

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Posgrados**

**Evaluación del desempeño de edificios aporticados de  
hormigón armado diseñados con la NEC-15, utilizando análisis  
estático no lineal**

**Proyecto de Investigación y Desarrollo**

**Edison Xavier Paredes Jaramillo**

**Fabricio Yépez, PhD  
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito  
para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción  
de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, 30 de abril de 2021

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**  
**COLEGIO DE POSGRADOS**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Evaluación del desempeño de edificios aporricados de  
hormigón armado diseñados con la NEC-15, utilizando análisis  
estático no lineal**

**Edison Xavier Paredes Jaramillo**

Nombre del Director del Programa: Fernando Romo  
Título académico: Master of Science  
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico: Eduardo Alba  
Título académico: Doctor en Ciencias  
Decano del Colegio: Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados: Hugo Burgos  
Título académico: Doctor of Philosophy

**Quito, abril de 2021**

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Edison Xavier Paredes Jaramillo

Código de estudiante: 00214645

C.I.: 172147627-1

Lugar y fecha: Quito, 30 de abril de 2021

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo de disertación a mis padres, Janeth Jaramillo y Jorge Paredes, quienes con su amor y cariño incondicional han sabido apoyarme y darme ánimo para cumplir metas y sueños. Este logro académico se los dedico, pues ustedes me enseñaron la importancia del estudio para crecer tanto profesionalmente como personalmente.

También dedico este trabajo a mi hermana Fernanda Paredes y su esposo Lu Fangzhou quienes me han dado un incondicional apoyo y ánimos para culminar este logro académico.

**Xavier Paredes Jaramillo**

## AGRADECIMIENTOS

Primero quiero agradecer a Dios por permitirme cumplir este logro académico y guiarme a lo largo de mi vida.

Un especial agradecimiento a mi director de tesis, PhD Fabricio Yépez por su apoyo y disponibilidad para la elaboración del presente trabajo.

A la Universidad San Francisco de Quito y todos quienes formaron parte de este excelente programa de maestría.

## Resumen

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC2015 permite el diseño estático y dinámico lineal de edificaciones; sin embargo, en eventos sísmicos de gran magnitud se pueden producir grandes deformaciones inelásticas. En estos casos, la NEC supone que ocurrirán daños controlados para el sismo de diseño, mientras que se evitará el colapso para sismos muy severos. En el presente trabajo se diseñan 4 edificios aporticados de diferentes alturas, cumpliendo todos los requerimientos de la norma NEC 15, a los cuales se les realiza un análisis estático no lineal para determinar su desempeño ante diferentes demandas sísmicas y comprobar que los requerimientos de diseño NEC cumplen con el desempeño declarado en dicha norma.

De los resultados obtenidos del análisis no lineal, se concluye que se pueden cumplir los niveles de desempeño definidos por la norma; sin embargo, sin un adecuado control de calidad de los materiales y de ejecución en obra sería muy probable no llegar a los niveles de desempeño deseados, por lo que se recomienda que la norma ecuatoriana establezca requisitos más estrictos que permitan llegar holgadamente a niveles de desempeño que no solo garanticen la seguridad de los habitantes, sino que también preserven la estructura sin daños considerables en elementos estructurales y no estructurales.

**Palabras clave:** Diseño Pórticos de Hormigón Armado, Análisis Estático No Lineal, Pushover, Desempeño Estructural, Curva de Capacidad

## Abstract

The Ecuadorian Construction Code NEC2015 allows to design buildings performing linear static and dynamic analysis procedures; however, in the case of severe seismic events, large inelastic deformations will occur. For those cases, NEC2015 expects that buildings could suffer controlled damage under the earthquake design level and could avoid collapse under extreme seismic events. In the present work, 4 moment resisting frame buildings of different heights were designed, meeting all the requirements of the NEC 15 standard and a non-linear static analysis is applied to each building for determining their performance for different seismic demands, in order to demonstrated that NEC expected performance can be achieved with current requirements.

From the analysis of the results obtained from the non-linear analysis, it is concluded that performance levels defined by the code can be met; however, without adequate quality control of the materials and execution on site it would be very likely not to reach the expected performance levels. Therefore, it is recommended that the Ecuadorian code establishes more stringent requirements that allow comfortably to reach performance levels that not only guarantee inhabitants safety, but also to preserve the structure without considerable damage to structural and non-structural elements.

**Key words:** Concrete Frame Design, Nonlinear Static Procedure, Pushover, Structural Performance, Capacity Curve



## TABLA DE CONTENIDO

<b>Resumen .....</b>	<b>7</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>8</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>12</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>14</b>
<b>CAPÍTULO 1 – GENERALIDADES .....</b>	<b>17</b>
1.1 INTRODUCCIÓN .....	17
1.2 OBJETIVOS .....	18
1.2.1 Objetivo General .....	18
1.2.2 Objetivo Específico .....	18
1.3 ALCANCE .....	18
1.4 JUSTIFICACIÓN .....	19
<b>CAPÍTULO 2 - DISEÑO SISMORESISTENTE .....</b>	<b>20</b>
2.1 METODOLOGÍA DISEÑO NEC15 .....	20
2.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAS DISEÑADAS .....	21
2.2.1 Geometría .....	21
<i>Distribución en Planta</i> .....	<i>21</i>
<i>Distribución en Elevación</i> .....	<i>21</i>
2.2.2 Materiales .....	22
<i>Hormigón Armado</i> .....	<i>22</i>
<i>Acero de Refuerzo</i> .....	<i>23</i>
2.2.3 Cargas .....	23
<i>Cargas Muertas</i> .....	<i>23</i>
<i>Carga Viva</i> .....	<i>23</i>
2.3 COMBINACIONES DE CARGA .....	23
2.4 DEMANDA SÍSMICA .....	24
2.4.1 Espectro de Diseño .....	24
2.4.2 Período Fundamental de Vibración .....	25
2.4.3 Coeficientes de Configuración en Planta y Elevación .....	26
2.4.4 Factor de Importancia .....	26
2.4.5 Factor de Reducción de Resistencia .....	26

2.4.6	Carga Sísmica Reactiva .....	27
2.4.7	Cortante Basal .....	27
2.4.8	Espectro Inelástico .....	27
2.5	ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO .....	28
2.5.1	Modelo Analítico Lineal Estático .....	28
2.5.2	Fuerzas Sísmicas .....	30
	<i>Fuerzas Sísmicas Estáticas</i> .....	30
	<i>Fuerzas Sísmicas Dinámicas</i> .....	32
2.5.3	Rigidez Efectiva de Secciones .....	33
2.5.4	Períodos y Modos de Vibración.....	34
2.5.5	Efectos P-Delta .....	34
2.5.6	Derivas .....	35
2.6	DISEÑO SISMORESISTENTE.....	39
2.6.1	Diseño de Vigas .....	40
2.6.2	Diseño de Columnas .....	40
2.6.3	Conexión Viga-Columna .....	40
2.6.4	Geometría Elementos Estructurales .....	42
<b>CAPÍTULO 3 – EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....</b>		<b>45</b>
3.1	METODOLOGÍA Y NORMATIVA .....	45
3.1.1	NEC-SE-DS .....	45
3.1.2	ASCE 41-13 & ASCE/SEI 41-17 .....	45
3.2	AMENAZA SÍSMICA .....	46
3.3	COMBINACIONES DE CARGA.....	47
3.4	MODELOS NO LINEALES .....	48
3.4.1	Elementos Primarios y Secundarios .....	48
3.4.2	Modelado de Cimentación .....	49
3.4.3	Amortiguamiento .....	49
3.4.4	Efectos Sísmicos en Múltiples Direcciones.....	49
3.4.5	Efectos P-Delta .....	49
3.4.6	Diafragmas de Piso .....	50
3.4.7	No Linealidad de los Materiales .....	51
3.4.8	Rigidez Efectiva.....	52

3.4.9	Cargas No Lineales .....	54
3.5	RÓTULAS PLÁSTICAS .....	60
3.5.1	Rótulas Plásticas en Vigas .....	62
3.5.2	Rótulas Plásticas en Columnas .....	65
3.6	CONSIDERACIONES ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL .....	72
<b>CAPÍTULO 4 – RESULTADOS DESEMPEÑO ESTRUCTURAL .....</b>		<b>80</b>
4.1	CURVAS DE CAPACIDAD .....	80
4.2	PUNTO DE DESEMPEÑO.....	83
4.3	DESEMPEÑO GLOBAL DE LAS ESTRUCTURAS.....	85
4.4	DESEMPEÑO LOCAL DE ESTRUCTURAS .....	86
4.5	RESULTADOS EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL .....	89
<b>CAPÍTULO 5 – CONCLUSIONES.....</b>		<b>90</b>
<b>ÍNDICE DE ANEXOS .....</b>		<b>93</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Datos para Espectro de Diseño .....	24
Tabla 2: Coeficientes para Cálculo de Período de Vibración .....	25
Tabla 3: Períodos Calculados Método 1 Edificios Analizados .....	25
Tabla 4: Coeficientes de Configuración.....	26
Tabla 5: Factor de Reducción de Resistencia.....	26
Tabla 6: Cortante Basal Edificios.....	27
Tabla 7: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 12 Pisos .....	31
Tabla 8: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 9 Pisos .....	31
Tabla 9: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 6 Pisos .....	32
Tabla 10: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 3 Pisos .....	32
Tabla 11: Cortantes Dinámicos – Edificio 12 Pisos.....	32
Tabla 12: Cortantes Dinámicos – Edificio 9 Pisos.....	33
Tabla 13: Cortantes Dinámicos – Edificio 6 Pisos.....	33
Tabla 14: Cortantes Dinámicos – Edificio 3 Pisos.....	33
Tabla 15: Variación Períodos de Vibración .....	34
Tabla 16: Índice de Estabilidad y Efectos P-Delta.....	35
Tabla 17: Derivas Sentido X – Edificio 12 Pisos.....	35
Tabla 18: Derivas Sentido Y – Edificio 12 Pisos.....	36
Tabla 19: Derivas Sentido X – Edificio 9 Pisos.....	37
Tabla 20: Derivas Sentido Y – Edificio 9 Pisos.....	37
Tabla 21: Derivas Sentido X – Edificio 6 Pisos.....	38
Tabla 22: Derivas Sentido Y – Edificio 6 Pisos.....	38
Tabla 23: Derivas Sentido X – Edificio 3 Pisos.....	39
Tabla 24: Derivas Sentido Y – Edificio 3 Pisos.....	39
Tabla 25: Secciones Elementos Estructurales – Edificio 12 Pisos.....	43
Tabla 26: Secciones Elementos Estructurales – Edificio 9 Pisos.....	43
Tabla 27: Secciones Elementos Estructurales – Edificio 6 Pisos.....	44
Tabla 28: Secciones Elementos Estructurales – Edificio 3 Pisos.....	44
Tabla 29: Niveles de Amenaza Sísmica .....	46
Tabla 30: Factores de Sobre resistencia de Materiales .....	51
Tabla 31: Rigideces Efectivas .....	52

Tabla 32: Cálculo Rigidez Efectiva Columnas .....	54
Tabla 33: Parámetros de Modelado No Lineal – Vigas Concreto Reforzado .....	62
Tabla 34: Valores y Límites para Gráfica Momento – Rotación de Viga Ejemplo .....	64
Tabla 35: Parámetros Modelado No Lineal Columnas de Hormigón Reforzado .....	66
Tabla 36: Condiciones para Uso de Tabla 10-8 de ASCE 41-13 .....	67
Tabla 37: Modelos de Comparación con Diferentes Configuraciones de Análisis No Lineal	77
Tabla 38: Comparación Métodos Punto de Desempeño .....	85
Tabla 39: Desempeño Local – Edificio 12 Pisos .....	86
Tabla 40: Desempeño Local – Edificio 12 Pisos .....	89
Tabla 41: Resumen Desempeño Edificios Analizados .....	89

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Vista en Planta Edificios.....	21
Figura 2: Vista en Elevación Edificios.....	22
Figura 3: Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón. ....	22
Figura 4: Combinaciones de Carga NEC 15 .....	24
Figura 5: Espectro de Diseño .....	25
Figura 6: Espectro Elástico vs Inelástico .....	28
Figura 7: Modelo Edificio 12 Pisos.....	29
Figura 8: Modelo Edificio 9 Pisos.....	29
Figura 9: Modelo Edificio 6 Pisos.....	30
Figura 10: Modelo Edificio 3 Pisos.....	30
Figura 11: Derivas Inelásticas – Edificio 12 Pisos.....	36
Figura 12: Derivas Inelásticas – Edificio 9 Pisos.....	37
Figura 13: Derivas Inelásticas – Edificio 6 Pisos.....	38
Figura 14: Derivas Inelásticas – Edificio 3 Pisos.....	39
Figura 15: Chequeo Capacidad Columna – Viga.....	41
Figura 16: Chequeo Capacidad Corte Nudo .....	42
Figura 17: Nombres Asignados a Elementos Estructurales .....	42
Figura 18: Espectros de Aceleración para Diferentes Niveles de Amenaza Sísmica – SISQuito V1.2.....	46
Figura 19: Comparación Espectros de Aceleración .....	47
Figura 20: Caso de Carga Gravitacional No Lineal .....	48
Figura 21: Asignación Diafragmas de Piso ETABS .....	50
Figura 22: Sobre Resistencia Hormigón No Confinado.....	51
Figura 23: Sobre Resistencia Acero de Refuerzo.....	52
Figura 24: Ejemplo Asignación Rigidez Efectiva Vigas en ETABS.....	53
Figura 25: Ejemplo Asignación de Rigidez Efectiva Columna en ETABS.....	54
Figura 26: Cargas Estáticas No Lineales Asignadas en ETABS – Push X.....	55
Figura 27: Cargas Estáticas No Lineales Asignadas en ETABS – Push Y.....	55
Figura 28: Nodo de Control – Desplazamiento de Techo.....	56
Figura 29: Desplazamiento de Control.....	57
Figura 30: Número de Puntos Guardados .....	57

Figura 31: Ajustes Parámetros de Cálculos No Lineales .....	59
Figura 32: Gráfica Idealizada “Fuerza – Deformación” .....	61
Figura 33: Parámetros Gráfica “Fuerza – Deformación” .....	62
Figura 34: Ejemplo Sección Viga – Edificio 12 Pisos .....	63
Figura 35: Gráfica “Momento – Rotación” Viga de Ejemplo – Edificio 12 Pisos .....	63
Figura 36: “Momento – Rotación” Asignado en ETABS para Viga de Ejemplo .....	64
Figura 37: Distancias Relativas Para Asignación de Rótulas .....	65
Figura 38: Ejemplo Sección Columna – Edificio 12 Pisos .....	67
Figura 39: “Momento – Rotación” para Max. $\phi_{pn}$ – Columna.....	68
Figura 40: “Momento – Rotación” para Carga Gravitacional o Sismo – Columna.....	68
Figura 41: “Momento – Rotación” para $P=0$ – Columna.....	69
Figura 42: Asignación Rótulas Columnas.....	69
Figura 43: Fuerzas Axiales y Ángulos para Asignación de Rótulas ETABS .....	70
Figura 44: “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS, Max $\phi_{pn}$ . .....	70
Figura 45: “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS, Carga Gravitacional o Sismo.....	71
Figura 46: “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS, $P=0$ .....	71
Figura 47: “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS, $P=Tensión$ .....	72
Figura 48: Curva de Deformación Plástica .....	73
Figura 49: Modificaciones Rótulas .....	74
Figura 50: Rótula Viga Asignada.....	75
Figura 51: Rótula Viga – Do Not Allow to Drop Load Overwrite .....	75
Figura 52: Rótula Viga –Allow to Drop Load Overwrite .....	76
Figura 53: Comparación Overwrite – Allow & Do Not Allow to Drop Load.....	76
Figura 54: Curvas de Capacidad para Diferentes Configuraciones de Análisis No Lineal .....	78
Figura 55: Comparación Momento – Rotación al variar Overwrite – Allow & Do Not Allow to Drop Load .....	79
Figura 56: Curva Idealizada Cortante de Base – Desplazamiento, ASCE.....	80
Figura 57: Concepto de Nivel de Desempeño de FEMA 356.....	81
Figura 58: Curva de Capacidad – Edificio 12 Pisos.....	81
Figura 59: Curva de Capacidad – Edificio 9 Pisos.....	82
Figura 60: Curva de Capacidad – Edificio 6 Pisos.....	82
Figura 61: Curva de Capacidad – Edificio 3 Pisos.....	83

Figura 62: Punto de Desempeño – Método de los Espectros – Edificio 12 Pisos.....	84
Figura 63: Punto de Desempeño – Método de los Espectros – Edificio 12 Pisos.....	84
Figura 64: Desempeño para Sismo con Período de Retorno 475 años – Edificio 12 Pisos.....	87
Figura 65: Desempeño Prevención de Colapso a $\Delta= 500$ – Edificio 12 Pisos.....	87
Figura 66: Desempeño a $\Delta= 630$ – Edificio 12 Pisos.....	88



## **CAPÍTULO 1 – GENERALIDADES**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

El Ecuador, al estar ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, tiene una elevada amenaza sísmica, principalmente por la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana y por el sistema de fallas locales superficiales. (Yépez Moya, 2001).

Debido al alto peligro sísmico presente en el territorio ecuatoriano, la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC 15” busca reducir el riesgo sísmico a niveles que considera aceptables, aplicando requisitos, criterios y métodos de diseño que reduzcan la vulnerabilidad de las estructuras.

La norma NEC permite diseñar edificaciones sismo resistentes utilizando análisis elástico lineal; sin embargo, en eventos de sismos de gran magnitud la mayoría de las edificaciones experimentarán grandes deformaciones inelásticas. Por tal motivo, se plantea realizar un diseño siguiendo las disposiciones de la norma NEC 15 para edificios de diferente altura y verificar su comportamiento y desempeño mediante un análisis no lineal.

Para la evaluación del desempeño se incluye en el cálculo no lineal ante grandes desplazamientos la degradación de resistencia y rigidez y la no linealidad de los materiales (Gregory G. Deierlein, 2010). La norma NEC considera niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso los cuales se deberán cumplir dependiendo de la clasificación de la estructura y de la demanda sísmica.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo General

Diseñar 4 edificios aporticados de diferentes alturas, siguiendo las disposiciones y requisitos determinados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 y comprobar su desempeño estructural.

### 1.2.2 Objetivo Específico

- Diseñar 4 edificios de diferentes alturas con pórticos de hormigón armado bajo el método de fuerzas especificado en la norma NEC.
- Comprobar el desempeño de los 4 edificios al aplicar un análisis estático no lineal.
- Determinar si el nivel de factores R y el nivel de derivas planteadas por la NEC están acorde con el desempeño observado.
- Los resultados permitirán evaluar la metodología de la norma NEC y proponer mejoras de esta.

## 1.3 ALCANCE

El presente proyecto busca determinar si la norma NEC 15 con sus métodos de diseño y requisitos cumple con los niveles de desempeño deseados, para lo cual se diseñarán 4 edificios aporticados de 3, 6, 9 y 12 pisos con una misma distribución en planta, y se los diseñará siguiendo todos los requisitos establecidos en la NEC2015:

Para la evaluación por desempeño se modelarán las estructuras considerando su comportamiento no lineal y las secciones con sus armados definidos; se aplicará un procedimiento estático no lineal.

## 1.4 JUSTIFICACIÓN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC2015, propone un método tradicional para el análisis y diseño de estructuras. Esta metodología conocida como método basado en fuerzas (DBF) aplicable a cualquier estructura según la norma, utiliza un factor de reducción  $R$  que toma en cuenta reducciones de demanda por ductilidad, por redundancia y por sobre resistencia, con la finalidad de someter la estructura en análisis a las acciones sísmicas y aplicar un cortante basal de fluencia que se obtiene de reducir el cortante basal elástico reducido por el factor  $R$  mencionado.

En el método basado en fuerzas no se puede predecir el comportamiento de la estructura cuando los elementos sobrepasan el campo elástico ni su daño, mientras que en el método de análisis estático no lineal es posible modelar los elementos en su rango no elástico y comprender cual sería el desempeño de estos ante una acción sísmica.

En la actualidad el método de diseño basado en desplazamientos donde se puede determinar el desempeño de una estructura se lo está usando como alternativa al método basado en fuerzas que tiene algunas limitaciones y también como alternativa sobre métodos dinámicos no lineales que resultan muy complejos a efectos prácticos y de diseño y por lo tanto muy poco usados.

## **CAPÍTULO 2 - DISEÑO SISMORESISTENTE**

### **2.1 METODOLOGÍA DISEÑO NEC15**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta en su capítulo NEC-SE-DS “Peligro Sísmico” los requerimientos y metodologías a aplicarse en el diseño sísmo resistente para edificios. Además, se utilizará la norma NEC-SE-HM “Estructuras de Hormigón Armado” para el diseño de elementos estructurales y la norma NEC-SE-CG “Cargas No Sísmicas” para la determinación de combinaciones de carga y cargas a ser aplicadas.

La filosofía de diseño considerada en la norma supone que la estructura cumple el nivel de seguridad de vida para un evento sísmico con un período de retorno de 475 años, mientras que para un sismo muy severo la norma supone que la estructura no llegará al colapso.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales, la norma NEC establece que en el caso de estructuras regulares en planta y elevación se pueden aplicar procedimientos estáticos, mientras que para el resto de estructuras se utiliza procedimientos de cálculo dinámicos que permiten considerar los efectos torsionales y modos de vibración. Además, la norma permite la utilización de otros procedimientos de cálculo, en los cuales menciona procedimientos no lineales, estáticos o dinámicos.

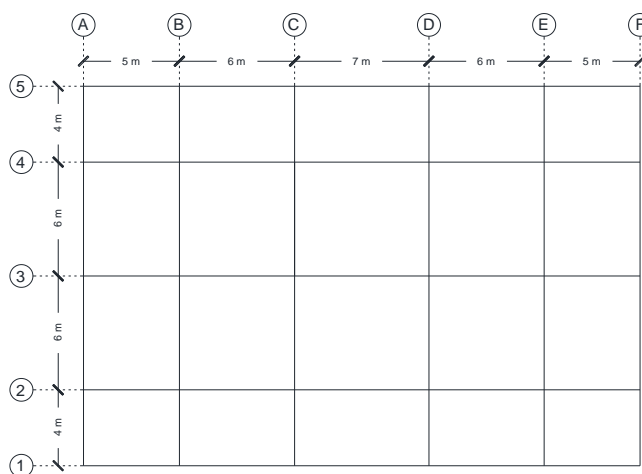
El procedimiento de diseño basado en fuerzas tiene ciertas desventajas debido a que se aplican factores de reducción de resistencia sísmica “R” dependiendo de la tipología de estructura y sin considerar el período y tipo de suelo. También supone que la rigidez es independiente de la resistencia; estimando una rigidez y período al inicio del proceso de diseño. Estas falencias en el análisis son cubiertas en la fase de diseño, utilizando procedimientos basados en conceptos de capacidad.

## 2.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAS DISEÑADAS

El diseño y análisis se realizará para 4 edificios aporticados con diferentes alturas, pero con una misma distribución en planta.

### 2.2.1 Geometría

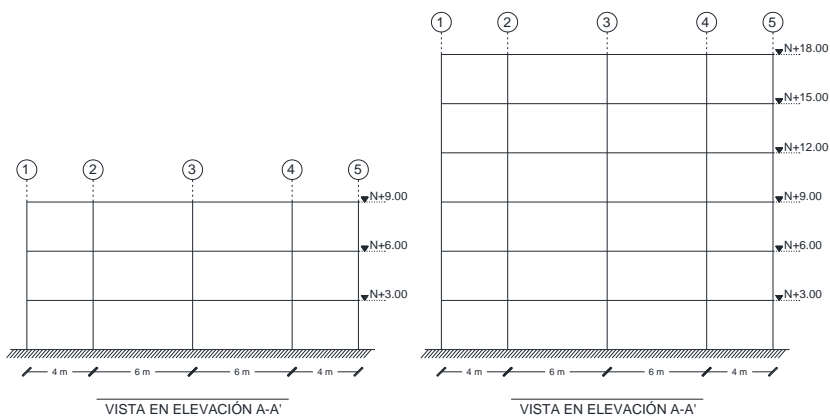
#### *Distribución en Planta*

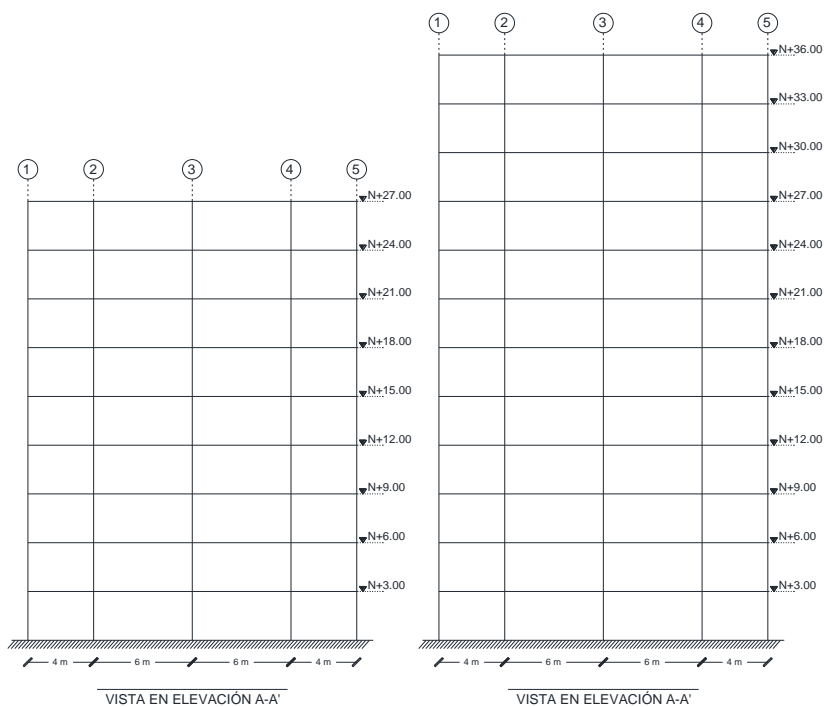


**Figura 1: Vista en Planta Edificios**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

#### *Distribución en Elevación*

Se plantea una altura de entrepiso de 3m para edificios de 3, 6, 9 y 12 pisos, que son alturas representativas de la mayoría de los edificios construidos en Ecuador.





**Figura 2:** Vista en Elevación Edificios

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

## 2.2.2 Materiales

### *Hormigón Armado*

Se considera un hormigón de resistencia  $f'_c = 24$  MPa. El módulo de elasticidad se lo determina como indica NEC-SE-HM en su sección 3.3.3.

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

$E_c$     Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

$f'_c$     Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

**Figura 3:** Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón.

Elaborado por: (NEC-SE-HM, 2014)

<b>Resistencia <math>f'_c</math> =</b>	24 MPa	→	245 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Módulo de Elasticidad <math>E_c</math> =</b>	23025.20 MPa	→	234791.73 kg/cm <sup>2</sup>

### *Acero de Refuerzo*

Se considera un acero A706 grado 60 que tiene una fluencia de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de  $E_s= 200000 \text{ MPa}$ .

### 2.2.3 Cargas

#### *Cargas Muertas*

En el análisis se diferencian las cargas por peso propio a las cuales se las considera como “Dead” y las cargas “Permanentes” que corresponden a las cargas por acabados y elementos no estructurales fijados a la estructura.

#### **Cálculo de Sobrecarga Permanente y Carga Pemanente Total**

Enlucido y masillado =	88 kg/m <sup>2</sup>	(2cm de enlucido y 2cm de masillado, P.Esp= 2200kg/m <sup>3</sup> )
Recubrimiento de Piso =	44 kg/m <sup>2</sup>	
Peso Mampostería (Asumido) =	200 kg/m <sup>2</sup>	
<b>Carga Permanente =</b>	<b>332 kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Asumo a : 350 kg/m<sup>2</sup></b>

#### *Carga Viva*

La carga viva es determinada según el tipo de uso que tendrá la edificación, NEC-SE-CG (Cargas No Sísmicas) sección 4.2 “Carga Viva”. Para el presente caso de análisis se plantean 4 edificios destinados a uso de vivienda.

$$\text{Carga Viva} = \boxed{200 \text{ kg/m}^2}$$

### 2.3 COMBINACIONES DE CARGA

Para el análisis y determinación del estado límite de resistencia se utilizan las combinaciones de carga determinadas en NEC-SE-CG, sección 3.4.3 “Combinación para el diseño por última resistencia”

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L <sub>r</sub> ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L <sub>r</sub> ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L <sub>r</sub> ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

**Figura 4:** Combinaciones de Carga NEC 15  
Elaborado por: (NEC-SE-CG, 2014)

## 2.4 DEMANDA SÍSMICA

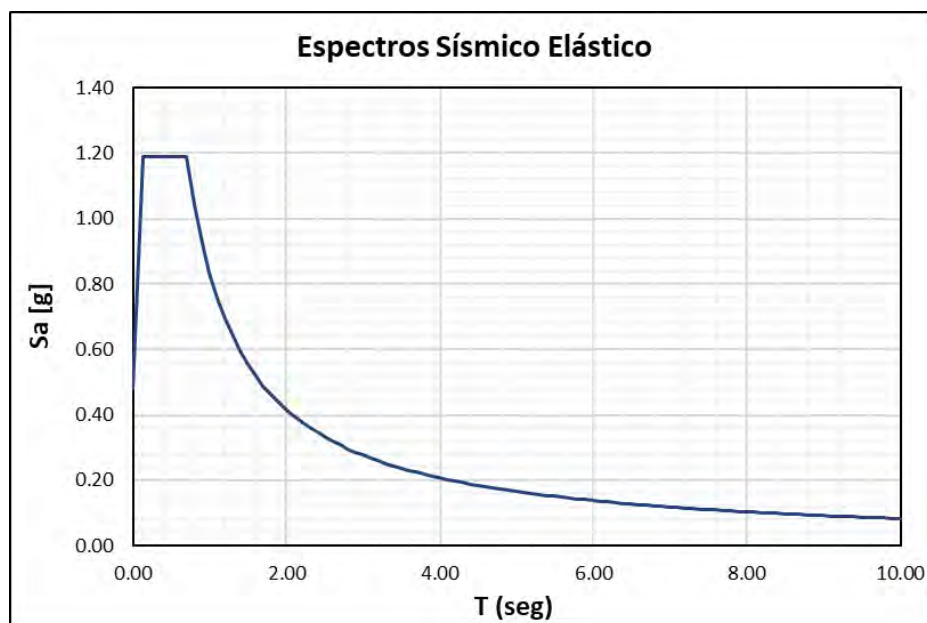
### 2.4.1 Espectro de Diseño

La norma NEC determina que el sismo de diseño se establece para un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, es decir el sismo de diseño tiene un período de retorno de 475 años.

<b>Ubicación:</b>	Quito
<b>Suelo Tipo:</b>	D
<b>Peligro Sísmico:</b>	Alto
<b>Zona Sísmica:</b>	V
<b>Aceleración Máx. en Roca (Z):</b>	0.4
<b>Fa =</b>	1.2
<b>Fd =</b>	1.19
<b>Fs =</b>	1.28

**Tabla 1:** Datos para Espectro de Diseño  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo





**Figura 5: Espectro de Diseño**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo, 2021

#### 2.4.2 Período Fundamental de Vibración

El período fundamental se lo calcula con el método 1, según determina NEC-SE-DS en su sección 6.3.3., el cual es una estimación para poder determinar las fuerzas sísmicas que recibirá la estructura y poder dimensionar los elementos estructurales.

Tipo de Estructura	$C_t$	$\alpha$
Pórticos especiales de hormigón armado		
sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

**Tabla 2: Coeficientes para Cálculo de Período de Vibración**

Elaborado por: (NEC-SE-DS, 2014)

Se presentan los períodos obtenidos para los diferentes edificios analizados.

Descripción	Htotal (m)	Período (seg.)
3 pisos	9 m	0.40
6 pisos	18 m	0.74
9 pisos	27 m	1.07
12 pisos	36 m	1.38

**Tabla 3: Períodos Calculados Método 1 Edificios Analizados**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 2.4.3 Coeficientes de Configuración en Planta y Elevación

La norma NEC-SE-DS determina en la sección 5.2 los coeficientes para estructuras regulares e irregulares, los cuales no aplican en este caso, al analizar estructuras regulares tanto en planta como en elevación.

Coeficientes de Configuración	
$\phi_P$	1
$\phi_E$	1

**Tabla 4:** Coeficientes de Configuración

Elaborado por: (NEC-SE-DS, 2014)

### 2.4.4 Factor de Importancia

El factor de importancia tiene la finalidad de incrementar la demanda sísmica en los casos que se requieran estructuras operativas y con menos daños ante un evento sísmico. Las estructuras a ser diseñadas con uso vivienda se consideran en la categoría “Otras Estructuras” NEC-SE-DS, sección 4.1

$$\text{Factor de Importancia} \rightarrow I = 1$$

### 2.4.5 Factor de Reducción de Resistencia

La norma NEC-SE-DS permite una reducción de fuerzas sísmicas de diseño cuando el mecanismo de falla sea previsible y se tenga una adecuada ductilidad; en la sección 6.3.4 se determina el valor de R según la tipología estructural.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<i>Pórticos resistentes a momentos</i>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

**Tabla 5:** Factor de Reducción de Resistencia

Elaborado por: (NEC-SE-DS, 2014)

### 2.4.6 Carga Sísmica Reactiva

La carga sísmica reactiva "W" es la que se considera actuará ante un sismo y se la emplea para determinar las fuerzas sísmicas. En este caso de análisis se considera un "Caso General", en el que NEC-SE-DS, sección 6.1.7 considera solo la carga muerta.  $W = D$

### 2.4.7 Cortante Basal

La fuerza del cortante basal se la determina como lo indica NEC-SE-DS, sección 6.3.2. Los valores de aceleración espectral son determinados con los períodos fundamentales en el espectro de diseño para estructuras de ocupación normal.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

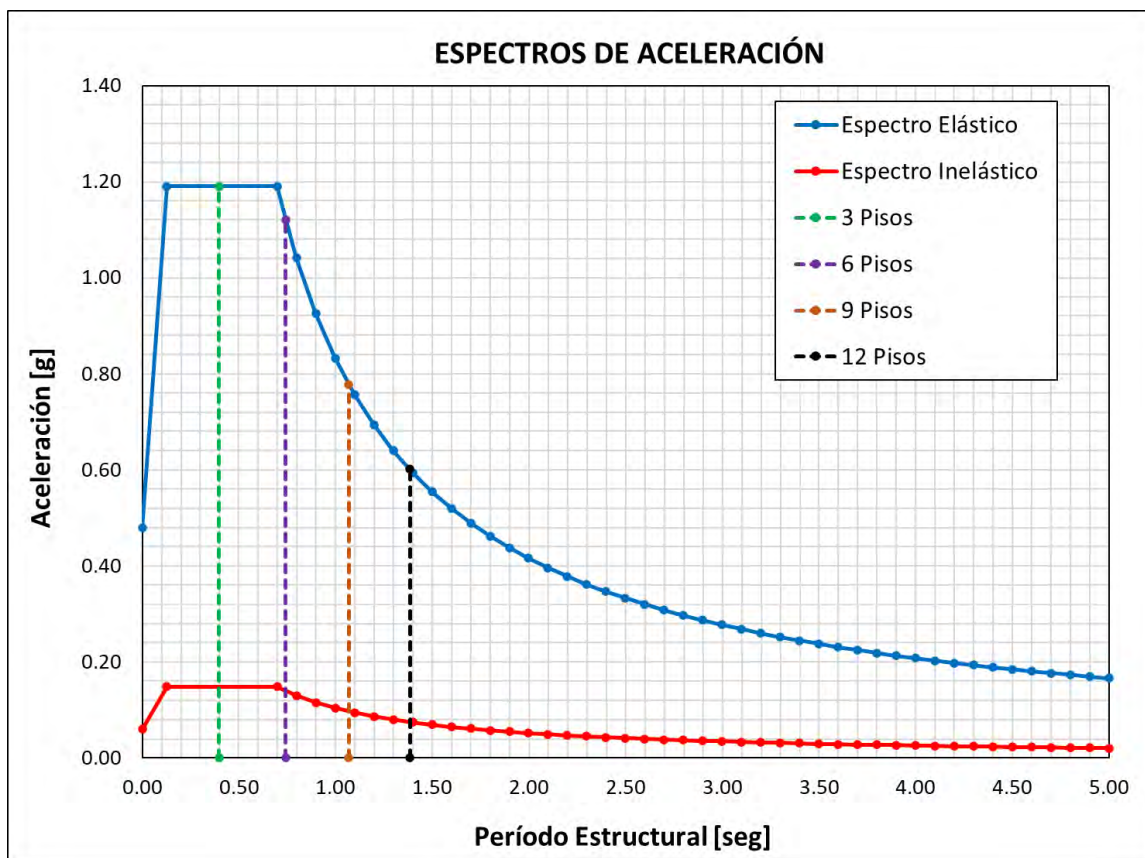
Descripción	Período (seg.)	Sa (g)	V
3 pisos	0.40	1.190	0.1488*W
6 pisos	0.74	1.121	0.1401*W
9 pisos	1.07	0.778	0.0973*W
12 pisos	1.38	0.601	0.0751*W

**Tabla 6:** Cortante Basal Edificios

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 2.4.8 Espectro Inelástico

Debido a que la norma permite la reducción de fuerzas sísmicas con el factor de reducción de resistencia se presenta el espectro inelástico y el período fundamental para cada edificación en análisis.



**Figura 6:** Espectro Elástico vs Inelástico  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo, 2021

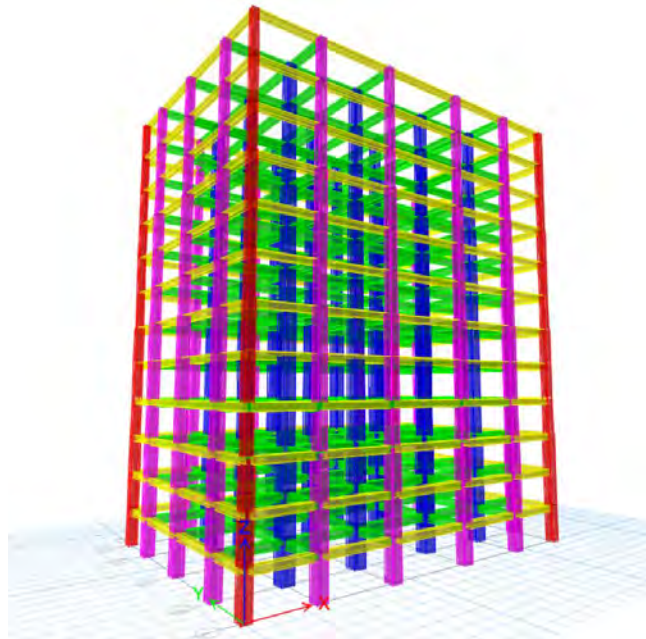
## 2.5 ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO

La norma NEC-SE-DS determina que para toda estructura se realice un análisis estático lineal y uno pseudo-dinámico, con excepción de las estructuras totalmente regulares.

