



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA APLICANDO LA GUÍA
PRÁCTICA FEMA P-2091 EN EL BLOQUE G DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA, SEDE QUITO, CAMPUS SUR**

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

AUTORES: Jennifer Valeria Abril Jarrín
Dilan André Avilés Ramos

TUTOR: José Domingo Alviar Malabet

Quito - Ecuador
2022

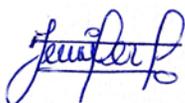
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Jennifer Valeria Abril Jarrín con documento de identificación N° 1751464247 y Dilan André Avilés Ramos con documento de identificación N° 1717872616; 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, 03 de agosto del 2022

Atentamente,



Jennifer Valeria Abril Jarrín
1751464247



Dilan André Avilés Ramos
1717872616

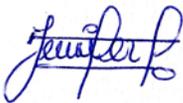
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Jennifer Valeria Abril Jarrín con documento de identificación N° 1751464247 y Dilan André Avilés Ramos con documento de identificación N° 1717872616; 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: “Análisis de la Interacción Suelo-Estructura aplicando la Guía Práctica FEMA P-2091 en el Bloque “G” de la Universidad Politécnica Salesiana, Sede Quito, Campus Sur”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera e Ingeniero 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, 03 de agosto del 2022

Atentamente,



Jennifer Valeria Abril Jarrín

1751464247



Dilan André Avilés Ramos

1717872616

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: ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA APLICANDO LA GUÍA PRÁCTICA FEMA P-2091 EN EL BLOQUE “G” DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA, SEDE QUITO, CAMPUS SUR, realizado por Jennifer Valeria Abril Jarrín con documento de identificación N° 1751464247 y Dilan André Avilés Ramos con documento de identificación N° 1717872616, 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, 03 de agosto del 2022

Atentamente,



Ing. José Domingo Alviar Malabet, PhD

1757837602

ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA APLICANDO LA GUÍA PRÁCTICA FEMA P-2091 EN EL BLOQUE “G” DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA, SEDE QUITO, CAMPUS SUR

ANALYSIS OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION APPLYING THE PRACTICAL GUIDE FEMA P-2091 IN THE BLOCK “G” AT THE SALESIAN POLYTECHNIC UNIVERSITY, QUITO SITE, SOUTH CAMPUS

Jennifer Abril-Jarrín¹, Dilan Avilés-Ramos²

Resumen

La presente investigación tiene por objetivo estudiar la Interacción Suelo-Estructura (ISE) de los bloques que conforman al edificio “Bloque G” de la Universidad Politécnica Salesiana, con la finalidad de tener una mejor predicción del comportamiento estructural en relación con su suelo circundante. Se tomaron estudios realizados en la zona de interés para conocer las propiedades geomecánicas (Velocidad de onda de corte V_s , Peso Específico γ , Coeficiente de Poisson ν). Se empleó la Guía Práctica FEMA P-2091, para conocer la importancia de los efectos de la ISE. Con modelos realizados en el software ETABS, se logró obtener resultados de cortantes basales, derivas y periodos que son comparados en los casos donde se presentan cimentaciones rígidas y otras flexibles (empleando resortes y amortiguadores equivalentes). Para el Análisis Estático No Lineal “Push-Over”, se utilizaron los pórticos más críticos de los bloques a analizar, en los ejes X-Y. Se usó el espectro elástico, donde su factor de reducción es 1, con el fin de obtener las curvas de capacidad y puntos de desempeño, las cuales ayudaron a entender el comportamiento de estas estructuras frente a ciertas demandas sísmicas.

Palabras Clave:

Interacción suelo-estructura, derivas, rigidez, resortes equivalentes, FEMA.

Abstract

The objective of this research is to study the Soil-Structure Interaction (ISE) from the blocks that made up the "Block G" building of the Salesian Polytechnic University, in order to have a better prediction of the structural behavior in relation to its developed soil. Studies carried out in the area of interest were taken to determine the geomechanical properties (shear wave velocity V_s , Specific Weight γ , Poisson's Coefficient ν). The FEMA P-2091 Practical Guide was used to know the importance of the effects of the ISE. With models made in the ETABS software, it was possible to obtain the results of basal shears, drifts and periods that are compared in cases where rigid and other flexible foundations are presented (using equivalent springs and equivalent damping). For the "Push-Over" Nonlinear Static Analysis, the most critical frames of the blocks to be analyzed were used, in the X-Y axes. The elastic spectrum was used, where its reduction factor is equal to 1, in order to obtain the capacity curves and performance points, which helped to understand the behavior of these structures through certain seismic demands.

Keywords:

Soil-structure interaction, drifts, stiffness, equivalent springs, FEMA.

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

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

Autor para correspondencia: jabrilj@est.ups.edu.ec; davilesr@est.ups.edu.ec

1. Introducción

Uno de los mayores enfoques en el campo de la ingeniería civil es conocer el comportamiento que tiene el suelo en relación con la superestructura. En la actualidad existen varias investigaciones para conocer la influencia de la ISE. Algunos estudios han usado la metodología FEMA P-2091 que contiene información que ayuda a evaluar la estructura mediante la modelación de resortes y amortiguadores equivalentes.

El edificio de interés se encuentra compuesto por 2 bloques individuales que están unidos mediante una junta de dilatación. Para hacer posible el análisis, se tomó la decisión de estudiar los 2 bloques por separado. De esa manera, se procedió a modelar en ETABS cada bloque de acuerdo con la información obtenida de planos.

El estudio se realizó con 3 métodos; en el primero se colocaron apoyos empotrados con la finalidad de simular una cimentación rígida, usando el espectro de la NEC, donde se consideró un factor de reducción igual a 8. En el segundo, se implementa al mismo modelo rígido el espectro de respuesta reducido de la FEMA P-2091 y por último, en el tercer caso de análisis, los empotramientos son remplazados por resortes con rigideces a la traslación y rotación, además de incorporar coeficientes de amortiguamiento, logrando tener una aproximación al comportamiento dinámico de interacción suelo-estructura.

La metodología FEMA P-2091 [1], menciona a la NIST [2], donde se presenta una guía para determinar las rigideces y amortiguamientos equivalentes que se calculan mediante ecuaciones de autores como País & Kausel [3], las cuales, se obtienen en función de las características geomecánicas del suelo, principalmente de las dimensiones de la cimentación del edificio, velocidades de ondas de corte, módulos de cizallamiento. Estas rigideces son parte fundamental en el estudio, puesto que, brindan un comportamiento distinto frente a la edificación con base rígida.

El estudio se complementa con un análisis estático no lineal Push-over, que fue realizado en dos pórticos característicos de cada modelo. El

análisis se lo ejecutó en sentido x-y, con la intención de determinar el punto de desempeño de la estructura y comparar los modelos con bases rígidas y flexibles.

En síntesis, mediante un diagrama de flujo (ver Figura 1) se presenta el proceso completo que se realizó en la presente investigación.

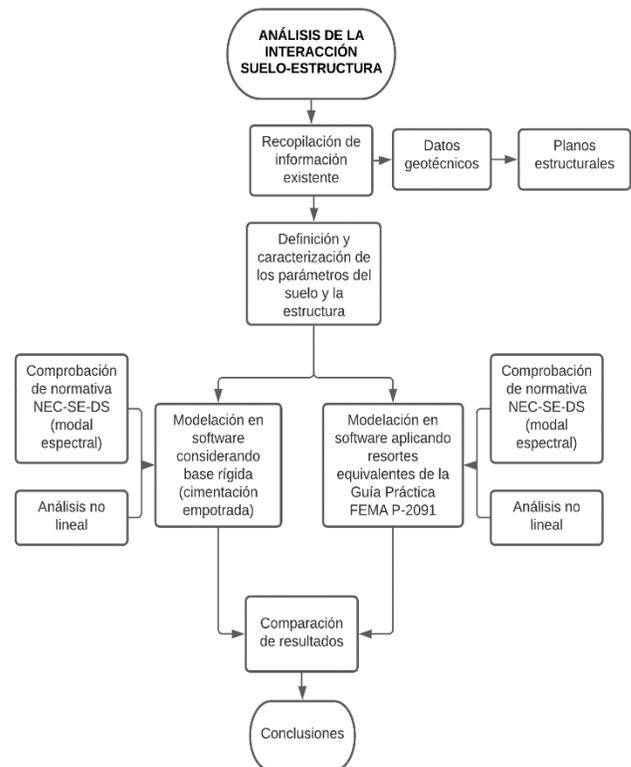


Figura 1: Proceso del Análisis Interacción Suelo-Estructura.

2. Materiales y Métodos

2.1. Objetivo

Comparar modelos analíticos aplicando el método convencional de cimentación empotrada y resortes equivalentes empleando la metodología FEMA P-2091, con la finalidad de conocer el comportamiento de la interacción suelo estructura.

Emplear el análisis estático no lineal Push-Over en pórticos 2D de cada bloque de la edificación, tanto en sentido X y Y, con el fin de obtener la curva de capacidad y su punto de desempeño.

2.2. Descripción de la estructura

La estructura de hormigón armado que lleva por nombre “Bloque G”, se encuentra ubicada en la Universidad Politécnica Salesiana, Campus Sur. Está conformada por dos subsuelos, una planta baja, tres plantas altas y una cubierta accesible. La construcción cuenta con 2 bloques, a los mismos que, para el estudio, se les ha designado como bloque 1 y 2. Estas poseen una junta de dilatación de 10 cm como vínculo de unión.

2.3. Información recolectada

En la Figura 2, se indica la ubicación de las perforaciones en base a la información de los estudios de suelo que realizó la UPS en 2009 [4] antes de su construcción, para el análisis han sido nombradas como P3 y P4. Como estudio complementario, se tomó el que realizaron Jaramillo y Naranjo en 2020 [5], donde, para su investigación, la perforación fue ubicada en la parte posterior del edificio, nombrada J&N.



Figura 2: Ubicación de perforaciones en la UPS.

En la Figura 3, se muestra un perfil litológico, donde se incluye los números de golpe que se obtuvieron a partir de ensayos SPT. En el Anexo 1, se encuentra la información a detalle de los sondeos, que ayudan a caracterizar el suelo del edificio.

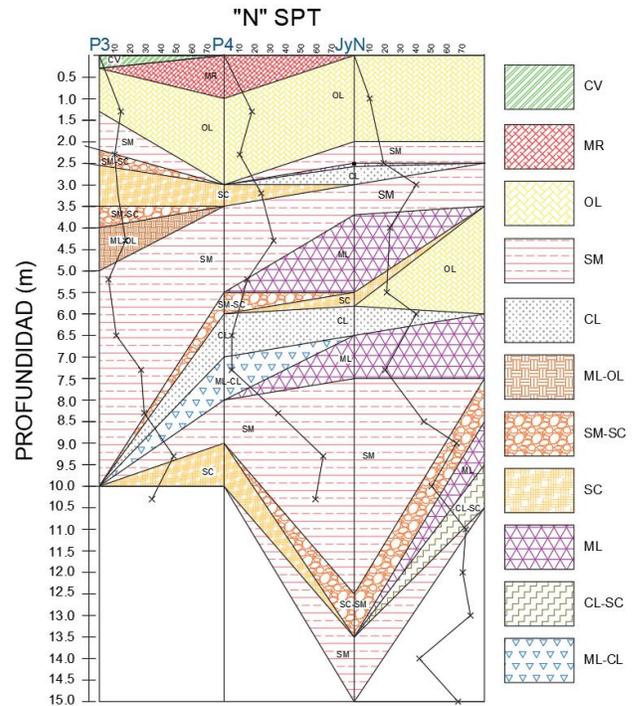


Figura 3: Perfil litológico con número de golpes SPT.

