde la capacidad de disipación de energía es limitada (generalmente acompañada de un nivel de daño considerable); ciudades con tendencia a la densificación y, por ende, al aumento de construcciones en altura, y un gran número de construcciones sin características sismo resistentes, hacen ver la necesidad de la implementación del uso de técnicas de control de respuesta sísmica con las que, sin un alto costo, se aumente la protección de respuesta sísmica en edificaciones esenciales [2]. Tal como lo especifica la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR- 10 en el capítulo A.2.5.1.2, en donde los centros de educación como universidades se convierten en edificaciones indispensables después de un evento sísmico para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas [3].

En la ciudad de San Juan de Pasto, debido a la gran cantidad de edificaciones de una considerable antigüedad y los múltiples sismos que se presentan en el territorio nariñense y colombiano; provocados por el movimiento de placas tectónicas (sudamericana, Nazca y Caribeña) y además de la cadena montañosa con imponentes volcanes que surcan nuestro territorio hacen que estudios de prevención, como metodologías de análisis no lineales representen soluciones eficaces que permitirán evitar los frecuentes y costosos daños estructurales provocados por eventos sísmicos.

En los bloques II y III de la UDENAR las facultades de la FACEA y la de Ciencias Humanas; construidos aproximadamente en el año de 1973, por décadas han prestado sus servicios académicos a miles de estudiantes y por su extenso periodo de funcionalidad generan la necesidad de estimar y analizar el daño estructural que han presentado. Es por ello que de acuerdo a lo estipulado en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en su capítulo A.10, el cual determina el método de evaluación de vulnerabilidad de estructuras construidas antes de la vigencia de dicha norma se utilizarán metodologías alternativas descritas en el capítulo A.10.4.4(NSR-10), mediante el método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva “push-over” el cual se encuentra avalado dentro del capítulo A.3.4.2.4 (NSR-10).

Fig. 1. Localización de bloques II y III de la UDENAR

Fuente: https://es.m.wikipedia.org/wiki/Archivo:ProvNarino_Pasto.png

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Revisar el cumplimiento de la norma NSR-10, específicamente el título A, en el cual se estipula los estudios necesarios para la determinación de la vulnerabilidad estructural.

B. Objetivos específicos

- Considerar el estado de disposición de metodologías que implementen un estudio Push-over en edificios de pórticos de concreto reforzado (bloques II y III de la UDENAR).

- Analizar la calidad estructural de dos estructuras de pórticos de concreto reforzado las cuales presentan una conFig.ción arquitectónica y estructural igual.

- Precisar el nivel de daño a partir de la formación de rotulas plásticas mediante el método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva (Push-over) [1].

IV. MARCO TEORICO

Los estudios de vulnerabilidad surgen a principios del siglo XX, como una necesidad ante las consecuencias de sismos que habían ocurrido en distintos lugares del mundo (por ejemplo, San Francisco, CA. USA, 1906; Menisa, Italia en 1908 y Tokio, Japón en 1923). A través de la experiencia, los ingenieros fueron encargados de evaluar los efectos de los sismos en las viviendas y en las edificaciones y de proponer medidas que minimizaran dichos efectos en el futuro. Es así como se fueron proponiendo los primeros conceptos de diseño sismo resistente y se iniciaron investigaciones en el área de la ingeniería sísmica en Japón y en Estados Unidos (AIJ, 1998; Sarria M, 1995) [4].

Durante la década de los años 1960 y 1970, surgen las primeras técnicas de evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en edificaciones existentes denominadas Técnicas de Screening, las cuales se constituyeron en la base para métodos desarrollados posteriormente.

En Colombia, la experiencia vivida en sismos posteriores al de Popayán en 1983, como los del Atrato Medio (1992), Páez (1994), Tauramena (1995) y Pereira (1995), demostraron la necesidad de actualizar la Norma de Diseño sismo resistente de 1984, adoptando nuevos esquemas de seguridad que permitan desarrollar técnicas constructivas más confiables. Es así como aparece la actual Norma de diseño Sismo Resistente conocida también como ley 400 de 1997, en la cual se dedicó un capítulo para definir los criterios necesarios y un método para analizar Vulnerabilidad Sísmica de las edificaciones construidas antes de la vigencia de la NSR-10 [5].

En muchos países, sobre todo en Estados Unidos, se han adelantado recientes campañas para desarrollar, mejorar y estandarizar estos métodos. Algunas investigaciones se han dedicado a calibrar los procedimientos de análisis estático no lineal para que representen mejor el comportamiento real de los edificios (ASCE/SEI 31-03) (ATC-40) (FEMA 440) [6].

La metodología “Modal Push-over Analysis” (MPA), fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), y permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis no lineal, de tipo “push-over” o de empujón, con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes invariantes en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico y emplea de manera aproximada la teoría clásica de la dinámica la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no lineal [7].

En el contexto nacional, el apéndice A-3 de la NSR-10 propuso un procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva, el cual es basado en el FEMA-178 [8] (ahora FEMA 440). Este apéndice no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente para poderlo adoptar en ediciones futuras del reglamento. Los procedimientos de “push-over” han

sido populares por la razón adicional de que su aplicación sólo requiere del espectro de diseño y no hay necesidad de usar registros sísmicos como ocurre con los procedimientos no lineales cronológicos [9].

V. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

A. Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes de la estructura que la mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas.

Lamentablemente, en muchos países latinoamericanos las normas de construcción sismo resistente no han sido aplicadas con efectividad. Por lo que surgen dudas respecto a la certeza de que dichas edificaciones puedan seguir funcionando con posterioridad a un sismo. En estos casos se hace imperativa una revisión lo más detallada posible sobre la capacidad de la estructura de soportar sismos moderados y fuertes, mediante estudios de vulnerabilidad.

La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño.

El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

B. Vulnerabilidad de edificios existentes

Cuando se lleva a cabo un proyecto estructural, en realidad se está proponiendo una estructura con una conFig.ción, unas dimensiones y unos materiales, que, al evaluarle su vulnerabilidad, ante la demanda de los sismos factibles que la pueden afectar durante su vida útil, demuestra que tendrá un comportamiento adecuado. Teniendo como referencia los requisitos mínimos establecidos en la norma sismorresistente, se considera como aceptable un proyecto estructural cuando el modelo propuesto cumple o excede dichos requisitos, planteados en la normativa colombiana NSR-10, Cap. A.10.5 “Análisis de vulnerabilidad”

Así, la vulnerabilidad de una estructura nueva, en consecuencia, es baja si se tiene como referente la normativa utilizada y la severidad de los sismos considerados como factibles. Si se utilizarán otros requisitos más exigentes o se tuviese como referente un sismo más severo, la misma estructura podría considerarse en algún grado más vulnerable, en forma comparativa, dado que ofrecería algunas deficiencias relativas. Por esta razón, el análisis de vulnerabilidad de un edificio existente, usualmente se entiende como la estimación de sus deficiencias a la luz de unos requisitos

establecidos. Sin embargo, la evaluación de la vulnerabilidad estructural también puede entenderse como el cálculo de la capacidad que dicha estructura tiene para soportar las solicitaciones sísmicas reales. Esta evaluación difiere sustancialmente del proceso inverso de análisis que se realiza en la fase de diseño, pues en este caso las cargas deben ser las reales, al igual que la resistencia y la ductilidad de la estructura, sin considerar los tradicionales factores de seguridad.

Algunos especialistas consideran en estos casos como métodos analíticos más apropiados aquellos que realizan un análisis dinámico inelástico o no lineal, que permiten conocer, paso a paso, el proceso de plastificación y colapso de la estructura, conocidos los ciclos de histéresis de sus componentes. Otros métodos, también considerados como analíticos, son versiones simplificadas de los anteriores que pretenden calcular la demanda de ductilidad exigida por las solicitaciones, la disponibilidad de la misma y la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura.

C. Clasificación de la vulnerabilidad

En general se acepta que la vulnerabilidad de un edificio puede ser estructural y no estructural.

1) Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural está relacionada fundamentalmente con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios movimientos sísmicos pueden causarle durante su vida útil [10].

2) Vulnerabilidad no estructural

La vulnerabilidad no estructural, por otra parte, está relacionada con la operación o funcionamiento del edificio, lo que depende del comportamiento de elementos no estructurales tales como acabados, divisiones, instalaciones, equipos, etc.

D. Capacidad estructural.

Una vez determinado el riesgo sísmico, en general, debemos analizar la capacidad estructural, que depende de la configuración geométrica, resistencia de los elementos estructurales, y la deformación máxima de los mismos. Cabe mencionar que, en este análisis de las capacidades de los elementos, diferirá si se toma en forma individual a cada elemento, o la configuración estructural de un edificio, siendo uno de los datos que difiere mayormente, la capacidad de los elementos estructurales más allá del rango elástico.

Para determinar la capacidad estructural que excede el rango elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal; para el caso del presente documento, se utilizará el análisis "Push-over". En el cual la magnitud de la carga lateral a la que se somete la estructura es incrementada de acuerdo con un cierto patrón predefinido. Con el aumento de la magnitud de la carga, las conexiones débiles y los modos de falla de la estructura son encontrados. La carga es monotónica con los efectos del comportamiento cíclico e incremento de cargas estimadas; usando unos criterios de deformación de la fuerza monotónicos modificados, se presentan las conexiones más débiles, es decir que el modelo matemático que se asume para una estructura, se modifica para tener en cuenta la reducción de la resistencia de los elementos que ceden.

La curva de capacidad se determina para representar la respuesta estructural del primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis que, el primer modo fundamental de vibración de la estructura corresponde a la respuesta predominante ante una solicitación sísmica, siendo esto válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo, de acuerdo al capítulo A.4.2.3. de la NSR-10, si existe el caso de estructuras más flexibles, el análisis debe considerar los demás modos de vibración, de este modo si utilizamos una herramienta del análisis estructural asistido por computador como el ETABS, sustentamos un análisis Push-over más realista ya que el programa toma en cuenta los modos de vibración de acuerdo a los requerimientos del usuario.

E. Método push-over

El análisis Push-over involucra un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo un incremento gradual de vectores de fuerza o desplazamientos, representando el patrón de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta en la estructura.

Tiene la habilidad de modelar la formación, y rotación plástica de rótulas plásticas en la estructura, y por lo tanto puede ser de gran valor en la verificación del diseño.

El Análisis Push-over tradicional tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, considerado dominante por poseer, generalmente, el mayor factor de participación modal. Un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación. Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o el colapso de la estructura [11].

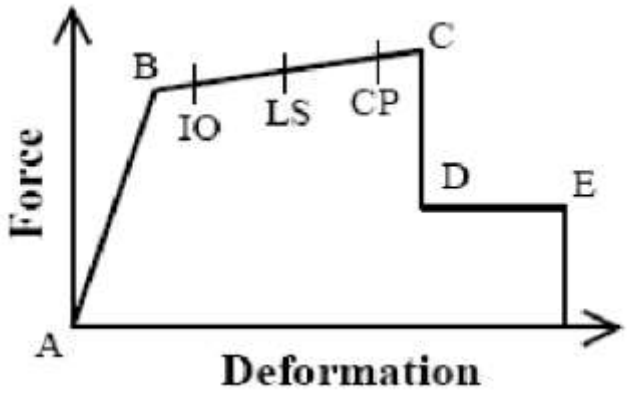


Fig. 2. Representación gráfica de Curva Esfuerzo - deformación
Fuente: código FEMA 440

El FEMA-440 y el ATC - 40 han desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis Push-over. El código FEMA 440 define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis Push-over, se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente.), los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, LS, CP varían dependiendo del tipo de elemento estructural, así como muchos otros parámetros definidos por el FEMA-440. Las articulaciones coloreadas indican el estado de las mismas, es decir, donde se encuentran a lo largo de su curva fuerza desplazamiento. La leyenda para los colores de la articulación se incluye en el fondo de la pantalla de ETABS. Los puntos B, IO, LS, CP, C, D y E se muestran como niveles de acuerdo al estado de la articulación y van de acuerdo con el nivel de desempeño.

La Fig. 2 representa la curva de deformación plástica, en la que se muestra la fuerza y la deformación en una rótula plástica, y se identifican cinco puntos denominados A, B, C, D y E; entre B y C, se definen tres puntos marcados como IO, LS y CP

A = origen corresponde a la condición sin carga lateral.
B = límite de fluencia nominal que corresponde al inicio de daños estructurales.
C = límite de seguridad estructural. Representa el punto de máxima capacidad.

El tramo entre B y C tienen una pendiente entre el 5 y el 10%, pero como el punto C es difícil de predecir, puede considerarse una línea recta horizontal. La abscisa en C corresponde a la deformación en que comienza una degradación significativa de la resistencia. Más allá de esta deformación, no puede ser garantizada la reversión de las fuerzas laterales cíclicas. Para los

elementos frágiles como el concreto, esta deformación está muy cerca de la deformación a la que se alcanzó la fluencia. Para los elementos dúctiles como el acero, esta deformación es mayor que la deformación de fluencia.

D = esfuerzo residual. Los tramos C-D y D-E pueden tener una pendiente especificada. La caída en la resistencia de C a D representa el fracaso inicial del elemento estructural. Puede estar asociado con fenómenos como la fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del hormigón, o fallas en el confinamiento del refuerzo transversal. Más allá del punto C por lo general no es confiable la resistencia a cargas laterales. Por lo tanto, no se debe permitir a deformarse más allá de este punto.

E = colapso. El punto E es un punto que define la máxima deformación más allá de la cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional. En algunos casos, la falla inicial en C puede resultar en la pérdida de resistencia gravitacional, en cuyo caso el punto E puede tener una deformación igual que en C.

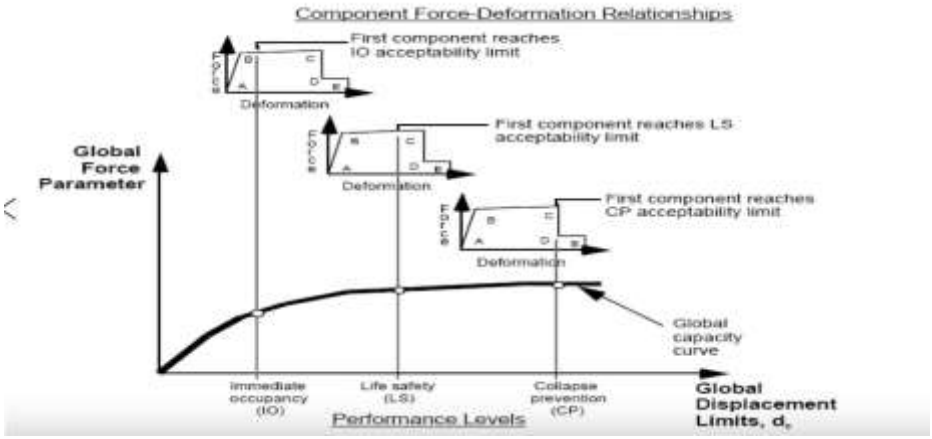


Fig. 3. Niveles de desempeño que muestra ETABS en la curva fuerza-deformación
Fuente: código FEMA 440

VI. METODOLOGÍA

El objetivo de los análisis de daños es la estimación de éstos debido a la demanda sísmica incidente, para un solo edificio o para un grupo de edificios, esto se logra gracias a un análisis lo suficientemente minucioso como para evaluar detalladamente las características de vulnerabilidad del edificio o grupo de edificios para un nivel dado de demanda sísmica.

El procedimiento a seguir en este proyecto de grado para definir los niveles de daño por medio de un análisis "push-over"; según el titulo A capitulo A.3.4.2.4 de NSR-10 y usando la metodología descrita en el FEMA 440, ATC 40 y ASCE 41-13 será determinado con los siguientes pasos:

A. Recopilación de información

1) Análisis documentación

Para iniciar se revisó la literatura relacionada con el tema propuesto para este proyecto. Se revisó documentos guías como lo son el del FEMA (Agencia Federal de Manejo de Emergencias) como el FEMA 440 [12], entre otros; también se tendrán en cuenta las investigaciones del ATC 40 [13], los lineamientos estipulados en el ASCE 41-13 [14] así mismo lo descrito en el apéndice A.3 de la NSR-10 el cual será guía para el desarrollo de este proyecto.

2) Memorias y planos de diseño originales

De acuerdo a la información encontrada, el bloque II de la UDENAR, la edificación fue construida en el año 1973 [15], se pudo obtener escáner de algunos planos que reposan en la oficina de Planeación y Desarrollo de la Universidad de Nariño sede Torobajo. (Ver Anexo 1. Escáner de Planos). No se encontró memorias de cálculos ni bitácoras de construcción.

a) Comprobación de la información arquitectónica encontrada en los planos

Se realizó el levantamiento arquitectónico de los bloques II y III la UDENAR en todas sus instalaciones, logrando determinar coherencia con lo evidenciado en planos. Determinando así no actualizar dichos planos.

b) Comprobación de la información estructural encontrada en los planos

Se realizó el respectivo levantamiento estructural e identificación de elementos estructurales, cargas actuantes, detalles del refuerzo y dimensiones; también se utilizó la información de los planos existentes de los bloques II y III. Dicha información se encuentra en los planos de levantamiento estructural (Ver Anexo 1. Escáner de planos estructurales). Para el levantamiento estructural se realizaron las siguientes actividades: Inspección visual, identificación de patologías y estado de la estructura, caracterización geométrica y definición de los elementos principales. Con la información recopilada en el levantamiento estructural se clasifica la edificación como una estructura de sistema de pórticos resistente a momentos de concreto, con capacidad especial de disipación de energía (DES), la geometría en planta es irregular, está conformada por cuatro pisos y cubierta en tejas de asbesto cemento. Por estar en un terreno con pendientes, la edificación fue construida en niveles.

La máxima altura total de la estructura desde la cimentación hasta la cubierta es de 13.87m. Altura de losa a losa en cada piso es de 3.06 m y altura libre de entrepisos es de 2.71m

Con el levantamiento estructural y los planos existentes fue posible la identificación de los elementos estructurales y las dimensiones típicas de estos, identificando cinco tipos de columnas:

TABLA I. SECCIONES COLUMNAS EXISTENTES REFERENCIA DE PLANOS.

COLUMNA	DIMENSIONES (m)
C1	0.25x0.30
C2	0.30x0.35
C3	0.25x0.35
C4	0.25x0.40

El sistema de entrepiso consiste en una losa aligerada en casetón de madera con nervios de 0.12x0.35m, a una distancia libre de 0.53 m y un espesor de placa de 0.045m (Ver Anexo 1. Escáner de planos estructurales).

Para identificar la cimentación se utilizaron los planos existentes. La cimentación corresponde a zapatas aisladas concéntricas (Ver Anexo 1. Escáner de Planos estructurales).

TABLA II. SECCIONES ZAPATAS EXISTENTES REFERENCIA DE PLANOS.

ZAPATA	DIMENSIONES (m)
Z1	1.50x1.50
Z2	1.70x1.70
Z3	2.10x2.10
Z4	2.20x2.20
Z5	2.60x2.60
Z6	2.70x2.70
Z7	3.30x3.30

Para conocer las características del suelo y estrato de fundación se utilizaron los estudios de suelos realizados para la construcción del Bloque Tecnológico (Ver (Anexo 2. Estudio de Suelos) por su proximidad a la zona, que se encuentran en el fondo de construcciones de la Universidad.

c) Levantamiento arquitectónico y estructural de los bloques II y III de la Universidad de Nariño

El modelamiento se realizó en los programas de computador AutoCAD y CSI ETABS respectivamente, estos modelamientos se realizaron basados en los planos actualizados durante los procesos de levantamiento estructural y comprobación en campo de secciones de elementos.

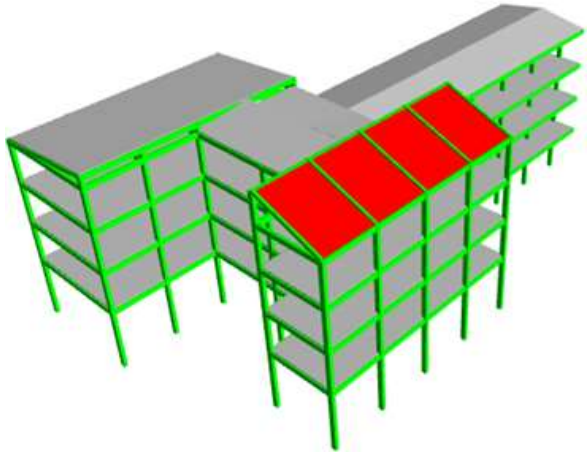


Fig. 3. Modelo estructural.

d) Propiedades y características de los materiales

Para conocer las características mecánicas de los materiales y los componentes estructurales, es necesaria la realización de un estudio mediante pruebas de laboratorio, con el cual se determinan propiedades físicas y mecánicas, permitiendo de esta manera el conocimiento general del estado de la estructura

Para ello es necesario realizar ensayos destructivos y no destructivos de los elementos estructurales de la construcción, por lo cual se realizaron las siguientes actividades:

- Extracción de núcleos de concreto.
- Ensayo de carbonatación.
- Lecturas con esclerómetro.
- Regatas para identificación de Armadura.

Los resultados de los diferentes ensayos fueron procesados de acuerdo a lo establecido en cada norma de ensayo.

Ensayo extracción y falla para determinar la resistencia a la compresión de núcleos de concreto: La resistencia a la compresión es la principal característica mecánica del concreto, por lo cual es necesario realizar este ensayo para determinar si las condiciones del material son aptas o no.

Fig. 4. Escaneo refuerzo de elementos estructurales. (REF. WALLSCANER D-TECT 150)

Se realizaron un total de 18 ensayos de resistencia a la compresión de núcleos extraídos de los elementos estructurales de la edificación, 6 de columnas, 6 de vigas y 6 de losas, evitando cortar los hierros de refuerzo estructural, la posición de estos se logró identificar utilizando el escáner,

equipo especializado para la caracterización de aceros de refuerzo. Cabe resaltar que la extracción de núcleos se la realizó en el bloque II de la UDENAR.
Equipos utilizados:

Fig. 5. Esclerómetro REF: PC-137(Ultima certificación 2017)

Fig. 6. Perforadora saca núcleos (Ultima certificación 2017)

Fig. 7. Escáner: WALLSCANER D-TECT 150(Precisión centro objeto: +/-0.5cm, Prof. Del objeto: +/-0.5cm. Ultima certificación 2017)

Los ensayos realizados se llevaron a cabo siguiendo la norma INVE 418-07, tanto en el procedimiento de extracción como para la falla a compresión de demuestras de concreto (núcleos de concreto). Los resultados obtenidos después del procesamiento de los datos se muestran en las siguientes tablas.