### 2.5.1 Modelo Analítico Lineal Estático

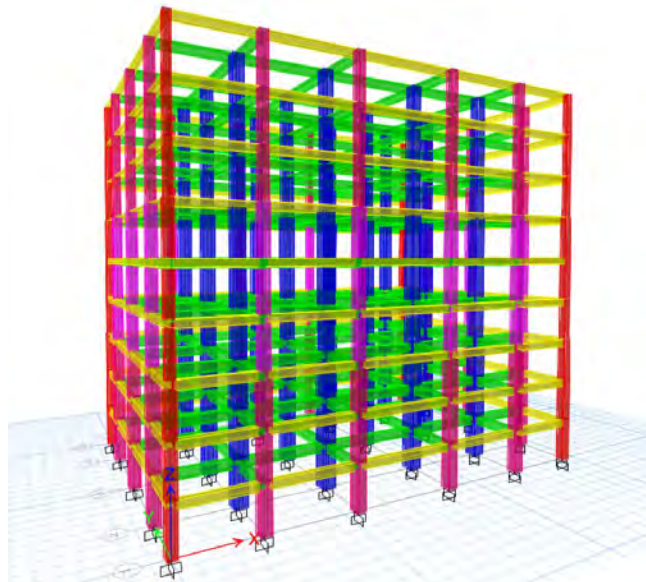
Para el análisis de las 4 edificaciones se utilizó el software ETABS, se construyeron modelos tridimensionales y se diseñaron los elementos estructurales en su rango elástico, verificando que se cumpla con las disposiciones de la norma NEC.

- **Edificio 12 Pisos**



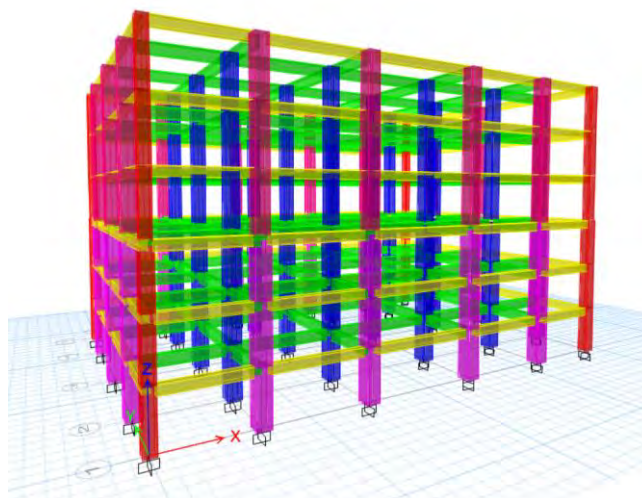
**Figura 7:** Modelo Edificio 12 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 9 Pisos**



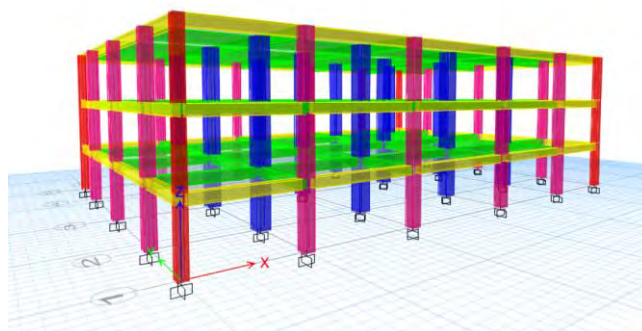
**Figura 8:** Modelo Edificio 9 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 6 Pisos**



**Figura 9:** Modelo Edificio 6 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 3 Pisos**



**Figura 10:** Modelo Edificio 3 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

## 2.5.2 Fuerzas Sísmicas

### *Fuerzas Sísmicas Estáticas*

Para las fuerzas estáticas se emplearon las fuerzas de cortante basal obtenidas en la sección 2.4.7 y una vez realizado el análisis se realizó la corrección del cortante. Para

la distribución de las fuerzas sísmicas laterales se calculó el coeficiente “K”, el cual está relacionado con el período de vibración de la estructura; su cálculo está detallado en NEC-SE-DS, sección 6.3.5. Se presenta a continuación los valores de cortante, coeficiente de distribución y distribución de fuerzas laterales para cada edificación en análisis. Se considera para la distribución de carga lateral el caso de carga “General”, donde la carga sísmica reactiva “W=D”, sin considerar carga viva.

- **Edificio 12 Pisos**

Cortante Basal (V) =				586.55 tonf				k =				1.442			
Piso	Altura [m]	h Entrepiso [cm]	Área Piso [m <sup>2</sup> ]	Permanente [tonf]	Dead [tonf]	C. Muerta [tonf]	Viva [tonf]	Peso Total (W) [tonf]	wx*hx <sup>k</sup> [tonf*m]	Cv x	Fx [tonf]	Fx acum [tonf]			
Story12	36	3	580	203	396.59	599.59	0	599.59	105145.92	0.1769	103.73	103.73			
Story11	33	3	580	203	396.59	599.59	0	599.59	92748.63	0.1560	91.50	195.24			
Story10	30	3	580	203	396.59	599.59	0	599.59	80839.91	0.1360	79.75	274.99			
Story9	27	3	580	203	430.60	633.60	0	633.60	73385.47	0.1234	72.40	347.39			
Story8	24	3	580	203	430.60	633.60	0	633.60	61923.62	0.1042	61.09	408.48			
Story7	21	3	580	203	430.60	633.60	0	633.60	51078.88	0.0859	50.39	458.87			
Story6	18	3	580	203	462.26	665.26	0	665.26	42942.92	0.0722	42.37	501.24			
Story5	15	3	580	203	462.26	665.26	0	665.26	33016.04	0.0555	32.57	533.81			
Story4	12	3	580	203	462.26	665.26	0	665.26	23932.96	0.0403	23.61	557.42			
Story3	9	3	580	203	501.97	704.97	0	704.97	16750.87	0.0282	16.53	573.95			
Story2	6	3	580	203	501.97	704.97	0	704.97	9335.60	0.0157	9.21	583.16			
Story1	3	3	580	203	501.97	704.97	0	704.97	3436.41	0.0058	3.39	586.55			
				2436	5374.2701	7810.2701	0	7810.27	594537.23		586.55				

**Tabla 7: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 12 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 9 Pisos**

Cortante Basal (V) =				571.50 tonf				k =				1.284			
Piso	Altura [m]	h Entrepiso [cm]	Área Piso [m <sup>2</sup> ]	Permanente [tonf]	Dead [tonf]	C. Muerta [tonf]	Viva [tonf]	Peso Total (W) [tonf]	wx*hx <sup>k</sup> [tonf*m]	Cv x	Fx [tonf]	Fx acum [tonf]			
Story9	27	3	580	203	424.52	627.52	0	627.52	43204.78	0.2202	125.87	125.87			
Story8	24	3	580	203	424.52	627.52	0	627.52	37140.77	0.1893	108.20	234.07			
Story7	21	3	580	203	424.52	627.52	0	627.52	31288.72	0.1595	91.15	325.22			
Story6	18	3	580	203	448.55	651.55	0	651.55	26652.90	0.1359	77.65	402.87			
Story5	15	3	580	203	448.55	651.55	0	651.55	21089.87	0.1075	61.44	464.31			
Story4	12	3	580	203	448.55	651.55	0	651.55	15835.77	0.0807	46.13	510.44			
Story3	9	3	580	203	475.81	678.81	0	678.81	11402.94	0.0581	33.22	543.66			
Story2	6	3	580	203	475.81	678.81	0	678.81	6775.03	0.0345	19.74	563.40			
Story1	3	3	580	203	475.81	678.81	0	678.81	2782.16	0.0142	8.11	571.50			
				1827	4046.6257	5873.63	0	5873.63	196172.95		571.50				

**Tabla 8: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 9 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 6 Pisos**

Cortante Basal ( V ) =		552.83 tonf		k =		1.121						
Piso	Altura [m]	h Entrepiso [cm]	Área Piso [m <sup>2</sup> ]	Permanente [tonf]	Dead [tonf]	C. Muerta [tonf]	Viva [tonf]	Peso Total (W) [tonf]	wx*hx <sup>k</sup> [tonf*m]	Cv x	Fx [tonf]	Fx acum [tonf]
Story6	18	3	580	203	414.48	651.55	0	651.55	16626.04	0.2965	163.89	163.89
Story5	15	3	580	203	414.48	651.55	0	651.55	13553.35	0.2417	133.60	297.50
Story4	12	3	580	203	414.48	651.55	0	651.55	10554.43	0.1882	104.04	401.54
Story3	9	3	580	203	446.65	678.81	0	678.81	7965.48	0.1420	78.52	480.06
Story2	6	3	580	203	446.65	678.81	0	678.81	5056.59	0.0902	49.85	529.91
Story1	3	3	580	203	446.65	678.81	0	678.81	2325.30	0.0415	22.92	552.83
				1218	2583.3931	3991.07	0	3991.07	56081.20		552.83	

**Tabla 9: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 6 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 3 Pisos**

Cortante Basal ( V ) =		266.04 tonf		k =		1.000						
Piso	Altura [m]	h Entrepiso [cm]	Área Piso [m <sup>2</sup> ]	Permanente [tonf]	Dead [tonf]	C. Muerta [tonf]	Viva [tonf]	Peso Total (W) [tonf]	wx*hx <sup>k</sup> [tonf*m]	Cv x	Fx [tonf]	Fx acum [tonf]
Story3	9	3	580	203	388.57	678.81	0	678.81	6109.28	0.5000	133.02	133.02
Story2	6	3	580	203	388.57	678.81	0	678.81	4072.85	0.3333	88.68	221.70
Story1	3	3	580	203	388.57	678.81	0	678.81	2036.43	0.1667	44.34	266.04
				609	1165.7169	2036.43	0	2036.43	12218.55		266.04	

**Tabla 10: Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales Edificio 3 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### **Fuerzas Sísmicas Dinámicas**

Para el análisis espectral se utiliza el espectro de diseño definido anteriormente, y se debe verificar que para estructuras regulares el cortante dinámico total en base no sea menor al 80% del cortante basal estático, NEC-SE-DS, sección 6.2.2.

- **Edificio 12 Pisos**

	Cortante Programa [tonf]	Cortante Estático [tonf]	Cortante Mínimo [tonf]	Vdinámico [tonf]
Vx →	308.85	534.49	427.59	427.59
Vy →	332.75	564.22	451.38	451.38

**Tabla 11: Cortantes Dinámicos – Edificio 12 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



- **Edificio 9 Pisos**

	Cortante Programa [tonf]	Cortante Estático [tonf]	Cortante Mínimo [tonf]	Vdinámico [tonf]
Vx →	360.7996	553.6891	442.95	<b>442.95</b>
Vy →	389.6259	586.6975	469.36	<b>469.36</b>

**Tabla 12:** Cortantes Dinámicos – Edificio 9 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 6 Pisos**

	Cortante Programa [tonf]	Cortante Estático [tonf]	Cortante Mínimo [tonf]	Vdinámico [tonf]
Vx →	432.652	566.1826	452.95	<b>452.95</b>
Vy →	453.84	587.1604	469.73	<b>469.73</b>

**Tabla 13:** Cortantes Dinámicos – Edificio 6 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 3 Pisos**

	Cortante Programa [tonf]	Cortante Estático [tonf]	Cortante Mínimo [tonf]	Vdinámico [tonf]
Vx →	225.892	266.0413	212.83	<b>225.89</b>
Vy →	227.1137	266.0413	212.83	<b>227.11</b>

**Tabla 14:** Cortantes Dinámicos – Edificio 3 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 2.5.3 Rigidez Efectiva de Secciones

La norma NEC-SE-DS define una inercia de la sección agrietada, la cual es considerada presente en el momento de la construcción y aún más con la presencia de las fuerzas sísmicas; es por tal razón que el cálculo de la rigidez y derivas máximas se lo debe realizar considerando las inercias agrietadas.

- $0.5 I_g$  – Vigas (Considerar contribución de losas)
- $0.8 I_g$  – Columnas

### 2.5.4 Períodos y Modos de Vibración

Con los modelos tridimensionales realizados y una vez realizado un análisis modal de los mismos, se debe verificar que el período calculado obtenido por el Método 1 no tenga una variación de más del 30% con el período del análisis modal, según lo indica (NEC-SE-DS, 2014), sección 6.3.3, literal *b. Método 2*.

Descripción	Período Calculado Método 1 [seg.]	Período Análisis Modal [seg.]	Variación [%]	Cumple/ No Cumple
12 Pisos	1.3837	1.4036	1.44%	Si Cumple
9 Pisos	1.068	1.1103	3.96%	Si Cumple
6 Pisos	0.7415	0.7083	4.48%	Si Cumple
3 Pisos	0.3974	0.5117	28.77%	Si Cumple

**Tabla 15:** Variación Períodos de Vibración

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Para el análisis espectral se debe considerar los modos que involucren la participación de masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura. NEC-SE-DS, sección 6.2.1, literal *e. Procedimiento 1*.

### 2.5.5 Efectos P-Delta

La norma NEC-SE-DS determina que se deben considerar los efectos de segundo orden cuando al calcular el índice de estabilidad está entre 0.1 y 0.3. Si el índice es mayor a 0.3 se considera una estructura inestable y debe ser rigidizada, mientras que si el índice  $Q_i$  es menor a 0.1 no se deben considerar los efectos P-Delta.

Para nuestros modelos se calculó el índice de estabilidad  $Q_i$  y como se esperaba por tener estructuras regulares el índice  $Q_i$  obtenido fue menor a 0.1 por lo que no es necesario considerar los efectos de segundo orden.

Descripción	ÍNDICE DE ESTABILIDAD	EFECTOS P-Delta
	$Q_i$	
3 Pisos	0.004	<i>No Considerar</i>
6 Pisos	0.005	<i>No Considerar</i>
9 Pisos	0.008	<i>No Considerar</i>
12 Pisos	0.011	<i>No Considerar</i>

**Tabla 16:** Índice de Estabilidad y Efectos P-Delta

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

## 2.5.6 Derivas

La deriva máxima para cualquiera de los pisos no debe exceder el límite del 2% de la deriva inelástica, establecido para estructuras de hormigón armado. (NEC-SE-DS, 2014). Se presenta el resumen de las derivas obtenidas para los diferentes edificios en los cuales se verifica que el diseño realizado cumple con la deriva límite.

- **Edificio 12 Pisos**

Derivas Sentido X						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story12	36	78.714	0.001105	0.0066	0.66%	OK
Story11	33	75.398	0.001772	0.0106	1.06%	OK
Story10	30	70.082	0.002248	0.0135	1.35%	OK
Story9	27	63.338	0.002347	0.0141	1.41%	OK
Story8	24	56.296	0.002642	0.0159	1.59%	OK
Story7	21	48.371	0.002797	0.0168	1.68%	OK
Story6	18	39.981	0.002690	0.0161	1.61%	OK
Story5	15	31.91	0.002747	0.0165	1.65%	OK
Story4	12	23.67	0.002669	0.0160	1.60%	OK
Story3	9	15.664	0.002353	0.0141	1.41%	OK
Story2	6	8.606	0.001942	0.0117	1.17%	OK
Story1	3	2.781	0.000927	0.0056	0.56%	OK
Base	0	0	0.000000	0.0000	0.00%	OK

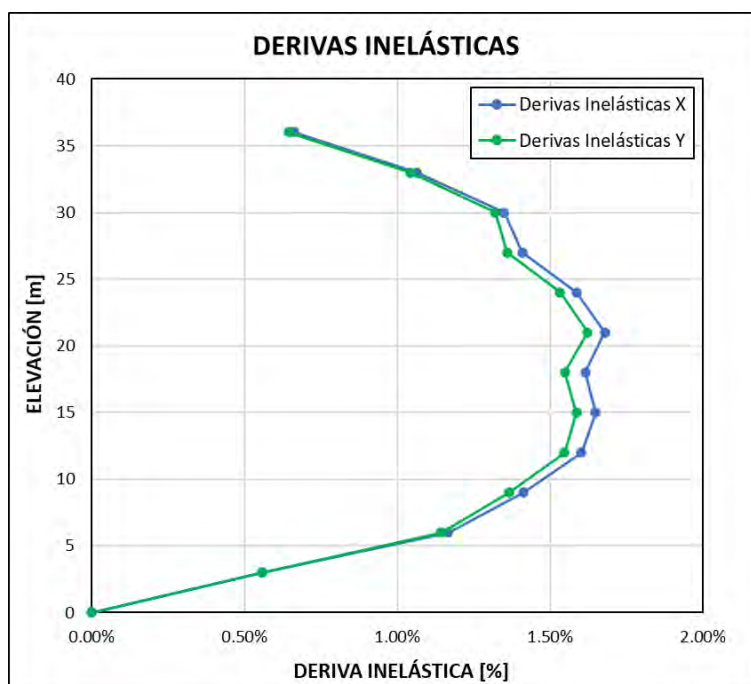
**Tabla 17:** Derivas Sentido X – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Derivas Sentido Y						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story12	36	76.318	0.001074	0.0064	0.64%	OK
Story11	33	73.097	0.001738	0.0104	1.04%	OK
Story10	30	67.883	0.002199	0.0132	1.32%	OK
Story9	27	61.286	0.002264	0.0136	1.36%	OK
Story8	24	54.494	0.002553	0.0153	1.53%	OK
Story7	21	46.836	0.002704	0.0162	1.62%	OK
Story6	18	38.723	0.002580	0.0155	1.55%	OK
Story5	15	30.982	0.002642	0.0159	1.59%	OK
Story4	12	23.055	0.002578	0.0155	1.55%	OK
Story3	9	15.321	0.002276	0.0137	1.37%	OK
Story2	6	8.494	0.001904	0.0114	1.14%	OK
Story1	3	2.783	0.000928	0.0056	0.56%	OK
Base	0	0	0.000000	0.0000	0.00%	OK

**Tabla 18:** Derivas Sentido Y – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 11:** Derivas Inelásticas – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Edificio 9 Pisos

Derivas Sentido X						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story9	27	60.536	0.001274	0.0076	0.76%	OK
Story8	24	56.715	0.002031	0.0122	1.22%	OK
Story7	21	50.621	0.002543	0.0153	1.53%	OK
Story6	18	42.991	0.002592	0.0156	1.56%	OK
Story5	15	35.214	0.002852	0.0171	1.71%	OK
Story4	12	26.657	0.002906	0.0174	1.74%	OK
Story3	9	17.938	0.002597	0.0156	1.56%	OK
Story2	6	10.147	0.002247	0.0135	1.35%	OK
Story1	3	3.405	0.001135	0.0068	0.68%	OK
Base	0	0	0.000000	0.0000	0.00%	OK

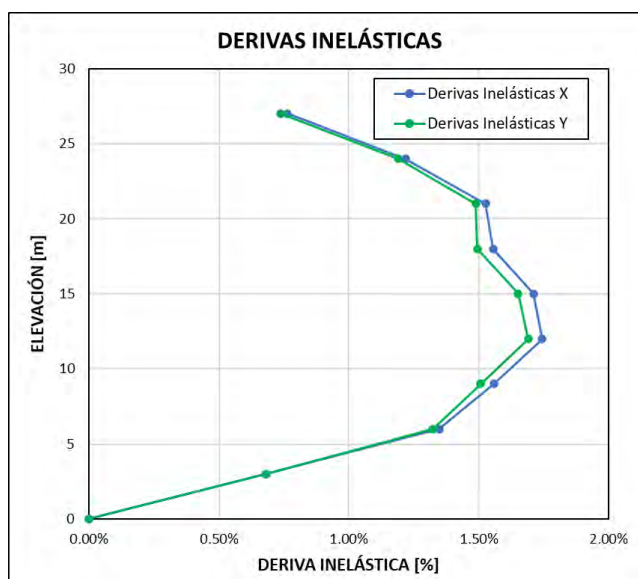
**Tabla 19: Derivas Sentido X – Edificio 9 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Derivas Sentido Y						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story9	27	58.843	0.001228	0.0074	0.74%	OK
Story8	24	55.16	0.001985	0.0119	1.19%	OK
Story7	21	49.205	0.002482	0.0149	1.49%	OK
Story6	18	41.758	0.002492	0.0150	1.50%	OK
Story5	15	34.281	0.002752	0.0165	1.65%	OK
Story4	12	26.024	0.002817	0.0169	1.69%	OK
Story3	9	17.574	0.002513	0.0151	1.51%	OK
Story2	6	10.034	0.002205	0.0132	1.32%	OK
Story1	3	3.42	0.001140	0.0068	0.68%	OK
Base	0	0	0.000000	0.0000	0.00%	OK

**Tabla 20: Derivas Sentido Y – Edificio 9 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 12: Derivas Inelásticas – Edificio 9 Pisos**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Edificio 6 Pisos

Derivas Sentido X						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story6	18	33.058	0.001263	0.0076	0.76%	OK
Story5	15	29.268	0.001918	0.0115	1.15%	OK
Story4	12	23.515	0.002336	0.0140	1.40%	OK
Story3	9	16.507	0.002296	0.0138	1.38%	OK
Story2	6	9.619	0.002106	0.0126	1.26%	OK
Story1	3	3.302	0.001101	0.0066	0.66%	OK
Base	0	0	0.000000	0.0000	0.00%	OK

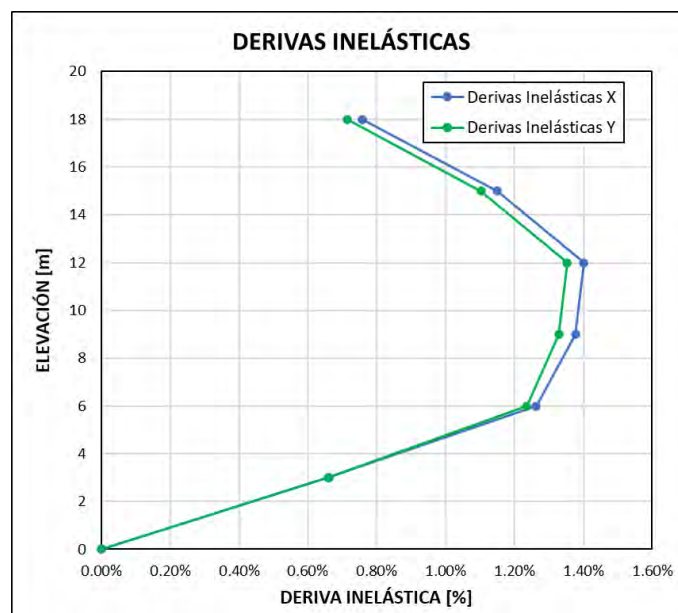
**Tabla 21:** Derivas Sentido X – Edificio 6 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Derivas Sentido Y						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story6	18	31.972	0.001189	0.0071	0.71%	OK
Story5	15	28.405	0.001839	0.0110	1.10%	OK
Story4	12	22.888	0.002255	0.0135	1.35%	OK
Story3	9	16.122	0.002215	0.0133	1.33%	OK
Story2	6	9.477	0.002059	0.0124	1.24%	OK
Story1	3	3.3	0.001100	0.0066	0.66%	OK
Base	0	0	0.000000	0.0000	0.00%	OK

**Tabla 22:** Derivas Sentido Y – Edificio 6 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 13:** Derivas Inelásticas – Edificio 6 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Edificio 3 Pisos

Derivas Sentido X						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story3	9	15.45	0.001404	0.0084	0.84%	OK
Story2	6	11.24	0.002130	0.0128	1.28%	OK
Story1	3	4.85	0.001617	0.0097	0.97%	OK
Base	0	0.00	0.000000	0.0000	0.00%	OK

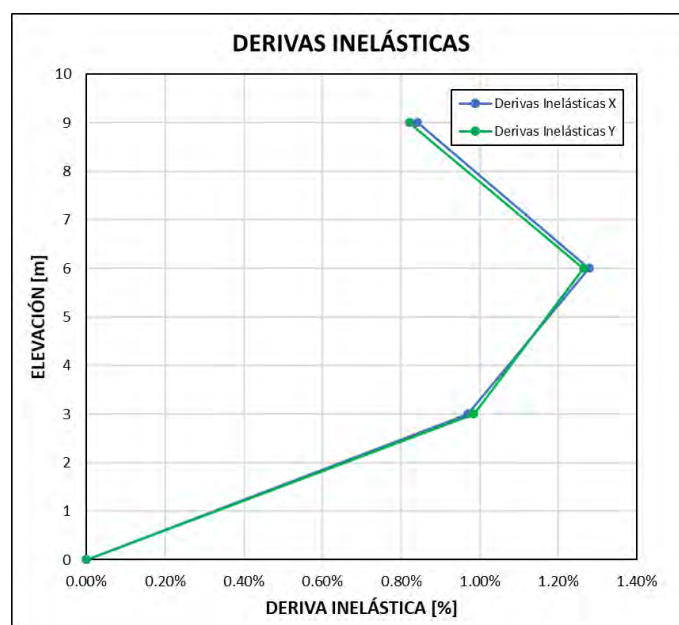
**Tabla 23:** Derivas Sentido X – Edificio 3 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Derivas Sentido Y						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Elástica $\Delta E$	Deriva Inelástica		
				$\Delta I$	%	NEC 15
Story3	9	15.35	0.001367	0.0082	0.82%	OK
Story2	6	11.25	0.002107	0.0126	1.26%	OK
Story1	3	4.93	0.001642	0.0099	0.99%	OK
Base	0	0.00	0.000000	0.0000	0.00%	OK

**Tabla 24:** Derivas Sentido Y – Edificio 3 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 14:** Derivas Inelásticas – Edificio 3 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

## 2.6 DISEÑO SISMORESISTENTE

El diseño sismorresistente deberá seguir lo estipulado en las normas NEC-SE-DS, NEC-SE-HM, NEC-SE-CG y ACI 318. Se realiza un diseño por capacidad, donde la resistencia

requerida o última debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas, detalladas en sección 2.4.

### **2.6.1 Diseño de Vigas**

Los elementos vigas, diseñados a flexión, deben cumplir los requisitos establecidos en la sección 4.2 de NEC-SE-HM y los requisitos del ACI 318. Se deberán verificar dimensiones mínimas, cuantías máximas y mínimas, considerando un armado entre el 1% al 1,2% como eficiente, entre otros. En el “ANEXO A – Diseño de Vigas” se presenta una hoja de cálculo tipo empleada para el cálculo de las vigas que conforman los edificios analizados donde se determina la sección y armado definitivo.

### **2.6.2 Diseño de Columnas**

Los elementos columnas deben ser diseñados considerando las disposiciones de la sección 4.3 de NEC-SE-HM y de ACI 318. En el “ANEXO B – Diseño Columnas” se presenta una hoja de cálculo tipo donde se detalla el cálculo realizado, se presenta el diagrama de iteración y cargas últimas, armados longitudinales, tomando en cuenta que NEC establece un armado entre el 1% y 3% y el armado de refuerzo transversal.

### **2.6.3 Conexión Viga-Columna**

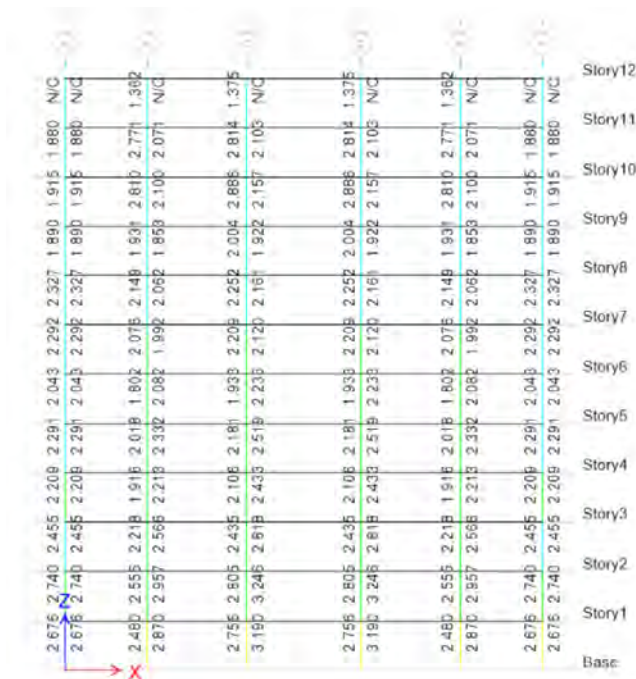
El objetivo de la revisión en la conexión viga – columna es asegurar que la viga fluya, para lo cual se deben realizar 2 revisiones:

- Columna Fuerte – Viga Débil
- Nudo Fuerte – Viga Débil



Para el chequeo de columna fuerte – viga débil se revisa que la capacidad de las columnas que llegan al nudo sea mayor que 1.2 veces la capacidad de la viga; se utilizó la herramienta del programa ETABS para realizar este chequeo.

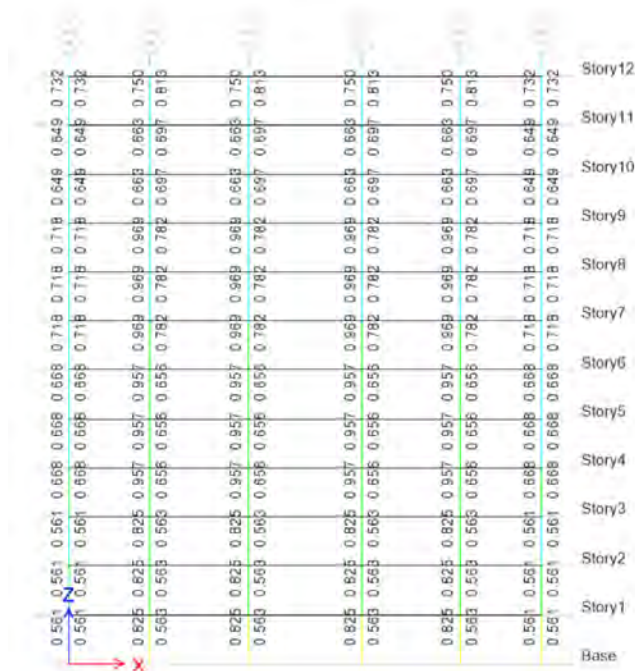
$$\frac{\text{Capacidad de Columna}}{\text{Capacidad de Viga}} \geq 1.20$$



**Figura 15:** Chequeo Capacidad Columna – Viga  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Se observa que las relaciones son mayores a 1.2 a excepción de las localizadas en el piso 12, esto se debe a que los momentos en su totalidad son absorbidos por la columna del último piso, en pisos inferiores los momentos son tomados por la columna del piso superior e inferior. Por estar en el último piso se considera serán las últimas en fluir por lo que es aceptable los resultados.

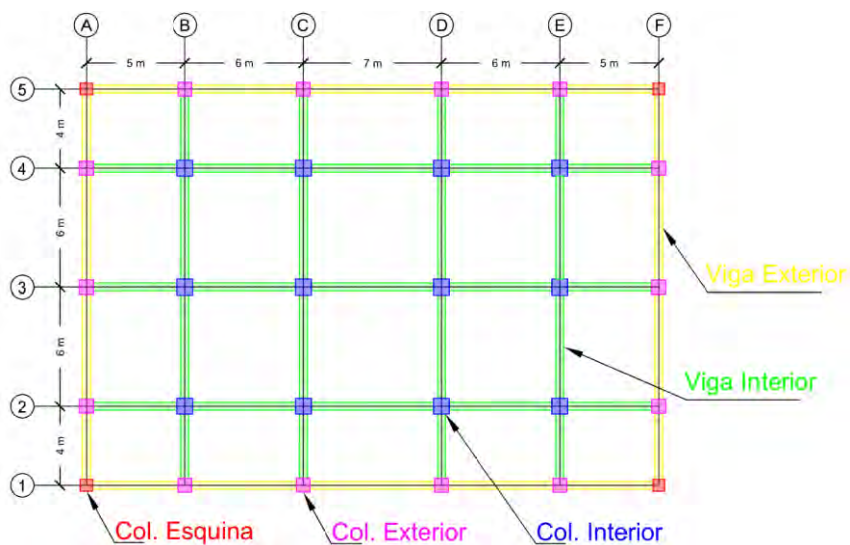
Para el chequeo de columna fuerte – nudo débil se verifica confinamiento y corte, se utiliza la herramienta del ETABS y se realizan comprobaciones manuales de los mismos. Los valores del ejemplo presentado tienen que ser menores a 1.



**Figura 16: Chequeo Capacidad Corte Nudo**  
 Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 2.6.4 Geometría Elementos Estructurales

Se presenta un resumen de las secciones calculadas con las cuales se comprobó el cumplimiento de derivas y demás requisitos ya mencionados; en el “ANEXO C - Geometría Elementos Estructurales” se presenta el detalle de estas con sus armados.



**Figura 17: Nombres Asignados a Elementos Estructurales**  
 Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Edificio 12 Pisos

	COLUMNAS			VIGAS	
	Esquina	Exterior	Interior	Exterior	Interior
Story12				30 x 45	40 x 50
	45 x 45	50 x 50	70 x 70		
Story11				30 x 45	40 x 50
	45 x 45	50 x 50	70 x 70		
Story10				30 x 45	40 x 50
	45 x 45	50 x 50	70 x 70		
Story9				35 x 45	45 x 55
	50 x 50	60 x 60	80 x 80		
Story8				35 x 45	45 x 55
	50 x 50	60 x 60	80 x 80		
Story7				35 x 45	45 x 55
	50 x 50	60 x 60	80 x 80		
Story6				35 x 50	40 x 60
	60 x 60	70 x 70	90 x 90		
Story5				35 x 50	40 x 60
	60 x 60	70 x 70	90 x 90		
Story4				35 x 50	40 x 60
	60 x 60	70 x 70	90 x 90		
Story3				40 x 50	45 x 60
	70 x 70	80 x 80	100 x 100		
Story2				40 x 50	45 x 60
	70 x 70	80 x 80	100 x 100		
Story1				40 x 50	45 x 60
	70 x 70	80 x 80	100 x 100		
Base					

**Tabla 25:** Secciones Elementos Estructurales – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Edificio 9 Pisos

	COLUMNAS			VIGAS	
	Esquina	Exterior	Interior	Exterior	Interior
Story9				30 x 45	40 x 50
	40 x 40	50 x 50	70 x 70		
Story8				30 x 45	40 x 50
	40 x 40	50 x 50	70 x 70		
Story7				30 x 45	40 x 50
	40 x 40	50 x 50	70 x 70		
Story6				35 x 45	45 x 55
	50 x 50	60 x 60	80 x 80		
Story5				35 x 45	45 x 55
	50 x 50	60 x 60	80 x 80		
Story4				35 x 45	45 x 55
	50 x 50	60 x 60	80 x 80		
Story3				35 x 50	40 x 60
	60 x 60	70 x 70	90 x 90		
Story2				35 x 50	40 x 60
	60 x 60	70 x 70	90 x 90		
Story1				35 x 50	40 x 60
	60 x 60	70 x 70	90 x 90		
Base					

**Tabla 26:** Secciones Elementos Estructurales – Edificio 9 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Edificio 6 Pisos**

	COLUMNAS			VIGAS	
	Esquina	Exterior	Interior	Exterior	Interior
Story6	50 x 50	70 x 70	70 x 70	35 x 45	40 x 55
Story5	50 x 50	70 x 70	70 x 70	35 x 45	40 x 55
Story4	50 x 50	70 x 70	70 x 70	35 x 45	40 x 55
Story3	60 x 60	80 x 80	80 x 80	35 x 50	40 x 60
Story2	60 x 60	80 x 80	80 x 80	35 x 50	40 x 60
Story1	60 x 60	80 x 80	80 x 80	35 x 50	40 x 60
Base					

**Tabla 27:** Secciones Elementos Estructurales – Edificio 6 Pisos

*Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo*

- **Edificio 3 Pisos**

	COLUMNAS			VIGAS	
	Esquina	Exterior	Interior	Exterior	Interior
Story3	40 x 40	50 x 50	50 x 50	30 x 45	40 x 50
Story2	40 x 40	50 x 50	50 x 50	30 x 45	40 x 50
Story1	40 x 40	50 x 50	50 x 50	30 x 45	40 x 50
Base					

**Tabla 28:** Secciones Elementos Estructurales – Edificio 3 Pisos

*Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo*

## CAPÍTULO 3 – EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Concluidos los diseños definitivos de los 4 diferentes edificios, y habiendo cumplido con las disposiciones de diseño de la norma NEC 15 se tiene como objetivo determinar cuál sería su desempeño mediante un análisis estático no lineal.

### 3.1 METODOLOGÍA Y NORMATIVA

El análisis estático no lineal está permitido cuando los efectos producidos por los modos altos de una edificación no son significantes. ASCE/SEI 41-17, sección 7.3.2.1

#### 3.1.1 NEC-SE-DS

La norma ecuatoriana establece en NEC-SE-DS, sección 4.2.1, literal “a” que se diseña para un sismo que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años y para el cual se debe tener un nivel de desempeño de seguridad de vida.

Sin embargo, en la sección 4.2 “*Filosofía de diseño sismo resistente*”, literal “c” menciona que para estructuras de ocupación normal el objetivo de diseño es evitar el colapso ante terremotos muy severos, es decir aquel con un período de retorno de 2475 años.

#### 3.1.2 ASCE 41-13 & ASCE/SEI 41-17

Se utiliza la norma “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*”, donde están bien definidos los procedimientos a seguir para realizar una evaluación por desempeño mediante un análisis estático no lineal. Al NEC no tener bien definido los procedimientos es necesario el uso de esta normativa.