2.4. Propiedades del suelo

Según Jaramillo y Naranjo [5], en su estudio para determinar la velocidad de onda de corte, crearon una ecuación mediante correlaciones. Se empleó la ecuación 1 permitiendo, en primer lugar, determinar la velocidad de onda de corte para cada estrato del log de perforación correspondiente.

$$V_s \left(\frac{m}{s} \right) = 244.898 + 2.160 * N_{spt} - 0.010 * \% Humedad - 3.434 * \% IP + 1.473 * \% Grava \quad (1)$$

Donde:

- V_s : Velocidad de onda de corte (m/s) de cada estrato,
- N_{spt} : Número de golpes SPT,
- $\% Humedad$: Contenido de humedad del suelo (%),
- $\% IP$: Índice de plasticidad (%),
- $\% Grava$: Porcentaje de grava (%).

En la Figura 4, se señala la velocidad de onda de corte correspondiente a cada bloque.

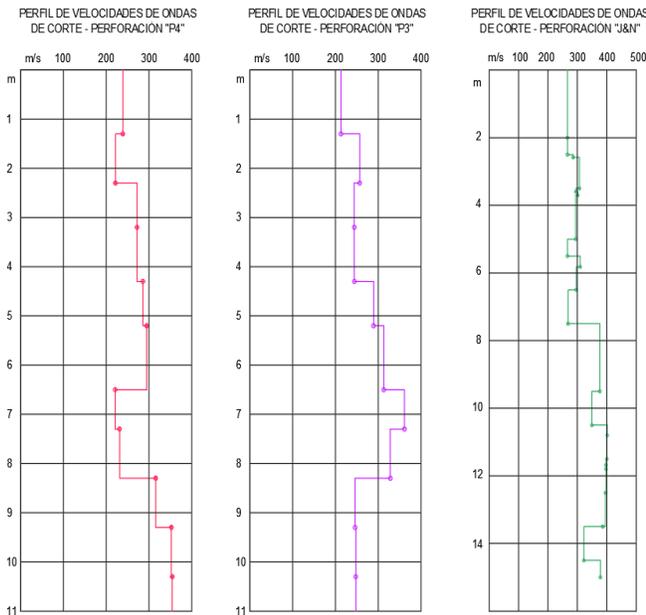


Figura 4: Perfiles de velocidades de ondas de corte.

Se analizó cada log de perforación, y se determinó que el estudio más reciente proporciona más información geotécnica en cuanto a la profundidad de sondeo, a además de contar con mediciones geofísicas, por esa razón se descartaron las perforaciones P3 y P4 del estudio de suelos del año 2009, enfocando su atención en el estudio de J&N.

2.5. Metodología

2.5.1. Fema P-2091

En la investigación, se empleó la metodología Fema P-2091 [1], donde se aplica la interacción inercial para comprobar si los efectos de la ISE son significativos, mediante la ecuación 2, que combina tres parámetros, como es la altura del edificio, periodo fundamental de la estructura y la velocidad de onda de corte, en un término de relación rigidez suelo-estructura [6], en el caso que el valor sea mayor que 0,1, se puede presentar una interacción dinámica importante entre la base y la estructura.

$$\frac{h'}{V_s * T} \geq 0.1 \quad (2)$$

Donde:

- h' : Altura efectiva de la estructura (m),
- v_s : Velocidad media efectiva de la onda de corte (m/s) para las condiciones del suelo in situ,
- T : Periodo fundamental de la estructura (s).

Cálculo del Promedio de velocidad de onda de corte efectiva, V_s :

Paso 1: Profundidad de empotramiento, e .

Se toma la profundidad desde la base de la cimentación hasta el nivel ± 0.00 de la estructura.

Paso 2: Profundidad efectiva, Z_p .

La NIST [2], provee la siguiente ecuación:

$$Z_p = (B^3 * L)^{0.25} \quad (3)$$

Donde:

- B : Es la mitad del ancho total de la cimentación (m),
- L : Es la mitad de la longitud de la cimentación (m).

Paso 3: Profundidad efectiva de la cimentación:

$$e + Z_p \quad (4)$$

Se suma la profundidad de empotramiento (e) y la profundidad efectiva (Z_p).

Paso 4: Velocidad promedio de onda de corte de baja deformación, v_{so} , sobre la profundidad efectiva de la fundación.

Mediante los estudios de suelos, se determina las ondas de corte que se presentan en cada estrato de suelo. El ASCE/SEI 7-16 [7], provee la siguiente ecuación:

$$V_{so} = \frac{\sum d_i}{\sum \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)} \quad (5)$$

Donde:

- d_i = Espesor de cada estrato (m),

- V_{si} = Velocidad de onda de corte que presenta cada estrato (m/s).

Paso 5: Relación de onda de corte efectiva $\frac{V_s}{V_{so}}$

La Tabla 19.3-1, del ASCE/SEI 7-16 [7], presenta valores sobre esta relación en función de la clase del sitio y la aceleración máxima efectiva ($S_{DS}/2.5$, valor que se representa en la meseta del espectro de diseño).

La Tabla 1 permite conocer la relación de velocidad de onda de corte efectiva V_s/V_{so} .

Tabla 1: Relación de velocidad de onda de corte efectiva [7].

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$			
	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95
C	1.00	0.97	0.87	0.77
D	1.00	0.95	0.71	0.32
E	1.00	0.77	0.22	b
F	b	b	b	b

^aUse straight-line interpolation for intermediate values of $S_{DS}/2.5$.

^bSite-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

El primer parámetro es el tipo de suelo del lugar de implantación:

- El suelo de estudio se encuentra en una velocidad entre $360\text{m/s} > V_s < 180\text{m/s}$, por lo tanto, su perfil es Tipo D.

El segundo parámetro de entrada es la aceleración espectral de diseño $S_{DS}/2.5$, que será asignada en base a su categoría de diseño sísmico para el periodo corto.

- $S_{DS}/2.5 = 0.476$

Para este caso, se realizó una interpolación dando como resultado un valor de $V_s/V_{so} = 0.63$.

Paso 6: Determinación de la velocidad de onda de corte efectiva promedio. Se usa la siguiente ecuación:

$$V_s = \left(\frac{V_s}{V_{so}} \right) * (V_{so}) \quad (6)$$

Donde:

- V_{so} = Velocidad promedio de onda de corte de baja deformación (m/s),
- $\left(\frac{V_s}{V_{so}} \right)$ = Relación de onda de corte efectiva.

En la Tabla 2 se observa la velocidad promedio de onda de corte efectiva, correspondiente al bloque 1 y 2:

Tabla 2: Velocidad media de onda de corte efectiva.

Bloque	1	2
Vso (m/s)	306,90	306,90

Periodo fundamental de la estructura:

Puede ser obtenido mediante softwares o por medio del ASCE/SEI 7-16 [7], ecuación 12.8-7:

$$T = T_a = C_t * h n^x \quad (7)$$

Donde:

- hn = Altura de la edificación (m),
- C_t = coeficiente que depende del sistema estructural,
- x = coeficiente que depende del sistema estructural.

Factores de reducciones espectrales:

Los espectros de respuesta sufren una reducción bajo los efectos ISE, debido a factores modificadores que van en función de la cimentación de la estructura (RRS_{bsa}) y los efectos de empotramiento (RRS_e) [7].

Promedio de la losa base:

Para incluir los efectos ISE, es necesario conocer la influencia del comportamiento de la cimentación de la estructura, puesto que es un efecto de interacción cinemático [8]. En este caso la edificación presenta vigas de cimentación con una altura de desplante de 1.20 m. En la Tabla 3, se presenta un resumen de los resultados obtenidos bajo el proceso recomendado por la FEMA P-2091 en el Capítulo 4, que como punto de partida toma las dimensiones principales de la cimentación, frecuencia y área.

Tabla 3: Datos para el cálculo del factor modificador RRSbsa.

Bloque	1	2
T (s)	1,097	0,653
B (m)	19,4	19,4
L (m)	17,5	24,7
Abase (m2)	339,5	479,18
be (m)	18,43	21,89
bo	0,039	0,077
Bbsa	1,001	1,006
RRSbsa	0,999	0,998

Donde:

- T: Representa el periodo fundamental de la estructura (s),
- B: Ancho de cimentación (m),
- L: Longitud de cimentación (m),
- Abase: Área de cimentación (m2),
- be: Tamaño efectivo de fundación, de acuerdo con la ASCE/SEI 7-16, Ec. 19.4-4:

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 80m \quad (8)$$

- bo: Valor que se debe tomar para un periodo (T) no menor a 0.2 s.

$$b_o = 0.0023 * \left(\frac{b_e}{T} \right) \quad (9)$$

- RRSbsa: Factor modificador de la respuesta espectral del sitio para promedio de losa de base, de acuerdo con la ASCE/SEI 7-16 [7], Ec. 19.4-1:

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \times \left\{ \frac{1}{b_o^2} \left[1 - \left(\exp(-2b_o^2) \right) \right] \times B_{bsa} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Donde:

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + b_o^2 + b_o^4 + \frac{b_o^6}{2} + \frac{b_o^8}{4} + \frac{b_o^{10}}{8} & b_o \leq 1 \\ \left[\exp(2b_o^2) \right] \times \left[\frac{1}{\sqrt{\pi b_o}} \left(1 - \frac{1}{16b_o^2} \right) \right] & b_o \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

Efectos de empotramiento:

Otro modificador al cual se ve afectado el espectro de respuesta, es el resultado que produce la profundidad de cimentación que posee la estructura; mientras más profunda se encuentre, mayor es el efecto en la reducción espectral. Los efectos de empotramiento solo pueden ser considerados para sitios de suelo que no sean de clase A y B [8].

En la Tabla 4, se presenta un resumen de los resultados obtenidos bajo el proceso recomendado por la FEMA, Capítulo 5.

Tabla 4: Datos para el cálculo del factor modificador RRSe.

Bloque	1	2
B (m)	19,4	19,4
L (m)	17,5	24,7
Zp (m)	9,453	10,304
e (m)	6,096	6,096
r (m)	15,55	16,40
Vso (m/s)	306,90	306,90
Vs/Vso	0,6359	0,6359
Vs	195,16	195,16
RRSe	0,955	0,964

Donde:

- B: Ancho de cimentación (m),
- L: Longitud de cimentación (m),
- Zp: Profundidad efectiva (m),
- e: Profundidad de empotramiento (m), no mayor de 6.1 m. Un mínimo del 75% de la huella de la cimentación estará presente en la profundidad de empotramiento [7],
- r: Profundidad efectiva de la cimentación,
- Vso: Velocidad promedio de la onda de corte sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación (m/s),
- Vs/Vso: Relación de onda de corte efectiva,
- RRSe: Factor de modificación para el empotramiento, de acuerdo con la ASCE/SEI 7-16, Ec. 19.4-5 [7]:

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 \times \cos \left(\frac{2\pi e}{T v_s} \right) \quad (12)$$

Espectro Inelástico con los efectos de la ISE:

En primer lugar, se determina el espectro de diseño de respuesta sísmico dinámico, en base a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [9]. En la Tabla 5, se encuentran los datos para calcular el espectro, cabe mencionar que el edificio del bloque G posee un perfil de suelo tipo D, y en base a esto se definieron los coeficientes F_a , F_d y F_s , que se encuentran en la NEC-SE-DS 2015 [9]. El edificio es una estructura de ocupación especial, por lo tanto, tiene un nivel de importancia de 1.3.

Tabla 5: Caracterización de sitio.

Factor Z -Quito		0,4
Suelo Tipo D	F_a	1,2
	F_d	1,19
	F_s	1,28
Tabla NEC	η	2,48
	r	1
	I	1,3
	Φ_p	1
	Φ_e	0,9
	R	8

Para incorporar el espectro reducido de la ISE, se toma el espectro inelástico de la NEC y se incluye las correcciones por los efectos del promedio de la base de losa y por empotramiento (RRSbsaxRRSe). El espectro inelástico con las reducciones de la FEMA se observan en las Figuras 5 y 6, tanto para el bloque 1 como para el bloque 2.

