






RESEARCH ARTICLE

# Análisis Estático No Lineal Pushover de la Casa de Maquinas de una Central Hidroeléctrica

Javier R. Rodríguez Mogrovejo   Eduardo D. Palma Zambrano  Juan D. Urgiles Rojas   
Juan S. Maldonado Noboa 

Universidad Católica de Cuenca – Cuenca, Ecuador

 Correspondencia: [javier.rodriguez.75@est.ucacue.edu.ec](mailto:javier.rodriguez.75@est.ucacue.edu.ec)  + 593 98 488 1495

DOI/URL: <https://doi.org/10.53313/gwj53043>

**Resumen:** El proyecto hidroeléctrico estudiado fue concebido en el año 2009 y diseñado mediante un análisis estático lineal y dinámico espectral, sin embargo la casa de máquinas al ser parte de la generación y distribución eléctrica se categoriza como una edificación esencial, y está obligada según la norma vigente a verificar su correcto desempeño sísmico en el rango inelástico. El presente trabajo está enfocado en una revisión de la estructura en el rango elástico y posteriormente en el rango elasto-plástico mediante un análisis estático no lineal (Pushover) bajo la normativa de la ASCE/SEI 41-13, aplicando las demandas sísmicas recomendadas por la NEC-15 para poder así establecer su desempeño sísmico. Se obtiene las curvas de capacidad del sistema estructural, los mecanismos de formación de rótulas plásticas y el punto del desplazamiento objetivo de la estructura. Para la evaluación del desempeño sísmico se aplicaron los criterios del Comité Visión 2000 y el ATC-40. Se concluye que existen problemas torsionales influidos por la posición del puente grúa, se determinó un factor de reducción sísmica menor al diseño original y formación temprana de rótulas plásticas. Finalmente, esta investigación sirve para concienciar sobre la necesidad de analizar estructuras esenciales y especiales construidas sin criterios de desempeño sísmico.

**Palabras claves:** Pushover, Desplazamiento objetivo, Rótulas plásticas, Desempeño sísmico

## Nonlinear Push-Over Static Analysis of the Powerhouse of a Hydroelectric power plant

**Abstract:** The hydroelectric power plant under study was conceived in 2009 and designed through linear static and dynamic spectral analysis, however the powerhouse, which keeps electrical generation and distribution equipment, is an essential category building and is obliged according to the current standard to verify its correct seismic performance in the inelastic range. The present work is focused a review of the structure in the elastic range and subsequently elasto-plastic range through a nonlinear



Check for updates

**Cita:** Rodríguez Mogrovejo, J. R., Palma Zambrano, E. D., Urgiles Rojas, J. D., & Maldonado Noboa, J. S. (2022). Análisis Estático No Lineal Pushover de la Casa de Maquinas de una Central Hidroeléctrica. Green World Journal, 5(3), 043. <https://doi.org/10.53313/gwj53043>

**Received:** 20/Sep/2022

**Accepted:** 10/Nov/2022

**Published:** 15/Nov/2022

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.  
Editor-in-Chief / CaMeRa Editorial  
[editor@greenworldjournal.com](mailto:editor@greenworldjournal.com)

**Editor's note:** CaMeRa remains neutral with respect to legal claims resulting from published content. The responsibility for published information rests entirely with the authors.



© 2022 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license.

Creative Commons Attribution (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>

Pushover static analysis under the ASCE/SEI 41-13 standard, applying the recommended seismic demands as per norm NEC-15, and thus establishing its seismic performance. We obtain the capacity curves of the structural system, the mechanisms of formation of plastic hinges and the performance point of the structure. For the evaluation of the seismic performance, the criteria of the Vision 2000 Committee and the ATC-40 are applied. As conclusion, there are torsional problems influenced by the position of the overhead crane, a seismic reduction factor lower to the original design and has a low ductility capacity and the formation of plastic hinges early. Finally, this research serves to raise awareness of the need to analyze essential and special structures built without seismic performance criteria.

**Keywords:** Push Over, target displacement, Plastic ball joints, seismic performance

## 1. Introducción

En el Ecuador existen edificaciones categorizadas como esenciales que fueron diseñadas con los códigos anteriores CEC 2000 y Normativa Ecuatoriana de Construcción del 2011 (NEC11). , tal es el caso de la casa de máquinas de La Central hidroeléctrica analizada, Se estableció en las memorias técnicas, que la casa de máquinas fue diseñada mediante un análisis estático lineal y dinámico espectral sin verificar su correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, como lo demanda el código vigente de la NEC-15.

Antes de los eventos sísmicos de gran magnitud como el Northridge (1994), y de Kobe, (1995), donde existieron grandes pérdidas humana y económicas, se pensaba que el diseño mediante métodos elásticos permitía a las estructuras tener la suficiente capacidad para soportar las cargas gravitacionales y sísmicas sin colapsar. Sin embargo, las consecuencias de dichos eventos naturales pusieron de manifiesto que estos métodos no proporcionan un real comportamiento de las estructuras antes condiciones sísmicas severas. Por esta razón, los códigos vigentes solicitan un nuevo método de análisis denominado "Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño" (PBSE) [1], que permite verificar el correcto desempeño sísmico de las estructuras en el rango inelástico. De lo anterior, surge la necesidad imperiosa de incursionar a la estructura de casa de máquinas en un análisis basado en desempeño, con el objetivo de estimar los daños esperados bajo el accionar de movimientos sísmicos de distinta intensidad y analizar el nivel de confiabilidad de la edificación; para ello se manejará los parámetros de rigidez, resistencia y capacidad en el rango inelástico.

El diseño sustentado en el desempeño sísmico permite el dimensionamiento correcto de componentes estructurales y no estructurales que bajo un grado de sismo especificado y con distintos niveles de fiabilidad, los daños en las estructuras no deberán superar determinados estados límites [2] . En este sentido se han desarrollado métodos prácticos enmarcado en la ingeniería basada en desempeño, para predecir el comportamiento no-lineal de las estructuras y la determinación de la demanda estructural. Las propuestas más desarrolladas para este análisis lo han realizado el Applied Technology Council ATC-40 (1996) y Federal Emergency Management Agency FEMA 356 (2000), donde incorporan el análisis estático no-lineal para estimar la demanda aplicada por los sismos sobre las estructuras, y de esta manera identificar los mecanismos probables de falla durante la respuesta dinámica, mejorando la precisión de métodos tradicionales de diseño que utilizan técnicas de análisis lineal.[3] El análisis estático no lineal Pushover, puede verse como un procedimiento que predice la fuerza sísmica y demandas de deformación, que representa aproximadamente la redistribución de las fuerzas internas cuando la estructura está bajo fuerzas de inercia que ya no puede ser resistidas dentro del rango elástico del comportamiento estructural.[4]

La presente investigación tiene como finalidad evaluar el desempeño esperado de la superestructura de la casa de máquinas, mediante un análisis estático no lineal (Pushover) basado en un modelo analítico con datos obtenidos del diseño original, rediseños y planos constructivos.

## 2. Materiales y métodos

Los materiales utilizados para modelar la casa de máquinas fueron obtenidos de los documentos existentes y de construcción. Las metodologías empleadas para realizar el análisis estructural lineal son procedimientos basados en fuerzas descritos en el capítulo NEC-SE-DS de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15[5]; además, en esta normativa se indica también la obligación de verificar el desempeño sísmico de las estructuras clasificadas como esenciales, para lo cual se utiliza el método de análisis estático no lineal Pushover.

### 2.1. Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas del hormigón, acero de refuerzo y acero estructural, con los que está construida la casa de máquinas se resumen en la tabla 1, para el cálculo de módulo de elasticidad del hormigón se utilizó la formula recomendada en las normativas del Instituto Americano del Concreto ACI 318-19[6] y la NEC-15

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} \text{ [MPa]} \quad (1)$$

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los materiales

Materiales	Hormigón armado	Acero de refuerzo	Acero estructural
Pesos específicos	23.50 [KN/m <sup>3</sup> ]	76.90 [KN/m <sup>3</sup> ]	76.90 [KN/m <sup>3</sup> ]
Resistencia a la Compresión/Fluencia	28.00 [Mpa]	420.00 [Mpa]	24.80 [Mpa]
Módulo de elasticidad	24870.06 [Mpa]	200000.00 [Mpa]	2000000.00 [Mpa]
Coefficiente de Poisson	0.20	0.30	0.30

### 2.2. Área de estudio

La casa de máquina de la central hidroeléctrica se encuentra ubicada en la zona austral del Ecuador.

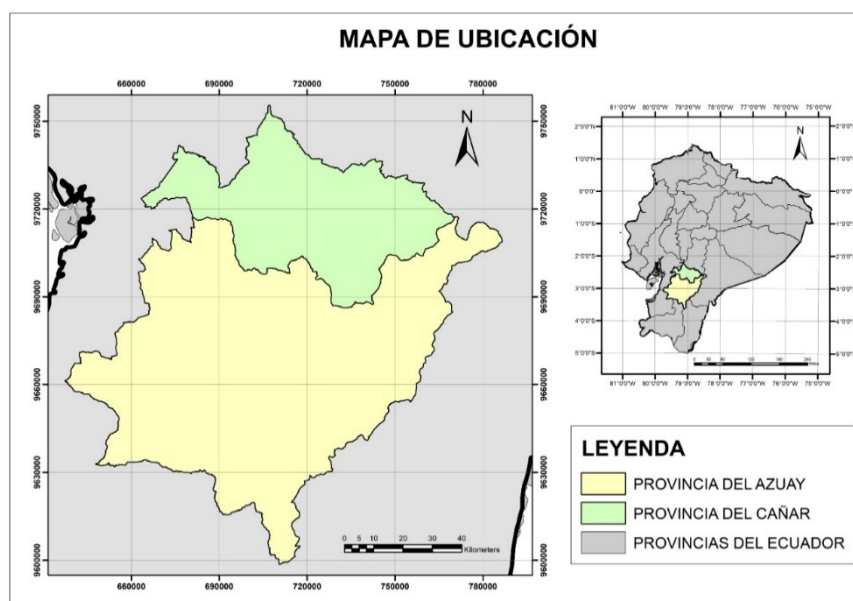


Figura 1. Ubicación de casa de máquinas

### 2.3. Descripción de la estructura

La casa de máquinas consta de una nave principal conformada por una estructura aporticada de columnas y vigas de hormigón armado, la sección de las columnas es de 40x60 cm y 30x30 cm y vigas de 40x30 cm. La cubierta está compuesta de celosías con perfiles metálicos. Este sector alberga al puente grúa que se desplaza por rieles metálicos, apoyado sobre vigas carrileras que descansa a su vez sobre ménsulas de hormigón armado.

Contigua a la nave principal está la estructura lateral mixta formado de columnas de hormigón armado de 40x40 cm y vigas principales y secundarias de acero estructural. El entrepiso y cubierta está formado por una losa de 5 cm apoyada en paneles metálicas tipo deck. La fachada exterior prevista de mampostería de ladrillo fue reemplazada por planchas metálicas apoyadas en una estructura de perfiles metálicos. En la figura 2 se muestra la representación de la edificación mediante el modelo idealizado y en la figura 3 un extracto de los planos de la planta en el nivel 2276,20.

El acero de refuerzo de las estructuras de hormigón armado y acero estructural de las vigas principales y secundarias, son obtenidas de los planos constructivos; los mismos se detallan en la tabla 2.

