



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES DE HORMIGÓN  
ARMADO (4 Y 8 PISOS) FRENTE A SISMOS SEVEROS, VARIANDO LA DERIVA  
INELÁSTICA MÁXIMA DE DISEÑO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniero Civil

AUTOR: Dennis Alexander Morales Mediavilla  
TUTOR: José Domingo Alviar Malabet

Quito - Ecuador  
2023

## **CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Dennis Alexander Morales Mediavilla con documento de identificación N° 1726675851  
manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 21 de julio del 2023

Atentamente,



---

Dennis Alexander Morales Mediavilla

1726675851

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN  
A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Dennis Alexander Morales Mediavilla con documento de identificación N° 1726675851, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Artículo Académico: “Evaluación del comportamiento de Edificaciones de Hormigón Armado (4 y 8 pisos) frente a sismos severos, variando la deriva inelástica máxima de diseño”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de julio del 2023

Atentamente,



---

Dennis Alexander Morales Mediavilla

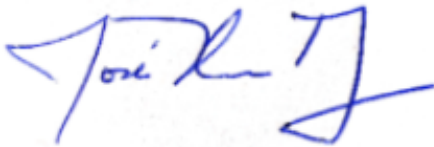
1726675851

## CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, José Domingo Alviar Malabet con documento de identificación N° 1757837602, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO (4 Y 8 PISOS) FRENTE A SISMOS SEVEROS, VARIANDO LA DERIVA INELÁSTICA MÁXIMA DE DISEÑO, realizado por Dennis Alexander Morales Mediavilla con documento de identificación N° 1726675851, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de julio del 2023

Atentamente,



---

Ing. José Domingo Alviar Malabet, PhD

1757837602

# EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO (4 Y 8 PISOS) FRENTE A SISMOS SEVEROS, VARIANDO LA DERIVA INELÁSTICA MÁXIMA DE DISEÑO

## EVALUATION OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS (4 AND 8 FLOORS) AGAINST SEVERE EARTHQUAKES, VARIING THE MAXIMUM INELASTIC DRIFT OF DESIGN

Dennis Alexander-Morales <sup>1</sup>, José Domingo-Alviar <sup>2</sup>

### Resumen

A lo largo del tiempo los países latinoamericanos se han visto amenazados por el peligro sísmico, el cual ha generado cuantiosas pérdidas económicas y de vidas humanas a su paso, debido a varias causas que han llevado a las estructuras al colapso, entre estos están malos procesos constructivos hasta la aplicación de normativas obsoletas. Es el motivo por el cual se realizó la presente investigación, la cual tuvo como fin determinar el comportamiento de estructuras regulares de hormigón armado con la aplicación de la NEC-15, en la cual el parámetro a evaluar fue la deriva inelástica máxima de diseño en la cual se impone un valor máximo del 2% para las estructuras a porticadas de hormigón armado, para lo cual se aplicó el análisis estático no lineal Push-Over a fin de poder determinar el nivel de desempeño con base en dicho valor. Para lo cual se realizó modelaciones de edificaciones de 4 y 8 pisos y se las situó en la provincia de Esmeraldas donde el riesgo sísmico es elevado y a su vez se las sometió al sismo que ocurrió en Manabí el pasado 16 de abril del 2016 el cual generó el colapso de alrededor 40 edificaciones de hormigón armado.

**Palabras Clave:** Colapso, Nivel de Desempeño, Push-Over, deriva de diseño.

### Abstract

Throughout time, Latin American countries have been threatened by seismic hazard, which has generated considerable economic losses and human lives in its path, due to various causes that have led structures to collapse, among these are bad processes constructive until the application of obsolete regulations. It is the reason why the present investigation was carried out, which had the purpose of determining the behavior of regular reinforced concrete structures with the application of the NEC-15, in which the parameter to be evaluated was maximum inelastic design drift in the for which a maximum value of 2% is imposed, for which a non-linear Push-Over static analysis was applied in order to be able to determine the level of performance based on said value. For which modeling of buildings of 4 and 8 floors was carried out and they were located in the province of Portoviejo where the seismic risk is high and in turn, they were subjected to the earthquake that occurred in Manabí on April 16, 2016 which generated the collapse of around 40 reinforced concrete buildings.

**Keywords:** Collapse, Level of Performance, Push-Over, design drift.

<sup>1</sup> Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito -Ecuador.

<sup>2</sup> Docente- Universidad Politécnica Salesiana

Autores por correspondencia: [dmoralesm3@est.ups.edu.ec](mailto:dmoralesm3@est.ups.edu.ec)<sup>1</sup> – [jalviar@ups.edu.ec](mailto:jalviar@ups.edu.ec)<sup>2</sup>

## 1. Introducción

Ecuador es un país que se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, razón por la cual es muy probable que se puedan desatar eventos sísmicos devastadores, como mencionan Ochoa y Ulcuango [1], Ecuador se encuentra sobre la Placa Sudamericana y a la vez sobre la placa de Nazca, es así que entre estas dos placas existe subducción y bajo este antecedente se ha visto que es el principal causal de la sismicidad de nuestro país, como lo fue el sismo de Manabí en 2016, en donde se pudo evidenciar el colapso de estructuras debido a las solicitaciones que generó dicho sismo, sin embargo, hay que tener en cuenta que las inadecuadas técnicas de construcción o el no cumplimiento con las especificaciones técnicas de normativas, aunado a la informalidad de la construcción y por ende la poca atención que se le ha dado a esta problemática, ha provocado consecuencias muy graves y el colapso de las estructuras.

Por dicho motivo es importante que se diseñen estructuras las cuales sean capaces de disipar energía adecuadamente porque según Aguiar y Mielles [2], uno de los motivos principales del colapso de estructuras en el sismo de Manabí fueron los grandes desplazamientos que sufrieron dichas estructuras y esto se debe principalmente a que los valores de  $R$ , o factores de reducción sísmica, que se consideraron en el diseño fueron demasiado altos, por lo cual al tener valores de  $R$  demasiado altos, las fuerzas sísmicas para las que se diseñaron las edificaciones fueron demasiado bajas, y como consecuencia se produjo el colapso de estas estructuras. No obstante, para determinar este valor nuestra normativa NEC-15- DS [3], nos proporciona dichos valores basándose en el tipo de sistema estructural que se está empleando.

Pero esto es más delicado de lo que parece, ya que a través del método convencional prescrito en nuestra normativa “Diseño Basado en Fuerzas”, en el que para el diseño de las estructuras a porticadas se indica un valor de  $R$  igual a 8, no es posible determinar el desempeño real que va a tener la estructura, a menos que se realice el análisis por desempeño o también conocido como análisis estático no lineal Push Over.

El Análisis estático no lineal, en la actualidad es uno de los métodos más utilizados a nivel mundial para determinar el desempeño de estructuras, ya que como mencionan Duarte et al [4], mediante este método es posible determinar la curva de capacidad de la estructura y compararla a su vez frente a la posible demanda que puede estar sometida la misma, dicha demanda está en relacionada con la amenaza sísmica, y por otra parte la curva de capacidad se relaciona con la rigidez y resistencia que posee la estructura.

Atendiendo a lo anteriormente mencionado, bajo esta metodología se realizó el estudio de la deriva inelástica máxima de diseño, siendo esta una de las disposiciones que se debe cumplir en nuestra normativa, para lo cual se empleó un software de análisis estructural.

Posteriormente de haber realizado las respectivas modelaciones se procedió a evaluar el nivel de desempeño de estructuras, al cual el ATC-40 [5], lo define como un estado límite de daño, que depende de la funcionalidad de la edificación, posterior a los daños generados por el sismo.

## 2. Materiales y Métodos

Para el presente estudio se propuso 2 tipos de edificaciones regulares de hormigón armado, los cuales fueron de 4 y 8 pisos, ambos con las mismas características en planta como se puede apreciar en la figura 1.