### 3.2 AMENAZA SÍSMICA

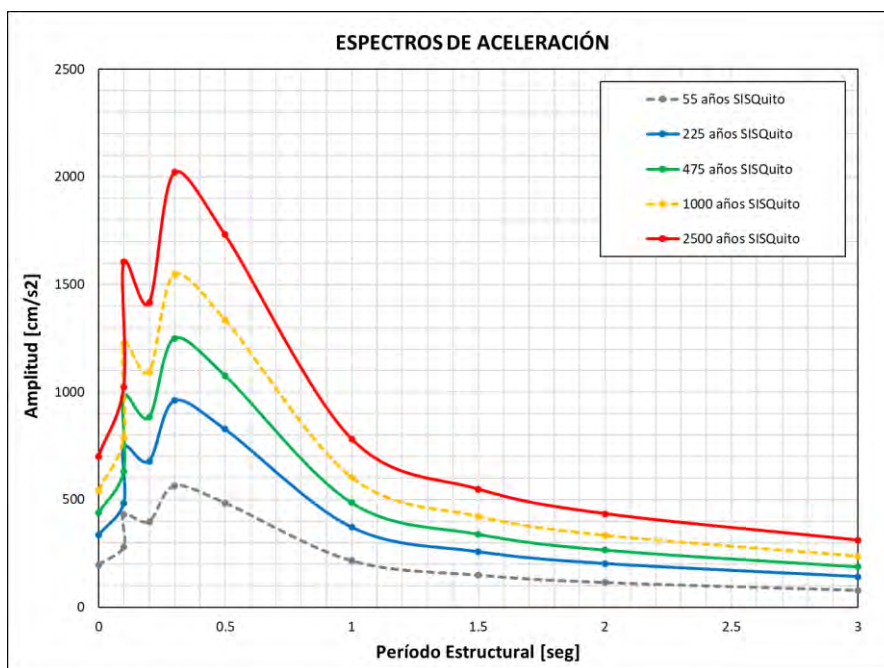
La norma NEC establece diferentes niveles de amenaza sísmica, categorizados por su probabilidad de excedencia en 50 años.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Tabla 9: niveles de amenaza sísmica

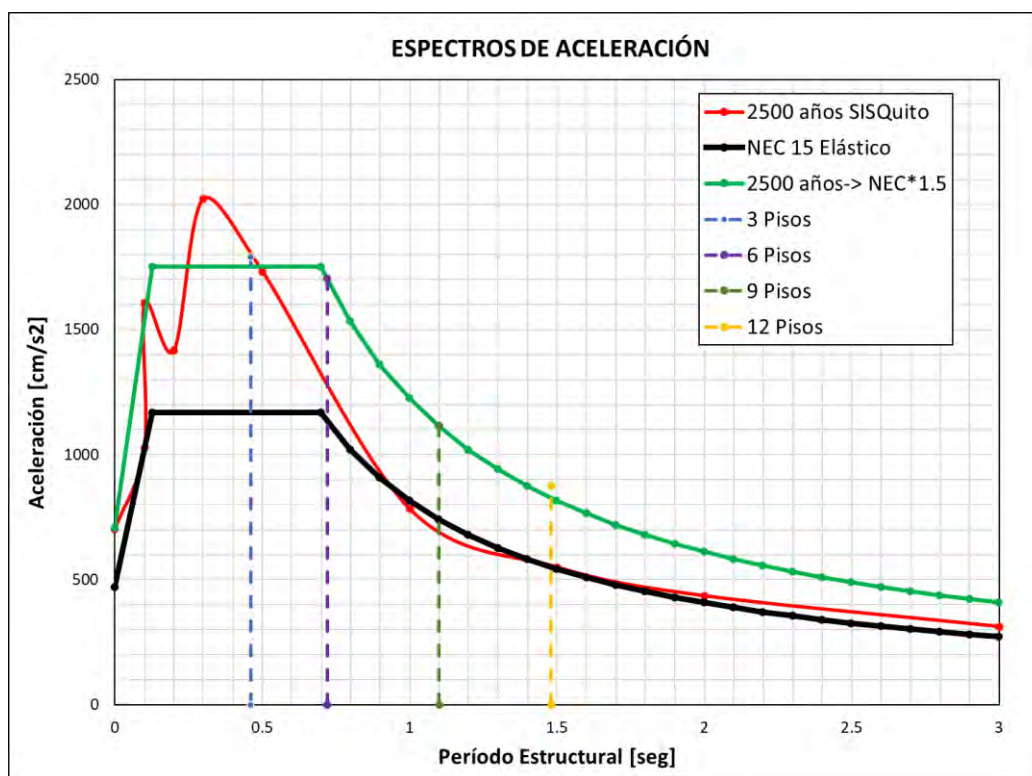
**Tabla 29: Niveles de Amenaza Sísmica**  
 Elaborado por: (NEC-SE-DS, 2014)

Para determinar los diferentes sismos para diferentes probabilidades de excedencia es necesario realizar un estudio de peligrosidad sísmica de sitio, como alternativa se plantea el uso del programa “Sistema de Información Sísmica para Quito” (SISQuito V1.2, 2012), de donde se pueden obtener espectros para períodos de retorno de 55, 225, 475, 1000 y 2500 años.



**Figura 18: Espectros de Aceleración para Diferentes Niveles de Amenaza Sísmica – SISQuito V1.2**  
 Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

El uso del software SISQuito V1.2 permitiría evaluar el desempeño para el sismo moderado, sismo severo y sismo extremo, sin embargo, se observó que para períodos mayores a 0.5seg el espectro de 2500 años se asemejaba al espectro de diseño. De tal manera se propone evaluar el desempeño para el espectro de diseño y para el extremo, obtenido de multiplicar el espectro de diseño por 1.5 (de manera similar a lo especificado en la norma ASCE7-16) como se indica a continuación.



**Figura 19:** Comparación Espectros de Aceleración

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 3.3 COMBINACIONES DE CARGA

Para procedimientos no lineales ASCE/SEI 41-17 determina en su sección 7.2.2 las combinaciones de carga, donde se consideran las cargas muertas más el 25% de las cargas vivas sin reducir.

$$Q_G = Q_D + 0.25 * Q_L \quad (\text{Eq.7 - 3})$$

Se presenta la combinación asignada en el programa de análisis ETABS:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Permanente	1
Load Pattern	Live	0.25

**Figura 20:** Caso de Carga Gravitacional No Lineal

*Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo*

### 3.4 MODELOS NO LINEALES

Se elaboran modelos tridimensionales para los diferentes edificios ya diseñados siguiendo la disposición de ASCE/SEI 41-17 en su sección 7.2.3. Alternativamente esta sección dispone en caso de cumplir ciertos requisitos de diafragmas de piso y torsión se puede realizar un modelo bidimensional, pero se elaboraron modelos tridimensionales acorde a la forma más general de análisis.

#### 3.4.1 Elementos Primarios y Secundarios

La norma ASCE en su sección 7.2.3.3 establece que se determinen elementos primarios y secundarios; para análisis no lineales se deben incluir la resistencia y rigidez de componentes primarios y secundarios, modelando explícitamente su resistencia y su



degradación de rigidez. Para los modelos realizados se consideran todos los elementos como primarios.

### **3.4.2 Modelado de Cimentación**

Norma ASCE/SEI 41-17 en su sección 7.2.3.5 permite modelar la cimentación como rígida o flexible y considerando los grados de libertad permitidos; para los modelos realizados se consideró una cimentación rígida con base fija.

### **3.4.3 Amortiguamiento**

Para análisis no lineales ASCE/SEI 41-17 determina en su sección 7.2.3.6 se utilicen espectros de respuesta con el 5% de amortiguamiento.

### **3.4.4 Efectos Sísmicos en Múltiples Direcciones**

Se deben considerar los efectos sísmicos en múltiples direcciones cuando el edificio tiene irregularidades o si una de las columnas primarias forma parte de dos o más pórticos que se cruzan, según lo define ASCE/SEI 41-17 en su sección 7.2.5. Los efectos múltiples se considerarán con el 100% en la dirección principal de análisis más el 30% en su dirección perpendicular.

En los modelos realizados por ser totalmente regulares y no presentar torsión se analizó en el sentido X y sentido Y sin considerar efectos de ortogonalidad.

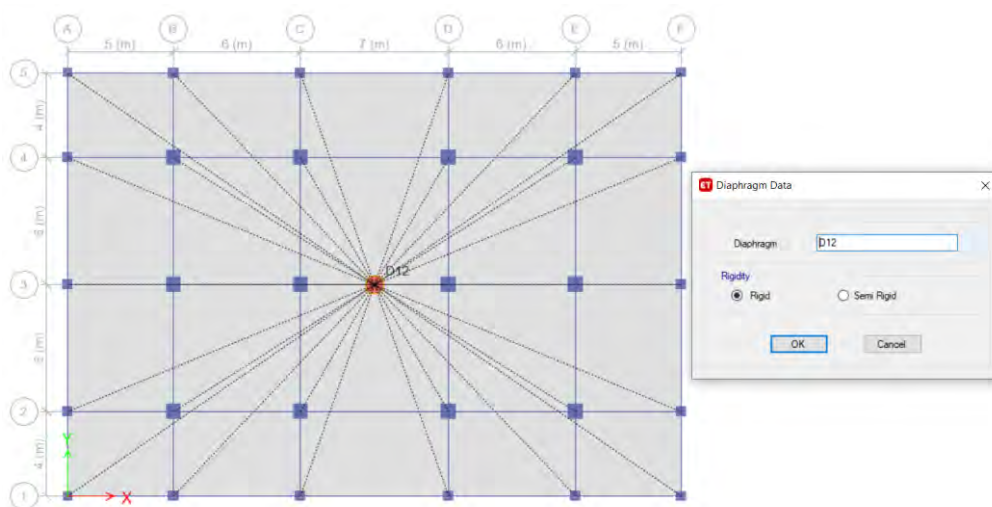
### **3.4.5 Efectos P-Delta**

Se consideraron los efectos P-Delta para los diferentes modelos de análisis, siguiendo las disposiciones de ASCE/SEI 41-17 en su sección 7.2.6, donde determina que los efectos P-Delta deben ser considerados tanto para procesos de análisis lineales como no lineales.

En el proceso de análisis Pushover el manual de ETABS recomienda empezar con modelos simples que permitan tener una noción del comportamiento de la estructura y los tiempos de ejecución del análisis; una vez que se tenga los modelos definitivos se realizarán análisis más complejos como es incluir los efectos estáticos P-Delta en el modelo de análisis. Esto incluye en el análisis del modelo matemático la relación no lineal fuerza – deformación de todos los elementos sujetos a fuerzas axiales.

### 3.4.6 Diafragmas de Piso

Se asignan diafragmas rígidos a los diferentes pisos en todos los modelos como lo indica ASCE/SEI 41-17 en su sección 7.2.9. El diafragma transfiere las fuerzas inerciales de un sismo a los elementos verticales que conforman el sistema de resistencia sísmica.



**Figura 21:** Asignación Diafragmas de Piso ETABS

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 3.4.7 No Linealidad de los Materiales

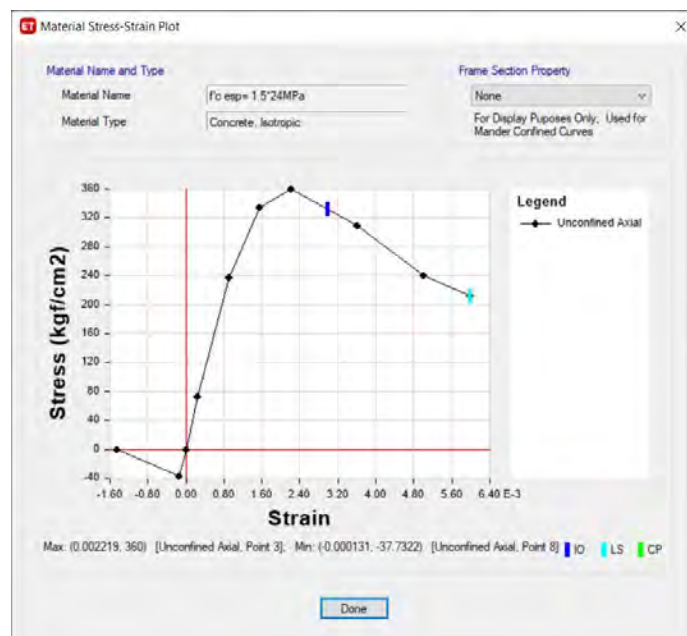
Se definen las propiedades no lineales de los materiales empleados en el modelo; para el análisis no lineal se utilizan las resistencias esperadas detalladas en la Tabla 10-1 de ASCE/SEI 41-17.

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

**Tabla 30: Factores de Sobre resistencia de Materiales**

Elaborado por: (ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, 2017)

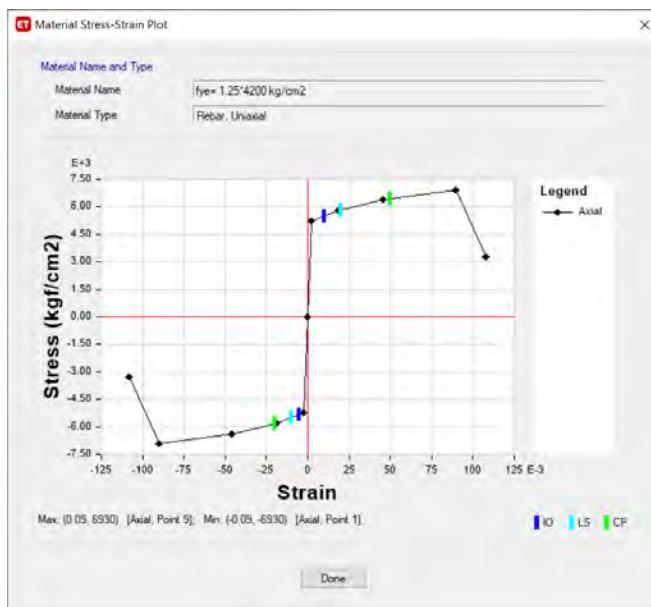
- **Hormigón.** – Inicialmente se diseñó con una resistencia de 24MPa; al aplicar el factor de 1.5 se tendría una resistencia esperada de 36MPa. Para el modelo de histéresis se usó Takeda y para la curva esfuerzo deformación se utilizó el modelo de Mander.



**Figura 22: Sobre Resistencia Hormigón No Confinado**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Acero de Refuerzo.** – El factor de sobre resistencia del acero es de 1.25, por lo que la resistencia esperada será de 525MPa. Para el modelo de histéresis se usó Takeda y para la curva esfuerzo deformación se utilizó el modelo Simple.



**Figura 23: Sobre Resistencia Acero de Refuerzo**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

### 3.4.8 Rigidez Efectiva

Se considera la rigidez efectiva de los elementos vigas y columnas, agrietando las secciones según se lo indica la Tabla 10-5 del ASCE/SEI 41-17:

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_cE_fI_g$	$0.4E_cE_fA_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_cE_fI_g$	$0.4E_cE_fA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf_cE$ <sup>b</sup>	$0.7E_cE_fI_g$	$0.4E_cE_fA_w$	$E_cE_fA_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf_cE$ or with tension <sup>b</sup>	$0.3E_cE_fI_g$	$0.4E_cE_fA_w$	$E_cE_fA_g$ (compression) $E_cE_fA_s$ (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_cE_fA_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE_fA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE_fA_g$	—
Walls—cracked <sup>c</sup>	$0.35E_cE_fA_g$	$0.4E_cE_fA_w$	$E_cE_fA_g$ (compression) $E_cE_fA_s$ (tension)

<sup>a</sup> For T-beams,  $I_g$  can be taken as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.  
<sup>b</sup> For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load  $N_{UG}$  is permitted to be used for stiffness evaluations.  
<sup>c</sup> See Section 10.7.2.2.

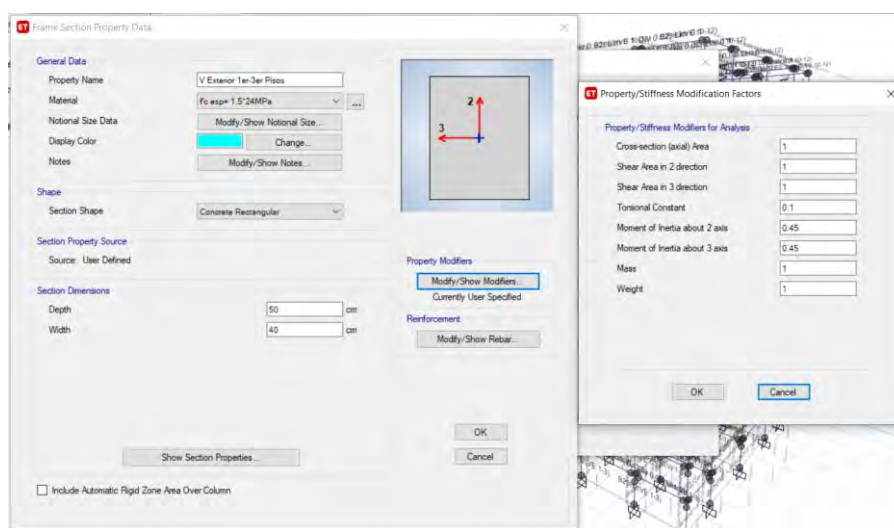
**Tabla 31: Rigideces Efectivas**

Elaborado por: (ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, 2017)

- **Vigas.** – Se considera su rigidez efectiva a flexión; para vigas T la inercia puede ser considerada como el promedio de la rectangular más dos veces la inercia  $I_g$ .

$$0.3 * \frac{I_g + 2I_g}{2} = 0.3 * 1.5I_g = 0.45I_g$$

**Ejemplo:** Viga Exterior Pisos 1-3 / Edificio 12 Pisos:



**Figura 24:** Ejemplo Asignación Rigidez Efectiva Vigas en ETABS

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Columnas.** – La rigidez efectiva a flexión de los elementos columna depende de la carga axial debido a las cargas gravitacionales aplicadas. Para condiciones intermedias se debe interpolar linealmente.

**Ejemplo:** Columna Esquina – PB / Edificio 12 Pisos

$$\text{Carga Axial Gravitacional} = 90\text{tonf}$$

$$f'c_E = 360\text{ kg/cm}^2$$

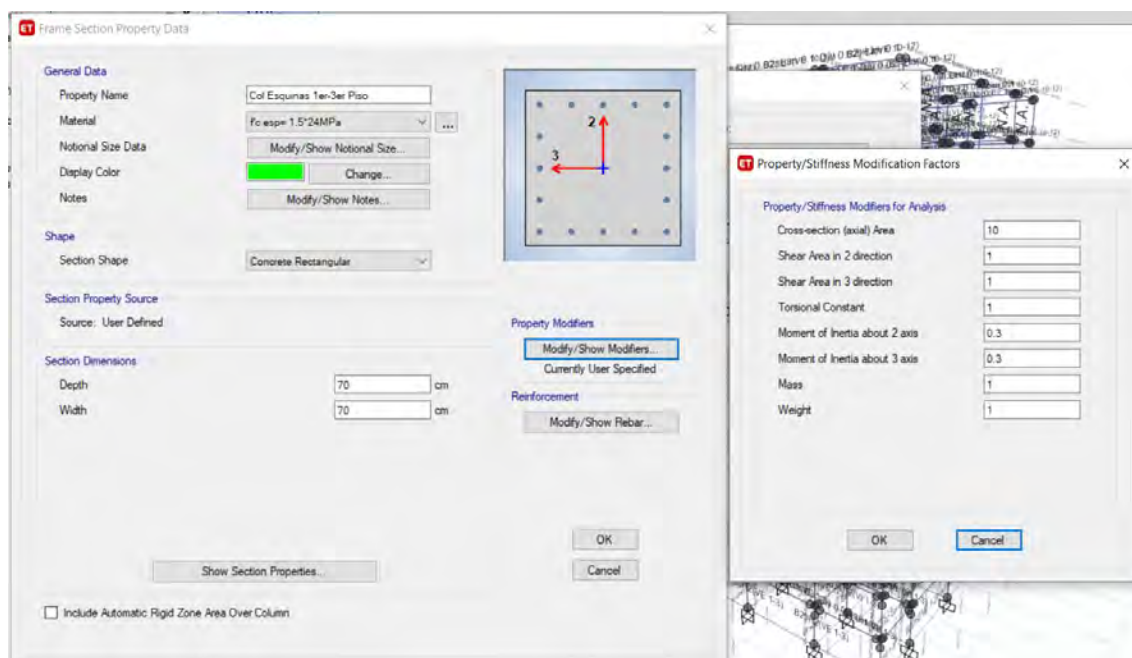
$$A_g = 4900\text{cm}^2$$

Condición	Condición Calculada	Rigidez a Flexión
$P \geq 0.5 * A_g * f'c_E$	$P \geq 882 \text{ tonf}$	$0.7E_{cE}I_g$
Valores Intermedios	$882\text{tonf} < P < 176.4\text{tonf}$	Interpolar entre 0.7 y 0.3
$P \leq 0.1 * A_g * f'c_E$	$P \leq 176.4 \text{ tonf}$	$0.3E_{cE}I_g$

**Tabla 32:** Cálculo Rigidez Efectiva Columnas

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Debido a que la carga axial por cargas gravitacionales de  $90\text{tonf}$  es menor a  $176.4\text{tonf}$ , el factor de rigidez efectiva a flexión es de 0.3



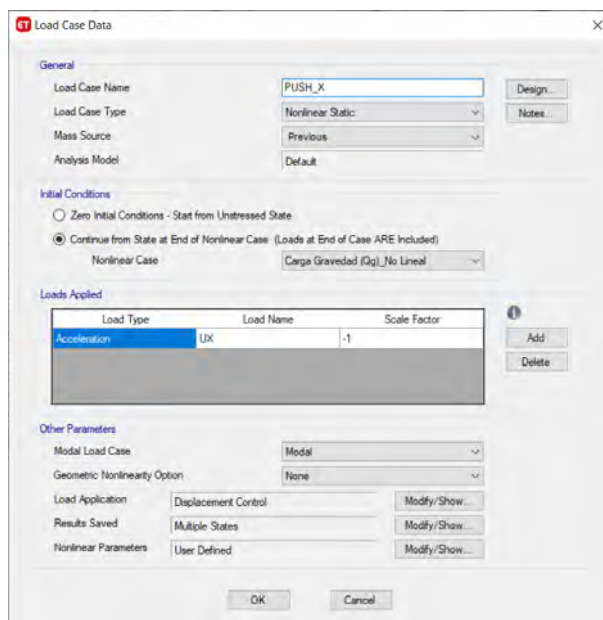
**Figura 25:** Ejemplo Asignación de Rigidez Efectiva Columna en ETABS

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

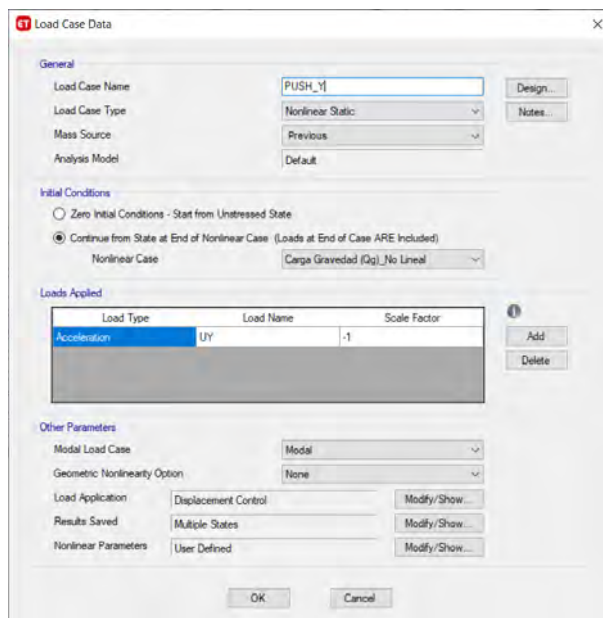
### 3.4.9 Cargas No Lineales

Se aplican cargas estáticas no lineales en los sentidos de análisis X e Y. Anteriormente se definió el estado de carga no lineal que considera el peso más el 25% de cargas vivas, las cargas Push X y Push Y continuarán a partir de este primer estado de carga. El factor de escala para la carga aplicada se asigna con valor negativo para que la curva de capacidad esté graficada en el lado positivo.

La distribución de cargas laterales son asignadas mediante el programa ETABS, en proporción a la distribución de masas según los diafragmas de piso de cada nivel y proporcionalmente al modo fundamental en la dirección de análisis de la estructura.



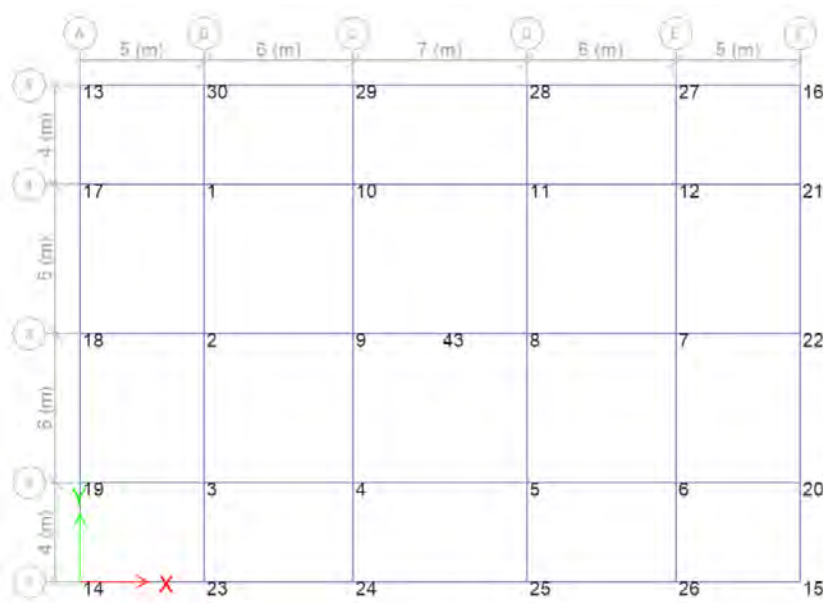
**Figura 26:** Cargas Estáticas No Lineales Asignadas en ETABS – Push X  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 27:** Cargas Estáticas No Lineales Asignadas en ETABS – Push Y  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Nodo de Control**

La fuerza será aplicada hasta llegar a un desplazamiento de control asignado, medido en un punto de control. El punto de control debe estar localizado en el centro de masas del techo como lo indica ASCE/SEI 41-17, sección 7.4.3.2.2. En los modelos realizados se elige el nudo 9 que es el más cercano al centro de masas de piso.

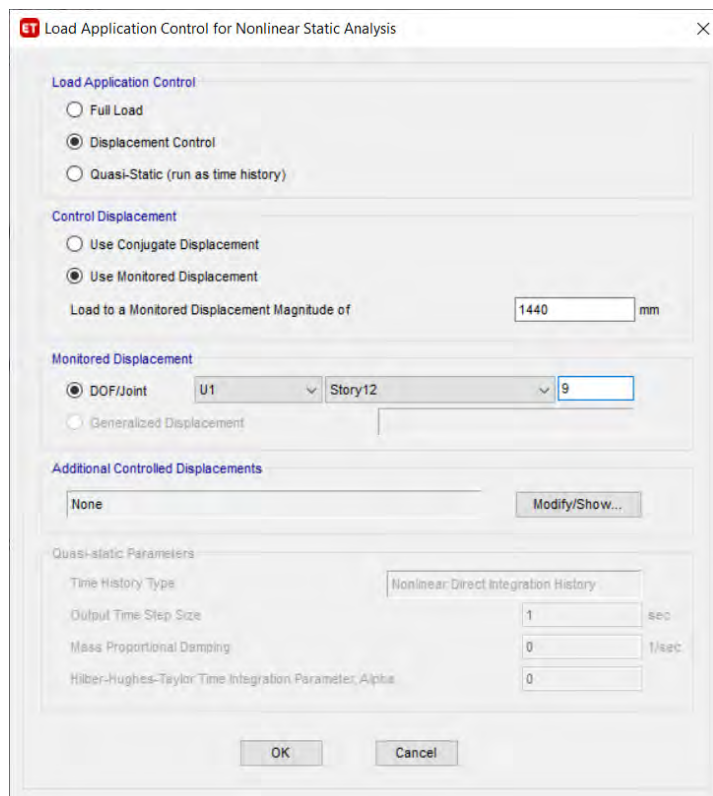


**Figura 28:** Nodo de Control – Desplazamiento de Techo

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

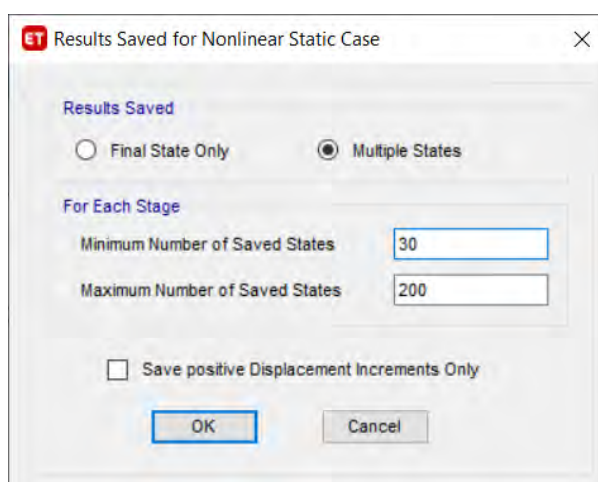
El programa ETABS autoasigna por defecto un desplazamiento de control equivalente al 4% de la altura total, desplazamiento al cual se considera la estructura colapsaría. Para el edificio de 12 pisos se tiene una altura total de 36m; el 4% equivaldría a 1.44m. Este desplazamiento de control asignado lo podremos ir afinando una vez que realicemos los primeros análisis y se obtenga el punto de desempeño, ASCE/SEI 41-17 define que la relación entre el cortante de base y el desplazamiento lateral del nodo de control debe ser para el nodo de control entre el 0 al 150% del desplazamiento objetivo en el punto de desempeño.





**Figura 29: Desplazamiento de Control**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Para generar la curva de capacidad es necesario guardar los valores de cada iteración que el programa realiza hasta llegar al desplazamiento de control; esto se configura como se indica a continuación:



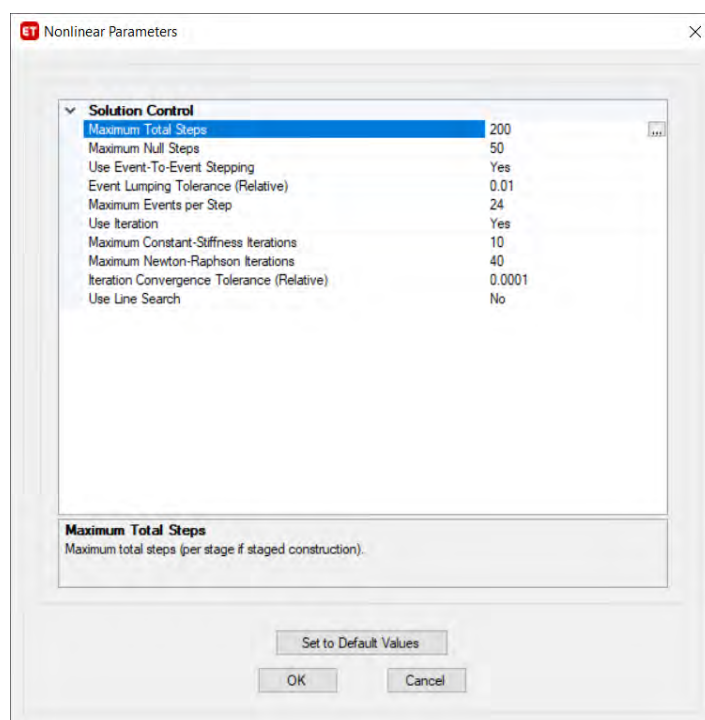
**Figura 30: Número de Puntos Guardados**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Mínimo Número de Pasos Guardados.** – El desplazamiento máximo de cada paso es igual al desplazamiento total de control, dividido para el mínimo número de pasos, es decir para el desplazamiento de control de 1440mm y un mínimo número de pasos guardados igual a 30 se tendrá que el programa realizará iteraciones con desplazamientos máximos de 48mm.
- **Máximo Número de Pasos Guardados.** – Esta configuración controla el número máximo de eventos importantes que el programa guardará; si un evento importante ocurre a un desplazamiento menor de cada paso, en nuestro caso si eventos importantes ocurren a pasos menores de 48mm. El programa automáticamente guardará los resultados obtenidos y continuará el análisis hasta llegar al desplazamiento de control. Si el máximo número de pasos es muy pequeño el programa no guardará estos resultados.

El mínimo y máximo número de pasos permiten tener control del número de puntos guardados en el análisis y en la curva de capacidad; valores muy pequeños pueden no representar correctamente la curva de capacidad, mientras que valores muy altos requieren de una alta demanda computacional tanto en tiempos de análisis como en espacio de almacenamiento. Se recomienda empezar con valores pequeños que permitan evaluar el comportamiento general de la estructura y el tiempo de análisis, una vez que se tenga el modelo definitivo se puede incrementar el número de pasos para no perder eventos importantes y tener una curva de capacidad con mayor número de puntos.

En los parámetros no lineales de configuración debemos tener en cuenta que el programa resuelve las ecuaciones iterativamente en cada paso de análisis, esto significa que tiene que ir modificando y resolviendo la matriz de rigidez de la estructura para cada iteración hasta

encontrar una solución que converja; si no se encuentra una solución que converja el programa automáticamente divide el desplazamiento de paso en valores más pequeños e intenta de nuevo. Se pueden modificar los valores con los que el programa realiza las iteraciones en caso de necesitar modelos más simples o complejos.



**Figura 31:** Ajustes Parámetros de Cálculos No Lineales

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Máximo Número Total de Pasos - Maximum Total Steps.** – Determina cuan largo se desea el análisis. Se recomienda empezar con números pequeños para probar resultados y el tiempo que demora ejecutar el análisis. Puede incluir pasos guardados y pasos intermedios cuyos resultados no se han guardado.

Si el modelo no llega a su desplazamiento objetivo al llegar al número Máx. de Steps, se debería aumentar este valor y ejecutar un nuevo análisis.

- **Máximo Número de Pasos Nulos - Maximum Null (Zero) Steps.** - Un Null (Zero) Step ocurre durante el proceso de solución no lineal cuando:

- La iteración no converge y se intenta con un Step de valor más pequeño al definido.
- Se produce un retroceso por la pérdida de fuerza debido a una rótula en algún miembro.

Un número muy alto de Null Steps puede indicar que la solución está estancada debido a inestabilidad o por sensibilidad numérica (redefinir ajustes no lineales).

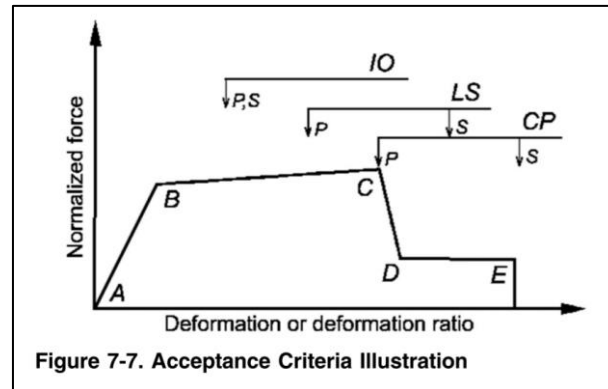
Se puede configurar con un valor pequeño para que se suspenda el análisis en caso de tener problemas convergiendo o se puede poner un número alto incluso igual a Máx. Total Steps para que no se suspenda el análisis y concluya con una solución.

### 3.5 RÓTULAS PLÁSTICAS

Para determinar las rótulas plásticas se debe considerar la sobre resistencia de los materiales y las cuantías reales de acero que se utilizarán en construcción; se busca comportamientos dúctiles y no frágiles en rótulas.

Como parte del análisis estático no lineal las vigas y columnas deben ser modeladas utilizando rótulas plásticas concentradas o distribuidas, según lo determina ASCE/SEI 41-13 en su sección “10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure”. Para conocer el desplazamiento de la estructura es necesario conocer la capacidad de rotación de los diferentes elementos que conforman la estructura.

La norma ASCE/SEI presenta una gráfica idealizada para “*deformación – fuerza*” en procedimientos no lineales, de donde se tienen los siguientes puntos y niveles de ocupación:



**Figura 32:** Gráfica Idealizada “Fuerza – Deformación”

Elaborado por: (ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, 2017)

Para procedimientos no lineales:

- **Ocupación Inmediata.** – Deformación a la cual daño permanente y visible ocurre, pero no mayor a 0.67 veces la deformación de Seguridad de Vida que ocurre a 0.75 veces el punto C. Es decir, el límite de ocupación inmediata ocurre a no más de 0.5 veces el punto C.
- **Seguridad de Vida.** – A 0.75 veces la deformación del punto E.
- **Prevención de Colapso.** – A 1.0 veces la deformación en la curva del punto E.

Para el cálculo de las rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas se utiliza la versión ASCE/SEI 41-13, pues tiene procedimientos más claros y mejores explicados para obtener las curvas momento rotación. De las tablas de ASCE se obtienen los parámetros a, b, c y los límites de desempeño. A partir de los cuales se puede realizar la gráfica momento – deformación.