**Tabla 2.** Información levanta de elementos estructurales.

ELEMENTO	SECCIÓN (cm)	ACERO DE REFUERZO			
		Lado izquierdo		Lado derecho	
		Acero (-)	Acero (+)	Acero (-)	Acero (+)
<b>PLANTA ALTA Nv = + 2276.20</b>					
Viga A1	40X60	3Ø16 mm	3Ø14 mm	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø14 mm
Viga A2	40X60	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø14 mm	3Ø16 mm	3Ø14 mm
Viga A3	40X60	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø14 mm	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø14 mm
Viga A4	40X60	3Ø14 mm	3Ø14 mm	3Ø14 mm	3Ø14 mm
Viga A6	40X60	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø16 mm
Viga A7	40X60	3Ø16 + 1Ø 16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm
Viga A8	40X60	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm
Viga principal - CM	I 200x400x8x6				
Viga secundaria - N	O 100x300x6				
Columnas principales	40X60 cm	4Ø25 + 4Ø 22mm			
Columnas acceso principal	30x30 cm	4Ø18 mm			
Columnas estruc. lateral	40x40 cm	4Ø18 + 4Ø 16mm			
<b>NIVEL DE VIGA CARRILERA Nv = + 2278.78</b>					
Viga carrilera	II 400x600x18x1 3				
<b>PLANTA CUBIERTA Nv = + 2279.80</b>					
Viga A4	40X60	3Ø14 mm	3Ø14 mm	3Ø14 mm	3Ø14 mm

Viga A5	40X60	3Ø16 mm	3Ø14 mm	3Ø16 mm	3Ø14 mm
Viga principal - CM	I 200x400x8x6				
Viga secundaria - N	O 100x300x6				
Columnas principales	40X60 cm	4Ø25 + 4Ø 22mm			
Columnas acceso principal	30x30 cm	4Ø18 mm			
Columnas estruc. lateral	40x40 cm	4Ø18 + 4Ø 16mm			
<b>PLANTA NAVE PRINCIPAL Nv = + 2283.14</b>					
Viga A4	40X60	3Ø14 mm	3Ø14 mm	3Ø14 mm	3Ø14 mm
Columnas principales	40X60 cm	4Ø25 + 4Ø 22mm			
Columnas acceso principal	30x30 cm	4Ø18 mm			

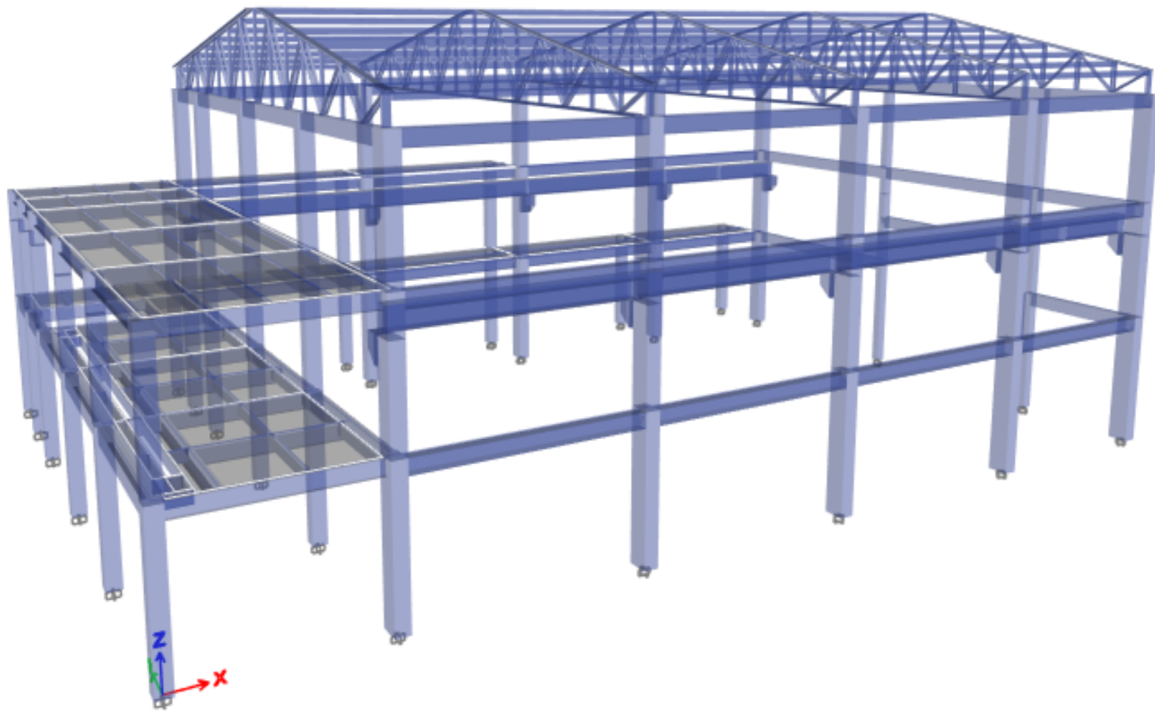


Figura 2. Representación de la edificación.

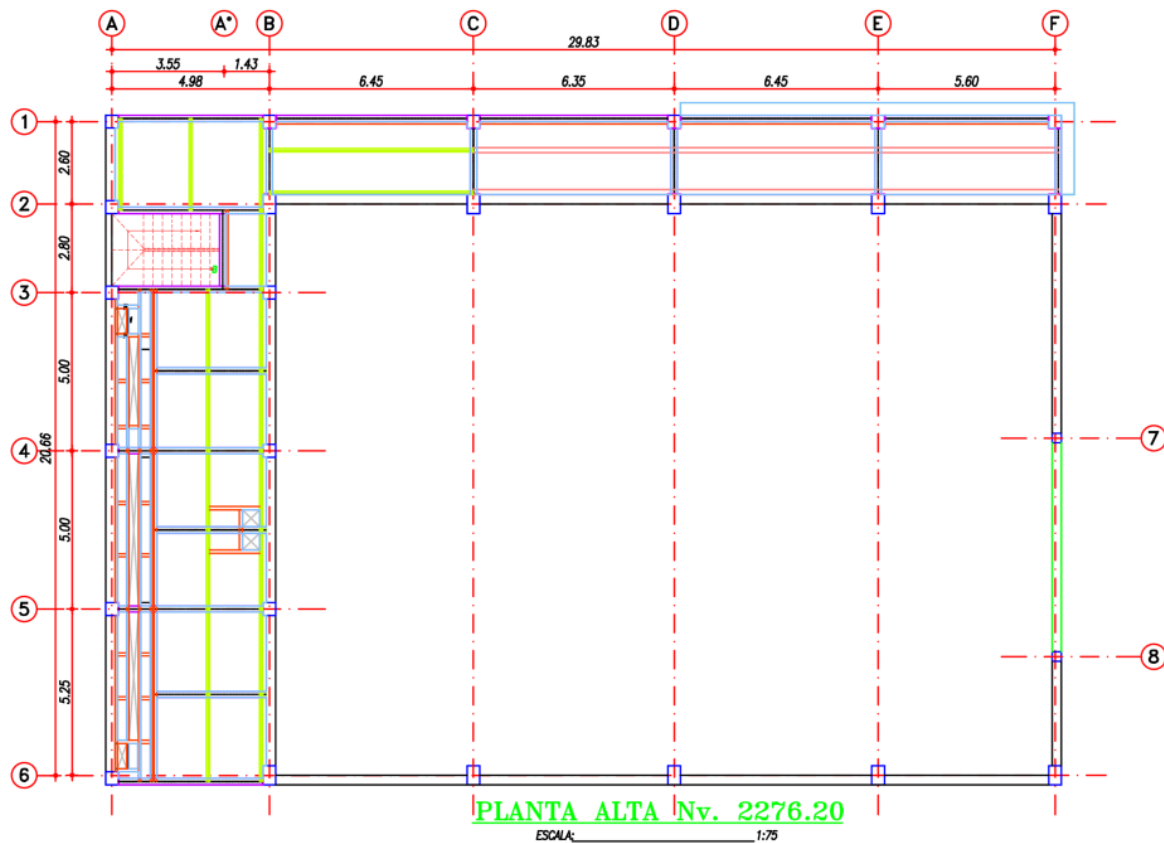


Figura 3. Planta alta en nivel 2273,20

#### 2.4. Análisis en el rango elástico

Se realiza un análisis estructural lineal con los procedimientos estático y modal dinámico, los parámetros utilizados se resumen en tabla 3 y se determinan en base a las recomendaciones del capítulo NEC-SE-DS correspondiente al Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismorresistente. Se empleó el factor de reducción de resistencia sísmica con el que originalmente se diseñó la casa de máquinas, y los factores de irregularidad fueron seleccionados acorde a los criterios de la sección 5.2 del capítulo de peligro sísmico de la NEC-15.

##### 2.4.1. Clasificación del suelo

La caracterización geológica de la zona se determinó de los ensayos realizados en el proceso constructivo de la tubería de presión y casa de máquinas. El suelo es clasificado como roca medianamente meteorizada y fracturada (RMM y RMF), con las siguientes características: "Roca consistente, propilitizada, alterada mineralógicamente, aumenta la fracturación por disolución del cementante, oxidación moderada a fuerte que se extiende a partir de los planos fracturados (RMM)"<sup>1</sup>. En base a estos resultados, se consideró un suelo tipo B para la zona donde se implantó la casa de máquinas. En la figura 4 se representa el perfil geológico de la zona y los parámetros geotécnicos que permiten la clasificación del suelo

##### 2.3.1. Caracterización del movimiento sísmico del suelo

La aceleración máxima en el suelo se calculó mediante el espectro elástico de respuesta planteado en la NEC-15, en el capítulo 3.3.1; este espectro considera una probabilidad de

<sup>1</sup> ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE CASA DE MÁQUINAS, 2014

excedencia del 10% en 50 años, y se construye con los parámetros que se indican en la tabla 3 y representación gráfica en la figura 5.

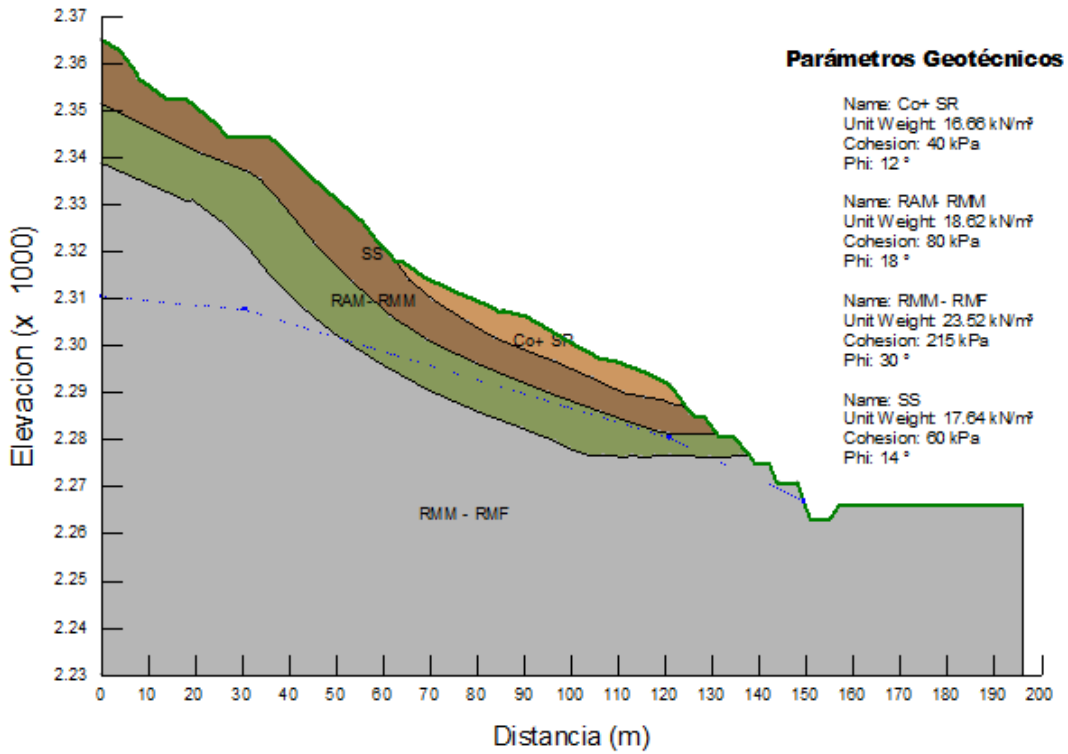


Figura 4. Clasificación geológica de la tubería de presión y casa de máquinas

Tabla 3. Factores de carga sísmica y configuración estructural

Aceleración máxima esperada en roca	z	0.25
Factor de reducción sísmica	R	8
Factor de importancia	I	1.5
Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA	$\eta$	2.48
Coeficiente de irregularidad en planta	$\phi_P$	0.9
Coeficiente de irregularidad en elevación	$\phi_E$	1
Tipo de suelo	B	
Coeficiente amplificación de suelo en la zona de periodo corto	Fa	1
Coeficiente de amplificación de ordenas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento en roca	Fd	1
Coeficiente comportamiento no lineal	Fs	0.75

