



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS: EMPUJE INCREMENTAL (PUSHOVER) Y DISEÑO BASADO EN FUERZAS (D.B.F), PARA IDENTIFICAR LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN DE CUATRO Y OCHO PISOS

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTOR: Anthony Ricardo Camacho Palacios

Nicolás Daniel Carrera Freire

TUTOR: Marlon Manolo Arévalo Navarrete

Quito - Ecuador
2023

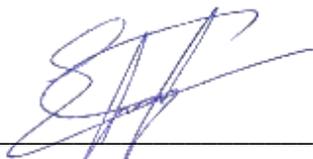
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Anthony Ricardo Camacho Palacios con documento de identificación N° 1716559362 y Nicolás Daniel Carrera Freire con documento de identificación N° 1718091687; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 01 de febrero del 2023

Atentamente,



Anthony Ricardo Camacho Palacios

1716559362



Nicolás Daniel Carrera Freire

1718091687

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

Nosotros, Anthony Ricardo Camacho Palacios con documento de identificación N° 1716559362 y Nicolás Daniel Carrera Freire con documento de identificación N° 1718091687; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Artículo Académico: “Comparación entre los Métodos estáticos: empuje incremental (PushOver) y diseño basado en Fuerzas (D.B.F), para identificar las ventajas y desventajas en Edificaciones de Hormigón de cuatro y ocho pisos”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Quito, 01 de febrero del 2023

Atentamente,



Anthony Ricardo Camacho Palacios

1716559362



Nicolás Daniel Carrera Freire

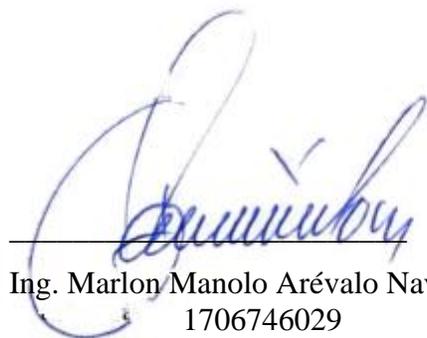
1718091687

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Marlon Manolo Arévalo Navarrete con documento de identificación N° 1706746029, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS: EMPUJE INCREMENTAL (PUSHOVER) Y DISEÑO BASADO EN FUERZAS (D.B.F), PARA IDENTIFICAR LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN DE CUATRO Y OCHO PISOS, realizado por Anthony Ricardo Camacho Palacios con documento de identificación N° 1716559362 y Nicolás Daniel Carrera Freire con documento de identificación N° 1718091687, 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, 01 de febrero del 2023

Atentamente,



Ing. Marlon Manolo Arévalo Navarrete, MSc.
1706746029

COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS: EMPUJE INCREMENTAL (PUSHOVER) Y DISEÑO BASADO EN FUERZAS (D.B.F), PARA IDENTIFICAR LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN DE CUATRO Y OCHO PISOS

COMPARISON BETWEEN STATIC METHODS: INCREMENTAL PUSHOVER (PUSHOVER) AND FORCE-BASED DESIGN (DBF), TO IDENTIFY THE ADVANTAGES AND DISADVANTAGES OF FOUR AND EIGHT-STOREY CONCRETE BUILDINGS

Anthony Camacho - Palacios¹, Nicolás Carrera - Freire², Marlon Arévalo - Navarrete³

Resumen

El presente artículo da a conocer las alternativas en el cálculo sísmo resistente para las edificaciones de cuatro y ocho pisos con alturas de 13.2m y 25.2m respectivamente y un área de 750.89m² por piso en las dos estructuras. Esto nos permitirá identificar las ventajas y desventajas de los métodos: empuje incremental (Pushover) y diseño basado en fuerzas (D.B.F). En el desarrollo de este problema se tuvo como objetivo realizar un estudio técnico-económico, mediante la comparación de los métodos aplicados a los dos edificios. Y aquí se hará referencia a términos generales que se consideran esenciales y representativos, para determinar el método más conveniente en el diseño de las estructuras. En este trabajo se recopiló la información de procesos técnicos de ingeniería civil y los resultados se los represento de forma gráfica para compararlos.

Palabras Clave: Diseño Basado en fuerzas, pushover, hormigón armado, resistencia axial, rigidez lateral.

Abstract

This article presents the alternatives in the earthquake resistant calculation for four and eight story buildings with heights of 13.2m and 25.2m respectively and an area of 750.89m² per story in the two structures. This will allow us to identify the advantages and disadvantages of the methods: incremental push (Pushover) and design based on forces (D.B.F). In the development of this problem, the objective was to carry out a technical-economic study, by comparing the methods applied to the two buildings. And here reference will be made to general terms that are considered essential and representative, to determine the most convenient method in the design of the structures. In this work, the information on civil engineering technical processes was compiled and the results were represented graphically to compare the methods.

Keywords: Force-Based Design, pushover, reinforced concrete, axial resistance, lateral stiffne

¹ Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana- Quito, Ecuador

² Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana- Quito, Ecuador

³ Docente de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana- Quito, Ecuador

1. Introducción

La norma “NEC-SE-DS 2015” no considera el método modal Push-Over para realizar un estudio sísmico de las estructuras, por lo que consideramos importante esta investigación para conocer las ventajas y desventajas de las estructuras de cuatro y ocho pisos.

Cabe destacar que el trabajo de investigación realizado por Ramírez, 2013 explica que “El diseño sísmico inadecuado de las estructuras es la causa principal de pérdidas humanas y económicas” [1].

Por esta razón se considera que un diseño sísmico apropiado, beneficia a los expertos para el mejoramiento en el desempeño estructural.