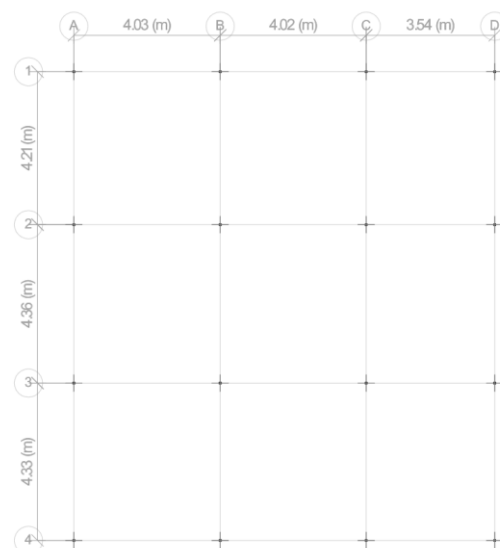


Figura 1: Vista en planta edificaciones de 4 y 8 pisos

En la figura 2 y 3 se muestran los modelos tridimensionales de ambas edificaciones respectivamente.

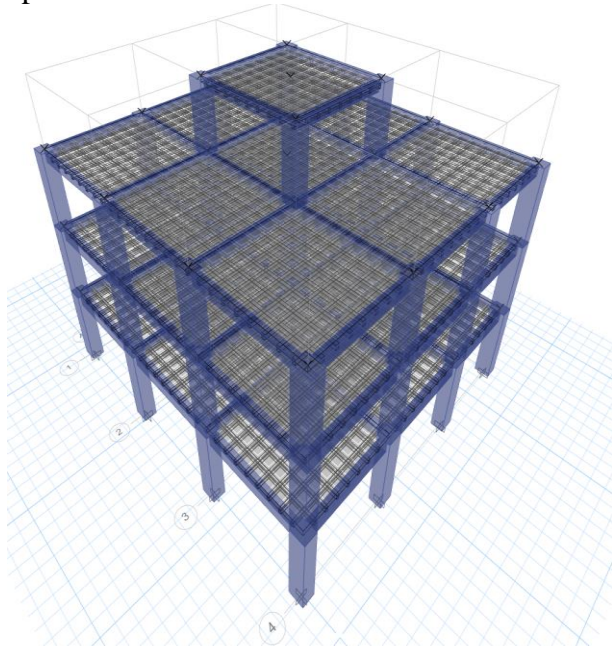


Figura 2: Modelo tridimensional edificación de 4 pisos

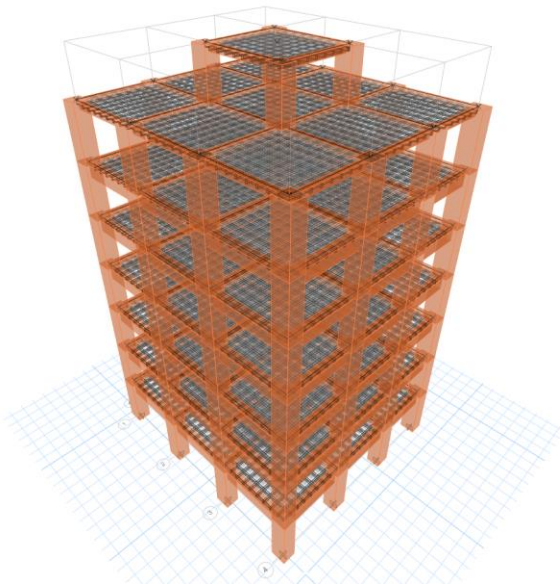


Figura 3: Modelo tridimensional edificación de 8 pisos

### 2.1. Cargas vivas y muertas

Para el caso de ambas edificaciones se consideró que su uso va a ser residencial por lo cual se consideraron las cargas vivas estipuladas en base la normativa NEC-SE-CG previstas en la figura 4.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Figura 4: Carga viva para vivienda [6]

Por otra parte, para las cargas muertas se consideraron las mostradas a continuación en las tablas 1,2,3.

Tabla 1: Resumen de cargas muertas en entresijos

Carga Permanente	kg/m <sup>2</sup>
Enlucido y Masillado	88
Mampostería	188
Piso de Granito	130
Instalaciones	30

Tabla 2: Resumen de cargas muertas en terraza

Carga Permanente	kg/m <sup>2</sup>
Enlucido y Masillado	44
Mampostería	100
Instalaciones	30

Tabla 3: Resumen de cargas muertas en cubierta

Carga Permanente	kg/m <sup>2</sup>
Enlucido y Masillado	44
Cielo Falso	20
Instalaciones	30

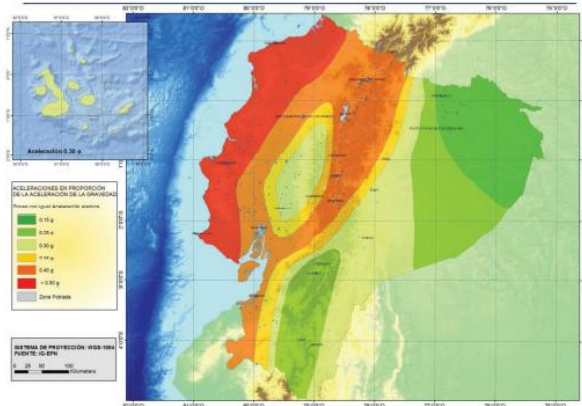
Para las modelaciones además se consideraron los materiales con las siguientes características mostradas en la tabla 4.

Tabla 4: Características de materiales

Material	Valor	Unidad
F'c	240	Kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
γ Concreto	2400	Kg/m <sup>3</sup>
γ Acero	7850	Kg/m <sup>3</sup>
E concreto	12600 *√f'c	Kg/cm <sup>2</sup>

### 2.2. Consideraciones de diseño

Para el diseño de edificaciones, según nuestra normativa, nuestro país está zonificado en 6 zonas donde la amenaza sísmica varía en función de la ubicación como se puede apreciar en la figura 5.



**Figura 5:** Zonas sísmicas del Ecuador [3, p. 27]

Basándonos en este mapa para el estudio se situó a las edificaciones en la región costa donde la amenaza sísmica es muy alta, y bajo esta consideración para el espectro de diseño se adoptó un valor de  $Z$  de  $0.5g$  y un suelo tipo D.

También es importante mencionar que nuestro caso de estudio se centró únicamente en sistemas a porticados, en los cuales las columnas y vigas serán las encargadas de disipar energía, para las modelaciones se tomaron los valores de inercia agrietada de  $0.8$  para columnas y  $0.5$  para vigas, y se ha adoptado un valor de  $R$  de  $8$ , a su vez al ser estructuras regulares no se las ha penalizado con valores de irregularidad en planta y elevación.

### 2.3. Derivas Máxima de Entrepiso

Para el estudio fue necesario que ambas estructuras cumplan con los requerimientos previstos en nuestra normativa, es así que la deriva que se tomó como punto de partida fue la de nuestra normativa la cual se muestra en la tabla 5.

**Tabla 5:** Valores de  $\Delta M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso [3, p. 40]

Estructuras	$\Delta M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Sin embargo, este parámetro varía dependiendo de cada país para lo cual para esta investigación se ha tomado como referencia los valores de derivas expuestos en las normativas de Colombia y Perú, las cuales se muestran en la tabla 6 y 7.