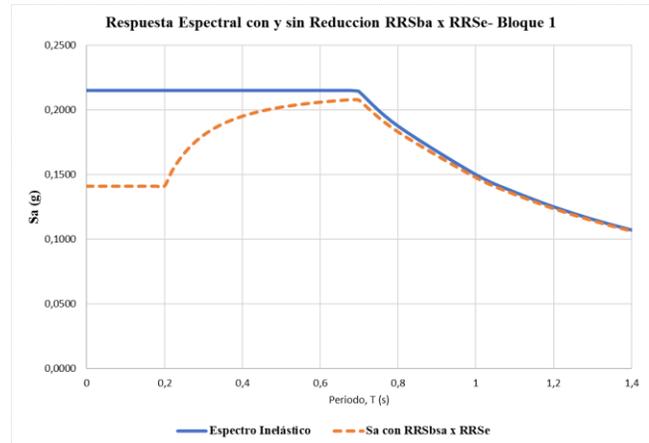


Figura 5: Espectros de respuesta inelásticos con y sin reducciones por la FEMA P-2091 del bloque 1.

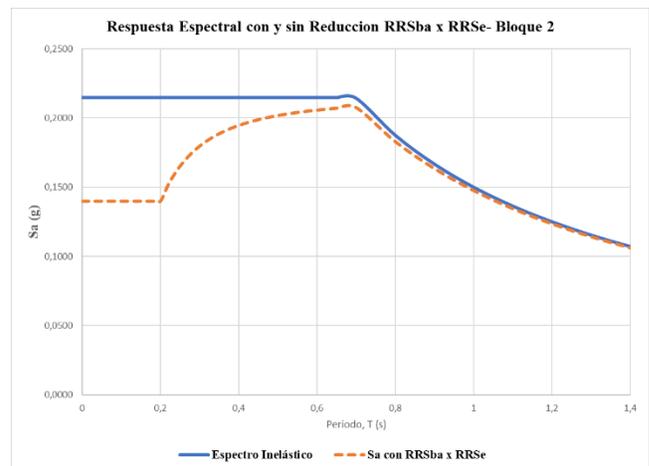


Figura 6: Espectros de respuesta inelásticos con y sin reducciones por la FEMA P-2091 del bloque 2.

Flexibilidad del suelo y de la cimentación:

Los modelos analíticos a menudo suponen que la base del edificio se encuentra fijada al suelo, es decir, que el suelo es rígido. Pero al incorporar la ISE, es necesario usar una técnica para introducir la flexibilidad vertical, horizontal y de rotación, por esa razón, en los modelos se coloca resortes, teniendo como premisa, que van a tener un efecto importante en el periodo fundamental de la estructura y en sus desplazamientos en relación con el campo libre [10].

La Guía Práctica FEMA P-2091, indica las propiedades del suelo que se requieren para el cálculo de la flexibilidad, las cuales son: *velocidad media de la onda de corte (V_{so})*, el

módulo de corte efectivo del suelo (G) y la relación de Poisson (ν).

Módulo de corte:

De acuerdo con el ASCE/SEI 41-17 se calcula el módulo de corte del suelo. En la Tabla 6, se detalla los resultados del edificio de estudio:

$$G_o = \frac{\gamma v_{so}^2}{g} \quad (13)$$

Donde:

- γ : Peso unitario del suelo,
- g : aceleración de la gravedad.

Tabla 6: Módulo de corte.

Bloque	1	2
Go (kN/m ²)	199900,68	199900,68

Módulo de corte efectivo:

De la Tabla 2-1 del NIST [2](ver Tabla 7), se pudo obtener los valores de los módulos de corte efectivos para cada uno de los bloques.

Tabla 7: Módulo de corte efectivo [2].

Site Class	Reduction Factor (V_s)			Reduction Factor (G/G_o)		
	$S_{D\theta}/2.5^{(1)}$			$S_{D\theta}/2.5^{(1)}$		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	(2)	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)

Para la inclusión de la ISE, dentro de la Fema P-2091, se nombran dos textos: NIST (2012a) y ASCE/SEI 41-17, los mismos que proporcionan recomendaciones para el cálculo de los resortes equivalentes.

2.5.2. NIST (2012a):

El Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST), propone varias técnicas para evaluar la respuesta de la estructura, de los cimientos y del suelo circundante [2]. Una de las metodología es

creada por Gazetas (1991) [11], otra por los autores País&Kausel (1988) [3]; siendo la segunda, la metodología utilizada para el presente estudio.

País&Kausel [3], proponen funciones de impedancia que están representadas en las Tabla 8, las cuales cuentan con seis ecuaciones para determinar la rigidez en sus 6 grados de libertad; tres traslaciones y tres rotaciones.

Tabla 8: Soluciones Elásticas para las Rigideces Estáticas de Cimentaciones en la Superficie del terreno.

Grado de libertad	Pais and Kausel (1988) en [KN/m]
Traslación a lo largo del eje z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Torsión sobre el eje z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
Rotación sobre el eje y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Rotación sobre el eje x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$

La NIST, proporciona factores de corrección, con el fin de incorporar en las rigideces los efectos de cimentaciones embebidas (ver Tabla 9). Este es el caso particular que se usó en los bloques 1 y 2, ya que la estructura de análisis está embebida en el campo, puesto que contiene 2 sótanos.

De igual manera, se mencionan funciones que modifican la rigidez dinámica en las cimentaciones rígidas (ver Tabla 10). Así como, se incluyen para el estudio los modificadores del amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones rígidas (ver Tabla 11). La función de estos factores modificadores es tratar de aproximarse al comportamiento real del suelo, puesto que se determinan en base a la geometría del edificio y frecuencias de vibración.

Tabla 9: Factores de Corrección por empotramiento para la Rigidez Estática de Cimentaciones Rígidas.

Grado de libertad	Pais and Kausel (1988)
Traslación a lo largo del eje z	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\eta_x \approx \eta_y$
Torsión sobre el eje z	$\eta_{zz} = \left[1.0 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Rotación sobre el eje x	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

Donde:

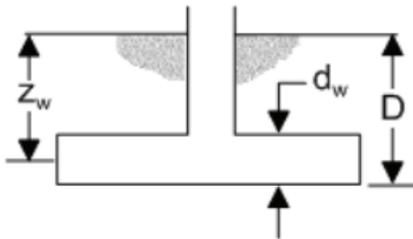


Figura 7: Diagrama de parámetros D, Zw y dw [2].

- D: Profundidad de desplante,
- Zw: Profundidad desde el centroide de la zapata hasta el nivel del suelo,
- dw: Espesor de la zapata

Nota: En el NIST se define L como la mitad de la longitud de la cimentación y B como la mitad del ancho de la cimentación (ver Figura 8).

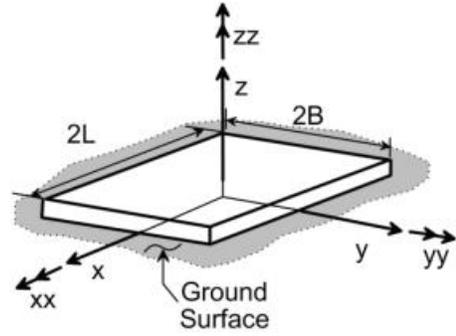


Figura 8: Grados de libertad y dimensiones de la cimentación [2].

Tabla 10: Modificadores de la rigidez dinámica para cimentaciones rígidas.

Grado de libertad	Modificadores de rigidez superficial
Traslación a lo largo del eje z	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)} \right) + a_0^2} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\alpha_y = 1.0$
Traslación a lo largo del eje x	$\alpha_x = 1.0$
Torsión sobre el eje z	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.33\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)} \right) + a_0^2} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$

Donde:

- $a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$;
- ω = frecuencia de vibración natural no amortiguada (rad/seg);

$$- \psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} ; \psi \leq 2.5$$

Tabla 11: Modificadores del amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones rígidas.

Grado de libertad	Amortiguación por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{K_{z,sur}/GB} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión sobre el eje z	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)[(L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{z,tors}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,sur}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,sur}}{GB^3} \right) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

En el Anexo 6, se indica factores modificadores de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones embebidas. Estos factores son de gran importancia para lograr determinar los coeficientes de amortiguamiento.

NIST menciona que, para hallar el valor del modificador de amortiguamiento por radiación en cimentaciones embebidas, se debe tomar el valor del amortiguamiento histérico del suelo.

Mendoza & Jiménez, mediante su tesis, presentan un estudio de propagaciones de ondas bajo sismos de diferentes características. Se tomó del estudio previamente indicado, un valor representativo de deformación angular de 0.6×10^{-3} , que puede ocurrir en la columna de suelo entre 0 a 20 m de profundidad, al actuar el sismo de diseño para un periodo de retorno de 475 años [12]. (Ver Figura 9).

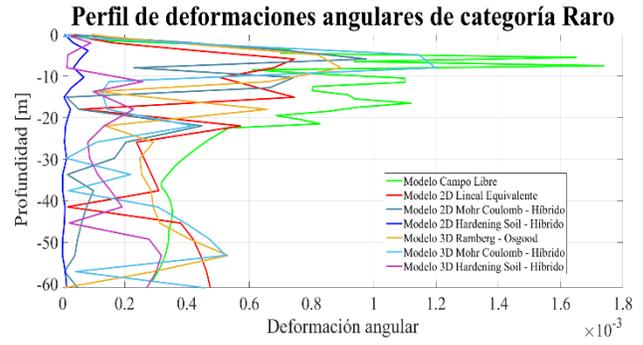


Figura 9: Perfil de deformación angular máxima [12].

De esta manera, se obtuvo un amortiguamiento histérico del suelo del 10%, β_s , el cual forma parte para obtener el coeficiente de amortiguamiento total para la cimentación embebida (ver Figura 10).

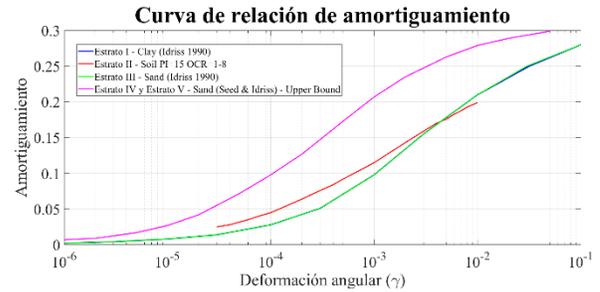


Figura 10: Relación de amortiguamiento empleadas en los análisis [12].

Coefficientes de amortiguamiento corregidos por efectos del embebido:

$$Cz_{emb} = \frac{2kz_{emb} (\beta_s + \beta z_{emb})}{w} \quad (14)$$

$$Cy_{emb} = \frac{2ky_{emb} (\beta_s + \beta y_{emb})}{w} \quad (15)$$

$$Cx_{emb} = \frac{2kx_{emb} (\beta_s + \beta x_{emb})}{w} \quad (16)$$

$$Czz_{emb} = \frac{2kz_{emb} (\beta_s + \beta zz_{emb})}{w} \quad (17)$$

$$Cyy_{emb} = \frac{2ky_{emb} (\beta_s + \beta yy_{emb})}{w} \quad (18)$$

$$Cxx_{emb} = \frac{2kx_{emb} (\beta_s + \beta xx_{emb})}{w} \quad (19)$$

2.5.3. Modelos en ETABS:

En la Figura 11 y 12, se representan los modelos del bloque 1 y 2, que se realizaron con las respectivas configuraciones que se siguieron en su construcción, como propiedades de los materiales, secciones de vigas y columnas, tipo de losas, armados, alturas de entre piso, entre otras. En la Tabla 12, se indica la información correspondiente:

Tabla 12: Características de las propiedades del edificio del Bloque “G”.