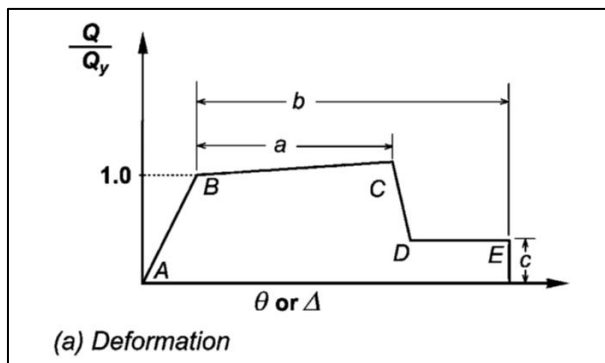


Figura 33: Parámetros Gráfica “Fuerza – Deformación”

Elaborado por: (ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, 2017)

### 3.5.1 Rótulas Plásticas en Vigas

Para vigas se emplea la Tabla 10-7 de ASCE/SEI 41-13, se consideran vigas controladas por flexión que corresponden a la “Condición i”, y su refuerzo transversal se considera conforme por lo que corresponde a la condición “C” de la tabla. La relación de cuantías y de cortante son calculadas en función del armado de la viga, sus dimensiones, resistencia y cortante aplicado.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
		a	b	c		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

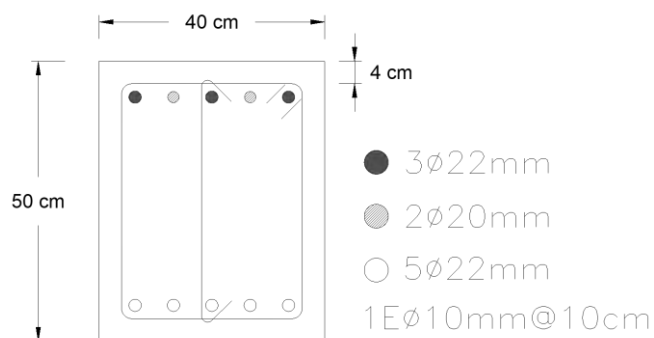
NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 33: Parámetros de Modelado No Lineal – Vigas Concreto Reforzado

Elaborado por: (ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers, 2014)

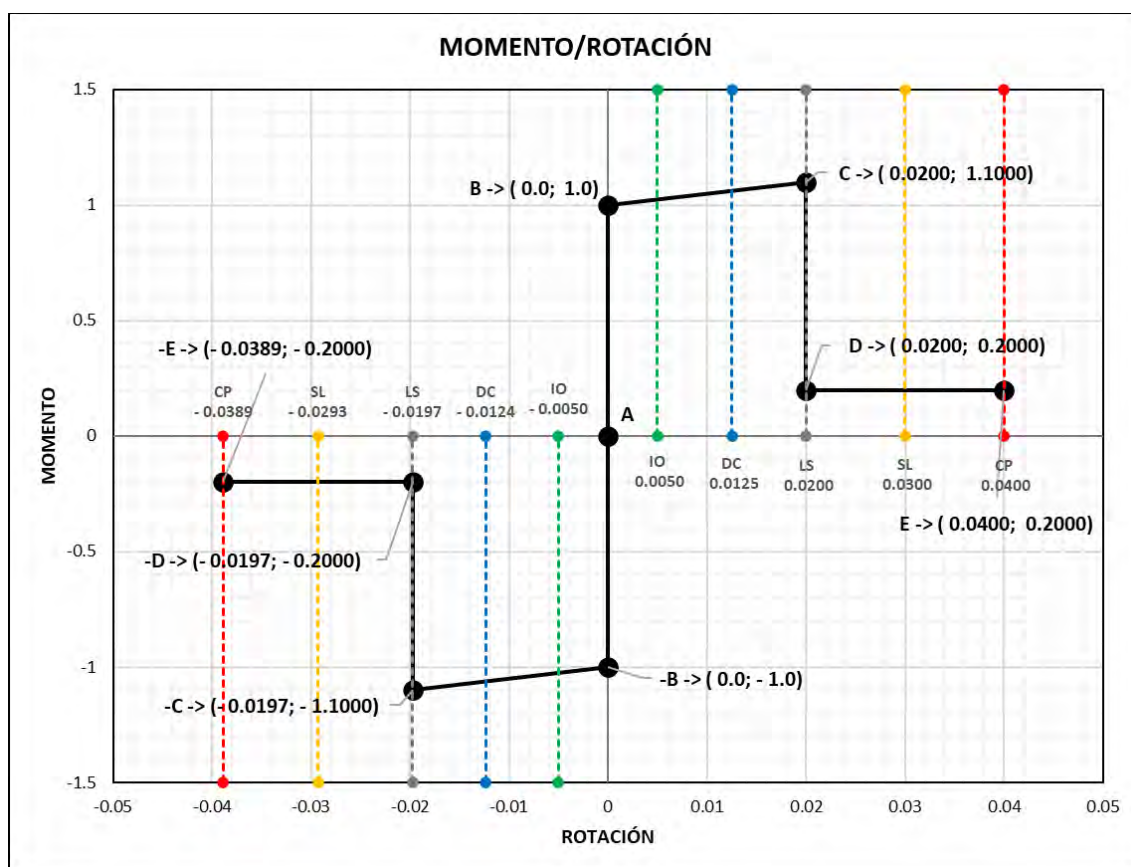
En el “ANEXO D - Momento Rotación Vigas” se presenta una hoja de cálculo elaborada para obtener el gráfico “momento – rotación” de vigas. A continuación, se presenta un ejemplo de la curva obtenida y el procedimiento de ingreso en el programa de análisis ETABS.

**Ejemplo:** Viga Exterior Pisos 1 al 3 – Edificio 12 Pisos



**Figura 34:** Ejemplo Sección Viga – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 35:** Gráfica “Momento – Rotación” Viga de Ejemplo – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Punto	Momento	Rotación
-E	-0.2	-0.039
-D	-0.2	-0.020
-C	-1.1	-0.020
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.020
D	0.200	0.020
E	0.200	0.040

Momento Sf	Positiva	Negativa
	44.63	43.96

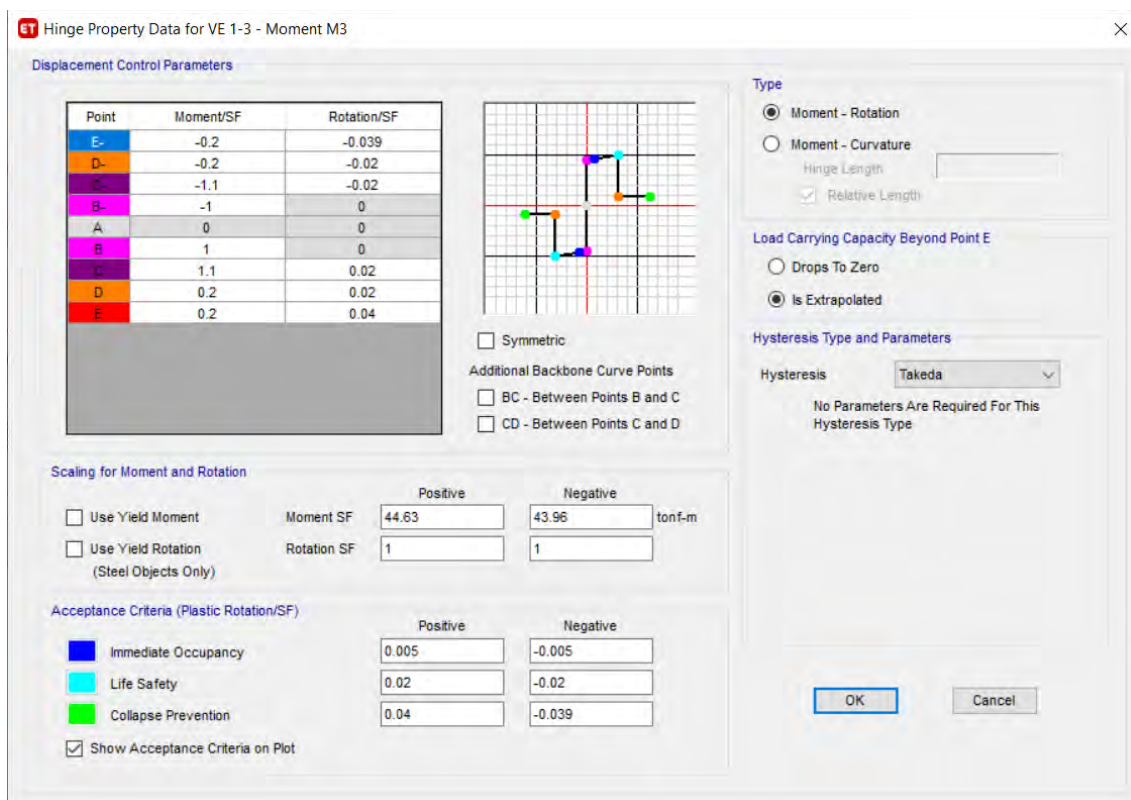
  

**Criterios de Aceptación (Rotación Plástica)**

	Positiva	Negativa
Immediate Occupancy	0.005	-0.005
Life Safety	0.020	-0.020
Collapse Prevention	0.040	-0.039

**Tabla 34:** Valores y Límites para Gráfica Momento – Rotación de Viga Ejemplo  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

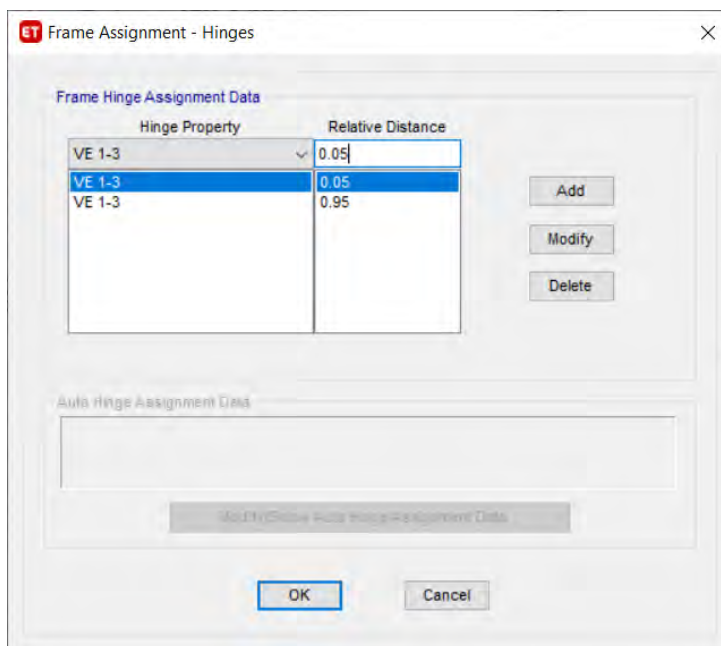
Los datos obtenidos son ingresados manualmente en el programa ETABS y se asignan a la sección correspondiente.



**Figura 36:** "Momento – Rotación" Asignado en ETABS para Viga de Ejemplo  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



Las rótulas son asignadas a distancias relativas de 0.05 y 0.95 de las vigas.



**Figura 37:** Distancias Relativas Para Asignación de Rótulas  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

De forma similar se calculan y se asignan los valores obtenidos para las diferentes vigas en sus dos extremos.

### 3.5.2 Rótulas Plásticas en Columnas

Para la determinación de las rótulas plásticas en columnas se realiza en base a la “Tabla 10-8, *Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns.*”, de la norma ASCE/SEI 41-13.

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho = 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.0005$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>d</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s} \geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho \leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\frac{P}{A_g f'_c} \geq 0.6$	$\rho \leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

**Tabla 35: Parámetros Modelado No Lineal Columnas de Hormigón Reforzado**  
 Elaborado por: (ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers, 2014)

Las condiciones de la Tabla 10-8 se diferencian por su tipo de falla:

- **Condición i:** Falla por Flexión.
- **Condición ii:** Falla por flexión y corte, donde la fluencia por flexión se espera ocurra antes que la falla por corte.
- **Condición iii:** Falla por corte.

Para determinar la condición de la Tabla 10-8, se hace referencia a la Tabla 10-11 del mismo código, donde se detallan como determinar cada condición.

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i <sup>a</sup>	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

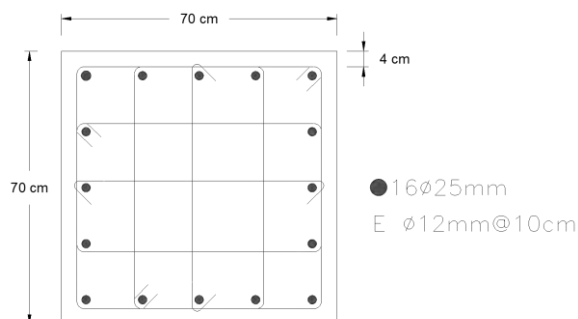
<sup>a</sup>To qualify for condition i, a column should have  $A_s/b_w s \geq 0.002$  and  $s/d \leq 0.5$  within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

**Tabla 36: Condiciones para Uso de Tabla 10-8 de ASCE 41-13**  
 Elaborado por: (ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers, 2014)

En todas las columnas analizadas se ha cumplido la condición i; pero además se debe comprobar que  $A_v/b_w * s \geq 0.002$  y  $s/d \leq 0.5$  para mantener la condición i, caso contrario se debería emplear la condición ii.

Se desarrolló una hoja de cálculo para columnas que permiten calcular el gráfico “*momento – rotación*”, se presenta un ejemplo en “ANEXO E - Rótulas Columnas”. Para crear una superficie en la cual el programa pueda realizar iteraciones es conveniente asignar los valores de “*momento – rotación*” para la máxima capacidad axial considerando el factor de reducción phi y la sobre resistencia de los materiales, “*momento – rotación*” para la carga axial máxima esperada por cargas de gravedad y sismo y “*momento – rotación*” para carga  $P = 0$  tonf.

**Ejemplo:** Columna Esquina – Pisos 1 al 3 – Edificio 12 Pisos



**Figura 38: Ejemplo Sección Columna – Edificio 12 Pisos**  
 Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Máx.  $\phi_{Pn} \rightarrow P = 1067.4$  tonf

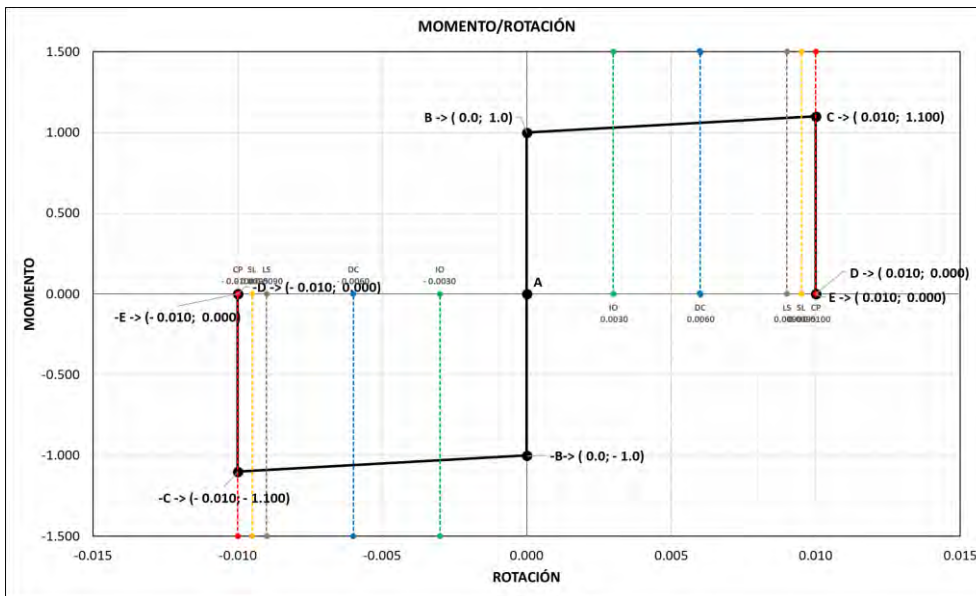


Figura 39: “Momento – Rotación” para Max.  $\phi_{Pn}$  – Columna  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Máx. Carga Gravitacional o Sismo  $\rightarrow P = 86$  tonf

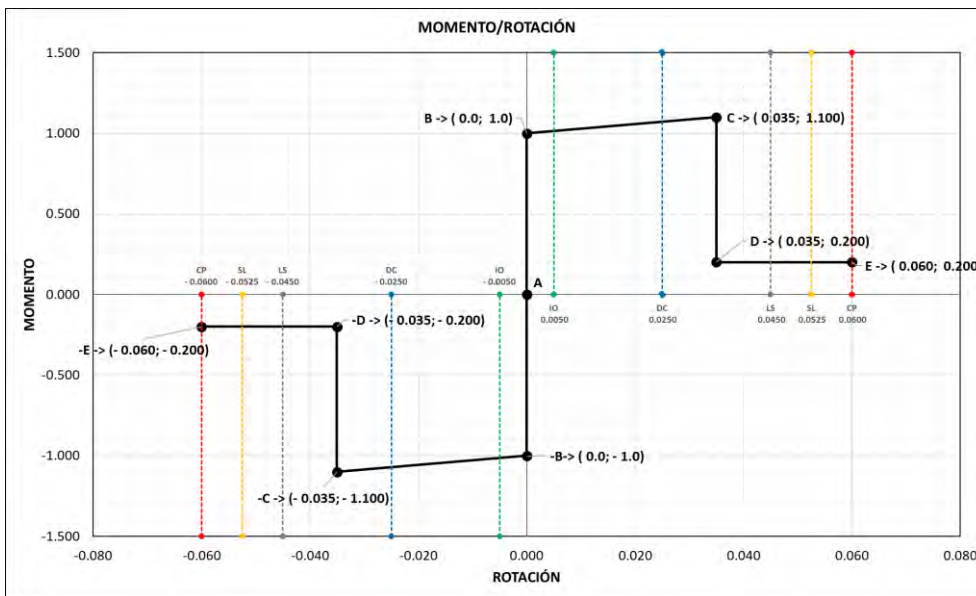
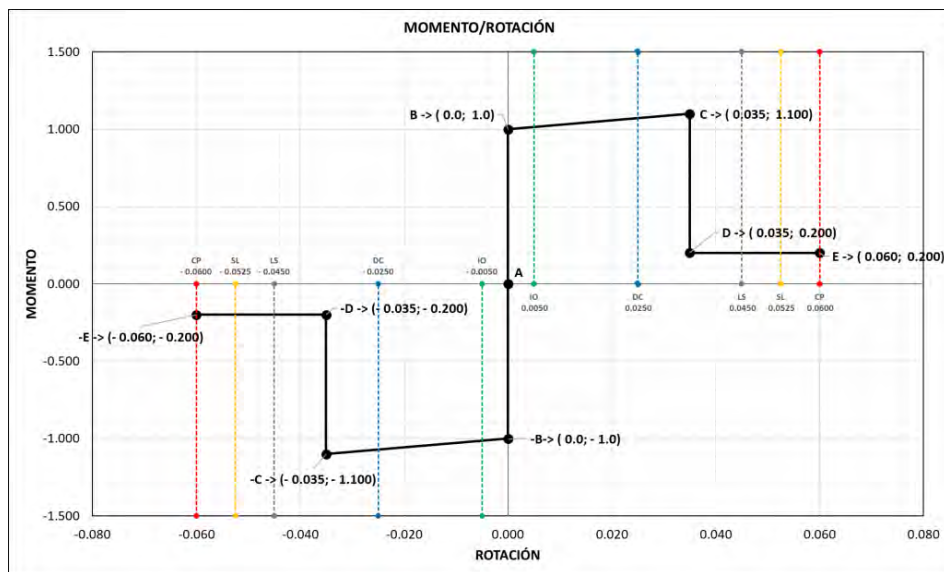


Figura 40: “Momento – Rotación” para Carga Gravitacional o Sismo – Columna  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

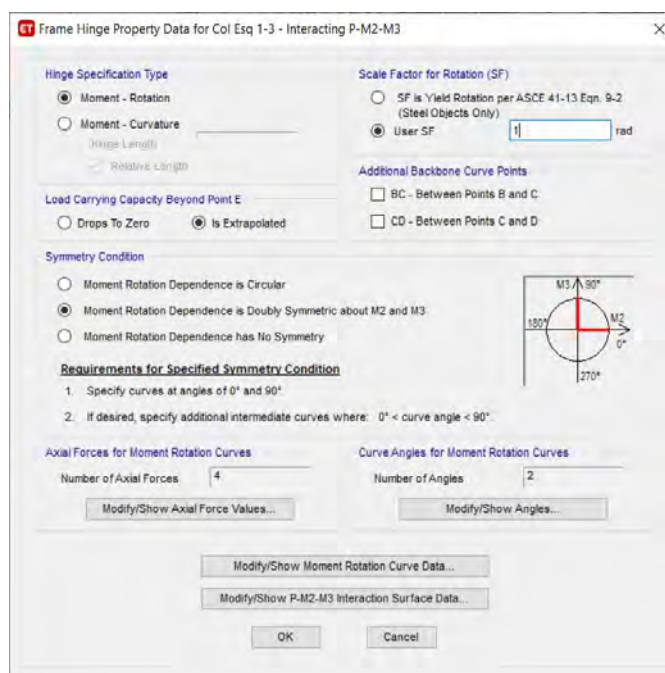
- $P = 0$  tonf



**Figura 41:** “Momento – Rotación” para  $P=0$  – Columna

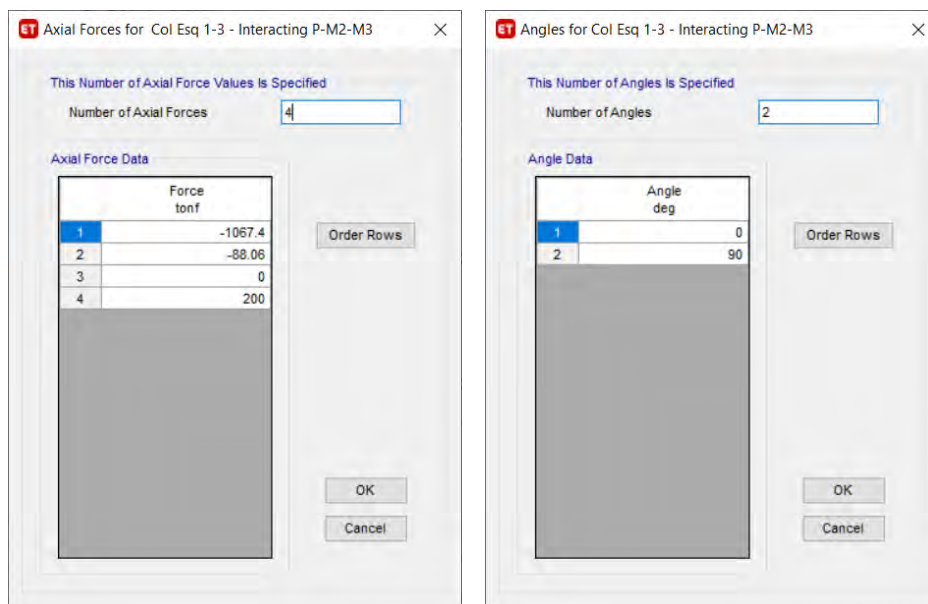
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Con las curvas “momento – rotación” calculadas se las asigna en el programa ETABS, utilizando la opción Interacting P-M2-M3. Opcionalmente se puede definir un valor de  $P$  a tensión para que el programa pueda iterar en caso de tener columnas con tensión; “momento – rotación” para tensión tendrá los mismos valores cuando  $P=0$ .



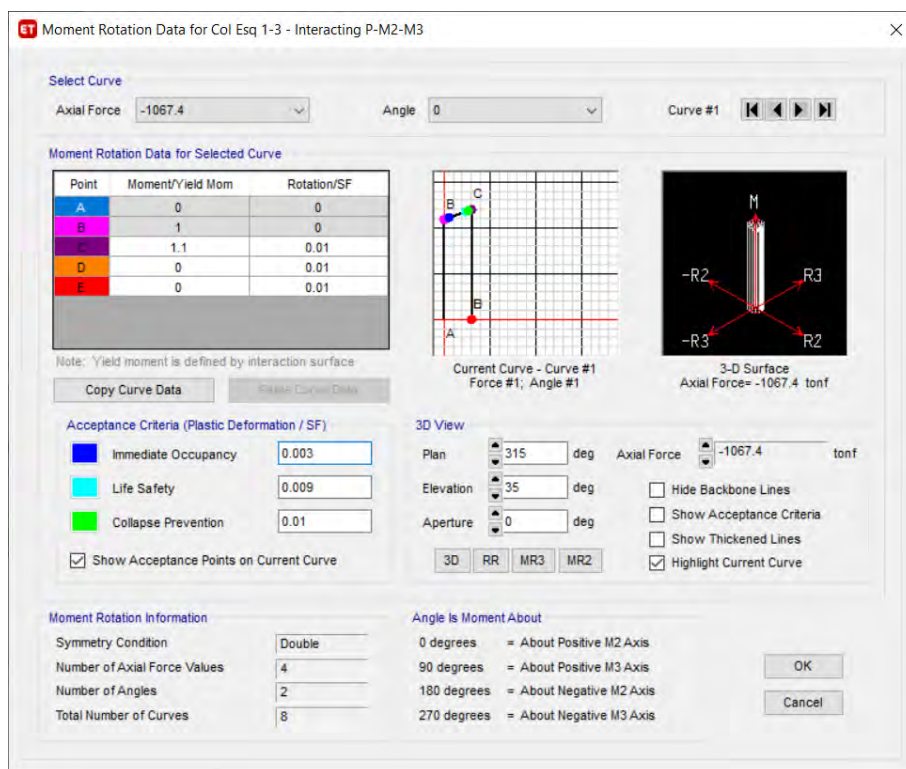
**Figura 42:** Asignación Rótulas Columnas

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 43:** Fuerzas Axiales y Ángulos para Asignación de Rótulas ETABS  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- $P = 1067.4$  tonf



**Figura 44:** "Momento – Rotación" Asignado a Columna en ETABS, Max  $\phi P_n$ .  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- P= 88 tonf

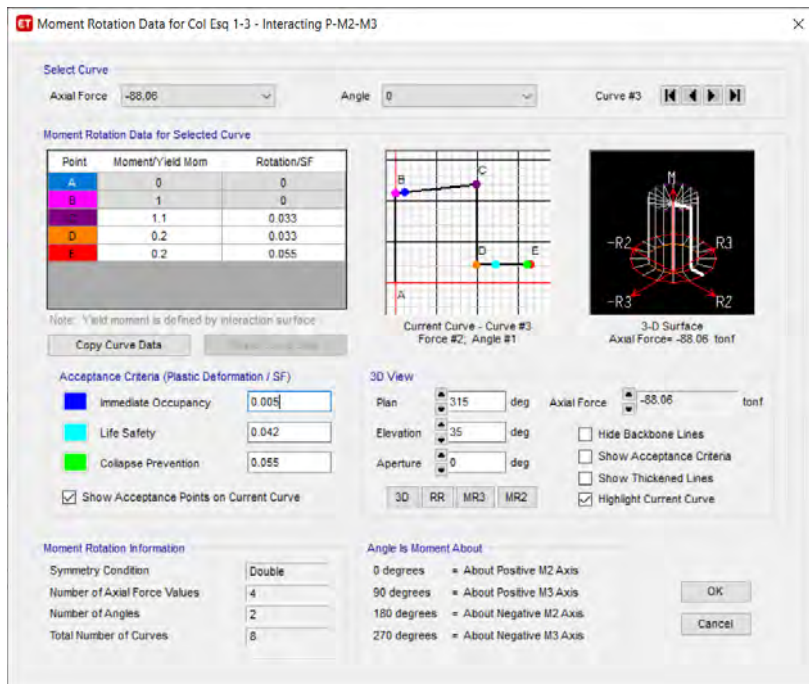


Figura 45: “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS, Carga Gravitacional o Sismo  
 Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- P= 0 tonf

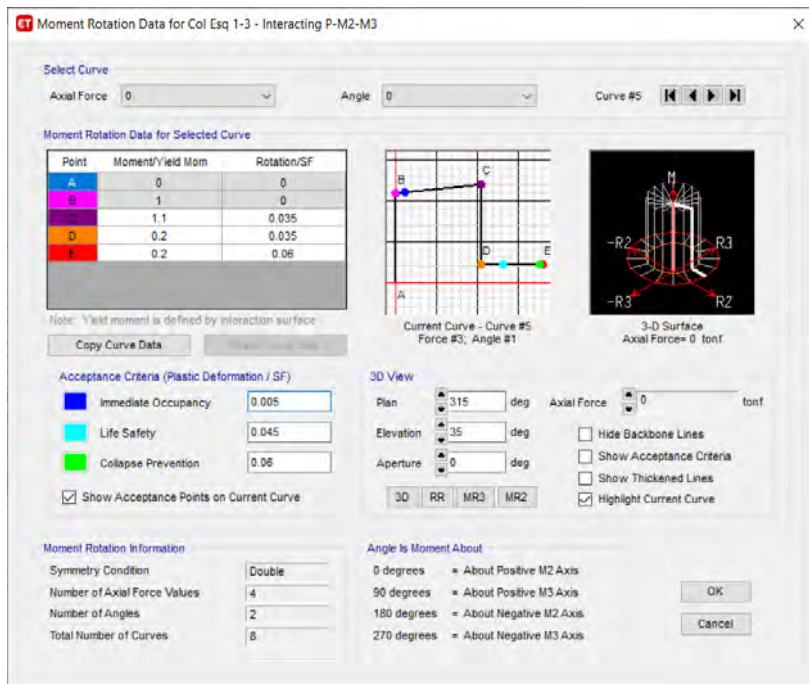
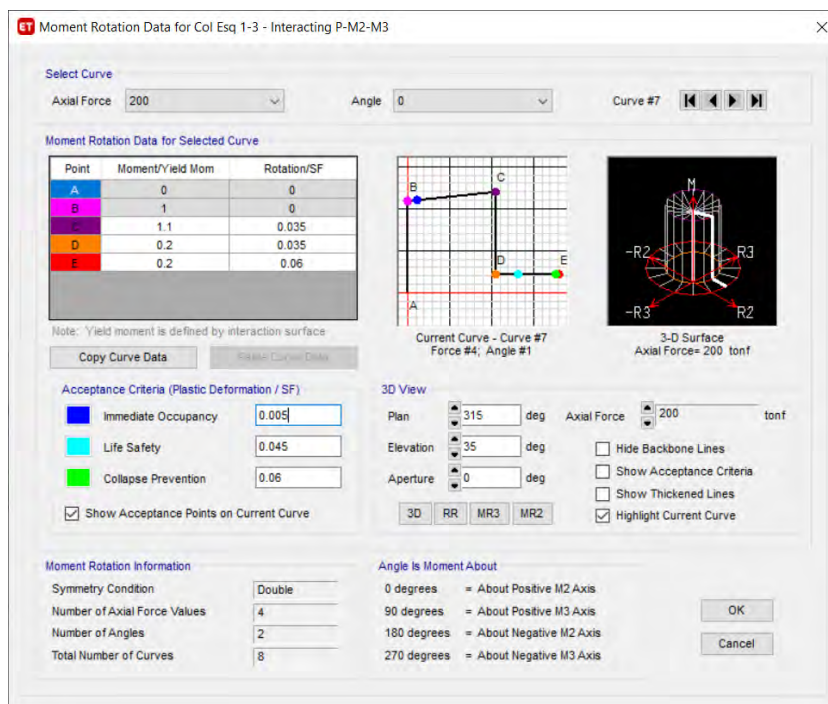


Figura 46: “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS, P=0  
 Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- $P = 200$  tonf



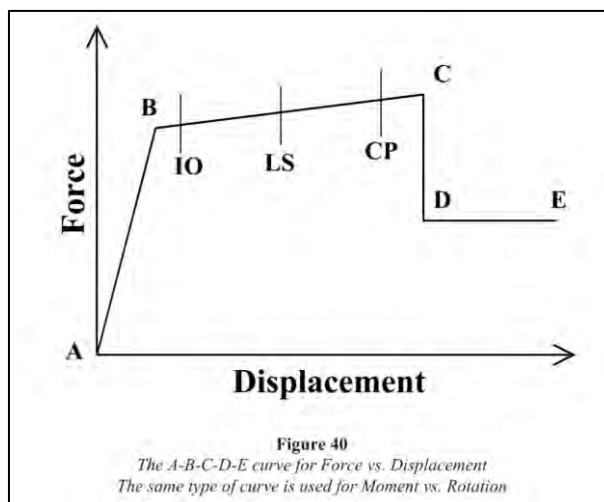
**Figura 47:** “Momento – Rotación” Asignado a Columna en ETABS,  $P$ =Tensión  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Se ingresaron los mismos valores para el ángulo  $90^\circ$  y una vez definidas todas las rótulas de columnas se las debe asignar a una distancia relativa de 0.05 y 0.95.

### 3.6 CONSIDERACIONES ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Las normas ASCE y FEMA determinan una pérdida repentina de fuerza en las rótulas a partir del punto C, sin embargo, esta pérdida repentina es usualmente irrealista y muy difícil de analizar, especialmente cuando se producen retrocesos elásticos. El manual de análisis “*CSI Analysis Reference Manual*” menciona en su capítulo de análisis estático no lineal que en el programa se puede permitir o no la pérdida de fuerza en las rótulas, y sugiere que se considere la pérdida de fuerza solo cuando se considere necesario.





**Figura 48: Curva de Deformación Plástica**  
Elaborado por: (Computers & Structures, 2017)

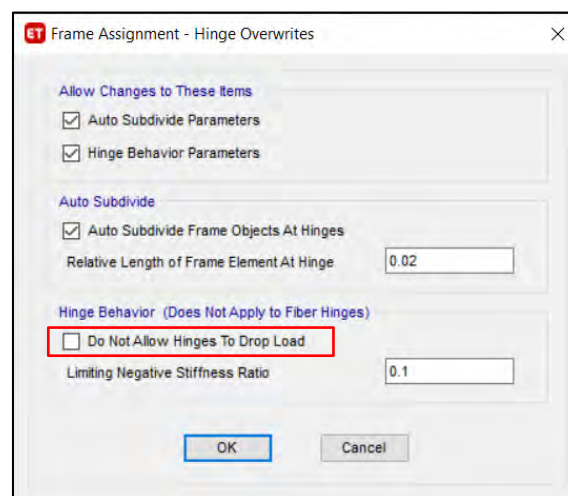
La forma de la curva presentada tiene como objetivo para desarrollar el análisis Pushover; de la cual detalla las siguientes características:

- **Punto A.** – Siempre representa el origen.
- **Punto B.** – Representa fluencia; no ocurre deformación en la rótula hasta el punto B a pesar del valor especificado de deformación para el punto B. El desplazamiento (rotación) en el punto B debe ser restado de las deformaciones de los puntos C, D y E. Solo la deformación plástica a partir del punto B serán mostradas en las rótulas.
- **Punto C.** – Representa la última capacidad para el análisis Pushover. Se puede especificar una pendiente positiva desde el punto C al D con propósitos especiales.
- **Punto D.** – Representa la resistencia residual para el análisis Pushover. Se puede especificar una pendiente positiva entre los puntos C al D o del D al E para propósitos específicos.

- **Punto E.** – Representa la falla total. A partir del punto E la rótula dejará caer la carga al punto F, que está bajo el punto E en el eje con fuerza cero. Si no se desea que la rótula falle de esta manera se sugiere asignar un valor alto de deformación para el punto E.

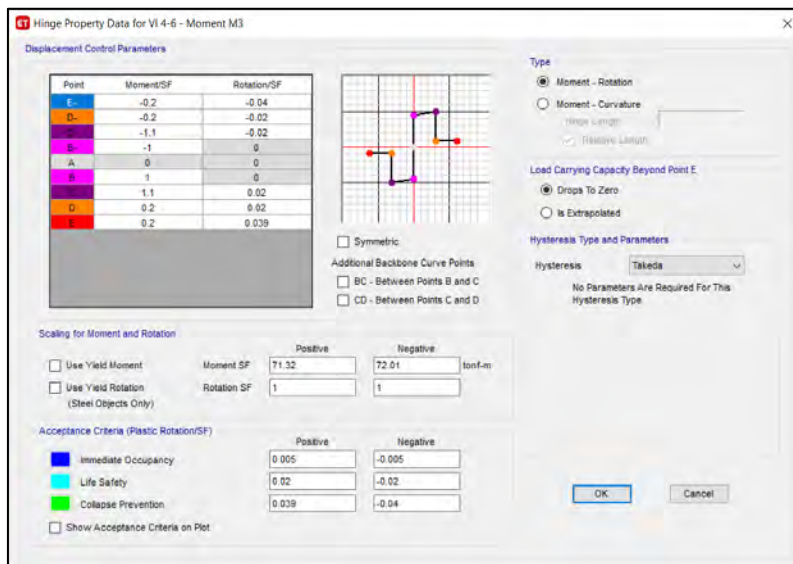
Se debe considerar que cualquier pérdida de fuerza en una rótula causará la redistribución de la carga en la estructura, posiblemente llevando a la falla de otra rótula hasta progresivamente llegar al colapso. Este tipo de análisis donde se considere la pérdida de fuerza en la rótula es más difícil de realizar y conlleva a mayor tiempo de ejecución. Además, una pérdida repentina de fuerza provoca que se presenten rigideces negativas en el modelo, las cuales pueden ser irrealistas, más difíciles de analizar y la solución matemática no será única, dando resultados que pueden ser cuestionables.

El manual “*CSI Analysis Reference Manual*” sugiere empezar con modelos en los cuales las rótulas no pierdan resistencia en todos sus miembros primarios, una vez que se vaya mejorando y haciendo más complejo el modelo se puede incluir la pérdida de fuerza si se desea. Una vez definidas las rótulas se las puede seleccionar y asignar un Overwrite, en el que se puede elegir si se desea o no la pérdida de fuerza en las rótulas.