TABLA III. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS PARA COLUMNAS BLOQUE II.

COLUMNAS (F'C=3000Psi, según planos existentes)		
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	A1 (Nivel+3.21)	176.12
2	E2 (Nivel+4.74)	157.43
3	D4 (Nivel+4.74)	179.44
4	A2 (Nivel+6.27)	169.76
5	B3 (Nivel+6.27)	167.98
6	B2 (Nivel+7.80)	171.23
	PROMEDIO	170.33

TABLA IV. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS PARA VIGAS BLOQUE II.

VIGAS (F'C=3000Psi, según planos existentes)		
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	VIGA A EJE (4-5) (Nivel+3.21)	172.45
2	VIGA 2 EJE(D-E) (Nivel+4.74)	167.32
3	VIGA 2 EJE(D-E) (Nivel+6.27)	156.56
4	VIGA 4 EJE (D-E) (Nivel+6.27)	173.43
5	VIGA B EJE (4-5) (Nivel+4.74)	156.34
6	VIGA D EJE (3-4) (Nivel+6.27)	156.40
	PROMEDIO	163.75

TABLA V. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS PARA LOSAS BLOQUE II.

LOSA (F'C=3000Psi, según planos existentes)		
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	PAÑO A1 (Nivel+4.74)	92.45
2	PAÑO A1 (Nivel+4.74)	123.45
3	PAÑO D1 (Nivel+6.27)	156.40
4	PAÑO A2 (Nivel+4.74)	161.56
5	PAÑO A3 (Nivel+6.27)	156.34
6	PAÑO A4 (Nivel+6.27)	176.67
	PROMEDIO	144.48

El promedio de resistencias será específico para cada elemento como en columnas, vigas y losas será referencia para el modelamiento de las estructuras a investigar.

De acuerdo a estos resultados se puede analizar que ninguno de los valores obtenidos cumple con lo establecido por la NSR-10 parágrafo C.5.6.5.4, en donde se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es el 85% de f'c, y ningún núcleo debe tener una resistencia menor a 75% de f'c. Teniendo en cuenta que en el modelo estructural según planos suministrados por la oficina de Planeación y Desarrollo se utilizó una resistencia estructural f'c=210 Kg/cm^2, la

menor resistencia obtenida corresponde a 92.45 Kg/cm^2 lo cual es el 44.02% de f'c de diseño, y los promedios encontrados son de 170.33 Kg/cm^2 para columnas, de 163.35 Kg/cm^2 para vigas y de 144.48 Kg/cm^2 para losas, lo que corresponde a 81.11%, 77.98% y 68.80% de 210 Kg/cm^2 respectivamente, valores que no pueden ser aceptados pues no cumplen con los estándares establecidos mencionados en la NSR-10 parágrafo C.5.6.5.4.

Ensayo de Esclerómetro: Este ensayo permite medir la resistencia del concreto in-situ, además es un método no destructivo que permite la valoración de la estructura sin necesidad de afectarla, es de rápida ejecución.

A pesar de ser un método utilizado para determinar la resistencia, en la actualidad este ensayo se puede utilizar para:

- Evaluar la uniformidad del concreto en una obra.
- Delimitar zonas de baja resistencia en las estructuras.
- Informar sobre la oportunidad para desencofrar elementos de concreto.
- Apreciar, cuando se cuenta con antecedentes, la evolución de la resistencia de estructuras.
- Determinar niveles de calidad resistentes, cuando no se cuenta con información al respecto.

Sin embargo, se estima que, si el instrumento es calibrado para cada mezcla y conjunto de materiales empleados en una obra, para condiciones de humedad y textura similares sobre las que se van a realizar las observaciones y se alcanza una correlación consistente entre el índice esclerométrico y las resistencias a la compresión (obtenidas mediante probetas normales y/o testigos del concreto), es posible obtener una estimación de la resistencia del concreto. No obstante, aun tomando las medidas señaladas no se puede pretender una exactitud mayor a un 20 ó 25% [16].

Para la evaluación de la resistencia del concreto de la edificación in situ, se utilizó el esclerómetro PINZUAR M. PC-137.02, siguiendo la norma INVE 413-07, para lo cual se eligió de forma distribuida los elementos de análisis, midiendo aproximadamente un total de 504 rebotes.

El esclerómetro cuenta con una tabla que permite determinar la resistencia del concreto según el rebote marcado y el ángulo de impacto (α), utilizando esta tabla y los resultados obtenidos en el ensayo de extracción núcleos se realizó la gráfica de calibración del esclerómetro y se establecieron las resistencias encontradas.

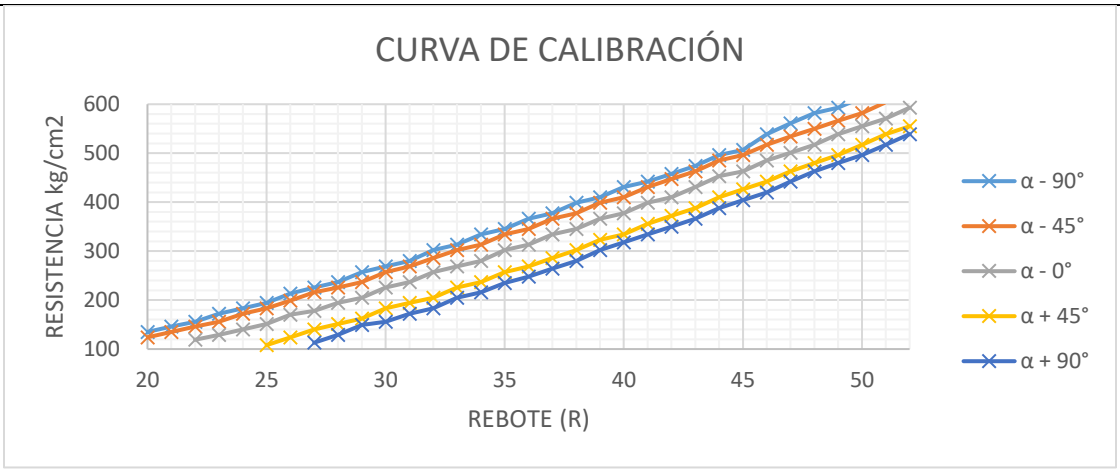


Fig. 8. Curva de calibración del esclerómetro.

TABLA VI. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA COLUMNAS BLOQUE II.

COLUMNAS			
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	REBOTE R	RESISTENCIA (Kgf/cm2)
1	A1 (Nivel+3.21) LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	26.7	186.60
2	E2 (Nivel+4.74) LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	25.4	169.00
3	D4 (Nivel+4.74) LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	26.8	187.40
4	A2 (Nivel+6.27) LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	25.9	179.00
5	D4 (Nivel+6.27)	25.8	177.00
6	A2 (Nivel+7.80)	25.9	179.00
7	D4 (Nivel+7.80)	26.1	181.80
8	A2 (Nivel+7.80)	27.4	196.20
9	D4 (Nivel+9.33)	28.3	210.30
10	A2 (Nivel+9.33)	29.4	227.20
11	D4 (Nivel+9.33)	22.4	130.80
12	A2 (Nivel+10.86)	24.3	152.60
13	D4 (Nivel+10.86)	25.1	163.00
14	A2 (Nivel+10.86)	23.5	143.50
15	B3 (Nivel+12.39) LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	22.9	136.80
16	B2 (Nivel+12.39) LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	22.3	129.60
	PROMEDIO		171.86

TABLA VII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA VIGAS BLOQUE II.

VIGAS			
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	REBOTE R	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	VIGA A EJE (4-5) Nivel+3.21 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	31.2	173.20
2	VIGA 2 EJE(D-E) Nivel+4.74 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	30.5	163.00
3	VIGA 2 EJE(D-E) Nivel+6.27 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	29.5	151.50
4	VIGA 4 EJE (D-E) Nivel+6.27 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	31.8	179.80
5	VIGA B EJE (4-5) Nivel+3.21 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	29.8	153.60
6	VIGA D EJE (3-4) Nivel+6.27 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	29.5	151.50
	PROMEDIO		162.10

TABLA VIII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA LOSAS BLOQUE II.

LOSA			
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	REBOTE R	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	PAÑO A1 PISO Nivel+4.74 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	20	141.00
2	PAÑO A1 PISO Nivel+4.74 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	20.1	142.10
3	PAÑO D1 PISO Nivel+6.27 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	20.5	146.50
4	PAÑO A2 PISO Nivel+6.27 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	21	152.00
5	PAÑO A3 PISO Nivel+3.21 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	21.5	157.50
6	PAÑO A4 PISO Nivel+3.21 LUGAR DE EXTRACCION DE NUCLEO	23.6	187.20
	PROMEDIO		154.38

TABLA IX. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA COLUMNAS BLOQUE III.

COLUMNAS (UNICAMENTE SE REALIZA ESCLEROMETRIA EN BLOQUE III)			
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	REBOTE R	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	D1 (Nivel+3.21)	26.1	181.80
2	E2 (Nivel+3.21)	28	207.00
3	D4 (Nivel+4.74)	23.5	143.50
4	B2 (Nivel+4.74)	27.5	198.00
5	D4 (Nivel+6.27)	22.8	135.60
6	A1 (Nivel+6.27)	24.9	159.80
7	D4 (Nivel+6.27)	28.2	209.20
8	B3 (Nivel+7.80)	25.1	163.00
9	D3 (Nivel+7.80)	22.9	136.80
10	A1 (Nivel+7.80)	30.3	244.60
11	D4 (Nivel+9.33)	24.3	152.60
12	B2 (Nivel+9.33)	24.3	152.60
13	A4 (Nivel+9.33)	26.9	188.20
14	A2 (Nivel+10.86)	24.1	150.20
15	A1 (Nivel+10.86)	26.9	188.20
16	B2 (Nivel+10.86)	27.8	203.40
	PROMEDIO		175.91

TABLA X. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA VIGAS BLOQUE III.

VIGAS (UNICAMENTE SE REALIZA ESCLEROMETRIA EN BLOQUE III)			
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	REBOTE R	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	VIGA 4 EJE(G-H) Nivel+3.21	32.3	188.30
2	VIGA K EJE (3-4) Nivel+3.21	28.9	146.00
3	VIGA B EJE (1-2) Nivel+4.74	27.9	126.40
4	VIGA 1 EJE (E-F) Nivel+4.74	30.1	156.60
5	VIGA 4 EJE (G-H) Nivel+6.27	28.4	136.00
6	VIGA E EJE (3-4) Nivel+6.27	30.5	163.00
	PROMEDIO		152.72

TABLA XI. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCLERÓMETRO PARA LOSAS BLOQUE III.

LOSA (UNICAMENTE SE REALIZA ESCLEROMETRIA EN BLOQUE III)			
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	REBOTE R	RESISTENCIA (Kgf/cm^2)
1	PAÑO A1 (N+3.21)	20.6	147.60
2	PAÑO A2 PISO (N+3.21)	21.2	154.20
3	PAÑO D3 (N+4.74)	22.1	164.70
4	PAÑO A1 (N+4.74)	21.8	160.80
5	PAÑO A2 (N+6.27)	20.4	145.40
6	PAÑO A3 (N+6.27)	22.7	174.90
	PROMEDIO		157.933

Ensayo de Carbonatación: Para investigar el estado actual del concreto se realizaron ensayos de carbonatación. La carbonatación es el fenómeno que se genera cuando hay presencia de dióxido de carbono, cloruros o sulfatos en el concreto, favoreciendo su porosidad, exponiendo el acero de refuerzo a agentes que contribuyen a su corrosión.

Fig. 9. Ensayo de carbonatación.

La carbonatación es la reducción de la alcalinidad normal del concreto por efecto del CO2 que se transmite por el ambiente que lo rodea. En presencia de humedad el CO2 reacciona con los álcalis, neutralizándolos para formar carbonatos disminuyendo el pH por debajo de 10.

Para esta prueba la solución indicadora que se utiliza es una solución al 2% de fenolftaleína en alcohol, que debe aplicarse con un rociador a los núcleos extraídos y al orificio que se deja al extraerlos. Antes de rociar la solución de fenolftaleína sobre el elemento a ensayar se debe limpiar todo el polvo residual del espécimen. Las áreas carbonatadas del concreto no cambiarán de color, mientras que las áreas con un pH mayor a 9 tomarán un color rosado brillante. Este cambio apreciable de color muestra cuál es la profundidad de carbonatación dentro de la masa de concreto. Cuando las profundidades de carbonatación alcanzan las zonas donde se encuentra el acero de refuerzo del elemento estructural, se presenta riesgo de corrosión, afectando la capacidad estructural, deteriorándose de manera considerable con el paso del tiempo. En las siguientes tablas se presentan los resultados de la penetración de la carbonatación en el concreto.

TABLA XII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN COLUMNAS.

		COLUMNAS INV E-418-07	
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	CARBONATACIÓN (mm)	ESTADO S.C (SI HAY CARBONATCIÓN) y N.C(NO HAY CARBONATACIÓN)
1	A1 (Nivel+3.21)	10.00	S.C
2	E2 (Nivel+4.74)	12.00	S.C
3	D4 (Nivel+4.74)	21.00	S.C
4	A2 (Nivel+6.27)	-	N.C
5	B3 (Nivel+6.27)	12.00	S.C
6	B2 (Nivel+7.80)	18.00	S.C
	PROMEDIO	12.17	

TABLA XIII. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN VIGAS.

		VIGAS INV E-418-07 CARBONATCIÓN	
NUCLEO	DESCRIPCIÓN	(mm)	ESTADO S.C (SI HAY CARBONATCIÓN) y N.C(NO HAY CARBONATACIÓN)
1	VIGA A EJE (4-5) (Nivel+3.21)	5.00	S.C
2	VIGA 2 EJE(D-E) (Nivel+4.74)	7.00	S.C
3	VIGA 2 EJE(D-E) (Nivel+6.27)	13.00	S.C
4	VIGA 4 EJE (D-E) (Nivel+6.27)	-	N.C
5	VIGA B EJE (4-5) (Nivel+4.74)	-	N.C
6	VIGA D EJE (3-4) (Nivel+6.27)	4.00	S.C
	PROMEDIO	4.83	

TABLA XIV. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN EN LOSAS.

NUCLEO	DESCRIPCIÓN	LOSA INV E-418-07 CARBONATCIÓN (mm)	ESTADO S.C (SI HAY CARBONATCIÓN) y N.C(NO HAY CARBONATACIÓN)
1	PAÑO A1 (Nivel+4.74)	5.00	S.C
2	PAÑO A1 (Nivel+4.74)	8.00	S.C
3	PAÑO D1 (Nivel+6.27)	-	N.C
4	PAÑO A2 (Nivel+4.74)	-	N.C
5	PAÑO A3 (Nivel+6.27)	7.00	S.C
6	PAÑO A4 (Nivel+6.27)	-	N.C
	PROMEDIO	3.33	

Teniendo en cuenta que los agentes agresivos pueden penetrar el concreto siguiendo generalmente tres mecanismos (difusión, absorción y permeabilidad), es necesario determinar las características del concreto que ha sido penetrado, mediante la función de la raíz cuadrada del tiempo, que es la función que mejor se ajusta a los fenómenos de difusión y absorción capilar y está dada por la siguiente ecuación:

$$Xc = K * \sqrt{t}$$

Dónde:

K: Coeficiente que determina la penetración de la carbonatación en un año, en milímetros por año (mm/año)
Xc : Carbonatación promedio, en milímetros (mm).
t: Edad de la estructura, igual a 43 años.

Para una edad de la estructura de 43 años y un promedio de carbonatación de 12.17 mm encontrado en columnas, se puede concluir que el valor de “K” es de 1.85 mm/año, valor que depende de la calidad del concreto.

Para deducir que la carbonatación no llegue en los 50 años de vida útil hasta los 50mm, que es el recubrimiento que tienen la mayoría de los elementos, el K del concreto debería ser de 7.07mm/año; esto quiere decir que la estructura se encuentra con un periodo de vida útil superior a los 50 años, ya que la carbonatación encontrada no supera la máxima carbonatación

Inspección de Refuerzo:

Fig. 10. Inspección del refuerzo existente en columnas.

Para determinar la ubicación y cantidad de refuerzo contenido en los elementos estructurales de la edificación, se realizó un barrido con el escáner sobre dichos elementos a estudiar, pero al obtener malos resultados comprobados con la extracción de núcleos, se realizaron regatas que además permitieron identificar si el acero utilizado es liso o corrugado.

Las regatas consisten en quitar el concreto de recubrimiento de una zona del elemento estructural, de tal manera que el refuerzo que contiene quede expuesto para su respectiva identificación.

De acuerdo a las exploraciones realizadas se estableció que los elementos estructurales de los edificios en estudio presentan refuerzo longitudinal y estribos.

B. Fase de diseño y comprobación.

Fase 1: Seleccionar los modelos de edificios representado adecuadamente por las características: material de construcción, sistema estructural, irregularidades, diseño esperado o identificado, detalle de las rotulas de los elementos estructurales (sección geométrica, longitudes y detalle del refuerzo de vigas y columnas), cargas que serán aplicadas al modelo entre otros, con esta información se modela estos edificios en ETABS, teniendo en cuenta la poca información que se obtuvo de los diseños estructurales y la construcción de los mismos, se optó por generalizar el modelamiento a un solo edificio ya que estos tienen la misma configuración arquitectónica y estructural.

Fase 2: Determinar para el sitio específico del modelo del edificio el espectro de demanda.

Fase 3: Para el modelo del edificio definir la curva de capacidad y convertir esta en espectro de capacidad usando el programa ETABS.

Fase 4: Calcular la respuesta esperada del modelo del edificio (Comportamiento) por el método del espectro de capacidad definido en el ATC 40.

Fase 5: Determinar el número de rotulas dentro de los diferentes niveles de daño y el estado de las mismas.

1) Modelamiento de las estructuras a analizar

a) Descripción de estructuras a analizar

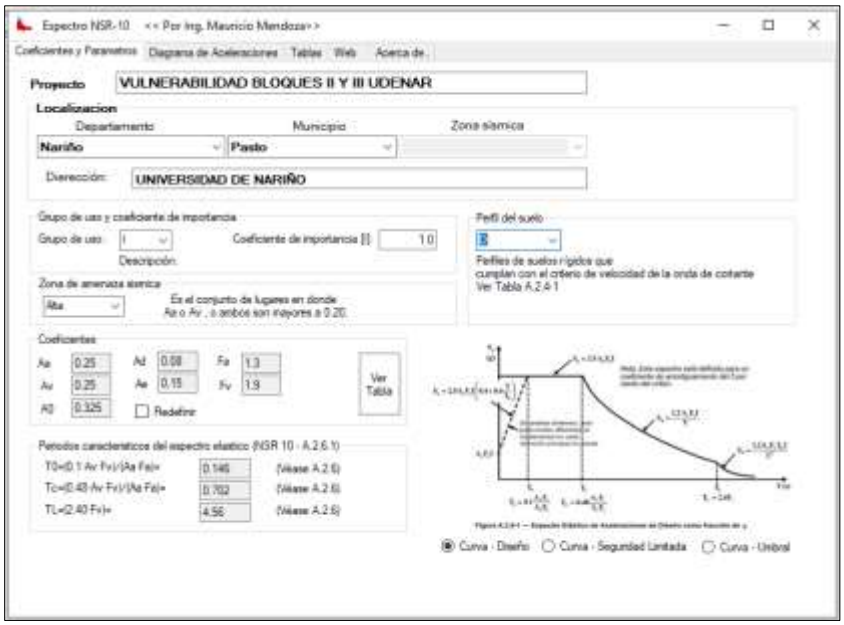


Fig. 11. Información general.

Materiales:

Los materiales tomados en cuenta para el análisis son:

- Concreto
f´c = 170.33 kgf/cm2 en columnas principales.
f´c = 163.75 kgf/cm2 en vigas.
f´c = 144.48 kgf/cm2 en losas.
ν = 0.20 γ = 2400 kgf/m3 (Concreto reforzado)

- Acero
Resistencia según planos planeación y desarrollo.
fs = 1400 kgf/cm2 = 140 MPa (De acuerdo a planos Anexo 1)
Resistencia según inspección de refuerzo.
fy = 4200 kgf/cm2 = 420 MPa
Configuración Geométrica y Estructural.