El estudio comparativo realizado por Carrión y Leonel, ha demostrado que el método basado en fuerzas presenta deficiencias como:

La relación entre el nivel de esfuerzos y la rigidez, la dificultad de predecir el periodo estructural, la capacidad de ductilidad y el factor de reducción de fuerzas no son iguales en todos los códigos, y la dificultad que implica determinar el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último bajo la acción de un sismo [2].

Al encontrarnos en un lugar con alta probabilidad de riesgo sísmico se requiere proveer de alternativas de análisis y diseño sismo resistente, siendo esto una base fundamental para lograr un análisis comparativo técnico-económico.

Tomado como referencia al artículo publicado por Saavedra, 2018 se encuentra que el método Push-Over “Realmente facilita de forma significativa los procedimientos dinámicos paso a paso y simplifica ciertos criterios” [3].

2. Materiales y Métodos

2.1. Materiales a utilizar en los cálculos estructurales.

En la siguiente tabla se detalla los materiales elegidos para los modelos estructurales analizados.

Tabla 1: Características de los Materiales

Características de los Materiales : Abreviaturas Unidad Valores			
Concreto:			
Resistencia cilíndrica a la compresión	fc	kg/cm2	280
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	kg/cm2	185870.88
Peso del mortero para mampostería y acabados	γm	kg/m3	2200
Peso específico	γc	kg/m3	2400
Acero:			
Límite de fluencia del acero	fy	kg/cm2	4200
Módulo de elasticidad del acero	Es	kg/cm2	20389010.9
Peso específico	γ	kg/m3	7850

2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales.

2.2.1. Sección de losa

Siendo la altura equivalente (heq) mayor que la altura mínima (hmin) obtenido con las siguientes fórmulas tenemos un resultado satisfactorio:

$$heq = \sqrt{\frac{12 * I_{xx}}{b}} = 18.96 \text{ cm}$$

$$hmin = \frac{ln * (0.8 + \frac{fy}{14000 \frac{kg}{cm^2}})}{36 + 5 * \beta * (\alpha_{fm} - 0.2)} = 18.629 \text{ cm}$$

Donde:

I_{xx}= Inercia de la losa

b= Base del alivianamiento

ln= Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas

fy= Cedencia del acero de refuerzo

β= Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta

α_{fm}= Coeficiente para determinar el espesor mínimo de losas en dos direcciones.

Tabla 2: Detalle de la losa

Tipo de losa		Alivianada Bidireccional	
Espesor de losa		0.25	m
hp	Espesor de loseta	5	cm
hn	Altura de alivianamiento	20	cm
h	Altura total	25	cm
s	Ancho de alivianamiento	40	cm
bn	Ancho de nervio	10	cm
heq	Altura equivalente	18.96	cm
hmin	Altura mínima	18.629	cm
Peso propio de losa por m2			
Loseta de compresión		122	kg/m2
Nervio		176.2	kg/m2
Losa completa		298.6	kg/m2

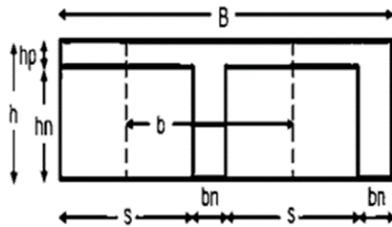


Figura 1: Detalle de la losa

2.2.2.-Sección de vigas

Para estimar la carga aplicada sobre estos elementos, tomamos un valor mayorado, considerando también el 20% de carga muerta para incluir el peso propio de la viga. Este valor será afectado en 25% de incremento para simular la influencia de sismo:

$$q = (1.2(D + 0.2D) + 1.6 * L) * 1.25 = 1.65 * 10^3 \frac{kgf}{m^2}$$

Las secciones transversales asumidas son:

Tabla 3: Prediseño de secciones de viga

VIGA	Dimensiones		Varilla de	Varilla
	b (cm)	h (cm)	Estribo	Longitudinal
Central Longitudinal	30	55	Ø (mm)	Ø (mm)
Central Transversal	30	40	10	10
Perimetral / Borde	30	40	10	10

2.2.3.-Sección columnas

El criterio aplicado se basa en la resistencia última de diseño, la tabla 22.4.2.1 del ACI 318-19 determina los valores máximos de la resistencia axial a compresión.

Basado en resistencia axial

$$A_{gn} = \frac{P_{un}}{120 * \frac{kgf}{cm^2}} \quad b_n = \sqrt{A_{gn}}$$

Donde:

Pun= Carga mayorada de la columna (Ton)

Agn= Área bruta (cm2)

bn= Base o ancho (cm)

El criterio anterior es aceptable, sin embargo, se puede obtener dimensiones en función las derivas admisibles de la NEC 2015.

Basado en rigidez lateral

$$h_n = \sqrt{\frac{P_n * H^2 * R}{12 * E_c * \Delta m}}$$

Donde:

hn= Dimensión en la dirección considerada (cm)

Pn= Carga axial muerta de servicio (Ton)

H= Altura total del edificio (cm)

R= Factor de reducción de respuesta estructural (R=8, NEC 2015)

Ec= Módulo de elasticidad (Ton/cm2)

Δm= Deriva máxima admisible (Δm=0.02, NEC 2015)

Tabla 4: Prediseño de secciones de columna

COLUMNA	Dimensiones			
	4 PISOS		8 PISOS	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
Central	40	80	60	130
Esquinera	30	65	30	110
Perimetral / Borde	35	70	50	120

2.3. Diseño basado en fuerzas (DBF)

2.3.1. Acción sísmica

Para conseguir simular el efecto de la acción sísmica, se utilizó las Normas NEC 2015, en donde:

