

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL
DE UN CENTRO COMERCIAL SOMETIDO A LOS
SISMOS DE LOS AÑOS 1966, 1970 Y 1974 EN EL
DISTRITO DE CERCAO DE LIMA**

**TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

Bach. CESAR HUMBERTO LOPEZ PAZOS

Bach. JILMER MANUEL MIRANDA HUAMÁN

ASESOR: Dr. VIRGILIO ALEJANDRO PEÑA HARO

LIMA – PERÚ

AÑO : 2015

DEDICATORIA

Este proyecto se lo dedico a mis
padres y hermanos por su
incondicional apoyo

Cesar Humberto Lopez Pazos

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis padres, familia por el apoyo y respaldo brindado durante todos estos años de formación profesional

Jilmer Manuel Miranda Huamán

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a todas personas que han influenciado sobre nosotros, brindándonos su apoyo y consejos para lograr cumplir esta etapa de formación profesional.

A nuestro asesor Ing. Virgilio Peña, quien con toda su experiencia profesional supo guiarnos durante el desarrollo del proyecto de tesis.

De igual modo un agradecimiento mutuo entre ambos integrantes del grupo, por las experiencias y tiempo compartido e invertido al desarrollar la investigación.

Los Alumnos

INDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.1. Descripción de la realidad problemática	2
1.2. Formulación del problema	2
1.2.1. Problema principal	2
1.2.2. Problemas específicos	3
1.3. Objetivos de la investigación	3
1.3.1. Objetivo principal.....	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Justificación de la investigación.....	3
1.5. Limitaciones de la Investigación	4
1.6. Viabilidad de la investigación.....	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1. Antecedentes de la investigación	6
2.1.1. Antecedentes en el ámbito nacional	6
2.1.2. Antecedentes en el ámbito internacional	8
2.2. Bases teóricas	11
2.2.1. Comportamiento elastoplásticos	11
2.2.2. Concreto armado: propiedades y comportamiento	12
2.2.3. Sistemas Estructurales	24
2.2.4. Criterios de falla de los materiales	26
2.2.5. Análisis Lineal – Elástico.....	31
2.2.6. Análisis No Lineal – Inelástico.....	33
2.2.7. Capacidad estructural	37
2.3. Formulación de hipótesis.....	39

2.3.1. Hipótesis general	39
2.3.2. Hipótesis nula.....	40
2.3.3. Hipótesis específicas	40
2.3.4. Variables	40
2.3.5. Definición conceptual de variables.....	40
2.3.6. Operacionalización de variables	41
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA.....	42
3.1. Diseño de la investigación	42
3.2. Población y muestra	42
3.3. Operacionalización de las variables	43
3.4. Técnicas de recolección de datos.....	44
3.4.1. Descripción de los instrumentos	44
3.4.2. Validez y confiabilidad de los instrumentos.....	44
3.5. Técnicas para el procesamiento y análisis de los datos	45
3.5.1. Descripción de la edificación.....	45
3.5.2. Cargas de gravedad.....	46
3.5.3. Parámetros sísmicos.....	48
3.5.4. Análisis estático de fuerzas equivalentes.....	50
3.5.5. Consideraciones elastoplásticas	54
3.5.6. Análisis no lineal estático	57
3.5.7. Análisis tiempo historia	62
3.6. Aspectos éticos.....	64
CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	65
4.1. Análisis e interpretación de los resultados.....	65
4.1.1. Resultados considerando Norma E.030 (2006)	65
4.1.2. Resultados considerando Norma E.030 (2014)	68

4.1.3. Resultados considerando registros históricos	72
4.2. Resultados de la investigación	79
4.2.1. Capacidad estructural	79
4.2.2. Deformaciones y mecanismos de falla.....	81
4.2.3. Análisis tiempo historia	82
4.2.4. Respuesta simultanea.....	83
4.3. Contrastación de hipótesis	85
CONCLUSIONES	86
RECOMENDACIONES	87
FUENTES DE INFORMACIÓN	88
ANEXOS	90
Anexo 1. Matriz de consistencia	91
Anexo 2: Cálculo de la Curva de Capacidad	92
Anexo 3: Análisis tiempo – historia	102
Anexo 4: Planos y esquemas	113

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curva esfuerzo-deformación unitaria	11
Figura 2. Principio de Navier - Bernoulli	13
Figura 3. Diagramas Esfuerzo-Deformación del concreto y acero a compresión.....	14
Figura 4. Curva de Esfuerzo – Deformación a compresión del concreto armado a compresión según los códigos ACI	17
Figura 5. Diagrama de Esfuerzo – Deformación del concreto y acero a compresión y tracción	18
Figura 6. Diagramas Esfuerzo – Deformación del concreto y acero a tracción.	19
Figura 7. Curva de Esfuerzo – Deformación a tracción.....	20
Figura 8. Viga cargada por etapas	21
Figura 9. Sección de viga durante primer rango a flexión	22
Figura 10. Sección de viga durante segundo rango a flexión	22
Figura 11. Curva de Esfuerzo – Deformación a flexión.....	23
Figura 12. Sistema estructural aporticado.....	24
Figura 13. Sistema de muros estructurales.....	25
Figura 14. Sistema estructural dual.....	26
Figura 15. Representación gráfica de la Teoría de Tresca	27
Figura 16. Representación gráfica de la Teoría de Von Misses.....	28
Figura 17. Representación gráfica de la Teoría de la Fricción Interna.....	29
Figura 18. Representación gráfica de la Teoría del Máximo Esfuerzo Normal .	30
Figura 19. Representación gráfica de la Teoría de Coulomb – Mohr Frágil.....	31
Figura 20. Representación gráfica de un sistema de un grado de libertad sometido a fuerzas laterales equivalentes	32
Figura 21. Ejemplo de espectro de diseño de acuerdo a proyecto de Norma E.030-2014.....	33
Figura 22. Desplazamientos laterales relativos permisibles.....	34
Figura 23. Ejemplo de registro de aceleraciones (acelerograma)	34
Figura 24. Ejemplo de diagrama de histéresis	38
Figura 25. Degradación de rigideces de una estructura.....	38
Figura 26. Ejemplo de una curva de capacidad estructural	39

Figura 27. Vista 3D del edificio considerado para el análisis	46
Figura 28. Pseudoespectros de aceleraciones	49
Figura 29. Vista en planta de la edificación.....	50
Figura 30. Esquema del pórtico del Eje E	51
Figura 31. Esquema del pórtico del Eje 4	53
Figura 32. Direcciones de análisis sísmico	55
Figura 33. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje E (E.030-2006)	57
Figura 34. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje E (E.030-2014).....	58
Figura 35. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje 4 (E.030-2006)	58
Figura 36. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje 4 (E.030-2014)	59
Figura 37. Carga rampa de sismo en el Eje E (E.030-2006).....	60
Figura 38. Carga rampa de sismo en el Eje E (E.030-2014).....	60
Figura 39. Carga rampa de sismo en el Eje 4 (E.030-2006)	61
Figura 40. Carga rampa de sismo en el Eje 4 (E.030-2014)	61
Figura 41. Acelerograma de sismo del año 1966.....	62
Figura 42. Acelerograma de sismo del año 1970.....	63
Figura 43. Acelerograma de sismo del año 1974.....	63
Figura 44. Curva de capacidad de pórtico en eje E (E.030-2006).....	65
Figura 45. Curva de capacidad de pórtico en eje 4 (E.030-2012)	67
Figura 46. Curva de capacidad de pórtico en eje E (E.030-2014).....	69
Figura 47. Curva de capacidad de pórtico en eje 4 (E.030-2014)	71
Figura 48. Respuesta sísmica al evento de 1966 en el eje E	73
Figura 49. Respuesta sísmica al evento de 1966 en el eje 4.....	74
Figura 50. Respuesta sísmica al evento de 1970 en el eje E	75
Figura 51. Respuesta sísmica al evento de 1970 en el eje 4.....	76
Figura 52. Respuesta sísmica al evento de 1974 en el eje E	77
Figura 53. Respuesta sísmica al evento de 1974 en el eje 4.....	78
Figura 54. Análisis de curva de capacidad en el Eje E	79
Figura 55. Análisis de curva de capacidad en el Eje 4.....	80
Figura 56. Deformada en la dirección del Eje E	81
Figura 57. Deformada en la dirección del Eje 4	82
Figura 58. Relación Cortante basal – Desplazamientos en el Eje E	83

Figura 59. Relación Cortante basal – Desplazamientos en el Eje 4.....84

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Esfuerzos y deformaciones elásticas del concreto.....	15
Tabla 2. Operacionalización de las variables.....	41
Tabla 3. Operacionalización de la variable independiente.....	43
Tabla 4. Operacionalización de la variable dependiente.....	43
Tabla 5. Cargas muertas.....	47
Tabla 6. Cargas vivas.....	47
Tabla 7. Combinaciones de carga.....	48
Tabla 8. Parámetros sísmicos según Norma E.030-2006.....	48
Tabla 9. Parámetros sísmicos según Norma E.030-2014.....	49
Tabla 10. Metrado de cargas en pórtico del eje E.....	52
Tabla 11. Fuerzas laterales en el eje E según E.030-2006.....	52
Tabla 12. Fuerzas laterales en el eje E según E.030-2014.....	52
Tabla 13. Metrado de cargas en pórtico del eje 4.....	53
Tabla 14. Fuerzas laterales en el eje 4 según E.030-2006.....	54
Tabla 15. Fuerzas laterales en el eje 4 según E.030-2014.....	54
Tabla 16. Propiedades de los elementos del Pórtico E en el eje Y.....	56
Tabla 17. Propiedades de los elementos del Pórtico 4 en el eje X.....	56
Tabla 18. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje E (E.030-2006)	66
Tabla 19. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje E (E.030-2006).....	66
Tabla 20. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje 4 (E.030-2006)	67
Tabla 21. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje 4 (E.030-2006).....	68
Tabla 22. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje E (E.030-2014)	69
Tabla 23. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje E (E.030-2014).....	70
Tabla 24. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje 4 (E.030-2014)	71
Tabla 25. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje 4 (E.030-2014).....	72
Tabla 26. Distorsiones en el Eje E debido a sismo de 1966.....	73
Tabla 27. Distorsiones en el Eje 4 debido a sismo de 1966.....	74

Tabla 28. Distorsiones en el Eje E debido a sismo de 1970	75
Tabla 29. Distorsiones en el Eje 4 debido a sismo de 1970.....	76
Tabla 30. Distorsiones en el Eje E debido a sismo de 1974	77
Tabla 31. Distorsiones en el Eje 4 debido a sismo de 1974.....	78
Tabla 32. Resultados Análisis Tiempo - Historia.....	82
Tabla 33. Comparación de fuerzas cortantes resistentes y actuantes	84

RESUMEN

La presente investigación se realizó para evaluar la capacidad estructural de un centro comercial conformado por pórticos dúctiles de concreto armado.

Mediante el empleo del análisis no lineal estático se determina la capacidad estructural de un comercial, con fines de evaluación, se compara la resistencia máxima de la edificación con la demanda sísmica obtenida de los registros históricos de los sismos de los años 1966, 1970 y 1974 mediante el análisis tiempo-historia.

La metodología para el desarrollo del estudio es cuantitativa ya que los sismos y la capacidad estructural pueden ser cuantificables; del tipo descriptiva ya que tiene por finalidad describir el comportamiento de la estructura ante las solicitaciones sísmica; del tipo explicativa ya que evaluamos la capacidad estructural de la edificación y las solicitaciones sísmica ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974. El diseño de la investigación es experimental, ya que se manipulan los datos de los registros sísmicos históricos para obtener el comportamiento de la estructura; del tipo correlacional, ya que comparamos la capacidad estructural de la edificación y las solicitaciones sísmicas ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974; retrospectiva, ya que los registros sísmicos fueron obtenidos en el pasado; transversal, ya que el sismo y la capacidad estructural solo serán evaluadas una sola vez.

Debido al planteamiento estructural sismo resistente de la edificación, se concluye que ésta no es capaz de resistir las solicitaciones sísmicas registradas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974

PALABRAS CLAVE

Concreto armado, pórticos, pushover, rótulas plásticas, histéresis, curva de capacidad, acelerograma, análisis tiempo-historia, sismo

ABSTRACT

This research was performed to evaluate the structural capacity of a shopping center comprised of ductile reinforced concrete frames.

By using the static nonlinear structural analysis capabilities of a trade is determined, for evaluation purposes, the maximum strength of the building compared to the seismic demand derived from historical records of earthquakes in the years 1966, 1970 and 1974 by the time-history analysis.

The methodology for the development of the study is quantitative as the earthquakes and structural capacity can be measurable; since the descriptive is to describe the behavior of the structure under seismic action; type of explanatory and we evaluate the structural capacity of the building and seismic action earthquakes occurred in the years 1966, 1970 and 1974. The research design is experimental, because the data of historical seismic records are manipulated to obtain the behavior of the structure; the correlational because we compare the structural capacity of the building and seismic earthquakes occurred in the years 1966, 1970 and 1974; retrospective because seismic records were obtained in the past; transversal as the earthquake and the structural capacity will only evaluated once.

Due to the earthquake resistant structural design of the building, we conclude that it is unable to withstand seismic earthquakes recorded in the years 1966, 1970 and 1974

KEYWORDS

Reinforced concrete frames, pushover, plastic hinges, hysteresis curve capacity, ground motion, time-history analysis, earthquake.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo, se ha centrado en la aplicación de un método de análisis no lineal para determinar la respuesta estructural de la edificación en mención.

Por su ubicación geográfica el Perú es un país con una alta ocurrencia de sismos, nos encontramos ubicados en el borde occidental de la placa sudamericana donde colinda y se produce la subducción de la placa de Nazca.

A lo largo de la historia se ha conocido de la ocurrencia de sismos muy devastadores como los ocurridos en los años 1966, 1970 y 1974; los registros de aceleraciones tomados para dichos eventos han sido procesados y aplicados para evaluar el comportamiento de una nueva estructura y así comparar los valores obtenidos con la capacidad estructural de la edificación.

El desarrollo de la investigación se realizó mediante un esquema el cual consiste en realizar la descripción teórica de los conceptos, teorías e investigaciones previamente realizadas, luego se escoge y describe una edificación modelo para realizar la evaluación de la capacidad estructural, se describen las cargas de gravedad de acuerdo al uso de la edificación, y de igual modo se identifican los parámetros sísmo resistentes, se identifica las propiedades elásticas y plásticas de las secciones que conforman la estructura, las propiedades elastoplásticas de los materiales, con todos los datos previos se procede a realizar el modelo matemático considerando

Luego de realizar el modelo matemático y procesarlo mediante el análisis estático no lineal y tiempo historia, se obtiene la curva de capacidad de la estructura y las demandas máximas de los registros sísmicos respectivamente.

Finalmente, se presenta los resultados, conclusiones y recomendaciones de la investigación.

Adicionalmente, en los anexos se presenta la matriz de consistencia de la investigación, las guías de desarrollo, planas y esquemas de la edificación tomada como ejemplo

CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad problemática

En nuestro país, situado en una zona de alta sismicidad, al producirse un evento sísmico pone en evidencia el comportamiento, desempeño y vulnerabilidad de las edificaciones.

Las estructuras sometidas a eventos sísmicos son capaces de deformarse y disipar energía, debido al comportamiento elastoplástico de los materiales usados en la construcción de edificaciones, ya sea de concreto armado o de acero estructural.

El diseño estructural clásico, considera el comportamiento lineal o elástico en el análisis de una edificación, puede resultar ser muy costoso ya que se proporciona mayor resistencia y rigidez del sistema estructural para satisfacer las distorsiones límites expresados en la norma sismo resistente.

La normativa sismo resistente nacional, Norma E.030, no profundiza en metodologías ni conceptos de análisis no lineal para la evaluación de edificaciones existentes.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema principal

¿En qué medida la capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, resisten las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cómo determinar las fuerzas sísmicas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, sobre los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial?
- ¿Cómo determinar la fuerza cortante resistente de los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial en el distrito de Cercado de Lima?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo principal

Evaluar si la capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, resisten las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar las fuerzas sísmicas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, sobre los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial.
- Determinar la fuerza resistente máxima de los pórticos principales en cada dirección de análisis del Centro Comercial.

1.4. Justificación de la investigación

- Conveniencia

La investigación sirve para evaluar la máxima demanda resistente de los pórticos principales en cada dirección de análisis de una estructura diseñada mediante procedimientos lineales dinámicos y verificar su comportamiento.

- Relevancia social

Las conclusiones y recomendaciones fruto de esta investigación servirán para confrontar y evaluar los procedimientos actuales de diseño de edificaciones, consecuentemente los beneficiarios seremos todos nosotros ya que habitaremos en edificaciones más seguras.

- Implicancias prácticas

La investigación representa un aporte para todo profesional de los rubros del diseño estructural, construcción y profesiones afines, para plasmar adecuadamente la distribución de elementos sismo resistentes y sistemas estructurales de una edificación desde su concepción como idea.

- Alcances

Obtención de la curva de capacidad estructural de una edificación.

Obtención de la demanda sísmica de una edificación a partir de registros históricos de los sismos de los años 1966, 1970 y 1974

La investigación comprende el análisis una estructura, con un sistema estructural conformado predominantemente por pórticos de concreto armado, con regularidad en planta y en altura, y uso importante.

La evaluación de la capacidad estructural y demandas sísmicas de la edificación se verán desde el punto de vista no lineal.

1.5. Limitaciones de la Investigación

Debido a la escasa información en normativas nacionales sobre el diseño por desempeño y el análisis no lineal de edificaciones, se usarán normas internacionales para establecer los parámetros bajo los cuales se analizará la edificación motivo de evaluación del presente trabajo.

1.6. Viabilidad de la investigación

La elaboración del presente trabajo de investigación, demanda la investigación de normas de diseño y rehabilitación internacionales que establecen los parámetros y procedimientos no lineales de análisis, aprovechando los avances tecnológicos, podemos hacer uso de un programa de análisis y simulación virtual.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes en el ámbito nacional

- **Delgadillo, J. (2005).** Análisis No Lineal Estático de estructuras y la Norma E-030

El motivo principal de la tesis es observar la utilidad del Análisis No Lineal Estático Pushover que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030

El objetivo es poder obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356 y ATC-40; otro objetivo fundamental de esta tesis es mostrar que un Análisis No Lineal Estático Pushover es un método para poder hallar las zonas “débiles” de una estructura y poder luego tomar medidas. Para lograr este propósito se toma como ejemplo un edificio de cinco pisos con irregularidad en planta, destinada a departamentos.

Se concluye que para realizar un análisis pushover se requiere un diseño estructural previo, ya que nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños aceptables o no, mediante los límites de aceptación.

De la investigación propuesta por Delgadillo se rescata que el análisis pushover se realiza a edificaciones o proyectos ya elaborados (planos y especificaciones estructurales) para evaluar su desempeño.

- **Fajardo, C. (2012).** Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad.

El objetivo se ha centrado en la aplicación de un método de análisis no-lineal para determinar la respuesta estructural de la edificación en mención.

Como herramienta principal de análisis se usó el método del Espectro de Capacidad, descrito a detalle en la documentación del ATC40, con una alternativa de metodología en la búsqueda del punto de desempeño de la estructura. De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones: ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aportada, tal como fue concebida), experimentaría formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas, a niveles de Ocupación Inmediata, en ambas direcciones del edificio, el punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. El proceso de construcción de la Curva de Capacidad es independiente del cálculo de la Demanda.

En la investigación realizada por Fajardo se observó que la metodología de diseño por desempeño se utilizaba hace más de 40 años en edificaciones de uso esencial en el Perú

- **Gálvez, V. (2011).** Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo.

El objetivo de este trabajo es el estudio de un procedimiento para evaluar el desempeño de edificaciones usando técnicas No Lineales Tiempo Historia con solicitaciones sísmicas incrementales.

Se modeló y aplicó solicitaciones sísmicas incrementales de registros nacionales de la costa peruana sobre suelos buenos a una edificación escolar de 2 pisos con sistemas aportado y de muros de albañilería confinada. Se evaluó el desempeño de la edificación utilizando los criterios de desempeño del FEMA 368 y Ghobarah.

Al aplicar el procedimiento estudiado en la edificación escolar concluimos que la estructura es robusta con niveles de confianza del 84% y $U=1.5$, vemos que ante demandas frecuentes y ocasionales obtenemos derivas menores al 0.40% estando dentro del nivel operacional. Ante un sismo raro obtenemos derivas de 0.85% estando dentro del nivel de resguardo de vida con daños moderados. Finalmente obtenemos que ante un sismo muy raro obtenemos 1.10% de deriva obteniendo algunos daños irreparables. En ningún momento la estructura estuvo cerca del colapso total.

De la investigación realizada por Gálvez se apreció que el desempeño de una edificación diseñada a través de análisis elásticos es capaz de resistir sismos raros sin llegar a niveles de colapso total de la estructura.

2.1.2. Antecedentes en el ámbito internacional

- **Ainul, R., Sohaib, M. & Ashour, S. (2014).** Evaluación sísmica de un edificio de concreto armado usando análisis pushover.

Esta investigación busca evaluar el comportamiento de los edificios de concreto armado de Arabia Saudita ya que estos solo fueron diseñados para resistir las cargas gravitacionales debido a que el país no pertenece a una zona sísmicamente activa.

Se emplea la norma ATC-40 para evaluar modelos 3D diseñados clásicamente y otros bajo códigos de diseño del país.

Los resultados muestran que los edificios diseñados por cargas verticales son inadecuados, en cambio, aquellos diseñados considerando las normas de diseño, satisfacen los criterios de Ocupación Inmediata de acuerdo a la norma ATC-40.

Los estudios llevados a cabo por Ainul, R., Sohaib, M. & Ashour, S. demuestran que las edificaciones diseñadas sin considerar los efectos sísmicos, presentan una capacidad estructural muy limitada y no satisfacen los criterios mínimos de desempeño según la norma ATC-40.

- **Linares, O. & Sánchez, O. (2005).** Análisis paramétrico del comportamiento sísmico no lineal de una estructura de hormigón reforzado.

Con el fin de hallar la cantidad extra de acero en vigas y columnas bajo la sollicitación de flexión y compresión que representa diseñar estructuras con la demanda sísmica propuesta por la microzonificación, se establece una estructura típica representativa de las existentes en Bucaramanga para vivienda de 12 pisos y aporricadas, a las que se les aplica el análisis pushover propuesto por la metodología ATC-40, sometiendo a cada modelo a los espectros de la microzonificación, obteniendo un nivel de comportamiento estructural.

Como producto del análisis, se encuentra que las cantidades extras de acero con un costo muy ínfimo, haciendo viable aplicar los estudios de microzonificación al diseño estructural.

La investigación de Linares, O. & Sánchez, O. (2005) muestran que la cantidad de acero de los elementos estructurales obtenida por la norma NSR de Colombia (la mayoría de las normas latinoamericanas para el diseño sismorresistente en concreto armado, basadas en normas internacionales como el ACI-318), proporcionan métodos de diseño que cubren casi al 100% las demandas producidas por eventos sísmicos.

- **Monavari, B. & Massumi, A. (2012).** Estimación de la demanda de desplazamiento en pórticos de concreto armado utilizando criterios de falla.

El objetivo de la investigación es evaluar el colapso de 13 tipos de estructuras aporricadas de concreto armado sometidas a un análisis pushover mediante dos criterios, los que consideran la curvatura de los elementos estructurales, la distorsión de los entrepisos, la inestabilidad estructural a causa de la formación de rótulas plásticas, los índices de daño Park-Ann, para compararlos con los parámetros de control propuestos en la norma FEMA 356.

Las conclusiones obtenidas a partir de los resultados fueron que los edificios colapsan en su totalidad por encima de la mitad de su altura,

demostrando que la altura influye en la deformación última de las estructuras. Las distorsiones de entrepisos generalmente son de 1%-2%, pero en edificios de más de 10 pisos, la distorsión es de 1%.

La investigación desarrollada por Monavari & Massumi revela que los desplazamientos ocurridos en los niveles por encima de la mitad de una edificación son los que producen el colapso, por lo tanto se deben considerar los efectos modales en el análisis.

- **Peralta, M. (2012).** Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha.

En este trabajo se pretende realizar un análisis de riesgo sísmico adecuado para el hospital de Vielha y conocer el comportamiento de esta estructura en un eventual terremoto como el ocurrido en Lorca en mayo de 2011 pero escalado al 20% de la aceleración.

Los resultados obtenidos a partir del método estático son comparados con aquellos obtenidos a partir del análisis dinámico no lineal (ADNL). Los resultados muestran que el método estático usando el pushover adaptativo se ajustan mucho mejor que los obtenidos a partir del pushover clásico cuando se comparan con el ADNL.

Como conclusión general, el método estático no aproxima con suficiente precisión los resultados obtenidos con el ADNL. Este resultado se atribuye a la fuerte irregularidad del edificio estudiado indicando la insuficiencia del modelo simplificado que está implícito en las técnicas pushover clásicas.

El estudio desarrollado por Peralta precisa las condiciones para poder emplear los métodos de análisis no lineales en edificaciones. Para edificaciones cuya configuración sea regular en planta y altura se puede aplicar un análisis estático no lineal, en cambio para las que sean irregulares, se debe emplear el análisis dinámico no lineal.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Comportamiento elastoplásticos

Se ha demostrado mediante ensayos de laboratorio que los materiales se comportan elásticamente en determinados rangos de carga, cuando se sobrepasan esos rangos, y las estructuras se encuentran próximas al colapso, el comportamiento se encuentra en el rango plástico o elastoplástico.

La descripción del análisis se basa en la interpretación de la curva esfuerzo-deformación de un material elastoplástico (Ver Figura 1), donde se identifican dos tramos, el primero es elástico y el otro plástico.

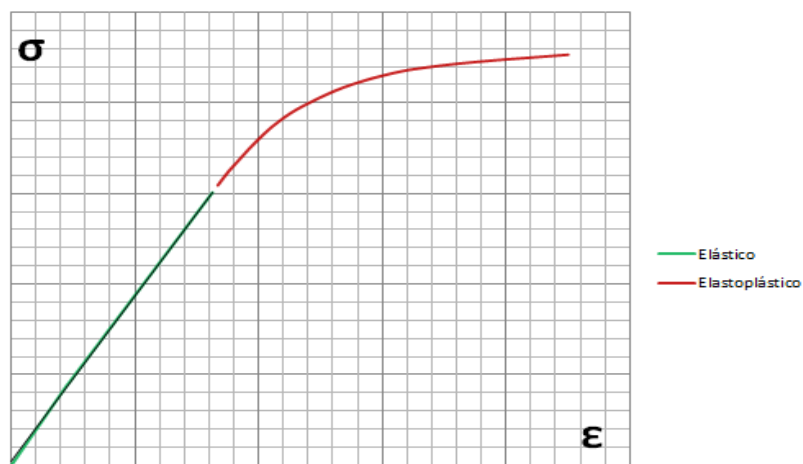


Figura 1. Curva esfuerzo-deformación unitaria

Fuente: Elaboración propia

Para identificar los puntos de control del comportamiento elastoplástico de los elementos, se usan dos módulos, uno de elasticidad y el otro de plasticidad.

- Modulo Elástico “S”: define el punto límite hasta donde abarca el rango elástico de un elemento de determinada sección, es decir, el punto hasta el cual el elemento es capaz de recuperar su forma luego de la aplicación de una carga.

- Modulo Plástico “Z”: define el punto límite hasta donde abarca el rango plástico de un elemento de determinada sección, es decir el punto antes del colapso.

2.2.2. Concreto armado: propiedades y comportamiento

En la forma más simple de mencionar, el concreto es un material compuesto a base de un material cementante, agua y agregados. El cemento al hidratarse genera la adhesión química con los otros componentes. El concreto tiene una alta resistencia a la compresión, pero es todo lo contrario a tracción, razón por la que en los diseños es común despreciar la resistencia a la tracción de este.

Se utiliza acero de refuerzo para aportar la resistencia ante esfuerzos de tracción; adicionalmente se coloca como refuerzo transversal para resistir esfuerzos de tracción diagonal generados por la fuerza cortante de los sismos a los que se vea afectada la edificación.

Por lo tanto, el concreto armado es un material en el que se integran las propiedades del concreto simple y del acero de refuerzo, los que interactúan a través de fuerzas de adherencia

2.2.2.1. Propiedades mecánicas del concreto armado

Al combinarse el concreto simple y el acero de refuerzo, bajo la acción de cargas sobre el concreto armado, las deformaciones producidas en el concreto como en el acero de refuerzo son similares, esto debido al principio de compatibilidad de deformaciones.

Esto fue comprobado experimentalmente en laboratorio, demostrando que cuando el concreto simple se fisura a causa de esfuerzos de tracción, en las zonas cercanas a esas fisuras, se cumple que esa deformación en el acero es casi parecida, cumpliendo así la compatibilidad de deformaciones.

Principios como el de “Navier-Bernoulli” indican que las estructuras que son planas antes de la deformación, permanecerán planas luego de ella (ver Figura N° 2); este es un modelo físico y matemático que nos permite analizar las deformaciones y esfuerzos internos en materiales estructurales homogéneos como lo son el concreto simple y el acero de refuerzo

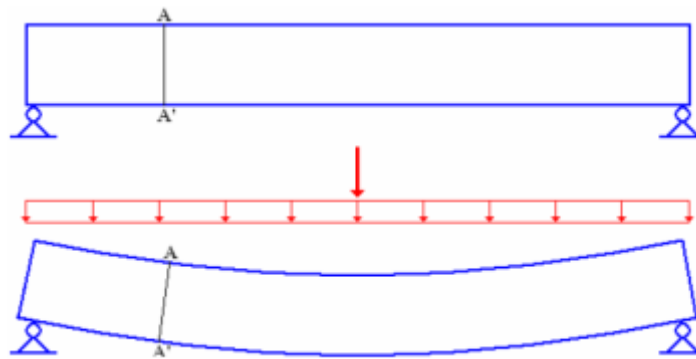


Figura 2. Principio de Navier - Bernoulli

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

Los principios de “Navier-Bernoulli” y “Compatibilidad de deformaciones” permiten modelar y comprender el comportamiento de materiales mixtos como lo es el concreto armado.

2.2.2.2. Comportamiento del concreto armado a compresión

Considerando una columna de concreto armado (concreto con resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y varillas de acero de refuerzo longitudinales $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) sometida a una carga axial de compresión, se evidenciará la disminución de la longitud de la columna (la deformación es la misma tanto en el acero de refuerzo como en el concreto, corroborando así el Principio de Deformaciones de Navier – Bernoulli).

Cada uno de los materiales se encuentra sometido a esfuerzos consistentes, representados en sus respectivos diagramas de esfuerzo-deformación ($\sigma-\epsilon$),

En el siguiente gráfico se muestra a doble escala los esfuerzos en el concreto y en el acero de refuerzo (Ver figura N°3) para poder compararlos.



Figura 3. Diagramas Esfuerzo-Deformación del concreto y acero a compresión

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador

En el diagrama mostrado en la Figura 3, podemos identificar tres rangos de deformación de los materiales comprendidos entre las líneas verticales:

- Primer rango a compresión: Concreto elástico y acero elástico.

Este rango se observa que ambos materiales tienen un comportamiento elástico o lineal, es decir, que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones.

Este rango de máximas deformaciones elásticas está comprendido desde cero hasta un valor que se encuentra en función de la resistencia del concreto (ver Tabla 1).

Tabla 1. Esfuerzos y deformaciones elásticas del concreto

f'c kg/cm ²	Máxima deformación elástica ϵ_e	Máximo esfuerzo elástico kg/cm ²
210	0.00070	152
280	0.00085	213
350	0.00100	281
420	0.00115	354

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

Dentro de este rango de deformaciones (ver Figura 2), el módulo de elasticidad del acero es el conocido valor igual a $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$, y la elasticidad del concreto se calcula con la expresión $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$, para un concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia, como el planteado para el ejemplo, se tiene una elasticidad igual a $E_c = 217371 \text{ Kg/cm}^2$.