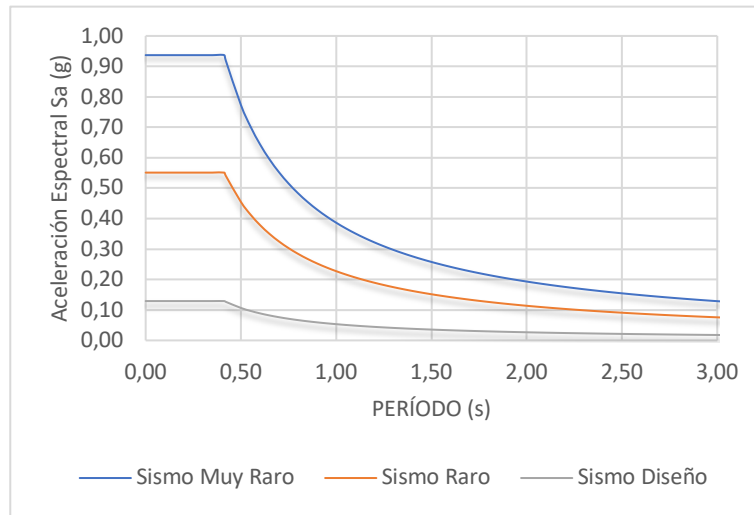


Figura 5. Espectro inelástico

#### 2.4. Análisis estructural no lineal y evaluación del desempeño sísmico

Existen varios métodos para evaluar la respuesta no lineal de la estructura, el método Pushover ha sido seleccionado en el presente trabajo; este método intenta aproximar la respuesta no lineal de la estructura mediante la aplicación de cargas estáticas incrementales. El análisis estático no lineal o Pushover es lo suficientemente preciso para estructuras de poca altura, cuya respuesta está dominada por el primer modo[7].

Para la realización del análisis estático no lineal y evaluación del desempeño se han seguido los siguientes pasos:

- Crear y calibrar el modelo de análisis no lineal

Se analiza el comportamiento no lineal de vigas y columnas mediante modelos de plasticidad concentrada. El comportamiento elástico ocurre a lo largo de todo el elemento, y las deformaciones inelásticas del elemento ocurren en la zona donde se modelan las rótulas plásticas.

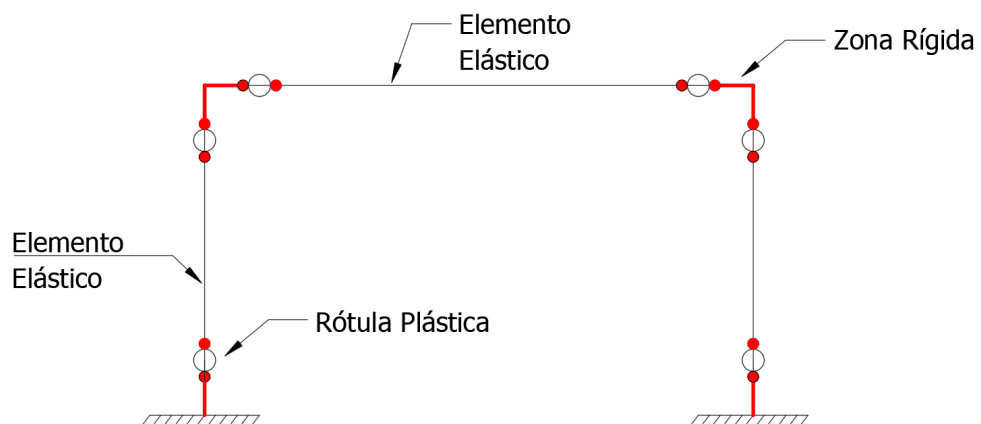


Figura 6. Pórtico con zonas de plasticidad concentrada

Los modelos no lineales de las rótulas plásticas se generaron con la ayuda de tablas de la American Society of Civil Engineers ASCE 41-17 [8], para las vigas y columnas de hormigón armado se utilizaron las tablas 10-7 y 10-8 respectivamente; para las vigas de acero se usaron las



tablas 9-7.1, 9-7.2. Los parámetros a, b y c utilizados para construir las rótulas plásticas se observan en la figura 7, estos valores se basan en evidencia experimental y se reproducen en las tablas 4, 5 y 6 en el presente documento.

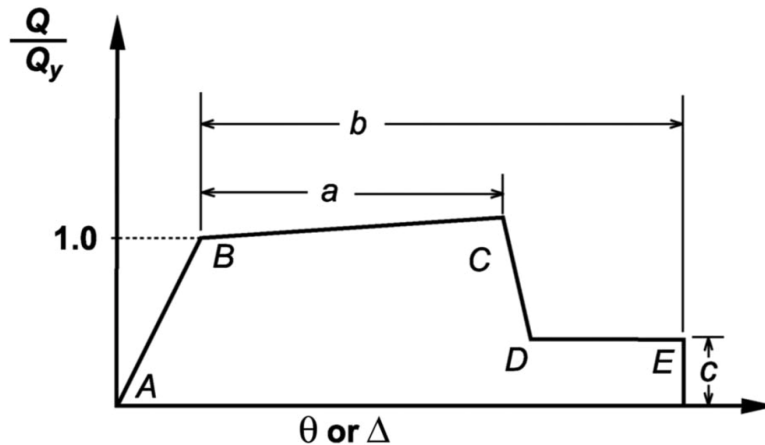


Figura 7. Factores utilizados para la modelización de rótulas plásticas en vigas y columnas

Tabla 4. Parámetros para modelizar rótulas plásticas en vigas de hormigón armado

Condiciones			Parámetro de Modelización			Criterios de Aceptación		
Para vigas controladas por flexión			Ángulo de rotación Plástica (radianes)		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación Plástica (radianes)		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
<= 0.0	C	<= 0.25	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
<= 0.0	C	>= 0.5	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.4
>= 0.5	C	<= 0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
>= 0.5	C	>= 0.5	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
<= 0.0	NC	<= 0.25	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
<= 0.0	NC	>= 0.5	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
>= 0.5	NC	<= 0.25	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
>= 0.5	NC	>= 0.5	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Tabla 5. Parámetros para modelizar rótulas plásticas en columnas de hormigón armado

Parámetros de modelización	Criterios de Aceptación		
	Ángulos de rotación plástica (radianes)		
Ángulos de rotación plástica, a y b (radianes)	Niveles de Desempeño		
Relación de resistencia residual, c	IO	LS	CP
Columnas no controladas por un inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de la altura libre			
$a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{ud}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{cotoE}} \right) \geq 0.0$	0.15a <= 0.005	0.5b	0.7b
para $\frac{N_{ud}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{ud}}{0.85 A_g f'_{cE} \rho_t f_{yE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			

Tabla 6. Parámetros para modelizar rótulas plásticas en vigas de acero estructural

Parámetros de modelización	Criterios de Aceptación			
	Ángulos de rotación plástica (radianes)			
Ángulos de rotación plástica, a y b (radianes)	Niveles de Desempeño			
Relación de resistencia residual, c	IO	LS	CP	
<b>Vigas</b>				
1. Donde: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	a = 9φ <sub>y</sub> a = 9φ <sub>y</sub> c = 0.6	0.25a	a	a
2. Donde: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	a = 4φ <sub>y</sub> a = 6φ <sub>y</sub> c = 0.2	0.25a	0.75a	a
Otro: Se realizará una interpolación lineal entre los valores de las líneas 1 y 2 para la esbeltez del ala (primer término) y la esbeltez del alma (segundo término), y se utilizará el valor resultante más bajo.				

La no linealidad que presentan los materiales al entrar en el rango plástico cuando se genera la rótula plástica, se consideró a través de los modelos constitutivos de Mander, Priestley y Park (1988)[9]; el modelo está determinado por una curva continua y estima que el confinamiento en el concreto producido por el acero de refuerzo a más de incrementar la capacidad de deformación del elemento, también aumenta la resistencia a compresión del concreto, esto se observa en la figura 8.

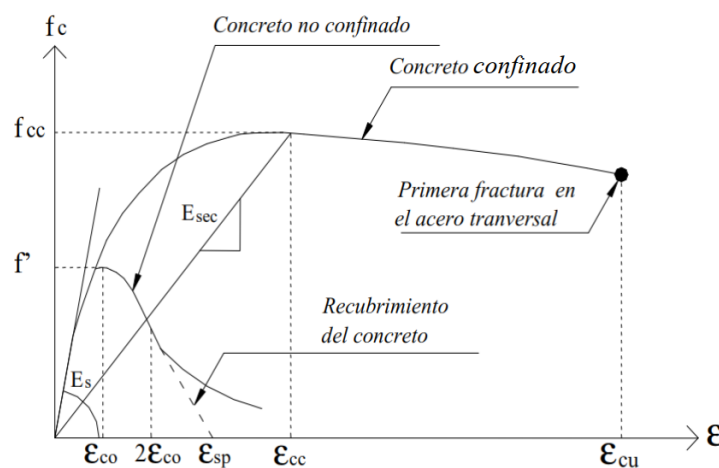


Figura 8. Modelo de Mander, Priestley y Park (1988).

b) Definición y aplicación de cargas estáticas de gravedad

Luego de la modelización de la casa de máquinas en el herramienta computacional ETABS®, se aplicó una carga de gravedad que considera el 110% de la carga muerta más un 25% de la carga viva, según recomendaciones del FEMA-356 [10].

c) Definición de un patrón de cargas lateral sísmica equivalente

Se establece un patrón de cargas con una distribución vertical en función del modo fundamental como se muestra en la figura 9, según las recomendaciones de la sección 7.4.3.2.2 del ASCE 41-17[8]. Estas cargas actúan en el modelo estructural después de la colocación de las cargas gravitacionales no lineales establecidas en el acápite b).

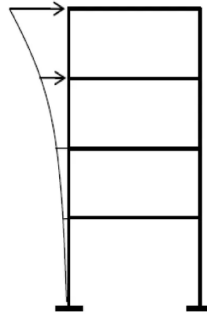


Figura 9. Distribución de fuerzas verticales en proporción al primer modo

d) Definición de la demanda de desplazamiento o desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo pretende representar el desplazamiento máximo que se experimente para el nivel de riesgo sísmico seleccionado.

Las normativas ACT-40 [11] y FEMA-356 [10] han sido las más relevantes para la determinación del desplazamiento objetivo de una estructura, ambas normativas se basan en suposiciones que genera gran incertidumbre, sin embargo, documentos modernos con el ASCE/SEI 41-17[8] recomiendan la utilización del método del coeficiente propuesto en el FEMA-356, sobre el método del espectro de capacidad.

El desplazamiento objetivo  $\delta_t$ , se calculó con la ecuación 2, para cada nivel de piso

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2)$$

Donde  $C_0$  es un factor que relaciona el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad equivalente y el desplazamiento de techo de un sistema de varios grados de libertad,  $C_1$  es un factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el desplazamiento calculado de manera lineal elástica,  $C_2$  es un factor que representa la forma de histéresis,  $S_a$  es la aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental y  $T_e$  es el periodo fundamental efectivo en la dirección de interés.

Para edificaciones con diafragma no rígido, el desplazamiento objetivo debe multiplicarse por la relación  $\delta_{máximo}/\delta_{cm}$ , donde  $\delta_{máximo}$  es el desplazamiento máximo en cualquier punto de la estructura, y  $\delta_{cm}$  es el desplazamiento en el centro de masa, esta relación tiene que ser mayor o igual a 1.

a) Niveles de desempeño y Criterios de aceptación global y a nivel de elemento

Con la información de los pasos anteriores se evaluó el desempeño sísmico de la edificación a nivel global y de elemento. Para la evaluación a nivel global se utilizó las recomendaciones realizadas por el comité VISION 2000 de la Structural Engineers Association of California (SEAOC-1995)[12], en el que se asocia el nivel de desempeño de la estructura a relaciones entre la fuerza cortante y

el desplazamiento de techo, los niveles de desempeño han tenido pocas variaciones en normativas modernas. Por otro lado, el nivel de desempeño a nivel de elemento se analizó con las recomendaciones del ASCE 41-17[8], que están vinculados a la rotación máxima de las columnas y vigas cuando se alcanza el desplazamiento objetivo.