Tabla 5: Parámetros Geológicos y de la Edificación

SUELO D ZONA V			
	Simbología	4 PISOS	8 PISOS
Tipo de suelo		D	D
Factor de zona	Z	0.4	0.4
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	Fa	1.2	1.2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de repuesta de desplazamiento para diseño en roca	Fd	1.19	1.19
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.28	1.28
Factor de Importancia	I	1	1
Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica	R	8	8
Coefficientes de configuración en planta	ØP	1	1
Coefficientes de configuración en elevación	ØE	1	1
Altura de edificio	h	13.2m	25.2 m
Coefficiente que depende del tipo de edificio	Ct	0.055	0.055
Alfa	α	0.9	0.9
Coefficiente de suelo	r	1	1
Período inferior	To	0.127 seg	0.127 seg
Período estructural	T	0.561 seg	1.004 seg
Período superior	Tc	0.698 seg	0.698 seg
Aceleración espectral sísmica	Sa	1.19g	0.828 g
Coefficiente sísmico	C	0.149	0.104

2.3.2. Cargas aplicadas en los Edificios

Tabla 6: Características arquitectónicas y cargas aplicadas en las estructuras

Características Arquitectónicas		
	4 Pisos	8 Pisos
Altura Piso Base	4.2 m	
Atura de Entrepiso	3.00 m	
Altura Total	13.2 m	25.2 m
Área Total	750.89 m ²	
Dedicación de Uso	Edificio Unifamiliar	
Sobre Carga en todas las losas		
Mampostería, instalaciones, recubrimiento de piso, enlucido y masillado	0.4	Tn/m ²
Carga Viva	0.2	Tn/m ²

2.4. Análisis con el método de diseño basado en fuerzas (DBF)

Participación de Masa Modal en edificio de 4 pisos:

Tabla 7: Participación de Masa Modal

Caso	Modo	Periodo (s)	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.185	0.0075	0.7511	0.3548	0.0027	0.0153
Modal	2	0.146	0.7896	0.7586	0.359	0.3537	0.0167
Modal	3	0.109	0.791	0.7859	0.3622	0.3548	0.7936
Modal	4	0.053	0.7917	0.9674	0.8656	0.3554	0.8138
Modal	5	0.042	0.9708	0.9681	0.8695	0.8897	0.8191
Modal	6	0.033	0.9751	0.9744	0.905	0.9072	0.9756
Modal	7	0.027	0.9751	0.9942	0.9728	0.9072	0.9798
Modal	8	0.021	0.9944	0.9947	0.9745	0.9743	0.9805
Modal	9	0.02	0.9951	1	0.9999	0.9774	0.9805
Modal	10	0.017	0.9961	1	1	0.9807	0.9959
Modal	11	0.016	0.9999	1	1	0.9997	0.9972
Modal	12	0.013	1	1	1	1	1

Con el empleo de un programa de análisis estructural se procesaron las dos estructuras, para determinar los modos de vibración, los mismos que se muestran en la tabla 7, así que, en la dirección “x” en el modo 5 ya se alcanza el 90% de la masa efectiva y en la dirección “y” se acumula en el modo 4. Infiriendo que la estructura de 4 pisos no está afectada por problemas de torsión así también se puede verificar que si recién se produce el 90% en los modales superiores se podría decir que la estructura tiene problemas de torsión.

Participación de Masa Modal en edificio de 8 pisos:

Tabla 8: Participación de Masa Modal

Caso	Modo	Periodo (s)	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.506	0.0002	0.6526	0.3665	2E-05	0.0337
Modal	2	0.377	0.7032	0.6527	0.3665	0.3715	0.0363
Modal	3	0.289	0.7076	0.6993	0.3813	0.3725	0.7004
Modal	4	0.126	0.7076	0.8874	0.7131	0.3726	0.7104
Modal	5	0.094	0.9031	0.8874	0.7133	0.7455	0.7172
Modal	6	0.075	0.9094	0.8918	0.7256	0.7615	0.9004
Modal	7	0.073	0.9095	0.941	0.824	0.7617	0.9017
Modal	8	0.058	0.9095	0.9545	0.8659	0.7619	0.9028
Modal	9	0.051	0.9449	0.9575	0.8727	0.8389	0.9193
Modal	10	0.048	0.9526	0.9684	0.9021	0.8571	0.9202
Modal	11	0.044	0.9579	0.9689	0.9038	0.8705	0.9465
Modal	12	0.042	0.9587	0.9689	0.9038	0.8728	0.9505
Modal	13	0.04	0.9587	0.9858	0.9519	0.8729	0.9512
Modal	14	0.036	0.9598	0.9859	0.9522	0.8764	0.9518
Modal	15	0.036	0.9733	0.9862	0.9534	0.9158	0.9589
Modal	16	0.033	0.9789	0.9873	0.9574	0.9331	0.9658
Modal	17	0.032	0.9794	0.9884	0.9607	0.9349	0.9674
Modal	18	0.032	0.9804	0.9887	0.9616	0.9374	0.968
Modal	19	0.031	0.9808	0.989	0.9624	0.9384	0.9683
Modal	20	0.03	0.9809	0.9897	0.9649	0.9387	0.9688
Modal	21	0.03	0.981	0.9918	0.9718	0.9388	0.9688
Modal	22	0.03	0.981	0.9922	0.973	0.9389	0.9698
Modal	23	0.029	0.981	0.9922	0.9731	0.9389	0.9703
Modal	24	0.028	0.9812	0.9926	0.9747	0.9394	0.9798

Como se muestra en la tabla 8, en la dirección “x” en el modo 5 ya se alcanza el 90% de la masa efectiva y en la dirección “y” se acumula en el modo 4. Concluyendo que la estructura de 8 pisos no está afectada por problemas de torsión.