BLOQUE	1	2
f _c (kgf/cm ²)	280	280
f _y (kgf/cm ²)	4200	4200
ELEMENTOS ESTRUCTURALES - SECCIONES, cm		
Vigas	45x70	45x70 40x70
Columnas	70x70	
Losa	alivianada e:30cm	
PISOS		
Subsuelos	2	
Pisos	4	5
NIVELES - ALTURA ENTREPISO, m		
N+18,83	-	3,7
N+15,13	3,6	3,6
N+11,53	3,6	3,6
N+7,93	3,6	3,6
N+4,33	3,6	3,6
N-0,73	4	4
N-3,27	4	4
N-7,27	-	-

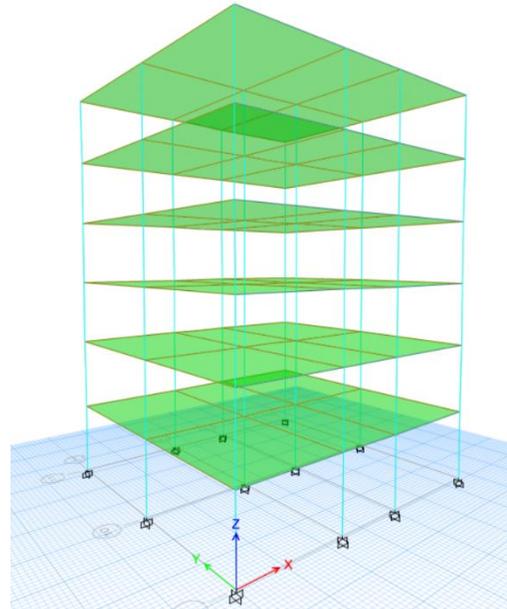


Figura 11: Modelo del bloque 1 en ETABS.

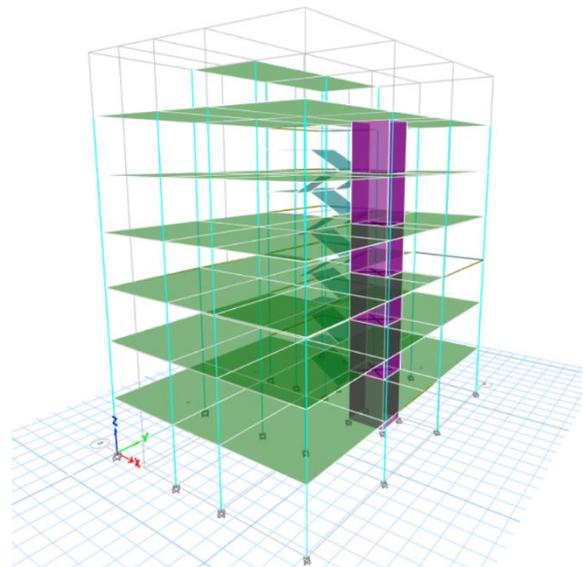


Figura 12: Modelo del bloque 2 en ETABS.

2.5.4. Push-over:

El análisis no lineal “push-over”, consiste en aplicar una carga lateral a la estructura en pasos que se van incrementado, cuya finalidad es conocer el estado de equilibrio de la estructura en cada paso que se va analizando [13]. Calcular los desplazamientos que se generan en los nodos, describiendo sus comportamientos elásticos y plásticos.

En síntesis, es un análisis que permite conocer el desempeño de las estructuras, donde se aplica una carga lateral incremental pseudo-estática y se cuantifica el desplazamiento de la estructura en su último nivel, valores que se comparan con la acción dinámica impuesta a fin de obtener el punto de desempeño.

Para el análisis Pushover, se realizaron modelos en dos dimensiones (ver Figura 13 y 14), tal es el caso de los pórticos, donde fueron seleccionados aquellos que presentaron mayores exigencias en el sentido X y Y.

Este análisis utilizó el espectro elástico cuyo factor R es igual a 1, esto quiere decir, que no se reduce la demanda sísmica [14], usando los criterios de la NEC-2015. De esta manera se evaluó el comportamiento de la estructura frente a dicho nivel de amenaza sísmica.

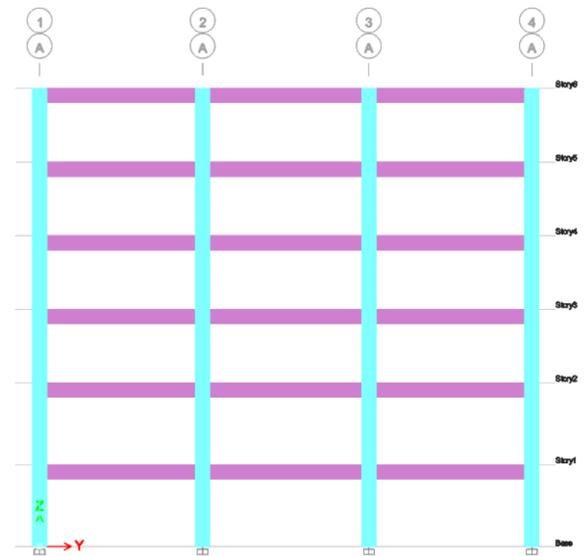


Figura 14: Pórtico en sentido "y" del bloque 2.

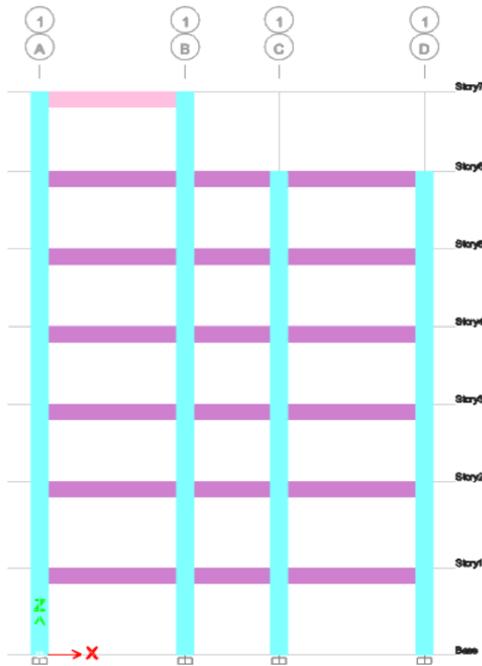


Figura 13: Pórtico en sentido "x" del bloque 2.

3. Resultados y Discusión

3.1. Rigideces:

Los valores de rigidez de los resortes y amortiguamientos equivalentes fueron afectados por los factores de corrección que se implementan bajo la metodología de Pais & Kausel, los cuales involucran el efecto del empotramiento [3],

En las Figuras 15, 16, 17, 18, 19 y 20, se muestran las comparaciones de rigideces que poseen los resortes con y sin correcciones, tanto en traslación como en rotación. A partir de estas, se pudo observar que la metodología de Pais & Kausel, mediante sus correcciones por empotramiento, incrementa el valor de las rigideces del sistema estructural.

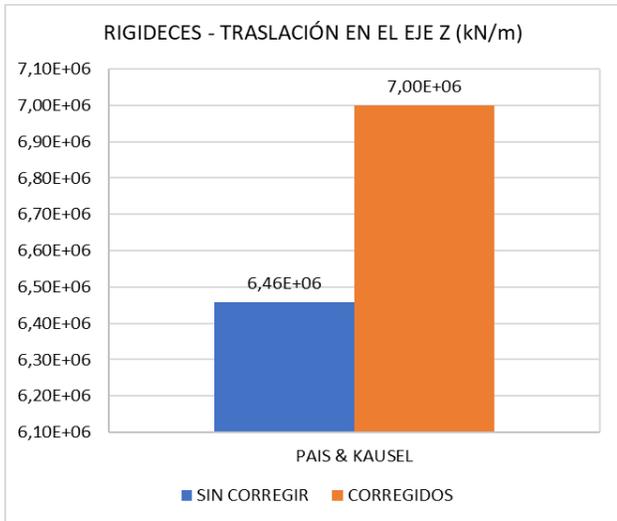


Figura 15: Comparación de rigideces traslacionales kz del bloque 2.

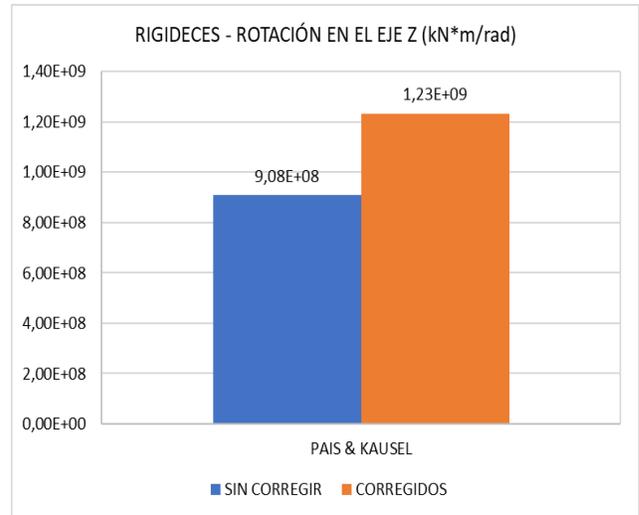


Figura 18: Comparación de rigideces rotacionales kzz del bloque 2.

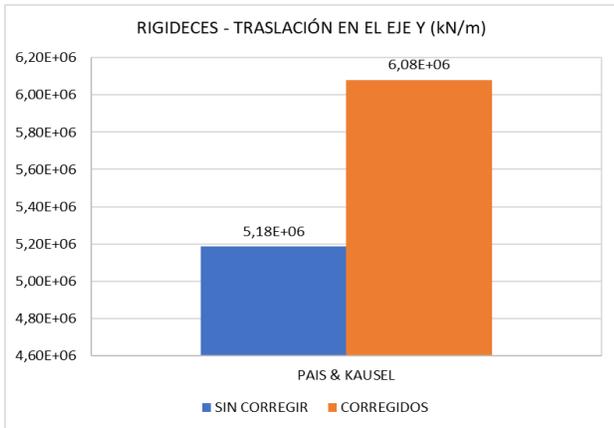


Figura 16: Comparación de rigideces traslacionales ky del bloque 2.

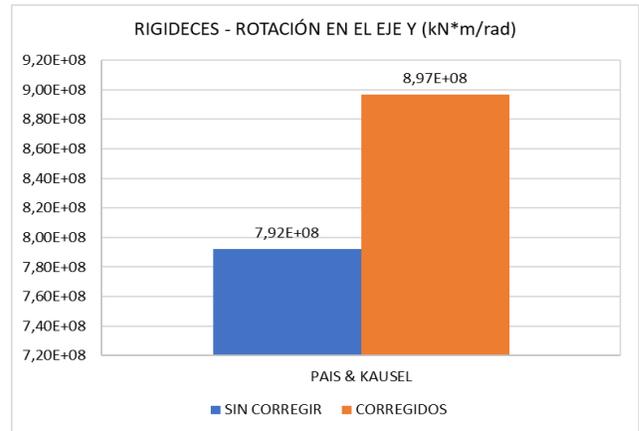


Figura 19: Comparación de rigideces rotacionales kyy del bloque 2.

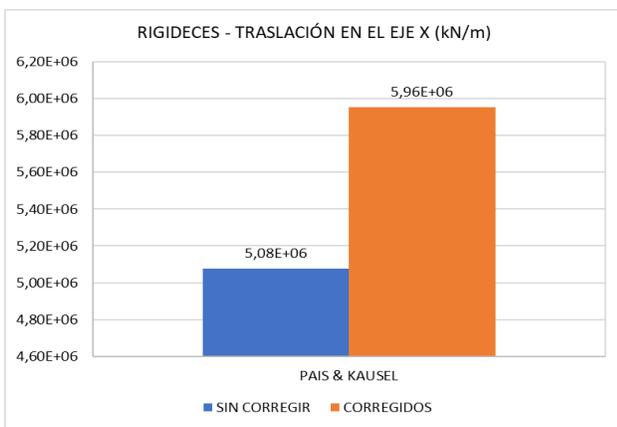


Figura 17: Comparación de rigideces traslacionales kx del bloque 2.

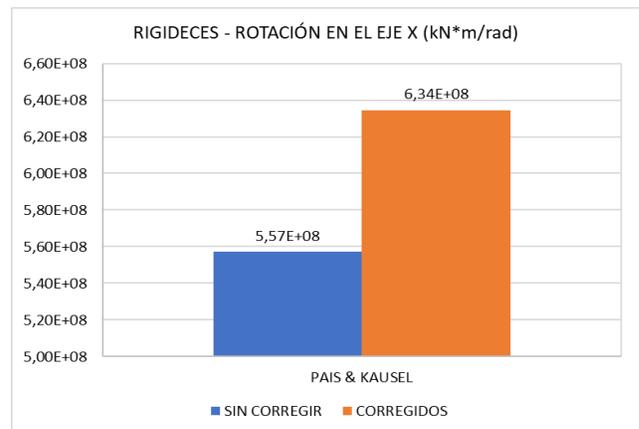


Figura 20: Comparación de rigideces rotacionales kxx del bloque 2.