**Tabla 6:** Derivas máximas NSR-10 [7, p. 76]

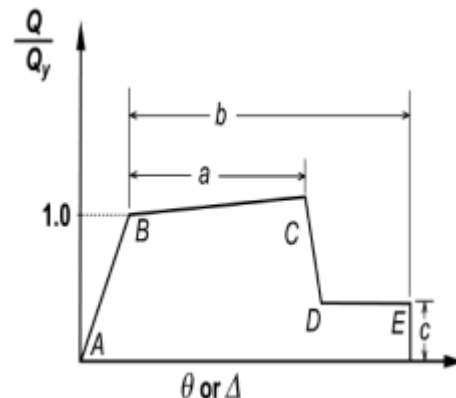
Estructuras De	Deriva Máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1 %
De mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5 %

**Tabla 7:** Límites para desplazamiento lateral de entrepiso E-030 [8, p. 16]

Material Predominante	Deriva Máxima
Concreto Armado	0.7 %
Acero	1 %
Albañilería	0.5 %
Madera	1%

### 2.4. Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos de disipación de energía que se ubican en zonas específicas de los componentes estructurales que conforman la estructura, estas rótulas como menciona García [9], aparecen una vez que se ha superado el momento de fluencia del elemento o también conocido como momento cedente, es decir cuando el acero ha empezado a fluir y ha pasado del rango lineal al no lineal, en la figura 6 se puede ver el comportamiento de una rótula plástica de un elemento de concreto.



**Figura 6:** Rótula plástica de un elemento de concreto [10]



Para definir las respectivas rótulas plásticas de los elementos vigas y columnas, es necesario conocer el armado que conforman los elementos, así como el acero longitudinal y transversal entre otros. Tomando en cuenta estas características se tomó como referencia las tablas propuestas en el capítulo 10 del ASCE 41-13, las cuales se muestran en las figuras 7 y 8.

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	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho = \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$V/d$						
$\rho = \rho'$	$b_w d \sqrt{f'_c}$							
$\leq 0.0$	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0
$\leq 0.0$	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0
$\leq 0.5$	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0
$\geq 0.5$	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0
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
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0
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
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0
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

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>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 ( $V_s$ ) 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.

Figura 7: Tabla 10-7 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado [10].

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	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. <sup>b</sup>								
$\rho = \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$V/d$						
$\rho = \rho'$	$b_w s \sqrt{f'_c}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. <sup>b</sup>								
$\rho = \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$V/d$						
$\rho = \rho'$	$b_w s \sqrt{f'_c}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\geq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\geq 0.1$	$\geq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\geq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\geq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. <sup>b</sup>								
$\rho = \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\rho = \rho'$	$b_w s \sqrt{f'_c}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\geq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\geq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>								
$\rho = \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\rho = \rho'$	$b_w s \sqrt{f'_c}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\geq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\geq 0.0005$		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 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  $P > 0.7A_s f'_c$ , 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.

Figura 8: Tabla 10-8 Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado [10].

## 2.5. Análisis Estático no Lineal

El análisis estático no lineal es un método que permite predecir la respuesta estructural ante un evento sísmico, y esto según Duarte *et al* [4], se logra mediante la aplicación de cargas laterales que se van incrementando y son aplicadas de forma monótona en la estructura ya diseñada, hasta llevarla al colapso. El fundamento de esta metodología es mucho más rigurosa debido a que la misma incorpora la no linealidad de los materiales que componen la estructura, el resultado de dicho análisis permite obtener la curva de capacidad de la estructura la cual relaciona el desplazamiento lateral de techo con el cortante basal de la misma, y posteriormente mediante el método de los coeficientes prescrito en el ASCE 41-13 determinar el nivel de desempeño.

A su vez para el análisis se consideró los parámetros prescritos en la FEMA-356 [11], la cual recomienda que la carga inicial impuesta antes de aplicar la técnica del Push-Over en la estructura sea la totalidad de la carga muerta combinada con al menos el 25% de la carga viva.

## 2.6. Espectros de demanda

Para obtener los niveles de desempeño se utilizó como espectros de demanda a un sismo con un periodo de retorno de 475 años, este espectro se generó mediante las curvas de probabilidad anual de excedencia establecidas por la normativa, para la provincia de Esmeraldas.

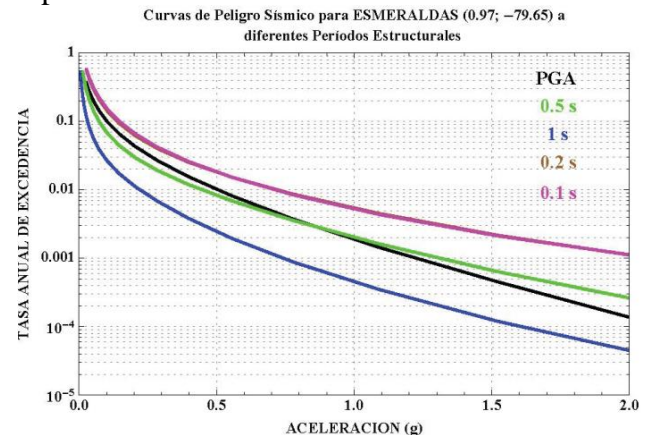


Figura 9: Curva de excedencia para la provincia de Esmeraldas [3]

A su vez, también se utilizó el sismo de Manabí ocurrido el pasado 16 de abril del 2016, el cual según el Instituto Geofísico – EPN [12], tuvo una magnitud de 7.8 en la escala de Richter a 20 km de profundidad. Con base en este hecho, el RENAC obtuvo registros de aceleraciones para una ventana de 250 segundos como se muestra en la figura 10.

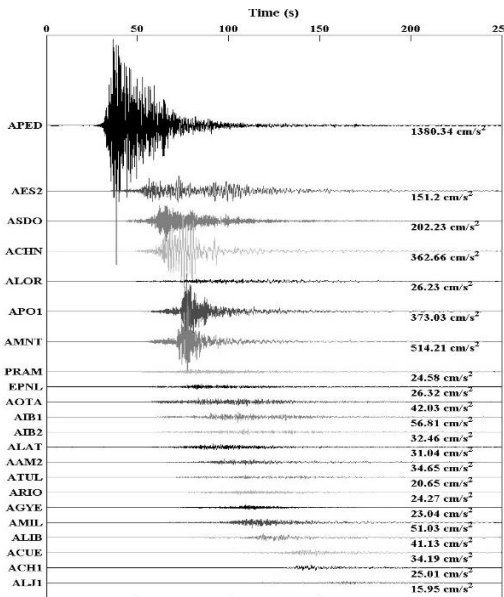


Figura 10: Acelerogramas de las distintas estaciones para el sismo de Manabí [12]

Como se puede apreciar en la figura 10, el registro tomado por la estación APED fue mucho mayor comparado con el registro de las demás estaciones por lo cual se tomó dicho registro para generar el acelerograma y posteriormente el espectro de demanda para un amortiguamiento del 5%.

### 2.7. Punto y Nivel de Desempeño

El punto de desempeño puede definirse como el desplazamiento máximo esperado en la estructura luego de la aplicación de cargas laterales, por otra parte, el nivel de desempeño describe el estado de la estructura, luego de haber ocurrido dicha aplicación de cargas.

Para lo cual para realizar la evaluación del nivel de desempeño según Medina y Music [13], pueden establecerse 4 niveles de desempeño:

- Totalmente operacional: los daños previstos son nulos y despreciables.

- Funcional: se presentan daños leves como agrietamientos en los elementos estructurales
- Seguridad de vida: el sistema permanece funcional, pero los daños generados son considerables por lo cual la estructura probablemente requerirá un reforzamiento estructural.
- Pre-colapso: los daños estructurales generados son críticos por lo cual realizar un reforzamiento estructural será complejo, y posiblemente se necesite una demolición del edificio, sin embargo, la estructura no llega al colapso.

A su vez para determinar el punto de desempeño se aplicaron los criterios de aceptación del SEAOC, que según Cisneros et al [14, p. 22], consisten en sectorizar a la curva de capacidad con los niveles de desempeño mencionados anteriormente como se puede apreciar en la figura 11.