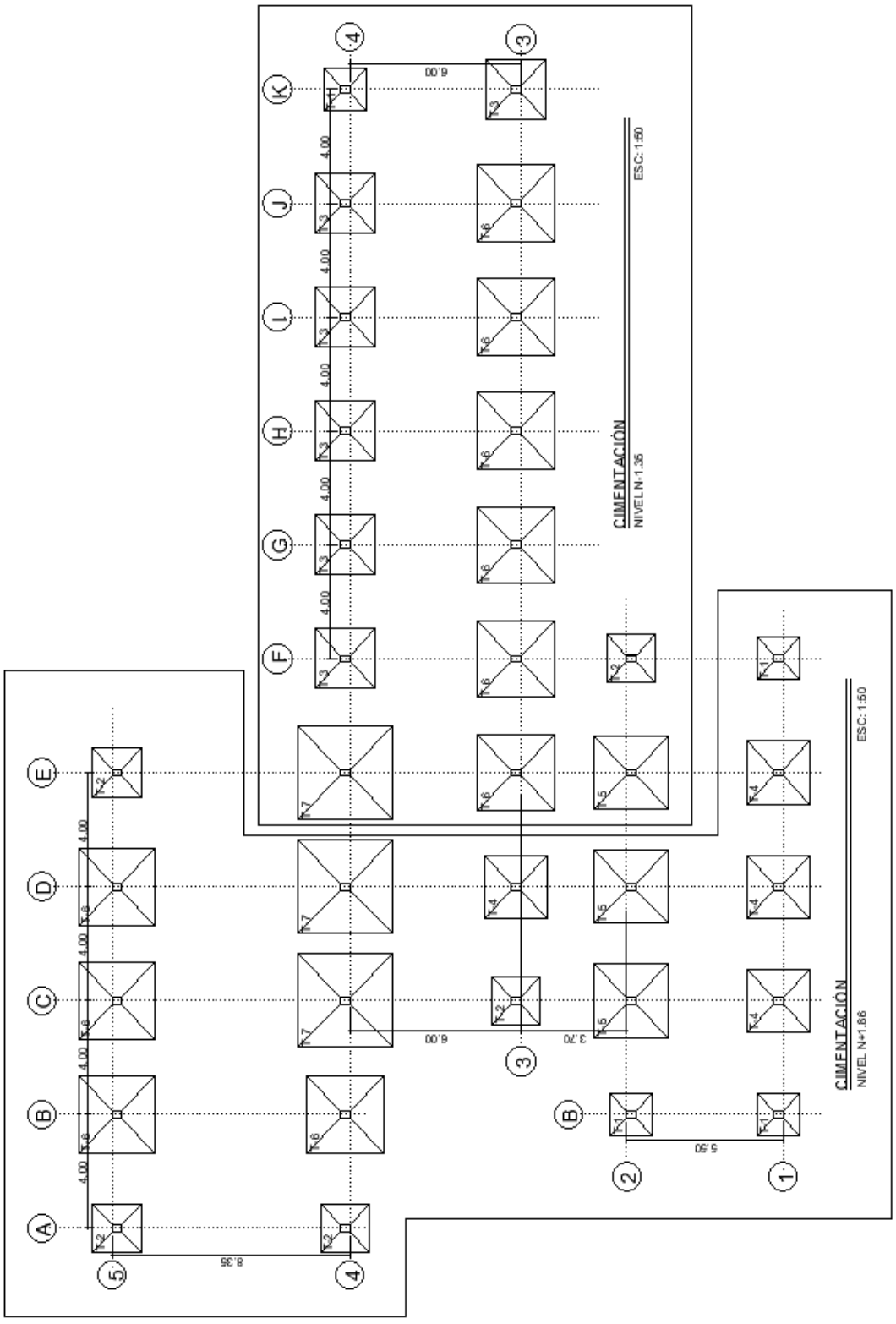


Fig. 12. Planta cimentación
Fuente**:** Oficina de planeación y desarrollo UDENAR

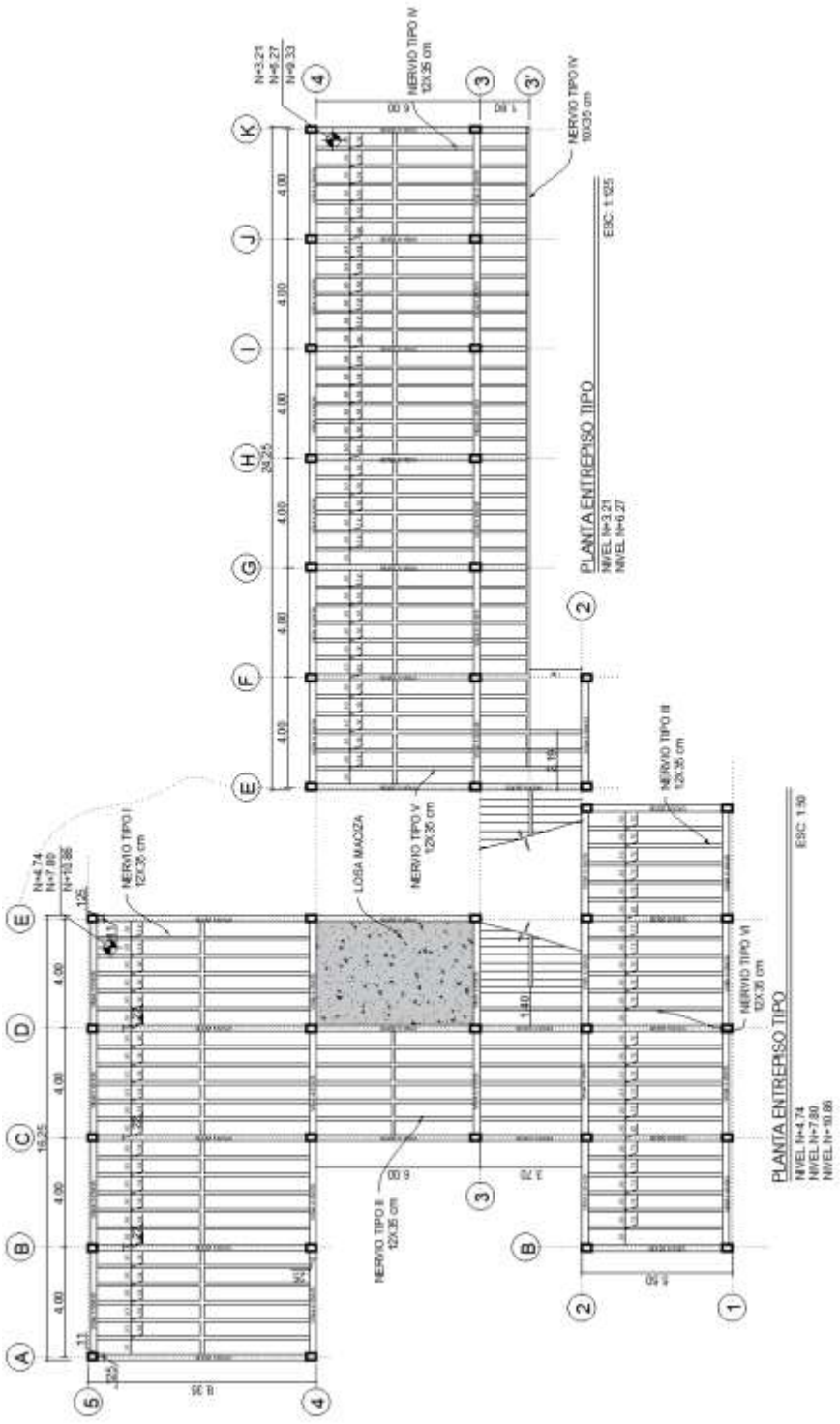


Fig. 13. Plantas N+3.21, N+4.74, N+6.27, N+7.80, N+10.86.
Fuente**:** Oficina de planeación y desarrollo UDENAR

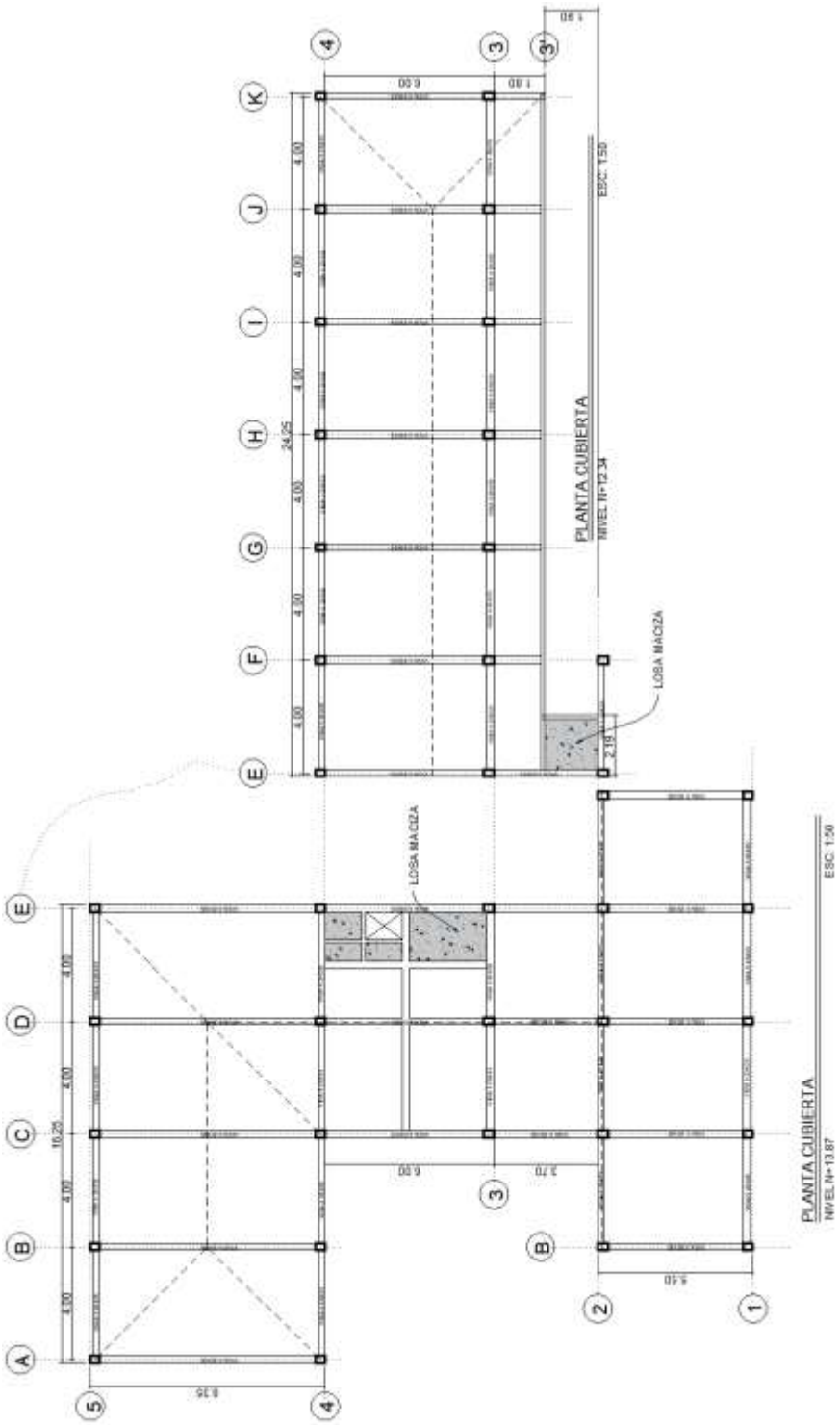


Fig. 14. Planta cubierta N+12.34, N+13.87.
Fuente**:** Oficina de planeación y desarrollo UDENAR

b) Modelamiento de los edificios para el análisis

Con el fin de valorar el nivel de esfuerzos internos además de los desplazamientos sísmicos de la estructura, se elabora un modelo tridimensional. Este modelo se hace para tener un acercamiento al comportamiento ideal de la estructura y desarrollar la metodología push-over, apoyada con las directrices del FEMA 440 y ATC40.

Mediante este análisis se busca realizar verificaciones de los desplazamientos, la verificación de formación de rotulas plásticas en los diferentes niveles de daño y el estado de las mismas.

Nivel de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
No Daño	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad a la Vida	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Extenso	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Colapso	Colapso	Colapso estructural

Fig. 15. Niveles de daño y de desempeño.
Fuente: SEAOC (STRUCTURAL ENGINIEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA)

Introducción de geometría: Se realiza mediante un mallado de los ejes estructurales y las alturas de entrepiso, a través de los parámetros del software ETABS.

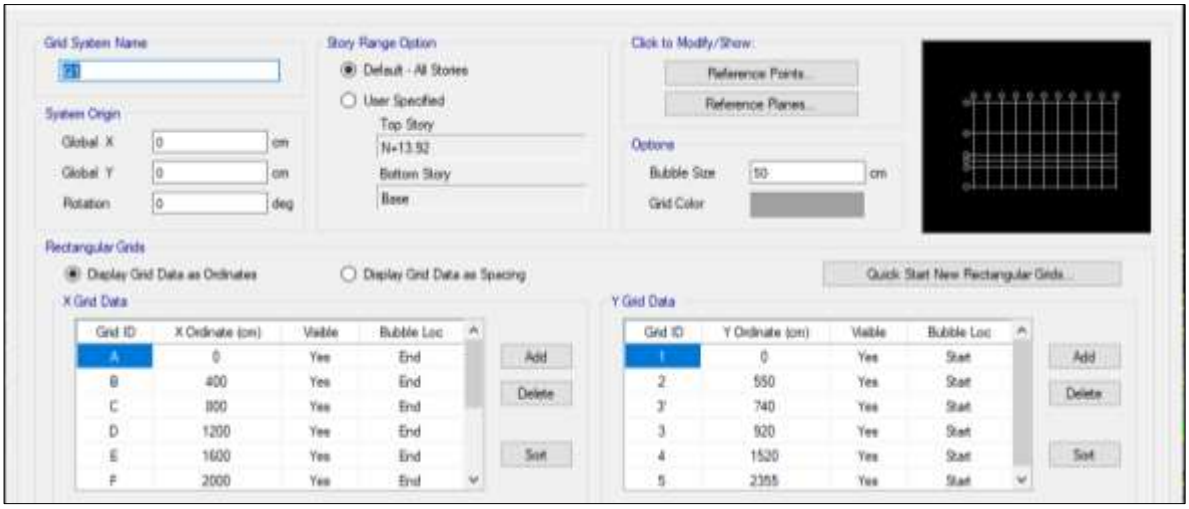
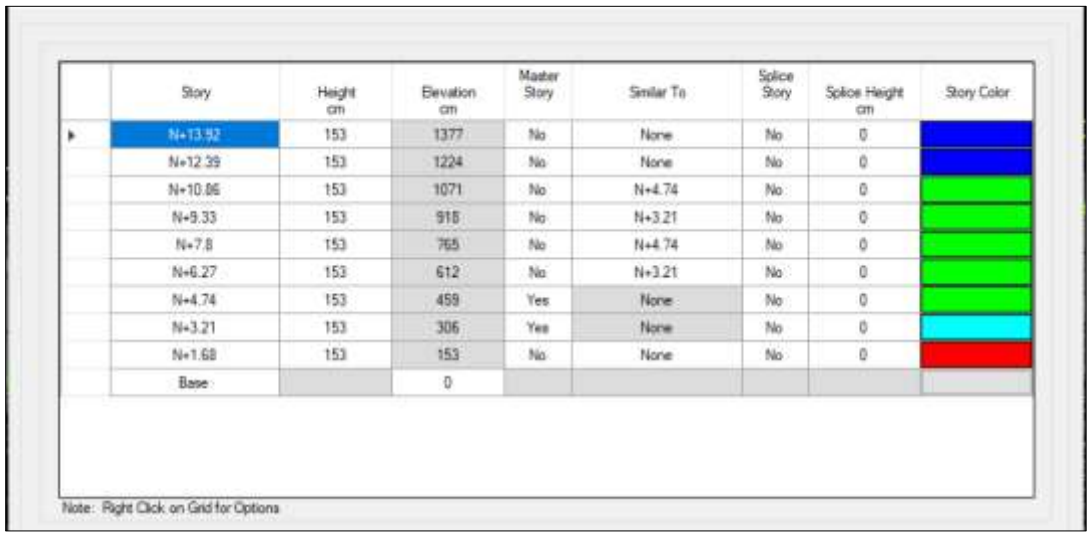


Fig. 16. Introducción de ejes estructurales



	Story	Height cm	Elevation cm	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height cm	Story Color
▶	N+13.92	153	1377	No	None	No	0	
	N+12.39	153	1224	No	None	No	0	
	N+10.86	153	1071	No	N+4.74	No	0	
	N+9.33	153	918	No	N+3.21	No	0	
	N+7.8	153	765	No	N+4.74	No	0	
	N+6.27	153	612	No	N+3.21	No	0	
	N+4.74	153	459	Yes	None	No	0	
	N+3.21	153	306	Yes	None	No	0	
	N+1.68	153	153	No	None	No	0	
	Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Fig. 17. Introducción de alturas de entrepiso.

Introducción de materiales:

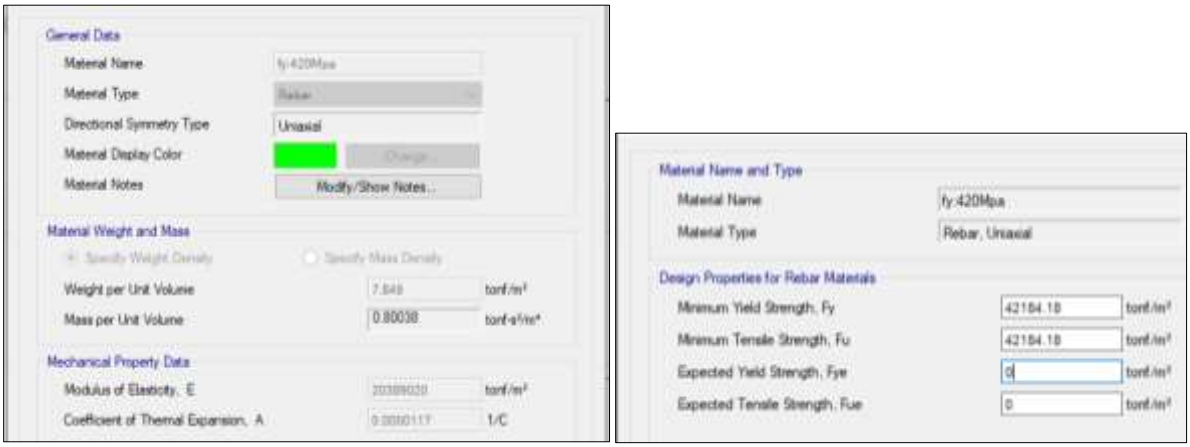


Fig. 18. Introducción de material: acero de refuerzo.

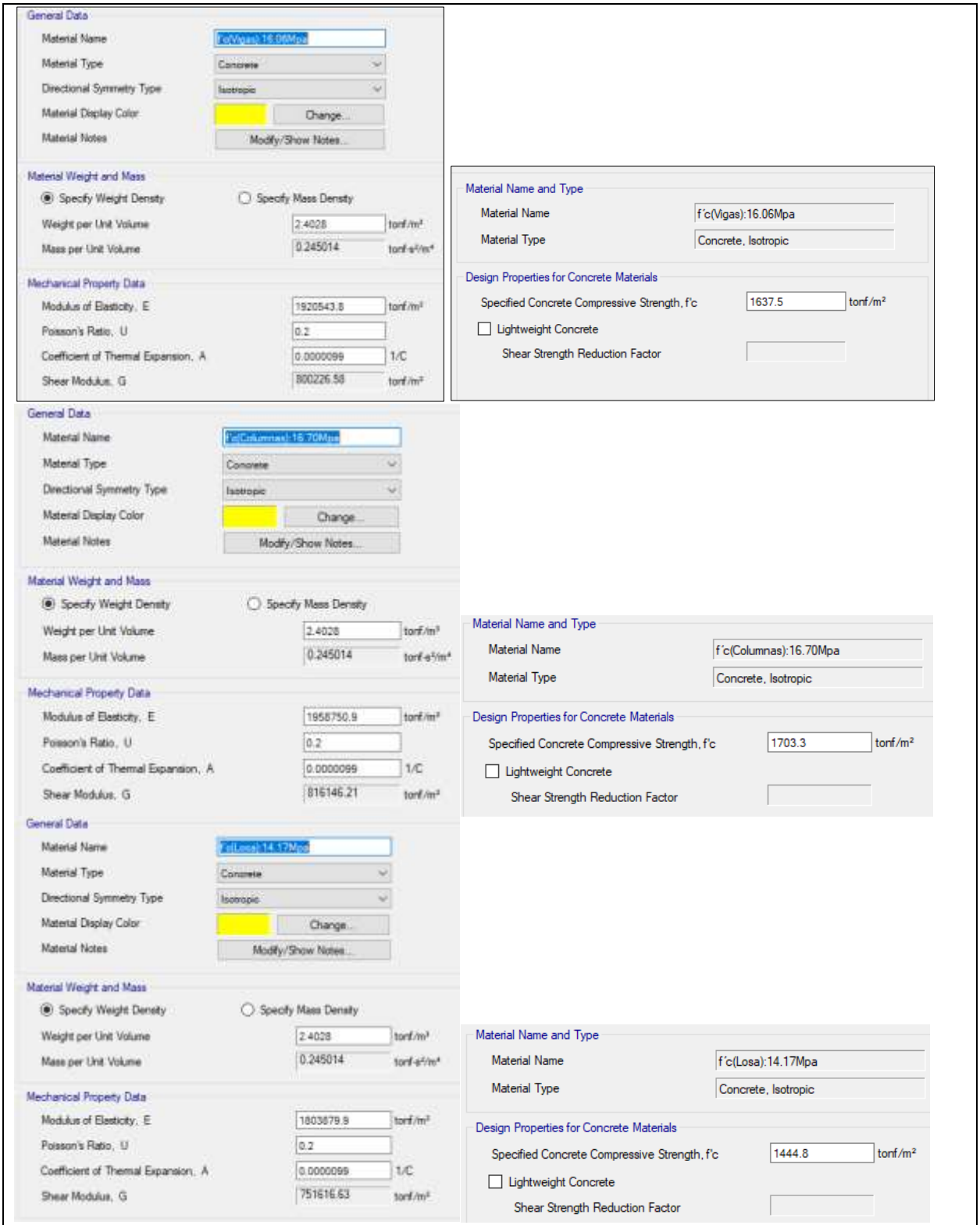


Fig. 19. Introducción de material: concreto en vigas, columnas y losas.

Introducción de elementos vigas y columnas*:* Serán modelados como elementos tipo lineal (frame), con sus correspondientes secciones, materiales y detalle del refuerzo.

Introducción de secciones y refuerzo:

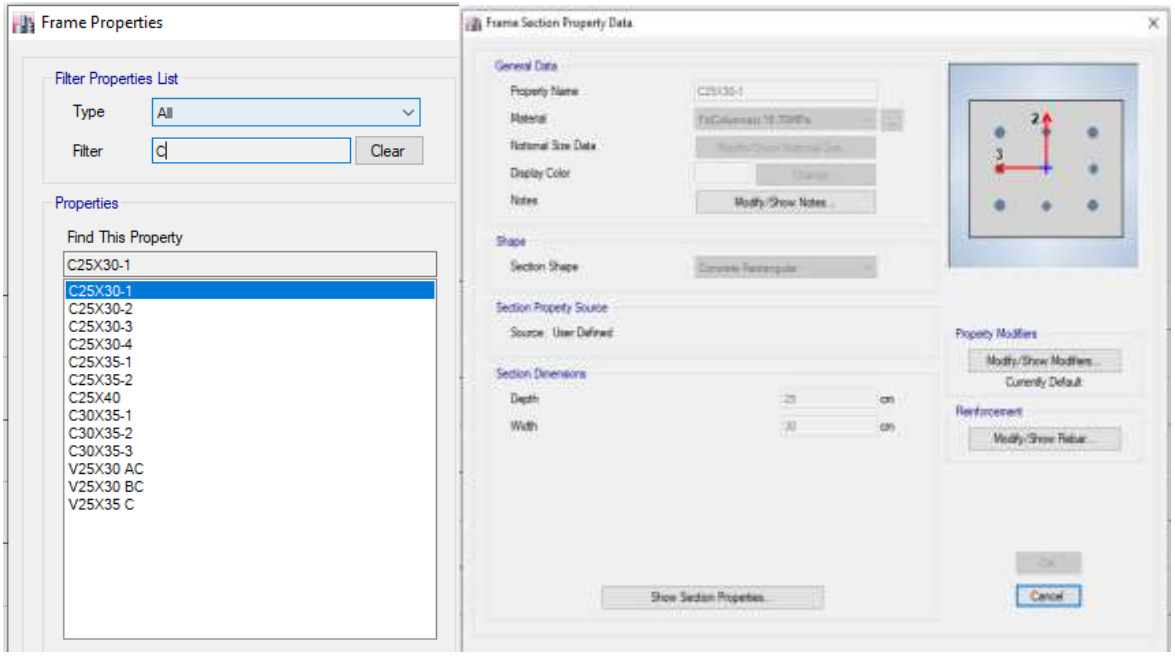


Fig. 20. Introducción de sección columna y refuerzo.