Para el primer rango, la carga exterior se puede calcular con una expresión que resulta de sumar la contribución de ambos materiales:

$$\text{Ecuación de la carga exterior} \quad P = A_c \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_s$$

Como dentro de este rango elástico de los materiales, el esfuerzo puede calcularse al multiplicar la deformación unitaria por el respectivo módulo de elasticidad.

$$\text{Esfuerzo} \quad \sigma = \epsilon \cdot E$$

Al reemplazar el esfuerzo en la ecuación de la carga exterior se obtiene:

$$P = A_C \cdot \varepsilon \cdot E_C + A_S \cdot \varepsilon \cdot E_S$$

Dónde:

- A_C : Sección transversal de concreto (Área total – Área de acero)
 - A_S : Sección transversal del acero
 - ε : Deformación unitaria de ambos materiales (compatibilidad)
- Segundo rango a compresión: Concreto inelástico y acero elástico

En el siguiente rango, el acero conserva aún un comportamiento lineal (hasta llegar a 0.002 de deformación unitaria aproximadamente), mientras el concreto el comportamiento del concreto incursiona en el rango no lineal. (Ver Figura 3)

- Tercer rango a compresión: Concreto inelástico y acero inelástico.

De este punto en adelante, el acero entra en fluencia, por lo que no incrementará su capacidad resistente; aproximadamente, de manera simultánea, empieza el proceso de colapso en el concreto, por lo que su capacidad se reduce de manera continua a medida que se incrementan las deformaciones (ver Figura 3). A pesar que el deformación del acero puede continuar, al colapsar el concreto, físicamente es imposible que sólo el acero pueda soportar toda la carga, puesto que el concreto ya fue destruido.

Como la resistencia de la columna de concreto armado es la combinación de la resistencia de ambos materiales, la variación de la capacidad de la columna ante solitaciones de compresión se muestra en la siguiente figura (ver Figura 4), pero debido a las condicionantes de los códigos de diseño, que establecen valores de deformaciones unitarias máximas, como por ejemplo, el ACI establece que el valor es 0.003 para el concreto.

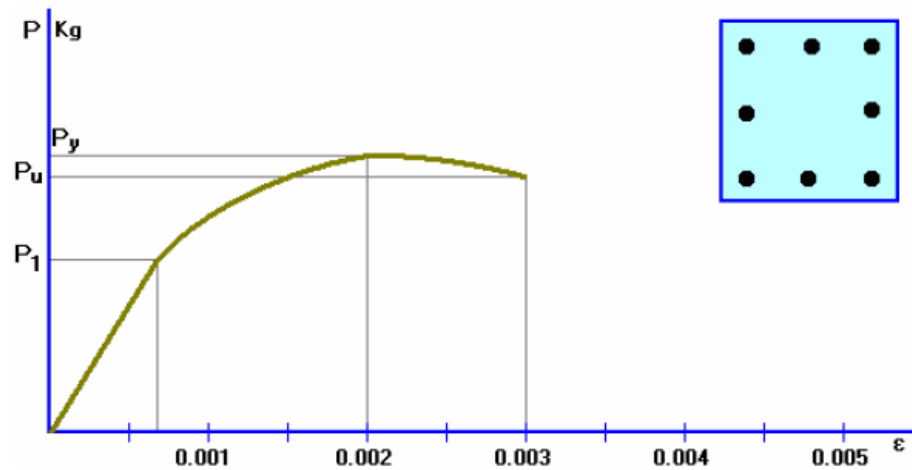


Figura 4. Curva de Esfuerzo – Deformación a compresión del concreto armado a compresión según los códigos ACI

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

Cabe recordar que cuando el acero entra en fluencia, la capacidad de carga de una columna sometida a cargas axiales a compresión no incrementa, de manera que la carga que puede resistir como máximo es:

$$P_{MAX} = A_C \cdot f'_c + A_S \cdot F_y$$

Debido a la acción de cargas a largo plazo, las cuales reducen la capacidad de carga del concreto armado en un valor aproximado del 15% (disminución que se considera para realizar evaluación estructural de edificaciones existentes, considerando únicamente el 85% de la capacidad restante, lo que se ve reflejado en la elasticidad del material).

2.2.2.3. Comportamiento del concreto armado a tracción

Se puede representar en un solo diagrama la curva de esfuerzo-deformación del concreto armado (concreto y acero de refuerzo) sometido a cargas de compresión y tracción de forma simultánea. (Ver Figura 5).

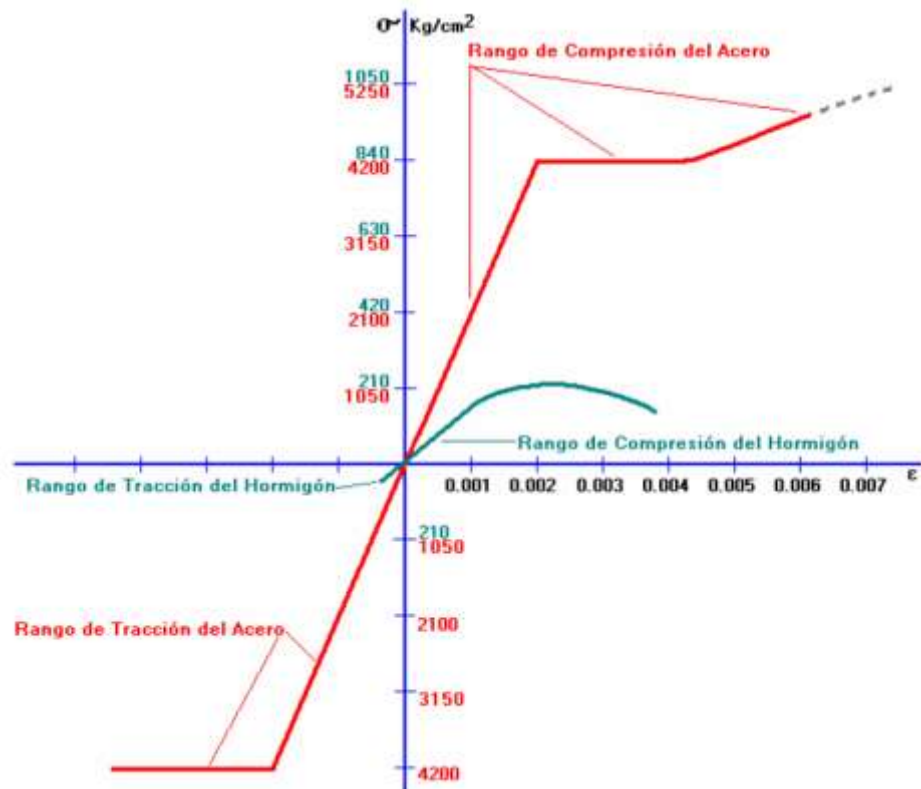


Figura 5. Diagrama de Esfuerzo – Deformación del concreto y acero a compresión y tracción

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

En la Figura 5 se aprecia que el comportamiento del acero es similar en compresión y tracción, en cambio el comportamiento del concreto es muy diferenciado ante los dos tipos de cargas. Se deduce que el concreto es capaz de resistir aproximadamente el 10% de su capacidad a compresión, inmediatamente se fisura y deja de soportar cargas. En la siguiente imagen se puede apreciar la curva esfuerzo – deformación a tracción en una mayor escala (ver Figura 6)

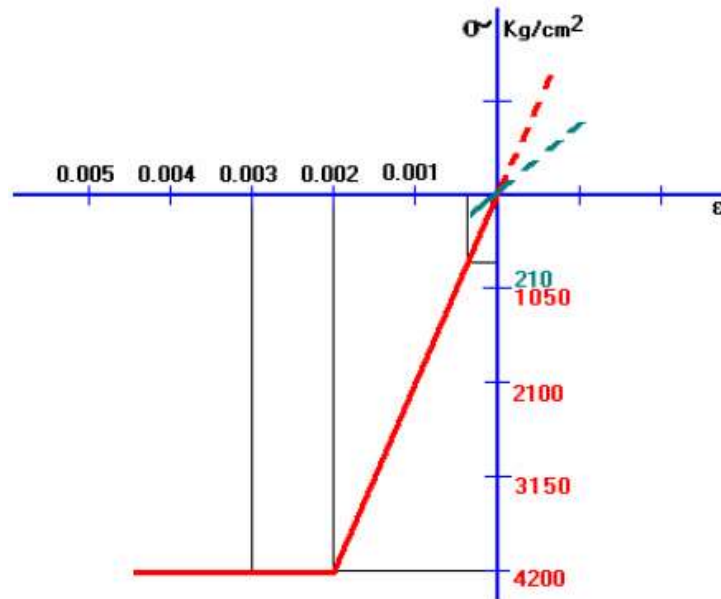


Figura 6. Diagramas Esfuerzo – Deformación del concreto y acero a tracción

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

En la Figura 6 se identifica cuatro rangos en el diagrama de esfuerzo-deformación unitaria para el concreto armado trabajando a cargas de tracción:

- Primer rango a tracción: Concreto elástico y acero elástico

Se observa que existe un pequeño rango de deformaciones para el que el concreto y el acero tienen un comportamiento lineal (esfuerzos son proporcionales a las deformaciones), y esta razón se prolonga hasta la capacidad de tracción del concreto, abarcando desde cero hasta 0.0001 de deformación unitaria para el concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

- Segundo rango a tracción: Rotura del concreto y acero elástico
Al sobrepasar la resistencia elástica del concreto a tracción, surge una disminución inmediata y violenta de la capacidad de resistir dichas solicitaciones, por lo tanto deja de aportar al comportamiento. Es por ello que todas las solicitaciones serán resistidas por el acero.
- Tercer rango a tracción: Concreto inhabilitado y acero elástico
Ya que el concreto dejó de aportar al comportamiento global en el rango anterior, todas las cargas de tracción son resistidas por el acero de refuerzo. El concreto solo funciona como recubrimiento para las varillas de acero de refuerzo.
- Cuarto rango a tracción: Concreto inhabilitado y acero inelástico
A partir de este punto, el acero entra en fluencia, de modo tal que su capacidad resistente no se ve incrementada, aunque podría seguir deformándose. Debido a la función que desempeña el concreto de recubrimiento, las deformaciones unitarias en el acero no deben superar el conocido valor de 0.003.

La Figura 7 nos muestra la curva esfuerzo deformación para una columna de concreto armado sometida a cargas de tracción.

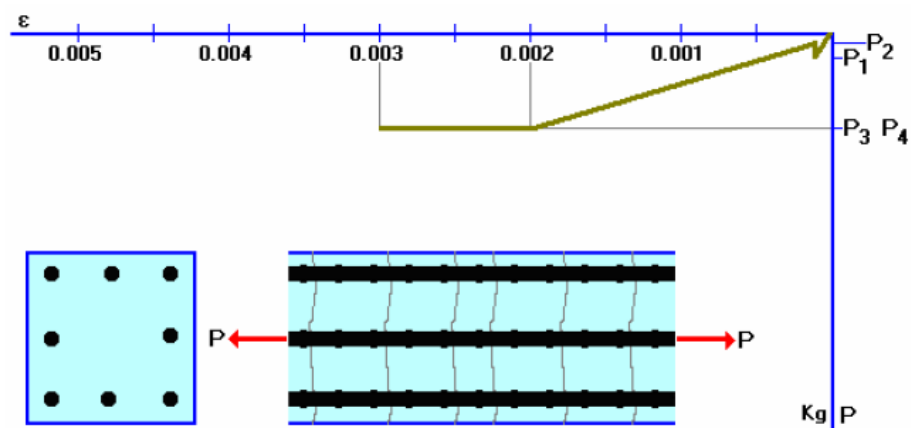


Figura 7. Curva de Esfuerzo – Deformación a tracción

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

2.2.2.4. Comportamiento del concreto armado a flexión

Cuando un elemento de concreto armado se encuentra sometido a cargas de flexión, una parte se encuentra a compresión y la otra a flexión, considerando deformaciones unitarias y de esfuerzos. Se hace referencia a los ítems 2.2.2.2. y 2.2.2.3.

Considerando una viga simplemente apoyada, cargada gradualmente como en la Figura 8:

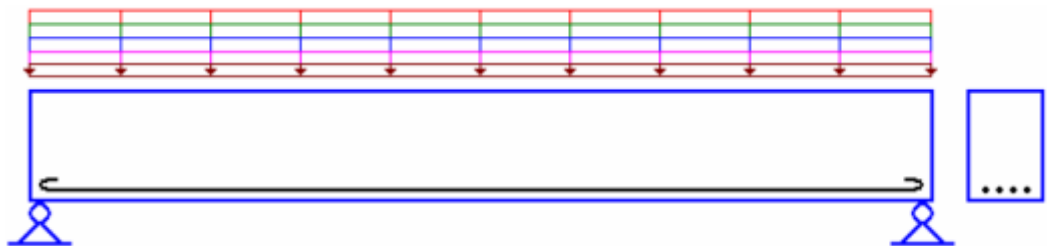


Figura 8. Viga cargada por etapas

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

Durante la aplicación sucesiva y por etapas de las cargas se pueden identificar los siguientes rangos de deformaciones:

- Primer rango: Concreto elástico a compresión, concreto elástico a tracción y acero elástico a tracción.

A causa de la presencia de acero en la zona traccionada, el eje neutro desciende hacia la zona reforzada. Las deformaciones transversales presentan una variación lineal desde la fibra más comprimida a la más traccionada. La deformación producida en la zona en tracción no puede superar a 0.001, valor en el que se presenta la rotura a tracción en los concretos de resistencia más usados. Ver Figura 9.

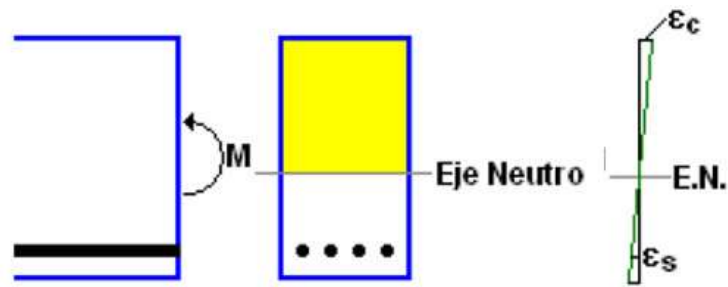


Figura 9. Sección de viga durante primer rango a flexión

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador

- Segundo rango: Concreto elástico a compresión, concreto fisurado a tracción y acero elástico a tracción.

Inmediatamente el concreto se haya fisurado por tracción, considerando las deformaciones y esfuerzos del acero, el eje neutro asciende, despreciando la porción que recubre al acero inferior, ya que no aporta resistencia. (Ver Figura 10). La fisuración es un proceso violento, las fisuras generadas se propagan desde la base de la viga hasta la zona en compresión.

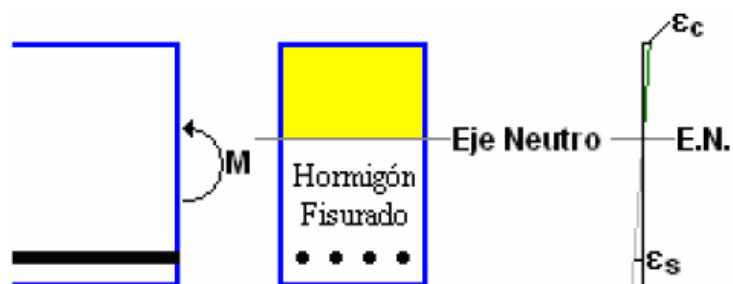


Figura 10. Sección de viga durante segundo rango a flexión

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador

- Tercer rango: Concreto inelástico a compresión, concreto fisurado a tracción y acero elástico a tracción.

Usualmente el concreto a compresión es el primer material que incursiona en el rango inelástico ($\epsilon > 0.0007$ para concreto de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$), mientras el acero a tracción aún se mantiene dentro del rango elástico ($\epsilon > 0.0002$ para acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$). Este comportamiento inelástico creciente es válido hasta que el acero alcance su punto de fluencia, que aproximadamente coincide con el esfuerzo máximo del concreto ($\epsilon = 0.002$ aproximadamente)

- Cuarto rango: Concreto inelástico a compresión, concreto fisurado a tracción y acero en fluencia.

En este rango la viga de concreto se encuentra próxima a colapsar (ver Figura 11), pues el concreto ingresó el rango de decrecimiento de esfuerzos ante deformaciones mayores, y el acero ha entrado en fluencia con capacidad resistente constante.

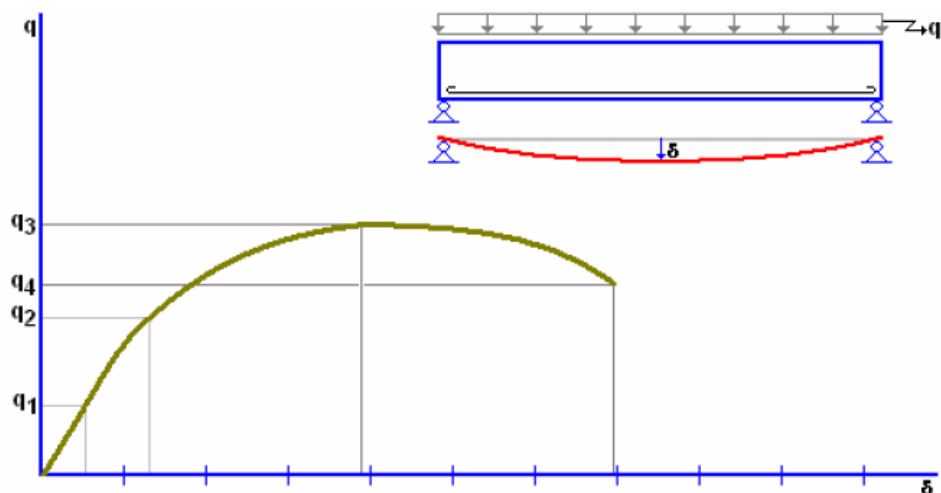


Figura 11. Curva de Esfuerzo – Deformación a flexión

Fuente: Romo, M. (2012) Temas de Hormigón Armado, Escuela Politécnica del Ejercito. Ecuador

Debido a que el tramo resistente de concreto a la tracción es corto, se puede ignorar y asume de forma directa que el concreto sujeto a tracciones se fisura y no puede mantener esfuerzos

2.2.3. Sistemas Estructurales

Cada tipo de sistema estructural se diferencia en los tipos de elementos verticales que emplean para resistir las demandas sísmicas horizontales y la capacidad de disipación de energía (dependiendo del material empleado).

2.2.3.1. Sistemas Aporticado

Es sistema estructural compuesto por pórticos espaciales, resistentes a momentos, esencialmente completos, sin elementos diagonales, con la capacidad de resistir todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Se muestra un ejemplo en la Figura N° 12

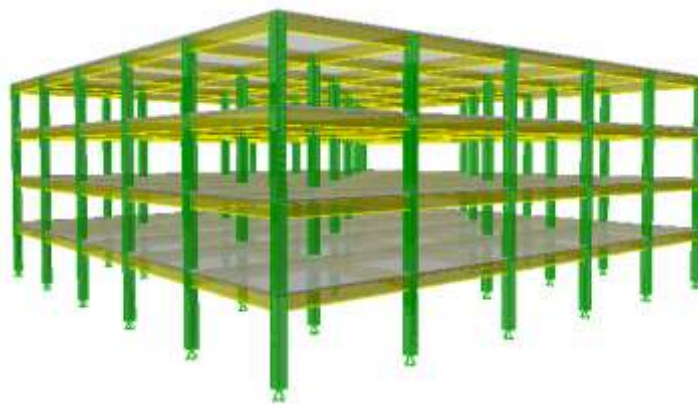


Figura 12. Sistema estructural aporticado

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.2. Sistema de Muros Estructurales

Sistema de muros de carga: es el sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales . Se muestra un ejemplo en la Figura N° 13

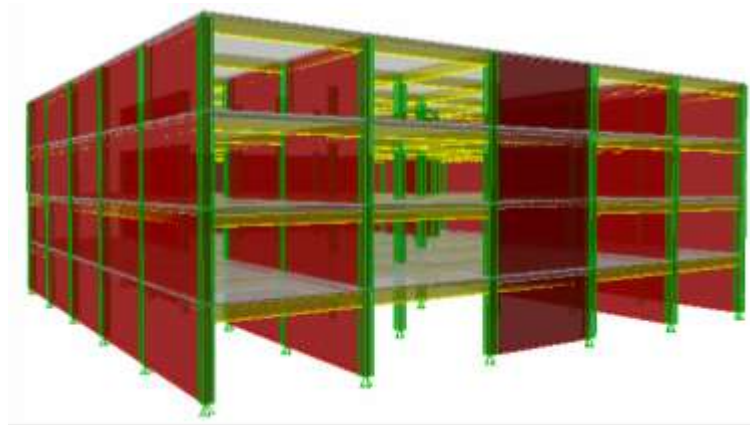


Figura 13. Sistema de muros estructurales

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.3. Sistema Dual

Es un sistema estructural consistente en un pórtico espacial resistente a momentos y sin elementos diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Los pórticos espaciales son los que soportan las cargas verticales, las fuerzas horizontales son resistidas por los muros estructurales o los pórticos con diagonales. Ambos sistemas, pórticos y muros estructurales se diseñan para poder tomar la fuerza cortante basal. (Ver Figura 14)

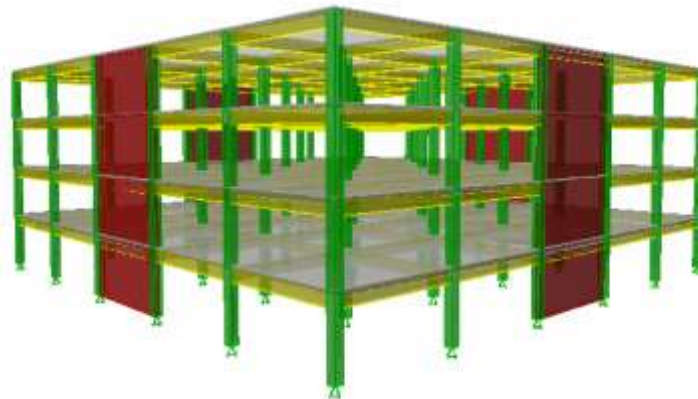


Figura 14. Sistema estructural dual

Fuente: Elaboración propia

2.2.4. Criterios de falla de los materiales

La falla consiste en la pérdida de función de un determinado elemento, ya sea por deformación (fluencia) o también por la separación de sus partes (fractura).

Los mecanismos de falla dependen de la microestructura del material y de la forma de sus enlaces atómicos.

Para predecir la falla de materiales bajo cargas estáticas (aquellas que son constantes en magnitud y dirección en el tiempo) y diseñar estructuras confiables se han desarrollado varias teorías para grupos de materiales, basándose en observaciones experimentales.

2.2.4.1. Falla de materiales dúctiles

Se considera dúctil a un material que en el ensayo de tensión haya presentado más del 5% de deformación antes de la fractura. En los materiales dúctiles se considera que la falla se presenta cuando el material empieza a fluir (falla por deformación).

- **Teoría del Esfuerzo Cortante Máximo o Teoría de Tresca**

Refiere a que la fluencia del material es producto del esfuerzo cortante, se originó de la observación del estrechamiento que se produce en una probeta cuando es sometida a un ensayo de tracción.

Comprende a un esfuerzo absoluto “ S_y ” determinado en el círculo de esfuerzos de Mohr, donde $S_y = |\sigma_1 - \sigma_3|$, además el esfuerzo cortante máximo $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)$. Lo que significan estas expresiones, es que cuando y el esfuerzo actuante sobrepasa el rango de esfuerzos admisibles propios del elemento, independientemente del sentido de aplicación de la fuerza, se produce la falla. Los límites de los esfuerzos se aprecian en la Figura 15.

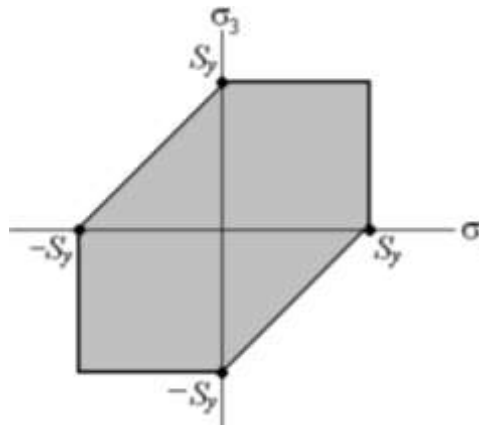


Figura 15. Representación gráfica de la Teoría de Tresca

Fuente: De Castro, C. Teoría de falla bajo cargas estáticas

- **Teoría de la Energía de Distorsión o Teoría de Von Mises**

Establecida al observar que los materiales bajo esfuerzos hidrostáticos soportan esfuerzos mucho mayores que sus esfuerzos de fluencia bajo otros estados de carga.

Von Mises dice que la energía de distorsión es la diferencia entre la energía total de deformación de los elementos y la energía de deformación por unidad de volumen debida a los esfuerzos hidrostáticos.

Se toma parte de las condiciones de análisis usadas por Tresca, al establecer dos puntos extremos de esfuerzos en el círculo de Mohr para analizarlos, y de acuerdo al esfuerzo absoluto se evalúan los límites de esfuerzos

En la Figura 16, en línea delgada se muestra las locaciones de falla de acuerdo a la teoría de Tresca, y la línea suavizada gruesa representa a las locaciones de falla según la teoría de Von Misses

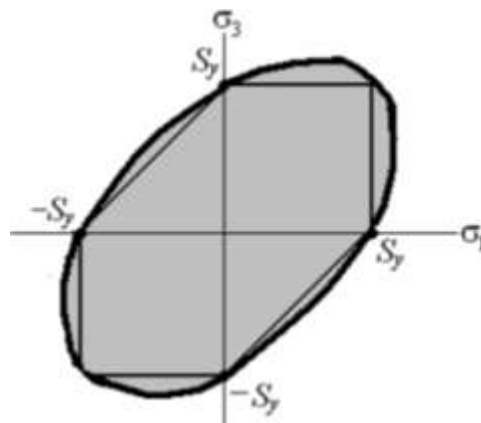


Figura 16. Representación gráfica de la Teoría de Von Misses

Fuente: De Castro, C. Teoría de falla bajo cargas estáticas

Si analizamos la Figura 16, concluimos que la teoría de Von Misses presenta mayor área en la que no se presenta la falla, por lo tanto, si lo que se desea es ser conservador al analizar el comportamiento de un material, se puede considerar la teoría de Tresca para garantizar que no se presentará falla alguna.

- **Teoría de la Fricción Interna o Teoría de Coulomb-Mohr Dúctil**

Ésta teoría establece que el esfuerzo de fluencia a tracción (S_{yt}) es diferente al esfuerzo de fluencia a compresión (S_{yc}), usualmente se considera que el esfuerzo de fluencia a compresión es el mayor ($S_{yc} > S_{yt}$).

Se basa en los ensayos de tracción y compresión, y refiere que en el plano $\sigma-\tau$ la línea tangente a los círculos de Mohr de los ensayos de tensión y compresión al momento de la fluencia es la locación de la falla para un estado de esfuerzos en un elemento.

Se espera que la falla se produzca cuando el punto en análisis se encuentre fuera del área sombreada en la Figura 17. Al igual que la representación gráfica de la teoría de Von Mises (ver Figura 16), el área que comprende es mucho mayor al propuesto en la Teoría de Esfuerzos Cortantes Máximos o Teoría de Tresca, la que se aprecia en línea delgada, por lo tanto, se concluye que la teoría de Tresca es la más conservadora.

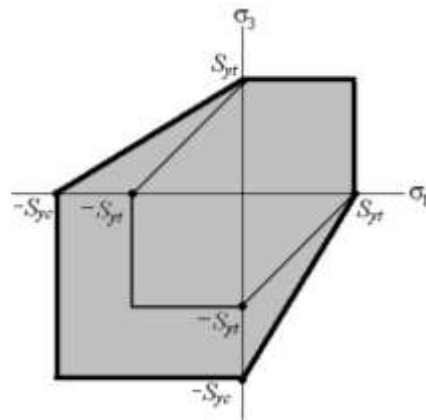


Figura 17. Representación gráfica de la Teoría de la Fricción Interna

Fuente: De Castro, C. Teoría de falla bajo cargas estáticas

2.2.4.2. Falla de materiales frágiles

Se considera frágil a un material que en el ensayo de tensión haya presentado menos del 5% de deformación antes de la fractura. En los materiales frágiles se considera que la falla se presenta cuando el material sufre de separación de sus partes (falla por fractura).

- **Teoría del Máximo Esfuerzo Normal**

La falla se producirá cuando el esfuerzo normal máximo en la pieza sea igual o mayor al esfuerzo normal máximo de una probeta sometida a un ensayo de tensión en el momento que se produce la fractura

Si consideramos la resistencia a la tracción como S_{ut} y la resistencia a la compresión como S_{uc} , según la teoría, la falla se producirá cuando los esfuerzos sobrepasen los límites establecidos en la representación gráfica (Ver Figura 18)

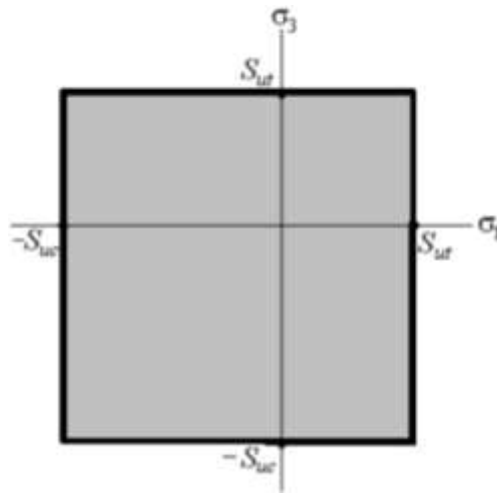


Figura 18. Representación gráfica de la Teoría del Máximo Esfuerzo Normal

Fuente: De Castro, C. Teoría de falla bajo cargas estáticas

- **Teoría de Coulomb-Mohr Frágil**

La descripción es similar a la teoría de Coulomb-Mohr Dúctil sólo que, al considerarse materiales frágiles, se toma en cuenta las resistencias últimas del material a la tracción y compresión en lugar de los esfuerzos de fluencia como se aprecia en la Figura 19.

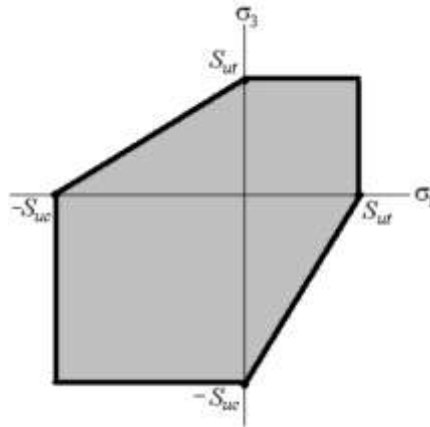


Figura 19. Representación gráfica de la Teoría de Coulomb – Mohr Frágil

Fuente: De Castro, C. Teoría de falla bajo cargas estáticas

2.2.5. Análisis Lineal – Elástico

De acuerdo al Proyecto de Norma E.030-2014, el análisis debe realizarse considerando uno de los procedimientos de análisis mencionados en los ítems 2.2.5.1 y 2.2.5.2. Se debe considerar el comportamiento como lineal elástico con las solicitaciones reducidas.

2.2.5.1. Análisis Estático de Fuerzas Equivalentes

En este método se supone el edificio como un sistema de un grado de libertad equivalente (ver Figura N°20) con rigidez lineal elástica y amortiguamientos viscoso equivalente. La fuerza sísmica se modela mediante un cortante basal, obtenido como una fuerza inercial de una coordenada espectral (correspondiente al periodo fundamental).

Este cortante basal se reparte como fuerzas horizontales estáticas en la altura del edificio (con la forma aproximada del modo fundamental), encontrando las fuerzas y desplazamientos mediante teorías de la mecánica clásica. Luego se afectan estas demandas por factores para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura.