#### Análisis a nivel global

El comité VISION 2000[12], en el año 1995 propuso 4 sismos para analizar una estructura: frecuente, ocasional, raro y muy raro, así mismo definido diferentes niveles de desempeño. Los niveles de amenaza sísmica que plantea el capítulo NEC-SE-DS-15, siguen los criterios planteados en el VISION 2000, siendo estos los que se muestran en la tabla 7; por otro lado, los niveles de desempeño se observan en la tabla 8. Gráficamente los niveles de desempeño en función de la curva Cortante basal vs desplazamiento de techo se observan en la figura 10.

**Tabla 7.** Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo 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%	2500	0.00040

Para estructuras esenciales, el capítulo NEC-SE-DS-15, de la NEC-15, establece que el nivel de desempeño de limitación de daño ante un sismo con un periodo de retorno de 475 años y de no colapso ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno. Los espectros para la demanda sísmica fueron obtenidos de las curvas de peligro sísmico de la ciudad más cerca y son representados en la figura 5.

**Tabla 8.** Niveles de desempeño propuestos por SEAOC, comité VISIÓN 2000

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del sistema
Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo	Despreciable	$\Delta_y$
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación	Leve	$\Delta_y + 0.30 \Delta_p$
Seguridad de vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse, aunque no siempre sea económicamente aconsejable	Moderado	$\Delta_y + 0.60 \Delta_p$
Cerca del colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar colapso	Extenso	$\Delta_y + 0.80 \Delta_p$
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación	Completo	$\Delta_y + 1.00 \Delta_p$

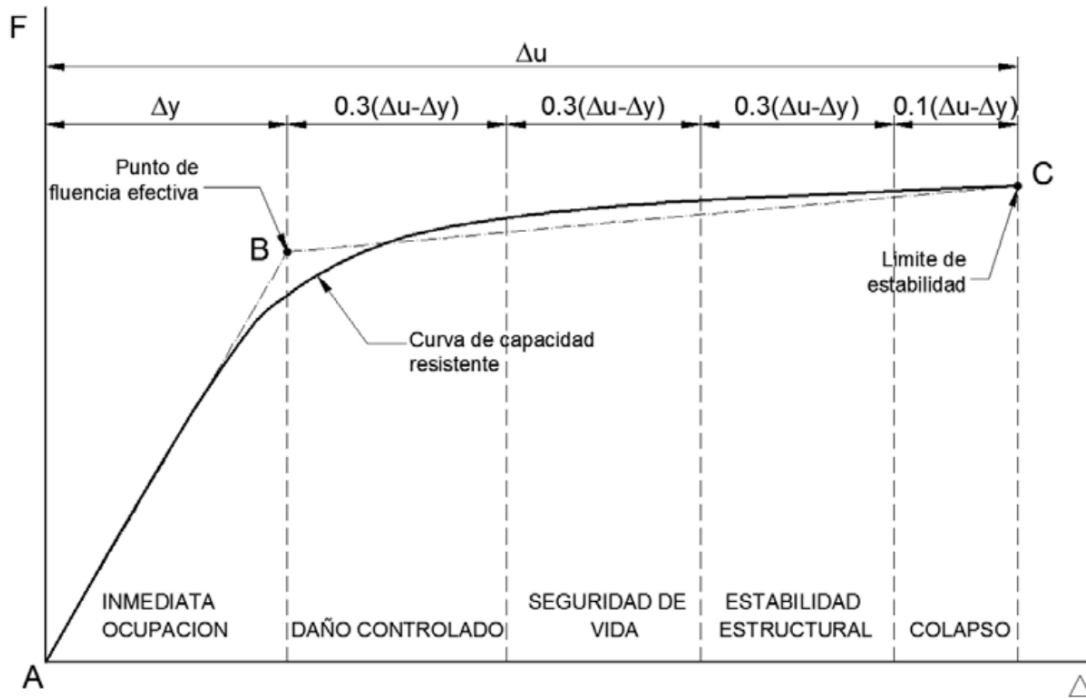


Figura 10. Curva Fuerza Cortante  $F$  vs deformación  $\Delta$ , y niveles de desempeño según SEAOC, 1995

#### Criterios de aceptación a nivel de elemento

Para la definición de los criterios de aceptación los componentes de la estructura deben ser seleccionados como primarios o secundarios, y si estos son controlados por deformación (dúctil) o fuerza (no dúctil) según las secciones 7.5.1.1 del ASCE 41-17[8].

Los componentes primarios son los encargados de resistir las fuerzas sísmicas y pueden deformarse según los requerimientos desempeño, mientras que los componentes secundarios son aquellos que pueden deformarse según el nivel de desempeño, pero no son capaces de resistir las fuerzas sísmicas.

Los elementos pueden comportarse de la siguiente manera: 1) controlados por deformación y 2) controlados por fuerza. Esta clasificación se basa en el comportamiento no lineal del elemento, y que gráficamente se pueden representar en las curvas fuerza vs deformación mostrados en la figura 10, donde las dos primeras curvas representan un comportamiento dúctil y la tercera curva un comportamiento frágil; la clasificación del tipo de comportamiento del elemento se basa en las deformaciones de los puntos característicos 1, 2, 3 y 4 de la curva fuerza vs rotación, las mismas que son resumidas en la tabla 8.

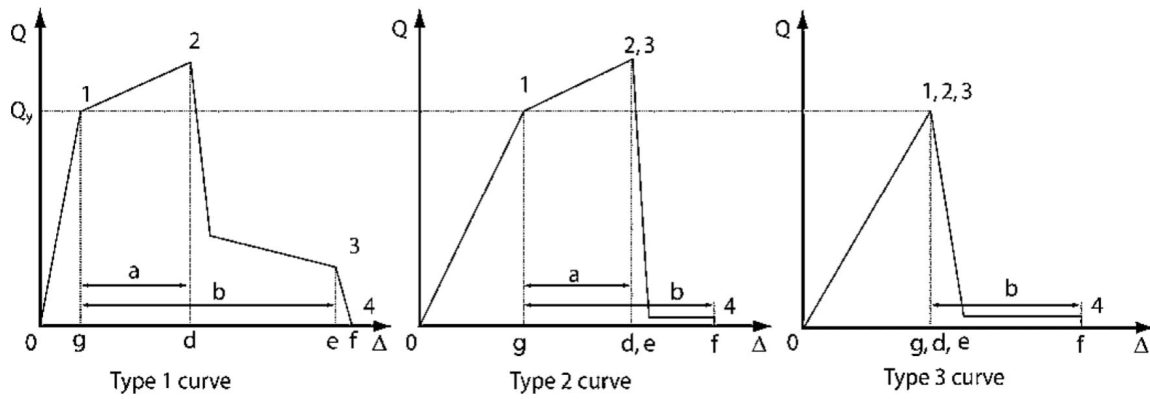


Figura 10. Comportamiento dúctil o frágil de los elementos

Tabla 1. Niveles de desempeño sísmico

Componente	Condición	Tipo de comportamiento diagrama Q - D	Comportamiento	
			Cumple la condición	No Cumple la condición
Primario	$d \geq 2g$	Curva tipo 1	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Secundario	Sin condición	Curva tipo 1	Controlado por deformación	
Primario	$e \geq 2g$	Curva tipo 2	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Secundario	$f \geq 2g$	Curva tipo 2	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Primario	Sin condición	Curva tipo 3	Controlado por fuerza	
Primario	$f \geq 2g$	Curva tipo 3	Controlado por deformación	Controlado por fuerza

La rotación en las zonas de rótula plástica de vigas y columnas deberá cumplir con los niveles de aceptación según las tablas 4, 5 y 6; y con los niveles de desempeño especificados en la tabla 9

Tabla 2. Niveles de desempeño sísmico planteados por la ASCE 41-17

CATEGORÍA	NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO
S-1	Ocupacional	La estructura permanece segura de ocupar luego del sismo, retiene su resistencia y rigidez
S-2	Control de daños	Nivel de desempeño entre los niveles S-1 y S-2
S-3	Seguridad de vida	Tiene elementos dañados, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total
S-4	Seguridad limitada	Nivel de desempeño entre los niveles S-3 y S-5

S-5	Prevención de colapso	Estado de daño posterior al terremoto, la estructura, la estructura continúa soportando cargas gravitacionales, pero no tiene margen contra el colapso
S-6	No considerado	Si la estructura no cabe dentro de los niveles de desempeño mencionados

La metodología planteada para la revisión del desempeño sísmico de la casa de máquinas analizada se sintetiza en el siguiente diagrama de flujo especificado en la figura 11.

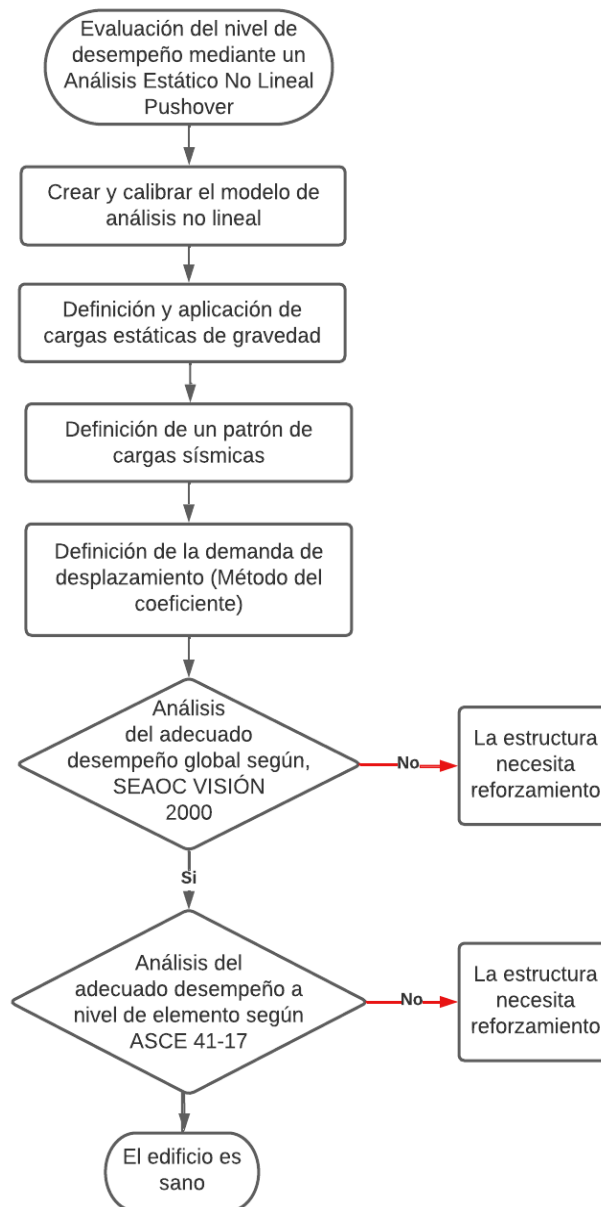


Figura 11. Diagrama de flujo para determinar el desempeño sísmico de casa de máquinas.

### 3. Resultados

Los resultados de la investigación se dividen en dos etapas, la primera es una entrega de la revisión realizada a la estructura de la casa de máquinas en el rango elástico mediante el método estático de diseño basado en fuerzas y un análisis modal espectral, metodologías utilizadas en su diseño original; y en una segunda etapa se presenta los resultados del análisis en el rango no elástico y el nivel de desempeño obtenidos, para determinadas demandas sísmicas.

#### 3.1. Análisis en el rango elástico

Fue de particular interés analizar el comportamiento estructural de la edificación ubicando al puente grúa en los distintos vanos de la nave principal, esta atención se centró debido a la gran magnitud de su carga (27 Tn). A pesar de que el puente grúa tiene como característica fundamental deslizarse sobre la viga carrilera, la hipótesis planteada fue asumir como una carga muerta esta propuesta se fundamentó en el hecho que la maquinaria permanece detenida por periodos largos de tiempo, y su empleo se da en los mantenimientos programados que tienen una frecuencia de cuatro veces por año.