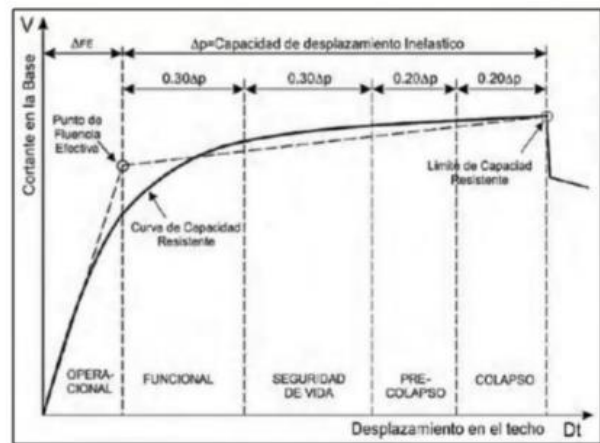


Figura 11: Sectorización de la curva de capacidad [14]

## 3. Resultados y Discusión

### 3.1. Periodos de vibración

Partiendo de un análisis modal espectral se determinó los periodos de vibración fundamentales para cada edificación, variando la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, a fin de cumplir con las derivas de diseño indicadas en las normas colombiana, peruana y ecuatoriana, dichos resultados se muestran a continuación en la tabla 8 y 9.

**Tabla 8:** Periodo de vibración edificación de 4 Pisos.

País	Normativa	Deriva Inelástica	Periodo (s)
Ecuador	NEC-15	2 %	0.62
Colombia	NSR-10	1 %	0.47

**Tabla 9:** Periodos de vibración edificación de 8 Pisos

País	Normativa	Deriva Inelástica	Periodo (s)
Ecuador	NEC-15	2 %	1.06
Colombia	NSR-10	1 %	0.68
Perú	E-030	0.7%	0.53

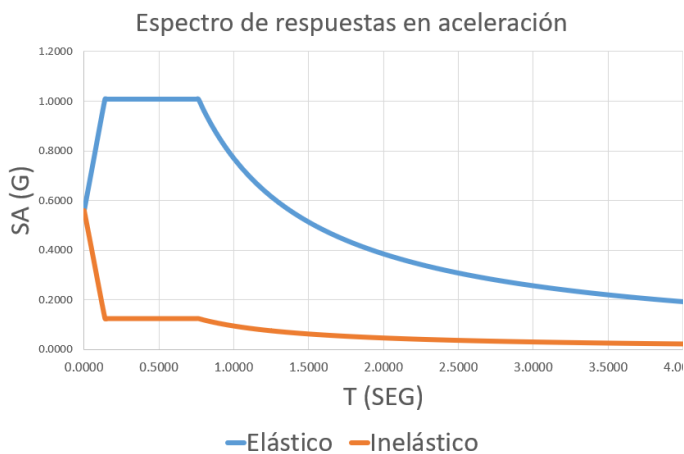
Con base en los resultados que se obtuvieron mediante las tablas 8 y 9 se pudo determinar que en ningún caso se superó el 30% del periodo obtenido con el método 1 de la normativa, dichos periodos se reflejan en la tabla 10.

**Tabla 10:** Periodos de vibración por el Método 1 de la NEC-15-DS

Edificación	Periodo (s)
4 Pisos	0.485
8 Pisos	0.898

### 3.2. Espectro de Diseño

Con base en los parámetros determinados previamente como fueron el tipo de suelo, ubicación, factor de reducción R, entre otros, se realizó el respectivo espectro de diseño con base en la normativa NEC-DS-15 y se presentan a continuación en la figura 12.



**Figura 12:** Espectro de Diseño

Como se puede apreciar por fines prácticos se consideró un valor de aceleración inicial para el espectro inelástico de igual magnitud que el espectro elástico al considerar que una estructura rígida con periodo cero se mueve solidariamente con el terreno.

### 3.3. Secciones y armados de elementos

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [15], menciona que para que una estructura tenga una adecuada disipación sísmica es ideal que su diseño tenga una adecuada configuración en la cual posea buena rigidez, bajo peso, buena estabilidad, forma regular entre otras. Por lo cual bajo estas bases de diseño se generó las respectivas modelaciones y estas se pueden ver en la tabla 11.

**Tabla 11:** Secciones y cuantías de acero de refuerzo de vigas en edificaciones 4 y 8 pisos

Pisos	Normativa	Vigas	% As -	%As +
4	NEC-15	25x30	0.77%	0.38%
4	NSR-10	25x30 30x35	0.62% 0.73%	0.62% 0.30%
8	NEC-15	25X30 30X35	0.80 % 1.15%	0.54 % 0.96 %
8	NSR-10	25X30 40X45	0.62% 0.50%	0.62% 0.30%
8	E 030	25X30 45X60	0.62% 0.88%	0.62% 0.88%

A su vez, de la misma manera, mediante la tabla 12 se muestra el detalle de secciones de columnas con sus respectivas cantidades de acero para las edificaciones.

**Tabla 12:** Secciones y cuantías de acero de refuerzo de columnas edificaciones 4 y 8 pisos

Pisos	Normativa	Columnas	% As
4	NEC-15	40x50	1.27%
4	NSR-10	50x60	1.01%
8	NEC-15	70X80	1.05%

8	NSR-10	70X80	1.05%
8	E 030	75X85	1.08%

### 3.4. Derivas Inelásticas

El SMIE define como deriva de piso a: “la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan, dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente” [16, p. 18], siendo este parámetro fundamental para el estudio que se realizó, se determinaron distintos valores de derivas con base de referencia en las distintas normativas, dichos valores obtenidos se muestran en la figura 13 y 14.