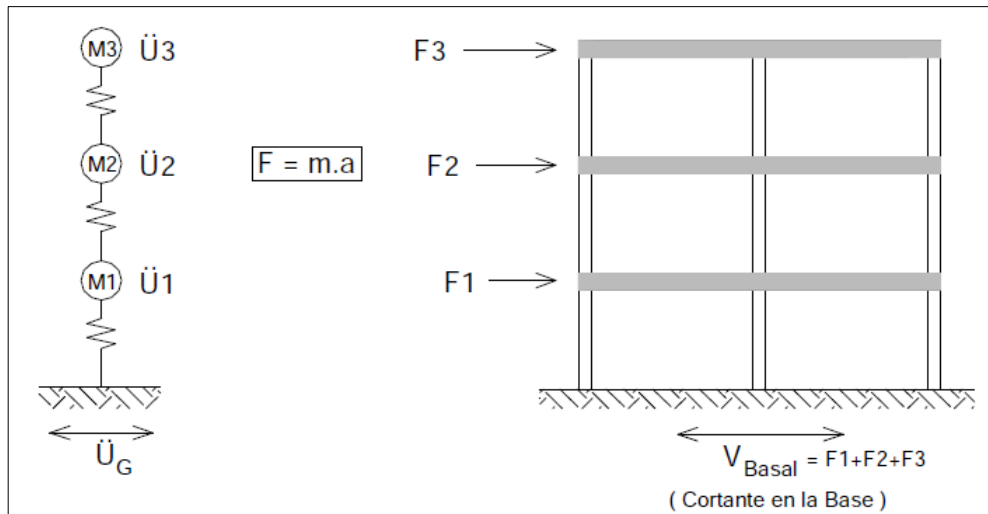


Figura 20. Representación gráfica de un sistema de un grado de libertad sometido a fuerzas laterales equivalentes

Fuente: Pique, J. (2012). Ingeniería Sismorresistente

La desventaja de este método es que no tiene en cuenta los efectos de modos superiores y las demandas reales instaladas impuestas por el sismo son estimadas de forma indirecta y por tanto son aplicables solo en edificios regulares de altura mediana

2.2.5.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

En este tipo de modelos se lleva a cabo un análisis dinámico completo de un sistema de varios grados de libertad, con rigidez lineal elástica y amortiguamiento viscoso equivalente. El sismo se modela mediante un espectro de diseño (Ver Figura 21)

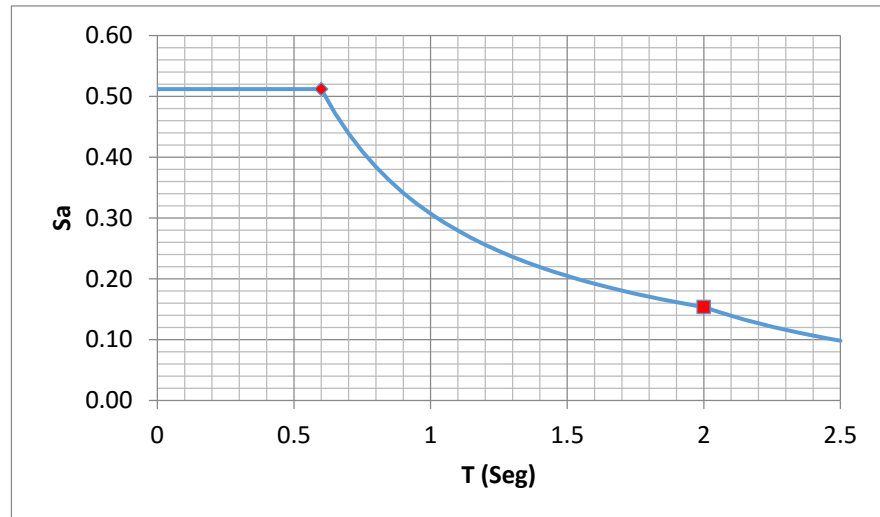


Figura 21. Ejemplo de espectro de diseño de acuerdo a proyecto de Norma E.030-2014

Fuente: Elaboración propia

La ventaja respecto al “Análisis Estático de Fuerzas Equivalentes” es que se involucran los efectos de los modos superiores, sin embargo, las demandas reales inelásticas se obtienen también de manera indirecta, multiplicando por factores para tener en cuenta efecto de torsión, efectos de segundo orden y la relación entre desplazamientos real (inelástico) y el calculado.

2.2.6. Análisis No Lineal – Inelástico

El análisis realizado considera el comportamiento de los materiales debe considerar datos obtenidos en laboratorio, tomando en cuenta la fluencia, degradación de resistencia, degradación de rigidez, el estrechamiento histerético, y todos los aspectos relevantes del comportamiento elastoplástico indicado por el ensayo.

El modelo de análisis debe representar correctamente la distribución espacial de las masas en la estructura

Los resultados obtenidos luego del análisis no deben superar 1.25 veces de los valores indicados en la Figura 22.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_j / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado de ductilidad limitada	0,005

Figura 22. Desplazamientos laterales relativos permisibles

Fuente: Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente

2.2.6.1. Análisis Tiempo – Historia

Este es un procedimiento complementario a los descritos en los ítems 2.2.5.1 y 2.2.5.2. Para este tipo de análisis se debe considerar un modelo matemático de la estructura en estudio, en el cual se considere el comportamiento histerético de los elementos, determinando la respuesta frente al conjunto de aceleraciones del terreno-acelerogramas (ver Figura 23) mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

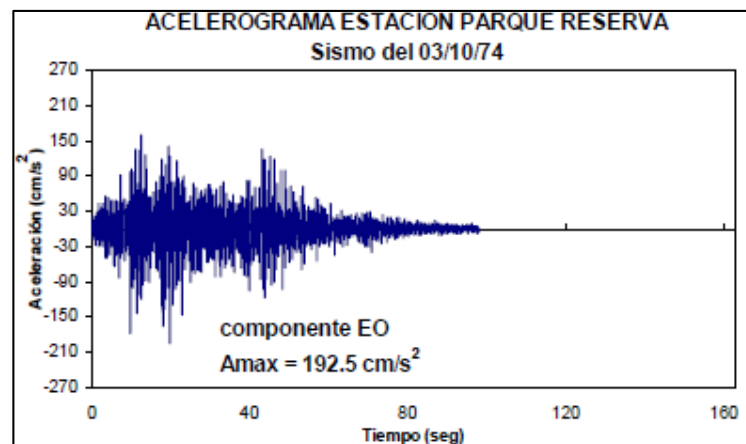


Figura 23. Ejemplo de registro de aceleraciones (acelerograma)

Fuente: Lázares, F. (2012). Análisis de acelerogramas Sismo de Ica del 15 de Agosto del 2007

De acuerdo a la Norma E.030-2014, para el análisis se deben usar como mínimo 3 registros sísmicos, donde cada juego debe estar compuesto por un par de componentes de aceleración horizontal.

2.2.6.2. Análisis No Lineal Estático

Es un método para predecir la demanda de fuerza y de desplazamiento; considera de una manera aproximada la redistribución de las fuerzas de inercia cuando la estructura está sujeta a cargas sísmicas fuera del intervalo de comportamiento elástico.

Para evaluar el desempeño de una estructura, es importante seleccionar el patrón de carga lateral que determine el desplazamiento objetivo. Los patrones de carga tratan de representar y limitar la distribución de fuerzas de inercia en un análisis sísmico. La distribución de las fuerzas de inercia deberá variar de acuerdo con la intensidad del sismo (hasta la deformación inelástica) y con el tiempo.

Una distribución puede ocurrir cuando se forma un mecanismo local y las propiedades dinámicas de la estructura cambian por consecuencia de éste. Así, es más atractivo utilizar un patrón de carga que siga más de cerca la distribución de fuerzas de inercia con variación en el tiempo. Esto indica que pueden existir varios patrones de carga y que cada uno de ellos reflejaría un comportamiento distinto en la estructura. Cuando se use un patrón de cargas constante, que no varía en el tiempo, existen las suposiciones básicas de que la distribución de fuerzas de inercia será razonablemente constante durante el sismo y que las deformaciones máximas serán comparables con aquellas que se experimentan durante el evento sísmico. Estas suposiciones podrán ser muy cercanas a la realidad si la respuesta de la estructura no se ve afectada por el efecto de la contribución de los modos de vibrar superiores, y si tiene sólo un mecanismo de fluencia que pueda ser detectado por el patrón de cargas constante.

Se debe seleccionar un patrón de cargas constante que proporcione una predicción adecuada en las demandas de deformación de los elementos estructurales, o usar al menos dos patrones de carga para la distribución de las fuerzas de inercia. Por ejemplo, como primera opción, la distribución de fuerzas laterales equivalentes (fuerzas de piso proporcionales a la masa del nivel), el cual enfatice las demandas en los niveles inferiores comparada con las demandas en niveles superiores y magnifique la importancia del comportamiento relativo de las fuerzas cortantes de entrepiso. La segunda opción podría ser un patrón de cargas de diseño propuesto en códigos actuales.

Existen buenas razones para usar un Análisis No Lineal Estático para la predicción de demandas sísmicas. En muchos casos, el Análisis No Lineal Estático proporciona mucho más información relevante que aquella obtenida de un análisis estático elástico o aun de un análisis dinámico. Pero podría ser contraproducente si este método se toma como una técnica general de solución para todos los casos.

El Análisis No Lineal Estático es un método aproximado y, como su nombre lo indica, está basado en cargas estáticas. Este tipo de análisis no puede representar un fenómeno dinámico con gran grado de exactitud, ni tampoco puede detectar algunos modos importantes de deformación ocurridos en estructuras sujetas a sismos extraordinarios, y puede exagerar otros. La respuesta dinámica inelástica puede diferir significativamente de aquellas predicciones basadas en patrones de cargas constantes o modos estáticos adaptados, particularmente si los efectos de los modos superiores llegan a ser importantes.

2.2.6.3. Análisis No Lineal Dinámico

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros, como por ejemplo: Características de frecuencia, ruptura, etc.

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Este es el procedimiento más sofisticado para predecir fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración

En conclusión, debido al impreciso e incompleto entendimiento del comportamiento estructural de los edificios de concreto armado no es posible hasta el momento predecir analíticamente con suficiente confiabilidad la vulnerabilidad sísmica de dichas estructuras

2.2.7. Capacidad estructural

La capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. La capacidad de una estructura depende de la resistencia y la deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar su capacidad más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad.

2.2.7.2. Curva de Capacidad

La relación entre fuerza cortante basal y el desplazamiento en el punto de control de la estructura, los datos producto del análisis se expresan en una curva de capacidad (ver Figura 26).

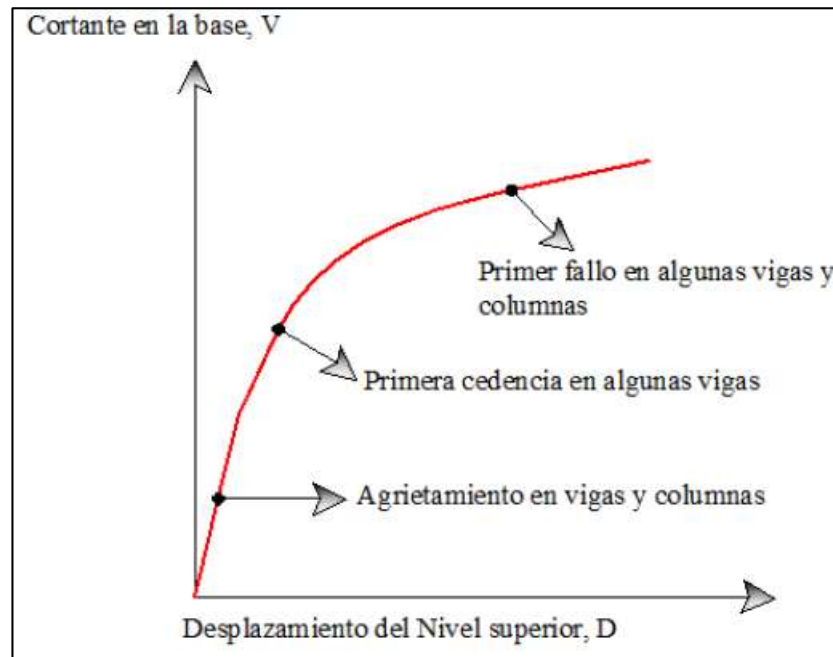


Figura 26. Ejemplo de una curva de capacidad estructural

Fuente: Valencia, J. (2012). Análisis del método “Modal Push-Over” y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el Cantón de Ambato.

La curva de capacidad se construye mediante el diagrama de histéresis que teniendo en cuenta las propiedades de rigidez inicial, resistencia, respuesta post fluencia, deterioro de Resistencia.

2.3. Formulación de hipótesis

2.3.1. Hipótesis general

La capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, resiste las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974

2.3.2. Hipótesis nula

La capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, no resiste las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974

2.3.3. Hipótesis específicas

- Al realizar el análisis tiempo-historia se determinan las fuerzas sísmicas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, en los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial.
- Al realizar el análisis no lineal estático se determinan las fuerzas resistentes máximas de los pórticos principales de la estructura del Centro Comercial.

2.3.4. Variables

- Los sismos de los años 1966, 1970 y 1974
- La capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de una edificación usada como centro comercial

2.3.5. Definición conceptual de variables

- **Capacidad Estructural:** Es la relación entre la cortante máxima resistida por una estructura y la deformación máxima ocurrida previa al colapso. El análisis de la capacidad estructural abarca el estudio del comportamiento en los campos lineales y no lineales de los materiales.
- **Los Sismos:** Son vibraciones o sacudimientos de la corteza terrestre, causados por ondas sísmicas que se generan por la súbita generación de energía elástica acumulada en la corteza y parte superior del manto terrestre.

Para registrar macrosismos se utilizan acelerógrafos, son capaces de registrar aceleraciones en 3 direcciones, también registra amplitudes, longitudes y periodos de ondas, la información recolectada es representada en acelerogramas. Los sismos considerados en la presente investigación son los siguientes:

- **Sismo de 1966:** Ocurrió en Lima, el 17 de Octubre a las 16:41. Tuvo una magnitud de 8.0 Mw. Ver el registro sísmico en la Figura 41.
- **Sismo de 1970:** Ocurrió en Ancash, el 31 de Mayo a las 15:23. Tuvo una magnitud de 7.7 Mw. Se caracterizó por ser el sismo más destructivo del Perú, no solo por su magnitud, sino por el número de pérdidas humanas. Ver el registro sísmico en la Figura 42.
- **Sismo de 1974:** Ocurrió en Lima, el 3 de Octubre a las 09:21. Tuvo una magnitud de 8.0 Mw. Se caracterizó por la duración por encima de 90 segundos. Ver el registro sísmico en la Figura 43.

2.3.6. Operacionalización de variables

En la Tabla 2 se aprecia la operacionalización de variables dependientes e independientes consideradas para el desarrollo de la investigación.

Tabla 2. Operacionalización de las variables

VARIABLES	INDICADORES	INDICES
Los sismos (V. Independiente)	Sacudimiento	Aceleración del suelo
La capacidad estructural (V. Dependiente)	Rigidez	Fuerza cortante sísmica
		Deformación

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Diseño de la investigación

El tipo de investigación es **cuantitativa** ya que se trata de cuantificar valores numéricos relacionados a fuerzas sísmicas y medir las deformaciones ocurridas a causa de la aplicación de dichas fuerzas, **descriptiva** porque se describe los hechos tal cual son observados y **explicativa** debido a que se evalúan los resultados obtenidos luego de realizar el análisis.

El diseño es **experimental** porque se manipulan los registros sísmicos obtenidos los años 1966, 1970 y 1974, **correlacional** ya que los resultados luego de haber evaluado la capacidad estructural y los registros sísmicos serán comparados; **retrospectivo** debido a que los registros sísmicos fueron obtenidos en el pasado y **transversal** porque las variables son observadas solo una vez.

3.2. Población y muestra

La población y a la vez muestra consiste en una edificación de 4 niveles, con un sistema estructural conformado predominantemente por pórticos de concreto armado, cimentado sobre suelo bueno, con un uso destinado a centro comercial, ubicado en el distrito de Cercado de Lima

El tamaño de muestra se considera apropiado ya que el llevar a cabo el análisis de otras edificaciones prolongaría el tiempo de investigación al obtener resultados redundantes.

3.3. Operacionalización de las variables

En las tablas mostradas a continuación se aprecian la operacionalización de las variables independientes (ver Tabla 3) y variables dependientes (ver Tabla 4)

Tabla 3. Operacionalización de la variable independiente

VARIABLE INDEPENDIENTE: LOS SISMOS			
Conceptualización	Indicadores	Índices	Técnica de Instrumentación
Son vibraciones o sacudimientos de la corteza terrestre, causados por ondas sísmicas que se generan por la súbita generación de energía elástica acumulada en la corteza y parte superior del manto terrestre	Sacudimiento	Intensidad	Sismoscopios
		Magnitud	Sismógrafos
		Aceleración	Acelerógrafos

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. Operacionalización de la variable dependiente

VARIABLE DEPENDIENTE: LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL			
Conceptualización	Indicadores	Índices	Técnica de Instrumentación
Es la relación entre la cortante máxima resistida por una estructura y la deformación máxima ocurrida previa al colapso	Rigidez	Fuerza cortante	Programas informáticos especializados
		Deformación	Observación y toma de datos

Fuente: Elaboración propia

3.4. Técnicas de recolección de datos

La observación bibliográfica es considerada como la revisión de todo material escrito existente, que aborde temas similares a los de la investigación realizada. El uso de estas técnicas favorecerá a la recolección y procesamiento de los datos e información requerida para el desarrollo de la investigación.

La técnica para recolectar los datos, consistirá en la observación directa de los eventos y toma de datos, usando como herramienta de procesamiento y análisis de datos, un programa computacional especializado

3.4.1. Descripción de los instrumentos

- **Programas computacionales especializados:** se utilizará programas de computadora especializados en análisis no lineal de estructuras. Para el desarrollo de este proyecto se usará el programa Visual FEA. Luego de realizar el análisis respectivo de datos, propiedades geométricas de cada uno de los elementos que conforman la estructura y proceder con el análisis de los registros sísmicos de los eventos de los años 1966, 1970 y 1974, se obtendrá la *curva de capacidad* de la estructura.

3.4.2. Validez y confiabilidad de los instrumentos

- Para contrastar los resultados obtenidos con el programa Visual FEA, se realizó una previa calibración de los resultados, llevando a cabo el análisis de diversas estructuras, desde la más simple hasta otras más elaboradas, para verificar la veracidad de los resultados. Se hizo uso de técnicas de análisis matricial para analizar vigas empotradas de un grado de libertad, pórticos simples, y verificación de la rigidez de estructuras hiperestáticas.

- Para la caracterización de los sismos, utilizaron diversos registros de las aceleraciones del suelo durante los eventos sísmicos de los años 1966, 1970 y 1974. Estos registros fueron llevado a cabo por instituciones reconocidas por el Estado Peruano, y están dedicadas a estudiar fenómenos naturales de esta índole, tales como el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID y el Instituto Geográfico del Perú – IGP.
- Los procedimientos para determinar las fuerzas sísmicas, fueron tomados de diversas normas, tanto a nivel nacional, como internacional.

3.5. Técnicas para el procesamiento y análisis de los datos

Con la finalidad de cumplir los objetivos trazados para el presente trabajo de investigación, se debe identificar los ítems que se deberá tener en consideración, tales como:

- Descripción de la edificación
- Cargas de gravedad
- Parámetros sísmicos
- Análisis estático de fuerzas equivalentes
- Consideraciones elastoplásticas
- Análisis no lineal estático
- Análisis tiempo – historia

3.5.1. Descripción de la edificación

La edificación analizada como ejemplo, conformó parte un anteproyecto de diseño, destinado a un uso como centro comercial, localizado en las intersecciones de la avenida Abancay y Jirón Huallaga, en el distrito de Cercado de Lima, provincia y departamento de Lima.

De acuerdo a los parámetros urbanísticos del distrito, la edificación puede llegar a tener hasta 7 pisos por encima del nivel de terreno, por lo tanto, la edificación se encontraba proyectada en dos etapas, la estructura de la primera etapa consistente en cuatro (04) niveles de concreto armado (ver Figura 27), fue diseñada considerando la normativa nacional existente hasta el año de su concepción (Abril de 2015), tales como: Norma E.020 Cargas, Norma E.030 Diseño Sismo Resistente, Norma E.050 Suelos y cimentaciones, Norma E.060 Concreto armado.

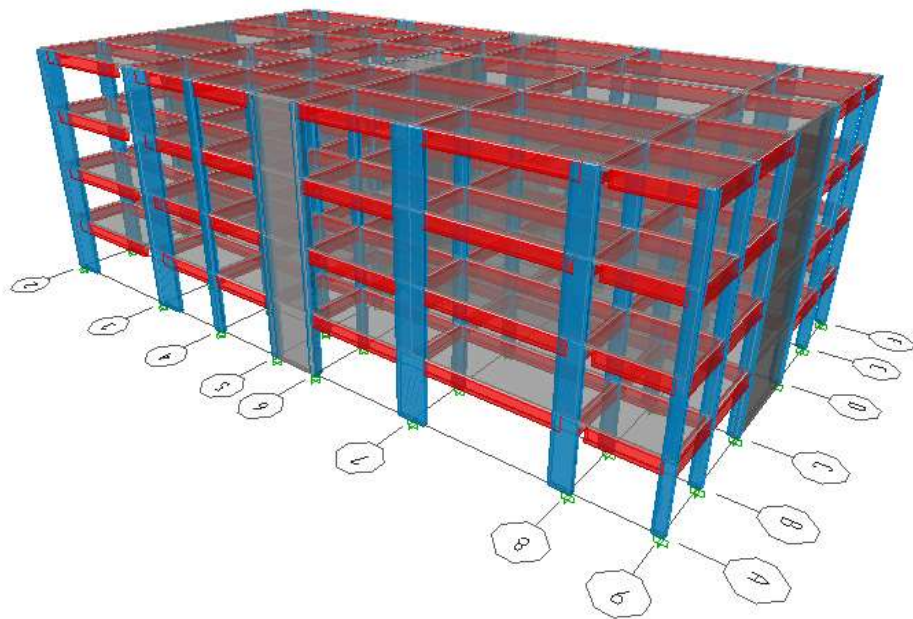


Figura 27. Vista 3D del edificio considerado para el análisis

Fuente: Elaboración propia

3.5.2. Cargas de gravedad

De acuerdo a lo estipulado en la norma técnica de edificación E.020 Cargas, toda edificación y sus partes componentes deben ser capaces de resistir las cargas consideradas de acuerdo a su uso previsto. Estas cargas actuarán en las combinaciones prescritas y no causarán esfuerzos que excedan los admisibles señalados para cada material en su norma de diseño específica.

- **Carga muerta:** Se considera como carga viva al peso real de los materiales que conforman y de los que deberá soportar la edificación (dispositivos de servicio, equipos, tabiques, etc.), calculados en base a los pesos unitarios referidos en la norma. La carga muerta considerada para el ejemplo de análisis, puede verificarse en la Tabla 5.

Tabla 5. Cargas muertas

PESO UNITARIO DE LOS MATERIALES	
Material	Peso (kg/m ³)
Concreto armado	2400
Tabiquería	1800
Losetas	2400

Fuente: Anexo 1. Norma E.020

- **Carga viva:** La edificación contemplará en su diseño cargas vivas repartidas, cargas vivas concentradas o combinaciones simultáneas de las dos previamente mencionadas, según las que produzcan un mayor esfuerzo. Los valores de carga viva, de acuerdo al uso de los ambientes, son los descritos en la Tabla 6.

Tabla 6. Cargas vivas

CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS	
Ocupación o uso	Carga repartida (kg/m ²)
Tiendas	500
Corredores o escaleras	500
Baños	500
Almacenaje	500

Fuente: Artículo 6. Norma E.020

- **Combinaciones de carga:** Según la norma de Cargas, las combinaciones de carga específicas para cada material se encuentran en cada sección especializada, ya que la edificación tomada como muestra, se encuentra proyectada en concreto armado, se tiene en cuenta las combinaciones de carga propuestas en la norma E.060, visualizamos los valores en la Tabla 7.

Tabla 7. Combinaciones de carga

U1 = 1.4 CM + 1.7 CV	Dónde: CM: Carga muerta CV: Carga viva Vi: Viento CS: Carga sísmica
U2 = 1.25 (1.0 CM + 1.0 CV ± 1.0 Vi)	
U3 = 0.9 CM ± 1.25 Vi	
U4 = 1.25 (1.0 CM + 1.0 CV) ± 1.0 CS)	
U5 = 0.9 CM ± 1.0 CS	

Fuente: Artículo 9.2. Norma E.060

3.5.3. Parámetros sísmicos

Con la finalidad de comparar los parámetros sísmicos detallados tanto en la Norma E.030 vigente desde el año 2006 (ver Tabla 8), como en el Proyecto de Norma E.030 del año 2014 (ver Tabla 9)

Tabla 8. Parámetros sísmicos según Norma E.030-2006

Z = 0.4	V = 0.163 * Peso
U = 1.3	
C = 2.5	
S = 1.0	
R = 8	

. Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Parámetros sísmicos según Norma E.030-2014

Z = 0.45	V = 0.183 *Peso
U = 1.3	
C = 2.5	
S = 1.0	
R = 8	

Fuente: Elaboración propia

Procesando los coeficientes obtenidos en las Tablas 8 y 9, se obtiene los pseudoespectros de aceleración correspondientes a ambas normas. En la Figura 28 se aprecian los pseudoespectros de ambas normas, superpuestos.

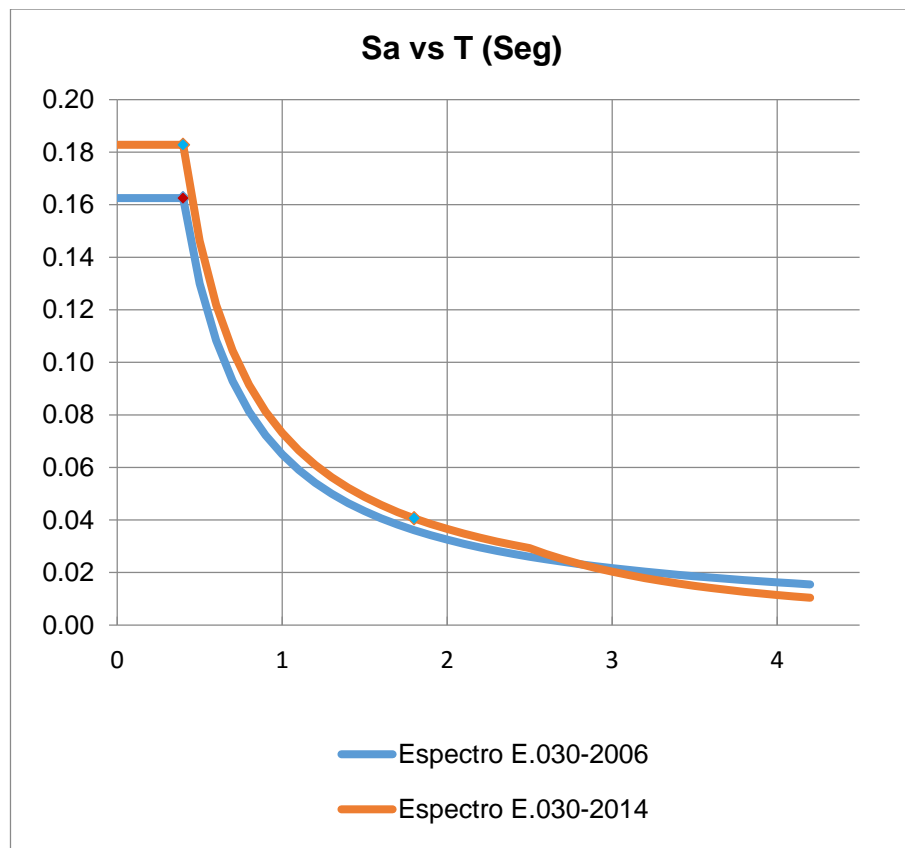


Figura 28. Pseudoespectros de aceleraciones

Fuente: Elaboración propia

3.5.4. Análisis estático de fuerzas equivalentes

Para realizar la distribución de las fuerzas laterales, se establece las limitaciones del análisis, la cual consiste en evaluar únicamente un pórtico representativo en cada dirección, de acuerdo a la Figura 29, se tomará en cuenta para el análisis, los ejes E y 4.

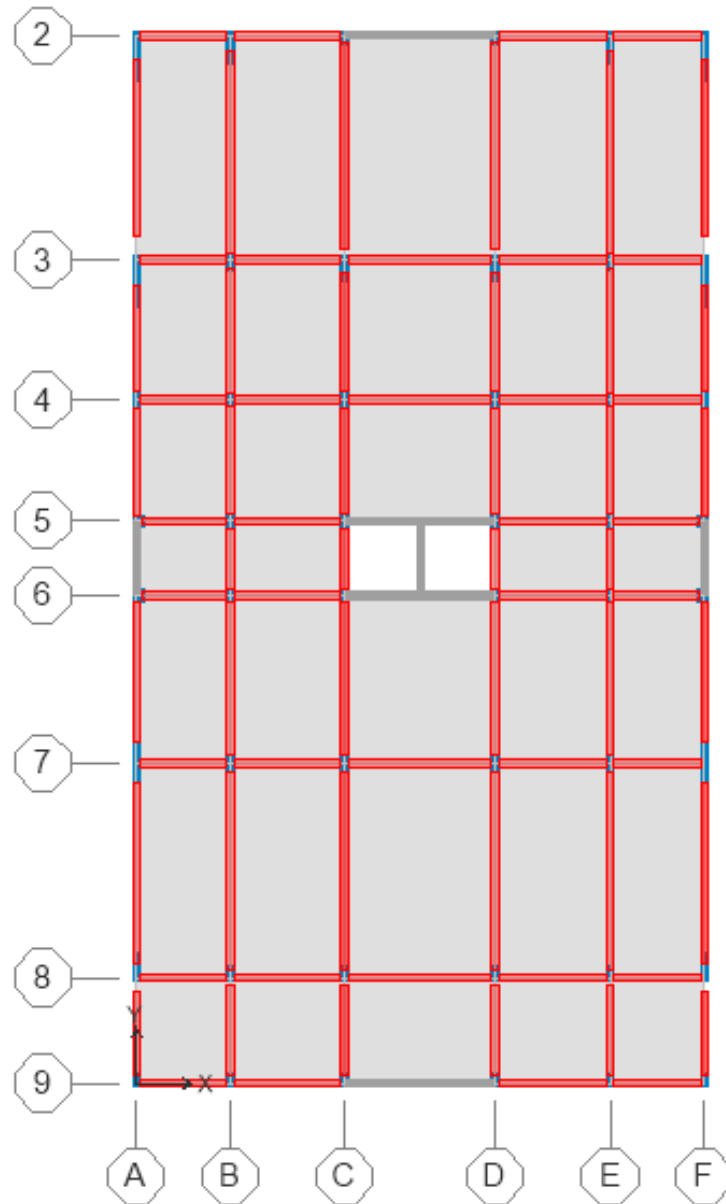


Figura 29. Vista en planta de la edificación

Fuente: Elaboración propia

El sistema de losas aligeradas dispuestas en la dirección del Eje X, según las coordenadas visibles en la esquina inferior izquierda de la Figura 29, establecen que, de acuerdo a lo indicado en párrafos anteriores, el Eje E será considerado como el eje portante.

Para realizar el metrado de cargas de entrepiso y llevar a cabo el análisis estático de fuerzas equivalentes, se consideran anchos tributarios para ambos ejes.

- **Análisis del Pórtico del Eje E**

En la Figura 30, se muestra el esquema del pórtico del eje E.