3.2. Corte Basal:

Se presentan en las Figuras 21, 22, 23 y 24 las comparaciones con respecto a las fuerzas de reacción en la base del bloque 1 y 2, donde se evidencian los diferentes comportamientos que se producen bajo casos como: base rígida y el uso del espectro NEC con un factor de reducción igual a 8; base rígida y el uso del espectro reducido FEMA y bajo el efecto de considerar resortes equivalentes en la base de la estructura.

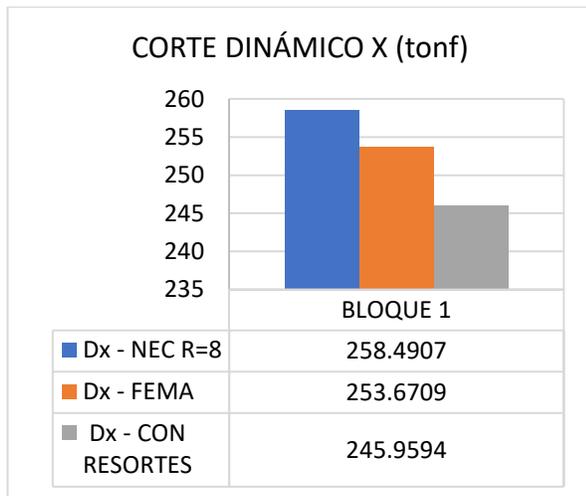


Figura 21: Cortante basal dinámico en x del bloque 1.

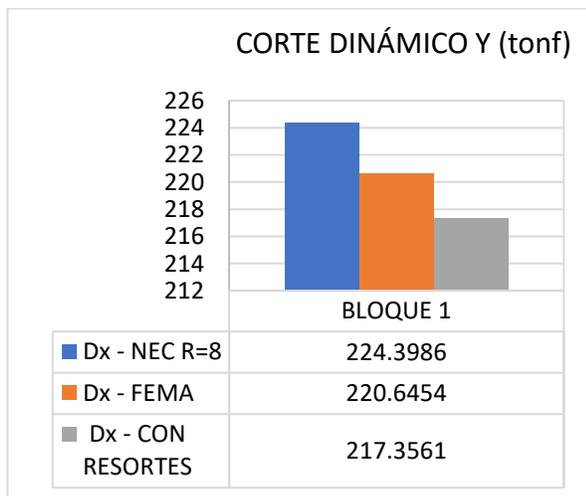


Figura 22: Cortante basal dinámico en y del bloque 1.

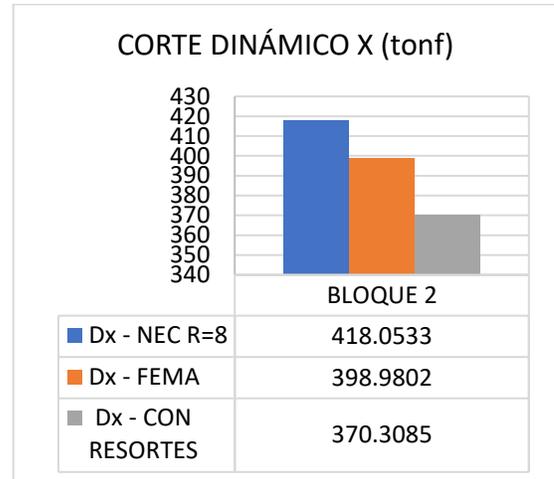


Figura 23: Cortante basal dinámico en x del bloque 2.

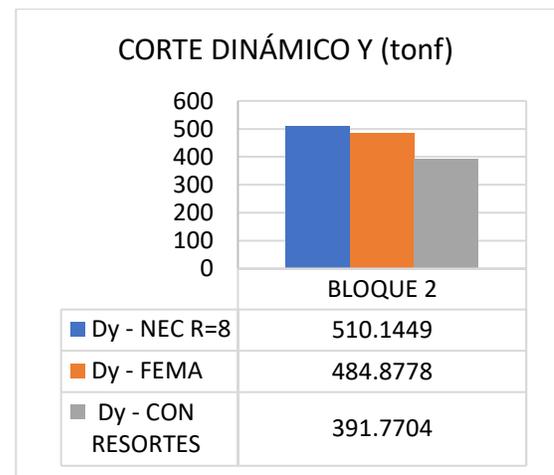


Figura 24: Cortante basal dinámico en y del bloque 2.

Se analizaron los cortantes basales dinámicos por la influencia de los espectros reducidos de la NEC y de la FEMA. En los dos bloques se tuvo mayor cortante con el espectro de la NEC, debido a una mayor fuerza sísmica; en el caso del espectro de la FEMA, se muestra una reducción de aproximadamente 1,05% con respecto al cortante máximo del primer estudio.

Los bloques con resortes equivalentes poseen una menor fuerza sísmica, ya que difieren aproximadamente el 1,20% comparado con los bloques empotrados bajo el espectro inelástico de la NEC, esto sucede debido a la ISE, puesto que al incorporar sus rigideces tiene una notable influencia, como se puede mostrar en los valores de cortantes basales.

3.3. Derivas:

En cuanto a las derivas, se puede afirmar que, en el bloque 1 son mayores con respecto al bloque 2, puesto que, en el segundo bloque, al contener muros de corte y gradas, provoca que la estructura sea más rígida, impidiendo que se den mayores desplazamientos horizontales.

Las derivas son asociadas a los cortantes basales, es por esto que, en los modelos de cada bloque con base rígida bajo el espectro de la NEC, se tienen derivas altas en sentido x-y (ver Figura 25 y 26). Mientras que, las derivas de los modelos con la influencia de la FEMA P-2091 y con base flexible, disminuyen de un 0.01% a 0.03% correspondientemente, debido a que el modelo que contiene el espectro inelástico de la NEC, posee una mayor aceleración espectral comparado con el espectro de FEMA.

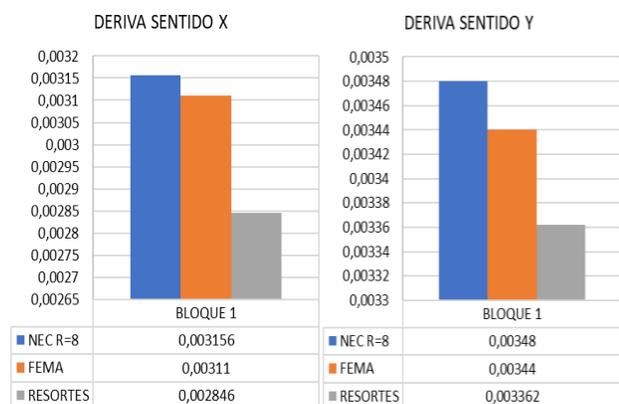


Figura 25: Comparación de derivas en sentido x-y del bloque 1.

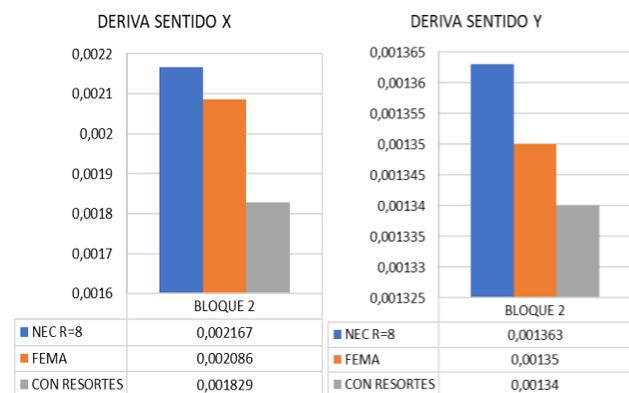


Figura 26: Comparación de derivas en sentido x-y del bloque 2. Pasar a bajo de la figura

3.4. Periodos:

En el caso de los periodos, al aplicar la metodología de FEMA, incorporando las rigideces y amortiguamiento del suelo, se pudo observar un incremento en los periodos de vibración de los bloques. Se puede verificar que los modelos convencionales (empotrados), no se diferencian de forma significativa con los modelos que poseen las características del suelo (resortes), siendo el incremento de los periodos comprendidos entre 1.03 y 1.09. En la Figura 27 y 28 se pueden apreciar los resultados.

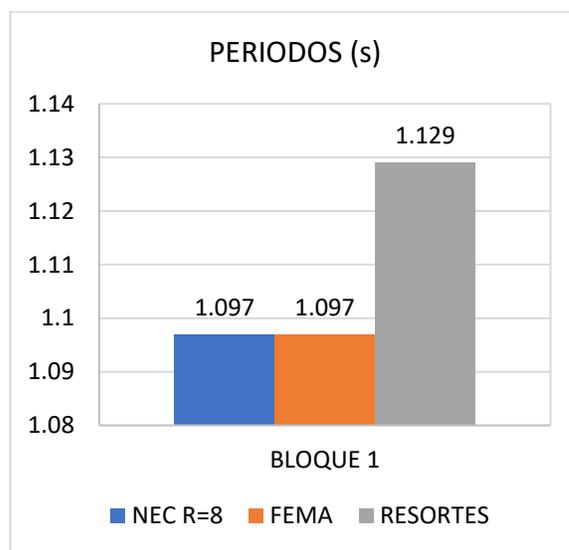


Figura 27: Periodos correspondientes al bloque 1.

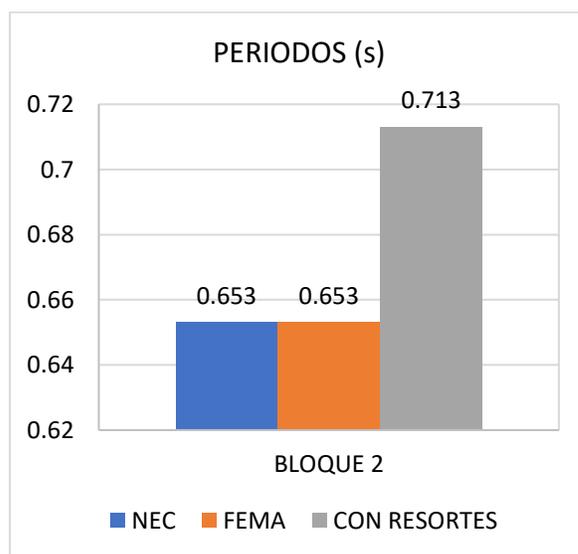


Figura 28: Periodos correspondientes al bloque 2.

Los periodos aumentan cuando se incorporan los efectos de la ISE en las estructuras, ya que se brinda mayor flexibilidad, por lo tanto, tendrán menores frecuencias de vibración.

3.5. Columnas:

Como parte de presentar una comparación entre los modelos analizados, se tomó en cuenta el cambio en la capacidad a flexo-compresión de las columnas frente a sus solicitaciones actuantes mayoradas.

Mediante el uso del software ETABS, se pudo observar que las columnas que presentaban mayor exigencia en el bloque 2, fueron las correspondientes a los ejes C4, pues estas se encuentran soportando gran parte del peso de la estructura (ver Tabla 13).

Tabla 13: Valores P-P-M.

BLOQUE 2 - COLUMNA C4			
TIPO DE BASE	RÍGIDA NEC R=8	RÍGIDA FEMA	FLEXIBLE RESORTES
P-P-M ratio	0,532	0,532	0,46

Bajo estos resultados, se pudo entender que en las columnas bajo efectos de los espectros de la NEC y de la FEMA, no existen un cambio significativo en la relación demanda-capacidad. Mientras que, para el caso de poseer una base flexible, el efecto de los resortes con amortiguamientos, reducen las exigencias a las que se encontró la columna.