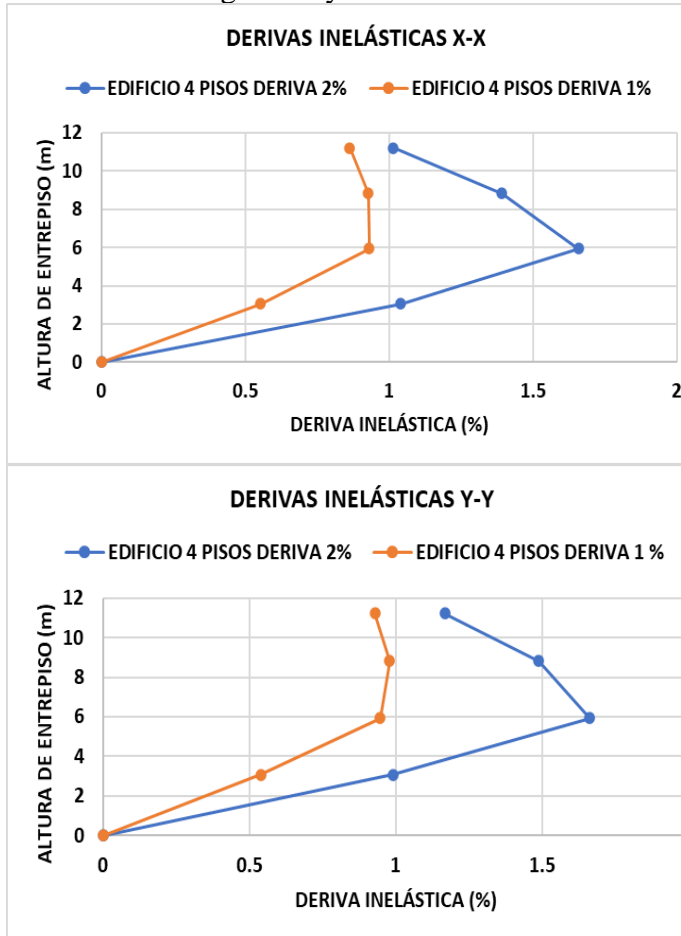


Figura 13: Derivas de entrepiso edificaciones de 4 pisos sentido X-X y Y-Y

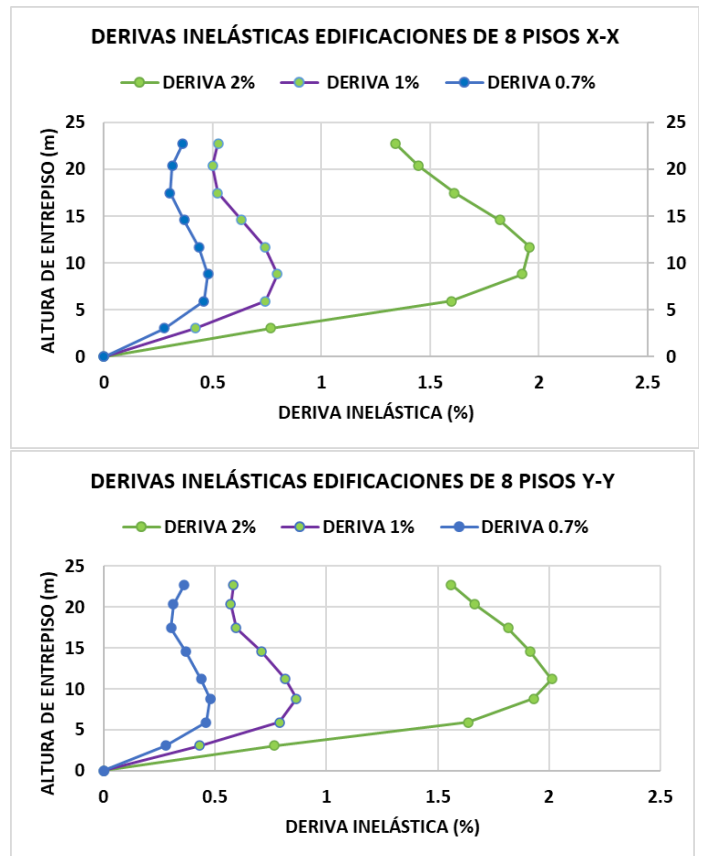
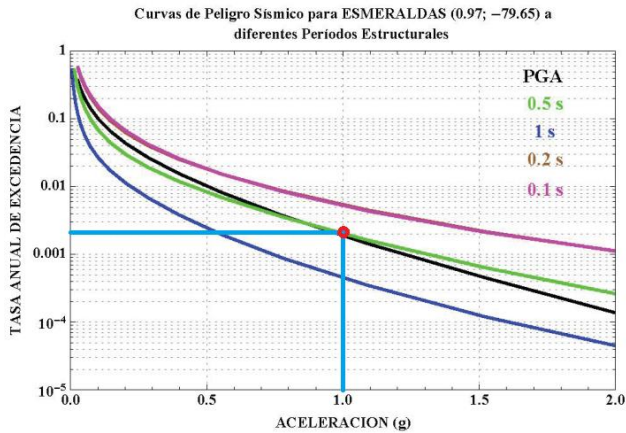


Figura 14: Derivas de entrepiso edificaciones de 8 pisos sentido X-X y Y-Y

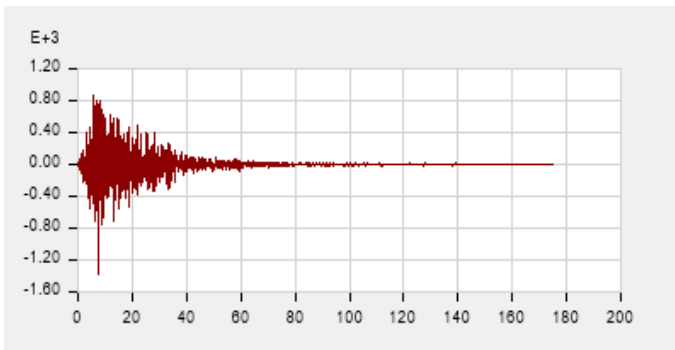
### 3.5. Espectro de Demanda

Mediante la curva de probabilidad de excedencia de la provincia de Esmeraldas mostrada en la figura 9, se determinó el respectivo valor de Z para un período de retorno equivalente a 475 años con una probabilidad de excedencia de 0.00211, de la cual se obtuvo un valor de Z de 1g como se muestra en la figura 15, con dicho dato y mediante los factores previamente determinados como tipo de suelo, factor de importancia, entre otros, se generó el respectivo espectro de demanda, cabe recalcar que el factor de R considerado fue de 1.

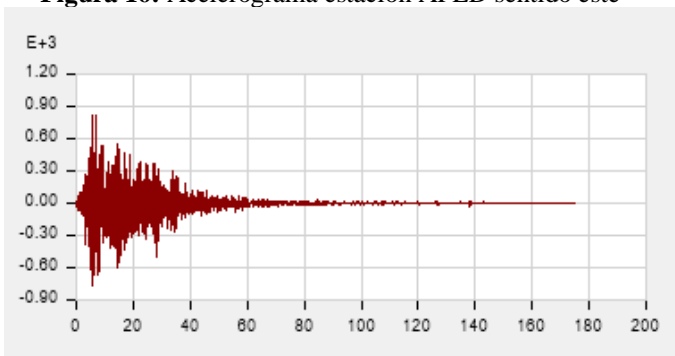


**Figura 15:** Derivas de entrepiso edificaciones de 8 pisos sentido X-X y Y-Y

A su vez mediante el registro sísmico de la estación APED, mencionada anteriormente, se generó el respectivo acelerograma el cual se puede apreciar en la figura 16 y 17. Destacándose un valor de aceleración máximo próximo a 1.4 g.

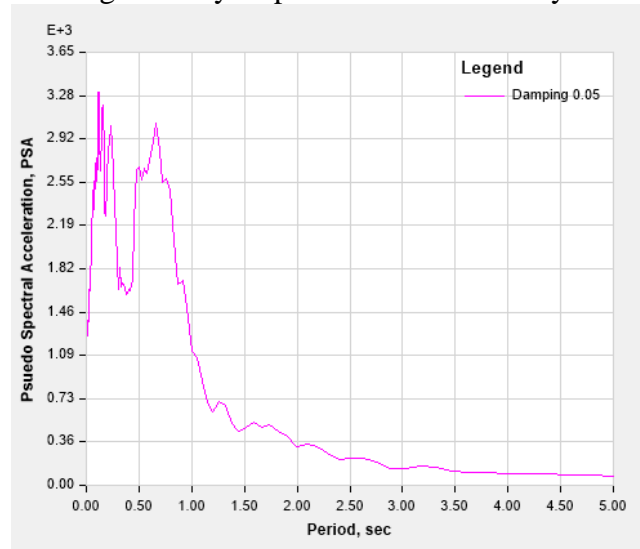


**Figura 16:** Acelerograma estación APED sentido este

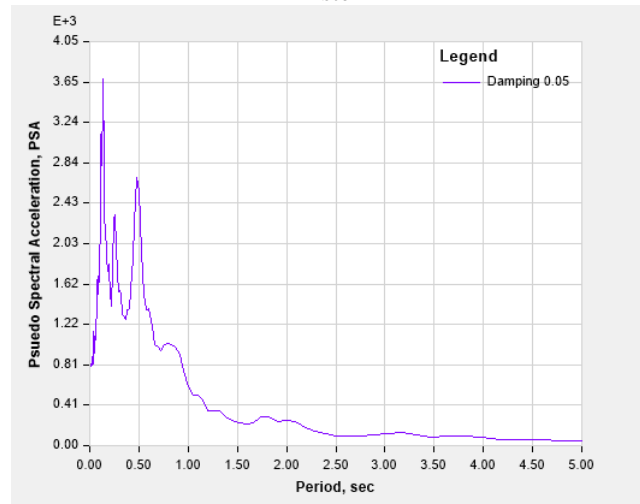


**Figura 17:** Acelerograma estación APED sentido norte

Posteriormente se transformó a dicho acelerograma en un espectro el cual se lo obtuvo para un amortiguamiento del 5%, este espectro se muestra en las figuras 18 y 19 para los sentidos Este y Norte.



**Figura 18:** Espectro de demanda estación APED sentido Este



**Figura 19:** Espectro de demanda estación APED sentido Norte

De este modo con base en los espectros de demanda generados, a través de la figura 20 se puede evidenciar que los espectros sobrepasan considerablemente al espectro de diseño proporcionado por nuestra normativa.