A continuación, se determinó los periodos de los tres primeros modos de vibración de las estructuras los cuales son:

Tabla 9: Modos de Vibración de la Estructura

		1er modo	2do modo	3er modo
4 pisos	T (s)	0.185	0.146	0.109
8 pisos	T (s)	0.506	0.377	0.289

2.4.1. Resultados del cortante basal de la estructura

Tabla 7: Resultados del Cortante Basal

	Coficiente Sísmico C	Carga Sísmica Reactiva W (Tn)	Cortante Basal Total de Diseño V (Tn)
4 pisos	0.149	1954.59	291.23
8 pisos	0.104	4554.68	473.69

2.4.2. Factor de reducción sísmico.

El factor de modificación de respuesta estructural igual a 8 fue seleccionado ya que se trata de Pórticos especiales sísmos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

2.4.3. Derivas elásticas en las estructuras.

Estructura de 4 pisos

Deriva elástica Sismo en X:

Tabla 8: Deriva Elástica Sismo en X

Pisos	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir	Y-Dir
Piso 4	13.2	Top	0.000102	0.000033
Piso 3	10.2	Top	0.000109	0.000034
Piso 2	7.2	Top	0.000095	0.000022
Piso 1	4.2	Top	0.00006	0.000014
Base	0	Top	0	0

Deriva elástica Sismo en Y:

Tabla 9: Deriva Elástica Sismo en Y

Pisos	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir	Y-Dir
Piso 4	13.2	Top	0.000049	0.000233
Piso 3	10.2	Top	0.000049	0.000239
Piso 2	7.2	Top	0.000039	0.00017
Piso 1	4.2	Top	0.000022	0.000105
Base	0	Top	0	0

Estructura de 8 pisos
Deriva elástica Sismo en X:

Tabla 10: Deriva Elástica Sismo en X

Pisos	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir	Y-Dir
Piso 8	25.2	Top	0.000288	0.000043
Piso 7	22.2	Top	0.000312	0.000046
Piso 6	19.2	Top	0.00033	0.000049
Piso 5	16.2	Top	0.000328	0.000049
Piso 4	13.2	Top	0.000293	0.000043
Piso 3	10.2	Top	0.000251	0.000032
Piso 2	7.2	Top	0.000172	0.000017
Piso 1	4.2	Top	0.000094	0.000011
Base	0	Top	0	0

Deriva elástica Sismo en Y:

Tabla 11: Deriva Elástica Sismo en Y

Pisos	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir	Y-Dir
Piso 8	25.2	Top	0.000138	0.000705
Piso 7	22.2	Top	0.00014	0.000734
Piso 6	19.2	Top	0.000145	0.000748
Piso 5	16.2	Top	0.000142	0.000734
Piso 4	13.2	Top	0.000122	0.000684
Piso 3	10.2	Top	0.000096	0.000569
Piso 2	7.2	Top	0.000063	0.000352
Piso 1	4.2	Top	0.000031	0.000183
Base	0	Top	0	0

2.5. Análisis no lineal Push-Over.

Con el método Push-Over se realizó el estudio de un análisis no lineal, tomando como referencia la normativa ASC41-13; la misma que nos permitió determinar: la curva de capacidad y los puntos de falla que se presentan cuando se produce la ruptura de las rotulas plásticas y sus respectivos desplazamientos.

2.5.1. Colocación de acero de refuerzo en los modelos.

Corresponde a la colocación adecuada de acero en columnas y vigas, previo a la revisión de tablas y parámetros de modelación, considerando criterios

de aceptación numérica de procesos no lineales y vigas de hormigón armado.

Tabla 125: Parámetros numéricos de modelación para criterios no lineal de vigas. [4]

Parámetros de modelación		Ángulo de rotación plástico		Fuerza residual	Criterios de aceptación		
1	2	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{p-p}{p_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{v}{B \cdot d \sqrt{f'c}}$					
≤ 0.0	C	$\leq 3(0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025
≤ 0.0	C	$\geq 6(0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02
≥ 0.5	C	$\leq 3(0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02
≥ 0.5	C	$\geq 6(0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015
≤ 0.0	NC	$\leq 3(0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02
≤ 0.0	NC	$\geq 6(0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01
≥ 0.5	NC	$\leq 3(0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	$\geq 6(0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005

En este análisis se consideraron 4 condiciones, las mismas que permiten, que las vigas puedan ser sometidas a un análisis no lineal y sus resultados sean favorables para poder continuar con el análisis.

- Condición 1: Control de cada viga mediante las cuantías de acero obtenidas. (positiva, negativa y balanceada)
- Condición 2: Revisión a corte mediante un espaciamiento adecuado de los estribos, considerando que este no debe ser mayor a $d/3$.
- Condición 3: Control de componentes de moderada y alta ductilidad, tomando en cuenta que la fuerza provista por los estribos debe ser al menos tres cuartos de la sumatoria de los cortantes producidos por la gravedad y la masa.
- Condición 4: Calculo de la ecuación dos de la tabla 15, dando como resultado que esta sea menor o igual que tres para llegar a un comportamiento adecuada en las vigas.

Después de cumplir las exigencias anteriores, realizamos la revisión en las características de las columnas mediante la tabla 10.8 del ASCE 41-13, y de esta manera

conseguimos parámetros y criterios de aceptación numérica para estos elementos.