3.6. Pórticos 2D:

3.6.1. Curvas de Capacidad:

La curva de capacidad en sentido X del pórtico del bloque 2 con base empotrada (ver Figura 29), presentó un punto de colapso a los 32,60cm de desplazamiento y un cortante en ese punto de 152,76tonf.

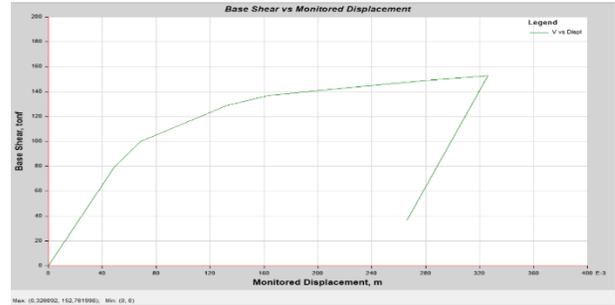


Figura 29: Curva de capacidad en el pórtico X empotrado del bloque 2.

En el sentido Y, la curva nos muestra que la estructura tiende al colapso con 34.19cm de desplazamiento y un cortante en su base de 152,29tonf (ver Figura 30).



Figura 30: Curva de capacidad en el pórtico Y empotrado del bloque 2.

En la Tabla 14 se presentan los resultados de los puntos de colapso, donde ambos bloques tuvieron el efecto de base empotrada.

Tabla 14: Comparación de los puntos de colapso en los bloques 1 y 2 para el caso empotrado.

PUNTOS DE COLAPSO EN PÓRTICOS EMPOTRADOS				
BLOQUE	1		2	
PÓRTICOS	X	Y	X	Y
Carga (tonf)	185,43	108,64	152,76	152,29
Desplazamiento (cm)	30,50	35,02	32,60	34,19

Nota: A partir de las gráficas del Anexo 8 se obtuvieron los valores correspondientes al bloque 1.

Para observar los resultados de los casos en donde se toman en cuenta los efectos que producen los resortes equivalentes, se usaron los pórticos en sentido X (ver Figura 31) y Y, los cuales han sido calculados al aplicar la metodología de PAIS & KAUSEL.

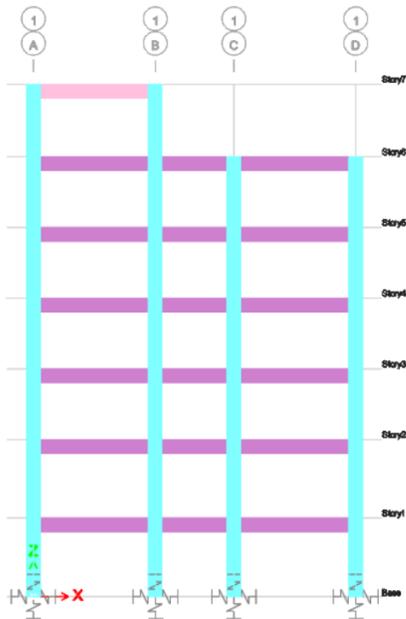


Figura 31: Pórtico del bloque 2 en sentido x con resortes de Pais & Kausel.

Para este caso de análisis, en el pórtico en sentido X, se llegó al colapso con un desplazamiento igual a 32,63cm, y un cortante en la base de 152,54tonf (ver Figura 32).



Figura 32: Curva de capacidad en el pórtico x con resortes de Pais & Kausel, del bloque 2.

En el pórtico en sentido Y, se tuvo un desplazamiento de 34,15cm y 152,09 tonf de cortante en la base, puntos en los cuales el pórtico colapsa (ver Figura 33).

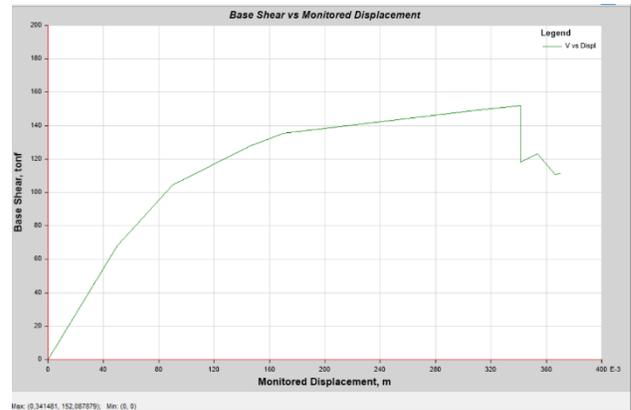


Figura 33: Curva de capacidad en el pórtico Y con resortes de Pais & Kausel del bloque 2.

Las curvas de capacidad mostraron que, los desplazamientos y cortantes de base con ambas metodologías (empotrado y con resortes equivalentes) no presentaron variaciones significativas cuando se llega al colapso (ver Tabla 15).

Se usó la siguiente ecuación para conocer el error relativo que existe entre las metodologías base empotrada y base flexible:

$$ErrorR\% = \frac{Valor\ Base\ Rígida - Valor\ Base\ Flexible}{Valor\ Base\ Rígida} * 100 \quad (20)$$

Tabla 15: Diferencia de resultados en desplazamientos y cortes en la base en los casos con bases rígidas y con resortes equivalentes en el bloque 2 para los puntos de colapso.

DIFERENCIAS ENTRE MÉTODOS - PUNTOS DE COLAPSO		
Casos	Rígido vs Resortes P&K	
	X	Y
Carga (tonf)	0,14%	0,13%
Desplazamiento (cm)	0,09%	0,12%

Las curvas de capacidad, además, presentaron los puntos de cedencia para los pórticos en sentido X-Y del bloque 2, tanto para el caso empotrado,

como el que usa resortes equivalentes de Pais & Kausel. De la misma manera, se obtuvieron los valores de rigideces que resultan de la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento (ver Tabla 16 y 17).

Tabla 16: Resultados de desplazamientos y cortes en la base en los casos con bases rígidas y con resortes equivalentes en puntos de cedencia.

PUNTOS DE CEDENCIA EN PÓRTICOS EMPOTRADOS				
BLOQUE	1		2	
SENTIDO	X	Y	X	Y
Carga (tonf)	82,08	49,98	79,56	68,53
Desplazamiento (cm)	4,69	5,20	4,94	5,03
Rigidez (tonf/cm)	17,50	9,61	16,11	13,62

Nota: A partir de las gráficas del Anexo 8 se obtuvieron los valores correspondientes al bloque 1.

Tabla 17: Resultados de desplazamientos y cortes en la base en los casos con bases rígidas y con resortes equivalentes en puntos de colapso.

PUNTOS DE CEDENCIA EN PÓRTICOS CON RESORTES EQUIVALENTES				
BLOQUE	1		2	
SENTIDO	X	Y	X	Y
Carga (tonf)	83,79	49,04	88,83	68,09
Desplazamiento (cm)	4,94	5,17	5,71	5,03
Rigidez (tonf/cm)	16,96	9,49	15,56	13,54

Nota: A partir de las gráficas del Anexo 8 se obtuvieron los valores correspondientes al bloque 1.

A continuación, en la Tabla 18 se presenta la diferencia que existe entre los puntos de cedencia del bloque 2, usando la Ecuación 20.

Tabla 18: Diferencia de resultados en desplazamientos y cortes en la base en los casos con bases rígidas y con resortes equivalentes en el bloque 2 para los puntos de cedencia.

DIFERENCIAS ENTRE MÉTODOS - PUNTOS DE CEDENCIA		
Casos	Rígido vs Resortes P&K	
	X	Y
SENTIDO		
Carga (tonf)	11,65%	0,64%
Desplazamiento (cm)	15,49%	0%
Rigidez (tonf/cm)	3,33%	0,64%

3.6.2. Puntos de desempeño en ambas direcciones – FEMA 440:

Se graficaron los puntos de desempeño, los cuales brindaron una noción de la capacidad que tiene la edificación frente a un determinado evento sísmico y su vulnerabilidad ante el mismo [15].

De esta manera, en las Figuras 34 y 35, se presentan los puntos de desempeño para el bloque 2 con una configuración de base rígida en ejes representativos X-Y.

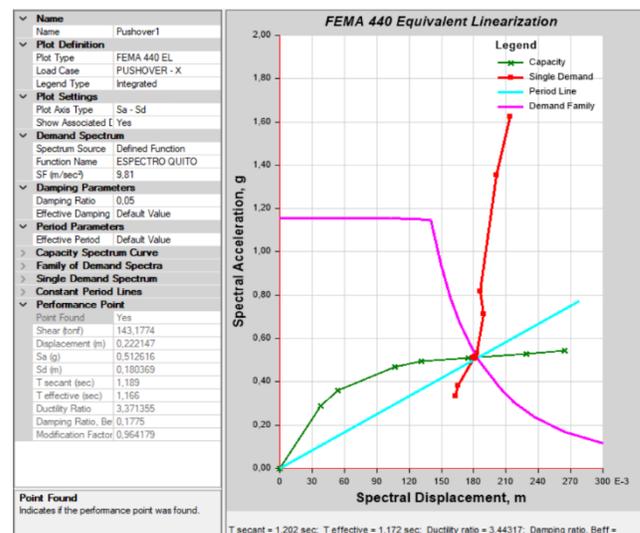


Figura 34: Punto de desempeño en sentido X con base empotrada del bloque 2.

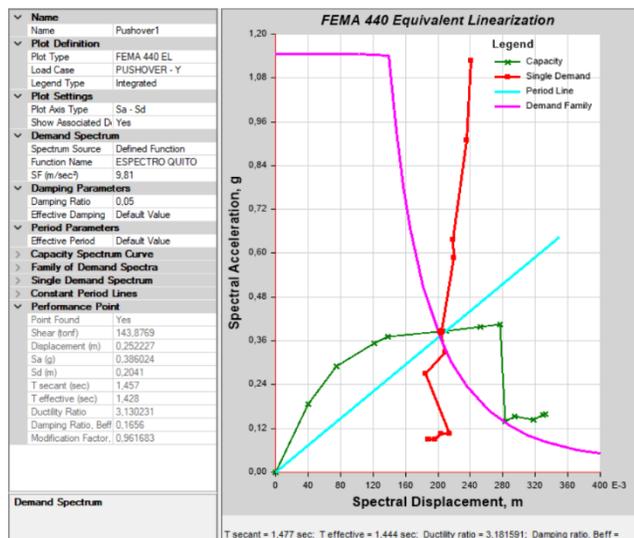


Figura 35: Punto de desempeño en sentido Y con base empotrada del bloque 2.

Analizando el caso con los resortes equivalentes de PAIS & KAUSEL, se obtuvieron los siguientes puntos de desempeño para los pórticos en los ejes X y Y (ver Figura 36 y 37).

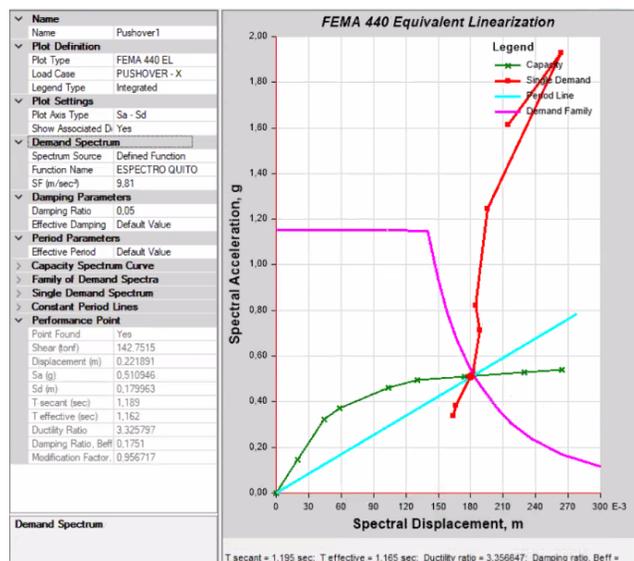


Figura 36: Punto de desempeño en sentido X con resortes de Pais & Kausel del bloque 2.