La ubicación del puente grúa fue examinada en cuatro situaciones replicando las tareas eventuales realizadas, la posición 1 es la más común y se refiere al puente grúa situado en el vano cercano al ingreso principal y la posición 4 con la consideración que la carga se encuentra en el pórtico más cercano a la sala de control. De manera esquemática se explica las diferentes ubicaciones de la maquinaria en la figura 12.

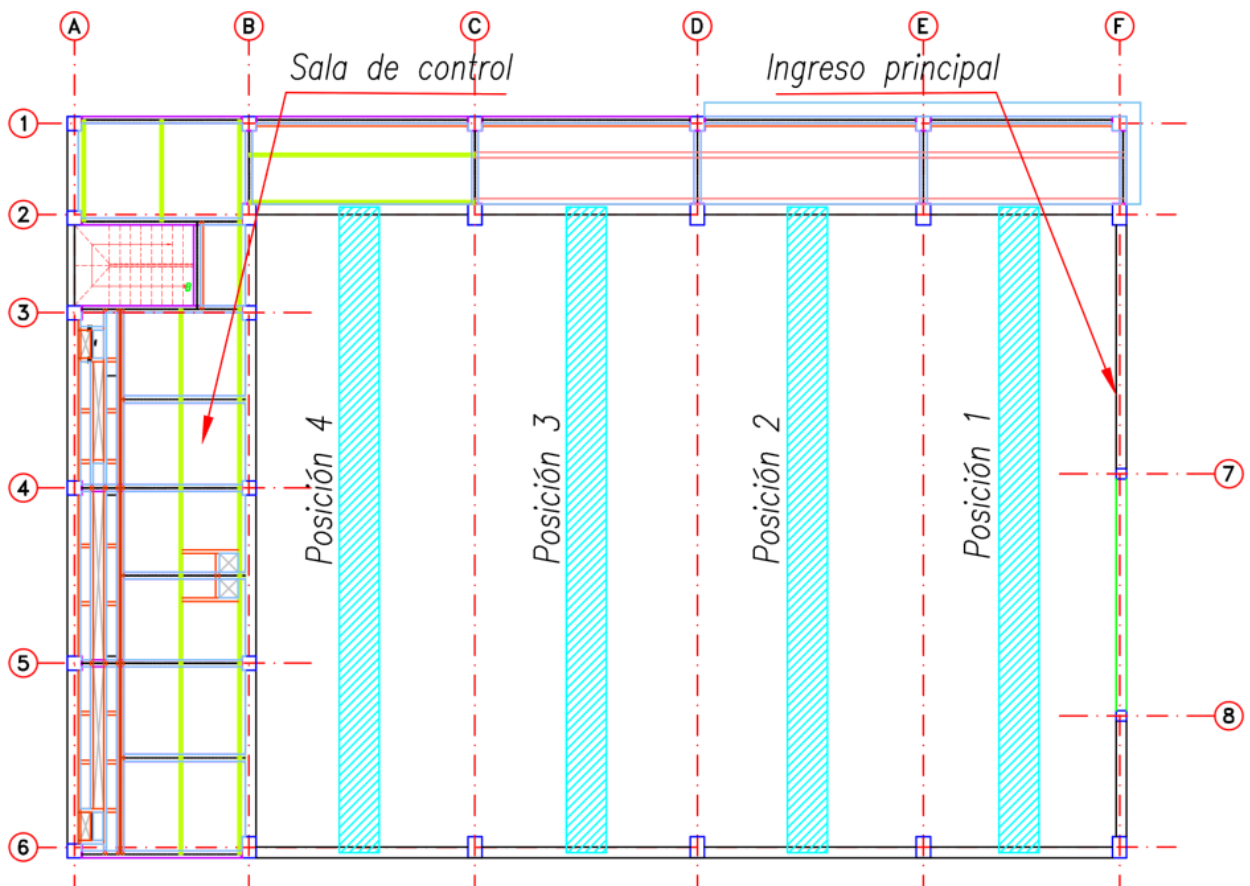


Figura 12. Diferentes posiciones del puente grúa para el análisis



Se describe a continuación los resultados de mayor relevancia que fueron identificados con el análisis estático lineal y modal espectral. Los resultados de cortante basal estático y dinámico, estabilidad, dispersión, no prestaron mayor novedad y sus rangos están dentro de los parámetros establecidos en las normativas vigentes.

### 3.1.1. Modos de participación modal

En la tabla 10 se resumen los modos de participación de masa de la edificación considerando losas rígidas para un análisis dinámico adecuado y la ubicación del puente grúa en la posición 1. En el primer modo de vibración, el periodo tiene un valor de 0,538 seg., y la participación de la masa en el desplazamiento prevalece en el sentido xx con el 52,95%. En el segundo modo el periodo desciende al 0.502 seg., y la participación de la masa predominante está en el sentido yy con un porcentaje del 41,61%. En el tercer modo de vibración el periodo es de 0.391 seg., prevalece el modo torsionante, con una participación del 49,19%. En el modo 20 se consigue una participación total de la masa superior al 90%, cumpliendo con las recomendaciones de la NEC- 15.

**Tabla 10.** Participación modal de masas, con la ubicando al puente grúa en la posición 1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios - Pos. 1

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0.5383	0.5295	0.0742	0.1541	0.5295	0.0742	0.1541
Modal	2	0.5021	0.1616	0.4161	0.1744	0.6911	0.4904	0.3285
Modal	3	0.3912	0.0067	0.2978	0.4919	0.6978	0.7882	0.8204
Modal	4	0.3670	0.0866	0.0046	0.0170	0.7844	0.7928	0.8374
Modal	5	0.2984	0.0699	0.0026	0.0084	0.8543	0.7953	0.8458
Modal	6	0.2954	0.0234	0.0030	0.0075	0.8778	0.7984	0.8533
Modal	7	0.2592	0.0014	0.0000	0.0000	0.8791	0.7984	0.8533
Modal	8	0.2433	0.0005	0.0075	0.0018	0.8797	0.8059	0.8551
Modal	9	0.2413	0.0000	0.0214	0.0048	0.8797	0.8273	0.8599
Modal	10	0.2135	0.0001	0.0169	0.0046	0.8798	0.8442	0.8645
Modal	11	0.1973	0.0000	0.0056	0.0077	0.8798	0.8498	0.8722
Modal	12	0.1967	0.0001	0.0026	0.0002	0.8799	0.8524	0.8724
Modal	13	0.1893	0.0174	0.0012	0.0001	0.8973	0.8537	0.8726
Modal	14	0.1853	0.0000	0.0076	0.0002	0.8973	0.8612	0.8727
Modal	15	0.1810	0.0001	0.0210	0.0142	0.8975	0.8822	0.8869
Modal	16	0.1793	0.0000	0.0036	0.0049	0.8975	0.8858	0.8918
Modal	17	0.1713	0.0002	0.0003	0.0007	0.8976	0.8861	0.8925
Modal	18	0.1669	0.0024	0.0007	0.0081	0.9001	0.8868	0.9006
Modal	19	0.1574	0.0615	0.0000	0.0003	0.9615	0.8868	0.9008
Modal	20	0.1413	0.0009	0.0269	0.0206	0.9624	0.9136	0.9215

El periodo de vibración de la estructura no sufre cambios significativos con la variación de la posición del puente grúa, en la figura 13 se resume los periodos de los tres primeros modos de vibración.

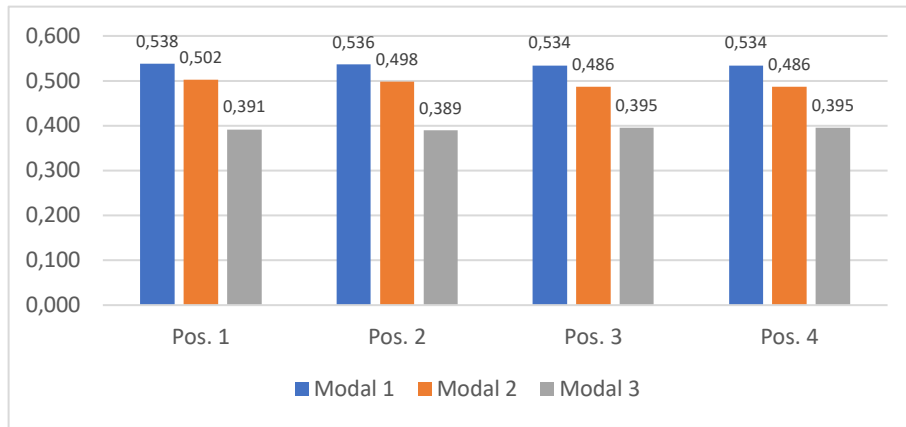


Figura 13. Periodos de vibración la estructura para los tres primeros modos de vibración; con distintas ubicaciones del puente grúa.

Al analizar el puente grúa en distintas posiciones, se identifica una variación de la participación modal de masas en los desplazamientos UX, UY y giros RZ; existe un incremento de participación en el desplazamiento o giro que prevalece en cada modo de vibración, cuando el puente grúa se acerca hacia la estructura lateral o sala de control, mayor en su participación de masas. Este comportamiento se visualiza en la figura 14.

Tiene relevancia el análisis de la participación de masas modales respecto a los giros en los tres ejes RX, RY y RZ, estos porcentajes identifica el correcto comportamiento torsional de la estructura. La participación de cada giro es un porcentaje del total establecido en cada modo.