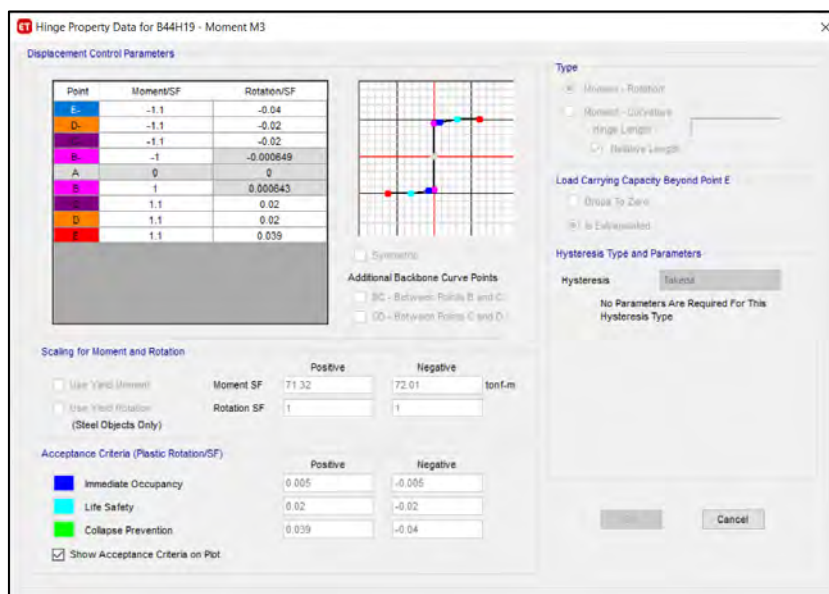
**Figura 49: Modificaciones Rótulas**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Para un mejor entendimiento del comportamiento de las rótulas con la modificación de este Overwrite, se presenta la comparación de una misma rótula con y sin pérdida de fuerza. Se presenta primero la rótula calculada y asignada al programa ETABS para una viga:



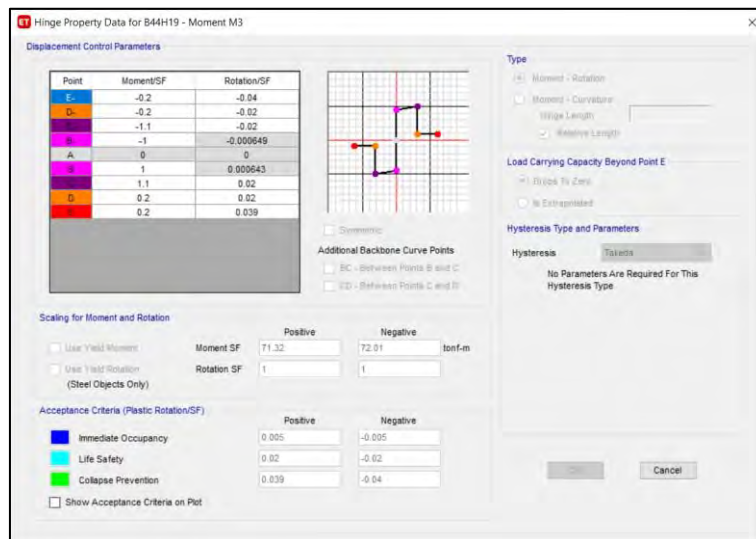
**Figura 50: Rótula Viga Asignada**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Si se modifica la opción Hinge Overwrites y se configura que las rótulas no suelten la carga, las propiedades de la rótula cambian cuando se ejecuta el análisis como se indica:



**Figura 51: Rótula Viga – Do Not Allow to Drop Load Overwrite**  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

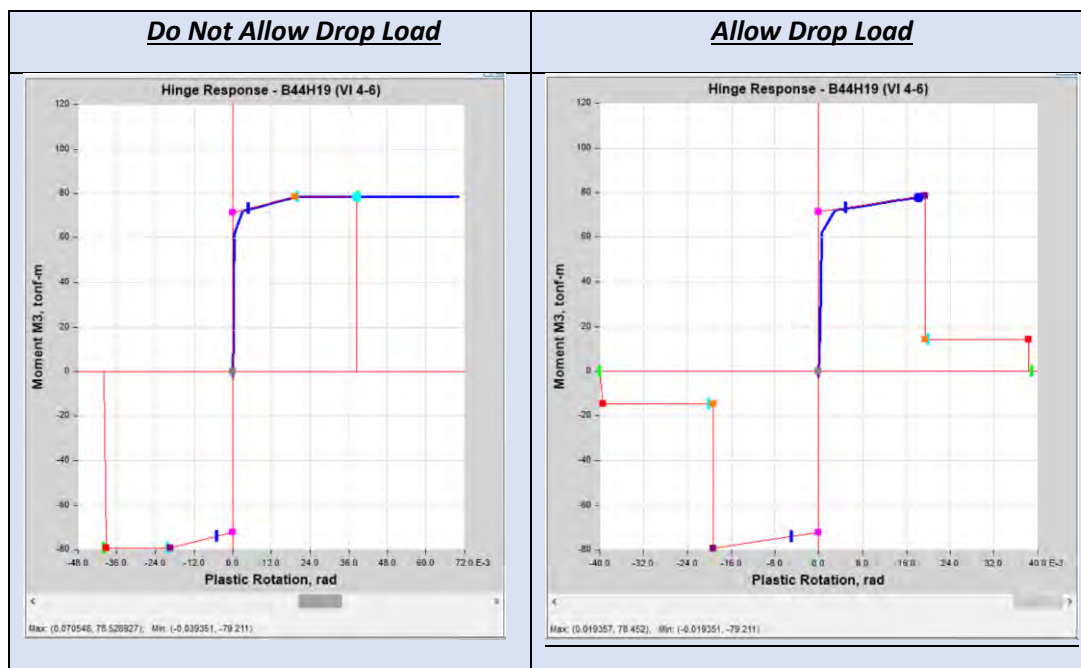
Por el contrario, si en la misma configuración se permite que la rótula suelte la carga se mantiene la configuración asignada inicialmente que tiene semejanza a la curva idealizada de rótulas dispuesta por el ASCE.



**Figura 52: Rótula Viga –Allow to Drop Load Overwrite**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Una vez ejecutado el análisis se puede corroborar el comportamiento de las rótulas para los dos casos como se muestra a continuación:



**Figura 53: Comparación Overwrite – Allow & Do Not Allow to Drop Load**

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

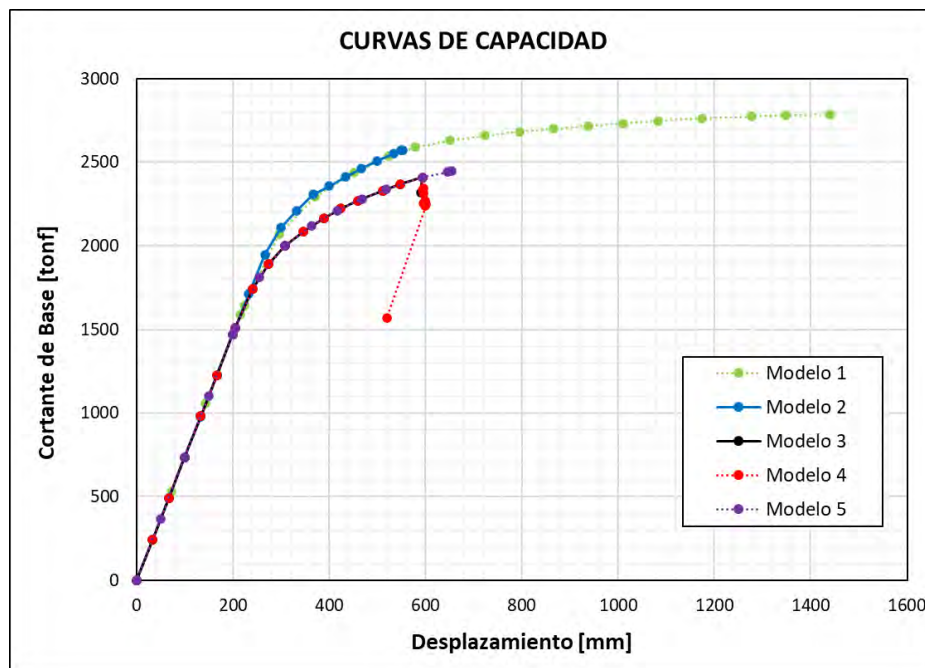
Se comprueba que, si la rótula no suelta la carga, ésta se convierte más sencilla y puede seguir calculando pasado el Punto C con un valor constante a pesar de que pasado el Punto E se considera ya colapso; mientras que si la rótula permite suelte la carga como lo dispone las normas FEMA y ASCE el programa ETABS calcula hasta el Punto C. Una vez se ha formado la primera rótula que sobrepasa el Punto C y se forma la primera falla se considera la estructura ha sobrepasado prevención de colapso y calcular más allá es irrelevante.

Se realizaron varios modelos en los cuales se modificaron entre rótulas calculadas y rótulas asignadas automáticamente por el programa, suelten y no suelten la carga en las rótulas, max. y min. Steps, max. Null Steps, manteniendo una misma convergencia y para un mismo edificio con la finalidad de comparar sus curvas de capacidad y comportamiento de rótulas.

Modelo	Rótulas (Hinge)	Hinge Overwrites	Min. Saved Steps	Max. Saved Steps	Max. Total Steps	Max. Null Steps	Convergencia
Modelo 1	Rótulas Calculadas	Do Not Drop Load	20	100	200	100	0.001
Modelo 2	Rótulas Calculadas	Drop Load	30	200	600	600	0.001
Modelo 3	Rótulas Automáticas	Drop Load	30	100	100	100	0.001
Modelo 4	Rótulas Automáticas	Drop Load	30	500	500	500	0.001
Modelo 5	Rótulas Automáticas	Do Not Drop Load	20	100	100	100	0.001

**Tabla 37:** Modelos de Comparación con Diferentes Configuraciones de Análisis No Lineal

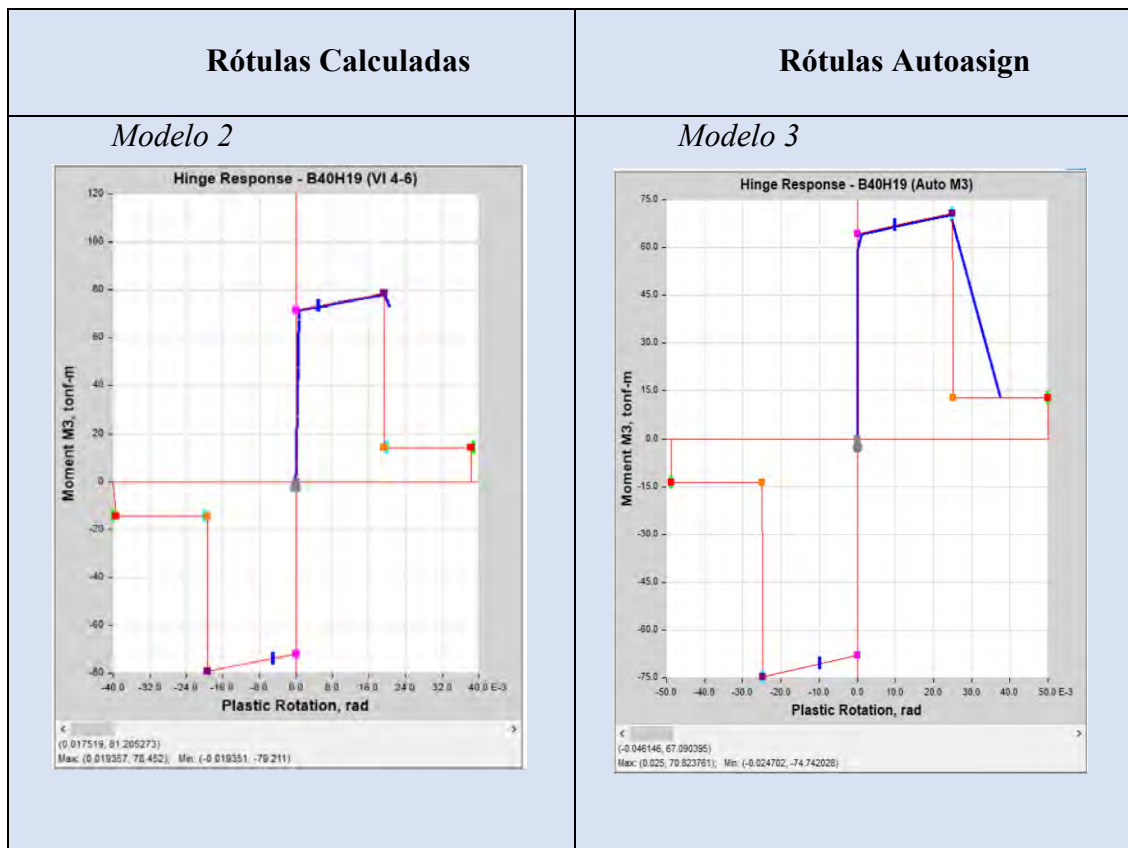
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo



**Figura 54:** Curvas de Capacidad para Diferentes Configuraciones de Análisis No Lineal  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

De esta comparación se puede concluir que permitir que las rótulas no suelten la carga nos sirve para modelos iniciales, en los que queremos ver cómo se van a ir formando sucesivamente las rótulas plásticas sin que se suspenda el análisis, con la finalidad de mejorar los diseños. Una vez que se tengan los modelos definitivos permitiremos que las rótulas suelten la carga para tener una curva de capacidad realista que permita la degradación.

Adicional se presenta una comparación entre rótulas calculadas manualmente y rótulas asignadas automáticamente por el programa, de las cuales deseamos evaluar el comportamiento pasado el Punto C y permitiéndoles soltar la carga a partir de este punto.



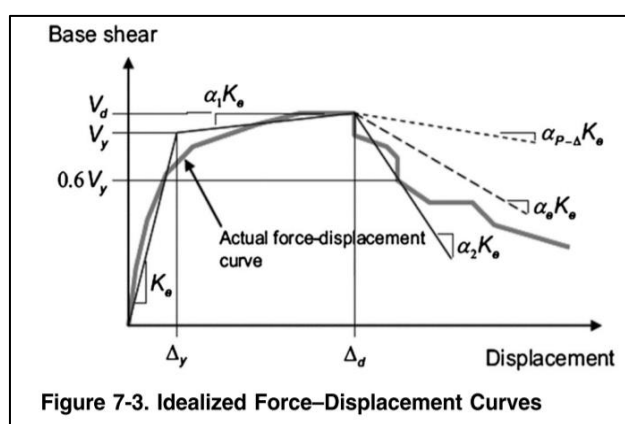
**Figura 55:** Comparación Momento – Rotación al variar Overwrite – Allow & Do Not Allow to Drop Load  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Con las rótulas asignadas manualmente le cuesta al programa encontrar un punto de convergencia pasado el Punto C, mientras que si se asignan automáticamente logra encontrar un punto de convergencia entre los puntos D y E, sin embargo, no logra calcular hasta el Punto E. Esto tiene concordancia con lo descrito anteriormente, donde se detalla en el manual de (Computers & Structures, 2017) que el punto C es la última capacidad para el análisis Pushover.

## CAPÍTULO 4 – RESULTADOS DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

### 4.1 CURVAS DE CAPACIDAD

La norma ASCE/SEI 41-17 presenta en la sección 7.4.3.2.4 la curva idealizada de fuerza – desplazamiento, en la cual se relaciona el cortante de base y el desplazamiento en el nudo de control.



**Figura 56:** Curva Idealizada Cortante de Base – Desplazamiento, ASCE  
Elaborado por: (ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, 2017)

La degradación de la rigidez puede ser muy compleja según cada estructura; FEMA 440 determina que en la zona de degradación se aprecia una aparente rigidez post elástica negativa. Debido a la complejidad se presentan curvas de capacidad hasta el punto donde se empieza a degradar, pasado este punto se considera irrelevante los cálculos.

Para una rápida evaluación del desempeño en la curva de capacidad se emplea el concepto de límites por derivas globales; se presenta una gráfica explicativa con límites para edificios de hormigón armado utilizados en Chile. Se adoptaron los mismos límites a excepción de prevención de colapso, para el cual se utilizó 0.02.



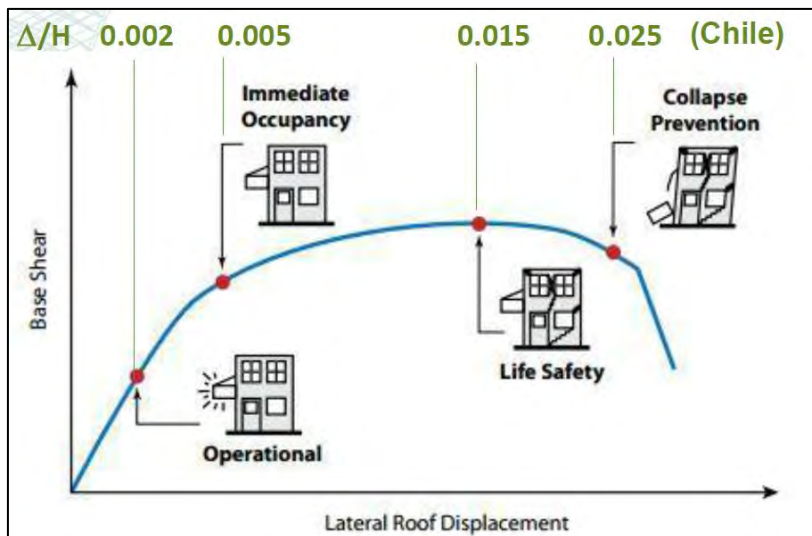


Figura 57: Concepto de Nivel de Desempeño de FEMA 356  
Elaborado por: (Manzur, 2014)

- Edificio 12 Pisos

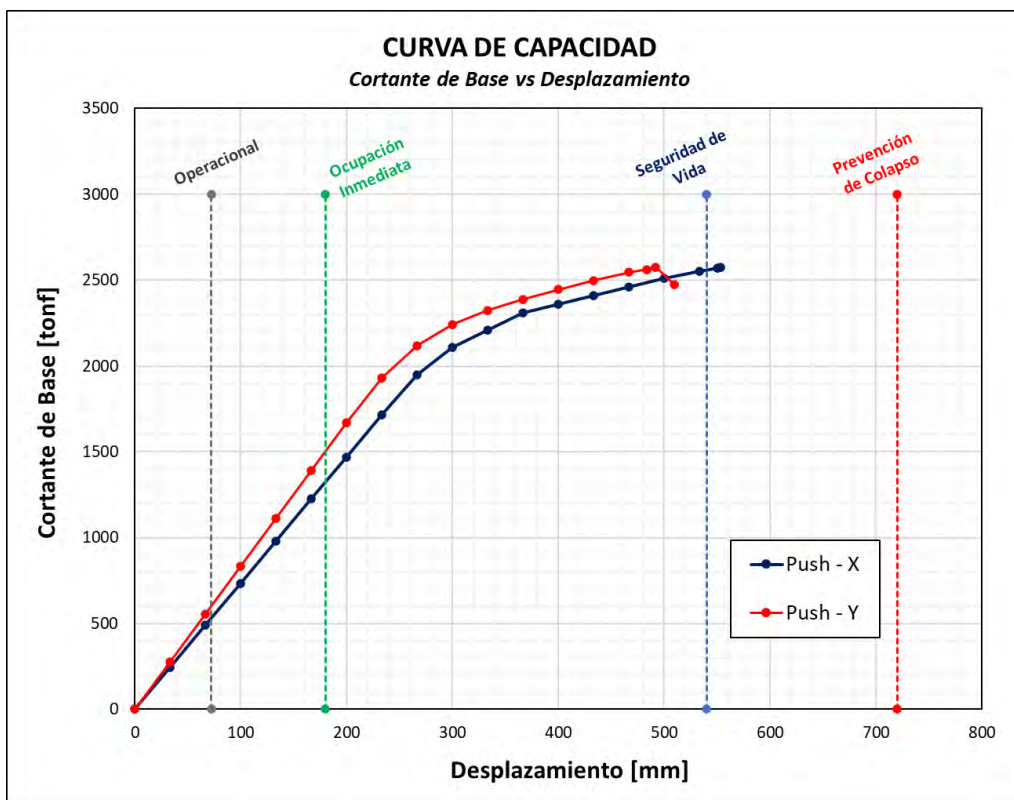
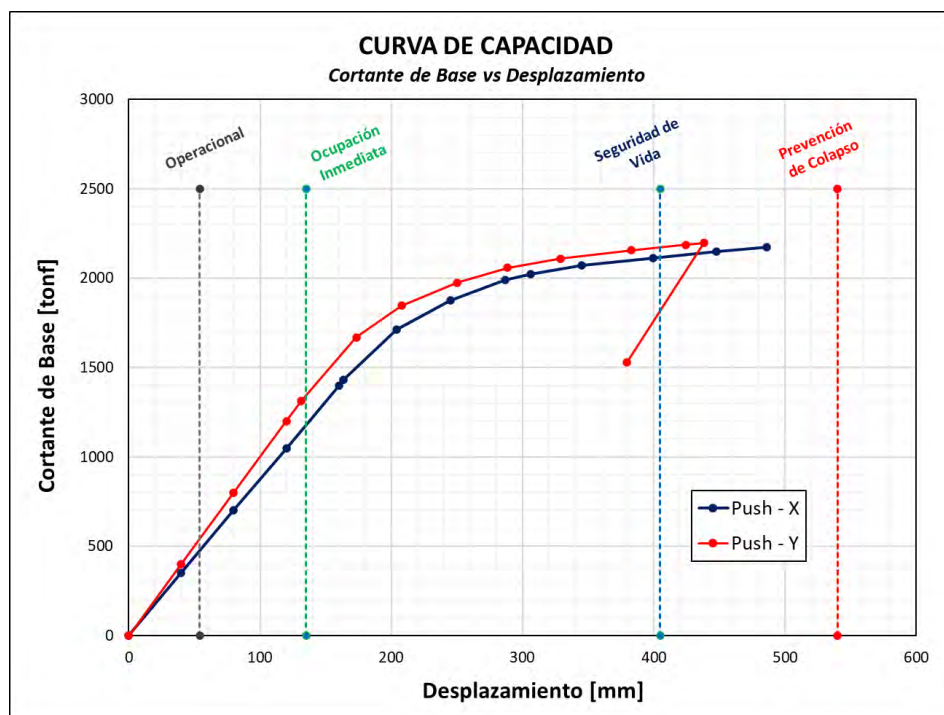


Figura 58: Curva de Capacidad – Edificio 12 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

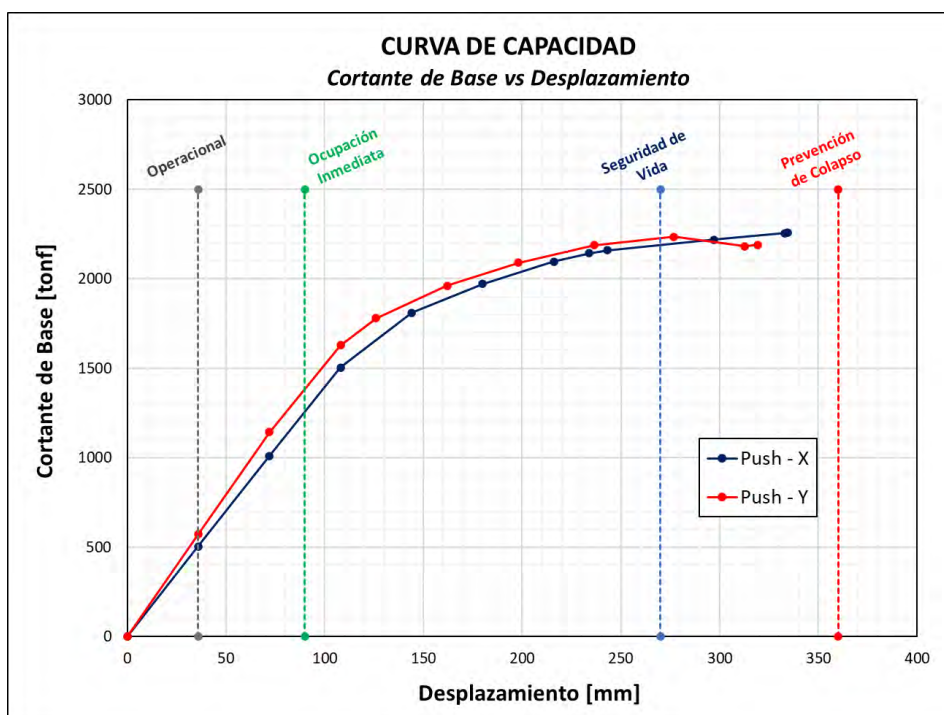
- Edificio 9 Pisos



**Figura 59:** Curva de Capacidad – Edificio 9 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

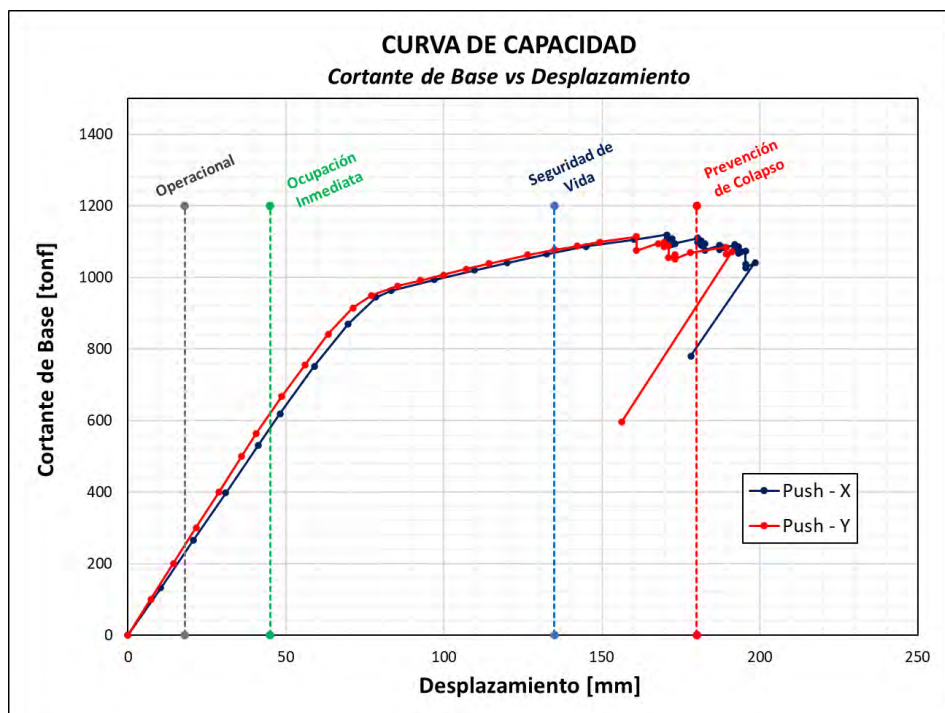
- Edificio 6 Pisos



**Figura 60:** Curva de Capacidad – Edificio 6 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Edificio 3 Pisos



**Figura 61:** Curva de Capacidad – Edificio 3 Pisos

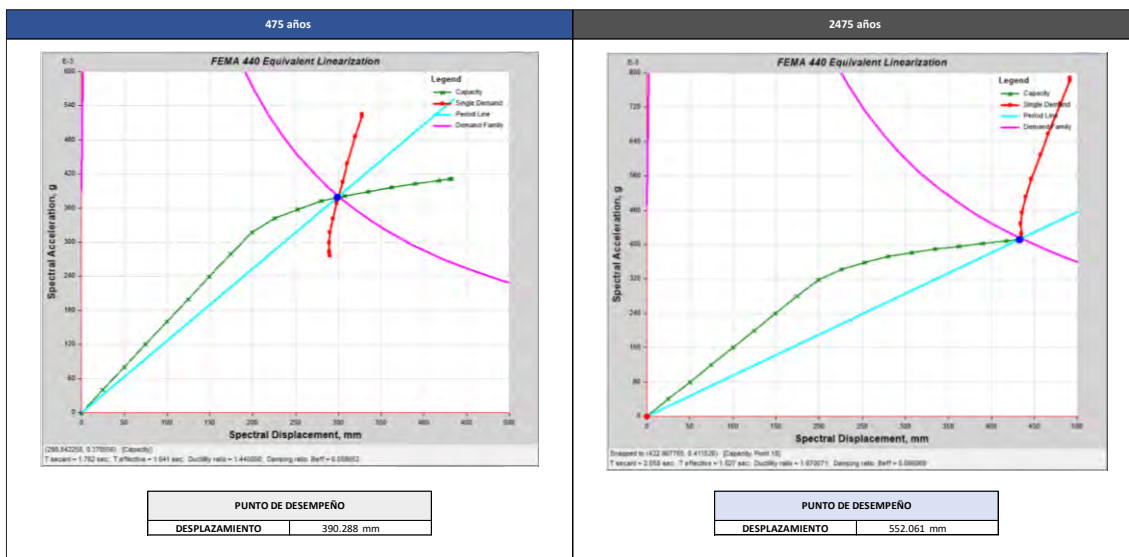
*Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo*

## 4.2 PUNTO DE DESEMPEÑO

Para determinar el punto de desempeño se analiza para la demanda sísmica con período de retorno de 475 años y de 2475 años. Se emplean los métodos de los coeficientes y del espectro de capacidad, detallados en FEMA 440 con la finalidad de realizar una comparación de estos. En el “ANEXO F - Análisis Pushover” se presenta los resultados completos obtenidos para los diferentes edificios, en la presente sección se presentará solo los resultados del análisis en sentido X para el edificio de 12 Pisos.

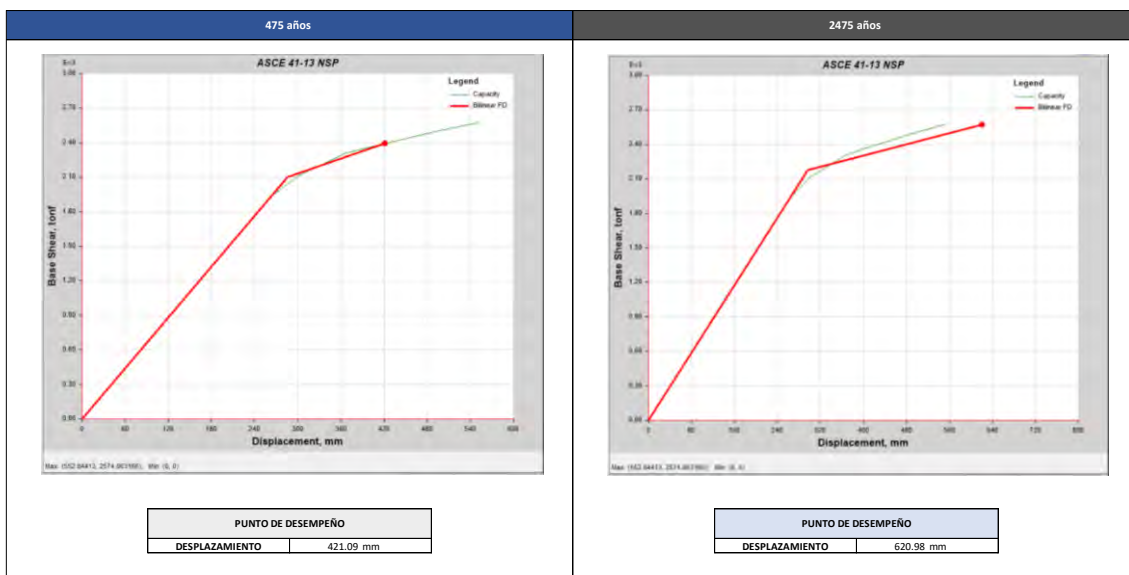
*Edificio 12 Pisos – Push X*

- **Método Espectro de Capacidad**



**Figura 62:** Punto de Desempeño – Método de los Espectros – Edificio 12 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- **Método de los Coeficientes**



**Figura 63:** Punto de Desempeño – Método de los Espectros – Edificio 12 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, para los dos métodos el punto de desempeño para el sismo de 2475 años se encuentra muy en el límite, teniendo en cuenta que estos valores son solo referenciales.

El método de los coeficientes proporciona mayores desplazamientos con respecto al método de los espectros por lo que se utilizarán estos desplazamientos para determinar el desempeño local. Se cumple razonablemente con un punto de desempeño para el sismo de 475 años para los dos métodos.

### 4.3 DESEMPEÑO GLOBAL DE LAS ESTRUCTURAS

Con los puntos de desempeño calculados se puede evaluar las gráficas del “ANEXO F - Análisis Pushover” y observar si el desplazamiento para el sismo de análisis está dentro de la curva de capacidad; se presentan los resultados obtenidos para los diferentes edificios.

	Método Empleado	Push X				Push Y			
		475 años		2475 años		475 años		2475 años	
		Desplazamiento Obejtivo	Desempeño Global	Desplazamiento Obejtivo	Desempeño Global	Desplazamiento Obejtivo	Desempeño Global	Desplazamiento Obejtivo	Desempeño Global
Edificio 12 Pisos	Método de los Espectros	390.29 mm	Si	552.06 mm	Al Límite	361.17 mm	Si	501.87 mm	Si
	Método de los Coeficientes	421.09 mm	Si	620.98 mm	Al Límite	393.91 mm	Si	565.03 mm	Al Límite
Edificio 9 Pisos	Método de los Espectros	306.63 mm	Si	439.40 mm	Si	285.57 mm	Si	421.03 mm	Si
	Método de los Coeficientes	335.28 mm	Si	499.35 mm	Al Límite	312.94 mm	Si	465.60 mm	Al Límite
Edificio 6 Pisos	Método de los Espectros	203.88 mm	Si	295.08 mm	Si	192.26 mm	Si	284.58 mm	Si
	Método de los Coeficientes	227.36 mm	Si	345.10 mm	Al Límite	215.20 mm	Si	325.72 mm	Al Límite
Edificio 3 Pisos	Método de los Espectros	136.00 mm	Si	195.48 mm	Al Límite	132.83 mm	Si	194.51 mm	Al Límite
	Método de los Coeficientes	145.92 mm	Si	226.37 mm	Al Límite	137.13 mm	Si	214.18 mm	Al Límite

**Tabla 38:** Comparación Métodos Punto de Desempeño

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Para el sismo con período de retorno de 2475 años todas las estructuras se encuentran muy al límite y se superan los límites de las derivas.

### 4.4 DESEMPEÑO LOCAL DE ESTRUCTURAS

El desempeño local se refiere al análisis del comportamiento de las rótulas asignadas para el desplazamiento obtenido en el punto de desempeño; se presentan los resultados obtenidos para el edificio de 12 Pisos en sentido X y en el “ANEXO F - Análisis Pushover” se presentan todos los resultados de los diferentes edificios, además se presenta el resumen de desempeño local.

#### Edificio 12 Pisos – Push X



Step	Monitored Disp mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
1	33.333	244.8793	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
2	66.667	489.7586	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
3	100	734.638	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
4	133.333	979.5173	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
5	166.667	1224.3966	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
6	200	1469.2759	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
7	233.333	1714.1552	1347	9	0	0	0	1356	0	0	0	1356
8	266.667	1948.7872	1273	83	0	0	0	1356	0	0	0	1356
9	300	2110.4404	1191	165	0	0	0	1353	3	0	0	1356
10	333.333	2210.5969	1139	217	0	0	0	1278	78	0	0	1356
11	366.667	2308.4038	1085	271	0	0	0	1205	151	0	0	1356
12	400	2358.315	1049	307	0	0	0	1145	211	0	0	1356
13	433.333	2410.8059	1015	341	0	0	0	1120	236	0	0	1356
14	466.667	2461.0993	1004	352	0	0	0	1098	258	0	0	1356
15	500	2509.2756	991	365	0	0	0	1055	301	0	0	1356
16	533.333	2550.4685	967	389	0	0	0	1036	320	0	0	1356
17	550	2570.3223	958	385	13	0	0	1026	317	13	0	1356
18	552.844	2574.0632	956	380	20	0	0	1024	312	20	0	1356

475 años → DESPLAZAMIENTO 421.09 mm

2475 años → DESPLAZAMIENTO 630 mm

475 años [Seguridad de Vida]

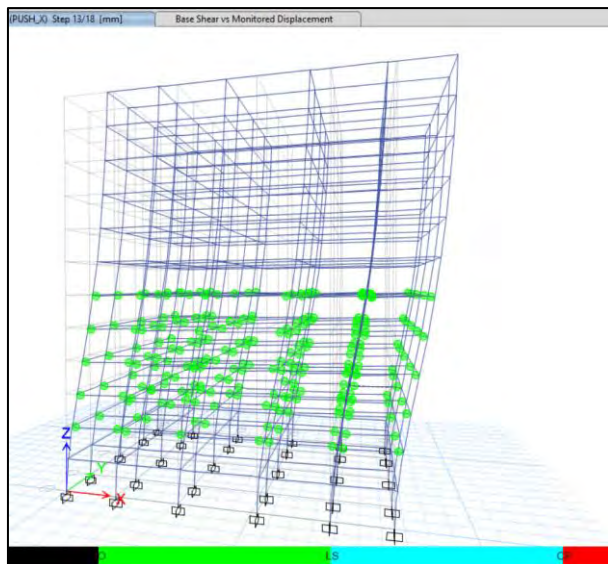
2500 años [Sobrepaso Prevención de Colapso]

Tabla 39: Desempeño Local – Edificio 12 Pisos  
Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Para el desplazamiento de 421.09mm se calculó que alrededor de 230 rótulas ya se encuentran en el nivel de seguridad de vida (Life Safety), mientras que para el desplazamiento de 630mm se determina que ya sobrepasó el nivel de desempeño de prevención de colapso, pues alrededor de los 552mm las rótulas sobrepasan ya el nivel CP (Collapse Prevention). Si bien no todas las rótulas han llegado al estado límite CP, muchas lo hicieron. Significa que estamos muy al límite del estado límite analizado.

Esto se puede ver gráficamente en el programa ETABS, pues permite observar con colores el nivel de desempeño de las rótulas a un desplazamiento determinado.

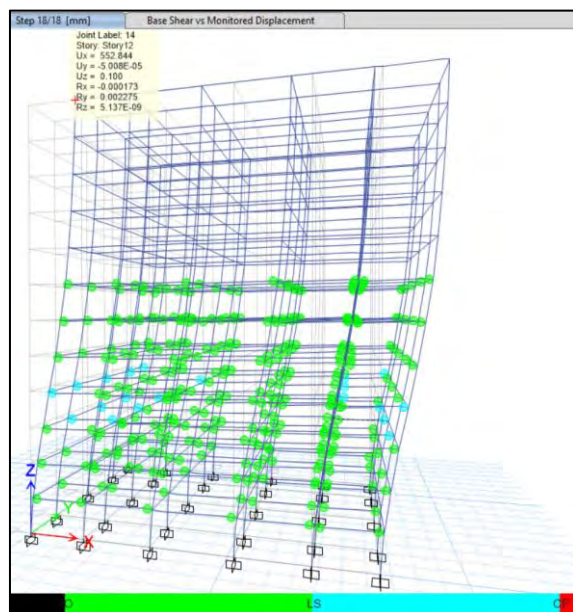
- Desplazamiento 433mm (Step 13) → **Seguridad de Vida (Sismo 475 años)**



**Figura 64:** Desempeño para Sismo con Período de Retorno 475 años – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Desplazamiento 552mm (Step 18) → **Prevención de Colapso**

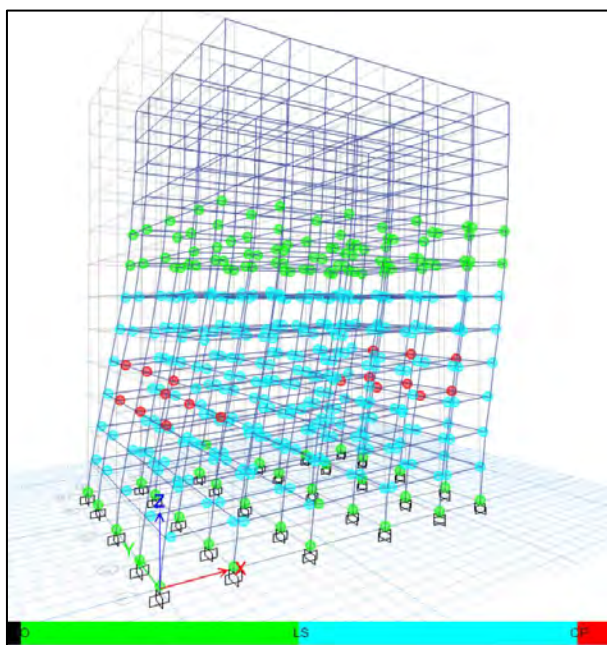


**Figura 65:** Desempeño Prevención de Colapso a  $\Delta= 500$  – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

- Desplazamiento 630mm (Step -) → **Sobrepaso Prevención de Colapso (Sismo 2475 años)**

Para este desplazamiento no hay gráfica disponible, pues se consideró irrelevante que el programa continúe calculando una vez las primeras rótulas sobrepasen el nivel de desempeño CP, lo cual ocurre en el Step 18 a un desplazamiento de 552mm. Si se activa la opción para que no suelte la carga y siga calculando podremos ver la formación progresiva de rótulas para el desplazamiento de 630mm.



**Figura 66:** Desempeño a  $\Delta=630$  – Edificio 12 Pisos

*Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo*

De manera similar se realizaron los cálculos para los diferentes edificios, llegando a los siguientes resultados:



Descripción	Desempeño Local	
	475 años	2475 años
12 Pisos	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite
9 Pisos	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite
6 Pisos	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite
3 Pisos	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite

**Tabla 40:** Desempeño Local – Edificio 12 Pisos

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

Los límites mencionados en la Tabla 40 corresponden a Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Al Límite con algunas rótulas en el estado de Prevención de Colapso (AL/CP).