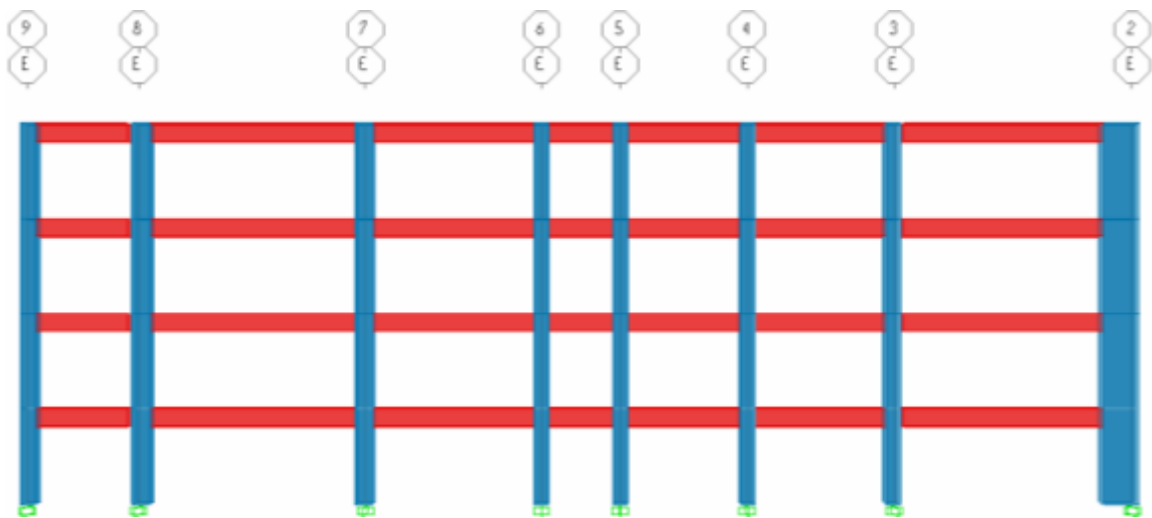


Figura 30. Esquema del pórtico del Eje E

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los procedimientos especificados en la Norma Sismo Resistente, se realiza el metrado de cargas en el Eje E (ver Tabla 10) y se realiza las distribuciones de fuerzas laterales para el pórtico del eje E según la norma E.030-2006 (ver Tabla 11) y la norma E.030-2014 (ver Tabla 12)

Tabla 10. Metrado de cargas en pórtico del eje E

METRADO DE CARGAS PARA EL EJE "E" (Toneladas)								
Nivel	CARGA MUERTA					Peso = muerta + 50% viva		
	Columnas	Vigas	Aligerado	Acabados	Tabiquería	Muerta	Viva	Peso
4° Piso	4.70	11.76	36.26	12.09	0.00	64.81	60.44	95.03
3° Piso	9.41	11.76	36.26	12.09	12.09	81.60	60.44	111.82
2° Piso	9.41	11.76	36.26	12.09	12.09	81.60	60.44	111.82
1° Piso	9.41	11.76	36.26	12.09	12.09	81.60	60.44	111.82
								430.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Fuerzas laterales en el eje E según E.030-2006

Distribución de Fuerzas en el Eje E (Toneladas)							
Z	U	C	S	R	$V = ZUCS/R * \text{Peso}$		
0.40	1.3	2.50	1.00	8	V (Ton) = 69.96		
Nivel	hei	hi	Pi	Pi*hi	Fa	Fi	Vi
4° Piso	3.2	12.8	95.03	2613.60	0.00	28.19	28.19
3° Piso	3.2	9.6	111.82	2115.83	0.00	22.82	51.01
2° Piso	3.2	6.4	111.82	1249.00	0.00	13.47	64.48
1° Piso	3.2	3.2	111.82	507.25	0.00	5.47	69.96
			430.50	6485.67			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Fuerzas laterales en el eje E según E.030-2014

Distribución de Fuerzas en el Eje E (Toneladas)						
Z	U	C	S	R	$V = ZUCS/R * \text{Peso}$	
0.45	1.3	2.50	1.00	8	V (Ton) = 78.70	
Nivel	hei	hi	Pi	Pi*hi ^K	Fi=αi*V	Vi
4° Piso	3.2	12.8	95.03	1216.40	28.46	28.46
3° Piso	3.2	9.6	111.82	1073.49	25.12	53.58
2° Piso	3.2	6.4	111.82	715.66	16.75	70.33
1° Piso	3.2	3.2	111.82	357.83	8.37	78.70
			430.50	3363.38		

Fuente: Elaboración propia

- **Análisis del Pórtico del Eje 4**

En la Figura 31, se muestra el esquema del pórtico del eje 4.

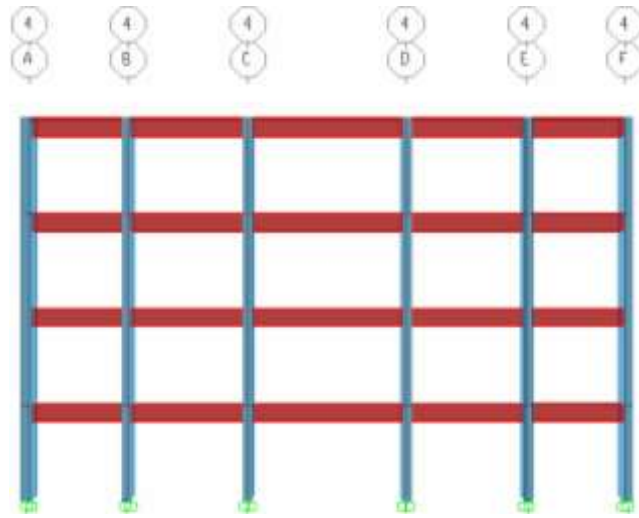


Figura 31. Esquema del pórtico del Eje 4

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los procedimientos especificados en la Norma Sismo Resistente, se realiza el metrado de cargas en el Eje 4 (ver Tabla 13) y se realiza las distribuciones de fuerzas laterales para el pórtico del eje E según la norma E.030-2006 (ver Tabla 14) y la norma E.030-2014 (ver Tabla 15)

Tabla 13. Metrado de cargas en pórtico del eje 4

METRADO DE CARGAS PARA EL EJE "4" (Toneladas)								
Nivel	Carga muerta					Peso = muerta + 50% viva		
	Columnas	Vigas	Aligerado	Acabados	Tabiquería	Muerta	Viva	Peso
4° Piso	3.26	8.14	5.65	1.88	0.00	18.94	9.42	23.66
3° Piso	6.53	8.14	5.65	1.88	1.88	24.09	9.42	28.80
2° Piso	6.53	8.14	5.65	1.88	1.88	24.09	9.42	28.80
1° Piso	6.53	8.14	5.65	1.88	1.88	24.09	9.42	28.80
								110.07

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Fuerzas laterales en el eje 4 según E.030-2006

Distribución de Fuerzas en el Eje 4 (Toneladas)							
Z	U	C	S	R	$V = ZUCS/R * \text{Peso}$		
0.40	1.3	2.50	1.00	8	V (Ton) = 17.89		
Nivel	hei	hi	Pi	Pi*hi ^K	Fa	Fi	Vi
4° Piso	3.2	12.8	23.66	650.58	0.00	7.06	7.06
3° Piso	3.2	9.6	28.80	545.01	0.00	5.92	12.98
2° Piso	3.2	6.4	28.80	321.73	0.00	3.49	16.47
1° Piso	3.2	3.2	28.80	130.66	0.00	1.42	17.89
				110.07	1647.98		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15. Fuerzas laterales en el eje 4 según E.030-2014

Distribución de Fuerzas en el Eje 4 (Toneladas)							
Z	U	C	S	R	$V = ZUCS/R * \text{Peso}$		
0.45	1.3	2.50	1.00	8	V (Ton) = 20.12		
Nivel	hei	hi	Pi	Pi*hi ^K	Fi=ai*V	Vi	
4° Piso	3.2	12.8	23.66	302.79	7.12	7.12	
3° Piso	3.2	9.6	28.80	276.52	6.50	13.62	
2° Piso	3.2	6.4	28.80	184.35	4.33	17.95	
1° Piso	3.2	3.2	28.80	92.17	2.17	20.12	
				110.07	855.83		

Fuente: Elaboración propia

3.5.5. Consideraciones elastoplásticas

Tal como se mencionó en el marco teórico, todos los materiales tienen un comportamiento elastoplástico, y dependiendo de la geometría de la sección sometida a cargas de compresión, tracción o flexión.

Aplicando los conceptos de módulo elástico (S) y plástico (Z) a la edificación tomada como modelo de análisis, se realiza el cálculo de dichos módulos para las columnas y vigas (de sección rectangular) que conforman los pórticos representativos.

Los datos se calculan en función de la dirección del sismo asumida, de acuerdo a la Figura 32.

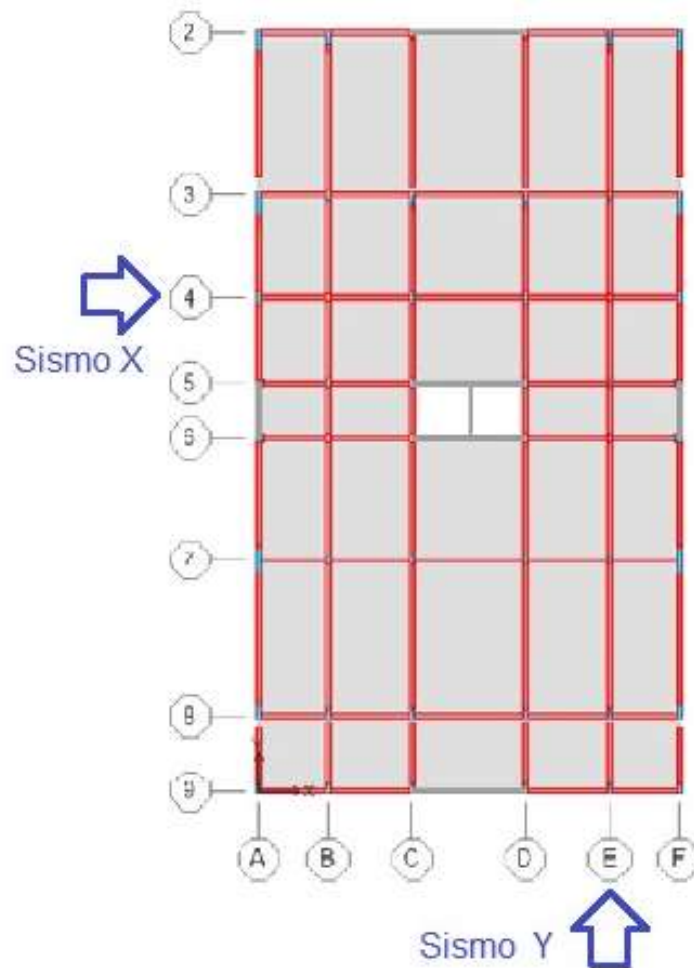


Figura 32. Direcciones de análisis sísmico

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 16 se muestran las propiedades de las secciones que conforman el pórtico E, considerando la dirección del sismo en el eje Y.

Tabla 16. Propiedades de los elementos del Pórtico E en el eje Y

N°	Tipo de elemento	Base b (cm)	Altura h (cm)	Módulo de sección elástica S (cm ³)	Módulo de sección plástica Z (cm ³)
1	Columna	25	50	10417	15625
2	Columna	25	60	15000	22500
3	Columna	25	60	15000	22500
4	Columna	25	50	10417	15625
5	Columna	25	50	10417	15625
6	Columna	25	50	10417	15625
7	Columna	25	50	10417	15625
8	Columna	25	120	60000	90000
9	Viga	25	60	15000	22500

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 17 se muestran las propiedades de las secciones que conforman el pórtico 4, considerando la dirección del sismo en el eje X.

Tabla 17. Propiedades de los elementos del Pórtico 4 en el eje X

N°	Tipo de elemento	Base b (cm)	Altura h (cm)	Módulo de sección elástica S (cm ³)	Módulo de sección plástica Z (cm ³)
1	Columna	60	25	6250	9375
2	Columna	50	25	5208	7813
3	Columna	60	30	9000	13500
4	Columna	60	30	9000	13500
5	Columna	50	25	5208	7813
6	Columna	60	25	6250	9375
7	Viga	30	60	18000	27000

Fuente: Elaboración propia

3.5.6. Análisis no lineal estático

Para proceder con el análisis no lineal estático de los pórticos representativos, se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Cargas de gravedad: determinadas en la Tabla 10 y Tabla 13, las cargas consideradas fueron tomadas de acuerdo a los pesos unitarios brindados en la norma E.020 Cargas.
- Patrón de distribución de fuerzas cortantes en la base: evaluando según métodos reconocidos por la norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2006) como lo es el Análisis estático de Fuerzas equivalentes. Luego de evaluar las cargas de gravedad y los parámetros sismo resistentes, se obtienen los siguientes patrones de fuerzas cortantes en la base (ver Figuras 33, 34, 35 y 36)

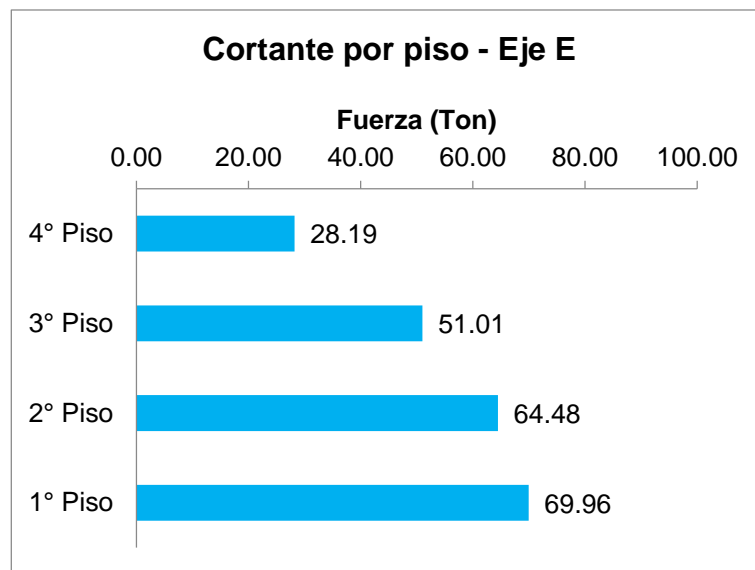


Figura 33. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje E (E.030-2006)

Fuente: Elaboración propia

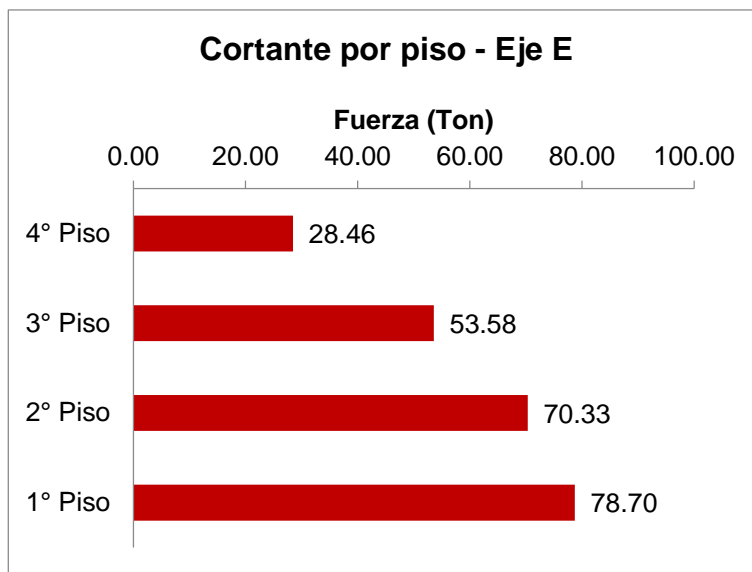


Figura 34. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje E (E.030-2014)

Fuente: Elaboración propia

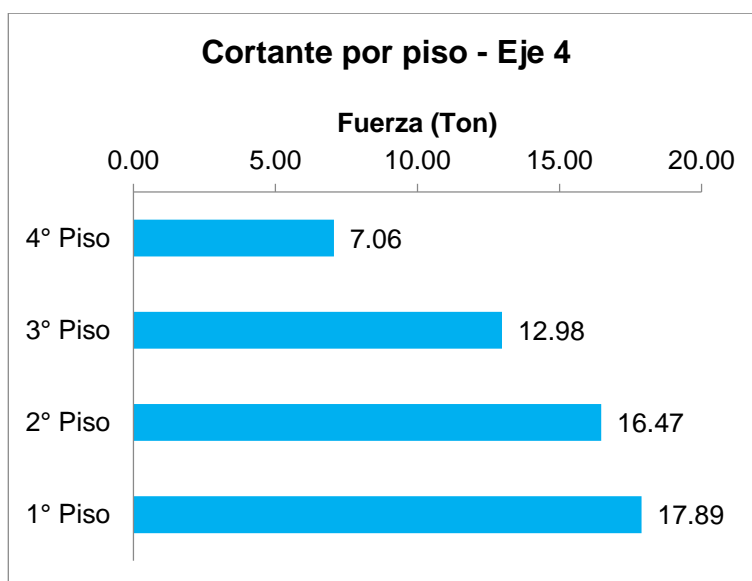


Figura 35. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje 4 (E.030-2006)

Fuente: Elaboración propia

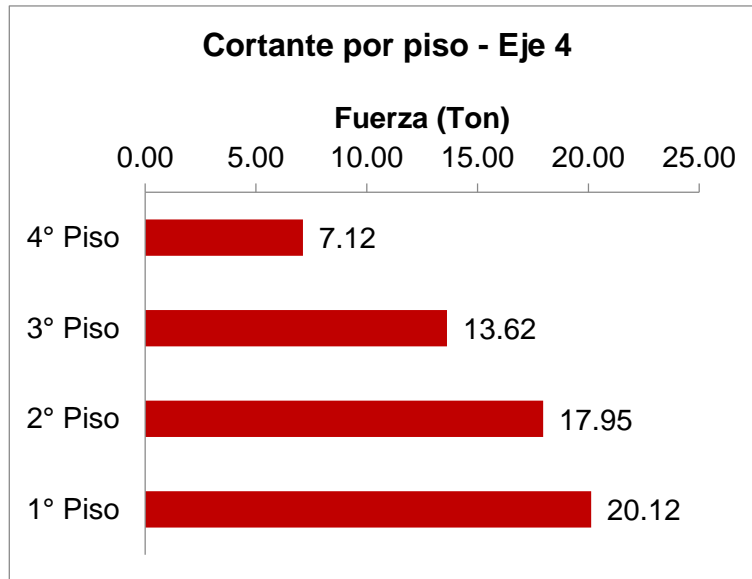


Figura 36. Patrón de fuerzas cortantes en el Eje 4 (E.030-2014)

Fuente: Elaboración propia

- Combinación de cargas: con la finalidad de evaluar la edificación bajo condiciones de rotura y fisuración de los materiales, se toma en cuenta la combinación de cargas más críticas definida por la norma E.060 Concreto Armado y de acuerdo a la Tabla 8:

$$C3 = 1.25 (Carga Muerta + Carga Viva) \pm 1.00 Sismo$$

- Carga rampa: habiendo realizado una primera calibración de los modelos matemáticos de ambos pórticos, considerando los patrones de fuerza cortante en la base en cada dirección de análisis (ver Figuras 33, 34, 35 y 36) y las propiedades de las secciones que conforman los pórticos evaluados (reflejadas en los módulos de sección elástica y plástica en las Tablas 16 y 17), se define los siguientes esquemas de incremento lineal de la fuerza cortante en la base para cada caso (ver Figuras 37, 38, 39 y 40). Las cargas rampa de sismo se interpretan como la aplicación linealmente incremental de un análisis sísmico estático, es decir, comprende una serie de análisis estáticos llevados a cabo, llevando control del desplazamiento o de la fuerza cortante basal.

Para el ejemplo planteado para la presente investigación se monitorea la cortante basal hasta lograr su máximo valor.

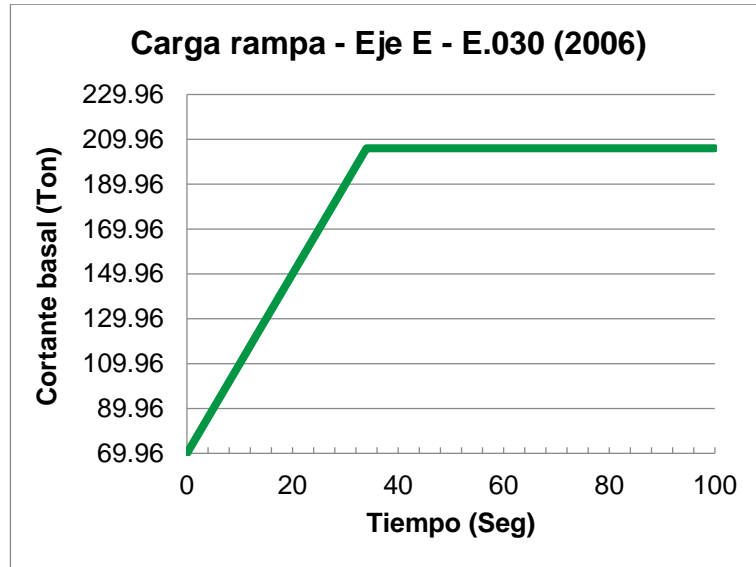


Figura 37. Carga rampa de sismo en el Eje E (E.030-2006)

Fuente: Elaboración propia

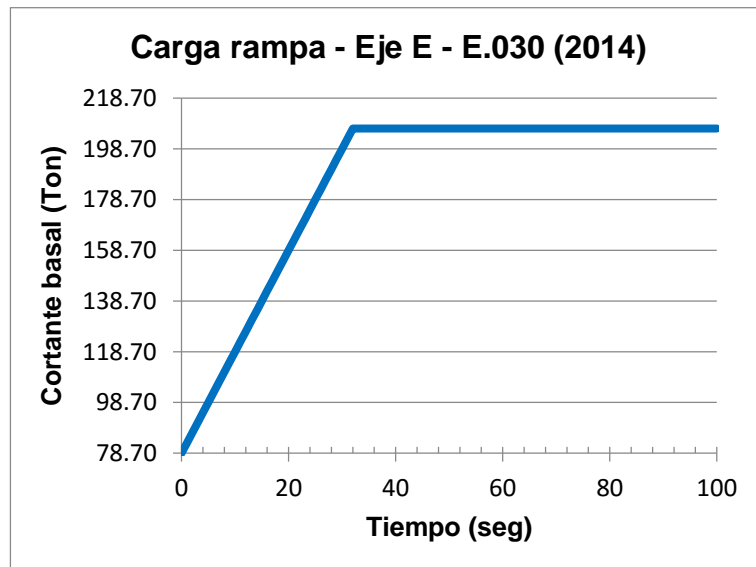


Figura 38. Carga rampa de sismo en el Eje E (E.030-2014)

Fuente: Elaboración propia

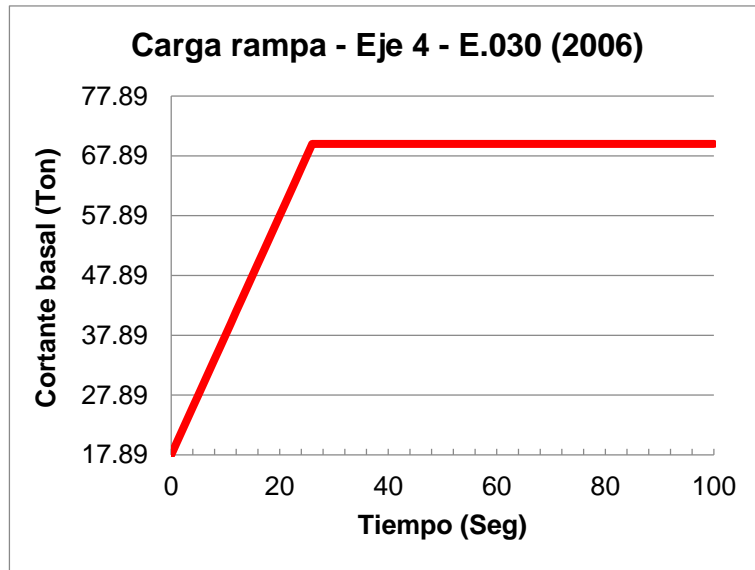


Figura 39. Carga rampa de sismo en el Eje 4 (E.030-2006)

Fuente: Elaboración propia

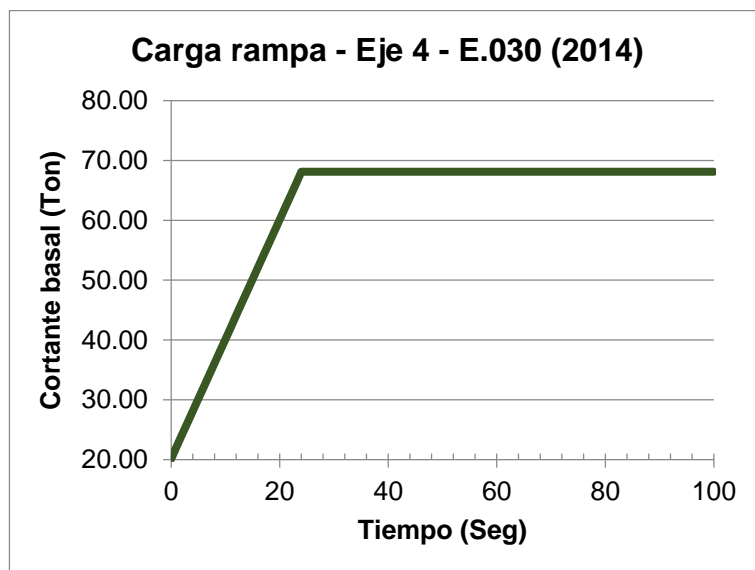


Figura 40. Carga rampa de sismo en el Eje 4 (E.030-2014)

Fuente: Elaboración propia

3.5.7. Análisis tiempo historia

De acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente, el análisis tiempo historia es complementario a los tipos de análisis descritos en dicho documento (ver ítem 2.2.6.1.), es del tipo dinámico y se utiliza para verificar el comportamiento de la estructuras, sometiendo las estructuras a un conjunto de aceleraciones del terreno. Para el desarrollo del presente trabajo, se consideraron 3 registros históricos (de acuerdo al proyecto de Norma E.030 del 2014), correspondientes a los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974, a continuación se presentan los acelerogramas registrados durante los mencionados eventos (ver Figuras 41, 42 y 43 respectivamente).

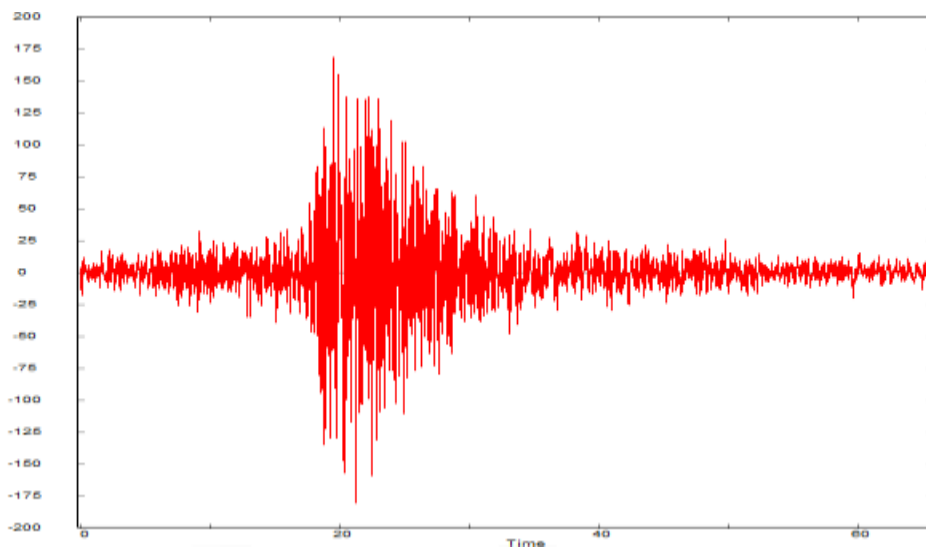


Figura 41. Acelerograma de sismo del año 1966

Fuente: Centro de Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID

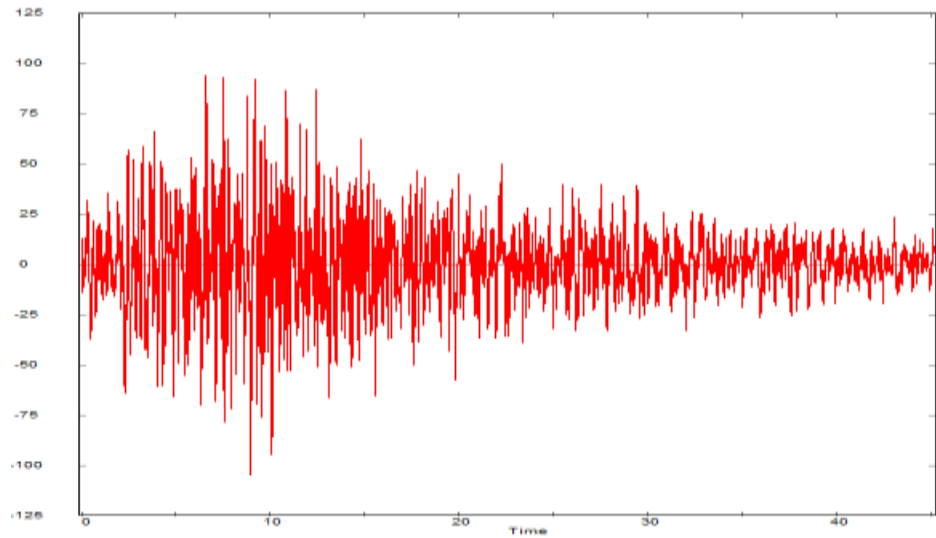


Figura 42, Acelerograma de sismo del año 1970

Fuente: Fuente: Centro de Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID

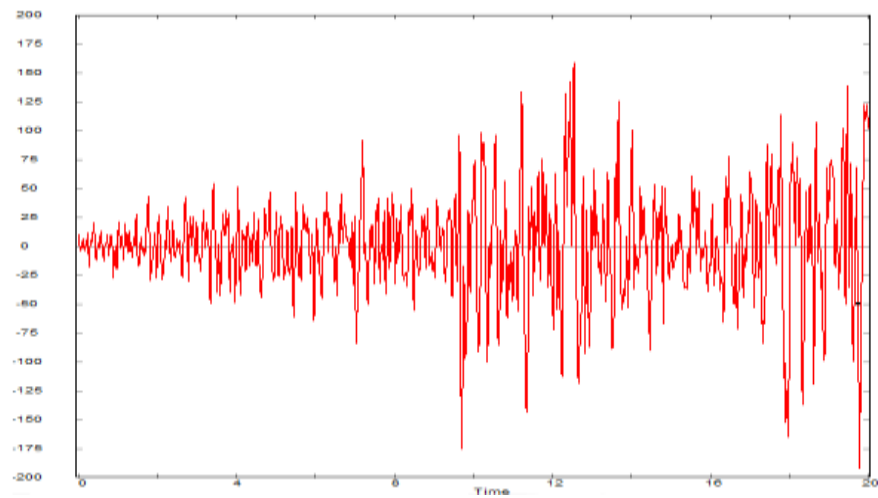


Figura 43. Acelerograma de sismo del año 1974

Fuente: Fuente: Centro de Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID

3.6. Aspectos éticos

De acuerdo con los principios y procedimientos establecidos en las normas nacionales E.030 (vigente 2006) y normas internacionales FEMA 356, NSR-10, este estudio se desarrollará conforme a los siguientes criterios:

- **Modelación:** definición de un modelo matemático de la estructura, representado una adecuada distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema estructural, considerando los efectos no lineales de los materiales constituyentes del sistema. En el caso de estructuras regulares, con sistemas de resistencia sísmica perpendiculares, se permite usar modelos bidimensionales para representar al sistema.
- **Análisis:** la estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas ocurriendo de manera simultánea con los efectos producidos por las cargas muertas, combinadas con no menos de los 25% de la carga viva requeridas por el diseño. Las fuerzas laterales se aplican en cada nivel, proporcionalmente a la distribución obtenida del análisis lineal. Las cargas laterales se deben incrementar monotónicamente.

CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.1. Análisis e interpretación de los resultados

4.1.1. Resultados considerando Norma E.030 (2006)

En las curvas de capacidad obtenidas luego de realizar el análisis no lineal estático de los pórticos de los ejes E y 4, se identifican 3 puntos, el primero corresponde a la fuerza cortante en la base (de acuerdo a Norma E.030). El segundo punto corresponde al punto donde termina el rango elástico y comienza el rango plástico, finalmente, el tercer punto representa a la fuerza cortante máxima que puede resistir la estructura habiendo incurrido en el rango plástico.