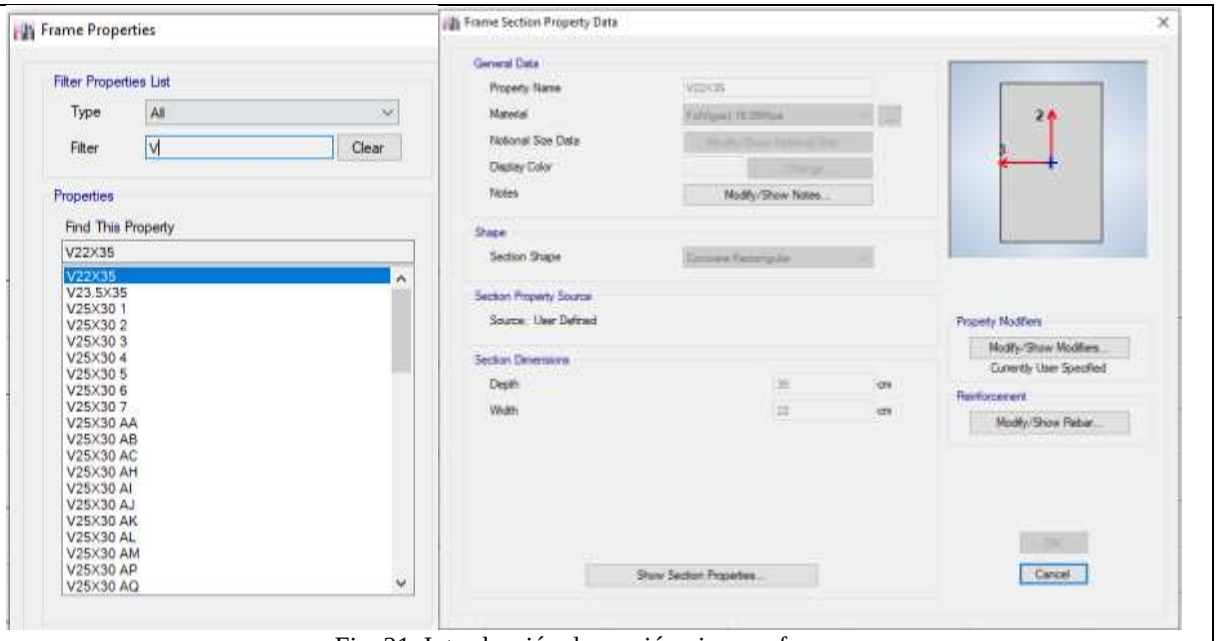


Fig. 21. Introducción de sección viga y refuerzo.

Introducción de Losas: Las losas de entrepiso se modelan como diafragmas rígidos debido al sistema de losa utilizado.

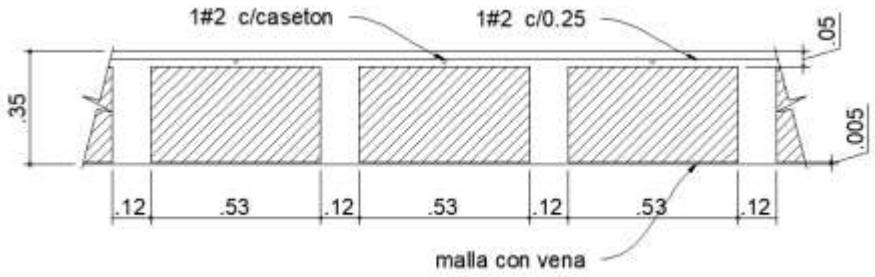


Fig. 22. Sección transversal de la placa.

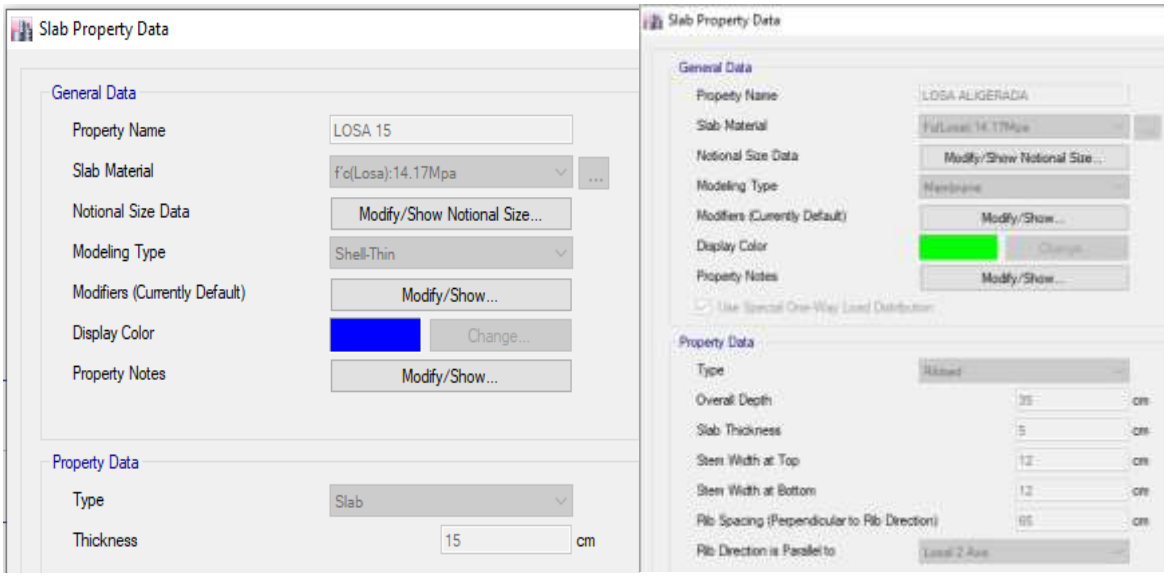


Fig. 23. Introducción de losa maciza y aligerada.

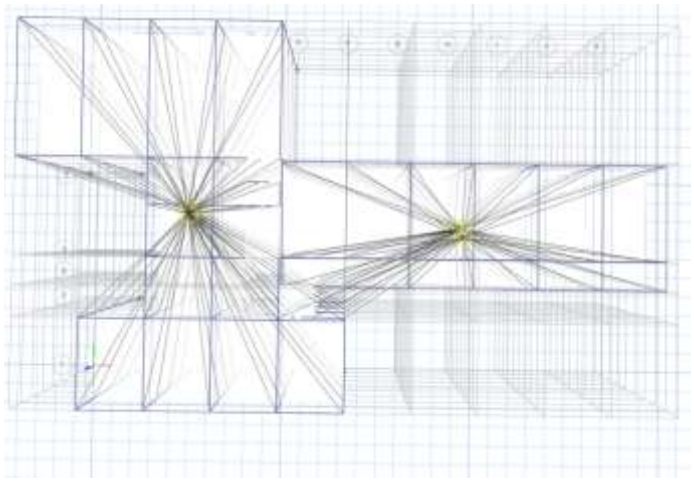


Fig. 24. Asignación de diafragmas rígidos piso por piso.

Restricción en apoyos: Considerando el tipo de cimentación, la rigidez y capacidad del suelo que sirven de apoyo a la misma, se considera para efectos del modelo que los elementos de columna se encuentran empotrados en la base.

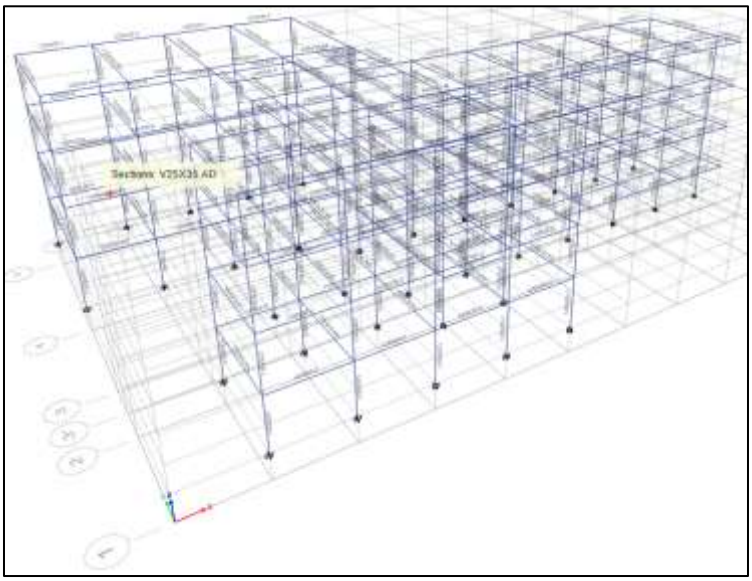


Fig. 25. Asignación de empotramiento en base de columnas.

Brazos rígidos: En el modelo los nodos, es decir las uniones entre los elementos estructurales, se asumen como uniones rígidas.

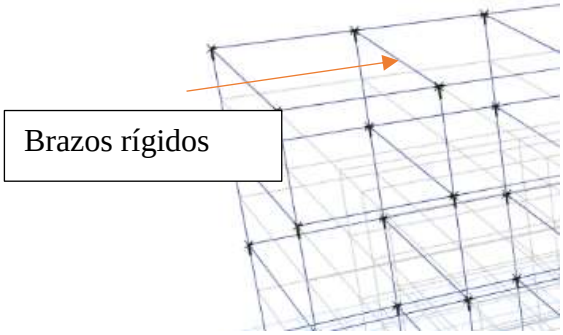


Fig. 26. Asignación de brazos rígidos a elementos frame (vigas y columnas)

Cargas sobre el modelo:

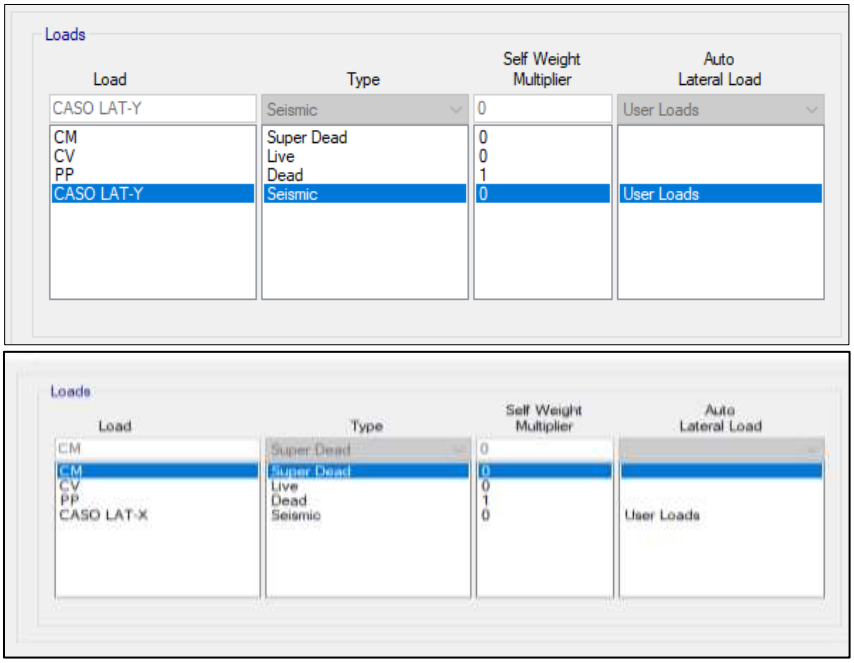


Fig. 27. Definición patrones de cargas

Carga muerta: En el modelo, la carga muerta producida por muros y particiones de materiales tradicionales, se trabaja como carga distribuida de acuerdo a los valores definidos en la NSR-10 título B [17].

La carga muerta está representada por el peso de todos los elementos permanentes: peso de la estructura, componentes constructivos adicionales (muros, pisos, escaleras, etc.).

La carga muerta se ha clasificado de acuerdo a su aplicación en dos grandes grupos como se explica a continuación.

Cargas distribuidas: Se refiere a la carga que se considera uniformemente distribuida en el área de cada piso. Estas cargas son las debidas a lo siguiente:

- Peso del concreto
- Peso del acabado de piso
- Peso de los muros divisorios

Fig. 28. Cargas aplicadas a losas.

Esta carga corresponde a los materiales y elementos componentes de la losa de entrepiso.

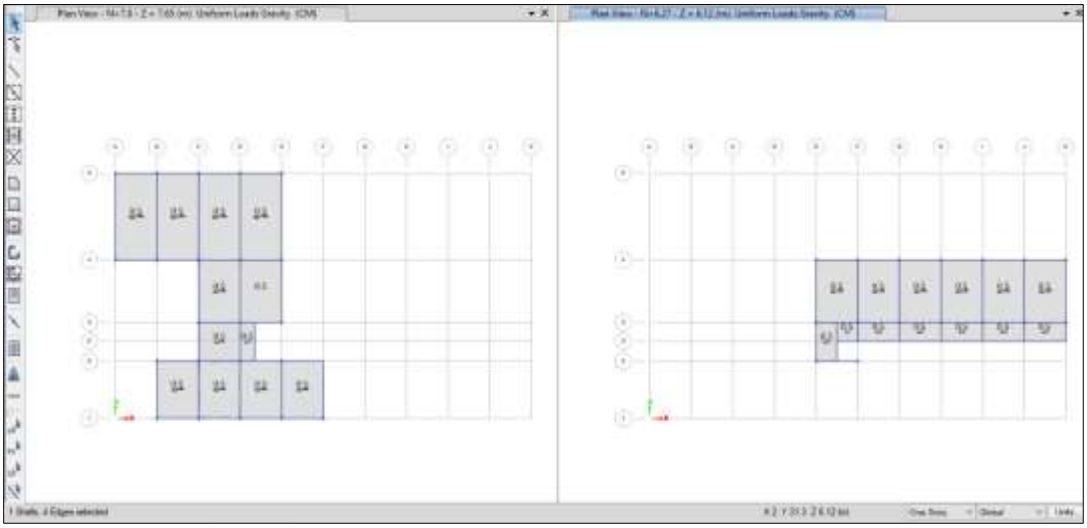


Fig. 29. Asignación de carga muerta en entrepiso.

Carga viva: La carga viva según la NSR-10 tabla B.4.2.1-1 para uso de salones de clase es de 200 kg/m^2 y Balcones de 500 kg/m^2.

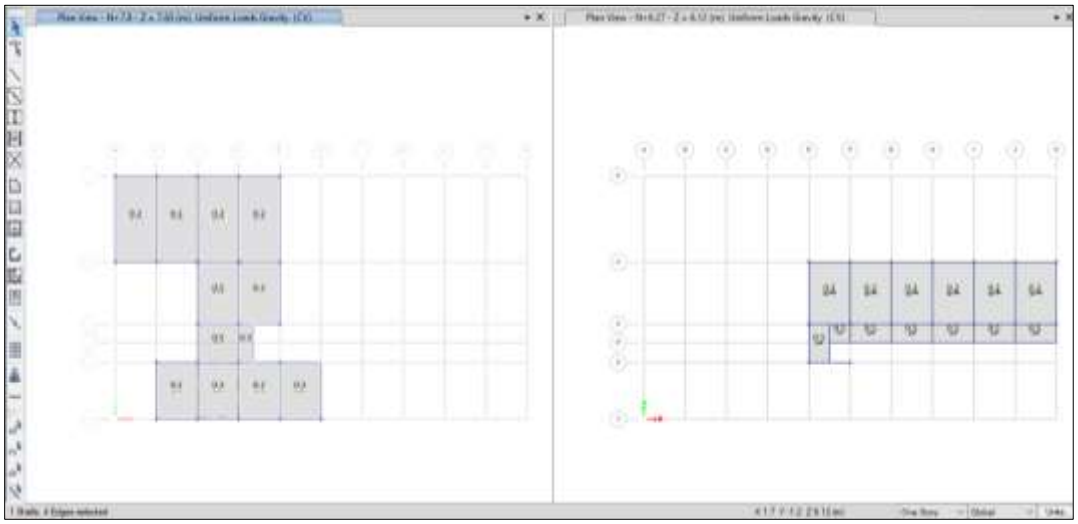


Fig. 30. Asignación de carga viva en entrepiso.

Carga sísmica: Para establecer el estado de la edificación se define el posible escenario correspondiente al sismo de diseño. El espectro de aceleración se determina según el espectro de diseño.

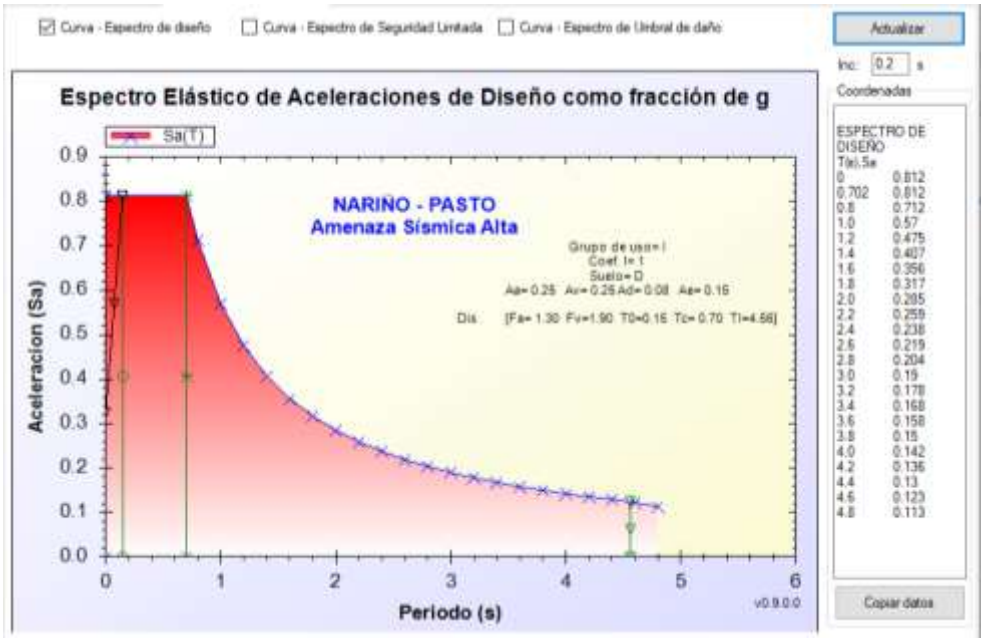


Fig. 31. Espectro de diseño.

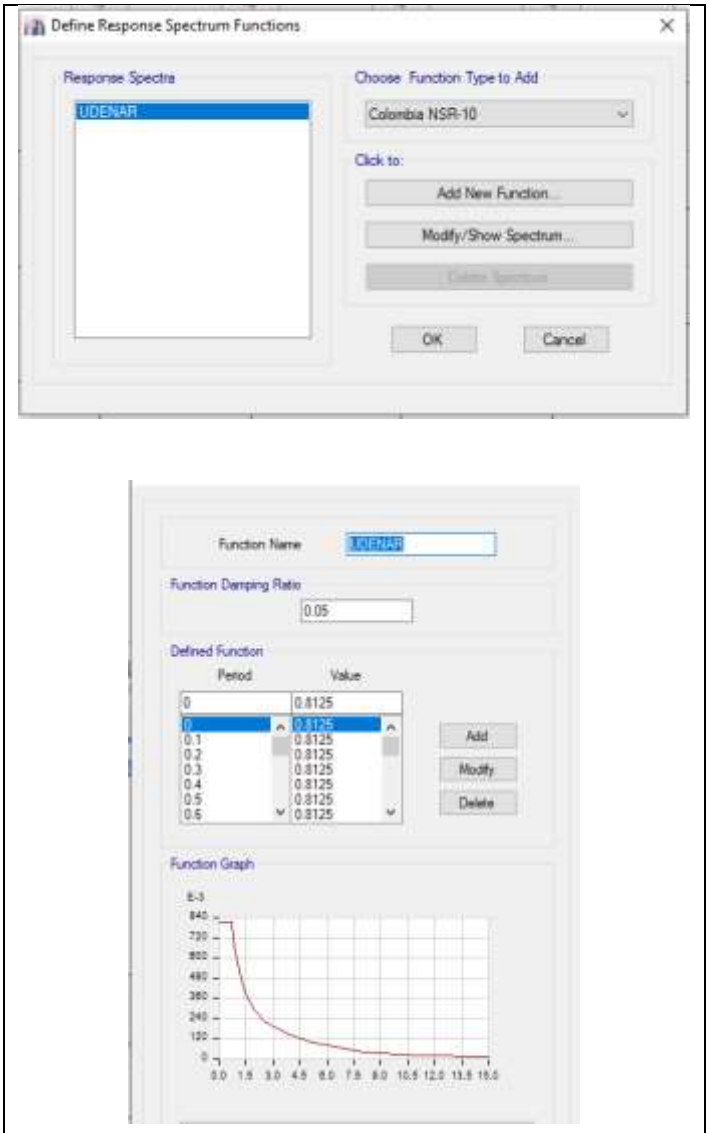


Fig. 32. Ingreso de espectro de respuesta.

Cálculo de Análisis Sísmico

Irregularidades

Irregularidades en Altura	
Piso Flexible (1aA) (1aB)	No
Distribución de masas (2A)	No
Geométrica (3A)	No
Desplazamiento en plano de acción (4A)	No
Piso débil (5aA) (5bA)	No
Irregularidades en Planta	
Torsional (1aP) (1bP)	Normal
Retroceso en las esquinas (2P)	No
Irregularidad del Diafragma (3P)	No
Desplazamiento de los planos de acción (4P)	No
sistemas no paralelos (5P)	No
Ausencia de Redundancia (A.3.3.8)	Si

Cálculo de Coeficiente de Disipación de Energía (R)

Coeficiente de Disipación de Energía (R0) =	7.00
Coeficiente de Disipación de Energía (R) =	5.25
Irregularidad en Altura (ϕa) =	1.0
Irregularidad en Planta (ϕp) =	1.0
Irregularidad Ausencia de Redundancia (ϕr) =	0.75

Masa de la edificación.