#### 4.5 RESULTADOS EVALUACIÓN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Una vez concluido el análisis estático no lineal se determinó que todas las estructuras cumplen con el nivel de seguridad de vida para el sismo con período de retorno de 475 años; mientras que para el sismo con período de retorno de 2475 años las estructuras o están en el límite o sobrepasan algunas rótulas el límite de prevención de colapso.

Descripción	Desempeño Global		Desempeño Local		Deriva Max. 2%	
	475 años	2475 años	475 años	2475 años	475 años	2475 años
12 Pisos	Si	Al Límite	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite	Cumple	No Cumple
9 Pisos	Si	Al Límite	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite	Cumple	No Cumple
6 Pisos	Si	Al Límite	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite	Cumple	No Cumple
3 Pisos	Si	Al Límite	IO - LS Seguridad de Vida	AL / CP Al Límite	Cumple	No Cumple

**Tabla 41:** Resumen Desempeño Edificios Analizados

Elaborado por: Xavier Paredes Jaramillo

## CAPÍTULO 5 – CONCLUSIONES

- La Norma Ecuatoriana de la Construcción debe especificar las consideraciones de diseño para un análisis no lineal. A pesar de que NEC15 hace referencia al uso de normativa como ASCE o FEMA, donde están bien detallados los procedimientos y consideraciones para el análisis no lineal, la resistencia esperada de los materiales, rigideces efectivas dependerán de la calidad de los materiales y procedimientos de construcción por lo que serán diferentes valores para Ecuador a comparación de los valores especificados en las normas norteamericanas.
- Los valores empleados en el análisis no lineal de sobre resistencia de los materiales suponen una adecuada elaboración. Si no se cumple con un control de calidad, es posible que no se pueda llegar a los niveles de desempeño esperados.
- Al realizar un análisis entre el desempeño global y desempeño local, se observa que el método con límites de derivas globales para edificios de hormigón armado aplicados a la curva capacidad nos permite evaluar rápidamente el desempeño de las estructuras, teniendo concordancia con lo calculado.
- Es importante que se tenga un entendimiento del software empleado para ejecutar el análisis no lineal; se debe entender las configuraciones para cálculo no lineal y las implicaciones de éstas en los resultados. Una errónea configuración dará comportamientos diferentes y posibles curvas de capacidad alejadas del comportamiento real de la estructura. Se debe seguir las recomendaciones planteadas en el manual del programa, donde indica que se empiece con modelos simples y se los vaya mejorando y haciendo más complejos según se vaya evaluando los resultados.

- Se concluye al realizar la evaluación del desempeño de las estructuras mediante un análisis estático no lineal que la norma NEC cumple con el objetivo de diseño para estructuras regulares de mantener un desempeño de seguridad de vida ante un sismo con un periodo de retorno de 475 años; sin embargo, para el sismo con periodo de retorno de 2475 años, se encuentran al límite con algunas rótulas plásticas que llegan al desempeño de prevención de colapso. Se observa también que los límites de deriva se ven en general sobrepasados. Para poder establecer una conclusión definitiva sobre el cumplimiento o no de la filosofía de diseño sismo-resistente de la NEC, se requiere disponer de una mejor definición de la acción sísmica mediante un adecuado estudio de peligro sísmico de sitio y también conocer acerca de la sobre resistencia de los materiales reales en el Ecuador.
- Con los resultados obtenidos de realizar una evaluación por desempeño se puede concluir que una mejora en la norma NEC15 ayudara fácilmente a cumplir con los niveles de desempeño esperados para diferentes demandas sísmicas. Tanto una disminución de las derivas máximas permitidas como emplear coeficientes de reducción de resistencia  $R$  menores ayudarán a tener diseños más conservadores y con un mejor desempeño sísmico.
- Se verificó en todos los modelos un comportamiento deseado al entrar en el rango inelástico, pues en todos los edificios se empezaron a formar las rótulas primero en vigas. La formación de rótulas en columnas se formó una vez que las vigas ya fallaron.

## Referencias

- (PEER), P. E. (2017, May). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. *Tall Buildings Initiative*. United States of America.
- ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers. (2014). ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *ASCE standard*. Reston , Virginia , United States of America.
- ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers. (2017). ASCE/SEI, 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *ASCE Standard*. Reston, Virginia, United States of America.
- Computers & Structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. United States of America: CSI America.
- FEMA 440 - Applied Technology Council (ATC-55 Project). (2005, June). IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES. *FEMA 440*. Redwood City, California: FEMA.
- Gregory G. Deierlein, A. M. (2010, October). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. *A Guide for Practicing Engineers*. San Francisco, California, United States of America: National Institute of Standards and Technology.
- Institute, A. C. (2019, October). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). *ACI Standard*. United States of America.
- M.J.N. Priestley, G. C. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press.
- Manzur, T. (2014, January). *ResearchGate*. Retrieved from [https://www.researchgate.net/figure/Performance-level-concept-of-FEMA-356\\_fig1\\_282945659](https://www.researchgate.net/figure/Performance-level-concept-of-FEMA-356_fig1_282945659)
- NEC-SE-CG, M. d. (2014, 12). NEC-SE-CG: Cargas (No Sísmicas). *Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS, M. d. (2014, 12). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente. *Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Retrieved from Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción): <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-HM, M. d. (2014, 12). NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado. *Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- SISQuito V1.2, I. J. (2012, Junio). SISTEMA DE INFORMACIÓN SÍSMICA PARA QUITO - SISQuito V1.2. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Yépez Moya, F. (2001, Enero 24). Últimas avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación. *Seminario gestión de riesgos y prevención de desastres*. Quito: FLACSO.

**ÍNDICE DE ANEXOS**

ANEXO A. ....	pg. 94
ANEXO B. ....	pg. 95
ANEXO C. ....	pg. 96
ANEXO D. ....	pg. 97
ANEXO E. ....	pg. 98
ANEXO F. ....	pg. 99

## **Anexo A: Diseño Vigas**

DISEÑO DE VIGAS

Vigas Externas - PISOS P1, P2, P3

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EXTERNA

VIGA	
b =	40 cm
h =	50 cm
Recub. =	4 cm
d =	44.00 cm

f'c =	240 kg/cm <sup>2</sup>
f'y =	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Es =	2100000 kg/cm <sup>2</sup>

pb =	0.0248
pmax =	0.0124
pmin =	0.0029

k =	85.49
-----	-------

β1 =	0.85	"Depende de f'c"
φ =	0.9	"Flexión"

As min (-) =	7.63 cm <sup>2</sup>
As min (+) =	5.87 cm <sup>2</sup>

As max (-) =	24.77 cm <sup>2</sup>
As max (+) =	24.77 cm <sup>2</sup>

MOMENTO DE DISEÑO Mu [Ton\*m] - COMBINACIÓN: Envolvente

Mu (-)	25.51	9.97	24.93	22.85	6.8	23.18	23.18	6.8	22.85	24.93	9.97	25.51
Mu (+)	23.27	11.45	22.47	14.5	10.35	14.55	14.55	10.35	14.5	22.47	11.45	23.27

ACERO CALCULADO [cm<sup>2</sup>]

As (-) cm <sup>2</sup>	17.04	6.22	16.60	15.07	4.19	15.31	15.31	4.19	15.07	16.60	6.22	17.04
As (+) cm <sup>2</sup>	15.37	7.19	14.79	9.21	6.47	9.25	9.25	6.47	9.21	14.79	7.19	15.37

ACERO REQUERIDO [cm<sup>2</sup>]

As (-) cm <sup>2</sup>	17.04	7.63	16.60	15.07	7.63	15.31	15.31	7.63	15.07	16.60	7.63	17.04
As (+) cm <sup>2</sup>	15.37	7.19	14.79	9.21	6.47	9.25	9.25	6.47	9.21	14.79	7.19	15.37

ARMADO DE VIGAS

2 Ø 20	2 Ø 20	2 Ø 20	2 Ø 20	2 Ø 20	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	2 Ø 20
3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	3 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	3 Ø 22
5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	5 Ø 22	3 Ø 22

As (-) cm <sup>2</sup>	17.69	11.40	17.69	17.69	11.40	17.69	17.69	11.40	17.69	17.69	11.40	17.69
As (+) cm <sup>2</sup>	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01	19.01

As (-) P	1.00%	0.65%	1.00%	1.00%	0.65%	1.00%	1.00%	0.65%	1.00%	1.00%	0.65%	1.00%
As (+) P	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%	1.08%

Elaborador por:  
Xavier Paredes Jaramillo

"Factor de corrección de  $f_y$  como que un hierro fluyera"

$\alpha = 1.4$   
 $\phi = 0.75$

**DISEÑO A CORTE DE VIGA EXTERNA**

$L_n [m] =$	4.00	6.00	6.00	4.00
$VD [Ton]$	2.30	4.60	4.60	2.30
$VL [Ton]$	0.40	0.90	0.90	0.40
$V_u \text{ Vert} [Ton]$	3.40	6.96	6.96	3.40
$As (-) \text{ cm}^2$	17.69	17.69	17.69	17.69
(Losa) $As (-) \text{ cm}^2$	10.00	10.00	10.00	10.00
$As (+) \text{ cm}^2$	27.69	27.69	27.69	27.69
$As (+) \text{ cm}^2$	19.01	19.01	19.01	19.01
$Mpr - i \text{ (Sup.)} [Ton*m]$	55.39	55.39	55.39	55.39
$Mpr + d \text{ (Inf.)} [Ton*m]$	41.52	41.52	41.52	41.52
$V_{sismo} [Tonf]$	24.23	16.15	16.15	24.23

$M_{prd} = A_s \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{1.7 \cdot f_c \cdot b} \right)$   
 $V_{sismo} = \frac{M_{prd} + M_{pri}}{l_c}$

$V_c =$  Si:  $V_{sismo} > V_{vertical}$   $V_c = 0$  ó  $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$

$V_c [Tonf] =$	0.00	0.00	0.00	0.00
$V_u = V_{vertical} + V_{sismo}$	27.63	23.11	23.11	27.63
$V_u = \phi V_c + \phi V_s \rightarrow V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$	36.84	30.82	30.82	36.84
$V_s [Tonf] =$	36.84	30.82	30.82	36.84
Chequeo: $V_s < 4V_c$	OK	OK	OK	OK

**ARMADO DE REFUERZO A CORTE**



- $s = d/2 \rightarrow$  Espaciamiento por Corte
- $s = 6\phi \rightarrow$  Espaciamiento por Pandeo
- $s = d/4 \rightarrow$  Confinamiento
- $s = 10cm \rightarrow$  Mínimo espaciamiento

**ARMADO DE REFUERZO A CORTE EN LO**

$Av [cm^2] =$	1.99	1.67	1.67	1.99
Refuerzo a Corte Calculado	1.99 cm2 @ 10 cm	1.67 cm2 @ 10 cm	1.67 cm2 @ 10 cm	1.99 cm2 @ 10 cm
$L_o =$	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m
# Ramas =	3	3	3	3
$\phi =$	10 mm	10 mm	10 mm	10 mm
Área Real $[cm^2] =$	2.36	2.36	2.36	2.36

$En L_o \rightarrow 3 \phi 10mm @ 10 cm$        $3 \phi 10mm @ 10 cm$        $3 \phi 10mm @ 10 cm$

Elaborador por:  
Xavier Paredes Jaramillo



## **Anexo B: Diseño Columnas**

**DISEÑO DE COLUMNAS**

Columnas Esquineras Pisos: P1, P2 y P3

COLUMNA	
b =	70 cm
h =	70 cm
Recub. =	4 cm
d' =	66.00 cm

f'c =	240 kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Es =	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
Hcol =	2.5 m

Ag =	4900 cm <sup>2</sup>
Ac =	3844 cm <sup>2</sup>

**ACERO LONGITUDINAL**

ρ <sub>min</sub> =	0.01
ρ <sub>max</sub> =	0.03

As min =	49.00 cm <sup>2</sup>
As max =	147.00 cm <sup>2</sup>

# Varillas en el Eje x =	5
# Varillas en el Eje y =	5
Ø Acero de Refuerzo =	25 mm

Acero Asumido →

# =	16
Ø =	25 mm

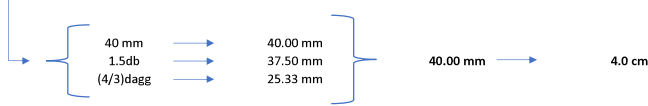
16 Ø 25 mm

As asum. =	78.54 cm <sup>2</sup>	OK
------------	-----------------------	----

→

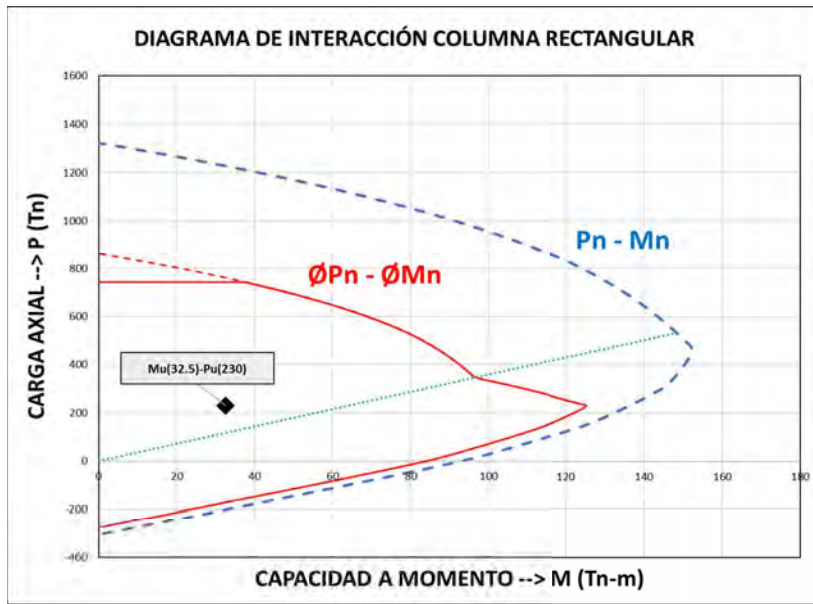
ρ =	1.60%
-----	-------

Espaciamiento Mínimo Libre entre varillas, El máximo entre:



Espaciamiento Libre Varillas Horizontal =	11.78 cm	OK
Espaciamiento Libre Varillas Vertical =	11.78 cm	OK

**VERIFICACIÓN CAPACIDAD**



Si cumple

Pu =	230 Tonf
Mu =	32.5 Tonf*m

Pb =	346.35 Tonf
Mbx =	96.5 Tonf*m
Mby =	96.5 Tonf*m

**DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL**

Lo (max) {

b	70 cm
h	70 cm
Hc/6	41.7 cm
45	45 cm

Lo = 70 cm

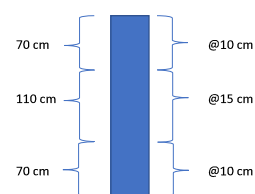
Ø =	0.75
-----	------

ESPACIAMIENTO EN Lo			
b/4	h/4	6*Øb	min
17.5 cm	17.5 cm	15.0 cm	10.0 cm

s en Lo = 10.0 cm → 10.0 cm

ESPACIAMIENTO EN MITAD DE COL			
d/2	6*Øb	min	
33.0 cm	15.0 cm	15.0 cm	

s en mitad = 15.0 cm → 15.0 cm



CONFINAMIENTO SIMPLE

Para:  $P_u \leq 0.3 * f_c * A_g$  → Ash = max (Ash1, Ash2) }  $P_u = 230$  Tonf  
 Para:  $P_u \geq 0.3 * f_c * A_g$  → Ash = max (Ash1, Ash2, Ash3) }  $0.3 * f_c * A_g = 352.8$  Tonf  $P_u < 0.3 * f_c * A_g$

**RAMAS CORTAS**

Ash1 =	2.92 cm <sup>2</sup>
Ash2 =	3.19 cm <sup>2</sup>
Ash3 =	0 cm <sup>2</sup>

$n_l = 16$   
 $kn = 1.14285714$   
 $kf = 1$

Ash =	3.19 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

**RAMAS LARGAS**

Ash1 =	2.92 cm <sup>2</sup>
Ash2 =	3.19 cm <sup>2</sup>
Ash3 =	0 cm <sup>2</sup>

$n_l = 16$   
 $kn = 1.14285714$   
 $kf = 1$

Ash =	3.19 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

CORTE

**RAMAS CORTAS**

Mb y = 96.5 Tonf\*m  
 Vu y = 77.2 Tonf

Vc = 35.63 Tonf

Vs = 67.3 Tonf  
 Vs < 4Vc OK

Av =	2.58 cm <sup>2</sup>
------	----------------------

**RAMAS LARGAS**

Mb x = 96.5 Tonf\*m  
 Vu x = 77.2 Tonf

Vc = 35.63 Tonf

Vs = 67.3 Tonf  
 Vs < 4Vc OK

Av =	2.58 cm <sup>2</sup>
------	----------------------

ARMADO DE REFUERZO TRANSVERSAL

En Lo, domina corte o confinamiento:

**RAMAS CORTAS** 3.19 cm<sup>2</sup> @ 10.0 cm → # Ramas = 5  
 Ø = 12 mm  
 Área Real [cm<sup>2</sup>] = 5.65  
 OK

E 5 Ø12mm @ 10 cm

**RAMAS LARGAS** 3.19 cm<sup>2</sup> @ 10.0 cm → # Ramas = 5  
 Ø = 12 mm  
 Área Real [cm<sup>2</sup>] = 5.65  
 OK

E 5 Ø12mm @ 10 cm

Fuera de Lo, domina corte

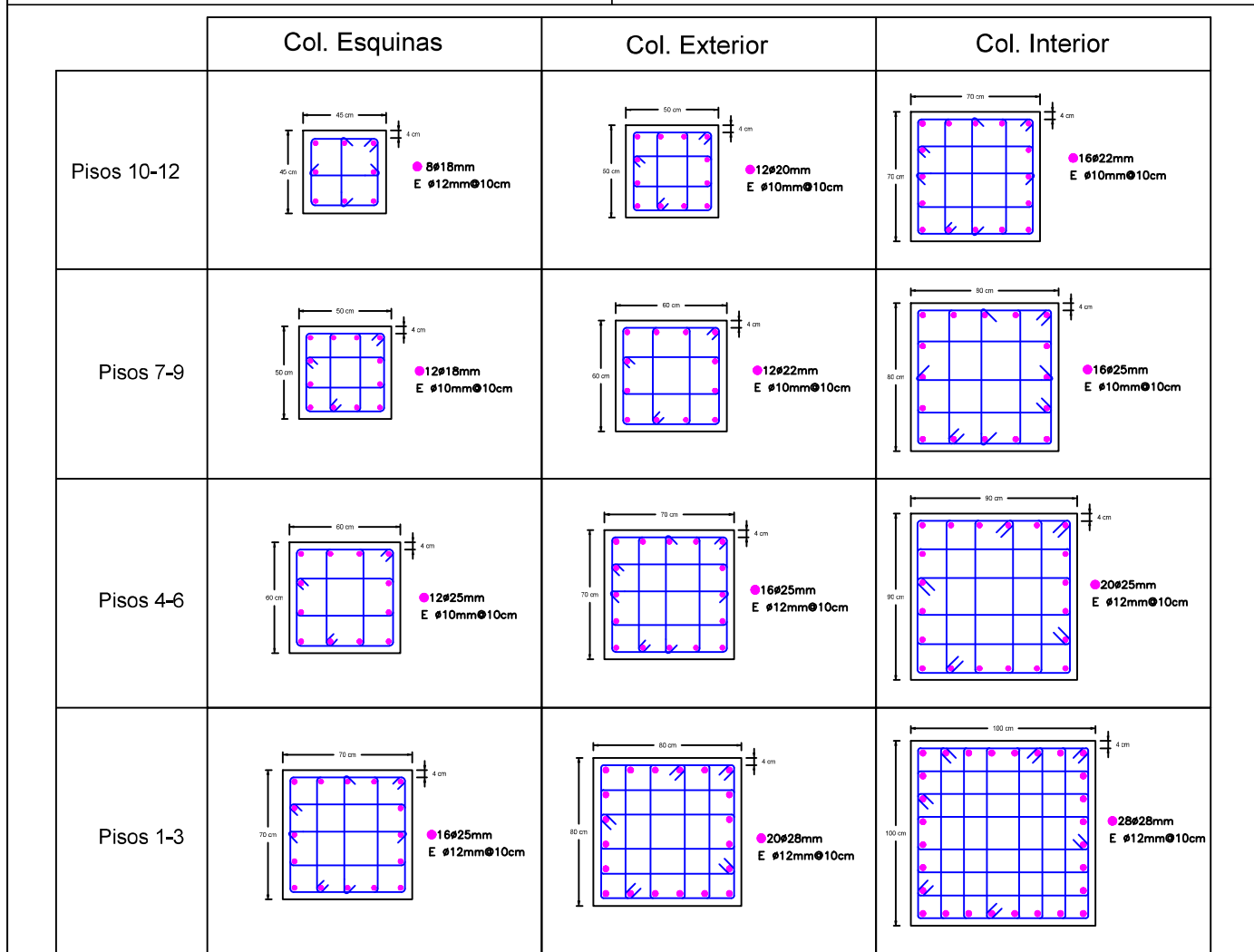
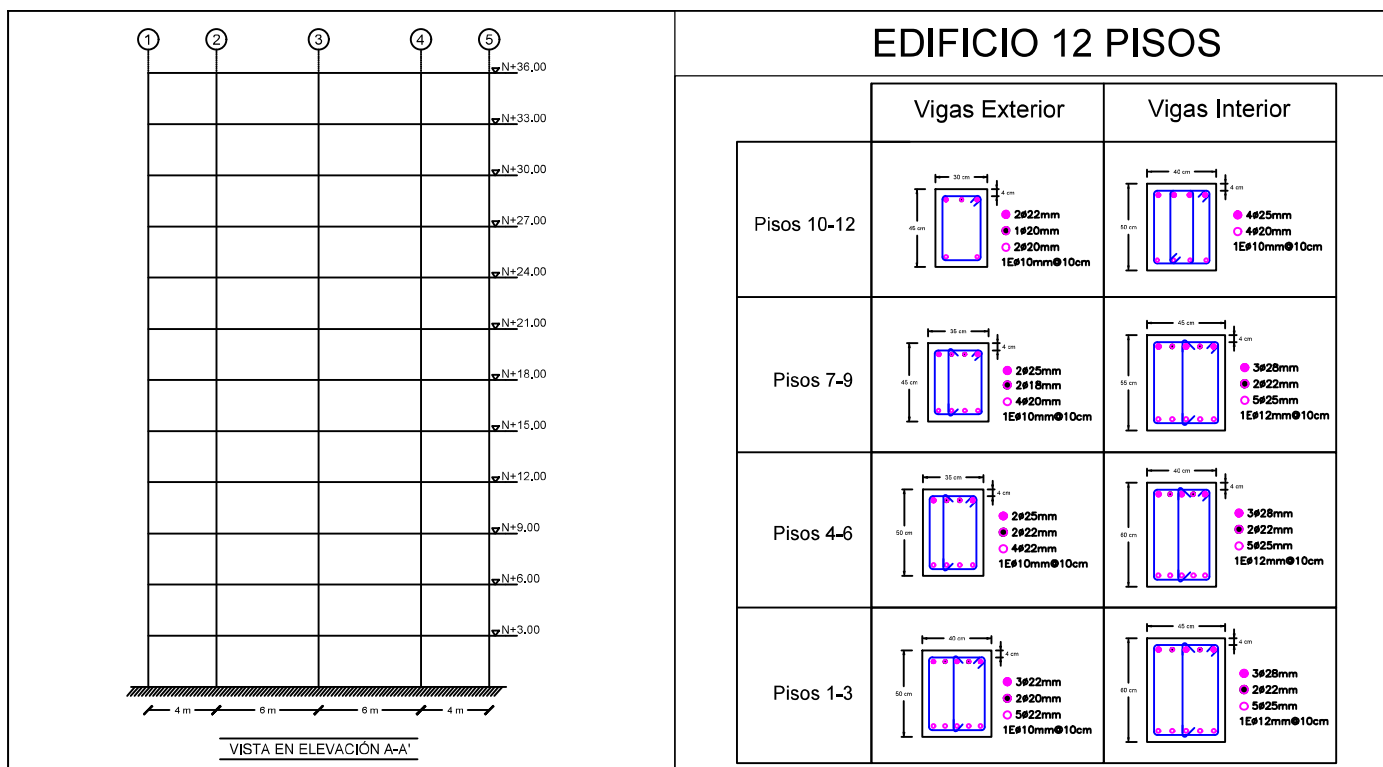
**RAMAS CORTAS** 2.58 cm<sup>2</sup> @ 15.0 cm → # Ramas = 5  
 Ø = 10 mm  
 Área Real [cm<sup>2</sup>] = 3.93  
 OK

E 5 Ø10mm @ 15 cm

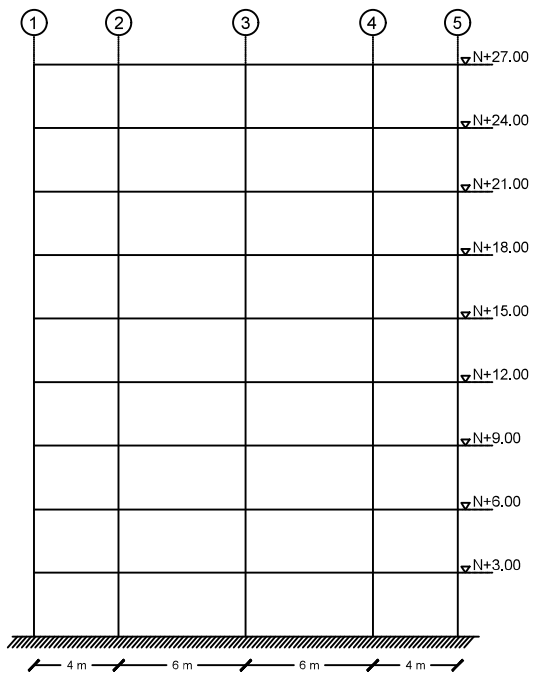
**RAMAS LARGAS** 2.58 cm<sup>2</sup> @ 15.0 cm → # Ramas = 5  
 Ø = 10 mm  
 Área Real [cm<sup>2</sup>] = 3.93  
 OK

E 5 Ø10mm @ 15 cm

## **Anexo C: Geometría Elementos Estructurales**



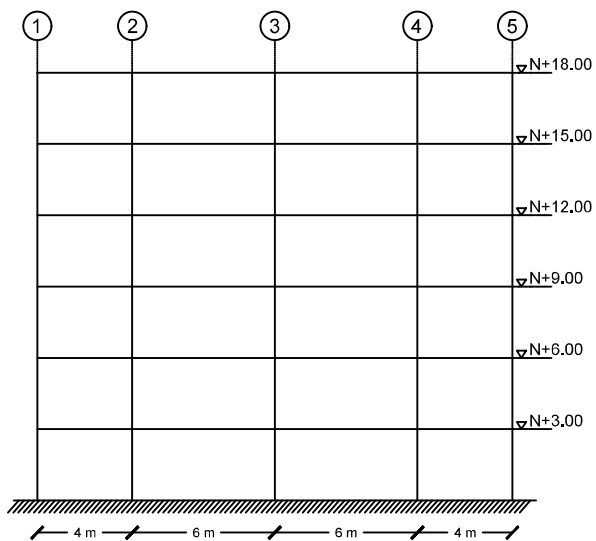
## EDIFICIO 6 PISOS



	Vigas Exterior	Vigas Interior
Pisos 7-9	<ul style="list-style-type: none"> <li>2#25mm</li> <li>1#18mm</li> <li>2#22mm</li> <li>1E#12mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>4#25mm</li> <li>4#20mm</li> <li>5#25mm</li> <li>1E#10mm@10cm</li> </ul>
Pisos 4-6	<ul style="list-style-type: none"> <li>2#25mm</li> <li>2#20mm</li> <li>4#22mm</li> <li>1E#10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>3#28mm</li> <li>2#22mm</li> <li>5#25mm</li> <li>1E#12mm@10cm</li> </ul>
Pisos 1-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>2#25mm</li> <li>2#20mm</li> <li>4#22mm</li> <li>1E#10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>3#28mm</li> <li>2#22mm</li> <li>5#25mm</li> <li>1E#12mm@10cm</li> </ul>

	Col. Esquinas	Col. Exterior	Col. Interior
Pisos 7-9	<ul style="list-style-type: none"> <li>8#16mm</li> <li>E #12mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>12#18mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>16#22mm</li> <li>E #12mm@10cm</li> </ul>
Pisos 4-6	<ul style="list-style-type: none"> <li>12#18mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>12#22mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>16#25mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>
Pisos 1-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>12#22mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>16#22mm</li> <li>E #12mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>20#28mm</li> <li>E #12mm@10cm</li> </ul>

## EDIFICIO 6 PISOS

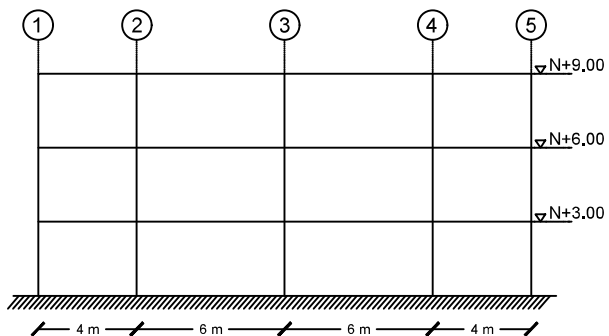


VISTA EN ELEVACIÓN A-A'

	Vigas Exterior	Vigas Interior
Pisos 4-6		
Pisos 1-3		

	Col. Esquinas	Col. Exterior	Col. Interior
Pisos 4-6			
Pisos 1-3			

### EDIFICIO 3 PISOS



VISTA EN ELEVACIÓN A-A'

	Vigas Exterior	Vigas Interior
Pisos 1-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>4#20mm</li> <li>4#16mm</li> <li>1E#12mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>3#25mm</li> <li>2#20mm</li> <li>3#22mm</li> <li>E#10mm@10cm</li> </ul>

	Col. Esquinas	Col. Exterior	Col. Interior
Pisos 1-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>12#16mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>16#18mm</li> <li>E #10mm@10cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>16#20mm</li> <li>E #12mm@10cm</li> </ul>



## **Anexo D: Momento Rotación Vigas**

ASCE 41-17 - Hormigón / Vigas

**Materiales**

$f'c =$	240 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>

**Factores para transformar de Lower Bound a Expected Strength**

Propiedad del Material	Factor
Resistencia a la Compresión	1.5
Esfuerzo de Fluencia de la Varilla	1.25

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

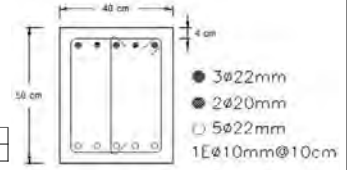
NOMBRE SECCIÓN	VE 1-3 Pisos
$f'c\ esp =$	360 kg/cm <sup>2</sup> → 35.30 MPa
$f_y\ esp =$	5250 kg/cm <sup>2</sup>

**Detalle Viga:**

$bw =$	40 cm
$h =$	50 cm
$b_{eff} =$	40.00 cm

Área de Viga =	2000 cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	4 cm
$\phi$ Estribos =	10 mm

$d =$	43.9 cm
$d' =$	6.1 cm



Luz Libre = 6.20 m

		IZQUIERDA (I)		
		No.	$\phi$ [mm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
Superior	$As' 1 (-)$	3	22	11.40
	$As' 2 (-)$	2	20	6.28
	Total			17.68

		DERECHA (J)		
		No.	$\phi$ [mm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
Superior	$As' 1 (-)$	3	22	11.40
	$As' 2 (-)$	2	20	6.28
	Total			17.68

IZQUIERDA (I)		DERECHA (J)	
$M(-)$	$2 \phi 20$	$M(+)$	$2 \phi 20$
$M(+)$	$3 \phi 22 \rightarrow As = 17.68\ cm^2$	$M(-)$	$3 \phi 22 \rightarrow As = 17.68\ cm^2$
$M(-)$	$5 \phi 22 \rightarrow As = 19.01\ cm^2$	$M(+)$	$5 \phi 22 \rightarrow As = 19.01\ cm^2$

**Momentos:**

$$M(-) = As' * f_{yesp} * (d - d')$$

$$M(+) = As1 * f_{yesp} * \left( d - \frac{As1 * f_{yesp}}{2 * 0.85 * f'c * b_{eff}} \right)$$

IZQUIERDA	
$M [-]$	35.09 ton.m
$M [+]$	39.74 ton.m

DERECHA	
$M [-]$	35.09 ton.m
$M [+]$	39.74 ton.m

IZQUIERDA	
$M [-]$	39.74 ton.m
$M [+]$	35.09 ton.m

DERECHA	
$M [-]$	39.74 ton.m
$M [+]$	35.09 ton.m

**Quantías:**

$$p_{bal} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$\beta_1 = 0.85$  "Depende de  $f'c$ "

$p_{bal} = 2.702$

$\rho$  - Tensión  
 $\rho'$  - Compresión

$M [-]$	$M [-]$
$M [+]$	$M [+]$

IZQUIERDA (I)		DERECHA (J)	
$\rho' =$	1.007	$\rho' =$	1.007
$\rho =$	1.083	$\rho =$	1.083
$\rho - \rho' =$	0.028	$\rho - \rho' =$	0.028

IZQUIERDA		DERECHA	
$\rho =$	1.007	$\rho =$	1.007
$\rho' =$	1.083	$\rho' =$	1.083
$\rho - \rho' =$	0.000	$\rho - \rho' =$	0.000

**Cortantes**

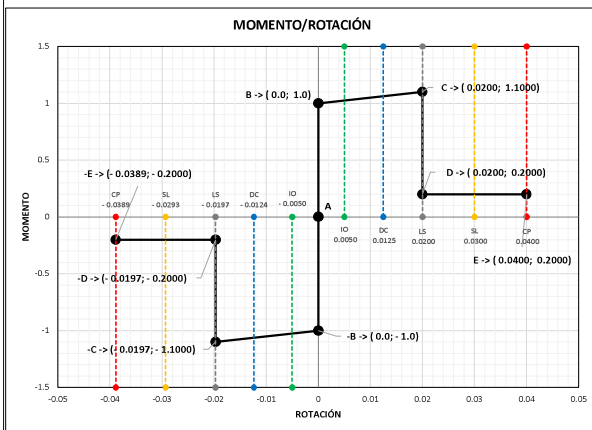
Cortante por Cargas Gravitacionales →	$V_{grav.} =$	5.30 tonf
Cortante por Momentos →	$V_{mom.} =$	12.07 tonf
Cortante Total →	$V =$	17.37 tonf

Ratio →  $\frac{y^d}{b_w * d * \sqrt{f'c}} = 0.5$

**Parámetros de Modelación No Lineal**

Nota: Parámetros para Refuerzo Transversal Conforme

	IZQUIERDA (I)								DERECHA (J)									
	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Ángulo, radianes			Radio	Rotaciones Plásticas: Ángulo, Radianes				$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Ángulo, radianes			Radio	Rotaciones Plásticas: Ángulo, Radianes			
		a	b	c		IO	Control Daños	LS	Separación Limitada		CP	a	b		c	IO	Control Daños	LS
$M (+)$	0.0280	0.01971972	0.03887889	0.2	0.005	0.01235986	0.01971972	0.02929931	0.03887889	0.0280	0.01971972	0.03887889	0.2	0.005	0.01235986	0.01971972	0.02929931	0.03887889
$M (-)$	0.0000	0.020	0.040	0.200	0.005	0.013	0.020	0.030	0.040	0.0000	0.020	0.040	0.200	0.005	0.013	0.020	0.030	0.040

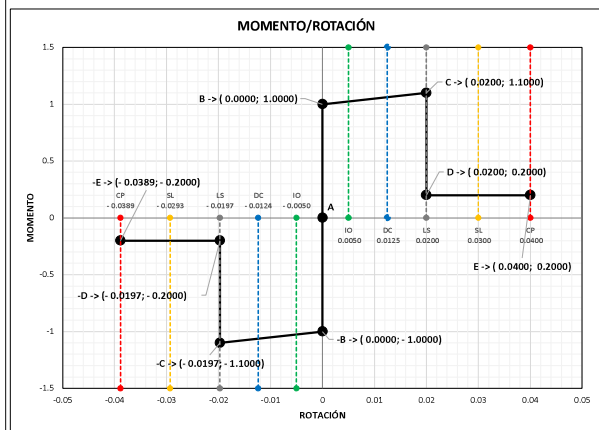


Punto	Momento	Rotación
-E	-0.2	-0.039
-D	-0.2	-0.020
-C	-1.1	-0.020
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.020
D	0.200	0.020
E	0.200	0.040

Momento Sf	Positiva	Negativa	[tonf.m]
	44.63	43.96	

Criterios de Aceptación (Rotación Plástica)

	Positiva	Negativa
Immediate Occupancy	0.005	-0.005
Life Safety	0.020	-0.020
Collapse Prevention	0.040	-0.039



Punto	Momento	Rotación
-E	-0.2	-0.039
-D	-0.2	-0.020
-C	-1.1	-0.020
-B	-1	0
A	0	0
B	1	0.000
C	1.1	0.020
D	0.200	0.020
E	0.200	0.040

Momento Sf	Positiva	Negativa	[tonf.m]
	53.36	50.15	

Criterios de Aceptación (Rotación Plástica)

	Positiva	Negativa
Immediate Occupancy	0.005	-0.005
Life Safety	0.020	-0.020
Collapse Prevention	0.040	-0.039

## **Anexo E: Rótulas Columnas**

ASCE 41-13 - Hormigón / Columnas

**Materiales**

$f'_c =$	240 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>

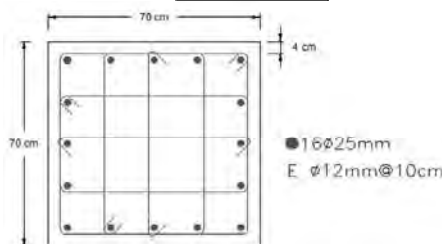
**Rigidez Efectiva**

$$0.3 \cdot E_c E^* I_g$$

NOMBRE SECCIÓN	CESQ1-3
----------------	---------

**Detalle Columna:**

B =	70 cm
H =	70 cm
Área de Columna =	4900 cm <sup>2</sup>



**Carga Axial y Cortante**

P =	88.06 tonf
-----	------------

**Armado a Corte Columna**

RAMAS CORTAS	→	Espaciado Vertical (@) =	10 cm	E 5 Ø12mm @ 10 cm
		# Ramas =	5	
		Ø =	12 mm	
		Área Real [cm <sup>2</sup> ] =	5.65	
RAMAS LARGAS	→	Espaciado Vertical (@) =	10 cm	E 5 Ø12mm @ 10 cm
		# Ramas =	5	
		Ø =	12 mm	
		Área Real [cm <sup>2</sup> ] =	5.65	

**Evaluar:** RAMAS CORTAS

$A_v =$	5.65 cm <sup>2</sup>
---------	----------------------

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} \quad \rho = 0.008$$

**Condición de Falla**

Se determinan las rótulas para falla por flexión, Condición Tipo i

1. Condition i: Flexure failure;
2. Condition ii: Flexure-shear failure, where yielding in flexure is expected before shear failure; and
3. Condition iii: Shear failure.