- Al analizar el pórtico en el eje E, habiendo considerado la fuerza cortante basal de acuerdo a la Tabla 12, las propiedades geométricas de las secciones de los elementos que conforman el pórtico (ver Tabla 16) y el concreto armado como material elastoplástico, se obtuvo la curva de capacidad mostrada en la Figura 44

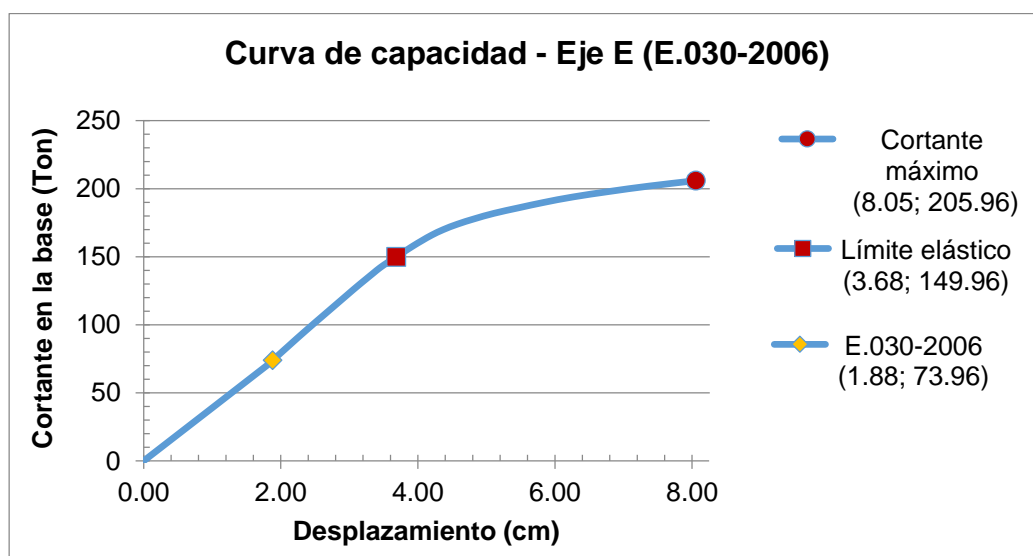


Figura 44. Curva de capacidad de pórtico en eje E (E.030-2006)

Fuente: Elaboración propia

El análisis de acuerdo a la norma E.030 (2006) para los puntos de límite elástico y cortante máximo se presentan en las Tablas 18 y 19 respectivamente.

Tabla 18. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje E (E.030-2006)

Control de distorsiones de punto límite elástico en pórtico del eje E (E.030-2006)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0368319	0.0065262	3.2	0.0020	0.007	Cumple
3° Piso	0.0303057	0.0102093	3.2	0.0032	0.007	Cumple
2° Piso	0.0200964	0.0124824	3.2	0.0039	0.007	Cumple
1° Piso	0.0076140	0.0076140	3.2	0.0024	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje E (E.030-2006)

Control de distorsiones de punto cortante máximo en pórtico del eje E (E.030-2006)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0805432	0.0103655	3.2	0.0032	0.007	Cumple
3° Piso	0.0701777	0.0188336	3.2	0.0059	0.007	Cumple
2° Piso	0.0513441	0.0290680	3.2	0.0091	0.007	No cumple
1° Piso	0.0222761	0.0222761	3.2	0.0070	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a lo presentado en las Tablas 18 y 19, se verifica que mientras la estructura se encuentra dentro del rango elástico, el comportamiento controlado por la distorsión de entrepiso de acuerdo a la Norma E.030 es aceptable. En cambio, cuando la estructura incursiona en el rango plástico y logra la capacidad máxima de resistir a la fuerza cortante, uno de los entrepisos deja de cumplir con las distorsiones límites.

- Al procesar el pórtico en el eje 4, habiendo considerado la fuerza cortante basal de acuerdo a la Tabla 14, las propiedades geométricas de las secciones de los elementos que conforman el pórtico (ver Tabla 17) y el concreto armado como material elastoplástico, se obtuvo la curva de capacidad mostrada en la Figura 45

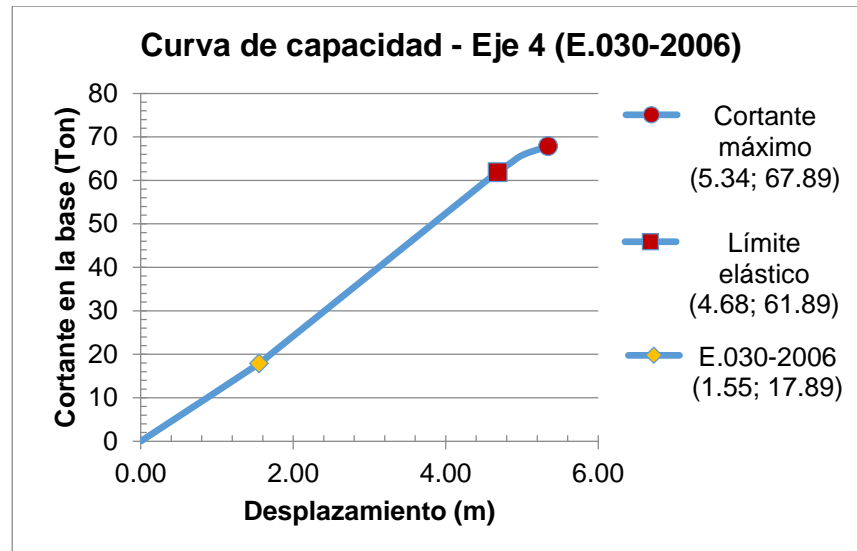


Figura 45. Curva de capacidad de pórtico en eje 4 (E.030-2012)

Fuente: Elaboración propia

El análisis de acuerdo a la norma E.030 (2006) para los puntos de límite elástico y cortante máximo se presentan en las Tablas 20 y 21 respectivamente.

Tabla 20. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje 4 (E.030-2006)

Control de distorsiones de punto límite elástico en pórtico del eje 4 (E.030-2006)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0468203	0.0055452	3.2	0.0017	0.007	Cumple
3° Piso	0.0412751	0.0105180	3.2	0.0033	0.007	Cumple
2° Piso	0.0307571	0.0147633	3.2	0.0046	0.007	Cumple
1° Piso	0.0159938	0.0159938	3.2	0.0050	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje 4 (E.030-2006)

Control de distorsiones de punto cortante máximo en pórtico del eje 4 (E.030-2006)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0550008	0.0060610	3.2	0.0019	0.007	Cumple
3° Piso	0.0489398	0.0115199	3.2	0.0036	0.007	Cumple
2° Piso	0.0374199	0.0163398	3.2	0.0051	0.007	Cumple
1° Piso	0.0210801	0.0210801	3.2	0.0066	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a lo presentado en las Tablas 20 y 21, se verifica que mientras la estructura se encuentra dentro del rango elástico, el comportamiento controlado por la distorsión de entrepiso de acuerdo a la Norma E.030 es aceptable. De igual manera, cuando la estructura incursiona en el rango plástico y logra la capacidad máxima de resistir a la fuerza cortante, uno de los entrepisos deja de cumplir con las distorsiones límites.

4.1.2. Resultados considerando Norma E.030 (2014)

En las curvas de capacidad obtenidas luego de realizar el análisis no lineal estático de los pórticos de los ejes E y 4, se identifican 3 puntos, el primero corresponde a la fuerza cortante en la base (de acuerdo a Norma E.030). El segundo punto corresponde al punto donde termina el rango elástico y comienza el rango plástico, finalmente, el tercer punto representa a la fuerza cortante máxima que puede resistir la estructura habiendo incursionado en el rango plástico.

- Al analizar el pórtico en el eje E, habiendo considerado la fuerza cortante basal de acuerdo a la Tabla 13, las propiedades geométricas de las secciones de los elementos que conforman el pórtico (ver Tabla 16) y el concreto armado como material elastoplástico, se obtuvo la curva de capacidad mostrada en la Figura 46.

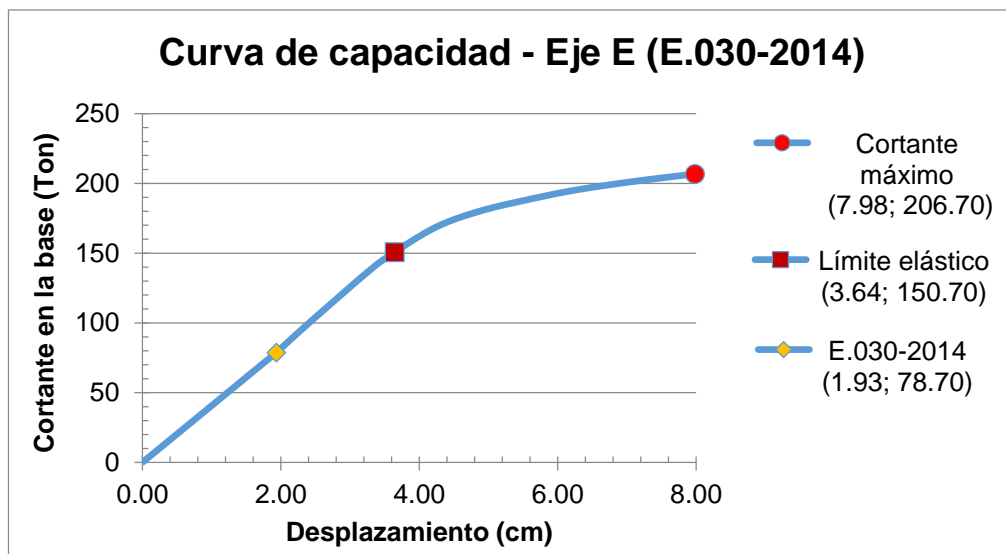


Figura 46. Curva de capacidad de pórtico en eje E (E.030-2014)

Fuente: Elaboración propia

El análisis de acuerdo a la norma E.030 (2014) para los puntos de límite elástico y cortante máximo se presentan en las Tablas 22 y 23 respectivamente.

Tabla 22. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje E (E.030-2014)

Control de distorsiones de punto límite elástico en pórtico del eje E (E.030-2014)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0364429	0.0063650	3.2	0.0020	0.007	Cumple
3° Piso	0.0300779	0.0100648	3.2	0.0031	0.007	Cumple
2° Piso	0.0200131	0.0124084	3.2	0.0039	0.007	Cumple
1° Piso	0.0076047	0.0076047	3.2	0.0024	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje E (E.030-2014)

Control de distorsiones de punto cortante máximo en pórtico del eje E (E.030-2014)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0798025	0.0101405	3.2	0.0032	0.007	Cumple
3° Piso	0.0696620	0.0185508	3.2	0.0058	0.007	Cumple
2° Piso	0.0511112	0.0288767	3.2	0.0090	0.007	No cumple
1° Piso	0.0222345	0.0222345	3.2	0.0069	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a lo presentado en las Tablas 22 y 23, se verifica que mientras la estructura se encuentra dentro del rango elástico, el comportamiento controlado por la distorsión de entrepiso de acuerdo a la Norma E.030 es aceptable. En cambio, cuando la estructura incursiona en el rango plástico y logra la capacidad máxima de resistir a la fuerza cortante, uno de los entrepisos deja de cumplir con las distorsiones límites.

- Al procesar el pórtico en el eje 4, habiendo considerado la fuerza cortante basal de acuerdo a la Tabla 16, las propiedades geométricas de las secciones de los elementos que conforman el pórtico (ver Tabla 17) y el concreto armado como material elastoplástico, se obtuvo la curva de capacidad mostrada en la Figura 47

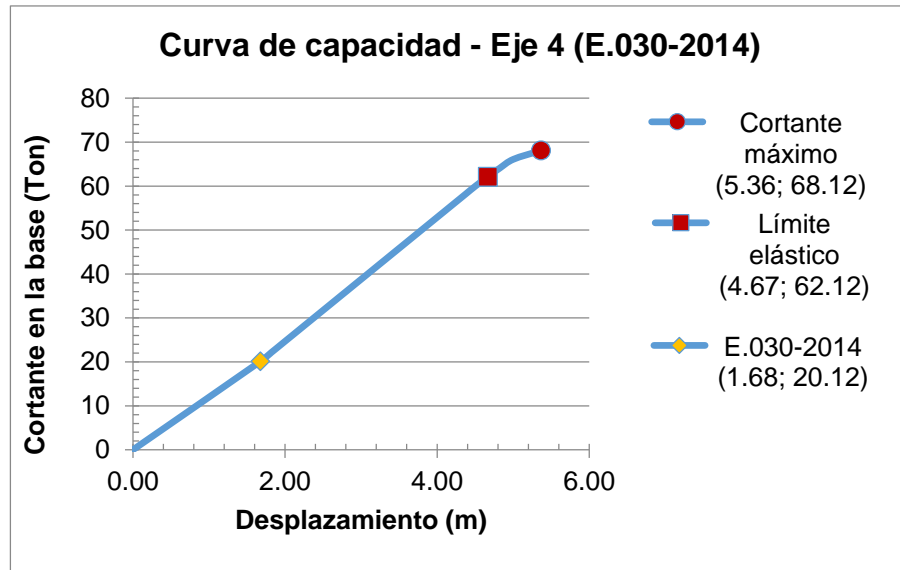


Figura 47. Curva de capacidad de pórtico en eje 4 (E.030-2014)

Fuente: Elaboración propia

El análisis de acuerdo a la norma E.030 (2014) para los puntos de límite elástico y cortante máximo se presentan en las Tablas 24 y 25 respectivamente.

Tabla 24. Control de distorsiones de punto elástico en el Eje 4 (E.030-2014)

Control de distorsiones de punto límite elástico en pórtico del eje 4 (E.030-2014)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0466632	0.0054264	3.2	0.0017	0.007	Cumple
3° Piso	0.0412368	0.0104169	3.2	0.0033	0.007	Cumple
2° Piso	0.0308199	0.0147553	3.2	0.0046	0.007	Cumple
1° Piso	0.0160646	0.0160646	3.2	0.0050	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. Control de distorsiones de punto de cortante máximo en el Eje 4 (E.030-2014)

Control de distorsiones de punto cortante máximo en pórtico del eje 4 (E.030-2014)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0536497	0.0058948	3.2	0.0018	0.007	Cumple
3° Piso	0.0477549	0.0113272	3.2	0.0035	0.007	Cumple
2° Piso	0.0364277	0.0161826	3.2	0.0051	0.007	Cumple
1° Piso	0.0202451	0.0202451	3.2	0.0063	0.007	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a lo presentado en las Tablas 24 y 25, se verifica que mientras la estructura se encuentra dentro del rango elástico, el comportamiento controlado por la distorsión de entrepiso de acuerdo a la Norma E.030 es aceptable. De igual manera, cuando la estructura incursiona en el rango plástico y logra la capacidad máxima de resistir a la fuerza cortante, uno de los entrepisos deja de cumplir con las distorsiones límites.

4.1.3. Resultados considerando registros históricos

De acuerdo al Proyecto de Norma Sismo Resistente E.030 – 2014, el comportamiento del modelo matemático simulado, toma en cuenta ciertos parámetros como la fluencia, degradación de la resistencia, degradación de rigidez, estrechamiento histerético y todo tipo de aspecto relevante de acuerdo al tipo de comportamiento considerado.

Al realizar el análisis tiempo historia, si se utilizan menos de 7 registros históricos, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Figura 2.

4.1.3.1. Resultados considerando el sismo de 1966

Las fuerzas cortantes máximas se obtenida en el Eje E se muestran en la Figura 48, y en la Tabla 26 se realiza la comparación de distorsiones límites con la Norma Sismo resistente.

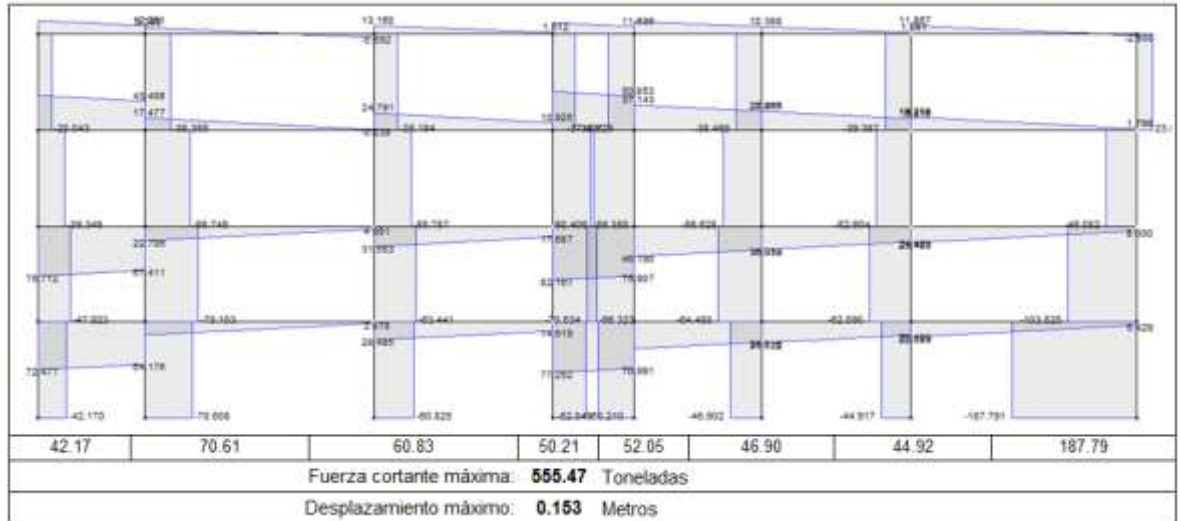


Figura 48. Respuesta sísmica al evento de 1966 en el eje E

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26 Distorsiones en el Eje E debido a sismo de 1966

Control de distorsiones de pórtico del eje E (Sismo 1966)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.1530780	0.0314150	3.2	0.0098	0.00875	No cumple
3° Piso	0.1216630	0.0439360	3.2	0.0137	0.00875	No cumple
2° Piso	0.0777270	0.0498208	3.2	0.0156	0.00875	No cumple
1° Piso	0.0279062	0.0279062	3.2	0.0087	0.00875	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas cortantes máximas se obtenida en el Eje 4 se muestran en la Figura 49, y en la Tabla 27 se realiza la comparación de distorsiones límites con la Norma Sismo resistente.



Figura 49. Respuesta sísmica al evento de 1966 en el eje 4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Distorsiones en el Eje 4 debido a sismo de 1966

Control de distorsiones de pórtico del eje 4 (Sismo 1966)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.1933900	0.0261260	3.2	0.0082	0.00875	Cumple
3° Piso	0.1672640	0.0483840	3.2	0.0151	0.00875	No cumple
2° Piso	0.1188800	0.0683532	3.2	0.0214	0.00875	No cumple
1° Piso	0.0505268	0.0505268	3.2	0.0158	0.00875	No cumple

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.2. Resultados considerando el sismo de 1970

Las fuerzas cortantes máximas se obtenida en el Eje E se muestran en la Figura 50, y en la Tabla 28 se realiza la comparación de distorsiones límites con la Norma Sismo resistente.

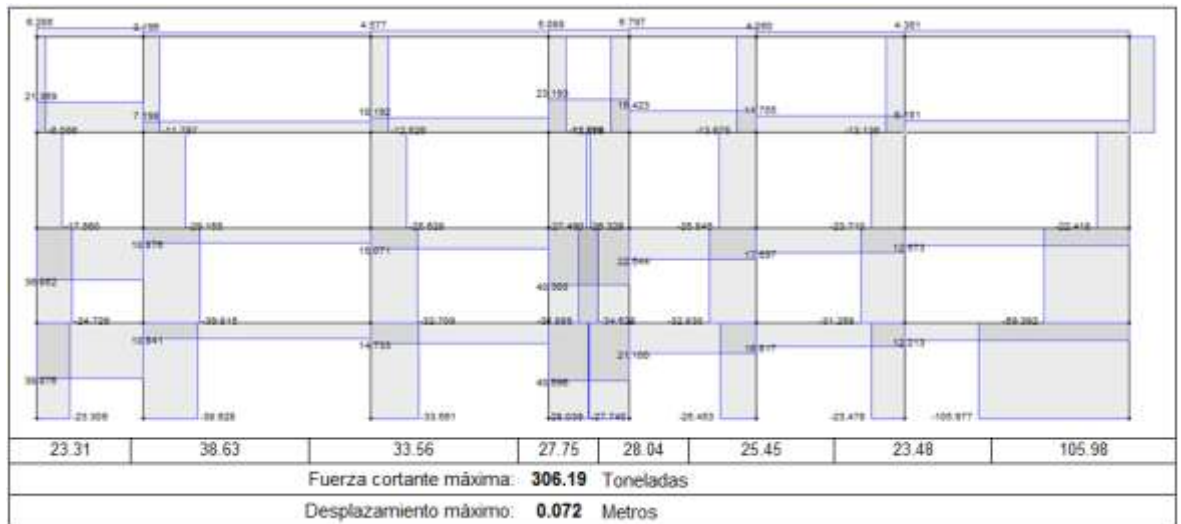


Figura 50. Respuesta sísmica al evento de 1970 en el eje E

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Distorsiones en el Eje E debido a sismo de 1970

Control de distorsiones de pórtico del eje E (Sismo 1970)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0723386	0.0119770	3.2	0.0037	0.00875	Cumple
3° Piso	0.0603616	0.0201814	3.2	0.0063	0.00875	Cumple
2° Piso	0.0401802	0.0253706	3.2	0.0079	0.00875	Cumple
1° Piso	0.0148096	0.0148096	3.2	0.0046	0.00875	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas cortantes máximas se obtenida en el Eje 4 se muestran en la Figura 51, y en la Tabla 29 se realiza la comparación de distorsiones límites con la Norma Sismo resistente.



Figura 51. Respuesta sísmica al evento de 1970 en el eje 4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Distorsiones en el Eje 4 debido a sismo de 1970

Control de distorsiones de pórtico del eje 4 (Sismo 1970)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.1151220	0.0198694	3.2	0.0062	0.00875	Cumple
3° Piso	0.0952526	0.0322572	3.2	0.0101	0.00875	No cumple
2° Piso	0.0629954	0.0384842	3.2	0.0120	0.00875	No cumple
1° Piso	0.0245112	0.0245112	3.2	0.0077	0.00875	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.3. Resultados considerando el sismo de 1974

Las fuerzas cortantes máximas se obtenida en el Eje E se muestran en la Figura 52, y en la Tabla 30 se realiza la comparación de distorsiones límites con la Norma Sismo resistente.

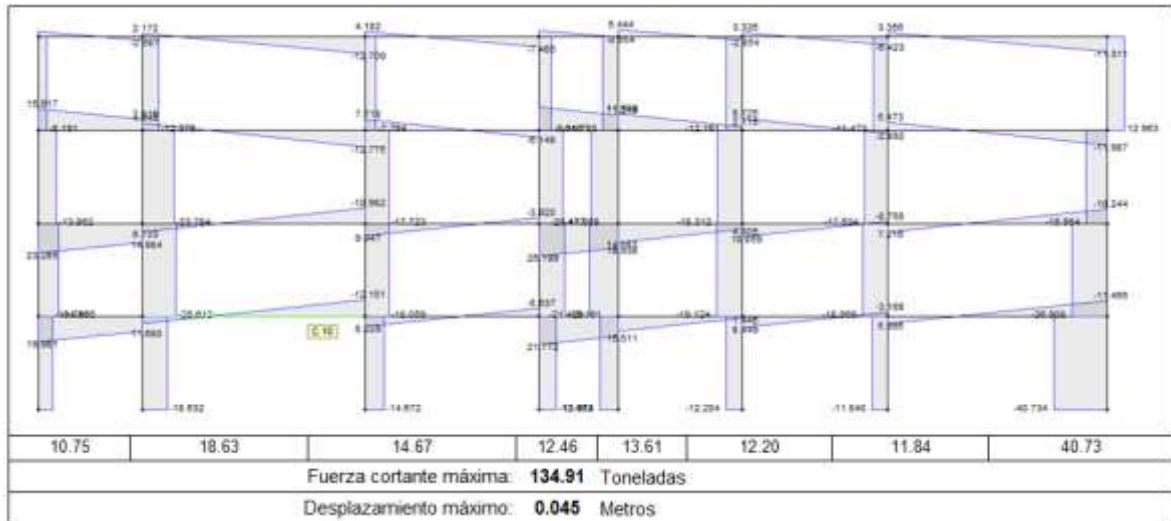


Figura 52. Respuesta sísmica al evento de 1974 en el eje E

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30. Distorsiones en el Eje E debido a sismo de 1974

Control de distorsiones de pórtico del eje E (Sismo 1974)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0451042	0.0097845	3.2	0.0031	0.00875	Cumple
3° Piso	0.0353197	0.0135818	3.2	0.0042	0.00875	Cumple
2° Piso	0.0217379	0.0143508	3.2	0.0045	0.00875	Cumple
1° Piso	0.0073871	0.0073871	3.2	0.0023	0.00875	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas cortantes máximas se obtenida en el Eje 4 se muestran en la Figura 53, y en la Tabla 31 se realiza la comparación de distorsiones límites con la Norma Sismo resistente.



Figura 53. Respuesta sísmica el evento de 1974 en el eje 4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Distorsiones en el Eje 4 debido a sismo de 1974

Control de distorsiones de pórtico del eje 4 (Sismo 1974)						
Nivel	Desplazamiento absoluto (m)	Desplazamiento relativo (m)	Altura de entrepiso (m)	Distorsión de entrepiso	Límite de distorsión E.030	Verificación
4° Piso	0.0547903	0.0134637	3.2	0.0042	0.00875	Cumple
3° Piso	0.0413266	0.0164891	3.2	0.0052	0.00875	Cumple
2° Piso	0.0248375	0.0153463	3.2	0.0048	0.00875	Cumple
1° Piso	0.0094912	0.0094912	3.2	0.0030	0.00875	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.2. Resultados de la investigación

4.2.1. Capacidad estructural

En las Figura 54 se aprecia las curvas de capacidad para el Eje E (considerando la Norma E.030 del año 2006 y del 2014).

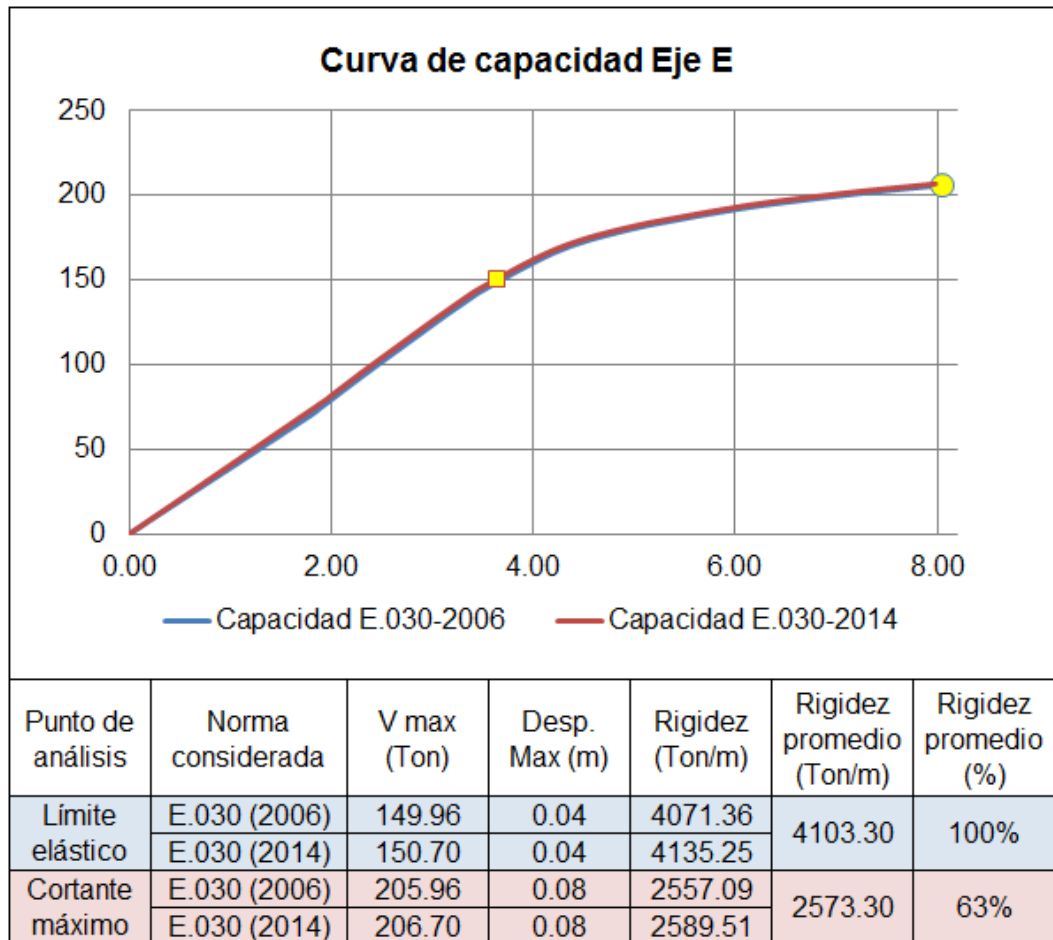


Figura 54. Análisis de curva de capacidad en el Eje E

Fuente: Elaboración propia

El tipo de curva de capacidad mostrado en la Figura 54, considerando al Eje E como dirección de análisis, corresponde a un sistema aporticado de múltiples vanos o crujías, logra disipar adecuadamente la energía, lo cual se aprecia con la casi proporcional degradación de rigidez que presenta desde el punto límite elástico hasta el punto de cortante máximo.

En las Figura 55 se aprecia las curvas de capacidad para el Eje E (considerando la Norma E.030 del año 2006 y del 2014).

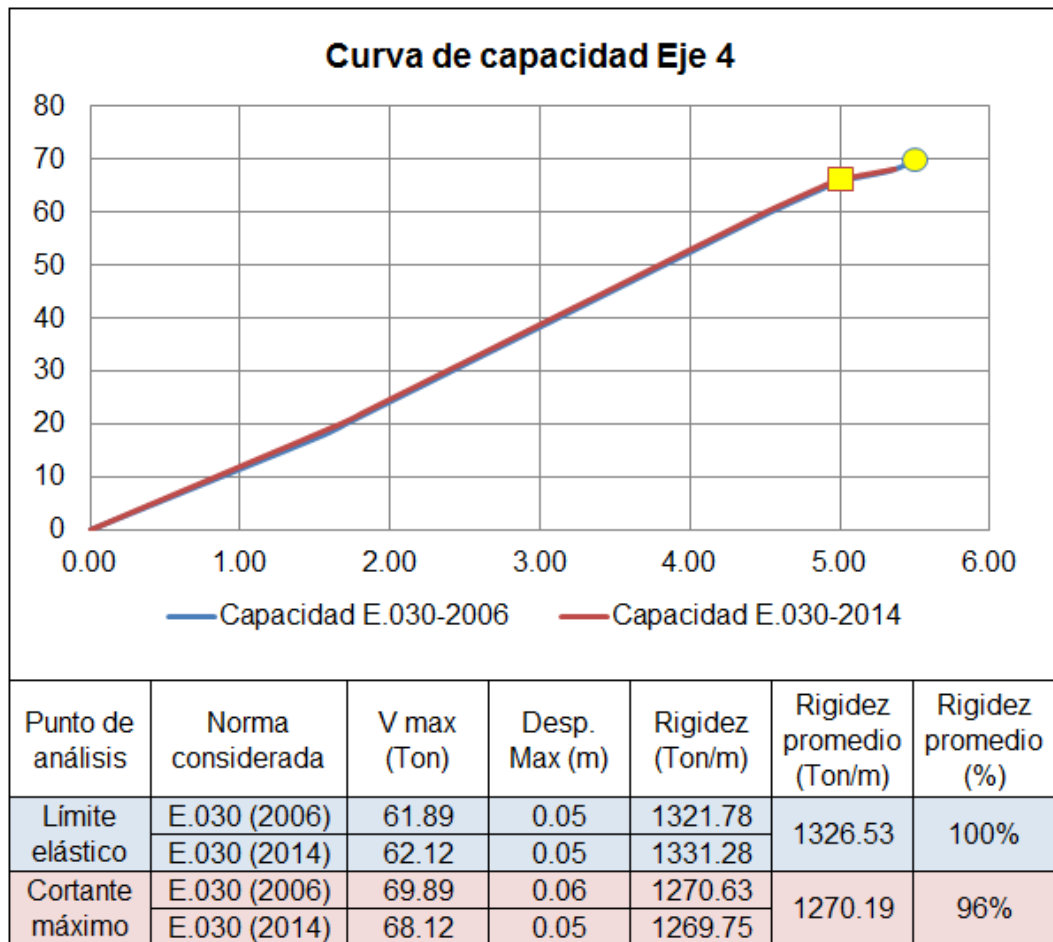


Figura 55. Análisis de curva de capacidad en el Eje 4

Fuente: Elaboración propia

El tipo de curva de capacidad mostrado en la Figura 55, considerando al Eje 4 como dirección de análisis, corresponde a un sistema aporticado de múltiples vanos o crujías, no logra disipar adecuadamente la energía, lo cual se aprecia súbita degradación de rigidez que presenta desde el punto límite elástico hasta el punto de cortante máximo.