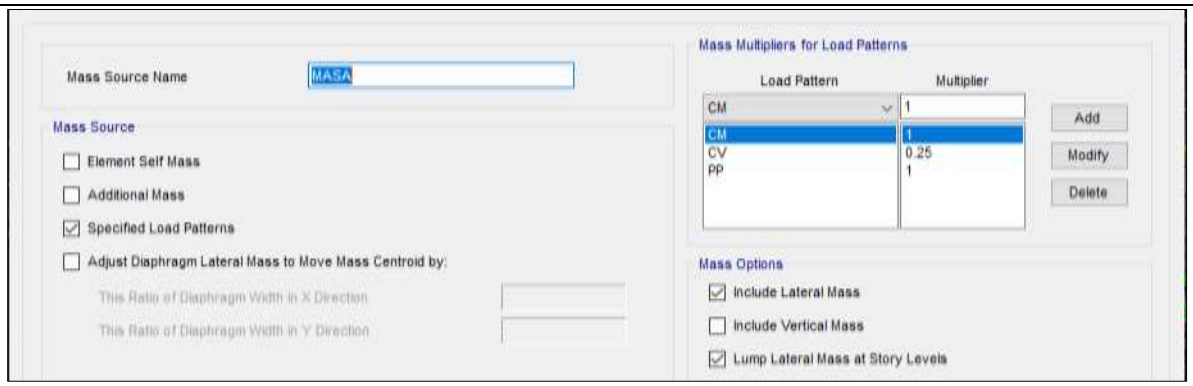


Fig. 33. Ingreso de cargas que serán consideradas en el cálculo de la masa de la edificación.

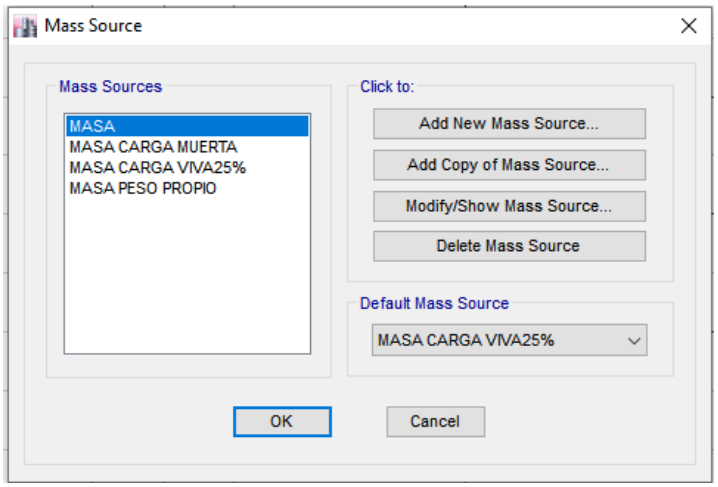


Fig. 34. Verificación de peso propio de elementos estructurales

TABLA XV. VERIFICACIÓN DE PESO PROPIO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

MASAS PESO PROPIO + CARGA MUERTA + 25% CARGA VIVA				MASA PESO PROPIO			
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m	Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m
N+13.92	D1	3,69	3,69	N+13.92	D1	3,60	3,60
N+12.39	D1	2,34	2,34	N+12.39	D1	2,32	2,32
N+10.86	D1	26,01	26,01	N+10.86	D1	10,70	10,70
N+9.33	D1	18,58	18,58	N+9.33	D1	7,51	7,51
N+7.8	D1	26,01	26,01	N+7.8	D1	10,70	10,70
N+6.27	D1	18,58	18,58	N+6.27	D1	7,51	7,51
N+4.74	D1	26,07	26,07	N+4.74	D1	10,76	10,76
N+3.21	D1	18,64	18,64	N+3.21	D1	7,57	7,57
		139,92	139,92			60,67	60,67
	MASA CARGA MUERTA				MASA CARGA VIVA 25%		
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m	Story	Diaphragm	Mass X tonf-s²/m	Mass Y tonf-s²/m
N+13.92	D1	0,07	0,07	N+13.92	D1	0,01	0,01
N+12.39	D1	0,02	0,02	N+12.39	D1	0,00	0,00
N+10.86	D1	13,61	13,61	N+10.86	D1	1,70	1,70
N+9.33	D1	9,74	9,74	N+9.33	D1	1,33	1,33
N+7.8	D1	13,61	13,61	N+7.8	D1	1,70	1,70
N+6.27	D1	9,74	9,74	N+6.27	D1	1,33	1,33
N+4.74	D1	13,61	13,61	N+4.74	D1	1,70	1,70
N+3.21	D1	9,74	9,74	N+3.21	D1	1,33	1,33
		70,15	70,15			9,10	9,10

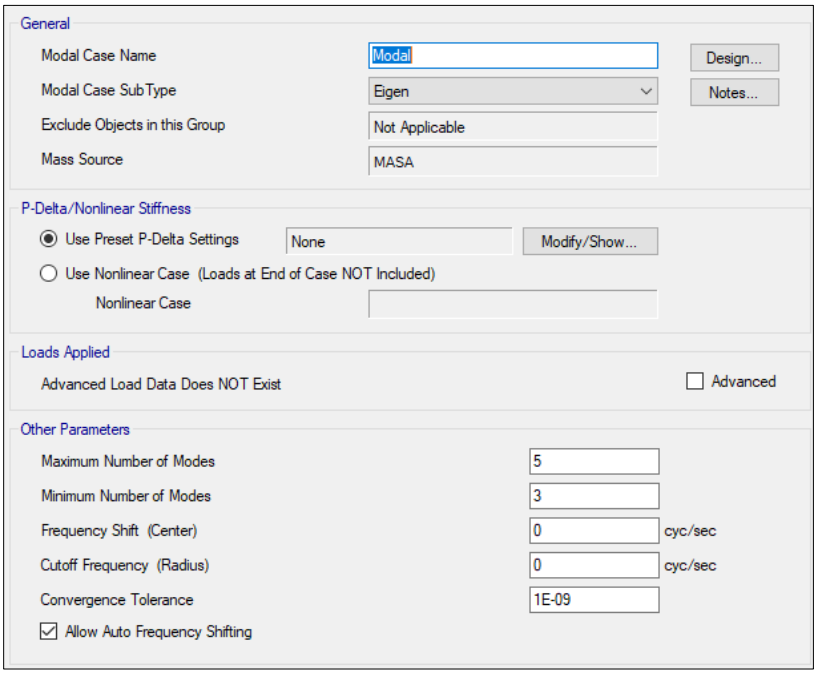


Fig. 35. Introducción de casos modales, de acuerdo a NSR 10 - TITULO A –CAP A.5.4.2.

Ingreso de datos para calculo no lineal: Se implementó un análisis push-over, con la versión no lineal del programa ETABS, en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 y el reporte FEMA 440 a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo.

El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (rotulas), introducidos en cualquier localización sobre los elementos unidimensionales tipo frame.

Diferentes consideraciones pueden ser especificadas sobre un mismo elemento. En particular se ha considerado la posibilidad de formación de rotulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexo compresión, en los extremos de columnas (P-M2-M3 hinge).

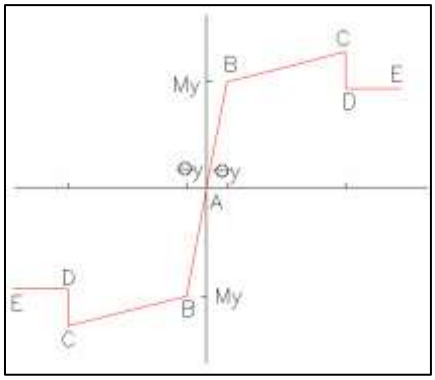


Fig. 36. Diagrama M-θ (Viga/Columna).
Fuente. Adaptado de ATC 40.

Definición de patrón de carga lateral: Este patrón es utilizado para realizar el empuje lateral de la estructura hasta alcanzar una deflexión controlada. Estas cargas son calculadas mediante el cortante basal de cada piso.

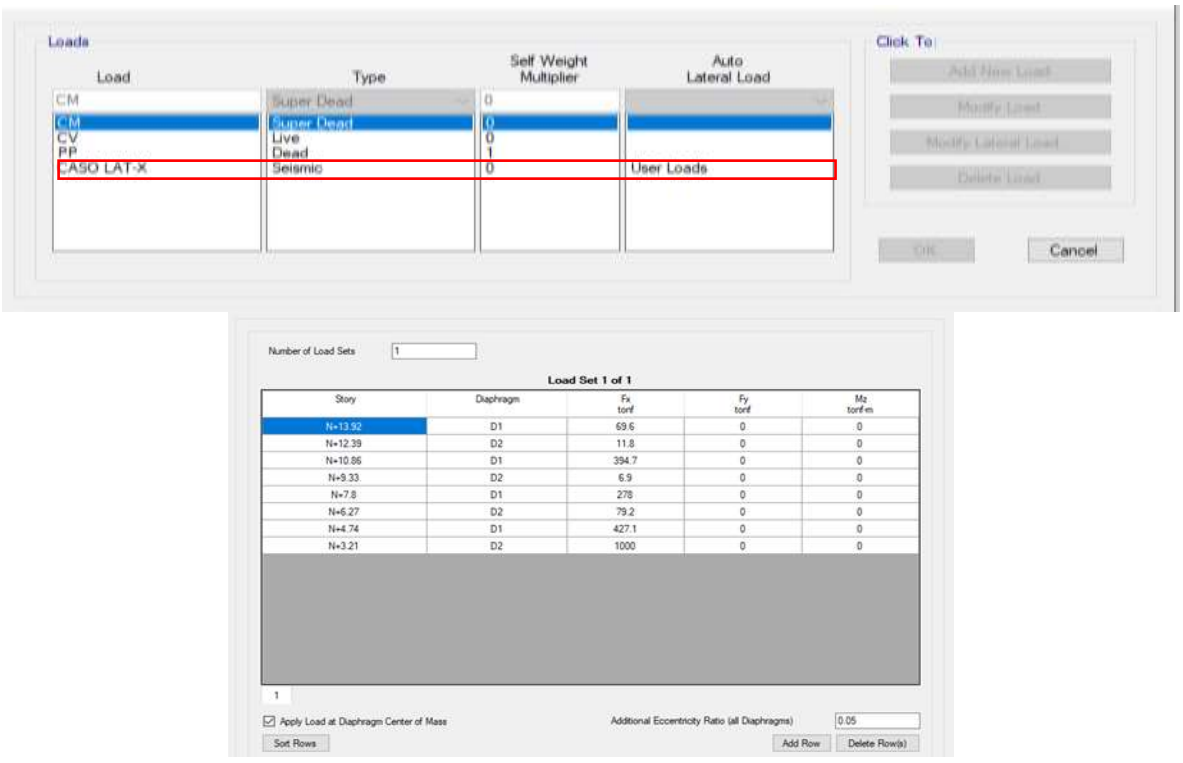


Fig. 37. Definición de patrón de carga lateral en la dirección "X"

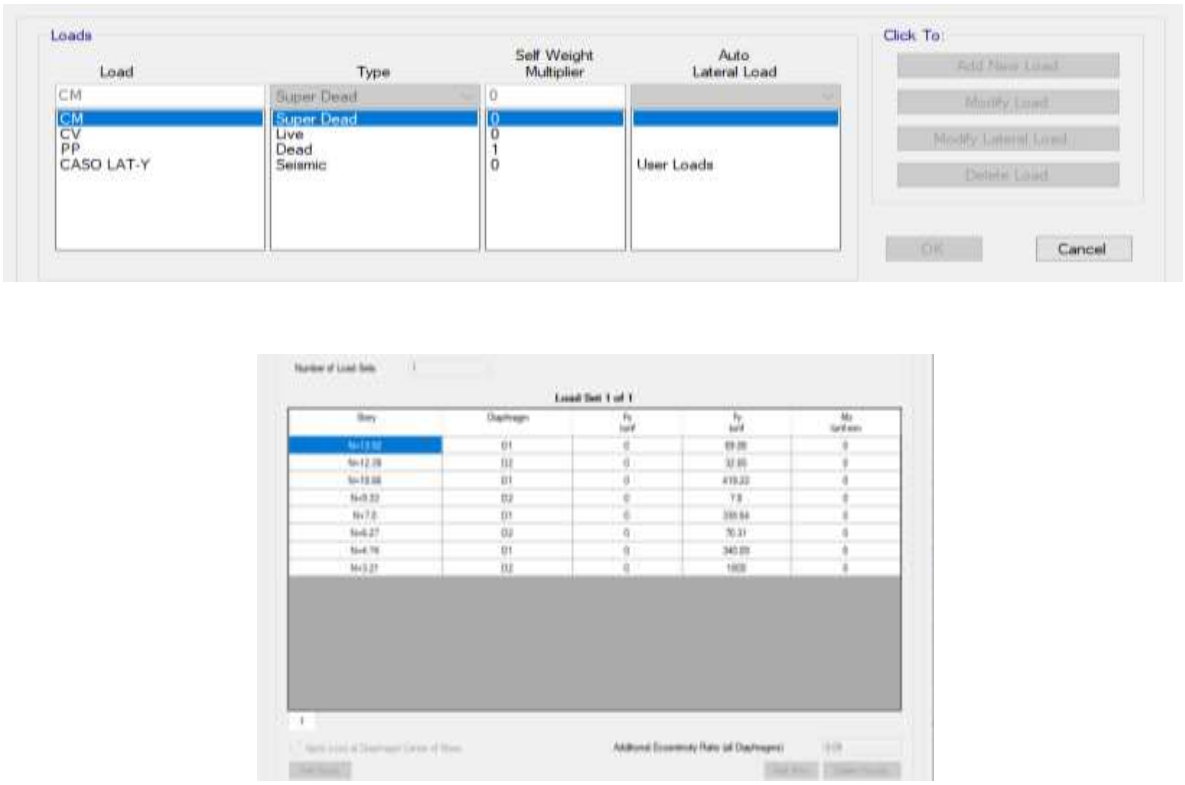


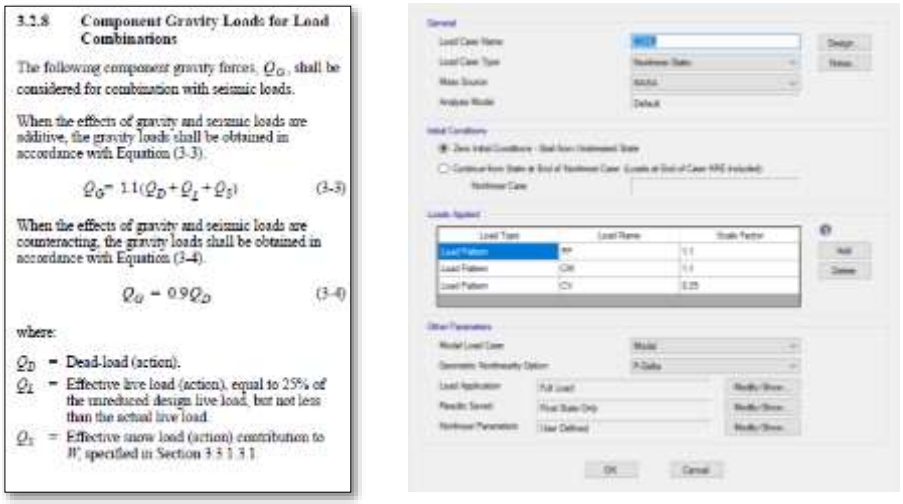
Fig. 38. Definición de patrón de carga lateral en la dirección "Y"

Ingreso de casos de carga: Para el modelo utilizado, se plantearon diferentes tipos de combinaciones que se utilizaron para obtener los esfuerzos generados en la estructura, para esto se introdujeron el en programa las siguientes combinaciones: FEMA 356 da la pauta para utilizar factores de 1.1 para cargas muertas y 0.25 para cargas vivas.

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
100XX	Response Spectrum
100YY	Response Spectrum
PP	Linear Static
CASO LAT-X	Linear Static
CP	Linear Static
CGNL	Nonlinear Static
PUSHX	Nonlinear Static

Fig. 39. Definición casos de carga



3.2.8 Component Gravity Loads for Load Combinations

The following component gravity forces, Q_G, shall be considered for combination with seismic loads.

When the effects of gravity and seismic loads are additive, the gravity loads shall be obtained in accordance with Equation (3-3).

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3\text{-}3)$$

When the effects of gravity and seismic loads are counteracting, the gravity loads shall be obtained in accordance with Equation (3-4).

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3\text{-}4)$$

where:

Q_D = Dead-load (action).

Q_L = Effective live load (action), equal to 25% of the unreduced design live load, but not less than the actual live load.

Q_S = Effective snow load (action) contribution to W, specified in Section 3.3.1.3.1.

Fig. 40. Cargas por gravedad de componentes para combinaciones de carga.

Fuente: Fema 356 cap. 3.2.8 Component Gravity Loads for Load Combinations. (Cargas por gravedad de componentes para combinaciones de carga). Pág. 3-8

Para los estados “PUSH X y Push Y” se debe aplicar el patrón “caso lateral X y caso lateral Y”, respectivamente con un factor multiplicador de 1.

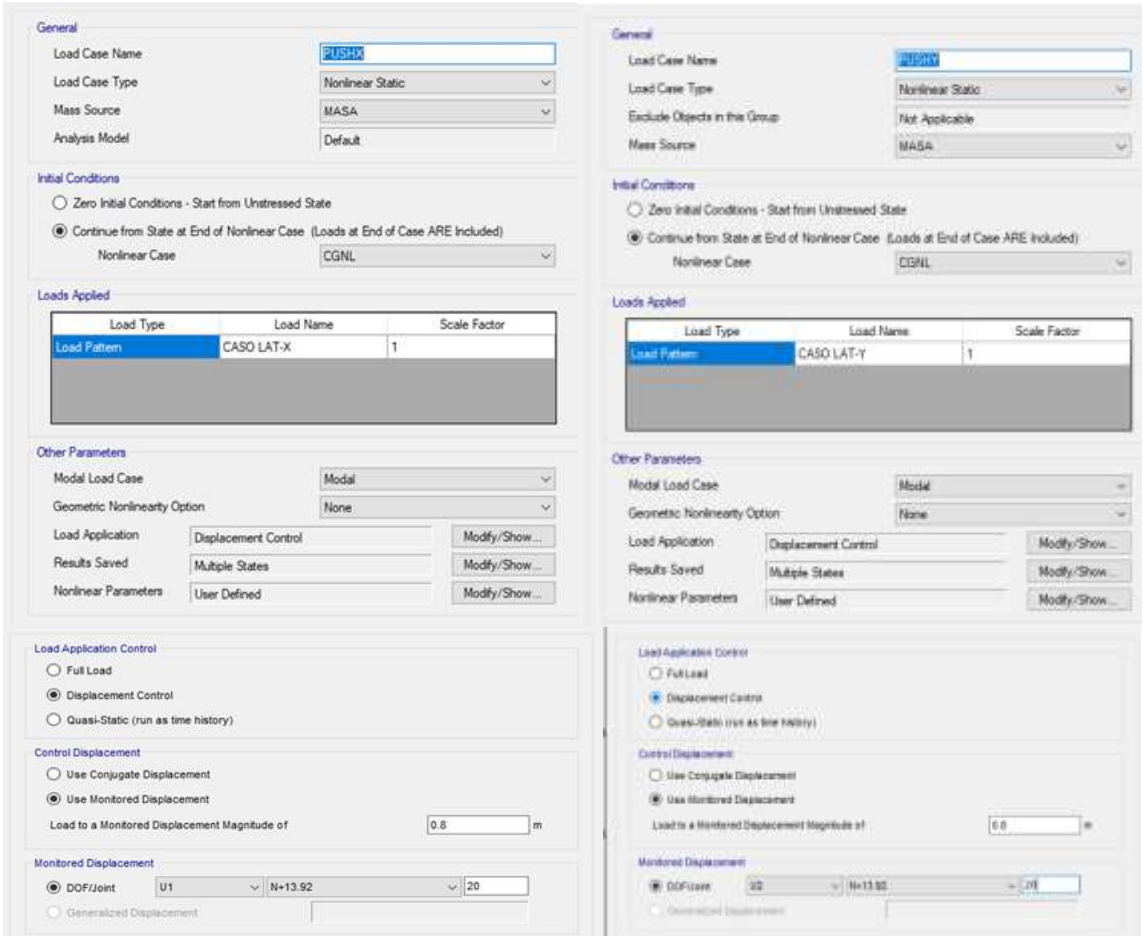


Fig. 41. Caso de carga “PUSH X y PUSH Y” Carga estática no lineal.

Para el caso de carga lateral X se hace un control de desplazamiento, se introduce un valor de desplazamiento máximo igual a 0.80 metros a monitorear, en el cual ETABS detendrá su análisis, se monitorea el desplazamiento en el eje de aplicación (U1=eje X) de las cargas y se determina un nodo de control (nodo=20)

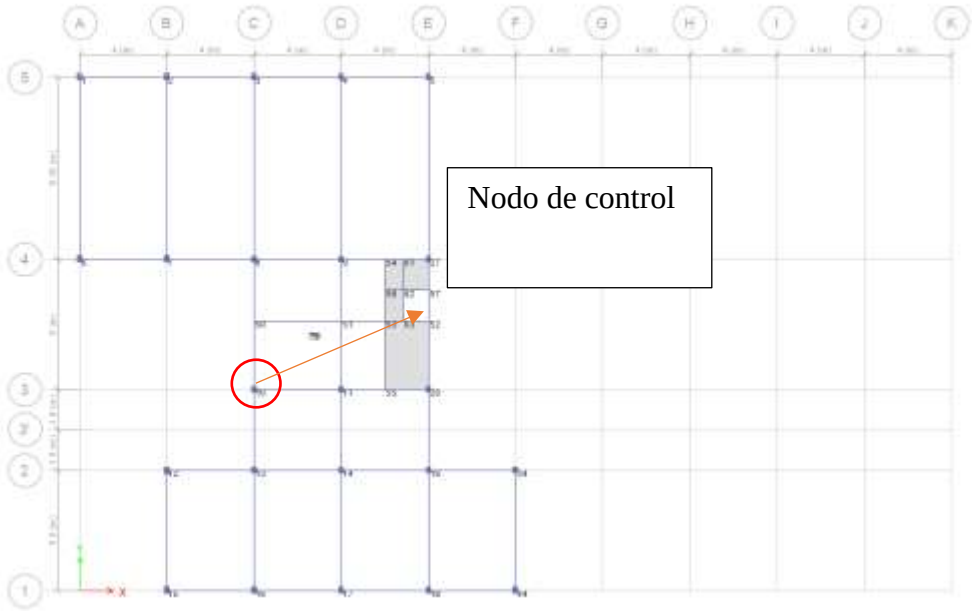


Fig. 42. Nodo de control para verificación de desplazamientos.

Se guardarán resultados de los casos de carga estático no lineales (para varios ciclos de carga lateral es necesario que se almacenen datos de múltiples estados de carga).
El mismo proceso se realizará para el caso de carga PUSHY, teniendo en cuenta la variación de la carga lateral y la aplicación del nodo de control en la dirección “Y” “U2”.

c) Definición y asignación de rotulas plásticas.