Tabla 16: Parámetros numéricos de modelación para criterios no lineal de columnas.[4]

Parámetros de modelación			Ángulo de rotación plástico		Fuerza residual	Criterios de aceptación		
1	2	3	a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{p}{At + f_c}$	$\frac{As}{bw \cdot s}$	$\frac{B + d_s}{f_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3(0.25)$	0.010	0.010	0.2	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6(0.5)$	0.008	0.008	0.2	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3(0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.001	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6(0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3(0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6(0.5)$	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000

- Condición 1: Relación entre la carga última del elemento y el área gruesa de los aceros colocados en las columnas, explicada en la ecuación 1 de la tabla 16.
- Condición 2: Control del acero transversal calculado y su respectiva separación de estribos, obtenidos en la parte inferior y superior de las rótulas plásticas en las columnas.
- Condición 3: Calculo de la ecuación 3 de la tabla 16, obteniendo valores favorables para posteriormente no obtener resultados erróneos al realizar el análisis Push-Over.

2.5.2. Creación de una carga gravitacional no lineal (CGNL).

La carga gravitacional no lineal se presenta por los efectos producidos del peso propio de vigas y columnas, la misma que es utilizada por el programa estructural y aplicada como cargas laterales.

Tomando en cuenta la carga muerta, se creó la CGNL para nuestras estructuras de cuatro y ocho pisos, la cual se multiplicó por un factor de escala uno ya que esta no debe ser mayorada.

2.5.3. Creación de rótulas plásticas.

Se generaron rótulas plásticas en las vigas al 5% y al 95% respectivamente y tomando en cuenta la normativa ASCE41-13 que nos da las condiciones explicadas en la tabla 15.

A continuación, se introdujo las rótulas plásticas en las columnas al 0% y 95%, considerando las condiciones presentadas en la tabla 16.

2.5.4. Creación de demandas de capacidad.

En cada estructura, se empleó un espectro de diseño para cada tipología de sismo, los que cuentan con distintos factores de importancia que constan en la tabla 15.

Tabla 17: Demandas de capacidad

TIPO	FACTOR DE IMPORTANCIA
FRECUENTE	0.5
OCASIONAL	0.7
RARO	1.0

Los objetivos de desempeño de las estructuras, fueron seleccionados de la figura 4, en donde se hace referencia a básicas, esenciales o críticas.

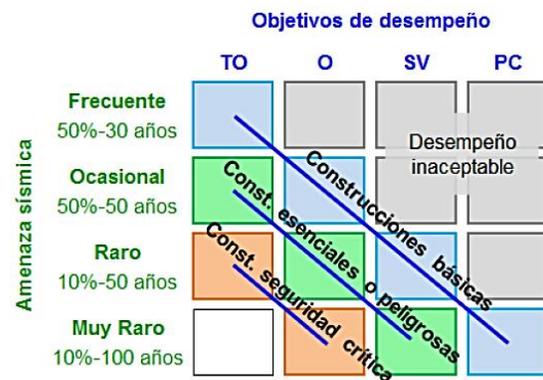


Figura 2: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño. [5]

2.5.5. Creación de Push Over.

Se creó una carga llamada PUSH, considerando la fuente de masa de la estructura, la cual se aplica como una carga sísmica y se la modifica multiplicándola por un factor de 9,81 m/s².

El análisis Push Over tendrá como inicio un estado lineal, para posteriormente con la CGNL alcanzar un estado no lineal.

2.5.6. Gráficas y resultados de Push Over para estructuras de 4 y 8 pisos.

En los resultados presentados en las figuras 3 y 4 del Push Over, se puede destacar que el valor obtenido se presenta en el caso de una demanda de capacidad tipo RARO, en un periodo que se aproxima a los 0.5 segundos para la estructura de cuatro pisos y 0.8 segundos en el caso de 8 pisos.

Estructura de 4 pisos.

Tabla 18: Resultados de análisis no lineal Push Over

NOMBRE	VALOR	UNIDAD
MAX. VALOR DE CORTANTE	1220.62	Ton
MAX. DEFROMACIÓN	12.17	cm
ACELERACIÓN ESPECTRAL	1.19 g	-
PERIODO	0.5	seg

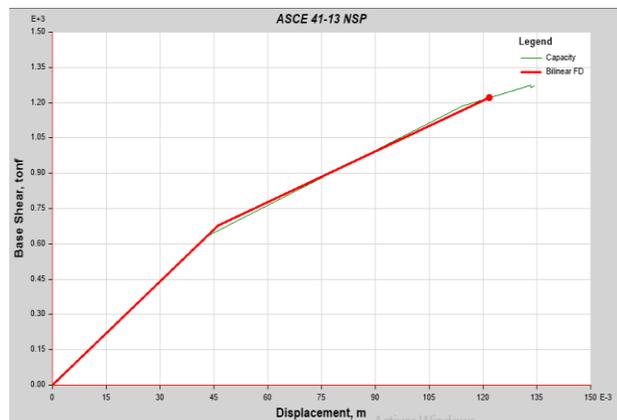


Figura 3: Gráfica de desempeño análisis no lineal Push Over para estructura de 4 pisos.

Estructura de 8 pisos.

Tabla 1913: Resultados de análisis no lineal Push Over

NOMBRE	VALOR	UNIDAD
MAX. VALOR DE CORTANTE	1812.16	Ton
MAX. DEFROMACIÓN	14.9	cm
ACELERACIÓN ESPECTRAL	0.90 g	-
PERIODO	0.84	seg

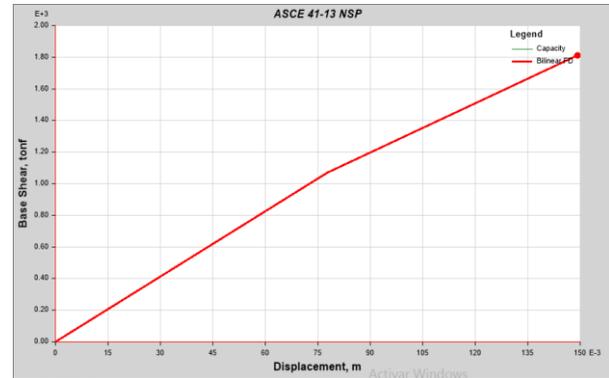


Figura: 4 Gráfica de desempeño análisis no lineal Push Over para estructura de 8 pisos.