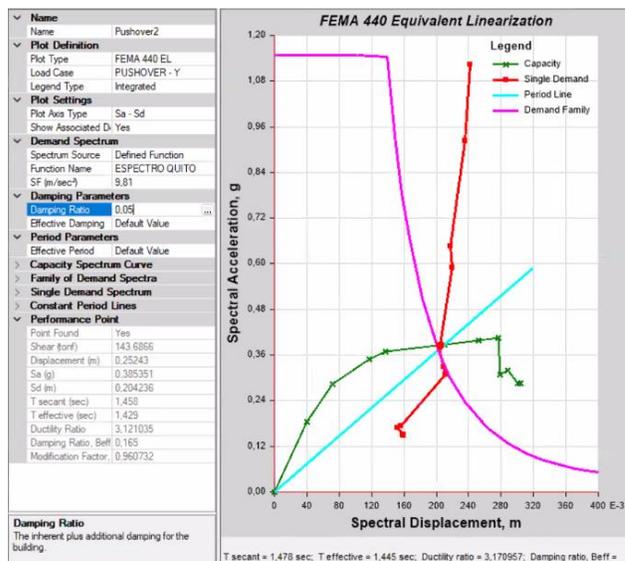


Figura 37: Punto de desempeño en sentido Y con resortes de Pais & Kausel del bloque 2.

Mediante la Tabla 19, se pudo notar que, los pórticos en sentido X presentaron una cierta diferencia en desplazamientos y cortes en sus bases bajo la aplicación de estas dos metodologías (base rígida vs resortes). Mientras que, en el sentido Y, los desplazamientos y cortantes, no sufrieron grandes cambios.

Tabla 19: Valores obtenidos en el punto de desempeño para los pórticos en sentido X-Y del bloque 2.

PUNTOS DE DESEMPEÑO - BLOQUE 2				
Casos	RIGIDO		PAIS & KAUSEL	
	X	Y	X	Y
Desplazamiento (cm)	22,21	25,22	22,19	25,24
Corte en la base (tonf)	143,18	143,88	142,75	143,69

Nota: Los valores del punto de desempeño que se obtuvieron del bloque 1 se encuentran en el Anexo 5.

3.6.3. Rótulas plásticas:

En las siguientes gráficas (ver Figura 38, 39, 40 y 41) se verificaron que la mayoría de las rótulas plásticas del bloque 2, se generaron en las vigas y no se encuentran en un rango de alta peligrosidad, en otras palabras, no se observó una repentina pérdida de resistencia en los elementos estructurales.

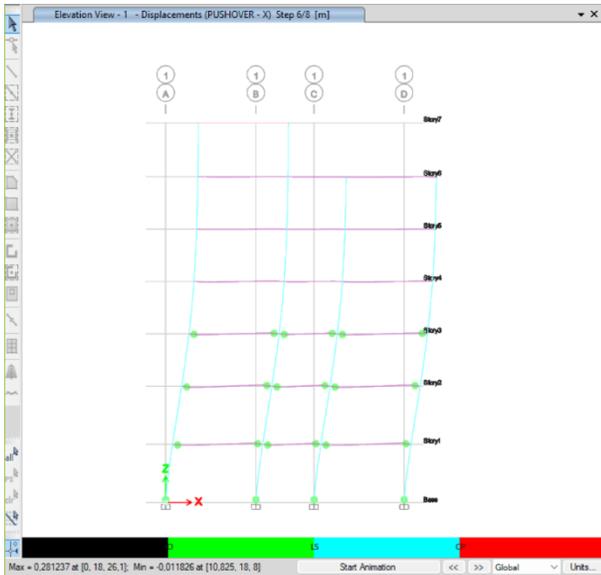


Figura 38: Rótulas plásticas generadas con un desplazamiento de 22cm, pórtico 2 sentido X.

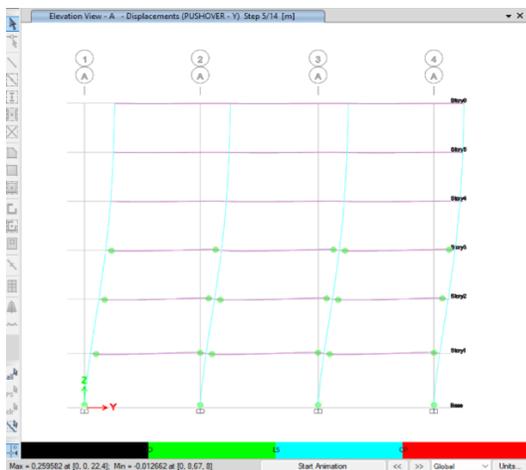


Figura 39: Rótulas plásticas generadas con un desplazamiento de 25cm, pórtico 2 sentido Y.

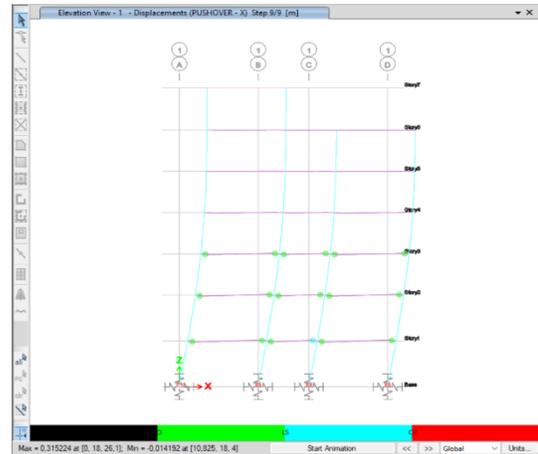


Figura 40: Rótulas plásticas generadas con un desplazamiento de 22cm, pórtico 2 sentido X, usando resortes de Pais & Kausel.

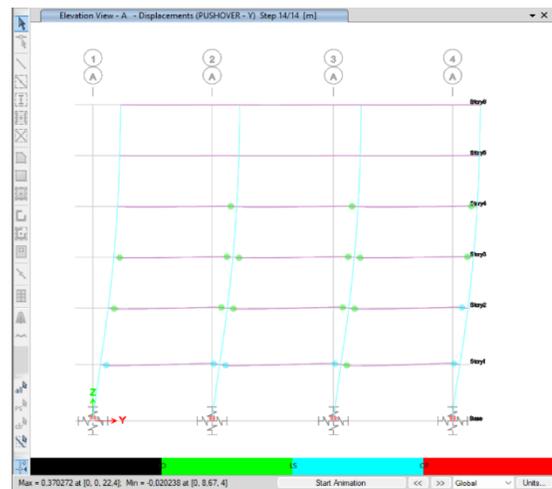


Figura 41: Rótulas plásticas generadas con un desplazamiento de 22cm, pórtico 2 sentido Y, usando resortes de Pais & Kausel.

4. Conclusiones

Se pudo concluir que la metodología FEMA P-2091 presenta un modelo más cercano a la realidad, pues incluye el comportamiento del suelo en el cual se encuentra implantada la edificación. Toma características propias de cada estrato, haciendo que este estudio sea más meticuloso en evidenciar las interacciones que se producen a nivel de suelo con la estructura. Para evaluar estructuras en Ecuador, fue necesario aplicar la normativa NEC-SE-DS.

El modelo empotrado es cotidianamente utilizado, pero en el análisis se ha podido observar que no considera varios aspectos como es la ISE,

puesto que aquí se incluyen efectos por empotramiento, por la huella de la cimentación, además de incluir las propiedades geomecánicas del sitio de emplazamiento.

En el caso de los cortantes basales se pudo observar que, los bloques con el espectro inelástico de la NEC presentan mayor demanda sísmica comparados con los modelos del espectro de FEMA y con resortes equivalentes. Por consecuencia del cortante basal dinámico, las derivas de la NEC con base rígida aumentaron, mientras que, en los otros casos, las derivas disminuyen. En los dos bloques, al incorporar los resortes equivalentes, la fuerza sísmica disminuye, pero el periodo de vibración aumenta, como resultado de un mayor grado de flexibilidad de la estructura bajo la influencia de la ISE.

Los pórticos críticos de los bloques 1 y 2 muestran una aproximación del desempeño y capacidad de sus estructuras completas, es decir, brindan una idea de los posibles resultados que tendría el análisis de toda la edificación.

El análisis estático no lineal Push-Over, jugó un gran papel en los pórticos de los bloques analizados, pues es este quien facilitó la obtención de resultados, mostrando que el punto de desempeño de estos pórticos, se ubican entre los 20 a 25 cm para el sismo de diseño, por debajo de los 30 a 32 cm, que es donde ocurre el colapso o pérdida de capacidad.

Se logró concluir que, el pórtico con base rígida en sentido X del bloque 1 posee un mejor desempeño con respecto al bloque 2, pues necesitó un corte en su base de 185tonf y 30.50cm de desplazamiento para llegar a su colapso, frente a las 152.76tonf y 32.60cm que necesitó el pórtico del bloque 2 para colapsar. Sin embargo, el pórtico en sentido Y del bloque 2, demostró tener una clara diferencia contra el del bloque 1, llegando a soportar un corte en base de 152.29tonf y un desplazamiento de 34.19 para llegar a su colapso. Mientras que, el pórtico del bloque 1

llegó solo a los 108.64tonf de corte y 35.02cm de desplazamiento para colapsar.

La curva de capacidad en todos los casos muestra que la cedencia inicia entre los 2 y 5 cm de desplazamiento y, a partir de esto, la curva empieza a presentar un cambio gradual hasta llegar al punto de colapso que se ubica entre los 30 a 35 cm de desplazamiento, en el que decae la resistencia y posiblemente se presentaría una falla estructural.

Las curvas de capacidad mostraron que, tanto en los pórticos que poseen bases rígidas y otros con bases flexibles, sus puntos de colapso no presentan grandes diferencias, es decir, ambos pórticos necesitan desplazamientos y cortantes similares para colapsar. Por otro lado, los pórticos en sentido X, son los que presentan un cambio significativo en la pendiente que representa su nivel de rigidez, concluyendo que el pórtico que posee bases rígidas posee mayor rigidez que el pórtico con bases flexibles.

Se concluyó que, al analizar los resultados de las rotulas plásticas, la estructura aparentemente se encuentra en un nivel de desempeño entre ocupación inmediata y seguridad de vida al imponer el sismo de diseño por debajo del punto de colapso.

Referencias

- [1] FEMA (Federal Emergency Management Agency), "A Practical Guide to Soil-Structure Interaction P-2091," no. December, pp. 1–218, 2020.
- [2] NIST, "NIST GCR 12-917-21 Soil-Structure Soil-Structure Interaction for Building Structures," *Soil-Structure Interact. Build. Struct.*, vol. 12, p. 292, 2012.
- [3] A. Pais and E. Kausel, "Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 7, no. 4, pp. 213–227, 1988, doi: 10.1016/S0267-7261(88)80005-8.

- [4] F. Gonzáles, “Informe técnico de mecánica de suelos,” 2010.
- [5] K. Jaramillo and Y. Naranjo, “Correlaciones Múltiples Entre Propiedades Geomecánicas, Velocidades De Onda De Compresión (Vp), Corte (Vs) Y Datos De Clasificación Sucs En El Suelo De Comentación Del Bloque G De La Universidad Politécnica Salesiana See Quito - Campus Sur,” 2021.
- [6] G. Awchat, A. Monde, R. Sirsikar, G. Dhanjode, and S. Tayade, “Soil-Structure Interaction: Comparative Review of International Codes and Other Literature with Indian Seismic Code,” *Civ. Environ. Eng.*, vol. 0, no. 0, 2022, doi: 10.2478/cee-2022-0009.
- [7] A. S. of C. E. ASCE, *ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, no. 7 98. 2016.
- [8] D. Vallejo, “Asistencia técnica para la ejecución de la obra CAM Sabaneta y estudio de la nueva guía práctica de interacción suelo-estructura FEMA P-2091,” 2021.
- [9] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. 2015.
- [10] J. A. Meza Rodríguez and C. J. Valderrama Carpio, “Influencia de la interacción suelo-estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas,” 2022, [Online]. Available: [https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/346266/Tesis VALDERRAMA_CC.pdf?sequence=1](https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/346266/Tesis%20VALDERRAMA_CC.pdf?sequence=1).
- [11] Gazetas, “1991-FE HANDBOOK Foundations Vibrations.” .
- [12] K. Jiménez and B. Mendoza, “Análisis de respuesta de sitio en el sector de la Universidad Politécnica Salesiana ubicada en la parroquia de Chillogallo del cantón Quito, usando modelos numéricos de campo libre, propagación de onda bidimensional y tridimensional, empleando el Software,” 2021.
- [13] J. Moreno, Freddy; Erraez, “Análisis y diseño de una estructura nueva de hormigón armado de 5 niveles en la ciudad de Pedernales, aplicando el Análisis Modal Espectral mediante el software Etabs y verificando el desempeño mediante un Análisis Estático No Lineal (Pushover).,” 2022.
- [14] R. L. Bonett Díaz, “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada,” Universidad Politécnica de Cataluña, 2003.
- [15] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washing. DC*, vol. 440, no. June, p. 392, 2005.