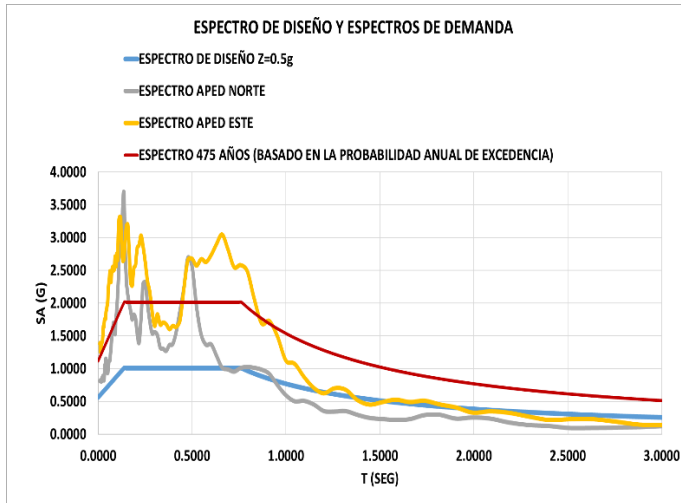


Figura 20: Espectros de demanda y espectro de diseño.

### 3.6. Rótulas Plásticas

Luego de haber generado las demandas y cumplido con los criterios de análisis prescritos en nuestra normativa, se procedió a realizar el respectivo análisis estático no lineal en el cual se pudo observar la formación de las respectivas rótulas plásticas para los distintos pasos generados por el Pushover como se muestra en la figura 21 y figura 22.

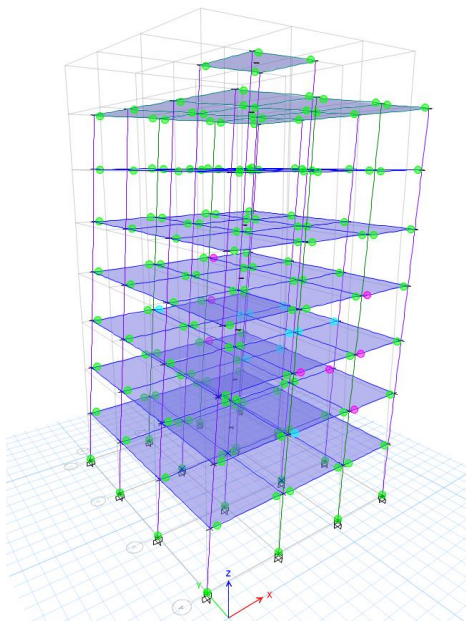


Figura 21: Rótulas plásticas Pushover X-X edificación de 8 pisos con deriva inelástica del 2%

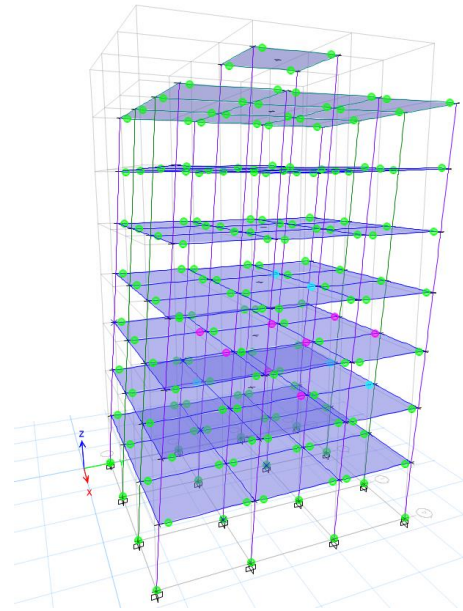


Figura 22: Rótulas plásticas Pushover Y-Y edificación de 8 pisos con deriva inelástica del 2%

Con base de referencia en las figuras 21 y 22 se puede apreciar la formación de rótulas plásticas más críticas, en los pisos donde se da el valor de deriva más alto, estas rótulas que se aprecian describen los criterios de aceptación, para los cuales el color verde representa la funcionalidad, el color cian representa la seguridad de vida y el color magenta representa el pre colapso.

### 3.7. Curvas de Capacidad

Con los resultados del análisis estático no lineal, se procedió a obtener las curvas de capacidad para cada modelo, con base de referencia en las derivas impuestas por cada normativa de diseño. En la figura 23 se muestran las curvas de capacidad para las edificaciones de 4 pisos en sentido X-X y Y-Y para cada valor de deriva inelástica impuesto, y de igual manera en la figura 24 para las edificaciones de 8 pisos.

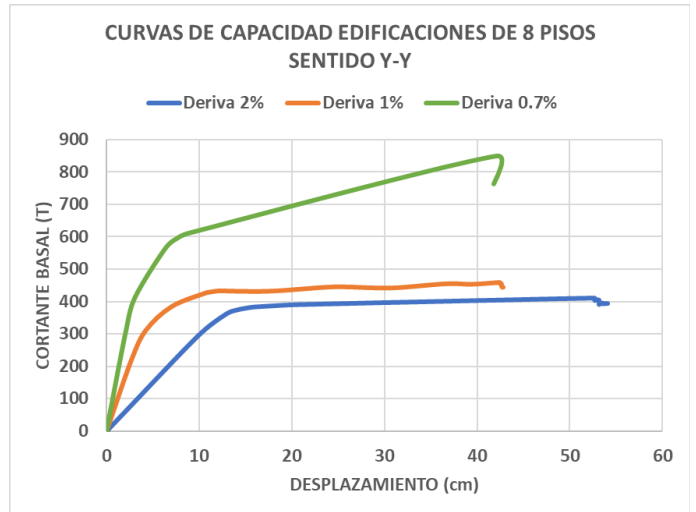
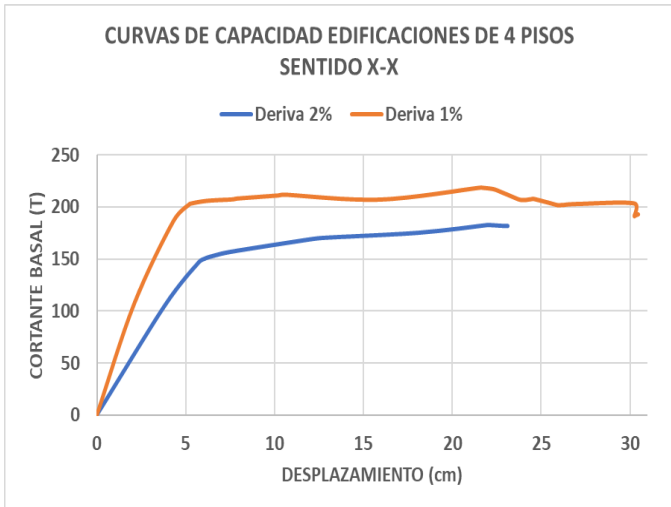
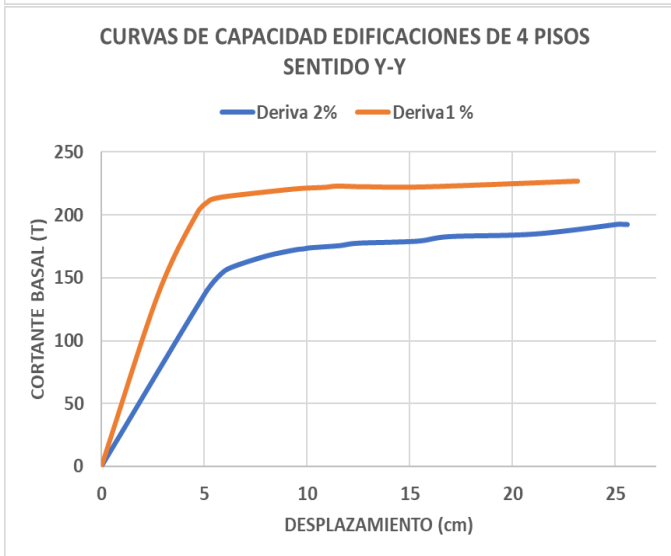


Figura 24: Curvas de capacidad edificaciones de 8 pisos X-X y Y-Y



### 3.8. Nivel de Desempeño y Punto de Desempeño

Para determinar el punto de desempeño se lo realizó mediante los criterios de aceptación del SEAOC, como se puede apreciar en la figura 25 y 26 donde se buscó que el punto de desempeño esté entre los niveles de Funcional y Seguridad de Vida.