En vigas sobre ejes “X” y “Y": Se asignan rotulas en un porcentaje de longitud de los elementos que se aproximen a sus extremos es decir un 5% y un 95 %.

Fig. 43. Asignación de rotulas plásticas en vigas.

d) En columnas

Se asignan rotulas en un porcentaje de longitud de los elementos que se aproximen a sus extremos es decir un 5% y un 95 %.

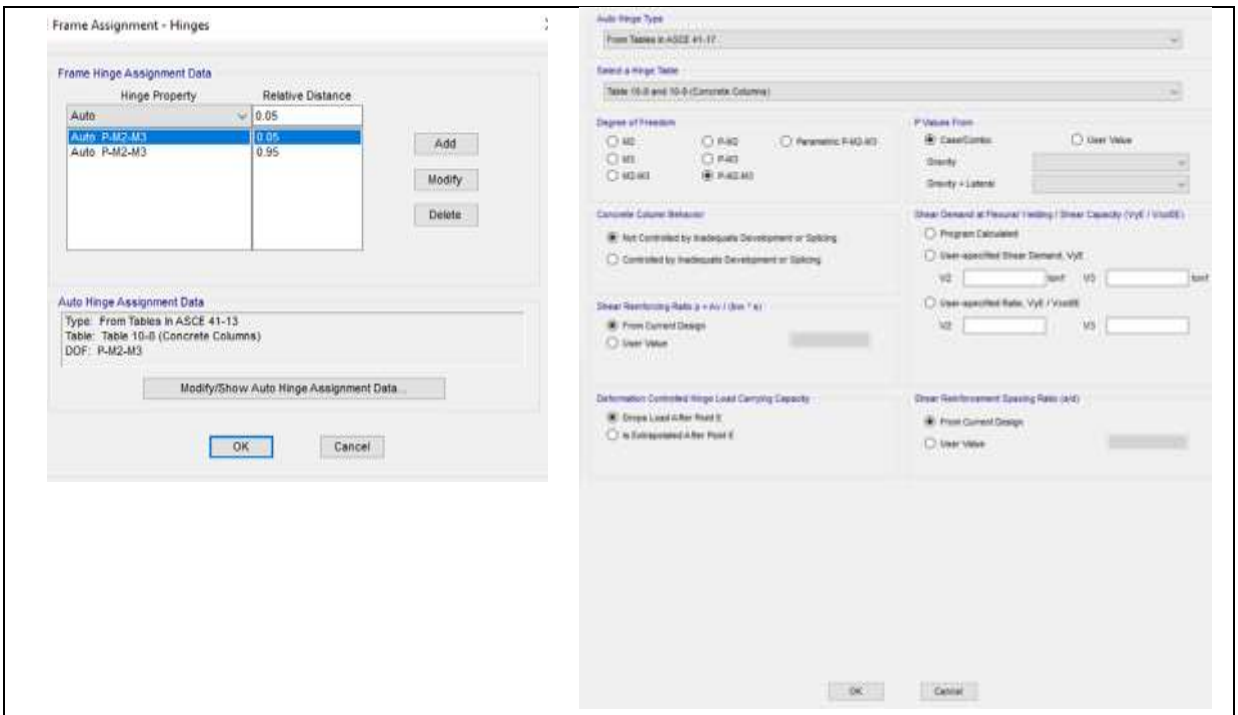


Fig. 44. Asignación de rotulas plásticas en columnas

VII. ANÁLISIS DEL MODELO.

A. Resultados de análisis en el software ETABS

1) Análisis lineal

a) Combinaciones de carga análisis lineal

TABLA XVI. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS LINEAL.

Norma	Tipo de carga				
	D	L	Lr	Sx	Sy
C.9-1	1.4				
C.9-2	1.2	1.6	0.5		
C.9-3	1.2	1	1.6		
C.9-4	1.2	1	0.5		
	1.2	1		1	0.3
	1.2	1		1	-0.3
	1.2	1		-1	0.3
C.9-5	1.2	1		-1	-0.3
	1.2	1		0.3	1
	1.2	1		-0.3	1
	1.2	1		0.3	-1
	1.2	1		-0.3	-1
	0.9			1	0.3
	0.9			1	-0.3
	0.9			-1	0.3
C.9-7	0.9			-1	-0.3
	0.9			0.3	1
	0.9			-0.3	1
	0.9			0.3	-1
	0.9			-0.3	-1

b) Corrección de cortante basal

CALCULO DE FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Aa **A.2.2-1.**	0.250	I A.2.5.-1	1.000				
Av **A.2.3-3.**	0.25	Ct **A.4.2-1.**	0.047	g **A.4.0.**	9.810	m/s²	
Perfil **A.2.4-1.**	0	a **A.4.2-1.**	0.9	k **A.4.3.2.**	1.000		
Fa **A.2.4-3.**	1.3	Ta **A.4.2-3**	0.5000	Vs **A.4.3.1.**	1115.25	Ton	
Fv **Tabla A.2.4-4.**	1.9	T **A.7.3.4**	0.60	Cu **A.4.2-3**	1.20		
Hmax =	13.92	Sa **A.2.6**	0.8125	PESO EDIFICACION	1372.62	Ton	
		T DINAMICO (A.5.4.5-A)	1.026				

% Vb según configuración REGULAR 80.00% = **892.20** Ton

Correccion segun A.5.4.5		factor	FACTOR CORRECCION (%g)
1ra ITERACION	Ton		
x en ETABS	784.68	1.137	11.154
y en ETABS	654.22	1.364	13.381
2da ITERACION			
x en ETABS	892.18	1.00	9.81
y en ETABS	892.36	1.00	9.81

Página 1

TABLE: Base Reactions

Load Case/Co	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
100XX Max	784.6803	19.0043	0	139.3138	6457.8953	9601.2428	0	0	0
100YY Max	19.0043	654.2185	0	5470.155	141.9145	12889.8625	0	0	0
MAX	784.6803	654.2185							

TABLE: Base Reactions

Load Case/Co	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
100XX Max	892.1839	21.6079	0	158.4002	7342.6467	10916.6424	0	0	0
100YY Max	25.9222	892.3647	0	7461.3806	193.5737	17581.7098	0	0	0
MAX	892.1839	892.3647							

Fig. 45. Cálculo de Fuerza Horizontal Equivalente

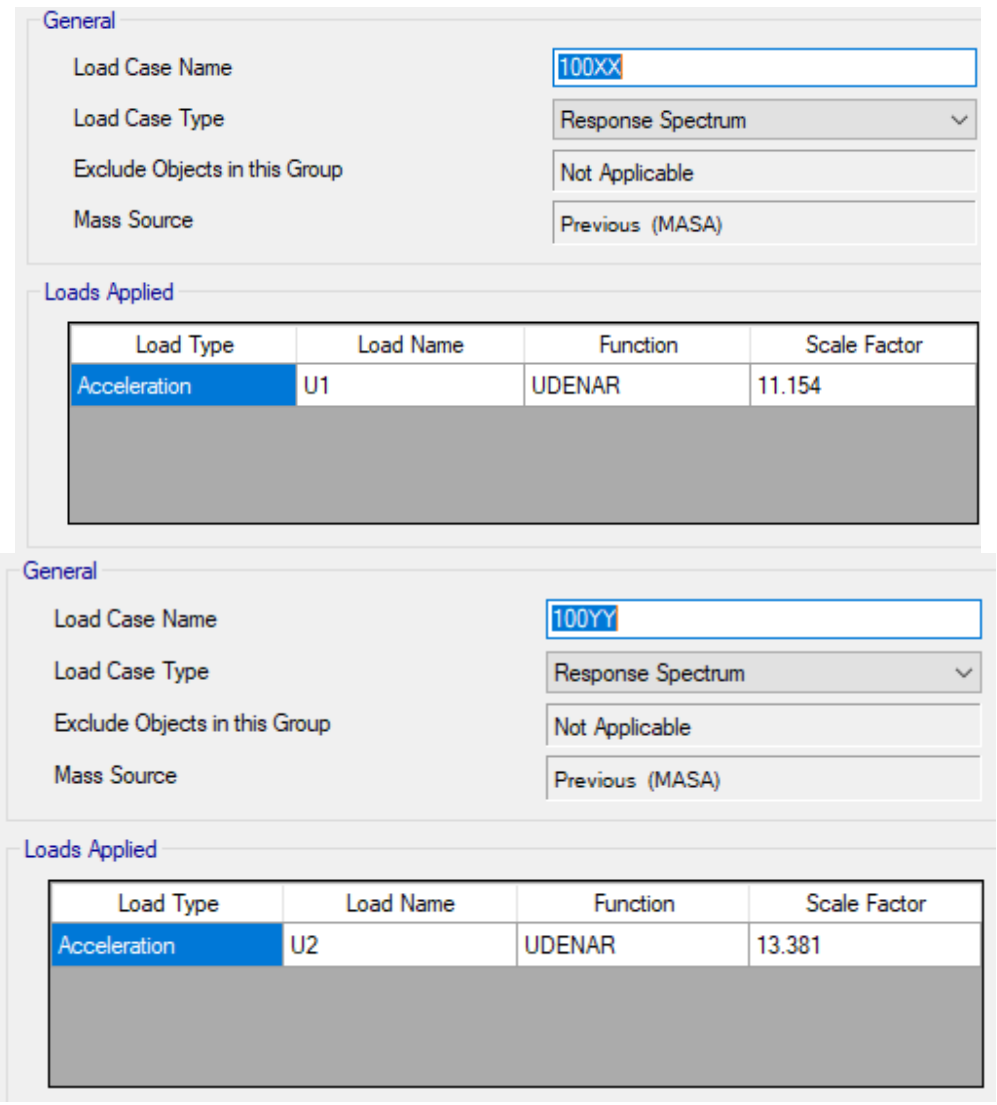


Fig. 46. Ingreso de coeficiente de corrección de cortante basal dinámica.

c) Análisis modal.

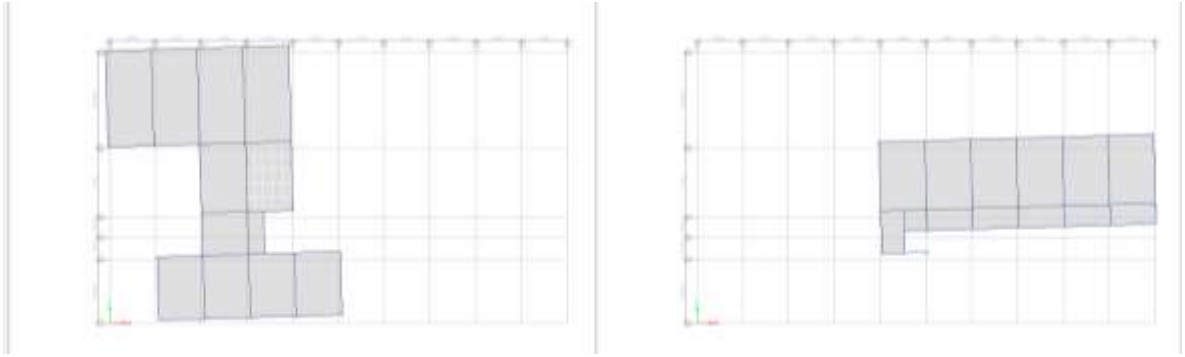


Fig. 47. Modo de vibración 1

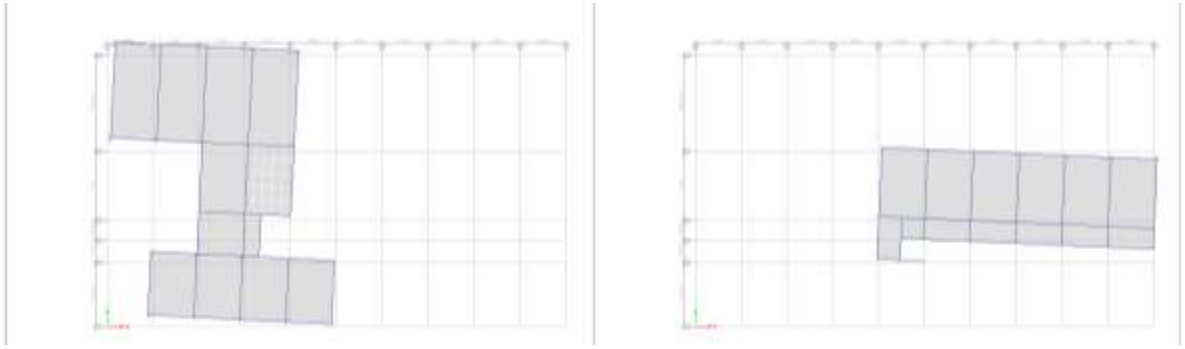


Fig. 48. Modo de vibración 2

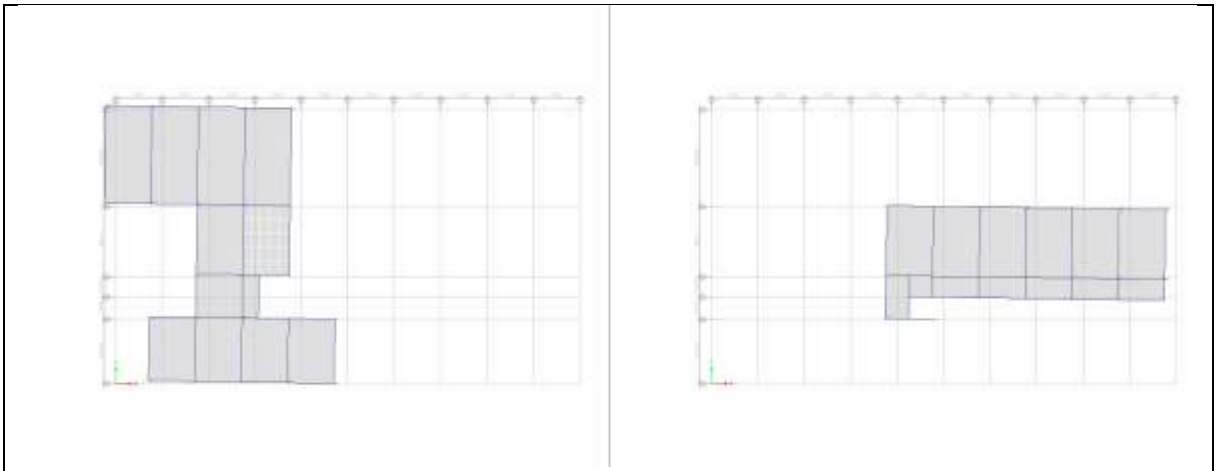


Fig. 49. Modo de vibración 3

TABLA XVII. PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.026	0.0007	0.65	0.0007	0.65	0.0621	0.0003	0.2055	0.0621	0.0003	0.2055
Modal	2	0.954	0.029	0.2	0.0297	0.85	0.1124	0.0052	0.6193	0.1746	0.0056	0.8248
Modal	3	0.936	0.8546	0.0034	0.8843	0.8534	0.0035	0.1153	0.0263	0.178	0.1209	0.8511
Modal	4	0.316	0.0346	0.0379	0.9189	0.8913	0.2857	0.2736	0.0309	0.4637	0.3945	0.882
Modal	5	0.312	0.06	0.026	0.9789	0.9172	0.19	0.5187	0.0119	0.6537	0.9132	0.8938

Los resultados nos muestran que los modos de vibración 1 y 2, arrastran un gran porcentaje de masa en el eje z, convirtiendo a estos modos en torsionales y el modo 3 en traslacional en eje x, el periodo máximo que alcanza la estructura es de 1.026 seg. El cual sobrepasa el máximo permitido por la norma NSR-10 A.4.2 el cual no puede exceder el indicado en dicho capitulo, periodo máximo permitido Cu*Ta cuyo valor es el presentado en la Fig. 45 T=0.6 seg.

d) Análisis de derivas.

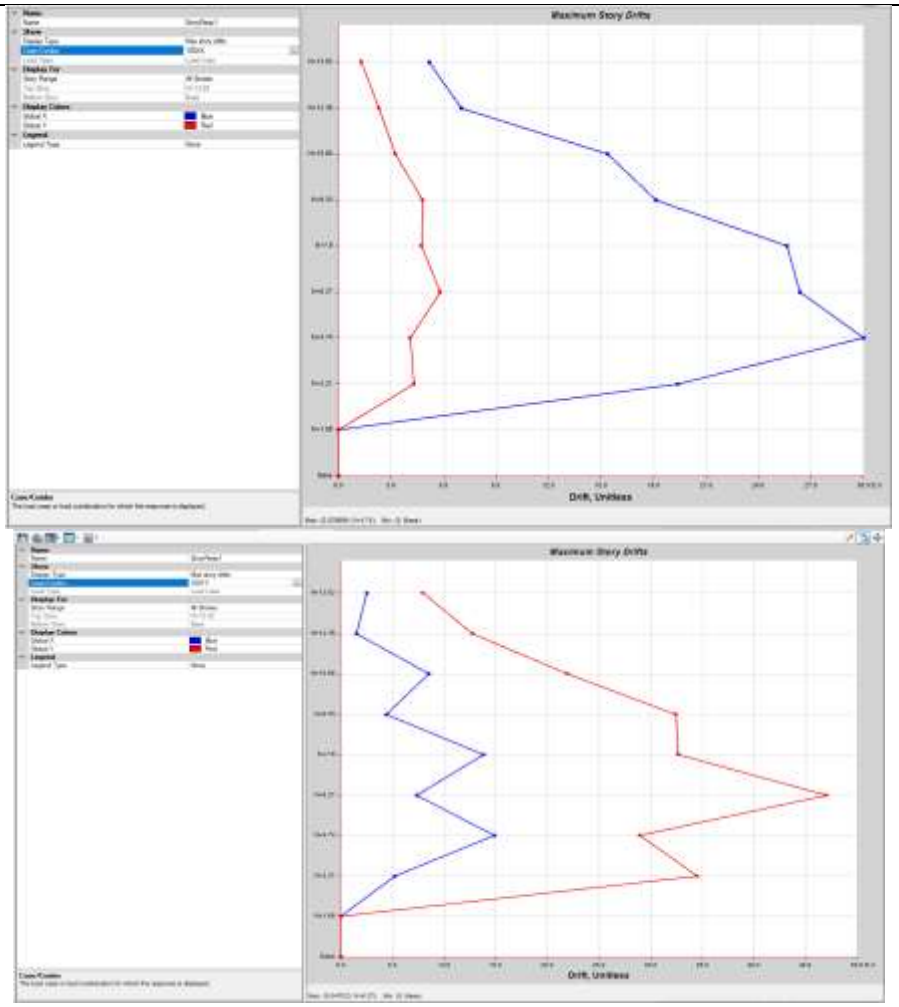


Fig. 50. Derivas en dirección "X" y "Y" aplicando espectro de sismo de 100% en x y en y.

La estructura tiene un desplazamiento máximo porcentual de 2.99% en eje x y un 4.70% correspondiente al eje y.

e) Análisis cuantías mínimas en elementos estructurales

De acuerdo a lo estipulado en el titulo C.10.5 y C.10.9, de la norma Colombia sismorresistente NSR10, el cual plantea área de refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión y límites de refuerzo de elementos sometidos a compresión (columnas), teniendo en cuenta la existencia de planos estructurales los cuales fueron suministrados por la oficina de planeación de la universidad de Nariño. Se procede a realizar un análisis de cumplimiento cuantías mínimas acero, lo cual se refleja en la **tabla 18,19 y 20.**

Ecuación para cálculo de cuantía de diseño en columnas, según NSR-10:

$$\Phi P_{n(max)} = 0.75\Phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right] \qquad (1)$$

Ecuación para cálculo de cuantía de diseño en vigas, según NSR-10:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{F'_c}}{F_y} b_w d \geq \frac{1.4}{F_y} b_w d \qquad (2)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{F'_c}}{F_y} b_w d \geq \frac{14}{F_y} b_w d \qquad (3)$$

$$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{F'_c}}{F_y} b_w d \geq \frac{200}{F_y} b_w d \qquad (4)$$

TABLA XVIII. VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS MÍNIMAS DE ACERO SUPERIOR EN NERVADURAS.

Label	Story	b	h	d	ρ (superior)	ρ minima 0.0033
V3'"-(D'-E)	N+13.92	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VD"-(3"-4)	N+13.92	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VD'"-(3"-3'")	N+13.92	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+12.39	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(J-K)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(I-J)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(H-I)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(F-G)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(G-H))	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(E'-F)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+9.33	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(J-K)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(I-J)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(H-I)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(F-G)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(G-H))	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(E'-F)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+6.27	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(J-K)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(I-J)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(H-I)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(F-G)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(G-H))	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(E'-F)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+3.21	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE

TABLA XIX. VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS MÍNIMAS DE ACERO INFERIOR EN NERVADURAS Y VIGAS

Label	Story	b	h	d	ρ (inferior)	ρ minima 0.0033
V3'''-(D'-E)	N+13.92	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VD''-(3''-4)	N+13.92	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VD'''-(3''-3''')	N+13.92	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+12.39	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V2-(B-C)	N+10.86	0.25	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V2-(D-E)	N+10.86	0.25	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(J-K)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(I-J)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(H-I)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(F-G)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(G-H))	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(E'-F)	N+9.33	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+9.33	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V2-(B-C)	N+7.8	0.25	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V2-(D-E)	N+7.8	0.25	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(J-K)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(I-J)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(H-I)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(F-G)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(G-H))	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(E'-F)	N+6.27	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+6.27	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V2-(B-C)	N+4.74	0.25	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V2-(D-E)	N+4.74	0.25	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(J-K)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(I-J)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(H-I)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(F-G)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(G-H))	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
V3'-(E'-F)	N+3.21	0.1	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE
VE'-(2-3')	N+3.21	0.12	0.35	0.31	0.0032	NO CUMPLE

TABLA XX. VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS MÍNIMAS EN COLUMNAS.