4.2.2. Deformaciones y mecanismos de falla

La disipación de energía lograda en el pórtico del Eje E, debido a la degradación de la rigidez en cada aumento de carga (ver Figura 54), se manifiesta a través de la formación de mecanismos de falla como lo son las rótulas plásticas formadas en las vigas, logrando prevalecer el principio de columna fuerte – viga débil (ver Figura 56).

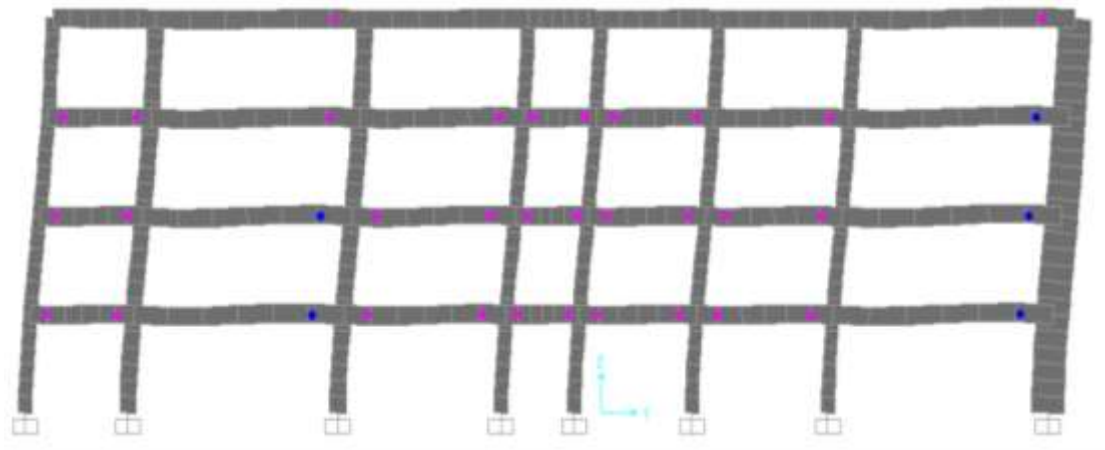


Figura 56. Deformada en la dirección del Eje E

Fuente: Elaboración propia

La disipación de energía lograda en el pórtico del Eje 4, debido a la súbita degradación de rigidez en cada aumento de carga (ver Figura 55), se manifiesta a través de la formación de mecanismos de falla como lo son las rótulas plásticas formadas en las columnas, con lo cual no logra prevalecer el principio de columna fuerte – viga débil (ver Figura 57).

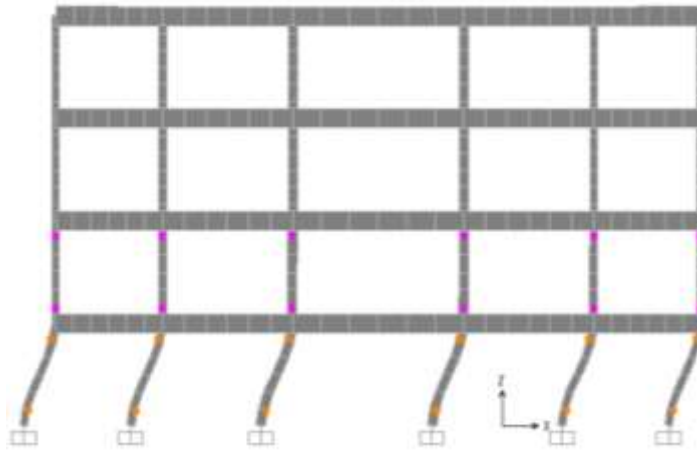


Figura 57. Deformada en la dirección del Eje 4

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Análisis tiempo historia

De acuerdo al Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismo Resistente del 2014, para el análisis tiempo historia, cuando se utilizan menos de 7 registros históricos, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis. En consecuencia, al haberse analizado la edificación modelo con 3 registros históricos, las fuerzas cortantes y desplazamientos anteriormente mostrados, se resumen en la Tabla 32.

Tabla 32. Resultados Análisis Tiempo - Historia

Sismo	Eje E		Eje 4	
	Cortante máximo (Ton)	Desplazamiento máximo (m)	Cortante máximo (Ton)	Desplazamiento máximo (m)
1966	555.47	0.153	663.90	0.193
1970	306.19	0.072	299.69	0.115
1974	134.91	0.045	117.77	0.055

Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Respuesta simultanea

Luego de procesar los datos obtenidos del análisis no lineal estático en ambas direcciones y haber sometido la estructura a los registros históricos correspondientes a los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, se relacionaron las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos ocurridos a causa de ellas.

En la Figura 58, mostrada a continuación, se presenta la curva de capacidad de la estructura en el Eje E, y como puntos se encuentran indicados los puntos máximos obtenidos en los análisis tiempo-historia

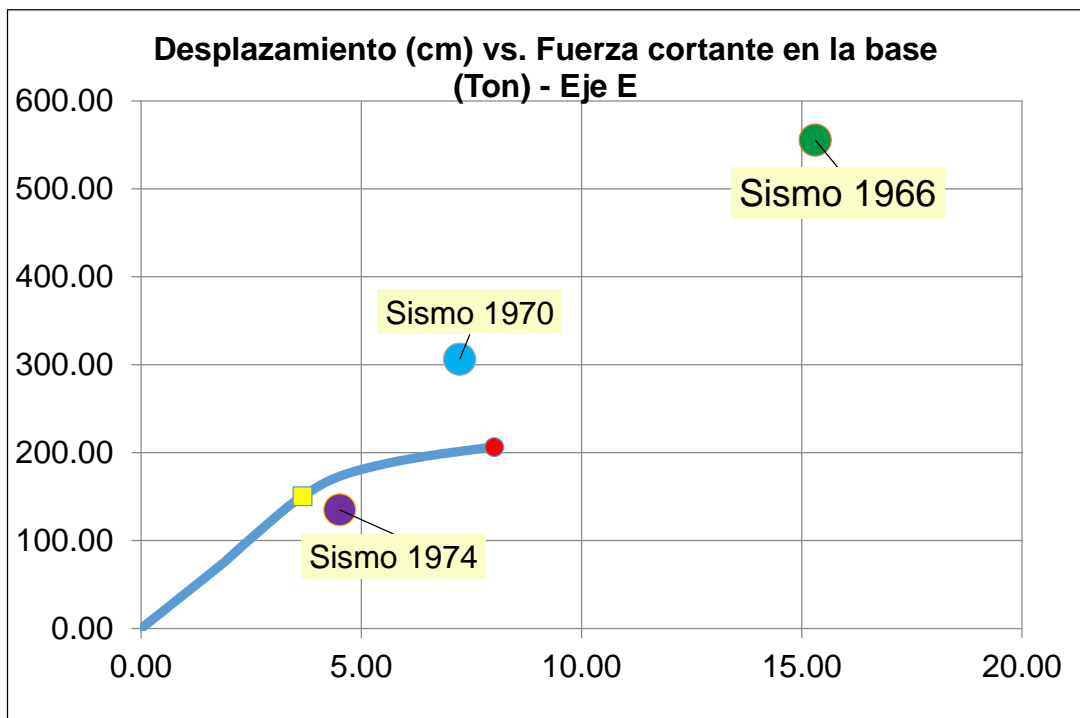


Figura 58. Relación Cortante basal – Desplazamientos en el Eje E

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 59, mostrada a continuación, se presenta la curva de capacidad de la estructura en el Eje 4, y como puntos se encuentran indicados los puntos máximos obtenidos en los análisis tiempo-historia.

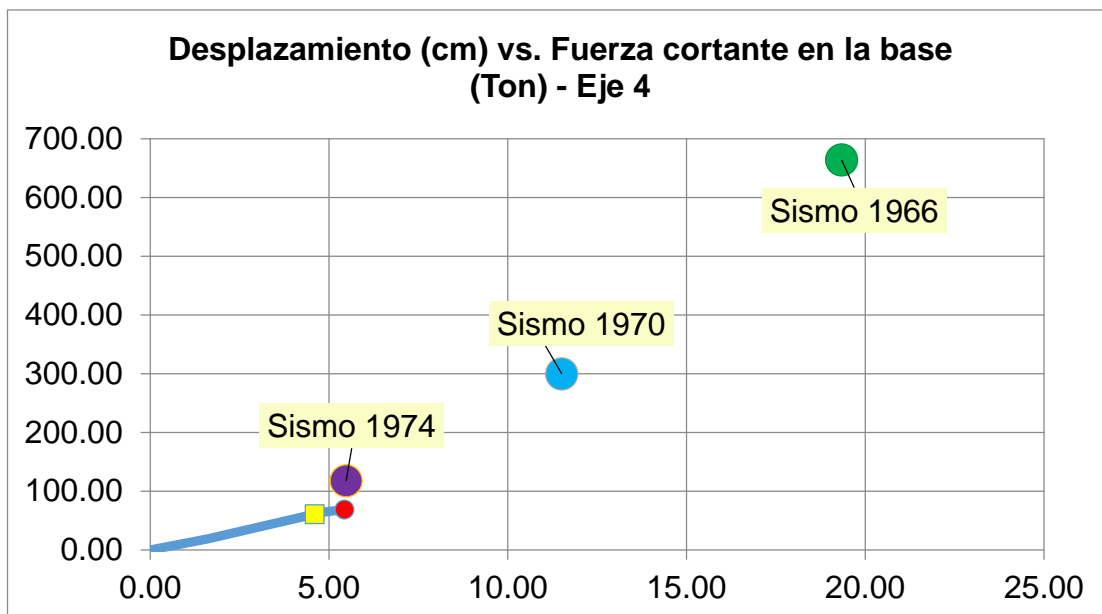


Figura 59. Relación Cortante basal – Desplazamientos en el Eje 4

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 33 se presenta los resultados finales de la máxima fuerza resistente hallada con en análisis no lineal estático, la cual se compara con las demandas máximas obtenidas con los análisis tiempo – historia.

Tabla 33. Comparación de fuerzas cortantes resistentes y actuantes

Sismo	Eje E		Eje 4	
	Cortante máximo (Ton)	Cortante resistente (Ton)	Cortante máximo (Ton)	Cortante resistente (Ton)
1966	555.47	206.00	663.90	69.00
1970	306.19		299.69	
1974	134.91		117.77	

Fuente: Elaboración propia

4.3. Contrastación de hipótesis

Se acepta la primera hipótesis específica, confirmando que el análisis tiempo-historia permitió hallar las fuerzas sísmicas máximas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974 en los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del centro comercial.

Se acepta la segunda hipótesis específica, confirmando que el análisis no lineal estático permitió hallar las fuerzas cortantes máximas que resisten los pórticos principales de la estructura del centro comercial.

Luego de haber evaluado los resultados, los cuales se pueden ver en la Tabla 33, se acepta la hipótesis nula, demostrando así que la capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de una edificación usada como centro comercial, no resiste las solicitaciones sísmicas máximas parecidas a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974

CONCLUSIONES

1. Las fuerzas o demandas sísmicas máximas obtenidas luego de someter los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del centro comercial a los registros sísmicos de los años 1966, 1970 y 1974 superan su máxima fuerza resistente o capacidad estructural, tal como se aprecia en la Tabla 33.
2. Las demandas sísmicas máximas obtenidas luego de realizar el análisis tiempo – historia con los registros sísmicos de los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974, evidencian que el comportamiento y la respuesta de los pórticos principales en cada dirección de análisis es completamente distinto para cada caso de análisis, tal como se aprecia en la Tabla 32.
3. Las fuerzas máximas resistentes y el comportamiento de los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura evaluada, fueron obtenidos mediante procedimientos no lineales de análisis, estos resultados se representan en una curva de capacidad estructural.
4. La capacidad sismo resistente de toda estructura depende directamente de la adecuada disposición de elementos sismo resistentes en la dirección de análisis del sismo, logrando así la disipación de energía a través de mecanismos como las rótulas plásticas que se manifiestan cuando la estructura incursiona en el rango no lineal.
5. Es justificable realizar el análisis tiempo historia con modelos no lineales, pero se requiere una mayor cantidad de registros para establecer criterios estadísticos de análisis.
6. Para garantizar la estabilidad de toda estructura luego de haber incursionado en el campo no lineal, debe predominar el principio columna fuerte – viga débil.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda a todo profesional que se desempeñan en el campo del diseño estructural y estudiantes en formación, conocer teóricamente la normatividad actualizada, mecanismos de falla, mecanismos de disipación de energía y comportamiento no lineal de edificaciones para estructurar correctamente todo proyecto.
2. Debido a la dispersión de los valores de cortante máximo y consecuente desplazamiento, siguiendo los lineamientos del proyecto de norma sismo resistente del año 2014, se recomienda utilizar siete o más registros históricos de aceleraciones del suelo para poder establecer un valor promedio entre resultados.
3. Para futuras investigaciones relacionadas al comportamiento no lineal de estructuras, se recomienda utilizar métodos de análisis más completos como por ejemplo el análisis no lineal dinámico, debido a que considera la participación modal de todos los niveles de la estructura.
4. Considerando los avances de la tecnología en el rubro del diseño y análisis estructural, se recomienda realizar investigaciones en el campo del análisis no lineal considerando todos los elementos estructurales como elementos finitos.

FUENTES DE INFORMACIÓN

Ainul, R., Sohaib, M. & Ashour, S. (2014). Seismic assessment of a reinforced concrete building using pushover analysis. Arabia Saudí: King Abdul-Aziz University, Civil Engineering Department

American Society of Civil Engineers (2000). Prestandar and commentary for the seismic rehabilitation of buildings FEMA – 356. Reston, Virginia

Aplied Technology Council – 55 Project (2005).Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures – FEMA 440. Redwood City, California

Arévalo, J. & Bermúdez, F. (2005). Niveles de daño a partir de un análisis pushover para una estructura aporticada de concreto armado. Colombia. Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Tesis de grado para optar Título de Ingeniero Civil.

Carrasco, C. (2011). Metodología para el análisis estático y dinámico de estructuras metálicas aplicando el método de elementos finitos. Perú: PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil.

De Castro, P. (2008). Teoría de fallas bajo carga estática.

Delgadillo, J. (2005). Análisis No Lineal Estático de estructuras y la Norma E-030. Perú: UNI Facultad de Ingeniería Civil. Tesis para optar el grado de maestro con mención en Ingeniería Estructural.

Fajardo, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad. Perú: UNI Facultad de Ingeniería Civil. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil.

Gálvez, A. (2012). Diplomado Ingeniería Estructural. Perú: UPC

Gálvez, V. (2011). Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo. Perú: PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil.

Linares, O. & Sánchez, O. (2005). Análisis paramétrico del comportamiento sísmico no lineal de una estructura de hormigón reforzado. Colombia. Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Tesis de grado para optar Título de Ingeniero Civil.

Monavari, B. & Massumi, A. (2012). Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria. International Journal of Advanced Structural Engineering 2012 4:4

Peralta, M. (2012). Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal Del Hospital de Vielha. España. Tesina de Master.

Romo, M. Temas de Hormigón Armado. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador

Proyecto de la Norma-E.030 2014

Reglamento Nacional de edificaciones 2006

Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente 1997

Tarque, N., Loaiza, C. (2013). Análisis sísmico de edificios. Perú. PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería. XVI Curso internacional de estructuras.

Valencia, J. (2012). Análisis del método "Modal Push-Over" y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el Cantón de Ambato. Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Trabajo previo a la obtención de Ingeniero Civil.

ANEXOS

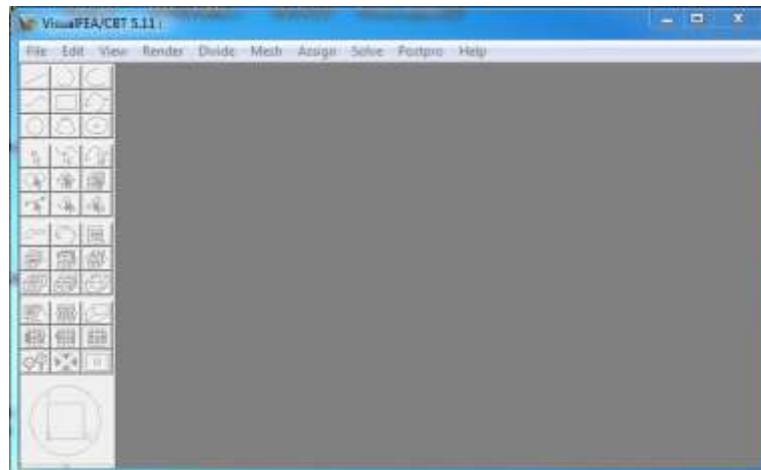
Anexo 1. Matriz de consistencia

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL SOMETIDO A LOS SISMOS DE LOS AÑOS 1966, 1970 Y 1974, EN EL DISTRITO DE CERCADEO DE LIMA						
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES			DISEÑO METODOLÓGICO
			VARIABLES	INDICADORES	INDICES	
<p>Problema General :</p> <p>¿En qué medida la capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, resisten las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974?</p>	<p>Objetivo General :</p> <p>Evaluar si la capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, resisten las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974</p>	<p>Hipótesis General :</p> <p>La capacidad estructural de los pórticos principales en cada dirección de análisis de un Centro Comercial, resisten las solicitaciones sísmicas similares a las ocurridas en los terremotos de los años 1966, 1970 y 1974</p>	<p>Variable Independiente :</p> <p>LOS SISMOS</p>	<p>Sacudimiento</p>	<p>Aceleración del suelo: se registra mediante acelerogramas</p>	<p>Tipo y Nivel de la investigación</p> <p>Cuantitativa: ya que se trata de cuantificar valores relacionados a fuerzas sísmicas y medir las deformaciones ocurridas a causa de la aplicación de dichas fuerzas. Descriptiva : ya que se describen los hechos tal cual son observados. Explicativa: ya que se evalúan los resultados obtenidos luego de realizar el</p>
<p>Problemas Específicos:</p> <p>* ¿Cómo determinar las fuerzas sísmicas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, sobre los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial?</p> <p>¿Cómo determinar la fuerza cortante resistente de los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial en el distrito de Cercado de Lima?</p>	<p>Objetivos Específicos:</p> <p>Determinar las fuerzas sísmicas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, sobre los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial</p> <p>Determinar la fuerza cortante resistente de los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial en el distrito de Cercado de Lima</p>	<p>Hipótesis Específica :</p> <p>Al realizar el análisis tiempo-historia se determinan las fuerzas sísmicas que generan los sismos de los años 1966, 1970 y 1974, sobre los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial</p> <p>Al realizar el análisis no lineal estático se determina la fuerza cortante resistente de los pórticos principales en cada dirección de análisis de la estructura del Centro Comercial en el distrito de Cercado de Lima</p>	<p>Variable dependiente :</p> <p>LA CAPACIDAD DESTRUCTURAL</p>	<p>Rigidez</p>	<p>Fuerza Cortante sísmica: Fuerza lateral distribuida a toda la estructura Deformación: Desplazamientos de la estructura a causa de la excitación sísmica</p>	<p>Diseño de la investigación</p> <p>Experimental : ya que se manipulan los registros sísmicos obtenidos los años 1966, 1970 y 1974. Correlacional : ya que los resultados luego de haber evaluado la capacidad estructural y los registros sísmicos serán comparados. Prospectivo: ya que los datos son recogidos conforme van sucediendo Transversal : ya que las variables son observadas solo una vez.</p>

Anexo 2: Cálculo de la Curva de Capacidad

- **Modelamiento de la estructura**

Para realizar el modelo de la estructura se utilizara el programa VISUAL FEA V.5.11.0

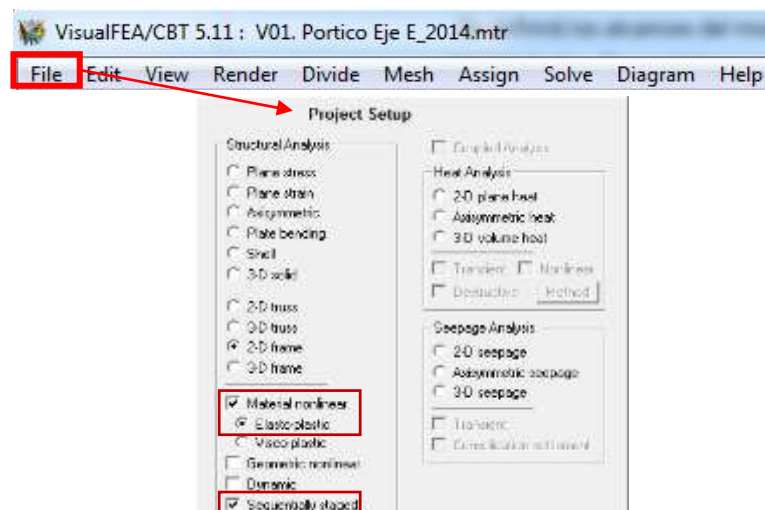


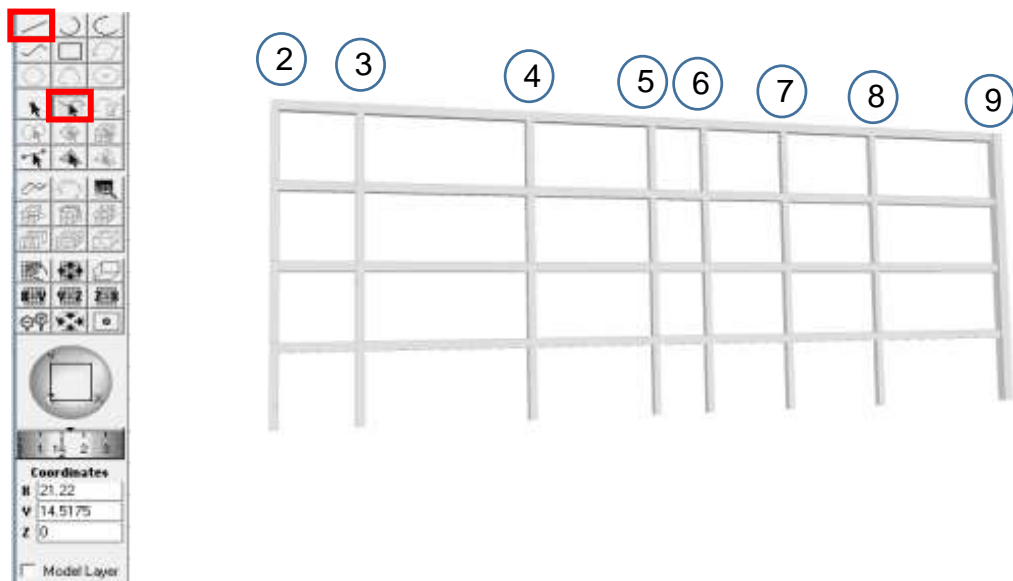
- **Definición de alcances del modelo**

Se definirá los alcances del modelo en la pestaña FILE de la barra de herramientas. Se modelara con elementos frame (2D FRAME) de propiedades Plásticas (Material Nonlinear) y cargas secuenciales (Sequentially staged)

- **Modelamiento de elementos.**

Se modelaran los elementos con la paleta de dibujo indicando las medidas

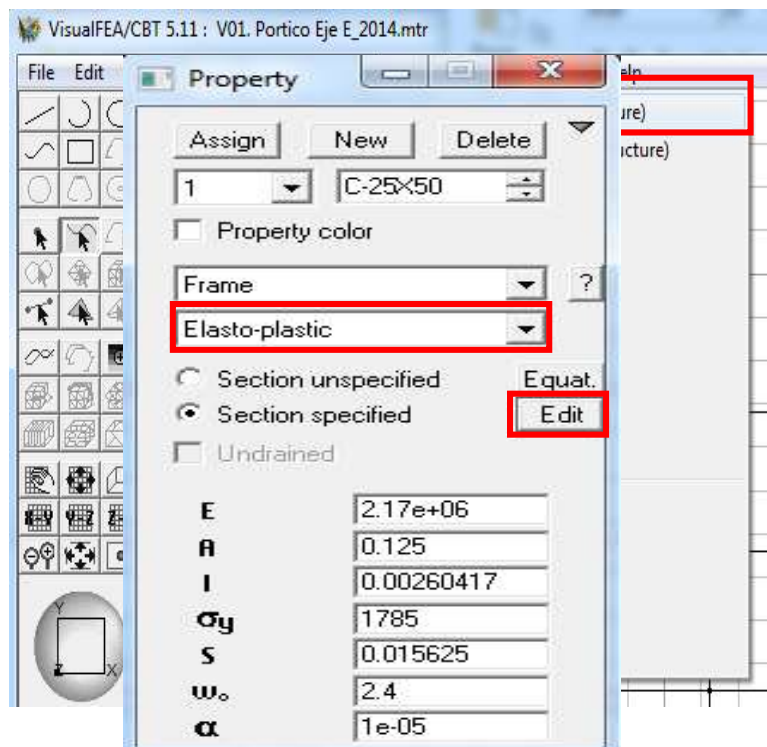




Las dimensiones de la estructura se indican en el Anexo 2: Planos de estructuras

- **Definición de propiedades de elementos.**

Se definirá las propiedades de los elementos en la pestaña ASSIGN – ELEMENT PROPERTY (STRUCTURE).



- Se definirá la sección del elemento en la pestaña EDIT

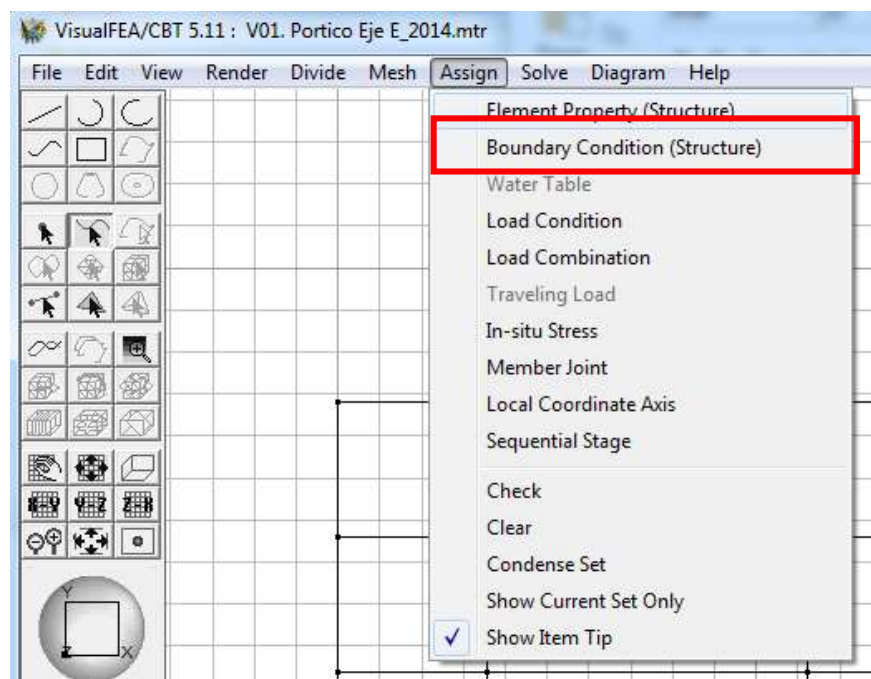


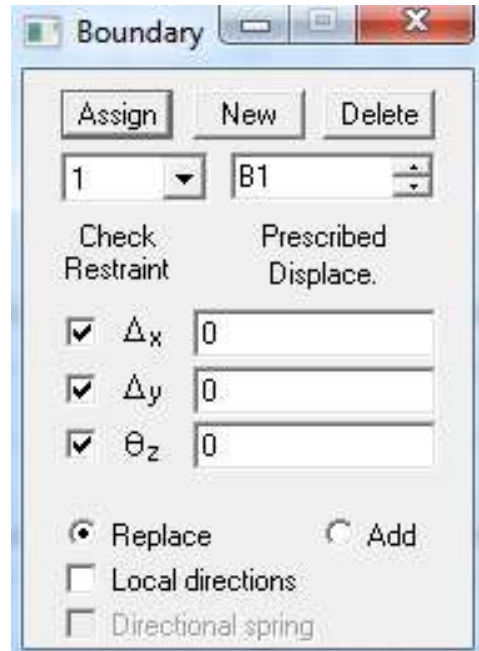
Las secciones usadas en el modelo matemático se indican en la Tabla 33. Propiedades de los elementos del Pórtico E en el eje Y

- **Definición de condiciones de apoyo.**

Se asignaran las condiciones de apoyo en la pestaña ASSIGN-BOUNDARY CONDITION (STRUCTURE)

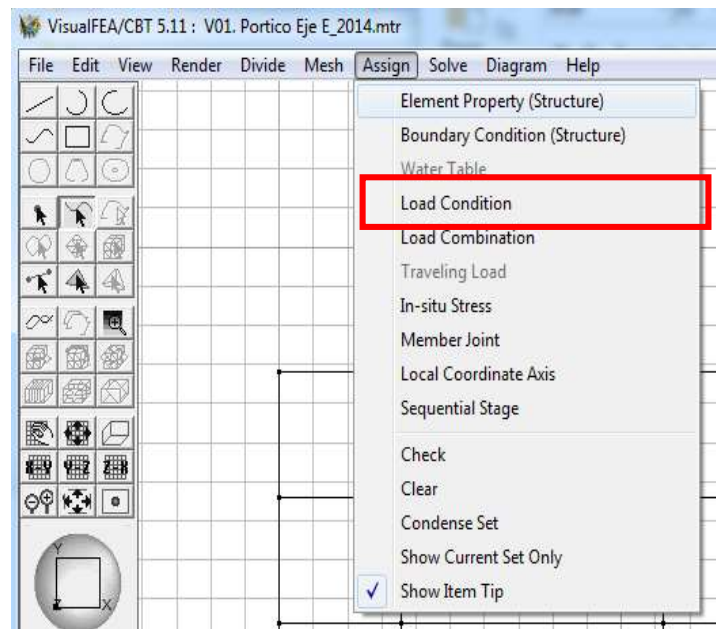
Se consideraran apoyos empotrados en la base



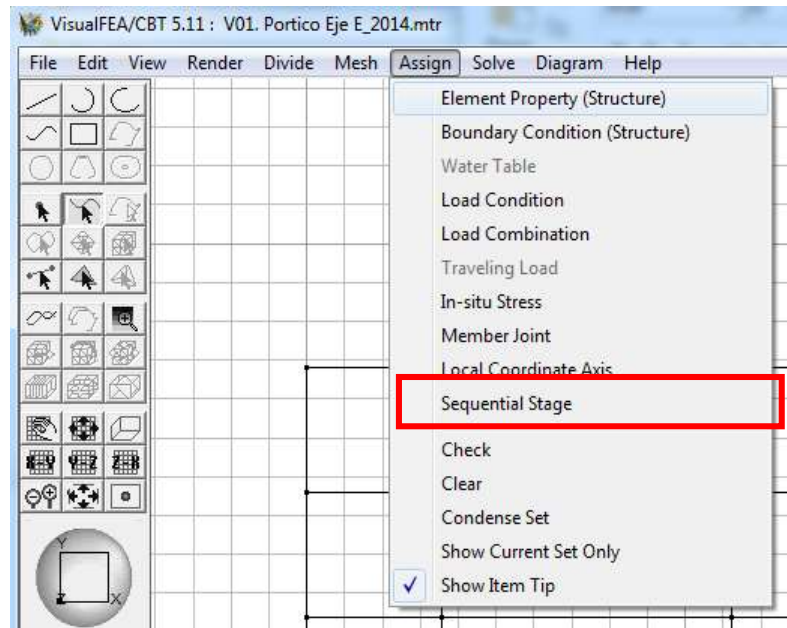


- **Condiciones de Carga**

Se asignaran las cargas de gravedad y laterales en la pestaña ASSIGN – LOAD CONDITION.