Para cumplir condición i:

$\frac{A_v}{b_w s} \geq 0.002$  → OK

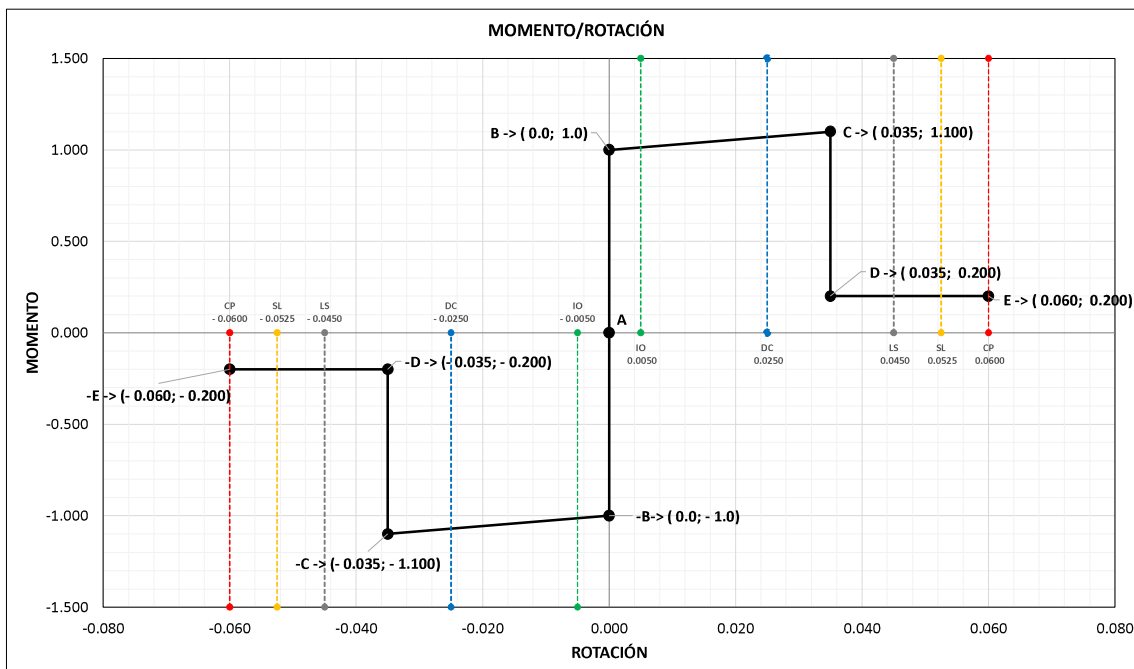
$\frac{s}{d} \leq 0.5$  → OK

**Parámetros de Modelación No Lineal**

$$\frac{P}{A_g f'_c} = 0.07$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = 0.008$$

Condición Tipo i	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	Rotación Plástica [rad]		Resistencia Residual	Rotación Plástica [rad]				
			a	b		Nivel de Desempeno				
					c	IO	DC	LS	SL	CP
	0.07	0.01	0.035	0.060	0.200	0.005	0.025	0.045	0.053	0.060



Punto	Momento	Rotación
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.035
D	0.200	0.035
E	0.200	0.060

Criterios de Aceptación (Rotación Plástica)	
Immediate Occupancy	0.005
Life Safety	0.045
Collapse Prevention	0.060

## **Anexo F: Análisis Pushover**

***EDIFICIO 12 PISOS***

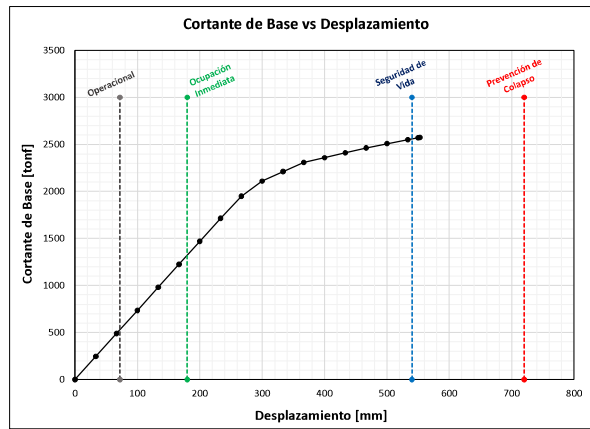
PUSH - X

CURVA DE CAPACIDAD

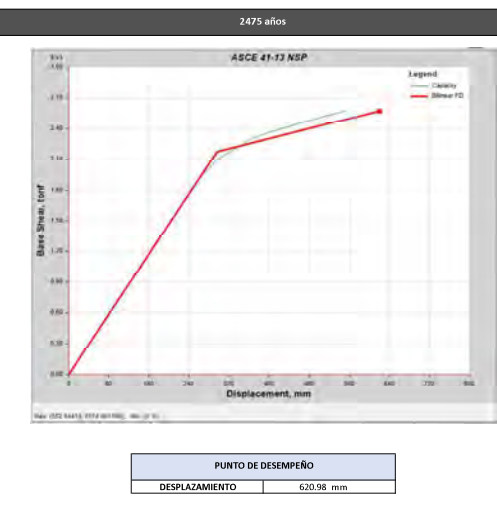
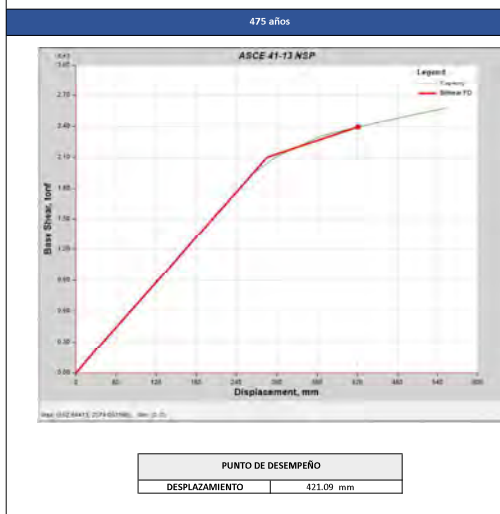
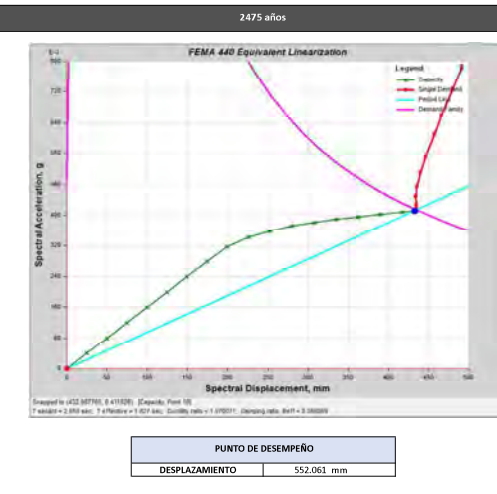
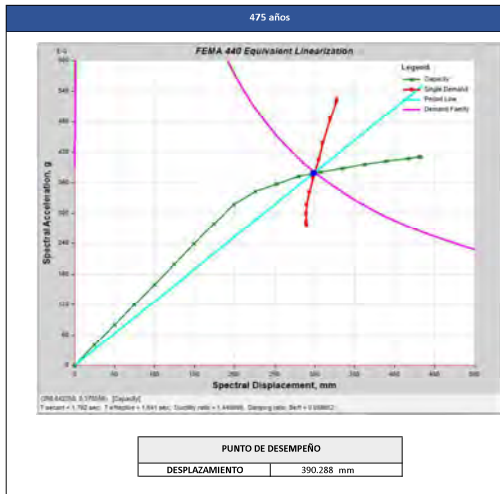
Step	Desplazamiento mm	Base Force tonf
0	0	0
1	33.333	244.8793
2	66.667	489.7586
3	100	734.638
4	133.333	979.5173
5	166.667	1224.3966
6	200	1469.2759
7	233.333	1714.1552
8	266.667	1948.7872
9	300	2110.4404
10	333.333	2210.5969
11	366.667	2308.4038
12	400	2358.3115
13	433.333	2410.3059
14	466.667	2461.0993
15	500	2509.2756
16	533.333	2550.4685
17	550	2570.3223
18	552.844	2574.0632
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Altura Total = 36.0 m

Límites	Δ
0.002	72.00 mm
0.005	180.00 mm
0.015	540.00 mm
0.02	720.00 mm



DESPLAZAMIENTO OBJETIVO



**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años	→	DESPLAZAMIENTO	421.09 mm
2475 años	→	DESPLAZAMIENTO	630 mm

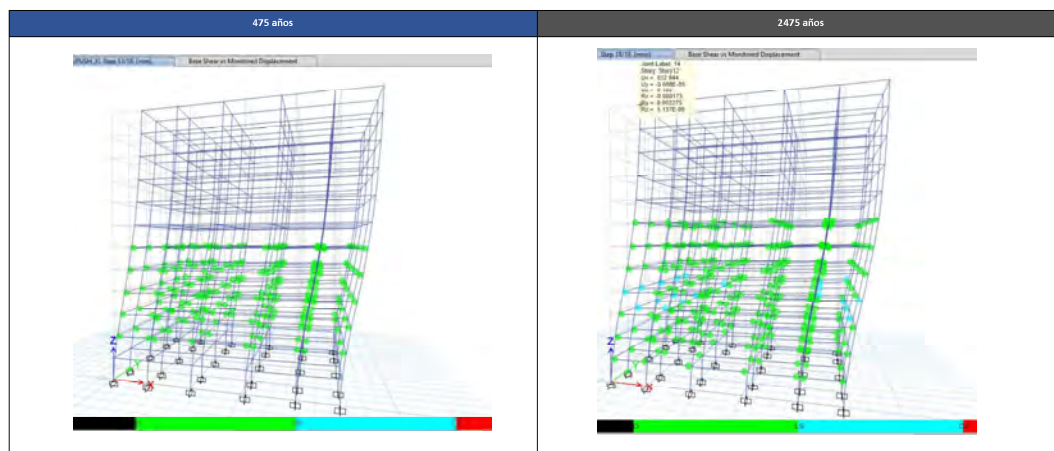
Step	Monitored Disp. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
1	33.333	244.8793	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
2	66.667	489.7586	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
3	100	734.638	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
4	133.333	979.5173	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
5	166.667	1224.3966	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
6	200	1469.2759	1356	0	0	0	0	1356	0	0	0	1356
7	233.333	1714.1552	1347	9	0	0	0	1356	0	0	0	1356
8	266.667	1959.0345	1273	83	0	0	0	1356	0	0	0	1356
9	300	2203.9138	1193	165	0	0	0	1353	3	0	0	1356
10	333.333	2448.7931	1139	217	0	0	0	1278	78	0	0	1356
11	366.667	2693.6724	1085	271	0	0	0	1205	151	0	0	1356
12	400	2938.5517	1049	307	0	0	0	1145	211	0	0	1356
13	433.333	3183.4310	1015	341	0	0	0	1120	236	0	0	1356
14	466.667	3428.3103	1004	352	0	0	0	1098	258	0	0	1356
15	500	3673.1896	991	365	0	0	0	1055	301	0	0	1356
16	533.333	3918.0689	967	389	0	0	0	1036	320	0	0	1356
17	550	4162.9482	958	385	13	0	0	1026	317	13	0	1356
18	552.844	4210.0632	956	380	20	0	0	1024	312	20	0	1356

475 años

Seguridad de Vida

2475 años

Sobrepaso  
Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido X		NEC 15	
			Δ	%		
Story12	36	389.366	0.00290	0.29%	OK	
Story11	33	380.675	0.00499	0.50%	OK	
Story10	30	365.698	0.00680	0.68%	OK	
Story9	27	345.283	0.00758	0.76%	OK	
Story8	24	322.533	0.00982	0.98%	OK	
Story7	21	293.066	0.01290	1.29%	OK	
Story6	18	254.358	0.01512	1.51%	OK	
Story5	15	209.000	0.01717	1.72%	OK	
Story4	12	157.478	0.01786	1.79%	OK	
Story3	9	103.903	0.01627	1.63%	OK	
Story2	6	55.108	0.01273	1.27%	OK	
Story1	3	16.924	0.00564	0.56%	OK	
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK	

2475 años						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido X		NEC 15	
			Δ	%		
Story12	36	593.992	0.00326	0.33%	OK	
Story11	33	584.221	0.00569	0.57%	OK	
Story10	30	567.146	0.00812	0.81%	OK	
Story9	27	542.791	0.01017	1.02%	OK	
Story8	24	512.268	0.01502	1.50%	OK	
Story7	21	467.211	0.02100	2.10%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story6	18	404.221	0.02476	2.48%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story5	15	329.928	0.02722	2.72%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story4	12	248.26	0.02756	2.76%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story3	9	165.593	0.02096	2.50%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story2	6	90.709	0.01990	1.99%	OK	
Story1	3	31.005	0.01034	1.03%	OK	
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK	



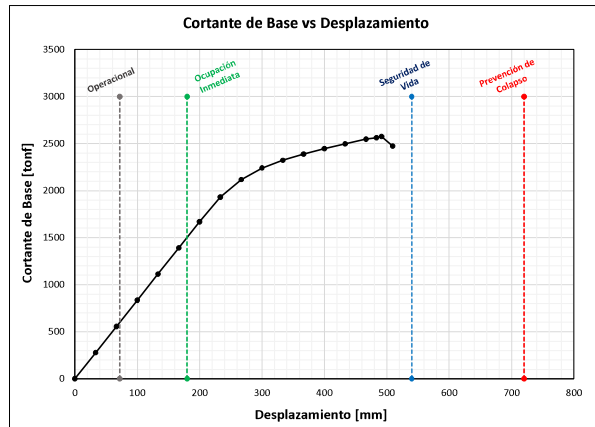
PUSH - Y

**CURVA DE CAPACIDAD**

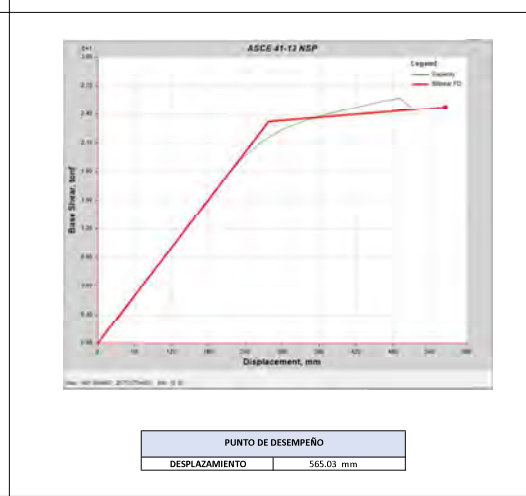
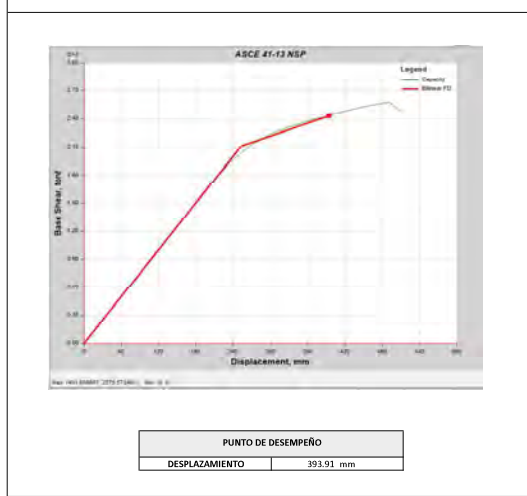
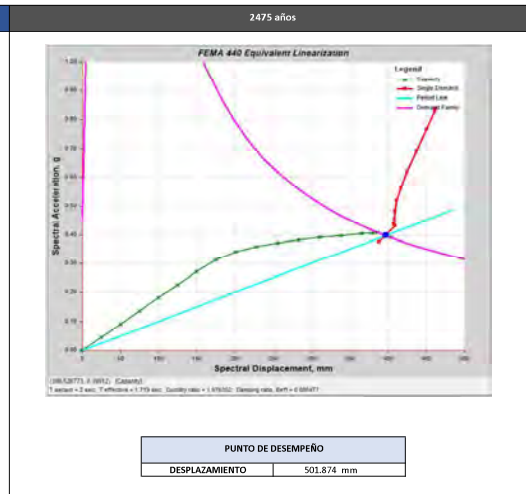
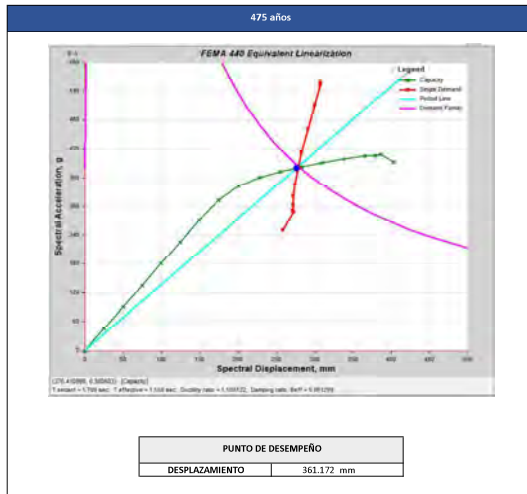
Step	Desplazamiento mm	Base Force tonf
0	0	0
1	33.333	278.3222
2	66.667	556.6445
3	100	834.9667
4	133.333	1113.289
5	166.667	1391.6112
6	200	1669.9335
7	233.333	1931.9352
8	266.667	2117.9325
9	300	2241.1721
10	333.333	2323.4745
11	366.667	2388.7742
12	400	2445.8724
13	433.333	2498.076
14	466.667	2547.1576
15	483.333	2561.9224
16	491.667	2575.5735
17	509.475	2473.8436
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Altura Total = 36.0 m

Límites	Δ
0.002	72.00 mm
0.005	180.00 mm
0.015	540.00 mm
0.02	720.00 mm



**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**



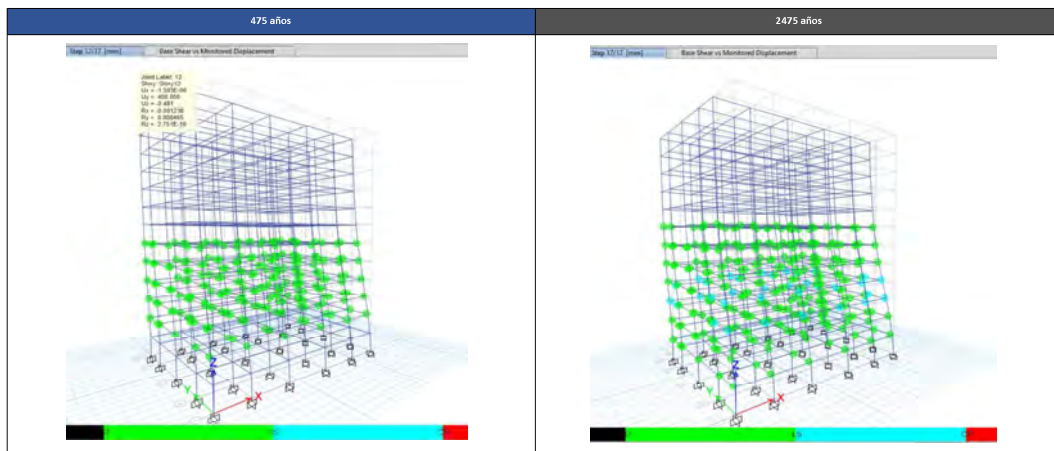
**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**



TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Disp. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	756	0	0	0	0	756	0	0	0	756
1	33.333	278.3222	756	0	0	0	0	756	0	0	0	756
2	66.667	556.6445	756	0	0	0	0	756	0	0	0	756
3	100	834.9667	756	0	0	0	0	756	0	0	0	756
4	133.333	1113.289	756	0	0	0	0	756	0	0	0	756
5	166.667	1391.6112	756	0	0	0	0	756	0	0	0	756
6	200	1669.9335	748	8	0	0	0	756	0	0	0	756
7	233.333	1931.9152	678	78	0	0	0	756	0	0	0	756
8	266.667	2117.9325	610	146	0	0	0	752	4	0	0	756
9	300	2241.1721	538	218	0	0	0	682	74	0	0	756
10	333.333	2323.4745	476	280	0	0	0	620	136	0	0	756
11	366.667	2388.7742	452	304	0	0	0	558	198	0	0	756
12	400	2445.8724	428	328	0	0	0	532	224	0	0	756
13	433.333	2498.026	418	338	0	0	0	500	256	0	0	756
14	466.667	2547.1576	390	366	0	0	0	462	294	0	0	756
15	483.333	2561.9224	382	370	4	0	0	454	298	4	0	756
16	491.667	2575.5755	376	376	4	0	0	448	304	4	0	756
17	509.475	2473.8436	376	346	14	20	0	448	274	34	0	756
18	560											

475 años [bracketed] Seguridad de Vida

2475 años [bracketed] Sobrepaso  
Prevenición de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido Y		NEC 15	
			Δ	%		
Story12	36	400	0.00288	0.29%	OK	
Story11	33	391.355	0.00502	0.50%	OK	
Story10	30	376.287	0.00681	0.68%	OK	
Story9	27	355.857	0.00744	0.74%	OK	
Story8	24	333.546	0.00977	0.98%	OK	
Story7	21	304.222	0.01304	1.30%	OK	
Story6	18	265.116	0.01535	1.54%	OK	
Story5	15	219.06	0.01765	1.76%	OK	
Story4	12	166.122	0.01851	1.85%	OK	
Story3	9	110.578	0.01698	1.70%	OK	
Story2	6	59.633	0.01353	1.35%	OK	
Story1	3	19.046	0.00635	0.63%	OK	
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK	

2475 años						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido Y		NEC 15	
			Δ	%		
Story12	36	509.475	0.00292	0.29%	OK	
Story11	33	500.718	0.00511	0.51%	OK	
Story10	30	485.389	0.00704	0.70%	OK	
Story9	27	464.279	0.00805	0.81%	OK	
Story8	24	440.123	0.01147	1.15%	OK	
Story7	21	405.706	0.01649	1.65%	OK	
Story6	18	356.243	0.02035	2.04%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story5	15	295.181	0.02395	2.40%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story4	12	223.331	0.02520	2.52%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story3	9	147.741	0.02255	2.26%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story2	6	80.079	0.01767	1.77%	OK	
Story1	3	27.061	0.00902	0.90%	OK	
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK	

***EDIFICIO 9 PISOS***

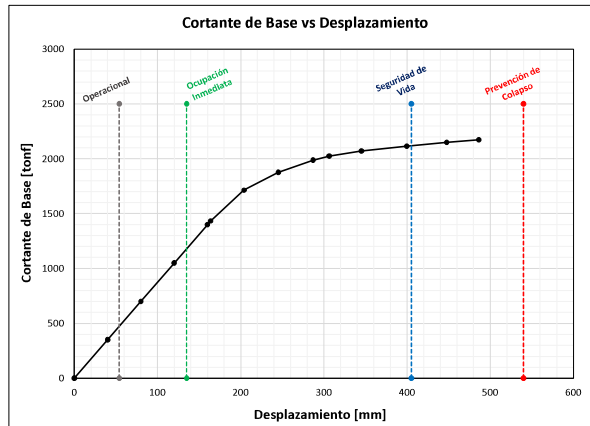
PUSH - X

**CURVA DE CAPACIDAD**

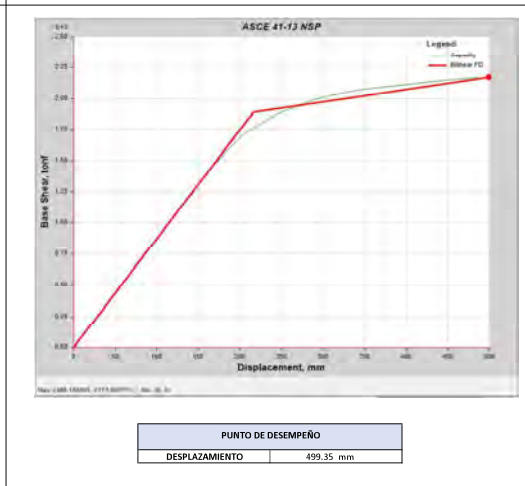
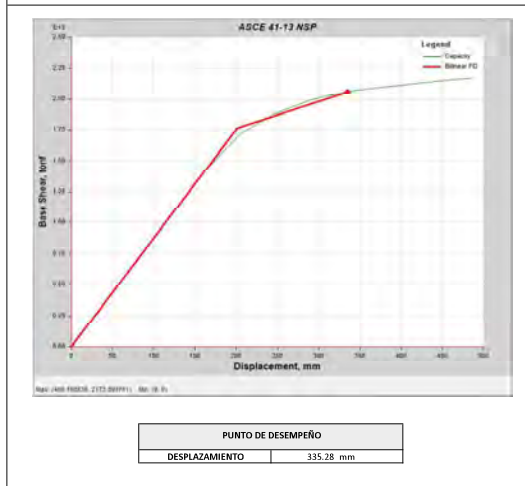
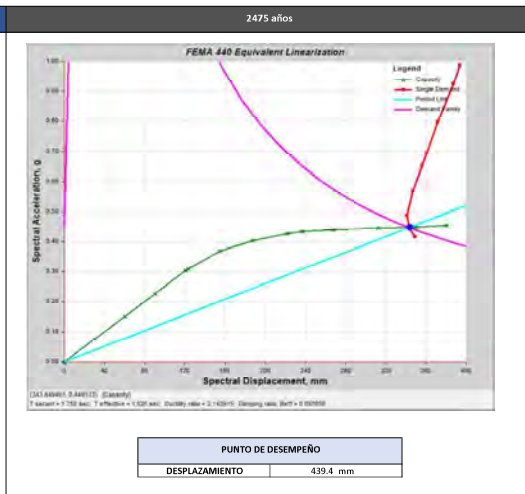
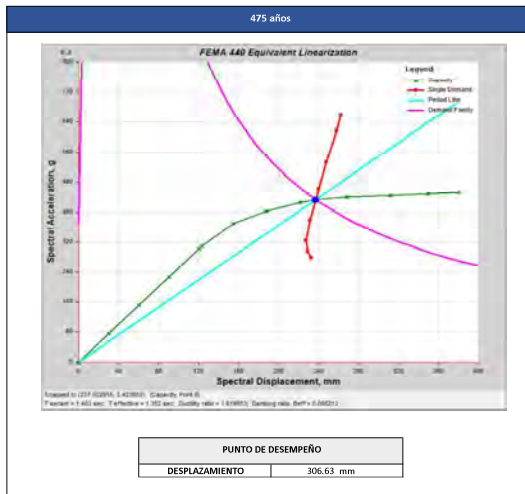
Step	Desplazamiento mm	Base Force tonf
0	0	0
1	40	349.9335
2	80	699.867
3	120	1049.8004
4	160	1399.7339
5	163.717	1432.0825
6	204.072	1713.7994
7	245.172	1876.5377
8	287.031	1988.2032
9	306.348	2024.6732
10	345.163	2071.4206
11	399.697	2113.9007
12	447.587	2148.9015
13	486.161	2173.8938
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Altura Total = 27.0 m

Límites	Δ
0.002	54.00 mm
0.005	135.00 mm
0.015	405.00 mm
0.02	540.00 mm



**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**



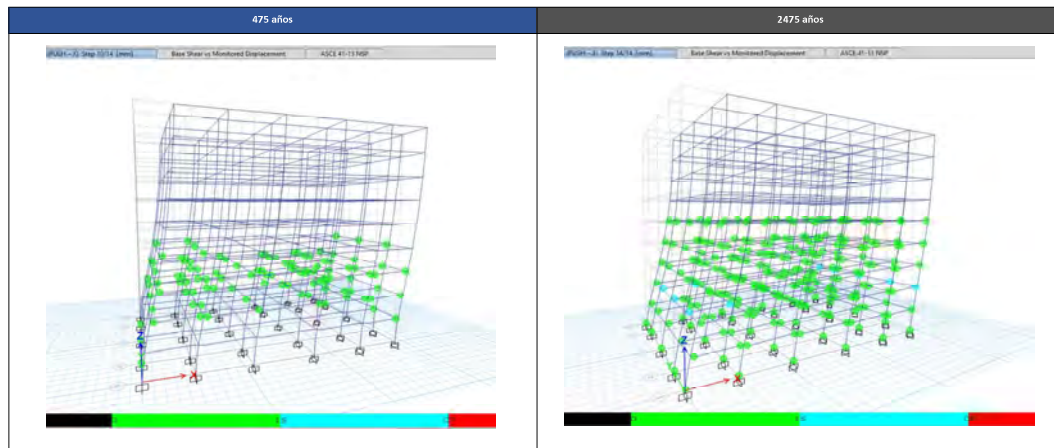
**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años	→	DESPLAZAMIENTO	335.28 mm
2475 años	→	DESPLAZAMIENTO	499.35 mm

Step	Monitored Displ. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
1	40	349.9335	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
2	80	699.867	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
3	120	1049.8004	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
4	160	1399.7339	1420	2	0	0	0	1422	0	0	0	1422
5	163.717	1432.0825	1415	7	0	0	0	1422	0	0	0	1422
6	204.072	1713.7994	1302	120	0	0	0	1422	0	0	0	1422
7	245.172	1876.5377	1211	211	0	0	0	1422	0	0	0	1422
8	287.031	1988.2032	1154	268	0	0	0	1409	13	0	0	1422
9	306.348	2024.6732	1123	299	0	0	0	1366	56	0	0	1422
10	345.163	2071.4206	1100	322	0	0	0	1316	106	0	0	1422
11	399.697	2113.9007	1078	344	0	0	0	1215	207	0	0	1422
12	447.587	2148.9015	1052	370	0	0	0	1176	246	0	0	1422
13	486.161	2173.8938	1037	382	3	0	0	1161	259	2	0	1422
14	402.527	1390.8063	1037	375	0	10	0	1161	251	10	0	1422

Seguridad de Vida

Sobrepasa Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido X		NEC 15
			Δ	%	
Story9	27	345.163	0.00427	0.43%	OK
Story8	24	332.345	0.00659	0.66%	OK
Story7	21	312.58	0.00935	0.93%	OK
Story6	18	284.542	0.01195	1.19%	OK
Story5	15	248.695	0.01524	1.52%	OK
Story4	12	202.988	0.01886	1.89%	OK
Story3	9	146.4	0.01951	1.95%	OK
Story2	6	87.871	0.01876	1.88%	OK
Story1	3	31.58	0.01053	1.05%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido X		NEC 15
			Δ	%	
Story9	27	402.527	0.00365	0.36%	OK
Story8	24	391.581	0.00617	0.62%	OK
Story7	21	373.058	0.00982	0.98%	OK
Story6	18	343.608	0.01344	1.34%	OK
Story5	15	303.302	0.01728	1.73%	OK
Story4	12	251.471	0.02076	2.08%	No Cumple Deriva Max 2%
Story3	9	189.19	0.02373	2.37%	No Cumple Deriva Max 2%
Story2	6	117.994	0.02310	2.31%	No Cumple Deriva Max 2%
Story1	3	48.691	0.01623	1.62%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

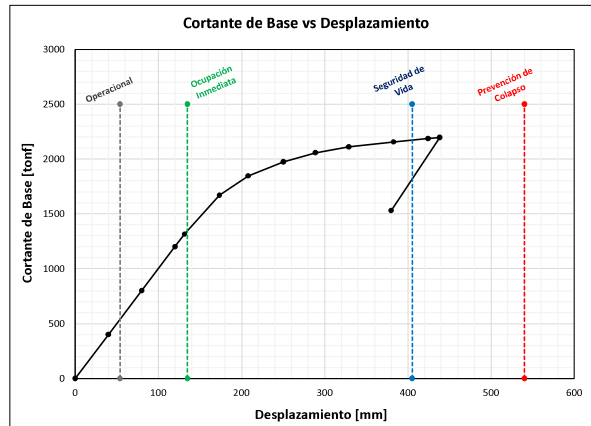
PUSH - Y

**CURVA DE CAPACIDAD**

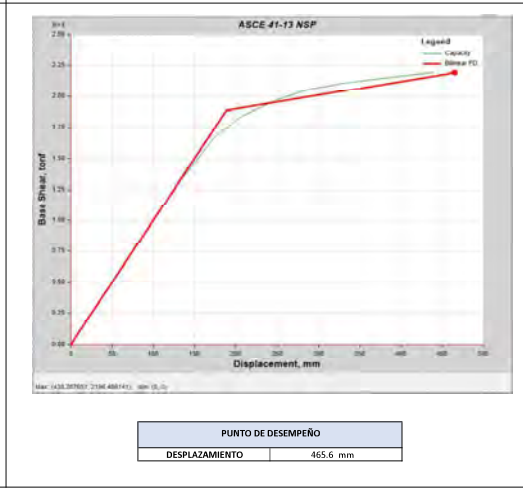
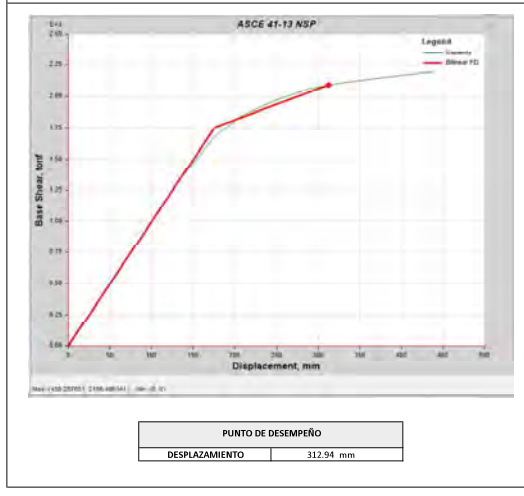
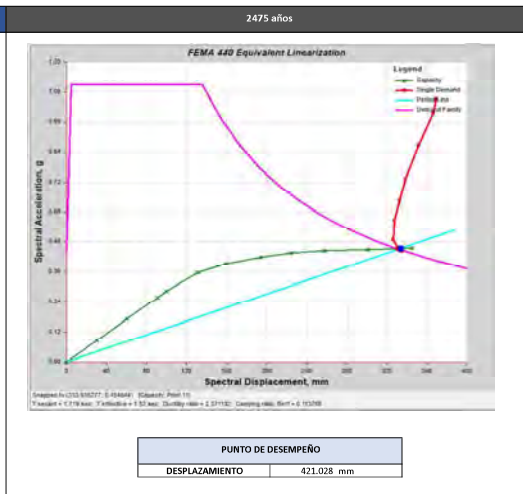
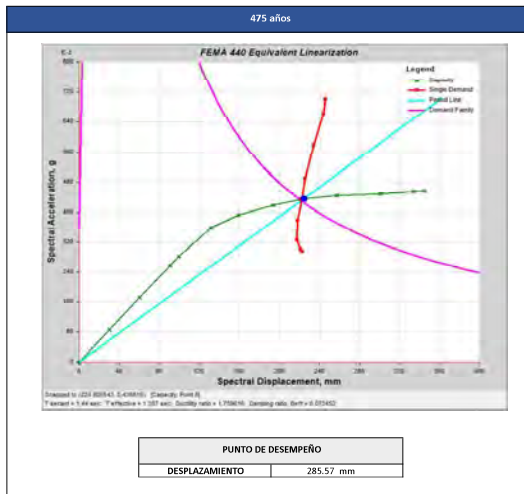
Step	Desplazamiento mm	Base Force tonf
0	0	0
1	40	400.3267
2	80	500.6533
3	120	1200.98
4	131.398	1315.0502
5	173.304	1669.4526
6	207.938	1845.6646
7	250.249	1974.9644
8	308.693	2057.1649
9	328.981	2110.1567
10	382.732	2155.7506
11	424.275	2186.7896
12	438.288	2196.4861
13	379.663	1530.0344
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Altura Total = 27.0 m

Límites	$\Delta$
0.002	54.00 mm
0.005	135.00 mm
0.015	405.00 mm
0.02	540.00 mm



**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**

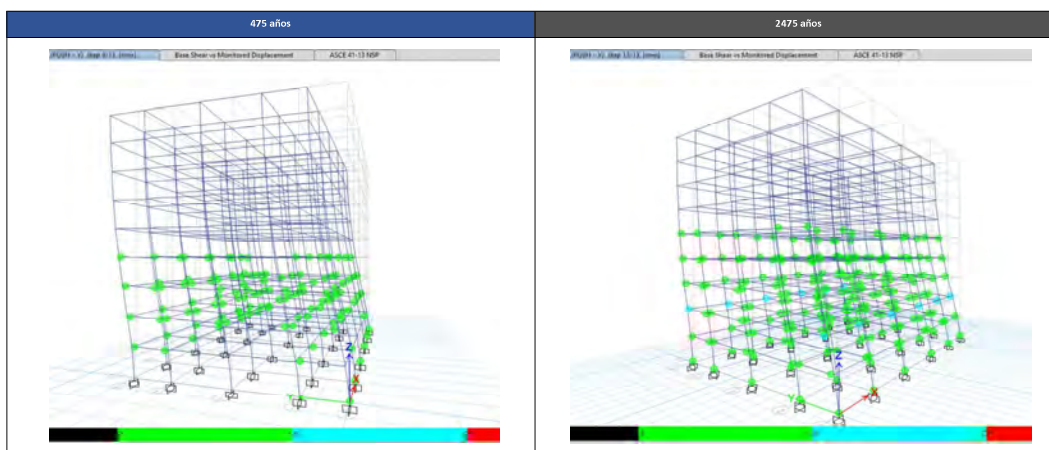


**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años	→	DESPLAZAMIENTO	312.94 mm
2475 años	→	DESPLAZAMIENTO	465.6 mm