Story	Label	DesignSect	AsMin cm²	As cm²	
N+3.21	C20	C25X30-4	7.5	30.97	SI CUMPLE
N+3.21	C22	C30X35-2	10.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C24	C25X30-3	7.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C25	C25X30-3	7.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C26	C25X30-3	7.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C27	C25X30-3	7.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C28	C25X30-3	7.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C29	C25X30-3	7.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C30	C30X35-2	10.5	22.71	SI CUMPLE
N+3.21	C32	C25X35-1	8.75	16	SI CUMPLE
N+3.21	C33	C25X35-1	8.75	16	SI CUMPLE
N+3.21	C34	C25X35-1	8.75	16	SI CUMPLE
N+3.21	C35	C25X35-1	8.75	16	SI CUMPLE
N+3.21	C36	C25X35-1	8.75	16	SI CUMPLE
N+3.21	C37	C25X35-1	8.75	16	SI CUMPLE
N+3.21	C38	C25X30-4	7.5	30.97	SI CUMPLE

f) Análisis de índices de sobreesfuerzo

De acuerdo a lo planteado en el capítulo A.10 en su aparte A10.4.3 se realiza un análisis para determinar el índice de sobreesfuerzo de cada elemento que compone la estructura y así determinar una posible secuencia de falla la cual será comparada con el método de análisis estático no lineal "PUSHOVER", los resultados del análisis se realizan con la ayuda del software ETABS versión 16.2.1, del cual se tomara las fuerzas a las cuales está sometida la estructura; es decir la demanda y a través de los planos estructurales existentes se velicará la capacidad de resistencia de los elementos. Para así determinar el índice de sobreesfuerzo al que están sometidos. ver **tablas 21, 22 y 23**

Ecuación para cálculo de momento actuante último o momento de diseño:

$$\phi M_n = \phi \rho f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right) b d^2 \qquad (5)$$

TABLA XXI. ÍNDICES DE SOBREESFUERZO EN VIGAS MOMENTO NEGATIVO (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS)

ELEMENTO	PISO	ΦMn	SECCIOON	LOCALIZACION	(-) Moment ton-m	ΦMn*Φc*Φe Ton-m	Indicé de Sobre-esfuerzo y secuencia de falla	(-) Combo	As Top m2	As Suministrada m2
V3-(D-E)	N+4.74	-1.5893	V25X35 J	End-J	-11.9046	-1.017152	11.7	ENVOLVENTE	0.001196	0.00014
V3-(E-F)	N+6.27	-1.3307	V25X35 X	End-J	-9.6273	-0.851648	11.3	ENVOLVENTE	0.000972	0.00012
VB-(4-5)	N+7.8	-1.3307	V25X35 AY	Middle	-8.078	-0.851648	9.49	ENVOLVENTE	0.00082	0.00012
VI-(3-4)	N+6.27	-1.1179	V25X30 BD	Middle	-6.394	-0.715456	8.94	ENVOLVENTE	0.000773	0.00012
VH-(3-4)	N+9.33	-1.1179	V25X30 BD	Middle	-4.9519	-0.715456	6.92	ENVOLVENTE	0.000583	0.00012
VE'-(2-3')	N+6.27	-1.5593	N12X35	End-I	-5.3358	-0.997952	5.35	ENVOLVENTE	0.000537	0.00014
VJ-(3-4)	N+6.27	-2.058	V25X30 BD	Middle	-6.7754	-1.31712	5.14	ENVOLVENTE	0.000819	0.00022
VJ-(3-4)	N+3.21	-2.058	V25X30 BD	Middle	-6.7382	-1.31712	5.12	ENVOLVENTE	0.000815	0.00022
VF-(1-2)	N+7.8	-1.1179	V25X30 AX	Middle	-3.6265	-0.715456	5.07	ENVOLVENTE	0.000408	0.00012
VD-(4-5)	N+4.74	-2.9257	V25X35 AO	Middle	-8.6288	-1.872448	4.61	ENVOLVENTE	0.000874	0.00026
VH-(3-4)	N+6.27	-2.058	V25X30 BD	Middle	-6.0213	-1.31712	4.57	ENVOLVENTE	0.000729	0.00022
VC-(4-5)	N+4.74	-2.9257	V25X35 AS	Middle	-8.4872	-1.872448	4.53	ENVOLVENTE	0.00086	0.00026
VB-(4-5)	N+4.74	-2.9257	V25X35 AY	Middle	-8.4302	-1.872448	4.5	ENVOLVENTE	0.000855	0.00026
VK-(3-4)	N+6.27	-2.058	V25X30 BF	Middle	-5.7292	-1.31712	4.35	ENVOLVENTE	0.000693	0.00022
VK-(3-4)	N+3.21	-2.058	V25X30 BF	Middle	-5.7117	-1.31712	4.34	ENVOLVENTE	0.000691	0.00022
VG-(3-4)	N+6.27	-2.058	V25X30 BD	Middle	-5.6679	-1.31712	4.3	ENVOLVENTE	0.000686	0.00022
VD-(4-5)	N+7.8	-2.9257	V25X35 AO	Middle	-8.0084	-1.872448	4.28	ENVOLVENTE	0.000812	0.00026
VF-(3-4)	N+6.27	-2.058	V25X30 BD	Middle	-5.2169	-1.31712	3.96	ENVOLVENTE	0.00062	0.00022
VE-(1-2)	N+4.74	-2.058	V25X30 AT	Middle	-5.2212	-1.31712	3.96	ENVOLVENTE	0.000621	0.00022
VI-(3-4)	N+9.33	-2.058	V25X30 BD	Middle	-5.1456	-1.31712	3.91	ENVOLVENTE	0.00061	0.00022
VE'-(2-3')	N+3.21	-1.5593	N12X35	End-I	-3.8806	-0.997952	3.89	ENVOLVENTE	0.000394	0.00014

TABLA XXII. ÍNDICES DE SOBREESFUERZO EN VIGAS MOMENTO POSITIVO (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS)

ELEMENTO	PISO	SECCION	LOCALIZACION	ΦMn	(+) Moment ton-m	ΦMn*Φc*Φe Ton-m	Indice de Sobre-esfuerzo y seccuencia de falla	(+) Combo	As Bot m2	As Suministrada m2
VB-(4-5)	N+10.86	V25X35 AY	Middle	2.9257	15.7984	1.872448	8.44	ENVOLVENTE	0.001576	0.00026
VC-(4-5)	N+10.86	V25X35 AS	Middle	2.9257	15.6533	1.872448	8.36	ENVOLVENTE	0.001562	0.00026
VD-(4-5)	N+10.86	V25X35 AO	Middle	2.9257	15.3479	1.872448	8.2	ENVOLVENTE	0.001532	0.00026
VB-(4-5)	N+4.74	V25X35 AY	Middle	2.9257	15.162	1.872448	8.1	ENVOLVENTE	0.001514	0.00026
VB-(4-5)	N+7.8	V25X35 AY	Middle	2.9257	15.096	1.872448	8.06	ENVOLVENTE	0.001508	0.00026
VC-(4-5)	N+4.74	V25X35 AS	Middle	2.9257	14.9165	1.872448	7.97	ENVOLVENTE	0.00149	0.00026
VC-(4-5)	N+7.8	V25X35 AS	Middle	2.9257	14.8631	1.872448	7.94	ENVOLVENTE	0.001485	0.00026
VD-(4-5)	N+4.74	V25X35 AO	Middle	2.9257	14.7655	1.872448	7.89	ENVOLVENTE	0.001475	0.00026
VD-(4-5)	N+7.8	V25X35 AO	Middle	2.9257	14.7254	1.872448	7.86	ENVOLVENTE	0.001471	0.00026
V2-(B-C)	N+4.74	V25X35 E	End-I	2.7626	11.9646	1.768064	6.77	ENVOLVENTE	0.001201	0.00025
VF-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	Middle	2.058	7.6958	1.31712	5.84	ENVOLVENTE	0.00093	0.00022
VG-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	Middle	2.058	7.6732	1.31712	5.83	ENVOLVENTE	0.000927	0.00022
VH-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	Middle	2.058	7.6653	1.31712	5.82	ENVOLVENTE	0.000926	0.00022
VI-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	Middle	2.058	7.6663	1.31712	5.82	ENVOLVENTE	0.000926	0.00022
VJ-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	Middle	2.058	7.6666	1.31712	5.82	ENVOLVENTE	0.000926	0.00022
VE-(4-5)	N+10.86	V25X30 AW	Middle	2.058	7.6348	1.31712	5.8	ENVOLVENTE	0.000923	0.00022
VF-(3-4)	N+3.21	V25X30 BD	Middle	2.058	7.6181	1.31712	5.78	ENVOLVENTE	0.000921	0.00022
VE-(4-5)	N+4.74	V25X30 AW	Middle	2.058	7.5952	1.31712	5.77	ENVOLVENTE	0.000918	0.00022
VG-(3-4)	N+3.21	V25X30 BD	Middle	2.058	7.592	1.31712	5.76	ENVOLVENTE	0.000917	0.00022
VH-(3-4)	N+3.21	V25X30 BD	Middle	2.058	7.5817	1.31712	5.76	ENVOLVENTE	0.000916	0.00022
VI-(3-4)	N+3.21	V25X30 BD	Middle	2.058	7.5829	1.31712	5.76	ENVOLVENTE	0.000916	0.00022
VJ-(3-4)	N+3.21	V25X30 BD	Middle	2.058	7.5867	1.31712	5.76	ENVOLVENTE	0.000917	0.00022

TABLA XXIII. ÍNDICES DE SOBREESFUERZO EN COLUMNAS (RESULTADOS OBTENIDOS DE ETABS)

ELEMENTO	PISO	SECCION	LOCALIZACION	P	IINDICE DE SOBREESFUERZO
E-1	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	56.1078	6.239
D-3	N+4.74	G-3X30-3	Bottom	94.6832	5.893
F-1	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	39.2331	5.876
D-1	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	52.9381	5.781
C-1	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	52.7132	5.66
A-5	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	47.6019	4.987
D-3	N+4.74	G-3X30-3	Top	94.0972	4.834
E-5	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	50.1303	4.731
I-3	N+3.21	G-3X30-3	Bottom	94.523	4.711
B-1	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	40.4793	4.688
D-3	N+7.8	G-3X30-3	Bottom	64.1905	4.571
A-4	N+4.74	G-3X35-1	Bottom	48.6846	4.524
E-4	N+6.27	G-3X35-1	Bottom	66.6608	4.423
D-3	N+7.8	G-3X30-3	Top	63.6044	4.398
H-3	N+3.21	G-3X30-3	Bottom	93.7505	4.325
J-4	N+3.21	G-3X35-1	Bottom	57.8618	4.295
D-2	N+7.8	G-3X30-3	Bottom	54.3685	4.272
C-3	N+4.74	G-3X30-3	Bottom	55.4431	4.259

En el caso de los índices de sobreesfuerzo en columnas estos se calculan mediante el uso del Software ETABS. Introduciendo las secciones y el acero que se encuentra registrado en planos. Se ejecuta el diseño de columnas en modo verificación arrojando como resultado los índices mostrados en la tabla XXIII.

De acuerdo a los valores obtenidos en las tablas XXI-XXIII se procede a realizar una secuencia de falla de los elementos estructurales vigas y columnas, ordenando de manera descendente de mayor a menor según su índice de sobre esfuerzo.

TABLA XXIV. SECUENCIA DE FALLA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

ELEMENTO		PISO	SECCION	INDICE DE SOBRE ESFUERZO Y SECUENCIA DE FALLA
VIGA	V3-(D-E)	N+4.74	V25X35 J	11.7
VIGA	V3-(E-F)	N+6.27	V25X35 X	11.3
VIGA	VB-(4-5)	N+7.8	V25X35 AY	9.49
VIGA	VI-(3-4)	N+6.27	V25X30 BD	8.94
VIGA	VB-(4-5)	N+10.86	V25X35 AY	8.44
VIGA	VC-(4-5)	N+10.86	V25X35 AS	8.36
VIGA	VD-(4-5)	N+10.86	V25X35 AO	8.2
VIGA	VB-(4-5)	N+4.74	V25X35 AY	8.1
VIGA	VB-(4-5)	N+7.8	V25X35 AY	8.06
VIGA	VC-(4-5)	N+4.74	V25X35 AS	7.97
VIGA	VC-(4-5)	N+7.8	V25X35 AS	7.94
VIGA	VD-(4-5)	N+4.74	V25X35 AO	7.89
VIGA	VD-(4-5)	N+7.8	V25X35 AO	7.86
VIGA	VH-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	6.92
VIGA	V2-(B-C)	N+4.74	V25X35 E	6.77
COLUMNA	E-1	N+4.74	G-3X35-1	6.239
COLUMNA	D-3	N+4.74	G-3X30-3	5.893
COLUMNA	F-1	N+4.74	G-3X35-1	5.876
VIGA	VF-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	5.84
VIGA	VG-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	5.83
VIGA	VH-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	5.82
VIGA	VI-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	5.82
VIGA	VJ-(3-4)	N+9.33	V25X30 BD	5.82
VIGA	VE-(4-5)	N+10.86	V25X30 AW	5.8
COLUMNA	D-1	N+4.74	G-3X35-1	5.781

2) Análisis no lineal

a) Método de análisis no lineal estático de plasticidad progresiva push-over.

Para ver la deformación de la estructura por el método Push-over vamos al menú DISPLAY - SHOW DEFORMED SHAPE y en la pestaña desplegable de LOAD CASE escogemos la carga de PUSHX ó PUSHY para que nos muestre la deformación de la estructura por el análisis de PUSH-OVER

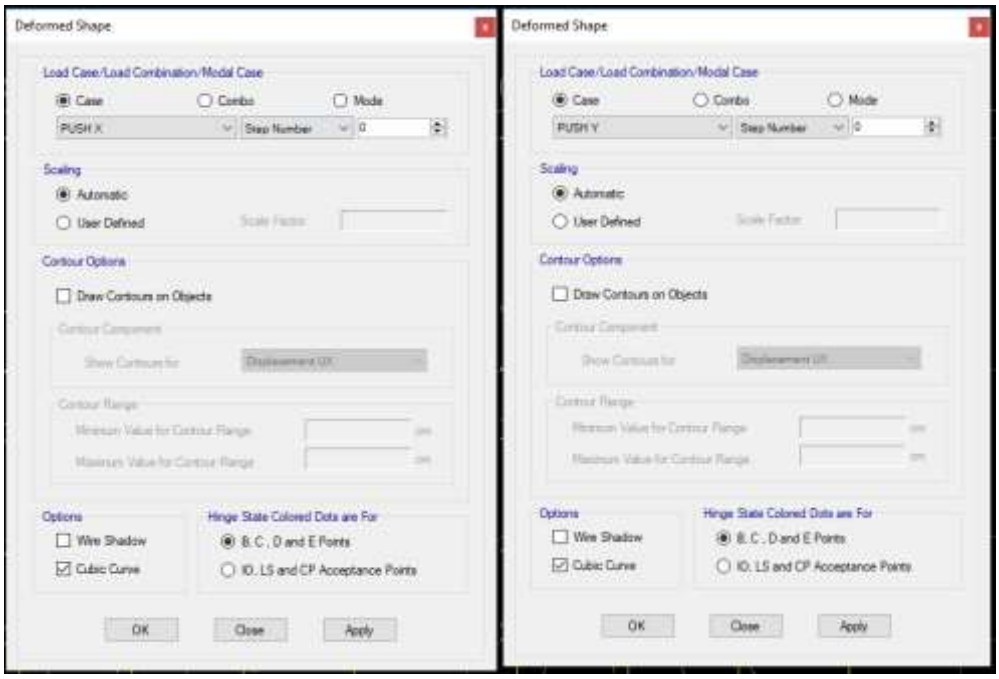


Fig. 51 Ventana para ver la deformación por carga de Push-over

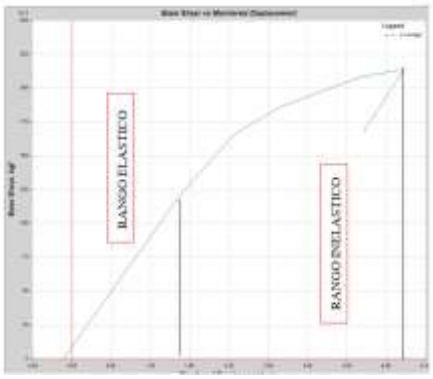


Fig. 52. Curva de capacidad Push-over en el sentido X.

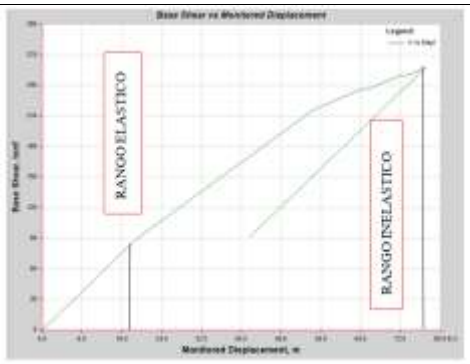


Fig. 53. Curva de capacidad Push-over en el sentido Y.

Se realiza un análisis de la curva de demanda vs la curva de capacidad, mediante el método de los coeficientes planteado en el FEMA 440, los cuales se ejecutan automáticamente a través del software ETABS

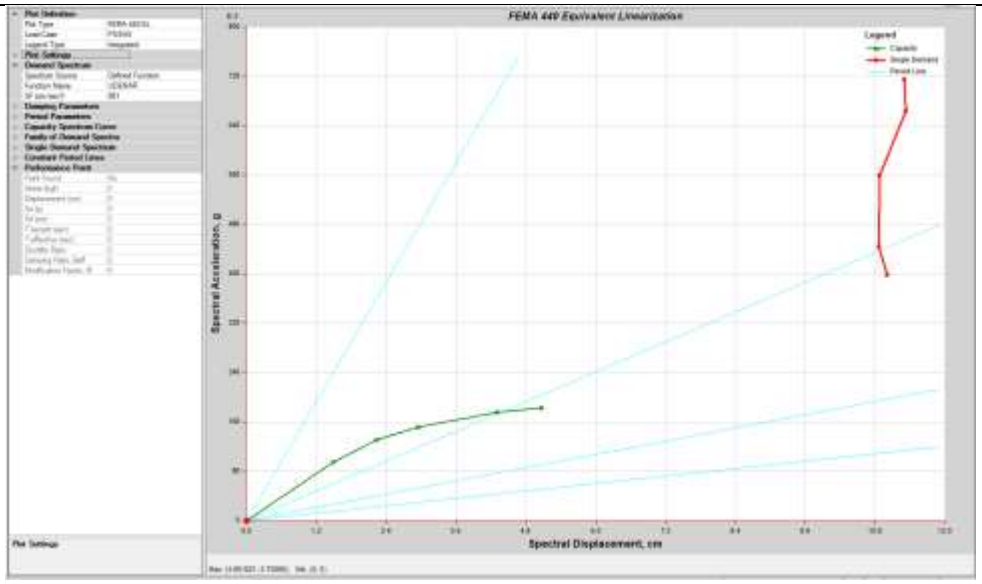


Fig. 54. Curva de capacidad y de demanda push-over en el sentido X, para un sismo de diseño con periodo de retorno 475 años y una aceleración de gravedad de 9.81 m/s2.

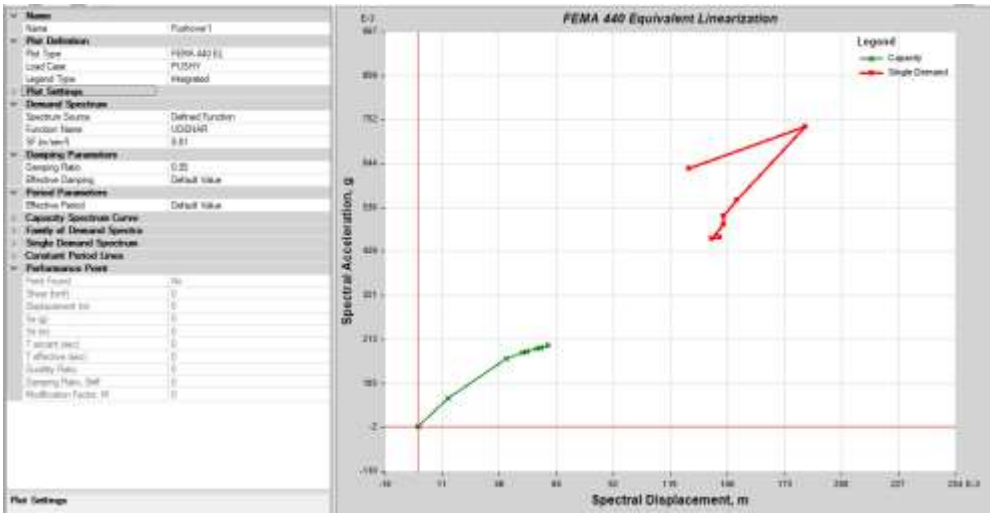


Fig. 55. Curva de capacidad y de demanda push-over en el sentido Y, para un sismo de diseño con un periodo de retorno 475 años y una aceleración de gravedad de 9.81 m/s2.

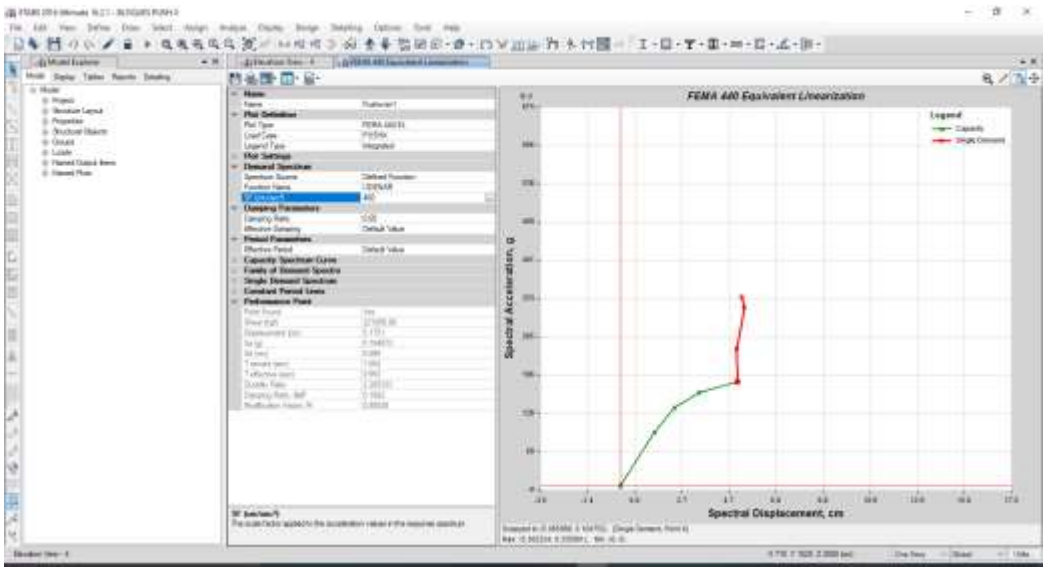


Fig. 56. Curva de capacidad y de demanda push-over en el sentido X, para un sismo de diseño con una aceleración de gravedad de 4.6 m/s2.