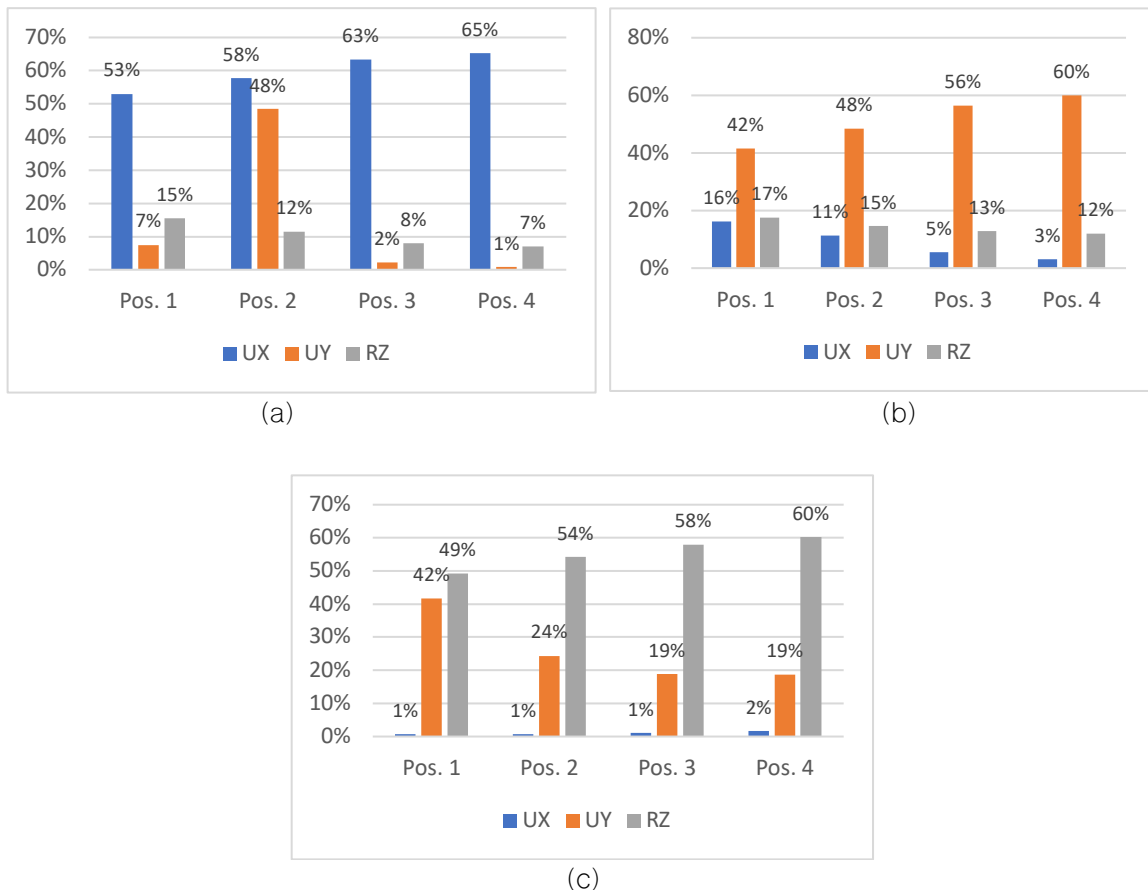
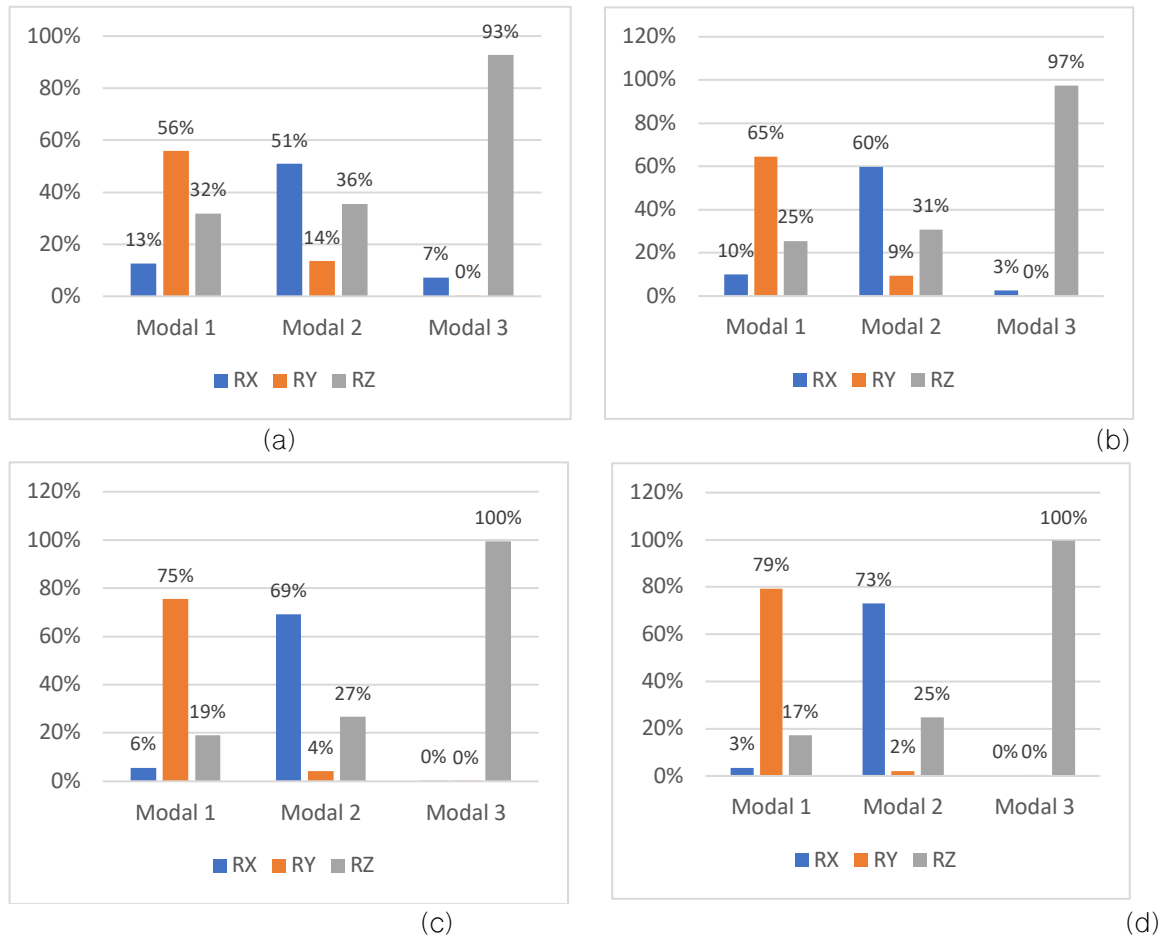


Figura 14. Participación de masas modales en desplazamientos UX, UY y giros RZ, para distintas posiciones del puente grúa: (a) modo 1; (b) modo 2; (c) modo 3.

En la figura 15 se presenta la participación de masas modales considerando torsión en diferentes posiciones del puente grúa; en el apartado (a) se identifica que el porcentaje de participación de masa predominante de giro respecto al eje Z en el modo 1 es del 32%, en la segunda posición este valor baja al 25%, en la tercera posición a 19% y en la cuarta posición del puente grúa al 17% observando una disminución notable de la participación del giro RZ en el modo fundamental de la estructura mientras el puente grúa es ubicado hacia la sala de control.



**Figura 15.** Participación de masas modales respecto al total de sus giros, con diferentes ubicaciones del puente grúa: (a) Posición 1; (b) Posición 2; (c) Posición 3; (d) Posición 4.

### 3.1.2. Derivas y desplazamientos

Un componente esencial en la filosofía del diseño sismo resistente es el control de las derivas del piso, mediante este procedimiento se realiza una verificación adecuada de desplazamientos laterales para limitar los daños en las edificaciones ante eventos sísmicos considerables. En la figura 16 se representa las derivas máximas de pisos, aplicando acciones sísmicas estáticas y dinámicas. En la tabla 11 se resumen las derivas inelásticas máximas de piso y como resultado general se observa que la deriva máxima esta por el orden del 1.65%, valor que está bajo los parámetros permitidos por la normativa vigente de la NEC-15, que permite una deriva 2% para estructuras de hormigón armado y acero.

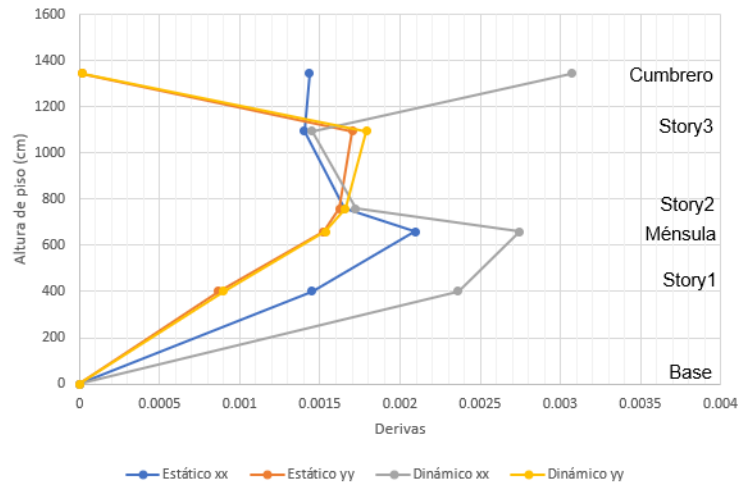


Figura 16. Derivas máximas por piso

Tabla 11. Derivas inelásticas máximas por piso, producto de sismos estáticos y dinámicos.

Sismo	Deriva	Deriva inelástica
Estático xx	0.002095	1.26%
Estático yy	0.001701	1.02%
Dinámico xx	0.002744	1.65%
Dinámico yy	0.001788	1.07%

En el grafico 17 se presenta los resultados de los desplazamientos máximos por piso producto de la aplicación de cargas laterales estáticas y dinámicas, y en la tabla 12 el resumen de los valores calculados.

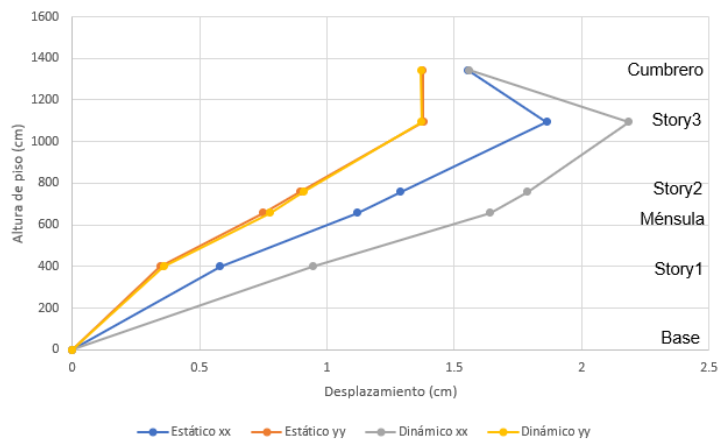


Figura 17. Desplazamientos máximos por piso

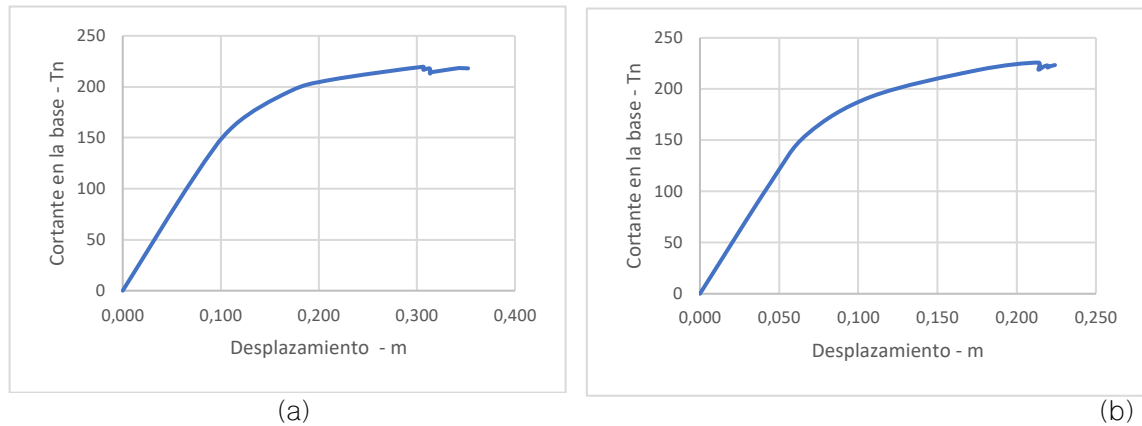
Tabla 12. Desplazamiento máximo por piso, producto de sismos estáticos y dinámicos.

Sismo	Desplazamiento máximo (cm)
Estático xx	1.8624
Estático yy	1.3773
Dinámico xx	2.1840
Dinámico yy	1.3715

### 3.2. Análisis en el rango inelástico

#### 3.2.1. Curva de capacidad

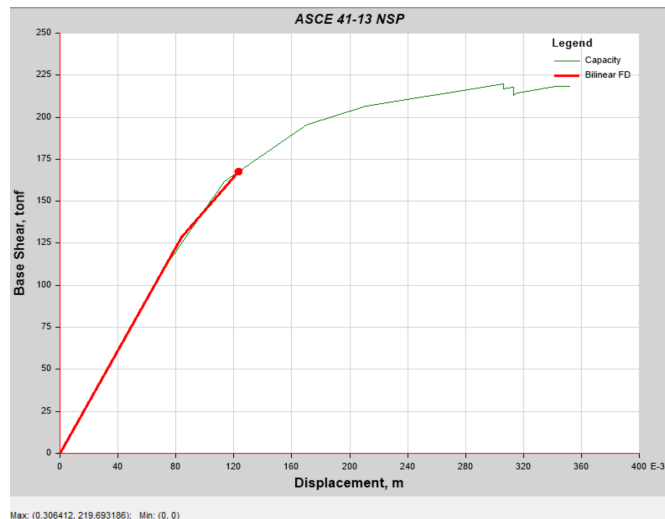
Una vez realizado el análisis Pushover a través de la herramienta computacional ETABS®, se consiguió la curva de capacidad que representa el cortante en la base y el desplazamiento lateral en un punto de control ubicado en la viga perimetral de la cubierta de la nave principal. Los resultados generaron una curva como la descrita en la figura 18, en la que se determina que existe una mayor capacidad de deformación de la estructura en el sentido longitudinal (xx), superando en un 43% al sentido transversal (yy). Esto no sucede con el corte en la base, los pórticos en sentido transversal tienen una capacidad de carga superior a los longitudinales en un 2.7%.