Figura 23: Curvas de capacidad edificaciones de 4 pisos X-X y Y-Y

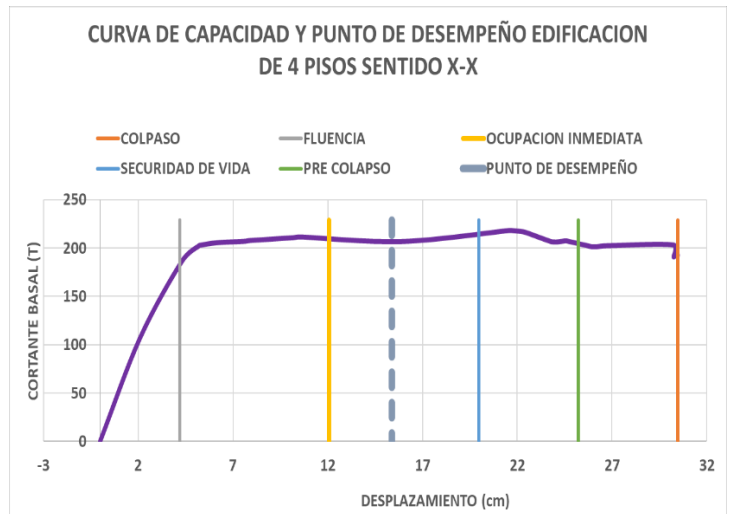
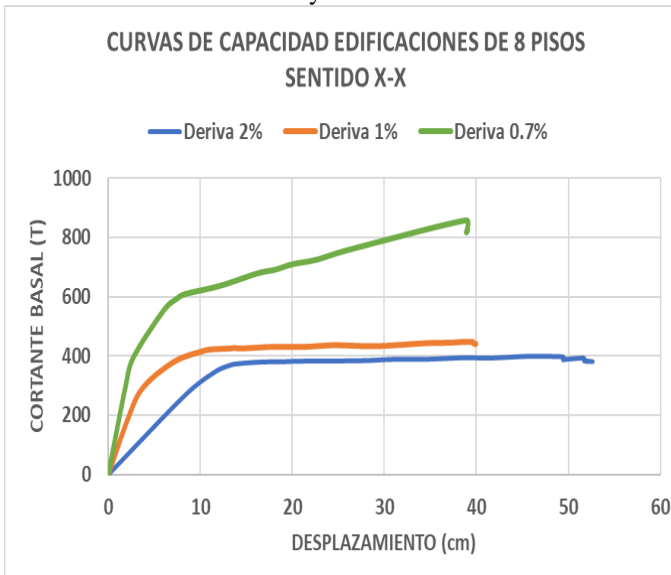
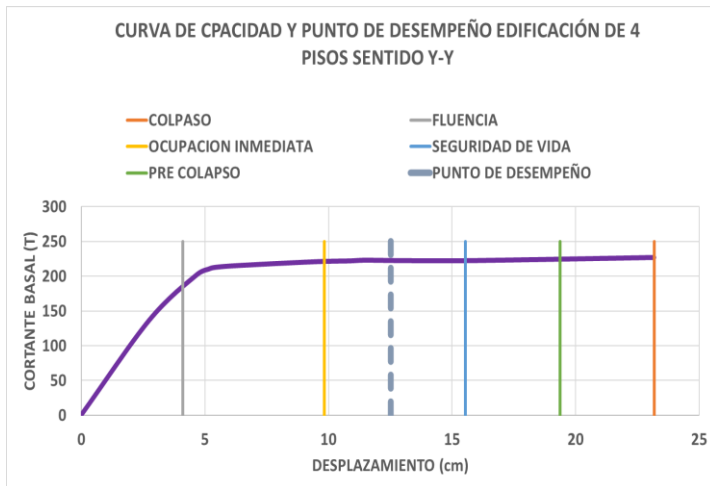


Figura 25: Punto de desempeño de edificación de 4 pisos para el espectro de demanda APED ESTE push-over en dirección X-X deriva 1%



**Figura 26:** Punto de desempeño de edificación de 4 pisos para el espectro de demanda APED NORTE push-over en dirección Y-Y deriva 1 %

Este procedimiento se lo realizó para todos los modelos tanto de 4 pisos y 8 pisos, en los cuales se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la tabla 13 y tabla 14.

**Tabla 13:** Punto y nivel de desempeño de edificaciones de 4 pisos.

Modelo	Normativa	Espectro de Demanda	Push-Over en Sentido	Desplazamiento máximo curva de capacidad (cm)	Punto de Desempeño		Nivel de desempeño
					V(T)	D(cm)	
1	NEC-15	APED ESTE	X-X	23.12	181.62	46.93	COLAPSO
		APED NORTE	X-X	23.12	180.63	20.99	PRE COLAPSO
	NEC-15	APED ESTE	Y-Y	25.60	192.21	44.36	COLAPSO
		APED NORTE	Y-Y	25.60	187.62	22.63	PRE COLAPSO
	NEC-15	475 AÑOS	X-X	23.12	181.63	30.49	COLAPSO
	NEC-15	475 AÑOS	Y-Y	25.60	192.21	29.76	COLAPSO
2	NSR-10	APED ESTE	X-X	30.46	207.44	15.38	SEGURIDAD DE VIDA
		APED NORTE	X-X	30.46	208.41	14.302	OCUPACIÓN INMEDIATA
	NSR-10	APED ESTE	Y-Y	23.18	222.60	14.89	SEGURIDAD DE VIDA
		APED NORTE	Y-Y	23.18	222.79	12.52	SEGURIDAD DE VIDA
	NSR-10	475 AÑOS	X-X	30.46	216.56	20.64	SEGURIDAD DE VIDA
	NSR-10	475 AÑOS	Y-Y	23.18	224.83	19.40	SEGURIDAD DE VIDA



**Tabla 14:** Punto y nivel de desempeño de edificaciones de 8 pisos.

Modelo	Normativa	Espectro de Demanda	Push-Over en Sentido	Desplazamiento máximo (cm)	Punto de Desempeño		Nivel de desempeño
					V(T)	D(cm)	
1	NEC-15	APED ESTE	X-X	52.63	381.17	58.96	COLAPSO
		APED NORTE	X-X	52.63	388.71	30.86	SEGURIDAD DE VIDA
	NEC-15	APED ESTE	Y-Y	54.10	394.85	62.25	COLAPSO
		APED NORTE	Y-Y	54.10	397.87	31.11	SEGURIDAD DE VIDA
	NEC-15	475 AÑOS	X-X	52.63	381.17	58.30	COLAPSO
	NEC-15	475 AÑOS	Y-Y	54.10	394.85	59.52	COLAPSO
2	NSR-10	APED ESTE	X-X	39.92	442.30	72.62	COLAPSO
		APED NORTE	X-X	39.92	435.83	23.40	SEGURIDAD DE VIDA
	NSR-10	APED ESTE	Y-Y	42.79	444.35	67.49	COLAPSO
		APED NORTE	Y-Y	42.79	443.70	23.45	SEGURIDAD DE VIDA
	NSR-10	475 AÑOS	X-X	39.92	442.24	40.12	COLAPSO
	NSR-10	475 AÑOS	Y-Y	42.79	456.25	40.98	PRE-COLAPSO
3	E-030	APED ESTE	X-X	39.09	828.1	34.96	PRE-COLAPSO
		APED NORTE	X-X	39.09	833.4	35.64	PRE-COLAPSO
	E-030	APED ESTE	Y-Y	42.12	847.99	41.88	PRE-COLAPSO
		APED NORTE	Y-Y	42.12	849.67	42.37	PRE-COLAPSO
	E-030	475 AÑOS	X-X	39.09	741.18	30.49	SEGURIDAD DE VIDA
	E-030	475 AÑOS	Y-Y	42.12	192.21	29.76	SEGURIDAD DE VIDA

Como se puede apreciar de las tablas 13 y 14 tanto para ambos tipos de estructuras, es evidente que a medida que se empieza a reducir la deriva de diseño inelástica de la estructura, la misma tiende a ganar rigidez y resistencia como consecuencia del incremento en las secciones y la colocación de acero de refuerzo acorde con la normativa de diseño en hormigón armado, como se puede apreciar en las figuras 23 y 24. Con la disminución de la deriva inelástica de 2 % a 1 % y 0.7 % en las edificaciones de 4 pisos y 8 pisos respectivamente, logró evitarse el colapso de las estructuras al actuar sismos severos como los de Manabí o utilizar el espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años basado en la probabilidad anual de excedencia.