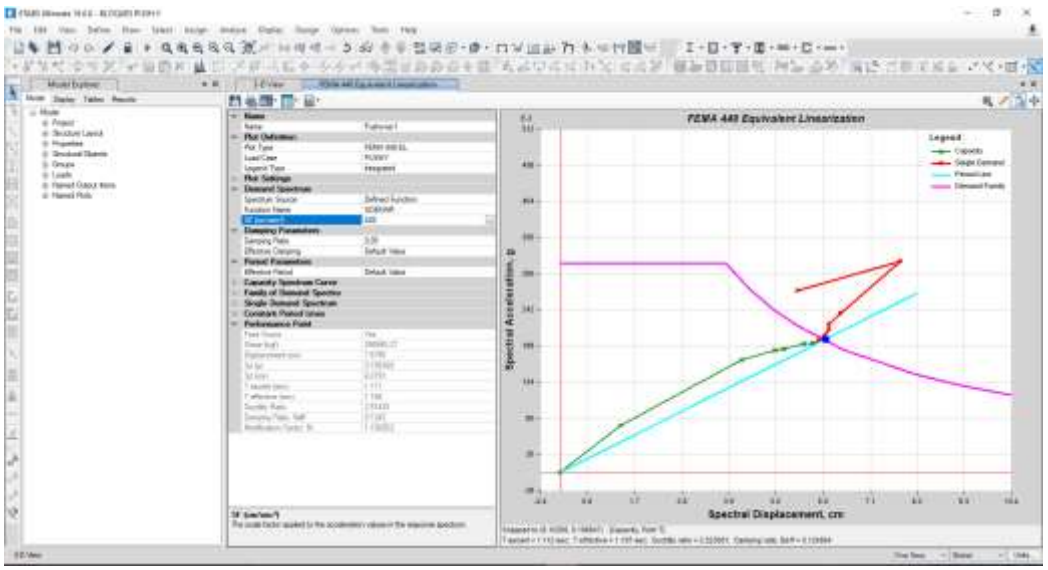


Fig. 57. Curva de capacidad y de demanda push-over en el sentido Y, para un sismo de diseño con una aceleración de gravedad de 4.2 m/s2.

De acuerdo a las **Fig. 53 y 54** podemos observar que no existe punto de intersección entre la curva de demanda y la curva de capacidad, por lo cual no se puede obtener un punto de desempeño. Esto debido a que la demanda estructural excede la capacidad de la estructura.

Las **Fig. 55 y 56** indican la máxima capacidad de aceleración de gravedad a la cual la estructura puede someterse antes de su colapso, este proceso se logra reduciendo la aceleración de gravedad hasta encontrar el punto en que las curvas de capacidad y desempeño se crucen.
Siguiendo el proceso de análisis se procede a verificar la formación de rotulas plásticas en los diferentes empujes progresivos "Step(paso)" los cuales se indicarán mediante escala de colores; el estado de las mismas, partiendo de A, B, C, D y E, donde E es el más crítico.

En las Fig. 57-60 se apreciarán las rotulas plásticas en los extremos de las vigas, las cuales indicaran en color rojo que han llegado a su estado crítico de elasticidad (Análisis de carga push X y push Y). Así mismo rotulas plásticas en estado crítico en los elementos estructurales columnas en la parte inferior de éstas.

Se puede analizar que existe una formación de rotulas plásticas a desplazamientos cortos, además de que se están presentando fallas en los elementos estructurales, que podrían causar una afectación directa a la estructura como se puede verificar en las tablas 24, 25, 26 y 27.

Formación de rotulas con caso de carga PUSH-OVER EN EL SENTIDO X:

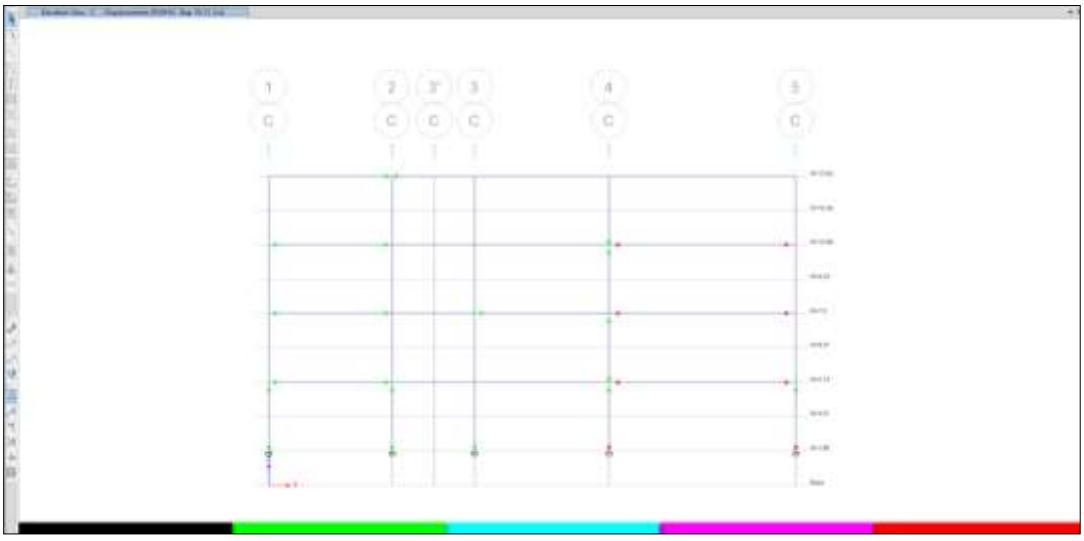


Fig. 58. Formación de rotulas eje C

Fig. 59. Formación de rotulas eje 4

Formación de rotulas con caso de carga PUSH Y:

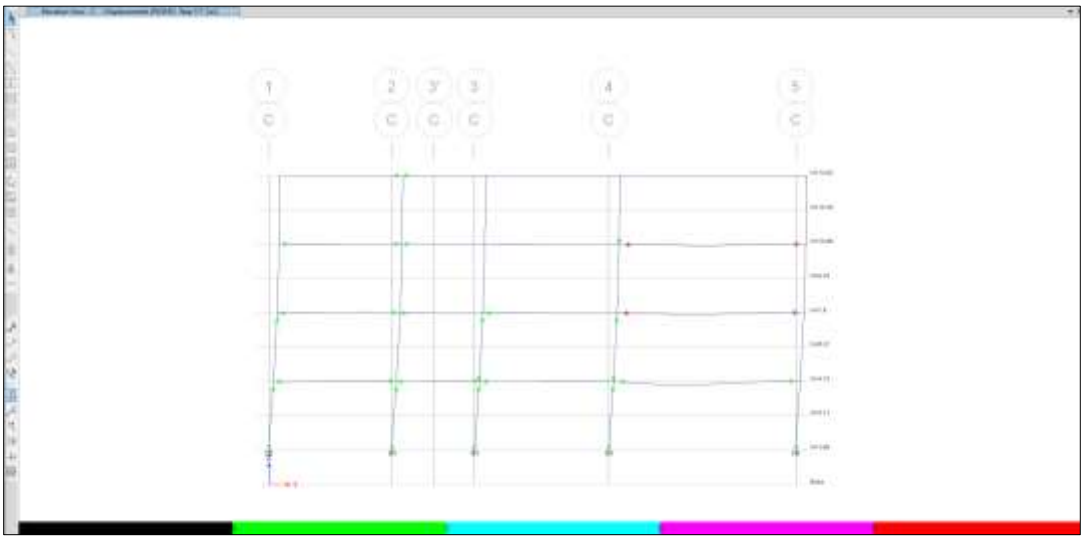


Fig. 60. Formación de rotulas eje C

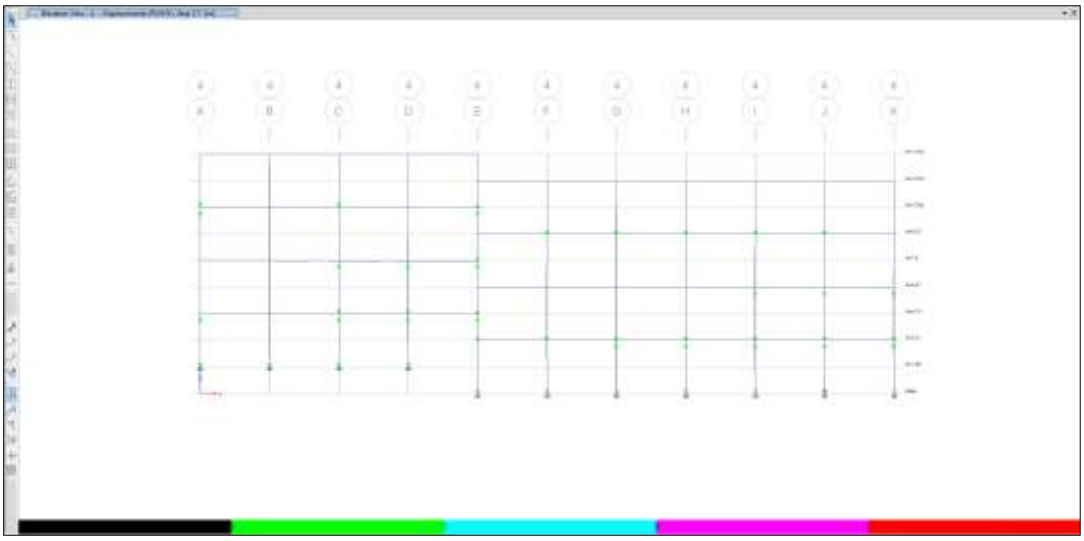


Fig. 61. Formación de rotulas eje 4

TABLA XXV. CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO MONITOREADO PUSH-OVER EN EL SENTIDO X

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement x

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	731	114	1	3	21	798	47	9	16	870
1	0.010024	41.8676	727	118	1	3	21	798	47	9	16	870
2	0.020607	79.1142	669	176	1	3	21	797	47	9	17	870
3	0.027843	89.561	642	203	1	3	21	794	47	9	20	870
4	0.048627	99.5077	629	205	12	3	21	731	87	27	25	870

TABLA XXVI. ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS PUSH-OVER EN EL SENTIDO X

Story	Frame/Wall	Output Case	Rel Dist	Abs Dist	Hinge State	Hinge Status
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	>CP
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	>CP
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7738	>E	LS to CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7738	>E	LS to CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7738	>E	>CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7738	>E	>CP
N+9.33	VG-I EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	D to E	LS to CP
N+9.33	VG-I EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	D to E	LS to CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	LS to CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.575	>E	LS to CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.775	>E	>CP
N+6.27	VG-J EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+6.27	VG-J EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+6.27	VG-I EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	>E	>CP
N+6.27	VG-I EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	>E	>CP
N+6.27	VG-H EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+6.27	VG-H EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+6.27	VG-3' EJE(G-H)	PUSHX	0.05	0.2	C to D	LS to CP
N+6.27	VG-3' EJE(G-H)	PUSHX	0.95	3.8	D to E	LS to CP
N+6.27	VG-3' EJE(G-H)	PUSHX	0.05	0.2	C to D	LS to CP
N+6.27	VG-3' EJE(G-H)	PUSHX	0.95	3.8	D to E	LS to CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5975	>E	>CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7525	>E	>CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5975	>E	>CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7525	>E	>CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5738	>E	>CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7513	>E	>CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5738	>E	>CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7513	>E	>CP
N+4.74	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5738	>E	LS to CP
N+4.74	VG-D EJE (4-5)	PUSHX	0.95	7.7513	>E	>CP
N+4.74	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.05	0.5738	>E	LS to CP
N+4.74	VG-D EJE(4-5)	PUSHX	0.95	7.7513	>E	>CP
N+4.74	COL_A-5	PUSHX	0.05	0.1355	C to D	IO to LS
N+4.74	COL_E-5	PUSHX	0.05	0.1355	C to D	IO to LS
N+4.74	COL_A-4	PUSHX	0.05	0.1355	C to D	IO to LS
N+4.74	COL_C-4	PUSHX	0.05	0.1355	C to D	IO to LS
N+4.74	COL_D-4	PUSHX	0.05	0.1355	C to D	IO to LS
N+3.21	VG-I EJE(3-3')	PUSHX	0.95	1.5675	D to E	LS to CP

TABLA XXVII. CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO MONITOREADO PUSH-OVER EN EL SENTIDO Y.

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	676	162	0	8	24	787	47	25	11	870
1	0.009043	22.8428	676	162	0	8	24	787	47	25	11	870
2	0.032518	74.0913	643	195	0	8	24	783	49	25	13	870
3	0.0541	97.4758	610	227	1	8	24	764	60	29	17	870
4	0.073432	110.3582	584	250	4	8	24	746	71	29	24	870
5	0.073437	110.3735	580	254	4	8	24	746	71	29	24	870
6	0.07345	110.38	579	255	4	8	24	746	71	29	24	870
7	0.071119	102.1278	579	253	5	8	25	744	71	29	26	870

TABLA XXVIII. ESTADO DE ROTULAS PLÁSTICAS PUSH-OVER EN EL SENTIDO X.

Story	Frame/Wall	Output Case	Rel Dist	Abs Dist	Hinge State	Hinge Status
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	LS to CP
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+10.86	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	LS to CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7738	>E	LS to CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7738	>E	LS to CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7738	>E	LS to CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5513	>E	>CP
N+10.86	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7738	>E	LS to CP
N+9.33	VG-K EJE(3-3')	PUSHY	0.05	0.0825	>E	LS to CP
N+9.33	VG-K EJE(3-3')	PUSHY	0.05	0.0825	>E	LS to CP
N+9.33	VG-J EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+9.33	VG-J EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+9.33	VG-I EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	>E	>CP
N+9.33	VG-I EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	>E	>CP
N+9.33	VG-H EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+9.33	VG-H EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	>E	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(J-K)	PUSHY	0.05	0.2	D to E	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(J-K)	PUSHY	0.95	3.8	D to E	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(J-K)	PUSHY	0.05	0.2	D to E	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(J-K)	PUSHY	0.95	3.8	D to E	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(G-H)	PUSHY	0.05	0.2	B to C	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(G-H)	PUSHY	0.95	3.8	D to E	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(G-H)	PUSHY	0.05	0.2	B to C	LS to CP
N+9.33	VG-3' EJE(G-H)	PUSHY	0.95	3.8	D to E	LS to CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	LS to CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	LS to CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	>CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	LS to CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.575	>E	>CP
N+7.8	VG-D EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.775	>E	LS to CP
N+7.8	COL_D-4	PUSHY	0.95	2.5745	B to C	LS to CP
N+6.27	VG-J EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	D to E	LS to CP
Story	Frame/Wall	Output Case	Rel Dist	Abs Dist	Hinge State	Hinge Status
N+6.27	VG-J EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	D to E	LS to CP
N+6.27	VG-I EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	D to E	LS to CP
N+6.27	VG-I EJE(3-3')	PUSHY	0.95	1.5675	D to E	LS to CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5975	>E	>CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7525	>E	LS to CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5975	>E	>CP
N+4.74	VG-B EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7525	>E	LS to CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5738	B to C	LS to CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.95	7.7513	B to C	LS to CP
N+4.74	VG-C EJE(4-5)	PUSHY	0.05	0.5738	B to C	LS to CP

VIII. CONCLUSIONES

Sin duda, los estudios de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico son un tema delicado por las graves consecuencias que realmente conllevan los eventos sísmicos, ya que no sólo afecta al comportamiento de las estructuras, sino que causan la pérdida de vidas humanas, la paralización de la actividad normal de la ciudad y una gran cantidad de efectos colaterales.

De acuerdo al análisis realizado se puede inferir que las estructuras no tienen una configuración optima, lo cual nos lleva a tener una edificación altamente torsional con una mala respuesta ante sismos.

Las curvas obtenidas de los modelos analizados y la aplicación de la metodología para los bloques II y III de la universidad de Nariño a partir de simulación numérica apuntan hacia un nivel de daño entre extenso y colapso. Este elevado daño esperado puede ser razonable debido a la gran demanda sísmica que existe por la alta sismicidad que se presenta en la ciudad.

Al mencionar anteriormente que las estructuras arrojan un nivel de daño considerable debido a la alta sismicidad que se presenta en la región, también es imperioso mencionar que las estructuras son considerablemente antiguas y que su conformación estructural no cumple con estándares de normatividad actual y por lo cual se consideran como estructuras que han cumplido su funcionalidad estructural.

La vulnerabilidad de los edificios de la ciudad de Pasto se encuentra entre moderada y alta debido a la alta demanda sísmica.

De acuerdo al análisis lineal obtenido con el espectro elástico, es decir sin reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía "**R"** es del 2.99% en el sentido X y del 4.70% en el sentido Y, lo cual sobrepasa lo estipulado en el titulo A.6.4 "LIMITES DE DERIVA" tabla A.6.4-1l la cual para el tipo de estructura analizada es del 1%.

Su periodo calculado se encuentra fuera del máximo permitido en la norma NSR-10 capitulo A.4.2 "PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACION", el cual es de T=0.6seg, mientras el calculado es de 1.026seg. presentando una baja rigidez en sus elementos.

Las curvas obtenidas en las Fig. 55 y 56, nos muestran que no hay una intersección entre la demanda y capacidad de la estructura, esto indica que la estructura no es capaz de resistir un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años y una aceleración de 9.81 m/seg^2 de acuerdo a la ATC 40.

Las curvas obtenidas a partir de la modelización de los edificios de la universidad de Nariño ponen de manifiesto la vulnerabilidad de estos edificios cuando se someten a acciones sísmicas de diseño, haciendo esperar daños superiores a los previstos según SEAOC (STRUCTURAL ENGINIEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA), los cuales se encontrarían dentro del nivel de daño extenso y un nivel de desempeño en pre-colapso, con características de daño estructural severo, en la proximidad del colapso de la estructura, colocando en riesgo la vida de sus ocupantes.

De acuerdo a lo analizado en las Fig. 55 y 56 se puede inferir que la fracción de sismo máximo a la que puede someterse las estructuras de los bloques II y III de la universidad de Nariño corresponden a un sismo de servicio, cuya magnitud puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño, en los casos de análisis estos valores son de 4.6 m/s^2 para el sentido x y 4.20m/s^2 para el sentido y, los cuales de acuerdo al ATC 40 corresponde a un movimiento del terreno con probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Este se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de las estructuras.

Tenemos que mencionar algo a favor de los métodos propuestos por el ATC-40 y FEMA-440 y es que utiliza un factor de reducción de la demanda símica propia a cada estructura.

Al comparar el análisis lineal y el análisis no lineal, cabe resaltar las diferencias en las secuencias de falla de los elementos estructurales esta discrepancia entre ellos puede deberse a los rangos en los que se analizan. Siendo que el método lineal abarca solo el comportamiento elástico de los elementos estructurales y el método no lineal se basa en un comportamiento inelástico, aun así, en los dos métodos se observa una falla inicial en las vigas de los niveles intermedios seguidas de una falla en las columnas también ubicadas en estos niveles. Estas fallas pueden ser causadas por la falta de sección, falta de área de refuerzo tanto transversal como longitudinal, altas deflexiones en elementos horizontales (vigas).

El espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas:

La respuesta estructural máxima del sistema.

Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.

s fundamental transferir los resultados obtenidos de posteriores estudios más profundos a los organismos con responsabilidad de gestión de la protección civil y en la planificación y gestión de emergencias, para elaborar planes de emergencia viables.

Analizar que después de sobrepasar el rango elástico, una estructura empieza a degradarse. Cuando los elementos principales pierden resistencia, transfieren sus solicitaciones a otros elementos en mejor estado para lograr que la estructura global conserve su estabilidad. Al alcanzar el punto de desempeño la estructura se hace inestable y es necesario intervenir para evitar pérdidas tanto de vidas, como económicas.

IX. RECOMENDACIONES

De la experiencia recogida en este trabajo se pone de manifiesto la dificultad de este tipo de estudios de riesgo sísmico a nivel urbano dado que requieren la colaboración de entidades involucradas en la obtención y mantenimiento de una gran cantidad de datos. Sin embargo, a nuestro entender la rentabilidad potencial de este tipo de estudios es alta ya que apuntan directamente hacia la reducción del riesgo. La única herramienta disponible eficaz para reducir el daño sísmico reside en la disminución de la vulnerabilidad de las edificaciones y ello pasa por un conocimiento de la misma. Las principales recomendaciones y líneas de investigación sugeridas por el presente estudio se recogen en dos apartados como en el caso de las conclusiones incluyendo otros aspectos finales.

:

:

REFERENCIAS

[1]. NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10. “Capitulo A.2- Zonas de Amenaza Sísmica y Movimientos Sísmicos de Diseño”.

[2]. J. Oviedo. “Riesgo sísmico”. Revista EIA, ISSN 1794-1237, Número 11, p. 51-63. 2009.

[3]. NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10. “Capitulo A.2- Zonas de Amenaza Sísmica y Movimientos Sísmicos de Diseño”.

[4]. A. Barbat. “Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. aplicación a Barcelona”. España: Catedrático de Universidad Politécnica de Cataluña.

[5]. A. Caballero. “Determinación de la vulnerabilidad sísmica por medio del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el centro histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del sistema de información informática”. Tesis de Maestría. Bogotá: s.n. s.f.

[6]. NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10. A.10.4.4– “Metodologías Alternas”.

[7]. E. Murillo. “Análisis del método modal PUSH-OVER” y su incidencia en el Cálculo de Pórticos de Hormigón armado en el Cantón de Ambato”

[8]. “Agencia Federal para el Manejo de Emergencia, que se dedica a la prevención y mitigación de desastres naturales”.

[9]. E. Murillo. “Acerca de los usos y las limitaciones de los análisis de push-over”. Articulo basado en la ponencia usos de los análisis de push-over presentada por el Ing. Juan Carlos Reyes de la universidad de los Andes en el VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Bucaramanga: s.n., s.f.

[10]. FEMA 440. “Agencia Federal para el Manejo de Emergencia, Mejora de procedimientos de análisis sísmicos no lineal estático”.

[11]. E. Murillo. “Análisis del método modal PUSH-OVER” y su incidencia en el Cálculo de Pórticos de Hormigón armado en el Cantón de Ambato”

[12]. FEMA 440. “Agencia Federal para el Manejo de Emergencia, Mejora de procedimientos de análisis sísmicos no lineal estático”.

[13]. ATC 40 (Applied Technology Council) Consejo de Tecnología Aplicada.

[14]. ASCE 41. “Evaluación sísmica y reforzamiento de edificaciones existentes”.

[15]. UNIVERSIDAD DE NARIÑO. “Información general”. Facultad de Ciencias Sociales y Humanas. Obtenido de http://facultades.udenar.edu.co/facultad-de-ciencias-humanas/

[16]. I. Hernández. “Método para determinar el índice Esclerométrico en El concreto Endurecido”. Norma INVE 413-07.

[17]. NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE - NSR-10. Capitulo B.3 Cargas Muertas.

ANEXOS

[ARCHIVOS ADJUNTOS PDF]