Cabe destacar que, al momento de ocurrir el sismo, la rigidez de la estructura tiende a disminuir, mientras que la vibración y el amortiguamiento tienden a incrementar sus valores.

2.5.7. Deformaciones en las estructuras.

Mediante las rótulas plásticas y el gráfico de Momento vs Rotación se identificó el comportamiento de las estructuras, en la gráfica se puede identificar las distintas rotaciones, pudiendo ser: de fluencia, última y remanente; los mismos que indican el comportamiento de deflexiones que se presentan en las estructuras.

La gráfica consta de los siguientes puntos:

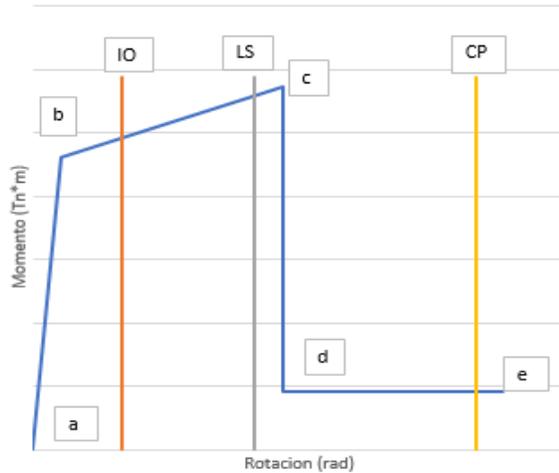


Figura 5: Modelo de rotula plástica y niveles de desempeño.

Donde.

A: Es el origen de la gráfica, el que inicia en el punto 0:0.

B: Considerado como el comienzo en los daños de la estructura, siendo la parte de límite de fluencia.

C: El punto que hace referencia a la línea recta horizontalmente, donde la pendiente no podrá superar del 5 al 10 %; este punto se obtuvo mediante el criterio de aceptación debido a que la estructura va a sufrir una degradación significativa de resistencia.

D: En este punto la estructura va a fallar ya que va a carecer de resistencia.

E: Colapso inminente.

Tomando como referencia los puntos B y C, se ha considerado los puntos de aceptación tales como:

IO: Ocupación inmediata. (Línea color naranja)

LS: Seguridad de vida. (Línea color gris)

CP: Prevención de colapsos. (Línea color amarillo)

A continuación, se presentan las gráficas de rotulas plásticas con su respectivo criterio de aceptación.

2.5.7.1. Vigas.

A continuación, las figuras 6 y 7 muestran los límites de tolerancia obtenidas en las rotulas plásticas de las vigas. Estas se encuentran dentro

de los límites aceptables, ya que el momento decae justo en la zona de prevención de colapso.

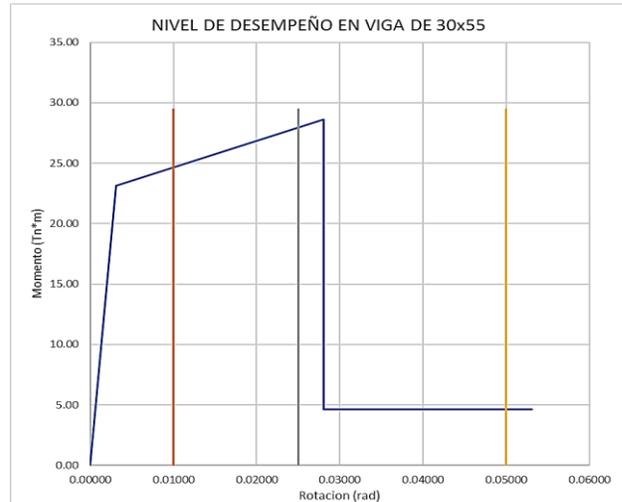


Figura 6: Rotula plástica en viga de 30x55 con su nivel de desempeño.

Viga central transversal y de borde estructura de 4 y 8 pisos.

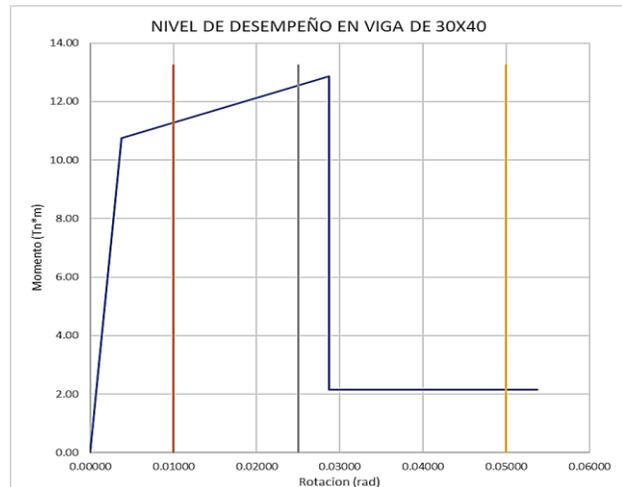


Figura 7: Rótula plástica en viga de 30x40 con su nivel de desempeño.

2.5.7.2. Columnas.

En las figuras 8, 9, 10, 11, 12, 13 presentadas a continuación se puede observar los límites de aceptación obtenidos en las rótulas plásticas en columnas, mismas que se encuentran en un límite aceptable, ya que cuando el momento

disminuye esta se encuentra en la zona de prevención de colapso.

Estructura de 4 pisos.
Central.