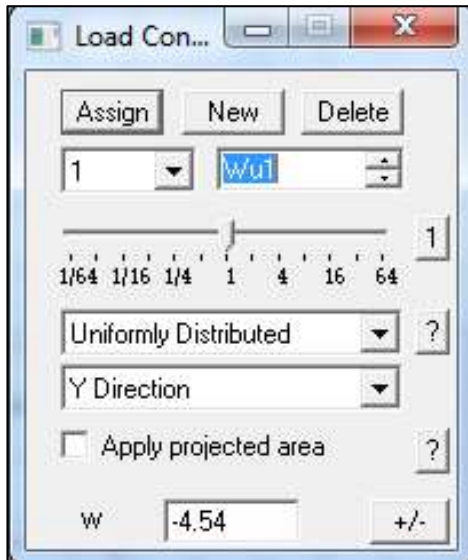


Para realizar un análisis secuencial seguir las opciones: ASSIGN – SEQUENTIAL STAGE para definir las condiciones del primer STAGE



El STAGE 1 estará definido por las Cargas Wu1, Wu2, Peso Propio, Ex1, Ex2, Ex3 y Ex4. Los STAGE 2, 3, 4 y 5 son cargas de 1tn.





La Carga Wu1 y Wu2 serán cargas uniformemente distribuidas, representando los estados de carga de la Tabla 34. Cargas muertas y Tabla 6. Cargas vivas



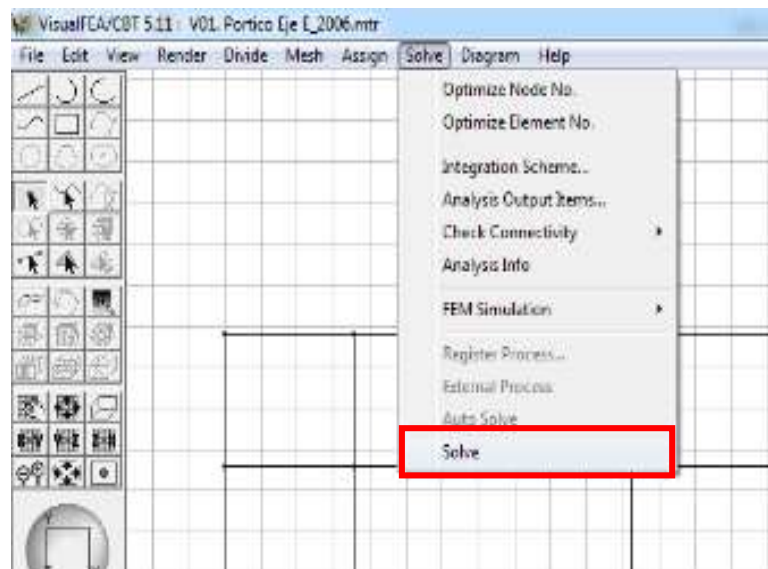
La Carga Sx1, Sx2, Sx3 y Sx4 serán cargas puntuales aplicadas en las columnas, representan los estados de carga de la Tabla 35. Fuerzas laterales en el eje 4 según E.030-2014



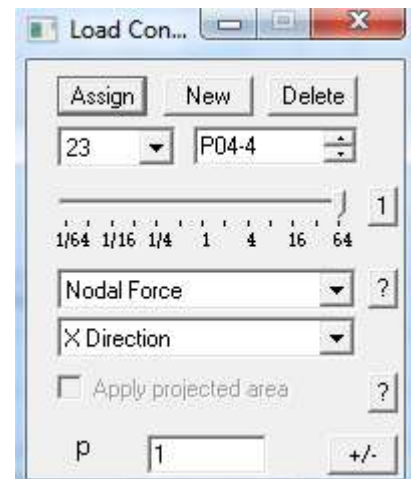
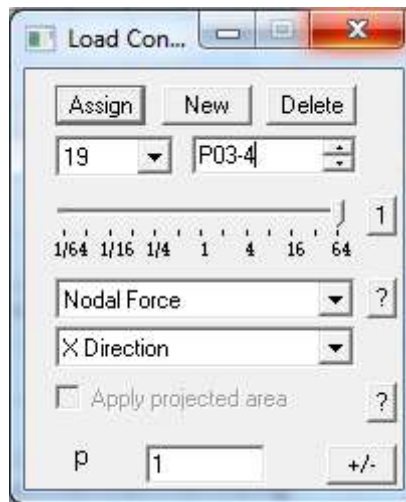
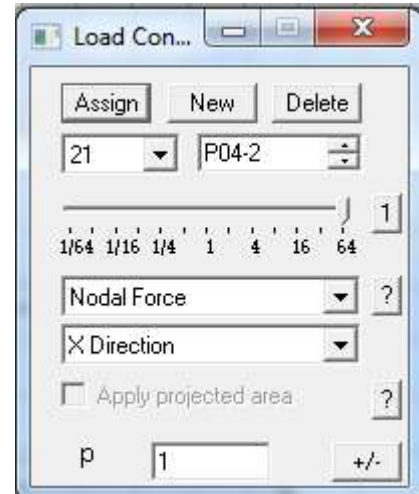
La carga Representa el Peso propio de los elementos modelos en el VISUAL FEA

- **Obtención de datos**

Después de Cargar el Modelo matemático, se resuelve el modelo con la pestaña SOLVE – SOLVE



Se toma los datos de los desplazamientos, luego se aumenta la carga una tonelada y se vuelve a tomar los datos



Se obtiene el reporte de datos en los que se registra la fuerza lateral incremental en el sentido del sismo, y su consecuente desplazamiento en el punto de control

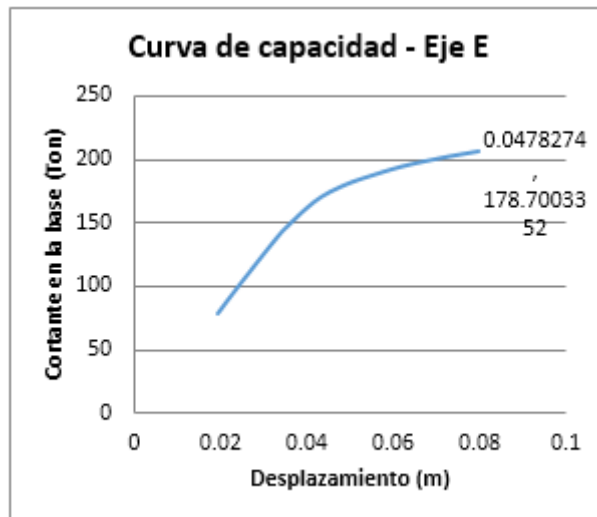
Stage	Fuerzas Aplicadas				Cortantes por cada piso				Desplazamiento de control
	4° Piso	3° Piso	2° Piso	1° Piso	4° Piso	3° Piso	2° Piso	1° Piso	
1	28.46267	25.11883	16.74589	8.372944	28.46267	53.5815	70.32739	78.70034	0.0193443
2	29.46267	26.11883	17.74589	9.372944	29.46267	55.5815	73.32739	82.70034	0.0202277
3	30.46267	27.11883	18.74589	10.37294	30.46267	57.5815	76.32739	86.70034	0.0211112
4	31.46267	28.11883	19.74589	11.37294	31.46267	59.5815	79.32739	90.70034	0.0219947
5	32.46267	29.11883	20.74589	12.37294	32.46267	61.5815	82.32739	94.70034	0.0228851
6	33.46267	30.11883	21.74589	13.37294	33.46267	63.5815	85.32739	98.70034	0.0237902
7	34.46267	31.11883	22.74589	14.37294	34.46267	65.5815	88.32739	102.7003	0.0247017
8	35.46267	32.11883	23.74589	15.37294	35.46267	67.5815	91.32739	106.7003	0.0256245
9	36.46267	33.11883	24.74589	16.37294	36.46267	69.5815	94.32739	110.7003	0.0265474
10	37.46267	34.11883	25.74589	17.37294	37.46267	71.5815	97.32739	114.7003	0.0274702
11	38.46267	35.11883	26.74589	18.37294	38.46267	73.5815	100.3274	118.7003	0.0283993
12	39.46267	36.11883	27.74589	19.37294	39.46267	75.5815	103.3274	122.7003	0.0293159
13	40.46267	37.11883	28.74589	20.37294	40.46267	77.5815	106.3274	126.7003	0.0302387
14	41.46267	38.11883	29.74589	21.37294	41.46267	79.5815	109.3274	130.7003	0.0311741
15	42.46267	39.11883	30.74589	22.37294	42.46267	81.5815	112.3274	134.7003	0.0321302
16	43.46267	40.11883	31.74589	23.37294	43.46267	83.5815	115.3274	138.7003	0.0330989
17	44.46267	41.11883	32.74589	24.37294	44.46267	85.5815	118.3274	142.7003	0.0340848
18	45.46267	42.11883	33.74589	25.37294	45.46267	87.5815	121.3274	146.7003	0.0352425
19	46.46267	43.11883	34.74589	26.37294	46.46267	89.5815	124.3274	150.7003	0.0364429
20	47.46267	44.11883	35.74589	27.37294	47.46267	91.5815	127.3274	154.7003	0.0376719
21	48.46267	45.11883	36.74589	28.37294	48.46267	93.5815	130.3274	158.7003	0.0389049
22	49.46267	46.11883	37.74589	29.37294	49.46267	95.5815	133.3274	162.7003	0.0402434
23	50.46267	47.11883	38.74589	30.37294	50.46267	97.5815	136.3274	166.7003	0.0416607
24	51.46267	48.11883	39.74589	31.37294	51.46267	99.5815	139.3274	170.7003	0.043321
25	52.46267	49.11883	40.74589	32.37294	52.46267	101.5815	142.3274	174.7003	0.0453609
26	53.46267	50.11883	41.74589	33.37294	53.46267	103.5815	145.3274	178.7003	0.0478274
27	54.46267	51.11883	42.74589	34.37294	54.46267	105.5815	148.3274	182.7003	0.0506823
28	55.46267	52.11883	43.74589	35.37294	55.46267	107.5815	151.3274	186.7003	0.0542166
29	56.46267	53.11883	44.74589	36.37294	56.46267	109.5815	154.3274	190.7003	0.0579216
30	57.46267	54.11883	45.74589	37.37294	57.46267	111.5815	157.3274	194.7003	0.0620051
31	58.46267	55.11883	46.74589	38.37294	58.46267	113.5815	160.3274	198.7003	0.0671392
32	59.46267	56.11883	47.74589	39.37294	59.46267	115.5815	163.3274	202.7003	0.0730621

Desplazamientos obtenidos del modelo matemático

Se aumenta la carga hasta que la estructura exceda su capacidad y se obtenga el siguiente aviso:



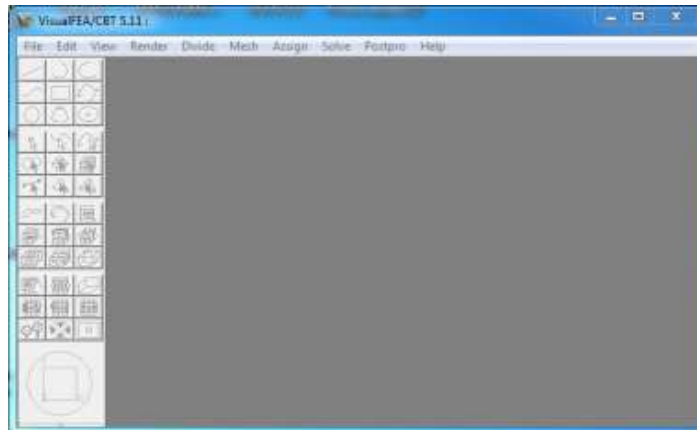
Después de obtener todos los desplazamientos hasta que la estructura exceda su capacidad, graficar **Desplazamiento Vs. Cortante en la Base**



Anexo 3: Análisis tiempo – historia

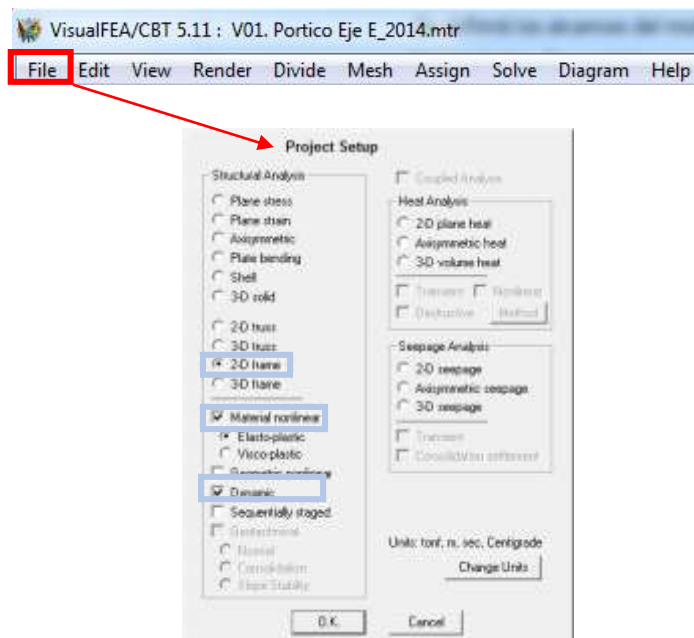
- **Modelamiento de la estructura**

Para realizar el modelo de la estructura se utilizara el programa VISUAL FEA V.5.11.



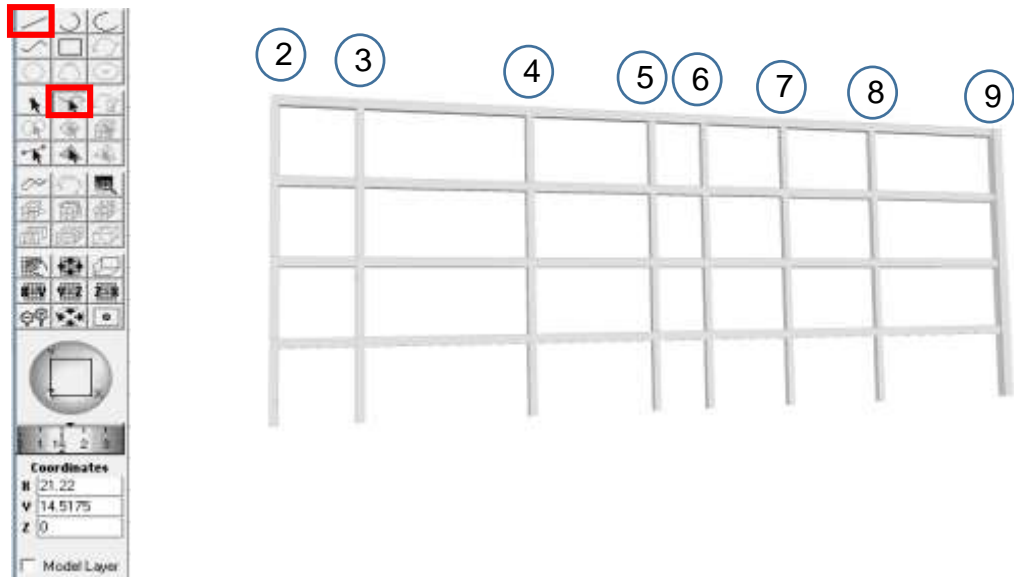
- **Modelamiento de la estructura**

Para realizar el modelo de la estructura se utilizara el programa VISUAL FEA V.5.11.



- **Modelamiento de elementos.**

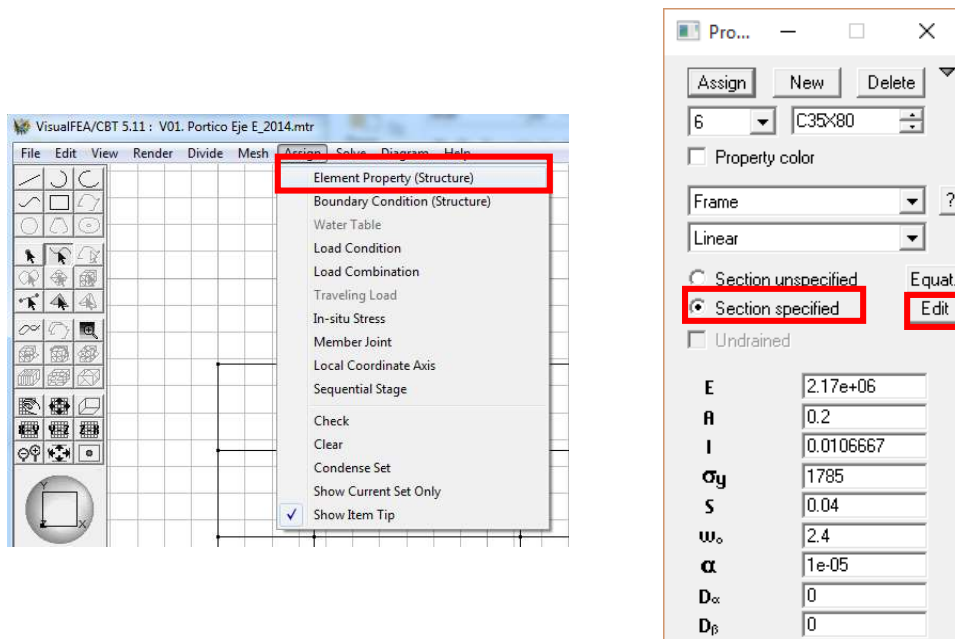
Se modelaran los elementos con la paleta de dibujo indicando las medidas



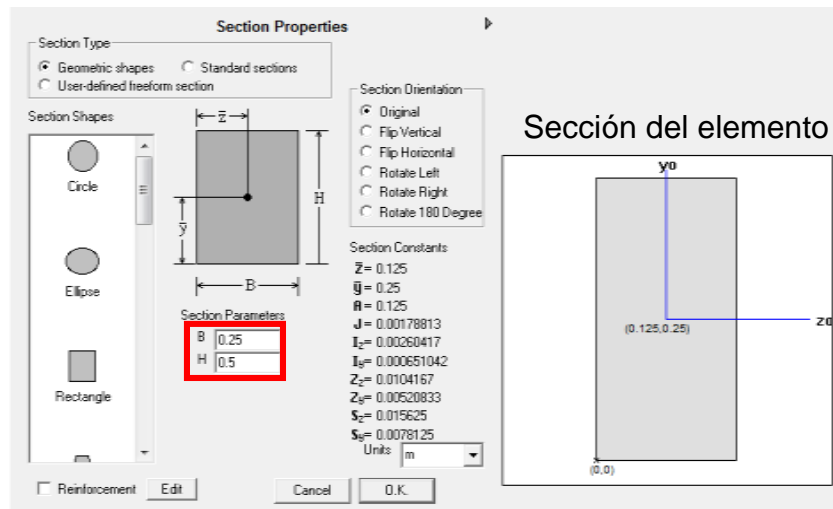
Las dimensiones de la estructura se indican en el **Anexo 2: Planos de estructuras**

- **Definición de propiedades de elementos.**

Se definirá las propiedades de los elementos en la pestaña ASSIGN – ELEMENT PROPERTY (STRUCTURE)



Se definirá la sección del elemento en la pestaña EDIT

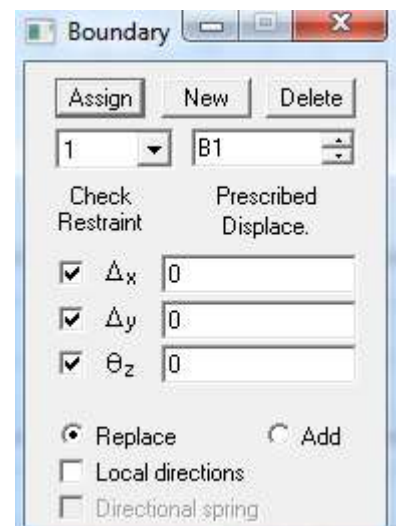
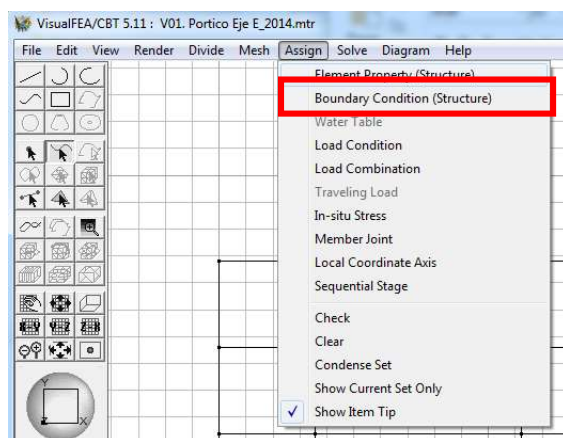


Las secciones usadas en el modelo matemático se indican en la Tabla 36. Propiedades de los elementos del Pórtico E en el eje Y

- **Definición de condiciones de apoyo.**

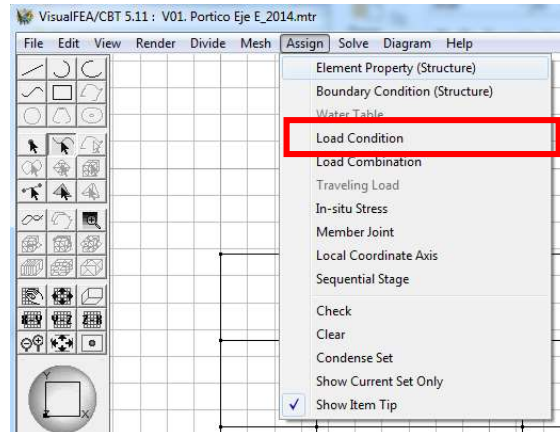
Se asignaran las condiciones de apoyo en la pestaña ASSIGN-BOUNDARY CONDITION (STRUCTURE)

Se consideraran apoyos empotrados en la base

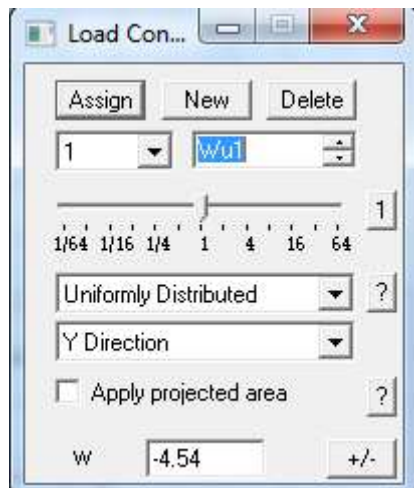


- **Condiciones de Carga**

Se asignaran las cargas en la pestaña ASSIGN – LOAD CONDITION.

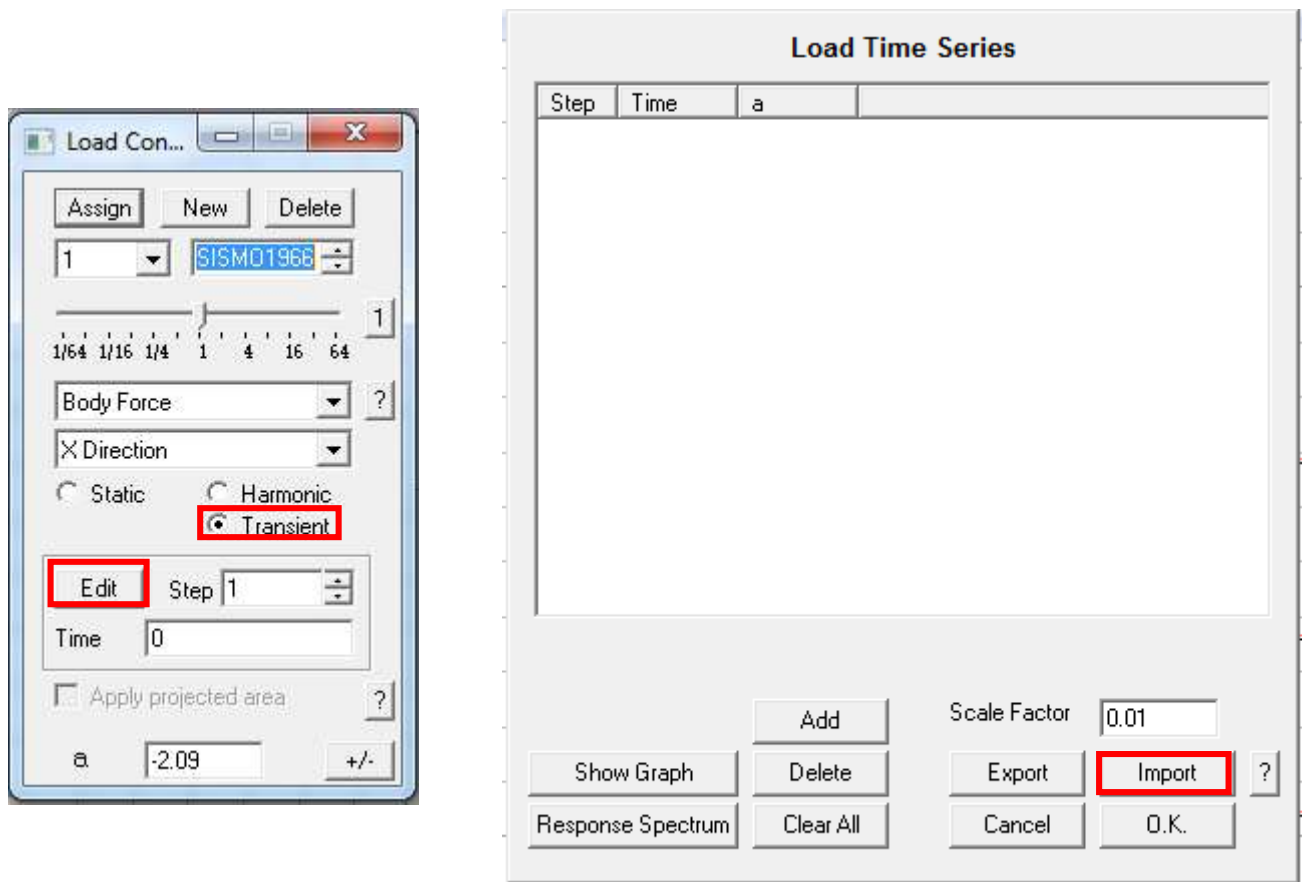


Cargas Utilizadas en el modelo matemático:

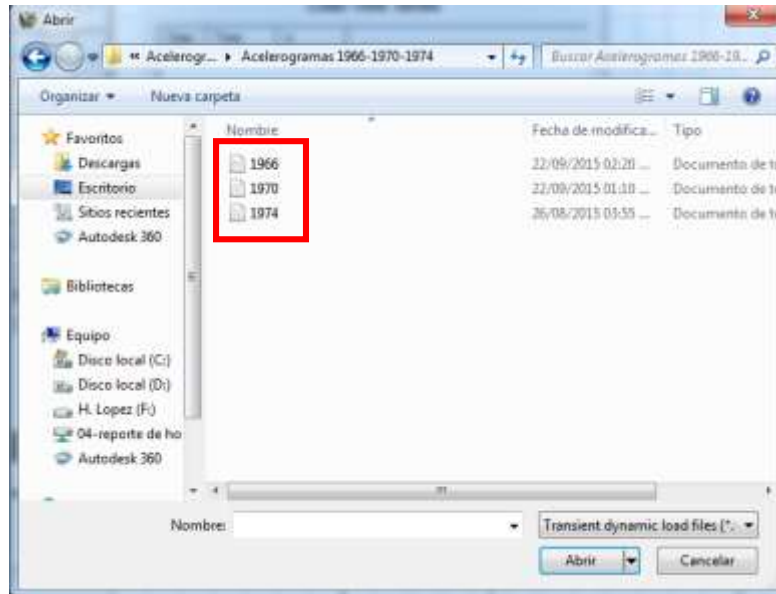


La Carga Wu1 y Wu2 serán cargas uniformemente distribuidas, representando los estados de carga de la Tabla 36. Cargas muertas y Tabla 6. Cargas vivas

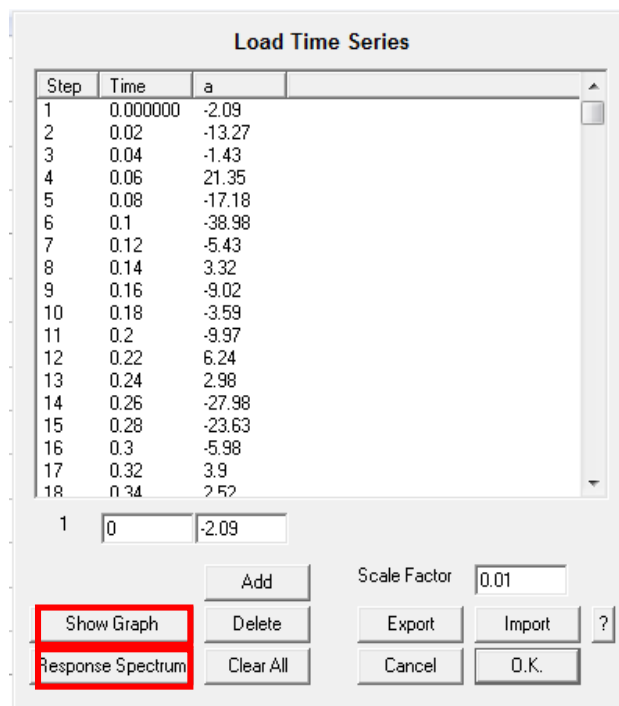
Se cargaran los acelerogramas de los sismos 1966, 1970 y 1974



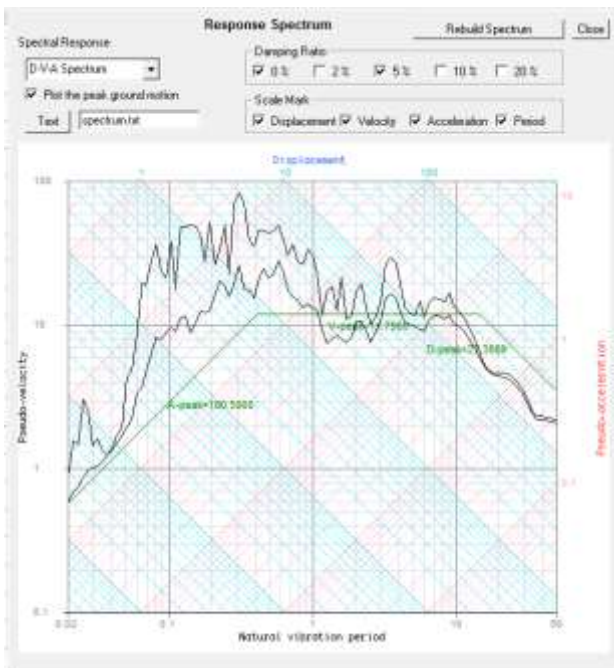
Para cargar los acelerogramas, presionar la opción importar y buscar los acelerogramas en formato TEXTO