#### 4. Conclusiones

Diseñar estructuras de hormigón armado al noroeste del Ecuador con 2 % de deriva inelástica y cumpliendo con las prescripciones normativas de hormigón armado correspondientes, no son suficiente para evitar su colapso cuando actúan sismos severos como los de Manabí (2016) o actúe un sismo de diseño en correspondencia con el espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años basado en la probabilidad anual de excedencia, y esto se puede constatar, ya que luego de haber seguido los respectivos procedimientos y haber obtenido los resultados para todas las modelaciones realizadas, con base en la tabla 13 se puede concluir que para estructuras de 4 pisos la deriva inelástica máxima de diseño de nuestra normativa (2%) no es suficiente para garantizar una seguridad de vida de los ocupantes o evitar el colapso de la estructura, por lo cual al variar los niveles de deriva de diseño del 2% al 1% establecido en la normativa colombiana se logró pasar de una estructura en condición de colapso a una estructura en condición de seguridad de vida al actuar sismos severos como los de Manabí (2016) o utilizar el espectro de diseño normativo en Esmeraldas basado en la probabilidad anual de excedencia.

Del mismo modo, con base en la tabla 14 para las edificaciones de 8 pisos se pudo determinar que de igual manera la deriva inelástica máxima de diseño de nuestra normativa (2%) no es suficiente para garantizar la seguridad de vida o evitar el colapso, por lo cual al variar los niveles de deriva del 2% al 0.7%, se pudo evidenciar que la estructura va a lograr disipar el doble de energía sísmica con respecto a los modelos de las normativas ecuatoriana (2%) y colombiana (1%), esto es evidente, ya que al observar la curva de capacidad que le corresponde al modelo de la deriva del 0.7% su resistencia supera por mucho a los demás modelos, no obstante, no se logró llegar a la seguridad de vida, pero, se alcanzó el pre-colapso (estructura muy dañada sin derrumbarse). Por otro lado, para los modelos de 8 pisos de las normativas ecuatoriana y colombiana se puede observar que en ambos casos se llegó al colapso tanto con el espectro de diseño de 475 años como con el sismo con dirección este de Manabí (2016) y solo fue posible evitar su colapso si se diseñaba con una deriva de 0.7 %.

En ese sentido, se sugiere revisar la norma de diseño de sismorresistente para estructuras de hormigón armado en Ecuador, a fin de evitar el colapso de las estructuras a porticadas que sean construidas en zonas de alta amenaza sísmica, para lo cual se podría tomar en cuenta las derivas de diseño establecida en países vecinos, además de revisar los factores de reducción de respuesta.

En cuanto a los desempeños sísmicos se pudo ver que a medida que aumentaron las secciones de los elementos estructurales para el caso de las edificaciones de 4 pisos hubo una gran ganancia en cuanto a disipación de energía esto resulta eficaz, ya que se logró llegar a la seguridad de vida con el mismo sistema a porticado, por el contrario en las edificaciones de 8 pisos, aunque las secciones que se asignaron fueron grandes, no hubo un desempeño esperado, pero se evitó el colapso, no obstante se pudo haber reducido aún más el valor de deriva inelástica aumentando secciones de los elementos, sin embargo esto no resulta conveniente porque arquitectónicamente este tipo de opciones no es muy viable, lo más recomendable para edificaciones de tal envergadura lo más aconsejable

sería recurrir o implementar el uso de disipadores de energía, muros de corte, entre otros sistemas estructurales, a pesar de ello el estudio se centró únicamente en sistemas a porticados.

En virtud a lo argumentado cabe mencionar también la eficacia de implementar vigas descolgadas, las cuales se puede apreciar mediante la tabla 9, que reducen los periodos notablemente, por ende, este suceso se traduce en un aumento considerable de rigidez, prueba de ello es que según Placencia *et all* [17], en varias normativas del mundo donde el peligro sísmico es elevado el criterio de aplicación de vigas banda ya no es aceptado debido a que se han reportado numerosos colapsos de edificaciones con este sistema constructivo, pero a pesar de ello en nuestro país se sigue construyendo con este tipo de sistema, debido a su bajo costo y aspecto arquitectónico.

En definitiva, mediante el presente estudio se pretende dar paso hacia un proceso investigativo más profundo y a detalle sobre el parámetro de deriva inelástica máxima establecido en nuestra normativa, ya que como se pudo evidenciar no es un valor que garantice confiabilidad en cuanto al diseño, ya que, con base a los resultados obtenidos, en caso de ocurrir un sismo de las mismas características a las del sismo de Manabí (2016) ocasionaría el colapso rotundo de estructuras a porticadas.

## Referencias

- [1] J. V. Ochoa Román y F. D. Ulcuango Merino, «Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos,» *Proyecto previo a la obtención de título de ingeniero civil mención estructuras*, p. XVIII, 2014.
- [2] R. Aguiar y Y. Mieles, «ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS QUE COLAPSARON,» *Revista Internacional de*, vol. 21, n° 3, pp. 257-282, 2016.
- [3] MIDUVI, *Peligro Sísmico Diseño Sismo-Resistente*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015.
- [4] M. Matinez y J. Santamaria, «Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador,» *Proyecto Previo a la Obtención de Título de Ingeniería Civil*, p. 21, 2017.
- [5] A. T. COUNCIL, *Seismic Evaluation and Retrofit*, California: SEISMIC SAFETY COMMISSION , 1996.
- [6] MIDUVI, *Cargas(No Sísmicas)*, Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015.
- [7] V. y. D. T. Ministerio de Ambiente, *Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10*, Bogotá, 2010.
- [8] MVCS, *Norma Técnica E030: Diseño Sismo Resistente*, Lima-Perú, 2016.
- [9] M. García, «Estudio sobre la efectividad del factor de sobre resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal,» *Tesis de Máster Ingeniería Estructural y de Construcción*, p. 13, 2018.
- [10] A. 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 2014.
- [11] F. E. a. M. Agency, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, 2000.
- [12] I. G. EPN, «igepn,» 04 05 2016. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016.html>.
- [13] R. Medina y J. Music, «Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,» *Obras y Proyectos*, vol. 23, pp. 63-77, 2018.
- [14] A. Cisneros y M. d. P. Peceros, «Evaluación del desempeño estructural de un edificio multifamiliar mediante la evaluación del desempeño estructural de un edificio multifamiliar mediante el San Miguel,» *Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil*, 2022.
- [15] A. C. D. I. SÍSMICA, *Manual de construcción, evaluación, y rehabilitación sismo resistente de vivienda de mampostería*.

- [16] S. M. d. I. Estructural, *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, 2020.
- [17] C. Bermeo, D. Sánchez y P. Patricio, «Comportamiento de Conexión Losa-Columna en Nudos Interiores de Pórticos con Losas Planas y Vigas Embebidas,» *Revista Politécnica*, vol. 45, nº 1, pp. 17-24, 2020.