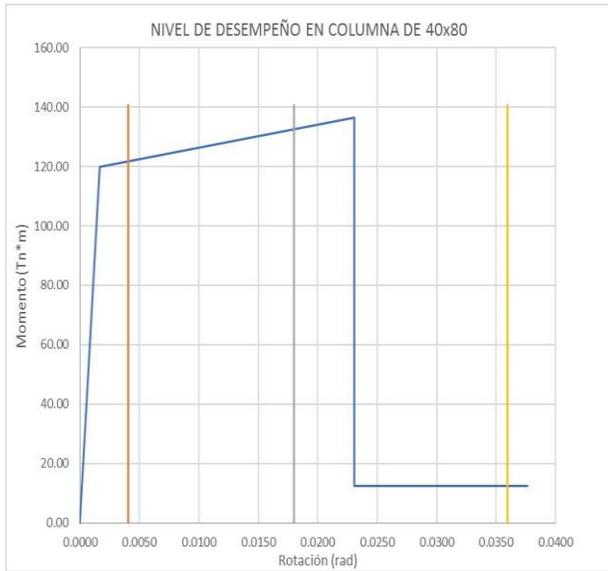


Figura 8: Rótula plástica en columna de 40x80 con su nivel de desempeño.

Esquinera.

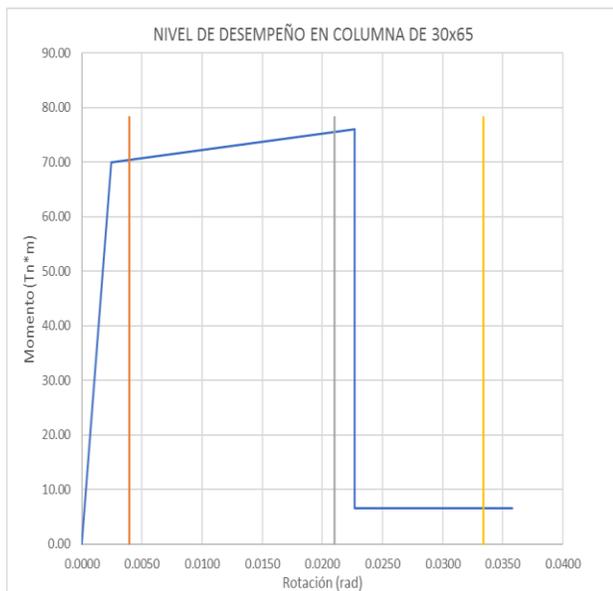


Figura 9: Rótula plástica en columna de 30x65 con su nivel de desempeño.

Borde.

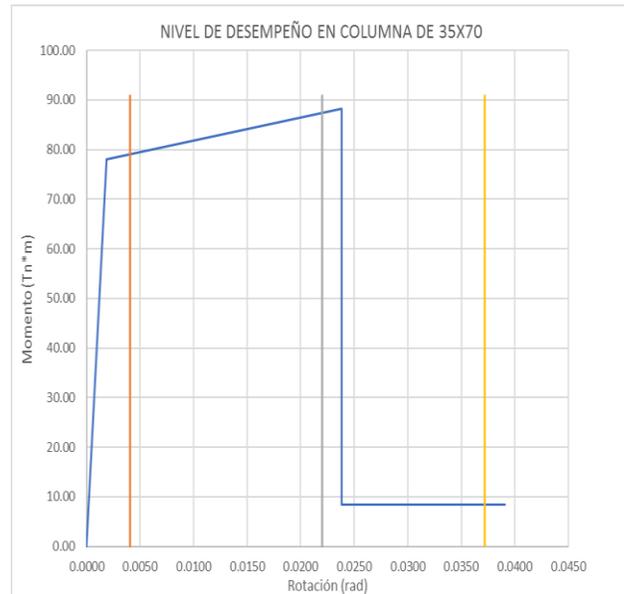


Figura 10: Rótula plástica en columna de 35x70 con su nivel de desempeño.

Estructura de 8 pisos.

Central.

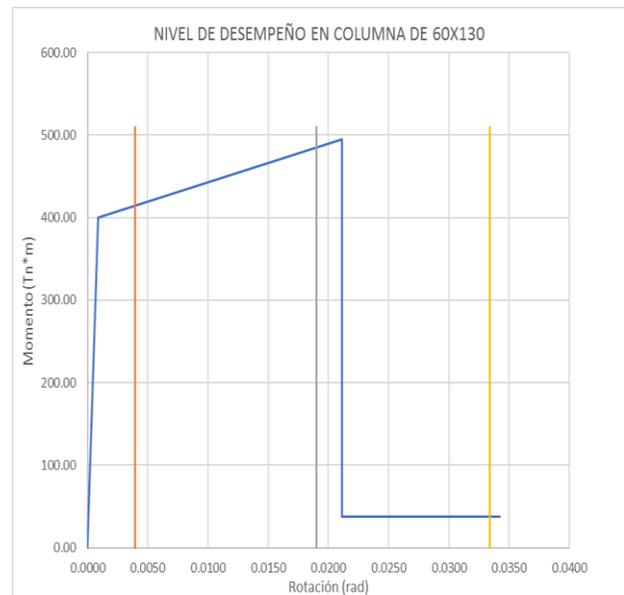


Figura 11: Rótula plástica en columna de 60x130 con su nivel de desempeño.

Esquinera.