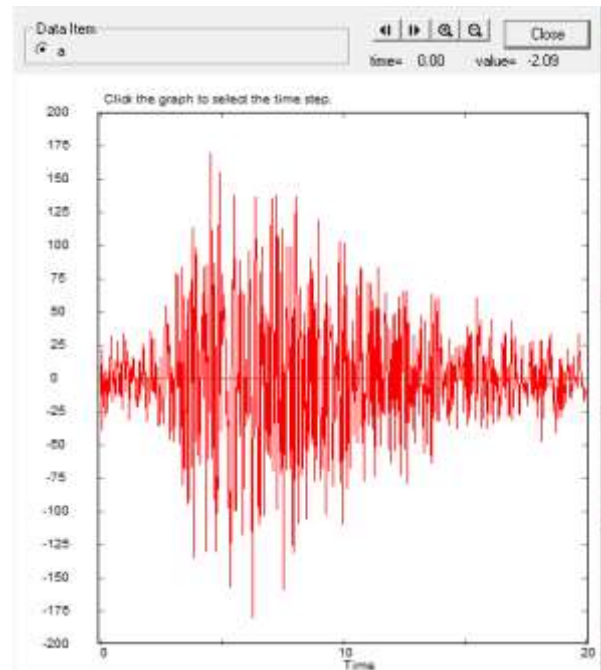
Para mostrar el acelerograma y el espectro de respuesta presionar Show Graph y Response Spectrum respectivamente



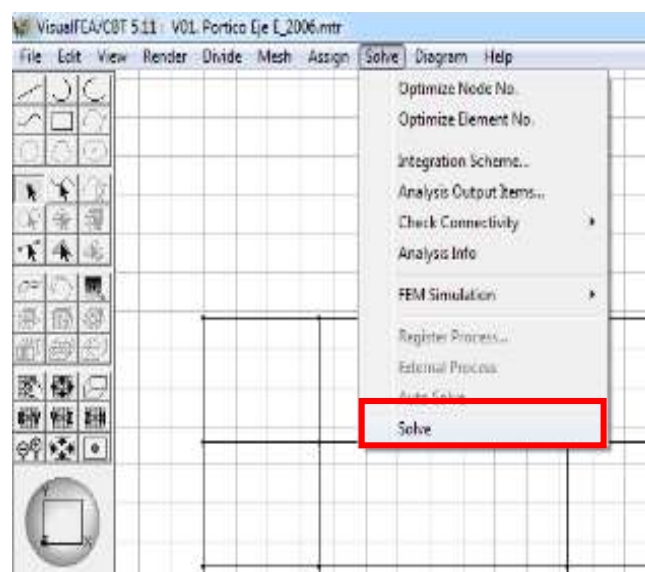
Acelerograma



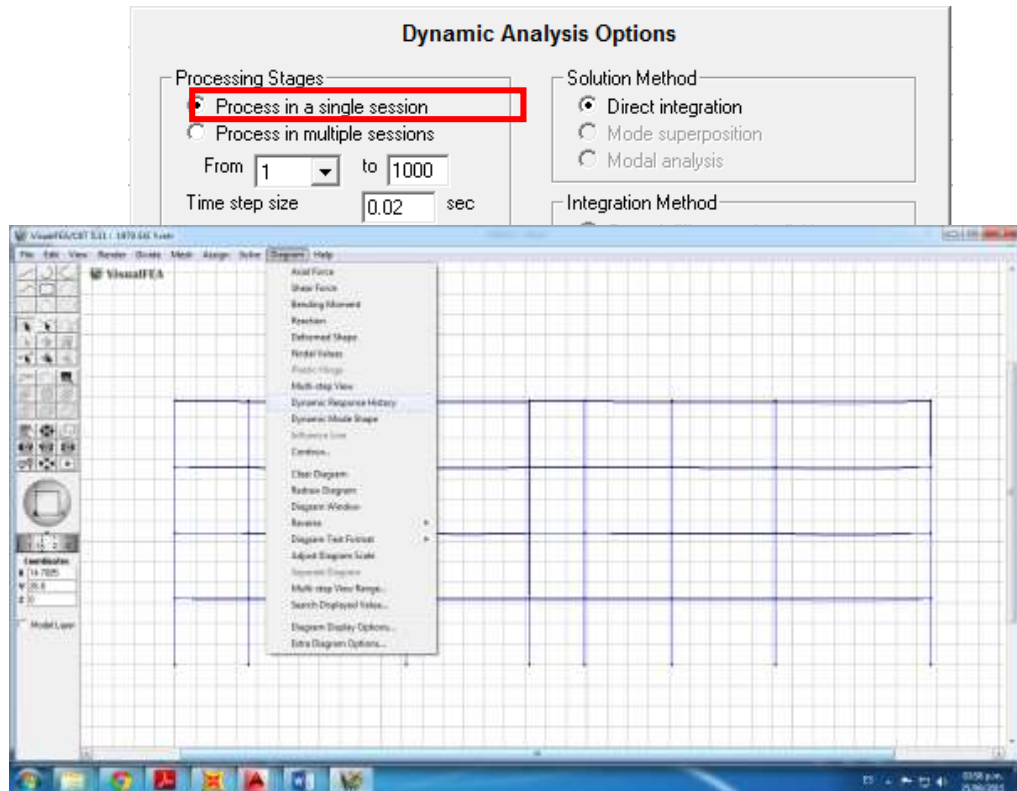
Espectro de Respuesta



- Obtención de datos
Después de Cargar el Modelo matemático, se resuelve el modelo con la pestaña SOLVE – SOLVE

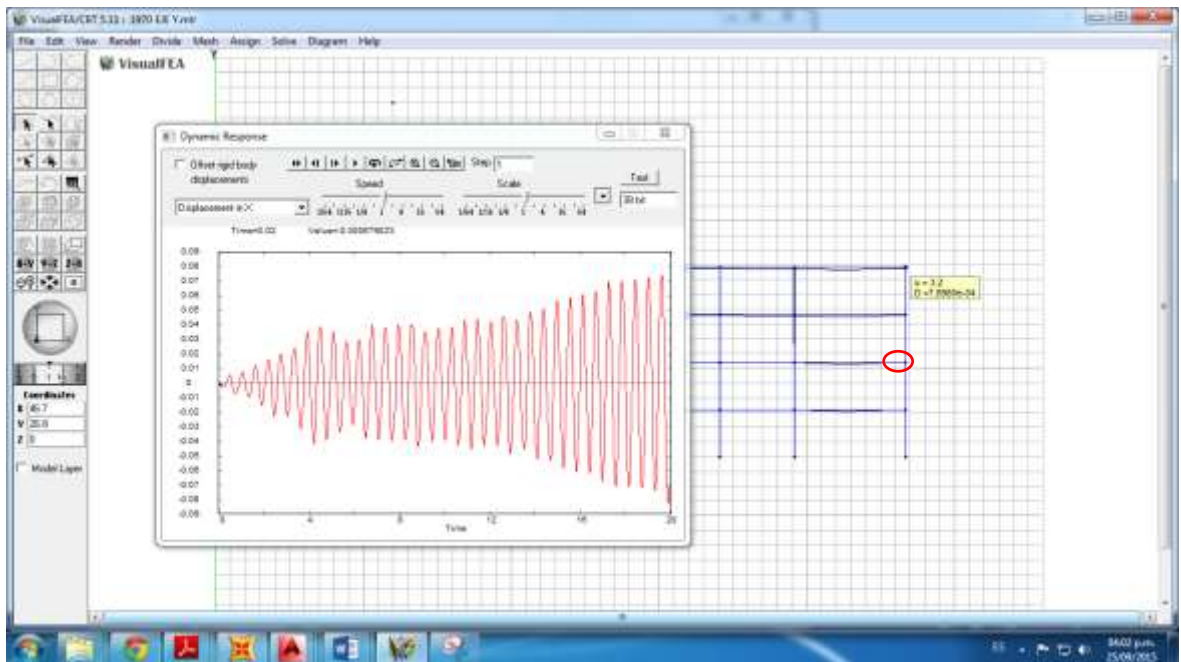


Se coloca la cantidad de datos del acelerograma, para definir la cantidad de interacciones

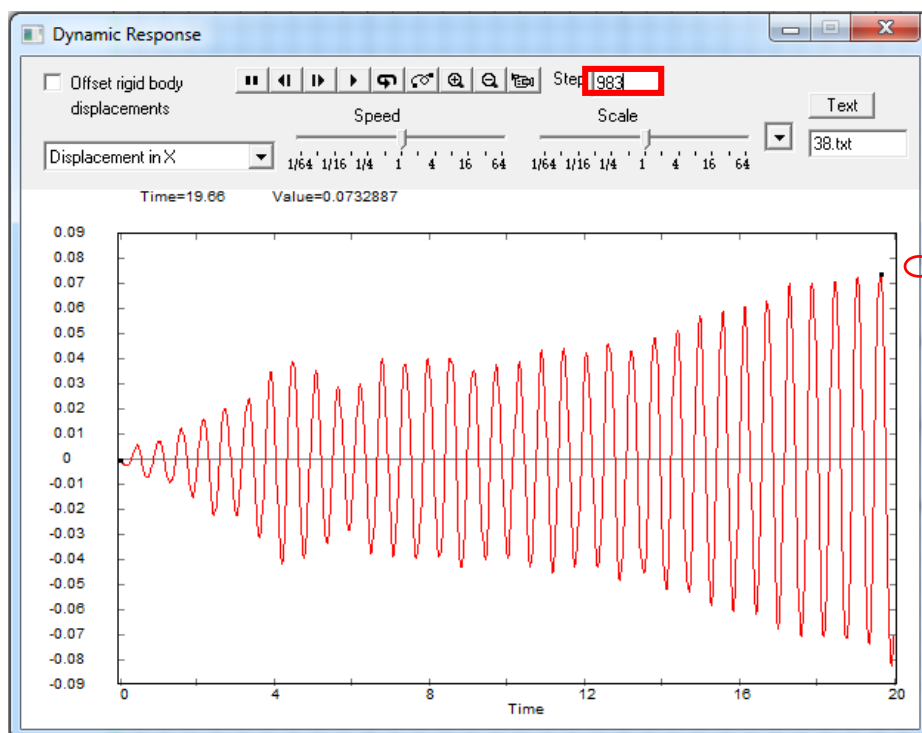


Para obtener la máxima cortante de la estructura producida por el sismo cargado, seleccionar la opción DIAGRAM – DYNAMIC RESPONSE HISTORY.

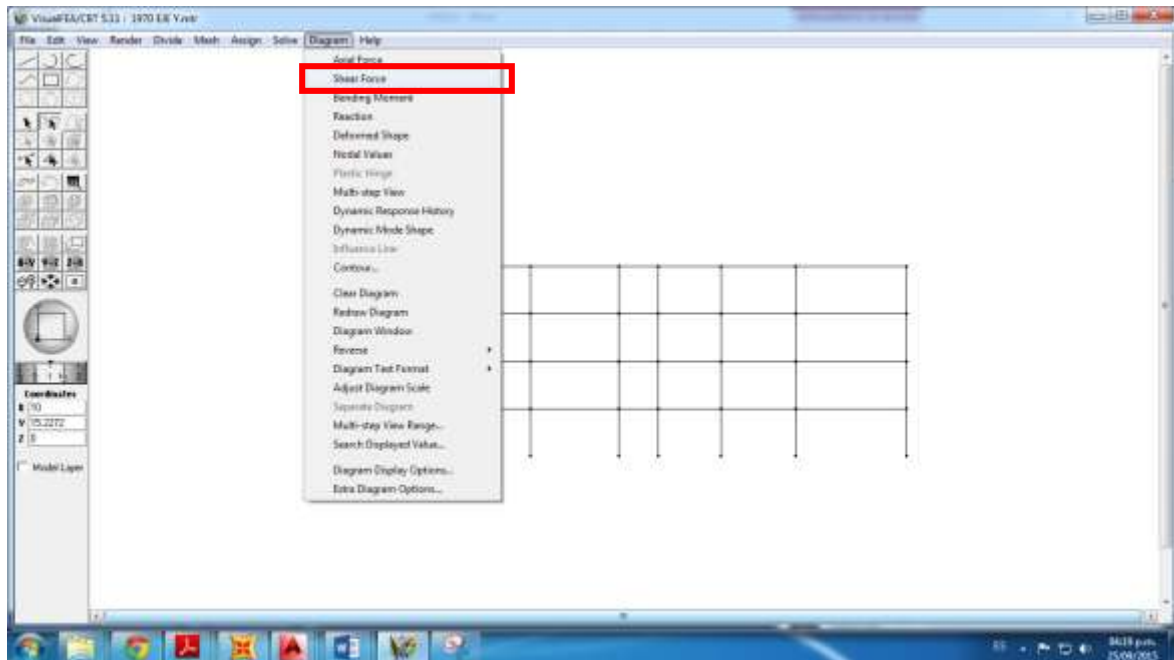
Seleccionar un un punto del nivel superior de la estructura y cambiar la opcion de “DISPLACEMENT NORM” a “DISPLACEMENT IN X”



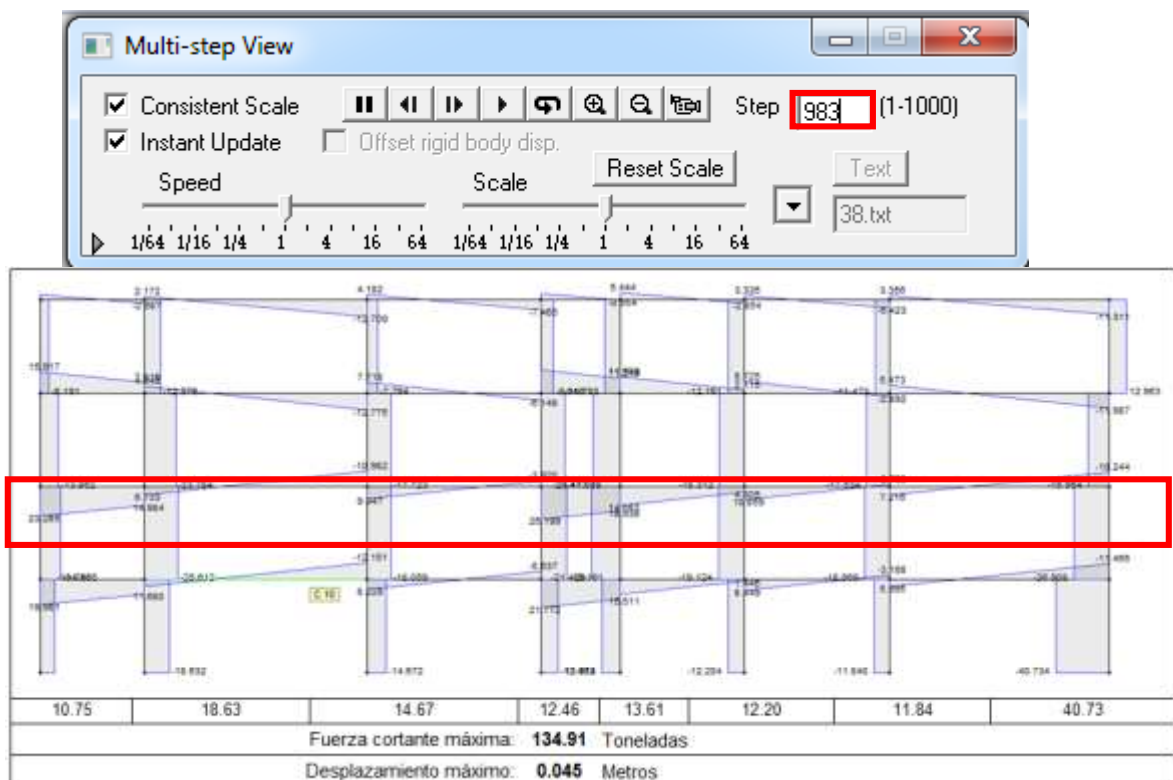
Ubicar el punto más alto de la curva de desplazamientos y anotar la secuencia en la que se encuentra.



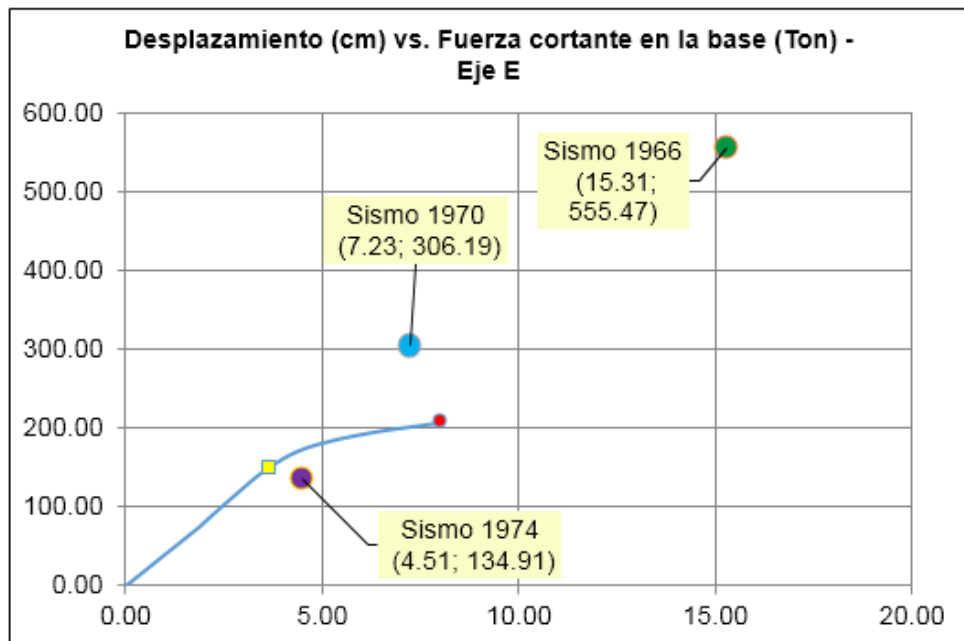
Seleccionar la opción DIAGRAM – DYNAMIC RESPONSE HISTORY.



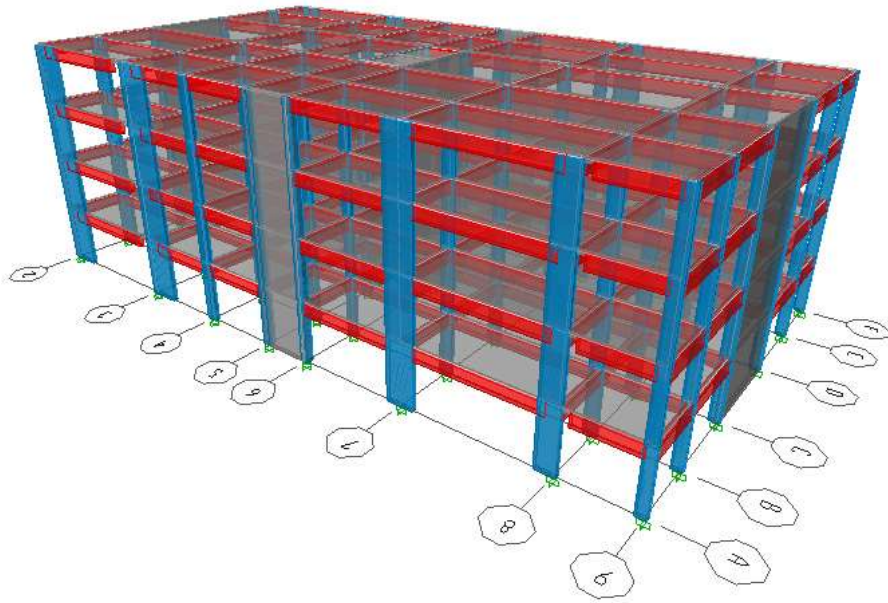
Colocar la secuencia anotada y sumar las cortantes obtenidas de la base

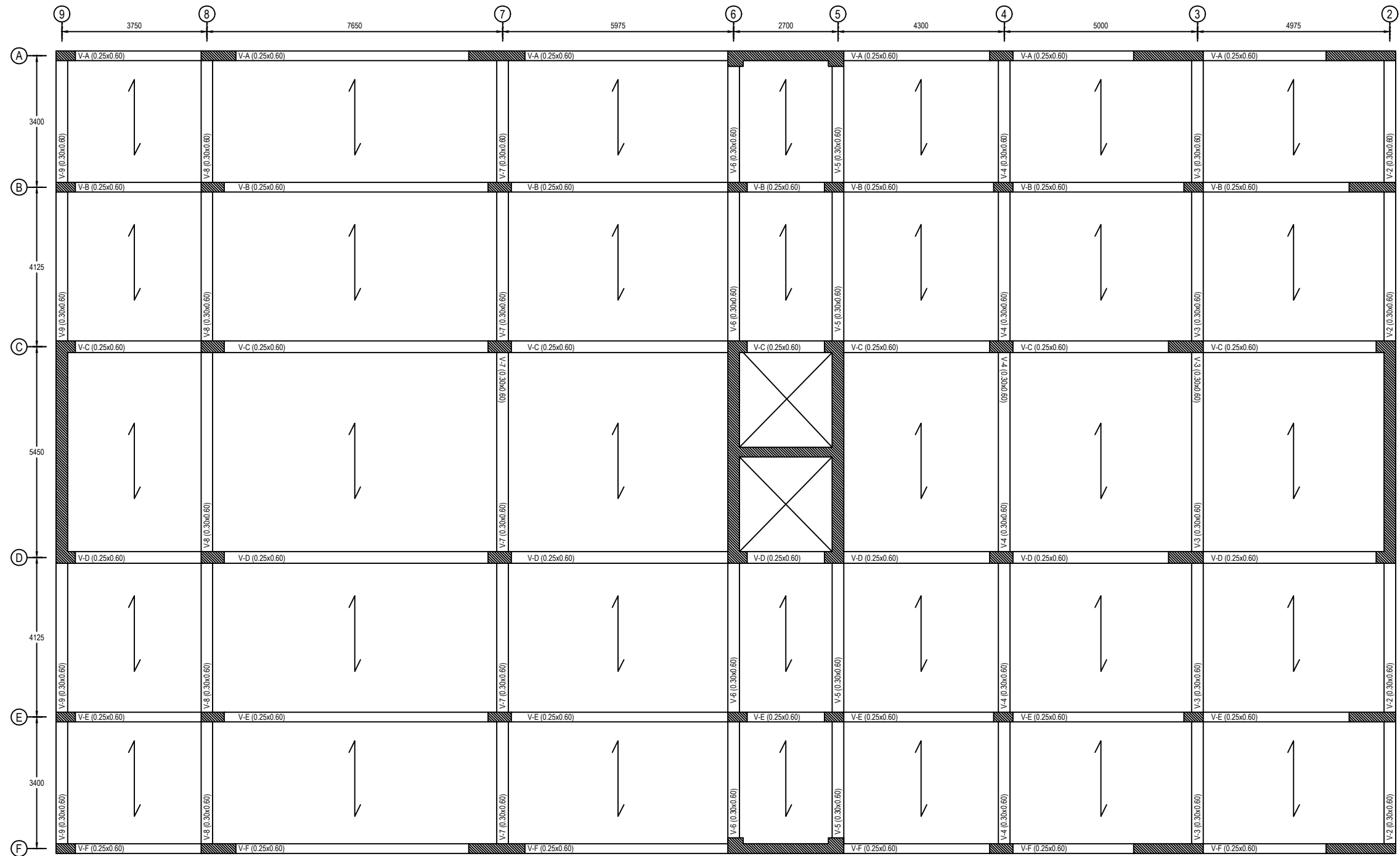


Ubicar el cortante máximo y su desplazamiento en la curva de capacidad



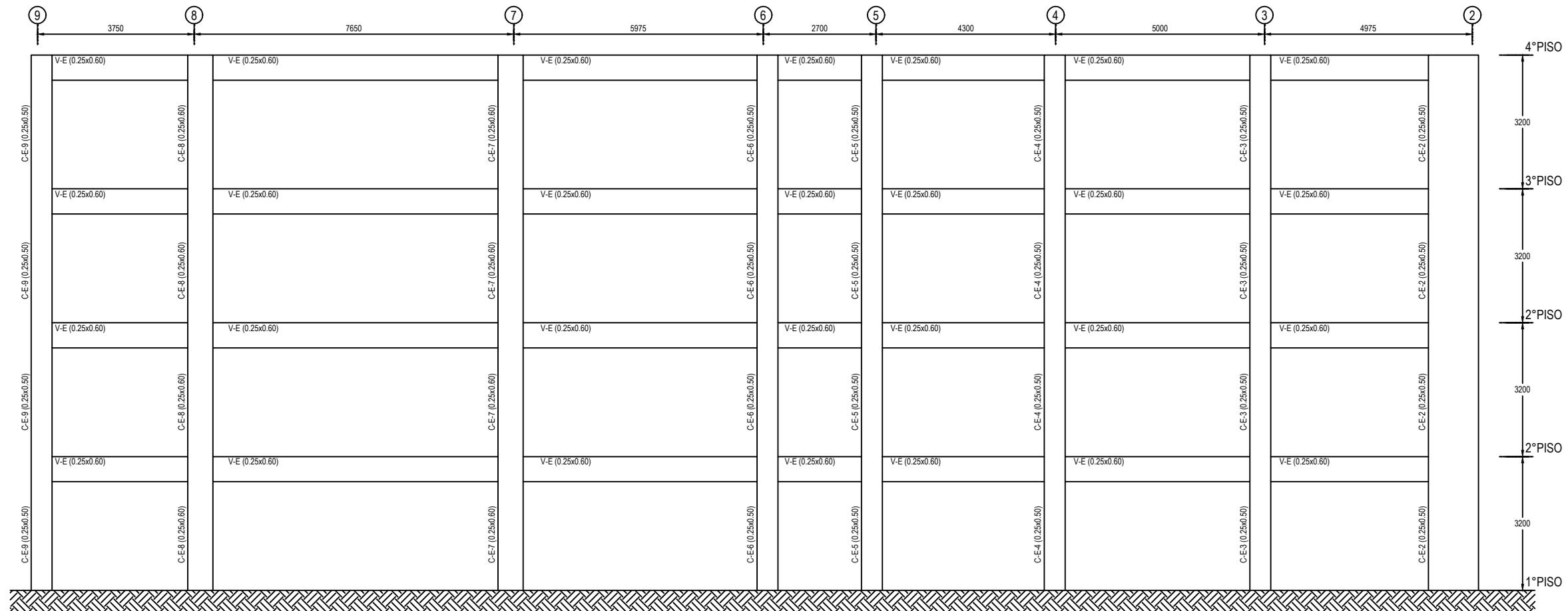
Anexo 4: Planos y esquemas





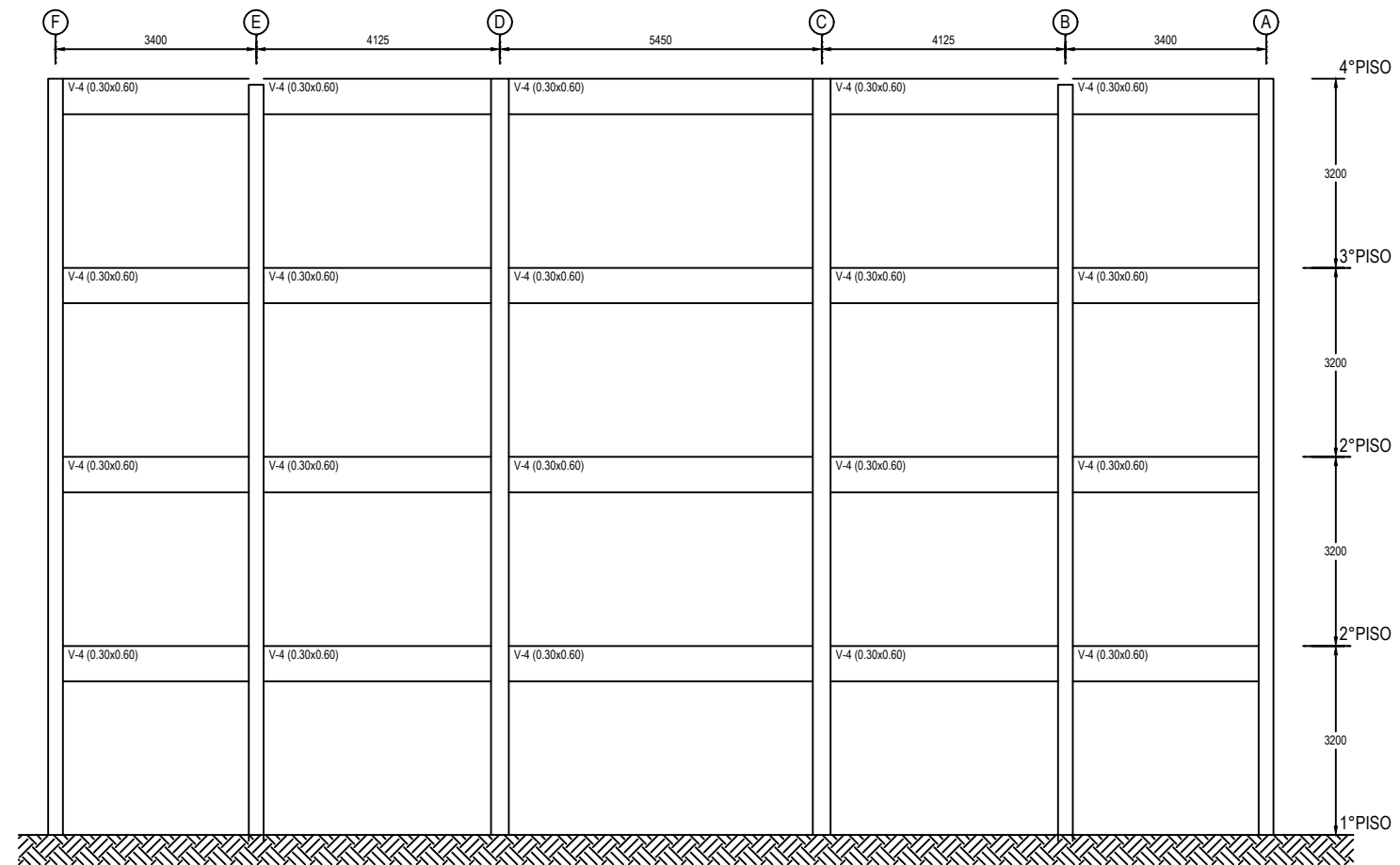
PLANTAS TÍPICAS
DEL PRIMER AL CUARTO NIVEL
ESCALA: S/E

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL SOMETIDO A LOS SISMOS DE LOS AÑOS 1966, 1970 Y 1974, EN EL DISTRITO DE CERCADO DE LIMA	INTEGRANTES:	CESAR HUMBERTO LOPEZ PAZOS JILMER MANUEL MIRANDA HUAMÁN	DIBUJÓ: CHLP-JMMH
			FECHA: 2015
CONTIENE: PLANTA TÍPICA DE ENCOFRADO DE LOSA DEL PRIMER AL CUARTO NIVEL	ASESOR:	ING. VIRGLIO PEÑA HARO	01 03
	UBICACIÓN:	LIMA - PERÚ	



ELEVACIÓN DE PÓRTICO
 DIRECCIÓN DE ANÁLISIS - EJE E
 ESCALA: S/E

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA		
EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL SOMETIDO A LOS SISMOS DE LOS AÑOS 1966, 1970 Y 1974, EN EL DISTRITO DE CERCADO DE LIMA	INTEGRANTES:	CESAR HUMBERTO LOPEZ PAZOS JILMER MANUEL MIRANDA HUAMÁN
	DIBUJÓ:	CHLP-JMMH
CONTIENE: ELEVACIÓN DE PÓRTICO DIRECCIÓN DE SISMO - EJE E	ASESOR:	ING. VIRGILIO PEÑA HARO
	UBICACIÓN:	LIMA - PERÚ
	FECHA:	2015
		02
		03



ELEVACIÓN DE PÓRTICO
 DIRECCIÓN DE ANÁLISIS - EJE 4
 ESCALA: S/E

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA			
EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE UN CENTRO COMERCIAL SOMETIDO A LOS SISMOS DE LOS AÑOS 1966, 1970 Y 1974, EN EL DISTRITO DE CERCADO DE LIMA	INTEGRANTES:	CESAR HUMBERTO LOPEZ PAZOS JILMER MANUEL MIRANDA HUAMÁN	DIBUJÓ: CHLP-JMMH
	ASESOR:	ING. VIRGILIO PEÑA HARO	FECHA: 2015
CONTIENE:	ELEVACIÓN DE PÓRTICO DIRECCIÓN DE SISMO - EJE 4	UBICACIÓN:	LIMA - PERÚ
			03 03