**Figura 18.** Curva de capacidad de la estructura (a) Pushover en el sentido xx; (b) Pushover en el sentido yy.

#### 3.2.2. Desplazamiento objetivo

Los puntos del desplazamiento objetivo son representados en la figura 19, se obtuvieron a través del método de los coeficientes de la ASCE-41-13 NSP, con una demanda sísmica apropiada para estructuras esenciales. Bajo estas condiciones se analizó la estructura para sismos raros (severo) y muy raro (extremo), según recomendaciones de la NEC-15. En la tabla 13 se presenta los desplazamientos y cortantes en la base para cada demanda sísmica.



**Figura 19.** Desplazamiento objetivo de la estructura mediante el método de los coeficientes de la ASCE 41-13 NSP, para Sismo Muy Raro 2%-50 años en el sentido xx;

**Tabla 13.** Desplazamiento y cargas actuantes en los puntos de la demanda de desplazamiento, obtenidos mediante el método de los coeficientes de la ASCE 41-13 NSP

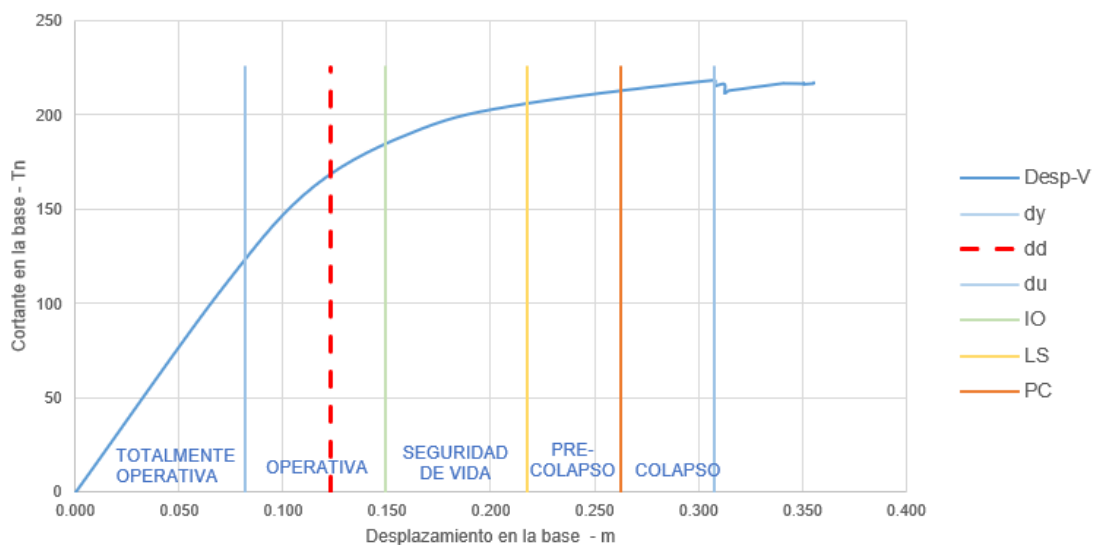
Sismo	Desplazamiento (cm)		Cortante (Tn)	
	Push XX	Push yy	Push XX	Push yy
Frecuente (menor)	2.774	2.296	42.44	55.86
Ocasional (moderado)	5.249	4.0697	80.31	99.00
Raro (severo)	7.3767	4.9783	112.17	118.95
Muy Raro (extremo)	12.3139	8.1417	167.60	168.21

### 3.2.3. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño global de la estructura son evaluados para demanda sísmica con sismo de intensidad menor, moderada, severo y extremo propuesta por la NEC-15, se analiza a la edificación en los cuatro niveles de desempeño: totalmente operativa, operativa, seguridad de vida, pre-colapso. En la figura 20 se observa que el nivel de desempeño para sismos raro y muy raro, la casa de máquinas es operativa.

### 3.2.4. Formación de rótulas plásticas

La formación de rótulas plásticas por elemento estructural es resumida en la tabla 14. En esta se puede verificar que al aplicar el Pushover en el sentido longitudinal, la primera rótula plástica se forma en la viga con un desplazamiento en el punto de control de 4.35 cm. y la formación de 5 rótulas en columnas cuando se ha desplazado 7.51 cm. Con un Pushover en el sentido transversal se han formado dos rótulas plásticas en vigas con un desplazamiento de 3.93 cm. y 6 rótulas en columnas con desplazamiento de 7.06 cm en el punto de control. Todas las rótulas plásticas de los elementos estructurales, formadas hasta su punto de desplazamiento objetivo, tienen un nivel de desempeño de seguridad de vida.



**Figura 20.** Nivel de desempeño de la estructura para un Sismo Muy Raro 2%-50 años en el sentido xx;

Tabla 14. Formación de rótulas plásticas

Monitoreo de desplazamiento (cm)	Número rótulas plásticas	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	Elemento	
							Vigas	Columnas
Sentido xx								
4.35	1		1				1	
7.51	20		20				15	5
12.91	61		61				42	19
Sentido yy								
3.93	2		2				2	
7.06	18		18				12	6
13.57	35		35				20	15

En la figura 21 se ilustra las primeras rótulas plásticas formadas en vigas y columnas, y su desempeño cuando alcanzan el desplazamiento objetivo con una demanda sísmica de un sismo extremo.

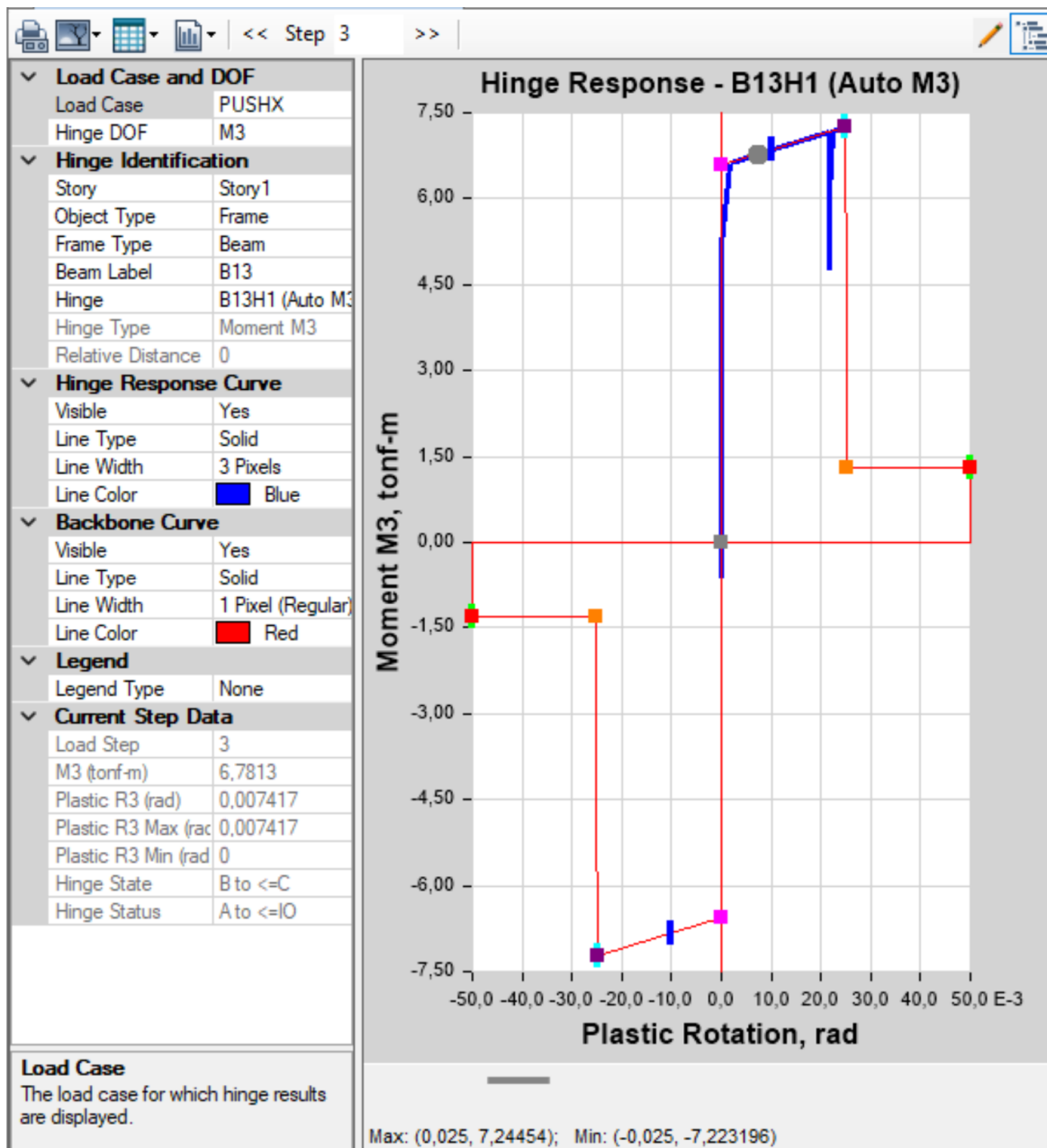


Figura 21. Nivel de desempeño local de elementos estructurales, rótula plástica en viga.

En la figura 22 se representa el número de rótulas plásticas formadas en vigas y columnas con su respectivo monitoreo de desplazamiento, a más de ello se incorpora como referencia los puntos del desplazamiento objetivo para los sismos ocasionales, raros y muy raros; lo que permite clarificar cada instante de formación de las rótulas plástica respecto a las demandas sísmicas

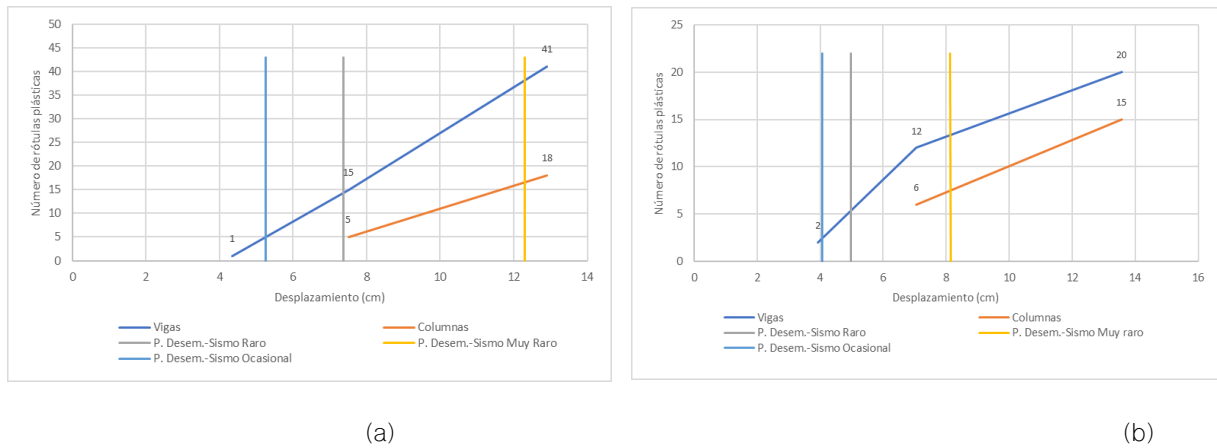


Figura 22. Formación de rótulas plásticas y referencias de puntos de desplazamientos objetivos: (a) Sismo en sentido xx; (b) Sismo en sentido yy.

### 3.2.5. Ductilidad de la estructura

Para la evaluación de una correcta respuesta sísmica de las estructuras, uno de los factores de mayor relevancia es la ductilidad, que se determina a partir de curva de capacidad, aplicando la ecuación 3 [13], donde  $\Delta_u$  es el desplazamiento último y  $\Delta_y$  el desplazamiento de plastificación.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{3}$$

En la tabla 15 se plasma los resultados de las ductilidades de la demanda y capacidad, obteniendo ductilidades medias para sismos muy raros.