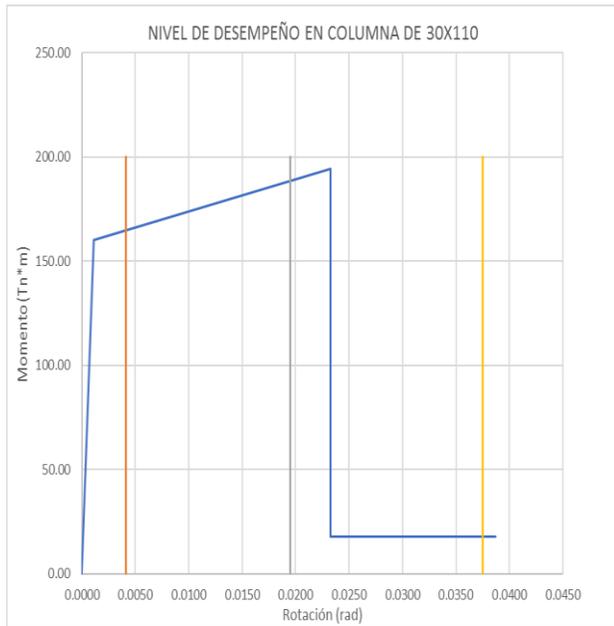


Figura 12: Rótula plástica en columna de 30x110 con su nivel de desempeño.

Borde.

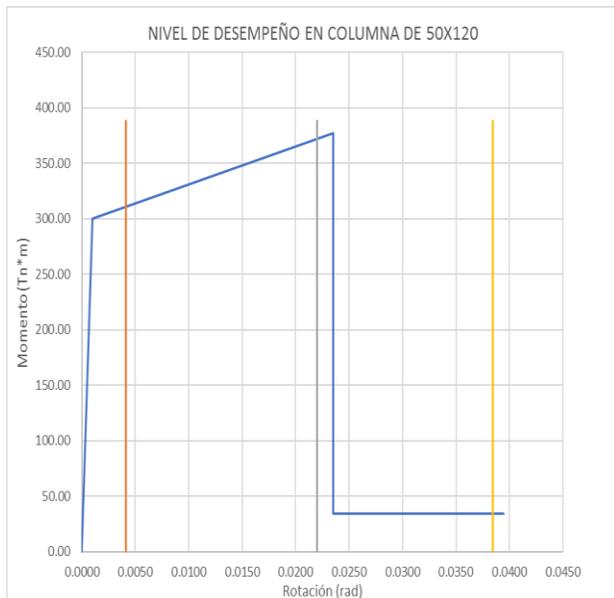


Figura 13: Rótula plástica en columna de 50x120 con su nivel de desempeño.

3. Resultados y Discusión

Análisis Económico:

Tabla 20: Acero Total utilizando el método DBF

	ACERO	
	PESO kg	COSTO
4 PISOS	36413.4673	\$ 57,169.14
8 PISOS	106078.062	\$ 138,588.58

Tabla 21: Acero Total utilizando el método Push-Over

	ACERO	
	PESO kg	COSTO
4 PISOS	40781.44	\$ 64,026.85
8 PISOS	114814	\$ 180,257.98

Podemos observar que en el Push-Over existe un incremento del 12% en costo respecto del diseño basado en fuerzas en la edificación de 4 pisos. Mientras que en la de 8 pisos se aprecia una variación económica del 30% con respecto al DBF.

Análisis Técnico:

Tabla 14: Resultados obtenidos en los respectivos métodos

METODOS	Método DBF		Método PushOver	
	4 PISOS	8 PISOS	4 PISOS	8 PISOS
Estructuras	T 0.561 seg	T 1.004 seg	T 0.50 seg	T 0.84 seg
Periodo de la estructura	SI	SI	NO	NO
Consideración de muros Estructurales	W 1954.58 Tn	W 4554.68 Tn	W 1720.36 Tn	W 3965.26 Tn
Carga Sísmica Reactiva				

De la tabla anterior, se puede ver que en los resultados de periodos de la estructura 4 pisos no presenta gran variación, dando como resultado que esta aumente en un 12.2 % con respecto al método de empuje incremental, mientras que en la estructura de 8 pisos se presenta una variación mayor siendo esta de un incremento del 19.52 % con respecto al método Push-Over.

Se logra observar que en el método DBF el peso total incrementa tanto en la estructura de 4 y 8 pisos en un 13.61% y 14.86% respectivamente, con respecto al método no lineal.

4. Conclusiones

El código ecuatoriano de la construcción no considera el diseño estructural a través del método de “Empuje incremental”, detalle que dificulta el diseño sismo resistente de una manera más completa, por lo que se tuvo que recopilar información de revistas, artículos y normativas de diferentes países.

Debido a que el método Push-Over hace una revisión de los aceros colocados en vigas y columnas mediante las tablas de Parámetros numéricos de modelación para criterios no lineales, se obtuvo que las edificaciones calculadas por el método DBF van a ser más económicas, como se observa en la tabla 18 y 19.

De acuerdo a la tabla 20 los periodos de las estructuras en el método Push-Over son más bajos, esto quiere decir que la estructura tiene una mejor configuración ante sismos.

Se puede observar en la tabla 20 que las estructuras en el método no lineal, pesan menos por la ausencia de muros, debido a que los resultados obtenidos en las rotulas plásticas van hacer erróneas si estos llegan a ser considerados.

Referencias

- [1] C. Ramírez, “ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMO-RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO MODELADAS CON ACERO COMERCIAL APLICANDO EL MÉTODO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSH-OVER” Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela. Sep. 2013.
- [2] G. Carrión, O. Leonel, “ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO DE DISEÑO SISMO BASADO EN FUERZAS (DBF) Y EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) APLICADO A ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD DE HORMIGÓN ARMADO” Trabajo de Titulación, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador. 2013.
- [3] C. Saavedra. “Método del Pushover-Análisis Estático no Lineal (Webinar)” [online]. Material académico de materias de Ingeniería Civil en el área de estructuras. Disponible en: <https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>
- [4] Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE 41-13) Capítulo 10. Concrete.
- [5] Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Building (SEAOC-Vision 2000, 1995)