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
1	40	400.3267	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
2	80	800.6533	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
3	120	1200.98	1422	0	0	0	0	1422	0	0	0	1422
4	131.398	1315.0502	1422	2	0	0	0	1422	0	0	0	1422
5	173.304	1669.4526	1322	100	0	0	0	1422	0	0	0	1422
6	207.938	1845.6646	1228	194	0	0	0	1422	0	0	0	1422
7	250.249	1974.5644	1166	256	0	0	0	1422	10	0	0	1422
8	288.693	2057.4649	1116	306	0	0	0	1358	64	0	0	1422
9	328.981	2110.1567	1100	322	0	0	0	1294	128	0	0	1422
10	382.732	2155.7506	1080	342	0	0	0	1218	204	0	0	1422
11	424.275	2186.7896	1054	368	0	0	0	1182	240	0	0	1422
12	438.288	2196.4861	1042	372	8	0	0	1176	246	0	0	1422
13	379.663	1530.0344	1042	368	2	10	0	1176	234	12	0	1422

Seguridad de Vida  
Sobrepasa Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido Y		NEC 15	
			Δ	%		
Story9	27	328.981	0.00371	0.37%	OK	
Story8	24	317.839	0.00593	0.59%	OK	
Story7	21	300.053	0.00853	0.85%	OK	
Story6	18	274.476	0.01099	1.10%	OK	
Story5	15	241.502	0.01430	1.43%	OK	
Story4	12	198.596	0.01732	1.73%	OK	
Story3	9	146.645	0.01970	1.97%	OK	
Story2	6	87.54	0.01862	1.86%	OK	
Story1	3	31.694	0.01056	1.06%	OK	
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK	

2475 años						
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido Y		NEC 15	
			Δ	%		
Story9	27	379.663	0.00318	0.33%	OK	
Story8	24	370.12	0.00549	0.55%	OK	
Story7	21	353.664	0.00878	0.88%	OK	
Story6	18	327.333	0.01216	1.22%	OK	
Story5	15	290.847	0.01608	1.61%	OK	
Story4	12	242.62	0.01976	1.98%	OK	
Story3	9	183.338	0.02315	2.31%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story2	6	113.902	0.02270	2.27%	No Cumple Deriva Max 2%	
Story1	3	45.791	0.01526	1.53%	OK	
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK	

***EDIFICIO 6 PISOS***



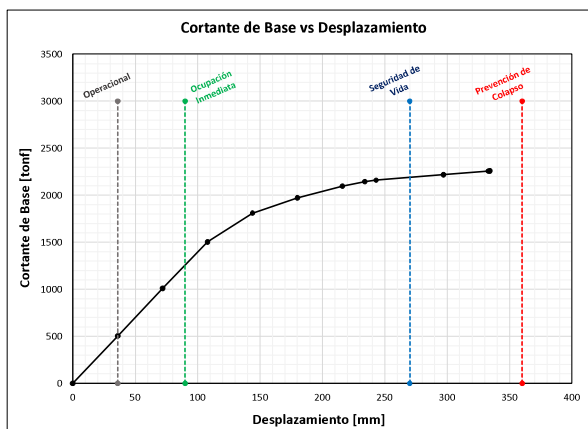
PUSH - X

**CURVA DE CAPACIDAD**

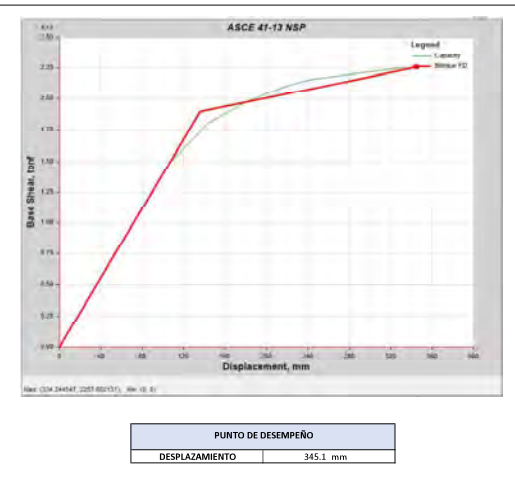
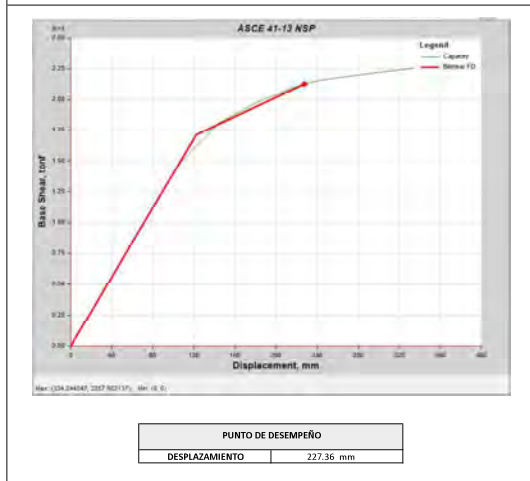
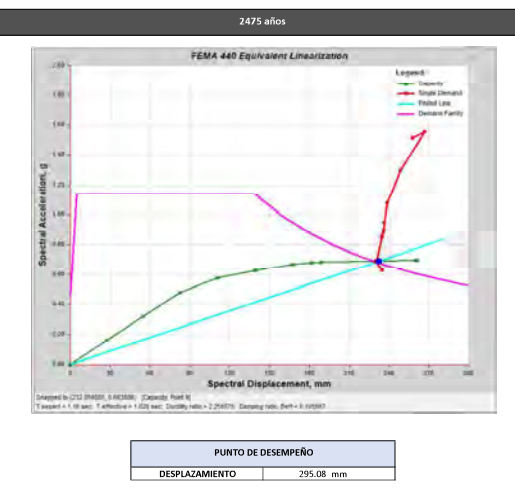
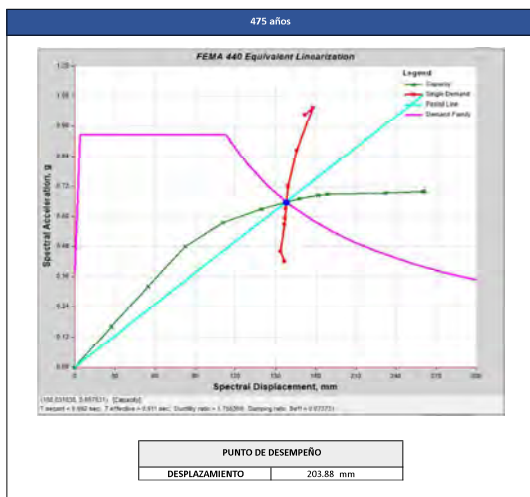
Step	Desplazamiento mm	Base Force tonf
0	0	0
1	36	504.8094
2	72	1009.6188
3	108	1509.3286
4	144	1809.9444
5	180	1972.3647
6	216	2097.1358
7	234	2143.152
8	243	2159.6781
9	297	2218.7822
10	333	2256.1687
11	334.245	2257.6021
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Altura Total = 18.0 m

Límites	Δ
0.002	36.00 mm
0.005	90.00 mm
0.015	270.00 mm
0.02	360.00 mm



**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**



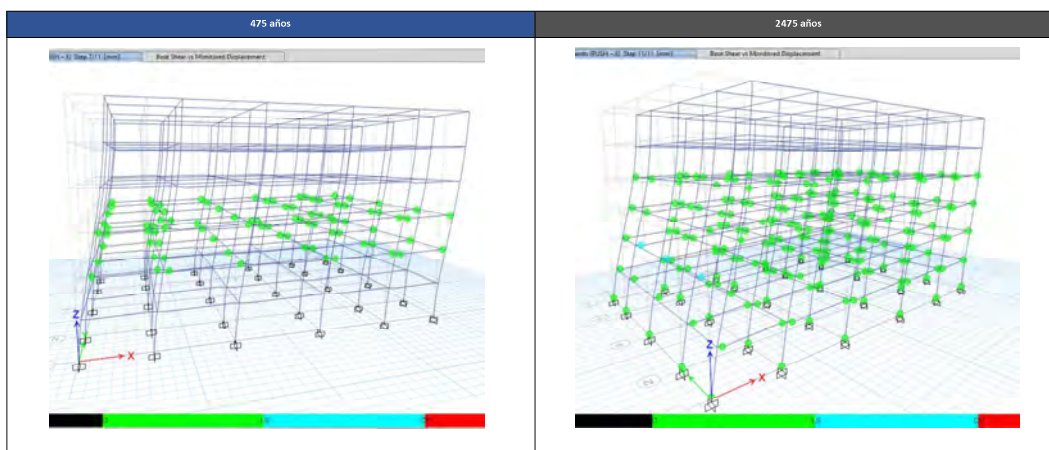
**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años → DESPLAZAMIENTO 227.36 mm  
 2475 años → DESPLAZAMIENTO 345.1 mm

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement														
Step	Monitored Displ. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total		
0	0	0	948	0	0	0	0	948	0	0	0	948		
1	36	504.8094	948	0	0	0	0	948	0	0	0	948		
2	72	1009.6188	948	0	0	0	0	948	0	0	0	948		
3	108	1513.3282	931	17	0	0	0	948	0	0	0	948		
4	144	1809.9444	830	138	0	0	0	948	0	0	0	948		
5	180	1972.3647	753	195	0	0	0	948	0	0	0	948		
6	216	2097.1358	730	218	0	0	0	884	64	0	0	948		
7	234	2143.152	713	235	0	0	0	862	86	0	0	948		
8	243	2159.6781	709	239	0	0	0	844	104	0	0	948		
9	257	2218.7822	697	251	0	0	0	755	193	0	0	948		
10	333	2256.1687	682	263	3	0	0	723	222	3	0	948		
11	334.245	2257.6021	680	265	3	0	0	723	222	3	0	948		

Seguridad de Vida

Sobrepasa Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años

Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva		NEC 15
			Δ	%	
Story6	18	224	0.00553	0.55%	OK
Story5	15	217.415	0.01071	1.07%	OK
Story4	12	185.28	0.01653	1.65%	OK
Story3	9	135.687	0.01873	1.87%	OK
Story2	6	79.51	0.01741	1.74%	OK
Story1	3	27.268	0.00909	0.91%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

2475 años

Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva		NEC 15
			Δ	%	
Story6	18	324.245	0.00691	0.69%	OK
Story5	15	313.51	0.01408	1.41%	OK
Story4	12	271.274	0.02235	2.23%	No Cumple Deriva Max 2%
Story3	9	204.227	0.02601	2.60%	No Cumple Deriva Max 2%
Story2	6	126.204	0.02531	2.53%	No Cumple Deriva Max 2%
Story1	3	50.265	0.01676	1.68%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

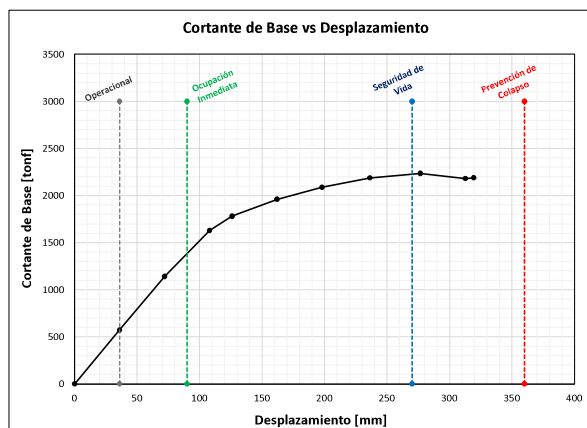
PUSH - Y

**CURVA DE CAPACIDAD**

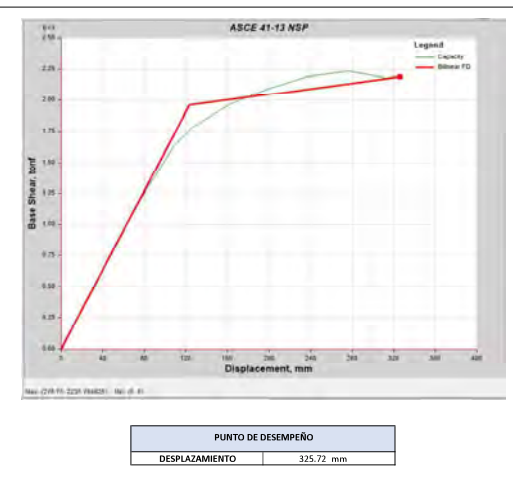
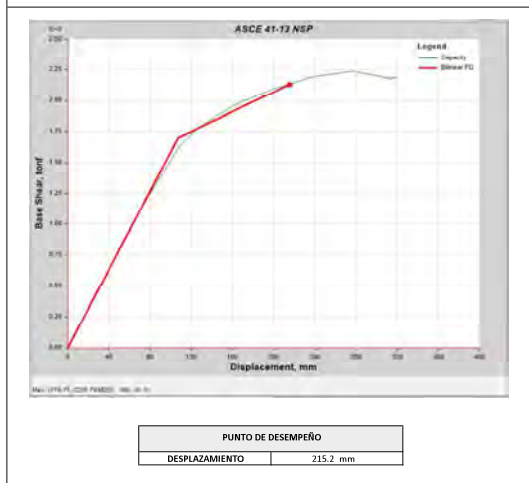
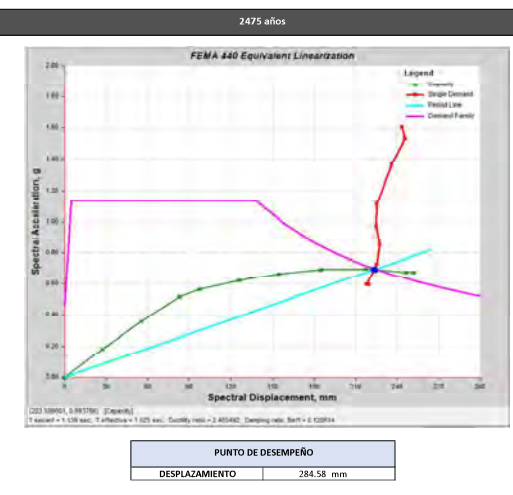
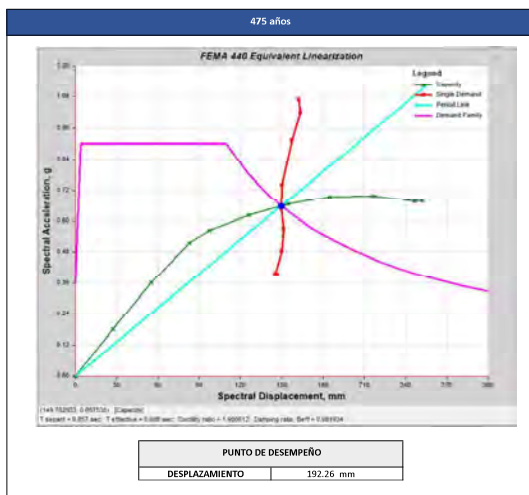
Step	Desplazamiento mm	Base Force tonf
0	0	0
1	36	571.1163
2	72	1142.2326
3	108	1629.3489
4	126	1780.3903
5	162	1961.5015
6	198	2089.3002
7	236.25	2188.8817
8	276.75	2235.7948
9	312.75	2181.8998
10	319.39	2189.4933
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Altura Total = 18.0 m

Límites	Δ
0.002	36.00 mm
0.005	90.00 mm
0.015	270.00 mm
0.02	360.00 mm



**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**



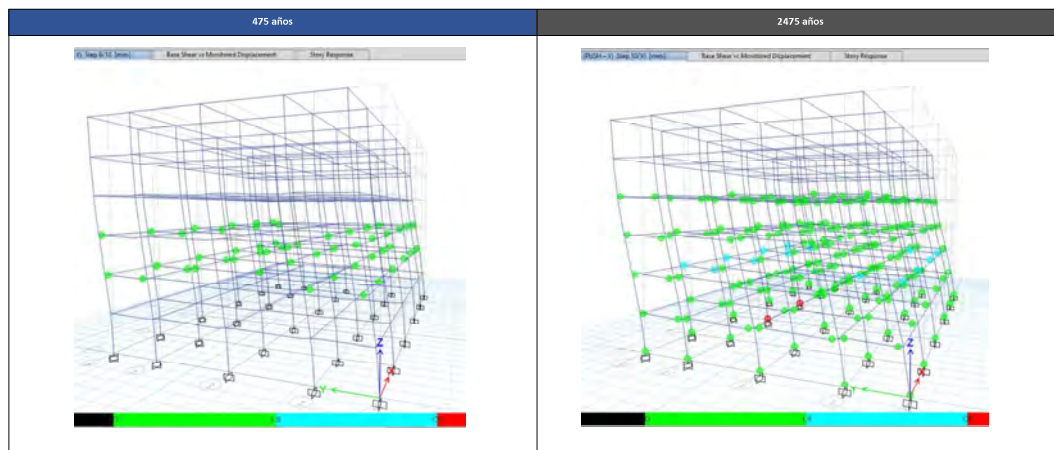
**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años	→	DESPLAZAMIENTO	215.2 mm
2475 años	→	DESPLAZAMIENTO	325.72 mm

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement														
Step	Monitored Displ. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total		
0	0	0	948	0	0	0	0	948	0	0	0	948		
1	36	571.1163	948	0	0	0	0	948	0	0	0	948		
2	72	1142.2326	948	0	0	0	0	948	0	0	0	948		
3	108	1629.3490	882	66	0	0	0	948	0	0	0	948		
4	126	1780.5903	834	114	0	0	0	948	0	0	0	948		
5	162	1961.5015	766	182	0	0	0	948	0	0	0	948		
6	198	2089.3002	736	212	0	0	0	896	52	0	0	948		
7	236.25	2188.8817	716	232	0	0	0	820	126	0	0	948		
8	276.75	2235.7948	708	240	0	0	0	774	172	0	2	948		
9	312.75	2181.8998	700	236	0	12	0	750	184	12	2	948		
10	319.39	2189.4933	700	234	2	12	0	732	200	14	2	948		

475 años } Seguridad de Vida

2475 años } Sobrepasa Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años					
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido Y		NEC 15
			Δ	%	
Story6	18	158	0.0043	0.44%	OK
Story5	15	184.702	0.00879	0.88%	OK
Story4	12	158.336	0.01385	1.38%	OK
Story3	9	116.801	0.01595	1.59%	OK
Story2	6	68.963	0.01511	1.51%	OK
Story1	3	23.628	0.00788	0.79%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

2475 años					
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido Y		NEC 15
			Δ	%	
Story6	18	319.39	0.00583	0.58%	OK
Story5	15	301.887	0.01270	1.27%	OK
Story4	12	263.801	0.02119	2.12%	No Cumple Deriva Max 2%
Story3	9	200.217	0.02570	2.57%	No Cumple Deriva Max 2%
Story2	6	123.104	0.02505	2.50%	No Cumple Deriva Max 2%
Story1	3	47.969	0.01599	1.60%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

***EDIFICIO 3 PISOS***

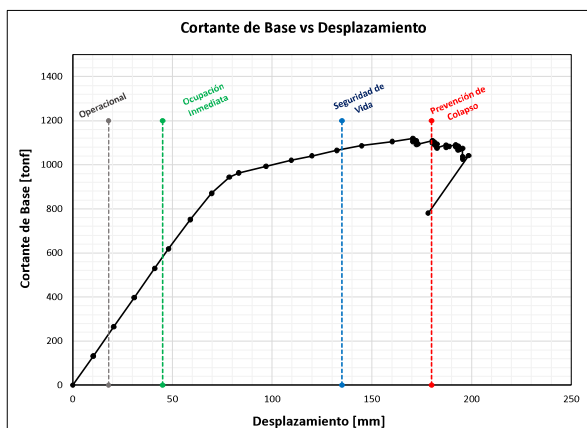
PUSH - X

**CURVA DE CAPACIDAD**

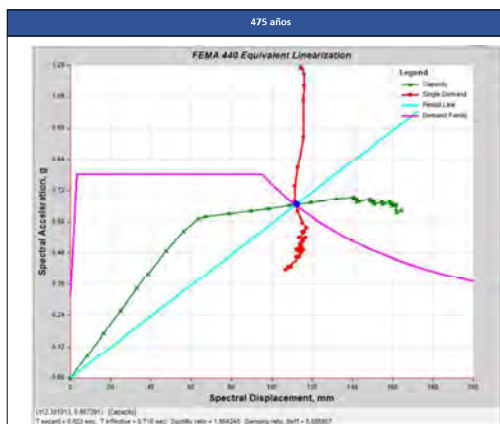
Step	Desplazamiento [mm]	Base Force [tonf]
0	0	0
1	10.286	132.4196
2	20.571	264.8392
3	30.857	397.2588
4	41.143	529.6784
5	48.084	619.9377
6	58.954	751.1795
7	69.7	869.9186
8	78.527	944.4363
9	85.2	965.1617
10	96.942	993.1978
11	109.631	1020.3351
12	119.917	1040.4767
13	132.434	1065.1809
14	144.875	1086.1675
15	160.216	1105.6432
16	170.502	1118.6725
17	170.506	1106.0929
18	172.299	1109.2507
19	172.302	1091.5452
20	173.091	1094.3386
21	180.356	1109.5951
22	180.359	1098.9242
23	181.414	1102.1207
24	181.418	1090.2834
25	182.595	1094.2048
26	182.599	1076.4506
27	187.17	1089.8195
28	187.174	1078.3393
29	188.707	1083.7766
30	192.068	1091.0643
31	192.072	1081.3474
32	193.209	1084.9164
33	193.212	1066.9145
34	194.109	1070.6277
35	195.471	1074.252
36	195.475	1037.1438
37	195.478	1025.7813
38	198.511	1041.5251
39	178.139	780.6508

Altura Total = 9.0 m

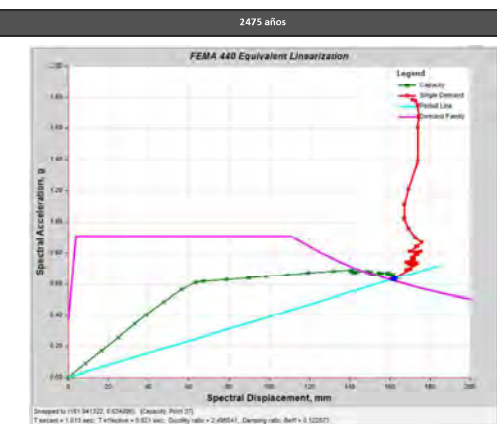
Límites	Δ
0.002	18.00 mm
0.005	45.00 mm
0.015	135.00 mm
0.02	180.00 mm



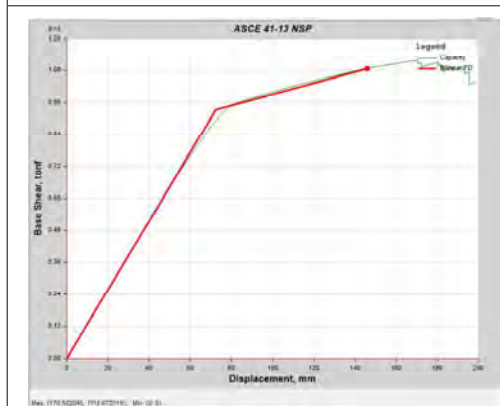
**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**



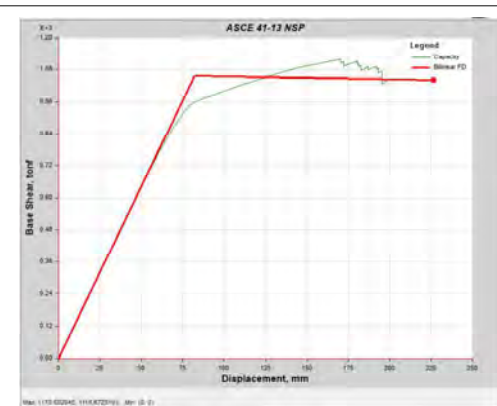
PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	136.003 mm



PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	195.476 mm



PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	145.917 mm



PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	226.37 mm

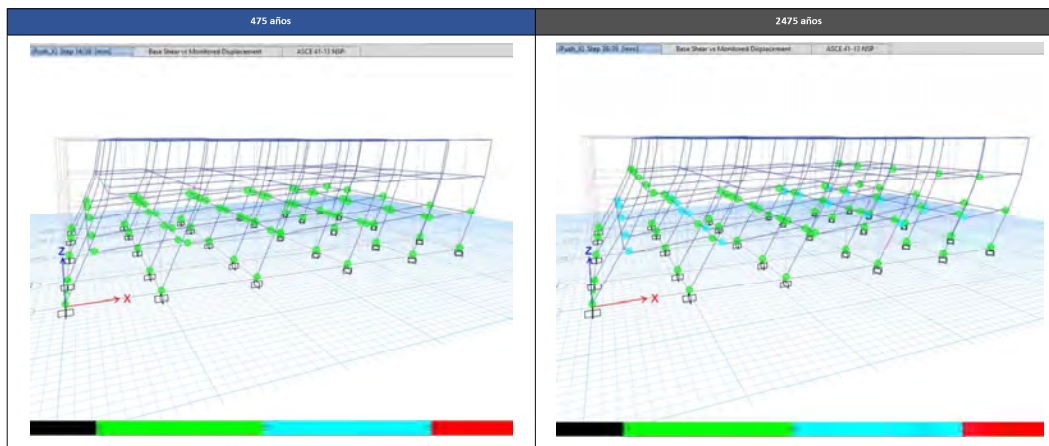
**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años	→	DESPLAZAMIENTO	145.917 mm
2475 años	→	DESPLAZAMIENTO	226.37 mm

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement													
Step	Monitored Disp. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	
0	0	0	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
1	10.286	132.4196	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
2	20.571	264.8392	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
3	30.857	397.2588	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
4	41.143	529.6784	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
5	48.084	619.0377	473	1	0	0	0	474	0	0	0	474	
6	58.954	751.1795	464	10	0	0	0	474	0	0	0	474	
7	69.7	869.9186	447	27	0	0	0	474	0	0	0	474	
8	78.527	944.4363	407	67	0	0	0	474	0	0	0	474	
9	85.2	963.1617	388	86	0	0	0	474	0	0	0	474	
10	96.942	993.1978	384	90	0	0	0	467	7	0	0	474	
11	109.631	1020.3351	374	100	0	0	0	434	40	0	0	474	
12	119.917	1040.4767	374	100	0	0	0	416	58	0	0	474	
13	132.434	1065.1809	368	106	0	0	0	395	79	0	0	474	
14	144.875	1086.1675	352	122	0	0	0	394	80	0	0	474	
15	160.216	1105.6432	344	130	0	0	0	391	82	0	0	474	
16	170.502	1118.6725	344	129	1	0	0	391	83	0	0	474	
17	170.506	1106.0929	344	129	0	1	0	391	82	1	0	474	
18	172.299	1109.2507	344	127	2	1	0	391	82	1	0	474	
19	172.302	1091.5452	344	127	0	3	0	391	80	3	0	474	
20	173.091	1094.3186	344	127	0	3	0	391	80	3	0	474	
21	180.356	1109.5951	344	126	1	3	0	389	81	4	0	474	
22	180.359	1098.9242	344	126	0	4	0	389	81	4	0	474	
23	181.414	1102.1207	344	124	2	4	0	389	81	4	0	474	
24	181.418	1090.2834	344	124	0	6	0	389	79	6	0	474	
25	182.595	1094.2048	344	122	2	6	0	387	81	6	0	474	
26	182.599	1076.506	344	122	0	8	0	387	79	8	0	474	
27	187.17	1089.8195	344	120	2	8	0	387	79	8	0	474	
28	187.174	1078.3393	344	120	0	10	0	387	77	10	0	474	
29	188.707	1083.7766	344	120	0	10	0	387	77	10	0	474	
30	192.068	1091.0643	344	119	1	10	0	384	80	10	0	474	
31	192.072	1083.3474	344	119	0	11	0	384	79	11	0	474	
32	193.209	1084.9164	344	117	2	11	0	384	79	11	0	474	
33	193.212	1066.9145	344	117	0	13	0	384	77	13	0	474	
34	194.109	1070.6277	344	117	0	13	0	384	77	13	0	474	
35	195.471	1074.252	344	112	5	13	0	384	77	13	0	474	
36	195.475	1037.1438	344	110	2	18	0	384	72	18	0	474	
37	195.478	1025.7813	344	110	0	20	0	384	70	20	0	474	
38	198.511	1041.5251	344	109	1	20	0	384	70	20	0	474	
39	178.139	780.6508	344	109	1	17	3	384	69	21	0	474	
2475 años	226.37												

Seguridad de Vida

Sobrepasa Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años					
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido X		NEC 15
			Δ	%	
Story3	9	144.881	0.00847	0.85%	OK
Story2	6	119.484	0.01982	1.98%	OK
Story1	3	60.01	0.02000	2.00%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

2475 años					
Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva Sentido X		NEC 15
			Δ	%	
Story3	9	178.145	0.00925	0.92%	OK
Story2	6	150.401	0.02263	2.26%	No Cumple Deriva Max 2%
Story1	3	82.5	0.02750	2.75%	No Cumple Deriva Max 2%
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

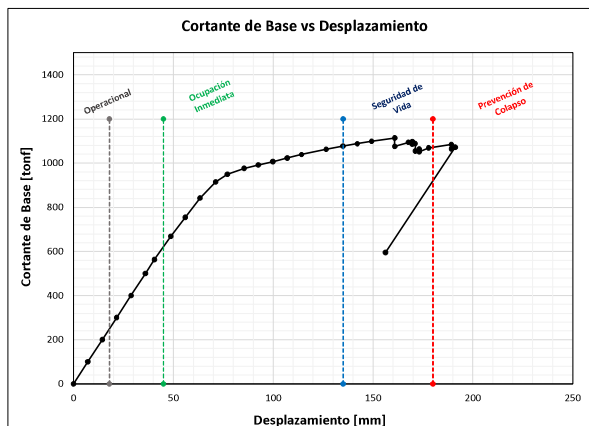
PUSH - Y

**CURVA DE CAPACIDAD**

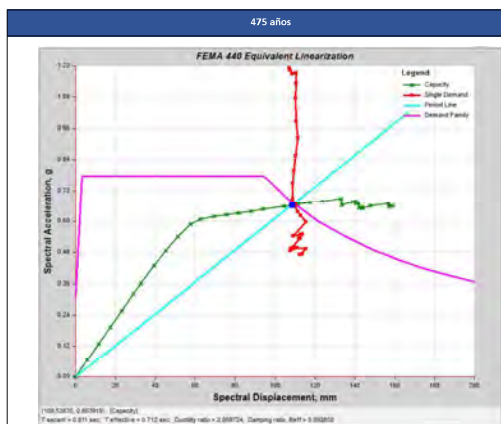
Step	Desplazamiento [mm]	Base Force [tonf]
0	0	0
1	7.2	100.0324
2	14.4	200.0648
3	21.6	300.0972
4	28.8	400.1296
5	36	500.162
6	40.482	562.4344
7	48.713	668.2559
8	55.913	754.4824
9	63.357	841.824
10	71.156	914.9958
11	77.047	949.7793
12	85.412	976.1194
13	92.612	991.7321
14	99.812	1007.205
15	107.012	1023.1125
16	114.212	1038.5778
17	126.531	1063.0545
18	134.927	1076.8411
19	142.127	1087.773
20	149.227	1098.7357
21	160.888	1113.8029
22	160.892	1075.1291
23	167.755	1094.1495
24	169.614	1097.5621
25	169.617	1085.2439
26	171.149	1086.6769
27	171.152	1055.1599
28	173.142	1063.549
29	173.146	1051.8969
30	177.864	1068.8071
31	189.186	1084.3282
32	189.192	1065.0317
33	191.133	1071.5564
34	156.261	995.3495
35		

Altura Total = 9.0 m

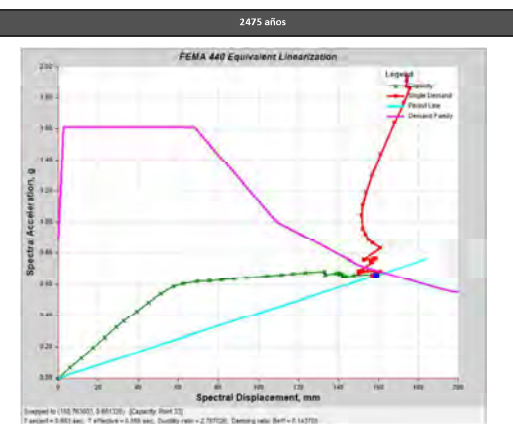
Límites	Δ
0.002	18.00 mm
0.005	45.00 mm
0.015	135.00 mm
0.02	180.00 mm



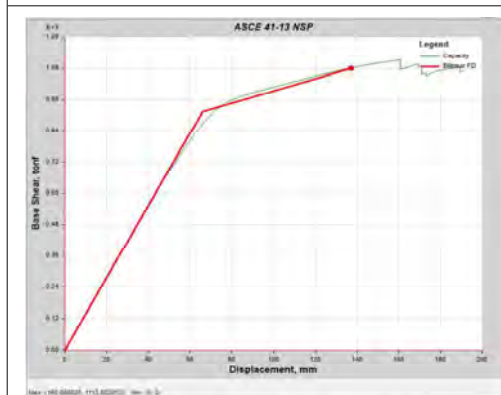
**DESPLAZAMIENTO OBJETIVO**



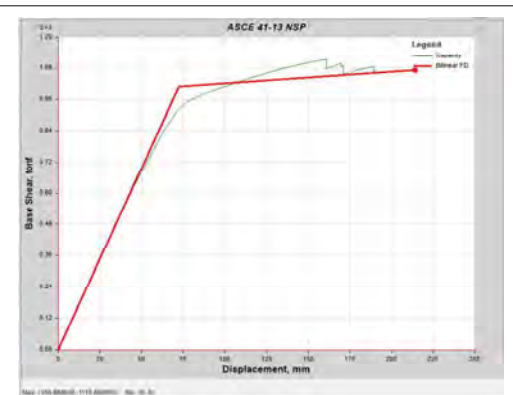
PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	132.826 mm



PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	194.508 mm



PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	137.134 mm



PUNTO DE DESEMPEÑO	
DESPLAZAMIENTO	214.176 mm



**DESEMPEÑO LOCAL DE ELEMENTOS**

475 años → DESPLAZAMIENTO 137.134 mm  
 2475 años → DESPLAZAMIENTO 214.176 mm

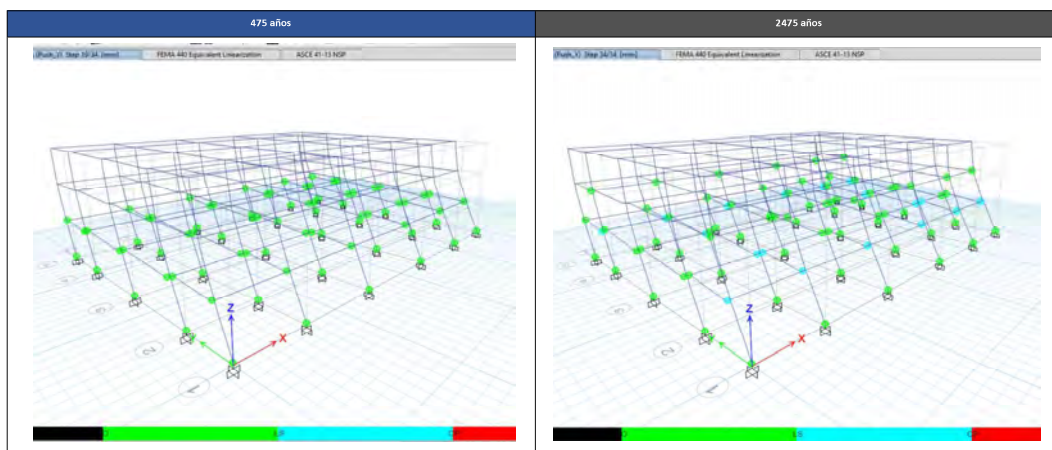
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement													
Step	Monitored Disp. mm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	
0	0	0	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
1	7.2	100.0324	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
2	14.4	200.0648	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
3	21.6	300.0972	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
4	28.8	400.1296	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
5	36	500.162	474	0	0	0	0	474	0	0	0	474	
6	40.482	562.4344	470	4	0	0	0	474	0	0	0	474	
7	48.713	668.2559	462	12	0	0	0	474	0	0	0	474	
8	55.913	754.4824	462	12	0	0	0	474	0	0	0	474	
9	63.957	841.824	456	18	0	0	0	474	0	0	0	474	
10	71.158	914.9998	418	56	0	0	0	474	0	0	0	474	
11	77.047	949.7793	398	76	0	0	0	474	0	0	0	474	
12	85.412	976.1194	384	90	0	0	0	470	4	0	0	474	
13	92.612	991.7321	384	90	0	0	0	464	10	0	0	474	
14	99.812	1007.205	384	90	0	0	0	446	28	0	0	474	
15	107.012	1023.1125	384	90	0	0	0	432	42	0	0	474	
16	114.212	1038.5778	382	92	0	0	0	416	58	0	0	474	
17	126.531	1063.0545	364	110	0	0	0	400	74	0	0	474	
18	134.927	1076.8411	356	118	0	0	0	396	78	0	0	474	
19	142.127	1087.773	356	118	0	0	0	396	78	0	0	474	
20	149.327	1098.7357	354	120	0	0	0	396	78	0	0	474	
21	160.888	1113.8029	348	122	4	0	0	392	82	0	0	474	
22	160.892	1075.1291	348	122	0	4	0	392	78	4	0	474	
23	167.755	1094.1495	348	122	0	4	0	392	78	4	0	474	
24	169.614	1097.5621	348	120	2	4	0	390	80	4	0	474	
25	169.617	1085.2439	348	120	0	6	0	390	78	6	0	474	
26	171.148	1088.6769	348	118	2	6	0	390	78	6	0	474	
27	171.152	1055.1599	348	116	0	10	0	390	74	10	0	474	
28	173.142	1063.549	348	114	2	10	0	390	74	10	0	474	
29	173.146	1051.8969	348	114	0	12	0	390	72	12	0	474	
30	177.864	1068.8071	348	114	0	12	0	386	76	12	0	474	
31	189.188	1084.3282	348	112	2	12	0	384	78	12	0	474	
32	189.192	1065.0317	348	112	0	14	0	384	76	14	0	474	
33	191.133	1071.5564	348	110	2	14	0	384	76	14	0	474	
34	156.261	595.3495	348	108	2	14	2	384	72	18	0	474	

475 años

Seguridad de Vida

2475 años

Sobrepaso Prevención de Colapso



**DERIVAS ANÁLISIS NO LINEAL**

475 años

Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva		NEC 15
			Δ	%	
Story3	9	142.127	0.00793	0.79%	OK
Story2	6	118.337	0.01941	1.94%	OK
Story1	3	60.101	0.02003	2.00%	OK
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK

2475 años

Piso	Altura [m]	Desplazamiento [mm]	Deriva		NEC 15
			Δ	%	
Story3	9	156.308	0.00753	0.75%	OK
Story2	6	133.727	0.02198	1.96%	OK
Story1	3	74.988	0.02500	2.50%	No Cumple Deriva Max 2%
Base	0	0	0.00000	0.00%	OK