Tabla 15. Ductilidad de la estructura para sismo Raro y Muy Raro

Sismo	Sentido aplicación	Ductilidad	
		Demanda	Capacidad
Raro	xx	1.03	4.29
	yy	1.13	4.87
Muy Raro	xx	1.46	3.64
	yy	1.43	3.77

### 3.2.6. Factor de reducción sísmica

Una vez conocido la capacidad que tiene la estructura de incursionar en el rango elástico, es importante conocer el factor de reducción sísmica ( $R$ ) con el cual la estructura está trabajando. Para el cálculo de este factor se emplea la ecuación 4 propuesto por la ATC (1995)[14], donde  $R_\mu$  es el factor de reducción por ductilidad,  $R_\Omega$  es el factor de sobre resistencia y  $R_R$  el factor de redundancia.

$$R = R_\mu R_\Omega R_R \tag{4}$$

Para el cálculo del factor de ductilidad, sobre resistencia y redundancia se propone [15] la siguiente ecuación.



El factor de reducción por ductilidad propuesto  $R_\mu$  por Aguiar, Romo y Aragón (2007) [16]

$$R_\mu = (\mu - 1) \left[ \frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right] \quad (5)$$

Factor de sobre resistencia  $R_\Omega$  por Aguiar y Guaiña (2008)[15] de la tabla 16

**Tabla 16.** Ecuaciones sobre ajuste de la sobre resistencia

$\gamma$	Ecuación	Error
0.5%	$R_\Omega = 1.69 + \frac{0.82}{T^{1.5}} - \frac{0.50}{T^2}$	10%
1.0%	$R_\Omega = 1.43 + 0.0229 T^2 + 0.029 \log \frac{T}{T^2}$	10.4%
1.5%	$R_\Omega = -2.83 T^3 + 6.27 T^2 - 4.27 T + 2.07$	8.0%
2.0%	$R_\Omega = -2.34 T^3 + 4.93 T^2 - 3.147 T + 1.70$	8.0%

Factor de redundancia dado por Aguiar, Guaiña y Bernal (2008)[17] dado por la ecuación 6

$$R_R = -2.99 T^3 + 6.54 T^2 - 3.26 T + 1.3 \quad (6)$$

Los resultados de este análisis en la tabla 17.

**Tabla 17.** Factor de reducción de respuesta sísmica  $R$  de la estructura

Factor	Criterio	Sismo Raro		Sismo Muy Raro	
		Sentido xx	Sentido yy	Sentido xx	Sentido yy
$R_\mu$	Aguiar, Romo y Aragón (2007)	3.51	3.65	3.15	3.23
$R_\Omega$	Aguiar y Guaiña (2008)	1.12	1.12	1.12	1.12
RR	Aguiar y Guaiña y Bernal (2008)	0.97	0.97	0.97	0.97
<b>Factor de Reducción Sísmica <math>R</math></b>		<b>3.84</b>	<b>3.99</b>	<b>3.45</b>	<b>3.54</b>

### 3. Discusión

Para las estructuras de ocupación esenciales, la NEC-15 recomienda verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para las siguientes consideraciones: 1) Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de periodo de retorno o probabilidad anual de excedencia de 0.00211, y 2) No colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno o probabilidad anual de excedencia de 0.00004.

Los niveles de desempeño sísmico recomendados por el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)[12], para estructuras esenciales considera: 1) Nivel Operacional para un sismo raro, con un periodo de retorno de 475 años, y 2) Nivel seguridad de vida para un sismo muy raro, con un periodo de retorno de 970 años.

Según estos criterios la normativa ecuatoriana permite que las edificaciones esenciales bajo un sismo de diseño puedan incurrir en daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, sufrir una disminución de la rigidez y capacidad de resistencia del sistema, tener suspensión en servicios eléctricos y que sus instalaciones quedan fuera de su servicio con probabilidad de requerir reparaciones importantes. Y con un sismo extremo se espera que la estabilidad de la edificación se vea comprometida, con un riesgo de colapso y una inseguridad total para sus ocupantes.

Como se puede apreciar existe una discrepancia significativa de los niveles de desempeño esperado propuesto para edificaciones esenciales. El criterio utilizado para establecer el nivel de desempeño de casa de máquinas fue el propuesto por el Comité VISION 2000 (SEAO, 1995)[12], por ser una edificación importante generación eléctrica, esta deberá tener un nivel operacional bajo un sismo de diseño; es decir, la estructura podrá tener daños limitados que no comprometan la seguridad de la edificación y continuar operando normalmente luego de haberse producido el sismo.

Por otro aspecto, no es posible identificar un factor de reducción sísmica que recomiende la NEC-15 para estructuras mixtas, como es el caso del presente estudio. Los diseñadores consideraron sistemas estructurales dúctiles como pórticos espaciales sismo resistentes asumiendo un valor de R igual a 8. De los resultados obtenidos, es claro que las edificaciones tienen comportamientos distintos a los concebidos en diseño. La normativa vigente debe ser más rigurosas para diseños de estructuras especiales y esenciales; parámetros de gran importancia como el factor de reducción sísmica, que depende de variables como el tipo de estructura, suelos, periodos de vibración, ductilidad, sobre resistencia; deben ser descritas claramente y unificadas al existir variedad de investigaciones realizadas a nivel local e internacional.

#### 4. Conclusión

Mediante el análisis modal espectral, se determinó que la estructura es susceptible a efectos torsional inadecuados, cuando el puente grúa reposa en el pórtico cercano a la entrada principal. El gran peso de la maquinaria y la irregularidad de la edificación provoca que la concentración de masas sea dispersa y se acentúe los efectos de torsión. Este problema disminuye cuando el puente grúa es ubicado en tramos cercanos a la sala de control, en estos estados la participación modal de masas se acentúa para las direcciones y giros de mayor prevalencia, mejorando su comportamiento estructural. Por este motivo se recomienda que el puente grúa, al no realizar tareas de mantenimiento su reposo debe mantenerse en los pórticos más cercanos a la sala de control.

De acuerdo con la curva de capacidad obtenida mediante un análisis Pushover, se verifica que los pórticos emplazados en sentido longitudinal tienen una mayor capacidad de deformación respecto a los elementos en la dirección transversal. En referencia a la capacidad de resistencia para las cargas últimas, las dos direcciones admiten cargas similares.

El desempeño global alcanzado por la casa de máquinas para sismos frecuentes y ocasionales es totalmente operacional, y para sismos raros y muy raros es operacional. Por lo tanto, la edificación mantiene un nivel de desempeño adecuado para estructuras categorizadas como esenciales.

El nivel de desempeño local en vigas y columnas debido a la formación de las rótulas plásticas están dentro de la seguridad de vida, para una demanda de sismo ocasional, raro y muy raro. Si bien, esto significa un correcto desempeño sísmico local, lo que llama la atención es la temprana formación de rótulas plásticas en vigas para un sismo moderado; es decir, cuando se produzca un sismo severo (diseño), la estructura ya tendrá elementos con pérdida de rigidez debido a su plastificación. Por esta razón se recomienda que estos elementos estructurales se refuercen con el propósito de evitar que trabajen en un rango plástico ante un sismo ocasional.

De la revisión realizada a la estructura se determinó que el factor de reducción de resistencia sísmica está por debajo del inicialmente considerado en el diseño original, razón por la cual la edificación no está trabajando con la suficiente ductilidad con la que fue concebida. El factor recomendado por la NEC-15, no representa el real comportamiento de este tipo de estructuras mixtas con irregularidades en planta.

La presente investigación ha determinado la importancia relevante de realizar un análisis no lineal en estructuras esenciales de gran importancia, como son las edificaciones destinadas a la generación de energía eléctrica. Las acciones para mejorar el comportamiento estructural de casa de máquinas van desde simples maniobras del puente grúa, hasta analizar la mejor metodología de reforzamiento en elementos estructurales con presencia de rótulas plásticas bajo niveles de sismos moderados.

**Contribución de autores:** Conceptualización, R.J. y P.E.; metodología, R.J. y P.E.; software, R.J.; investigación, R.J.; redacción, R.J y U.J; revisión, P.E.; supervisión, P.E.

**Financiamiento:** Los autores financiaron a integridad el estudio.

**Conflictos de interés:** Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

## Referencias

1. Chandler, A.M.; Lam, N.T.K. Performance-Based Design in Earthquake Engineering: A Multi Disciplinary Review. *Eng. Struct.* **2001**, *23*, 1525–1543, doi:10.1016/S0141-0296(01)00070-0.
2. Bertero, V. V Performance-Based Seismic Engineering: A Critical Review of Proposed Guidelines. *Seism. Des. Methodol. next Gener. codes* **2019**, 1–31.
3. López, O.A.; Del Re Ruíz, G. Evaluación de Los Métodos de Análisis Estático No lineal Para Determinar La Demanda Sísmica En Estructuras Aperticadas de Concreto Armado. *Bol. Tec. Bull.* **2008**, *46*, 1–28.
4. Krawinkler, H.; Seneviratna, G.D.P.K. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation. *Eng. Struct.* **1998**, *20*, 452–464, doi:10.1016/S0141-0296(97)00092-8.
5. MIDUVI *Normativa Ecuatoriana de La Construcción, NEC-SE-DE, Peligro Sísmico. Diseño Sísmico Resistente, 2015*;
6. American Concrete Institute *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19),2019*; ISBN 9781641950565.
7. NIST Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings. Part I—General 2017.
8. ASCE Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.; American Society of Civil Engineers Reston, VA, 2017.
9. Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *J. Struct. Eng.* **1988**, *114*, 1804–1826.
10. Emergency, F.; Agency, M. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. **2000**.
11. Applied Technology Council ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Redwood City California. *Seism. Saf. commissionsion* **1996**, *1*, 334.
12. Committee, S.V. 2000 Performance-Based Seismic Engineering. *Struct. Eng. Assoc. California, Sacramento, Calif.* **1995**.
13. Juan Carlos Vielma; Barbat Alex; Oller Sergio Seismic Safety of RC Framed Buildings Designed According to Modern Codes. *J. Civ. Eng. Archit.* **2011**, *5*, doi:10.17265/1934-7359/2011.07.001.
14. Rojahn, C.; Whittaker, A.; Hart, G. ATC 19 Structural Response Modification Factors. *Redw. City, CA Appl. Technol. Counc.* **1995**.
15. Aguiar, R. *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS, Centro e Investigaciones Científicas Escuela Politécnica Del Ejército,2008*; ISBN 9789978301043.
16. Aguiar, R.; Aragón, E.; Romo, M. Estimación de Demandas Inelásticas de Desplazamiento En Osciladores Bilineales Sujetos a Movimientos Sísmicos En Ecuador. *Rev. Int. Vol* **2006**, *11*, 107–127.
17. Aguiar, R.; Bernal, O.; Guaiña, J. FACTOR DE REDUNDANCIA EN EDIFICIOS DE DOS Y TRES VANOS DE HORMIGÓN ARMADO, XX Jornaads Nacionales de Ingeniería Estructural, Escuela Politécnica Nacional, En Etapa Arbitral, 14 p Quito.

## Author's review:



**Javier R. Rodríguez Mogrovejo.** Ingeniero Civil por la Universidad de Cuenca graduado en el año 1994, Especialista en análisis y diseño de estructuras de acero y de hormigón armado en el año 2017. Funcionario Público de la Corporación Eléctrica del Ecuador CELEC EP.



**Eduardo D. Palma Zambrano.** Ingeniero Civil. Busca simplificar el conocimiento sobre ingeniería Estructural y compartirlo a través de su página web <https://eduardopalma.xyz/> .Docente universitario por más de 4 años en la Universidad Católica de Cuenca. <https://www.ucacue.edu.ec/>. Master en Ingeniería Estructural en la Arquitectura.



**Juan D. Urgiles Rojas.** Ingeniero Civil por la Universidad Católica de Cuenca graduado en el año 2016, Magister en Ingeniería Estructural y Geotécnica por la Pontificia Universidad Católica de Chile en el año 2019. Constructor y diseñador estructural de múltiples proyectos residenciales, deportivos e industriales. Profesor en la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca.



**Juan S. Maldonado Noboa.** Ingeniero Civil por la Universidad Católica de Cuenca graduado en el año 2013, Maestro en Ingeniería área Estructuras por la Universidad Nacional Autónoma de México en el año 2016. Constructor y diseñador estructural de múltiples proyectos residenciales, educativos, industriales y puentes. Profesor en la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca. Diploma de pos título en Sismología por la Universidad de Chile, y Magister en cálculo de estructuras por la Universidad Isabel I de España año 2022.



© 2022 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license.

Creative Commons Attribution (CC BY). <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>