ANEXOS

Anexo 1: Perforación Jaramillo y Naranjo.

PERFORACIÓN J&N										
PROF.	"N" SPT	DESCRIPCION	%G	%IP	%W	Vs (m/s)	$\Sigma(d_i / v_{si})$	γ KN/m ³	Go (KN/m ²)	v
0	0,5	0	0	12,91	25,67	200,308	0,0025	18,5	266755,7352	0,45
0,5	1	10	0	12,91	25,67	221,908	0,0023			
1	1,5	10	0	12,91	25,67	221,908	0,0023			
1,5	2	10	0	0	29,86	266,199	0,0019			
2	2,5	19	0	6,68	24,04	262,758	0,0019	18,85	271802,4654	0,3
2,5	2,58	40	3	14,51	30,24	285,587	0,0003	20	288384,5786	0,33
2,58	3	40	2	7,86	23,31	307,020	0,0014	21	302803,8076	0,3
3	3,5	40	2	7,86	23,31	307,020	0,0016			
3,5	3,6	23	0,75	0	23,31	295,450	0,0003	19,76	284923,9637	0,35
3,6	3,7	23	4,61	0	24,14	301,127	0,0003	19,76	284923,9637	0,35
3,7	4	23	0	6,78	23,46	271,061	0,0011	19,76	284923,9637	0,343333333
4	4,5	23	0	6,78	23,46	271,061	0,0018			
4,5	5	23	0	0	26,65	294,312	0,0017			
5	5,5	21	0	8,4	24,65	261,166	0,0019	19,3	278291,1184	0,33
5,5	5,82	40	6	8,75	25,91	309,829	0,0010	20	288384,5786	0,3
5,82	6	40	0	10,25	23,91	295,860	0,0006	21	302803,8076	0,3
6	6,5	40	0	10,25	23,91	295,860	0,0017			
6,5	7	20	0	5,69	29,66	268,262	0,0019	17,5	252336,5063	0,3
7	7,5	20	0	5,69	29,66	268,262	0,0019			
7,5	8	45			25,69	341,841	0,0015	21	302803,8076	0,3
8	8,29	45	0	2,95	29,33	331,674	0,0009			
8,29	8,5	45	1	3,08	30,88	332,685	0,0006			
8,5	9	66	0	3,13	28,56	376,424	0,0013			
9	9,5	66	0	3,13	28,56	376,424	0,0013			
9,5	10	50	5	3,06	26,7	349,488	0,0014			
10	10,5	50	5	3,06	26,7	349,488	0,0014			
10,5	10,8	72	1		25,82	401,633	0,0007	23	331642,2654	0,25
10,8	11	72	0		25,24	400,166	0,0005	23	331642,2654	0,25
11	11,5	72	0		25,24	400,166	0,0012			
11,5	11,68	70	1		33,64	397,235	0,0005	23	331642,2654	0,25
11,68	11,8	70	1		33,79	397,233	0,0003	23	331642,2654	0,25
11,8	12	70	0		36,4	395,734	0,0005	23	331642,2654	0,25
12	12,5	70	0		36,4	395,734	0,0013			
12,5	13	75	0	5,91	29,75	386,306	0,0013	23	331642,2654	0,32
13	13,5	75	0	5,91	29,75	386,306	0,0013			
13,5	14	42	3	5,13	35,93	322,061	0,0016	23	331642,2654	0,32
14	14,5	42	3	5,13	35,93	322,061	0,0016			
14,5	15	67	2	4,07	33,67	378,251	0,0013	23	331642,2654	0,25
TOTAL						322,260	0,0489			

Anexo 2: Cuadro de parámetros de los bloques 1 y 2, para el cálculo de rigideces.

BLOQUES		1	2
<i>L</i>	<i>m</i>	19,4	24,7
<i>B</i>	<i>m</i>	17,5	19,4
<i>L/2</i>	<i>m</i>	9,7	12,35
<i>B/2</i>	<i>m</i>	8,75	9,7
<i>I_x</i>	<i>m⁴</i>	34657,292	60114,728
<i>I_y</i>	<i>m⁴</i>	42591,407	97447,642
<i>J_t</i>	<i>m⁴</i>	77248,698	157562,370
<i>G_o</i>	<i>kN/m</i>	129086,643	285176,860
<i>G</i>	<i>kN/m</i>	54732,736	120914,989
<i>v</i>	-	0,332	0,321

Anexo 3: Cuadro de rigideces superficiales de los resortes equivalentes.

Soluciones Elásticas para las Rigideces Estáticas de Cimentaciones en la Superficie del Terreno - PAIS & KAUSEL		
BLOQUES	1	2
<i>Traslación eje z - kN/m</i>	5423625,83	6457703,21
<i>Traslación eje y - kN/m</i>	4316009,06	5184924,57
<i>Traslación eje x - kN/m</i>	4277591,92	5077760,95
<i>Rotación eje z - kN*m/rad</i>	541176426,61	908190945,73
<i>Rotación eje y - kN*m/rad</i>	423443785,72	792106142,68
<i>Rotación eje x - kN*m/rad</i>	364760466,55	557149935,55

Anexo 4: Cuadro de rigideces embebidas de los resortes equivalentes.

Modificadores de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones embebidas		
BLOQUES	k emb	
	1	2
<i>Traslación eje z - kN/m</i>	5949876,8125	6999314,0297
<i>Traslación eje y - kN/m</i>	5166312,2179	6080725,7157
<i>Traslación eje x - kN/m</i>	5120326,4529	5955047,3991
<i>Rotación eje z - kN*m/rad</i>	766662612,2490	1231754836,5012
<i>Rotación eje y - kN*m/rad</i>	488366004,9396	896612492,9014
<i>Rotación eje x - kN*m/rad</i>	422310450,9104	634480748,0412

Anexo 5: Cuadro de resultados de los puntos de desempeño obtenidos del bloque 1.

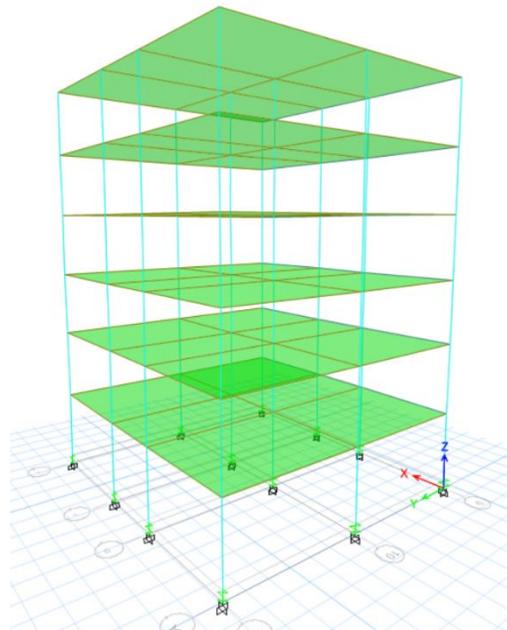
PUNTO DE DESEMPEÑO - BLOQUE 1				
<i>Casos</i>	RIGIDO		PAIS & KAUSEL	
<i>Sentido</i>	X	Y	X	Y
<i>Desplazamiento (cm)</i>	26.28	25.45	25.71	25.84
<i>Corte en la base (tonf)</i>	174.97	172.44	102.60	102.47

Anexo 6: Modificadores de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones embebidas.

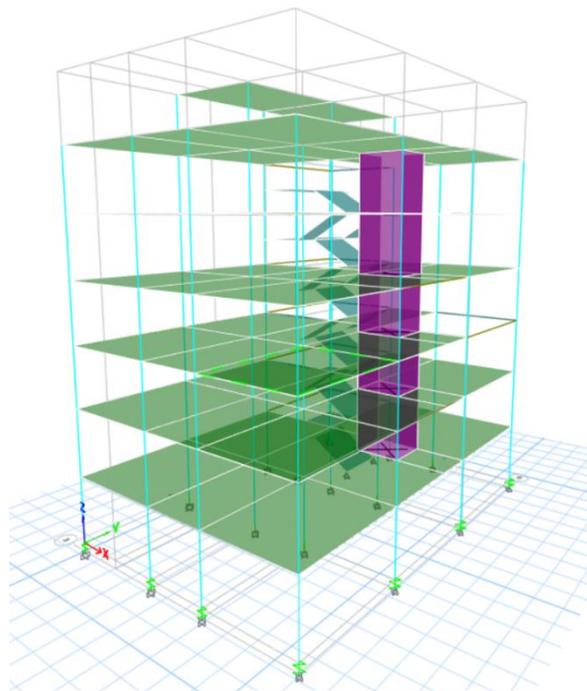
Grado de libertad	Amortiguación por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\beta_{z,emb} = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\beta_{y,emb} = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\beta_{x,emb} = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión sobre el eje z	$\beta_{zz,emb} = \left[\frac{(4/3) \left[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\beta_{yy,emb} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\beta_{xx,emb} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Anexo 7: Modelo bloque 1 y bloque 2 configurado para incluir rigideces de los resortes equivalentes mediante Pais & Kausel.

Modelo del bloque 1, configurado para incluir rigideces de los resortes equivalentes mediante Pais & Kausel.

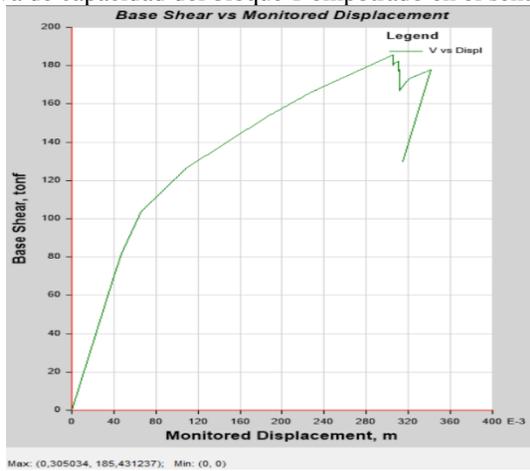


Modelo del bloque 2, configurado para incluir rigideces de los resortes equivalentes mediante Pais & Kausel.

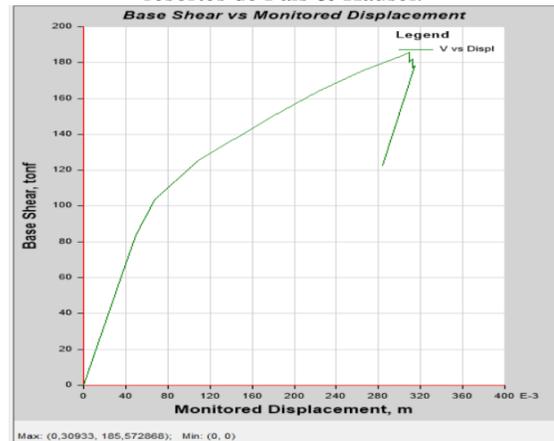


Anexo 8: Gráficas de resultados del Análisis Estático No Lineal Push-over “Bloque 1”.

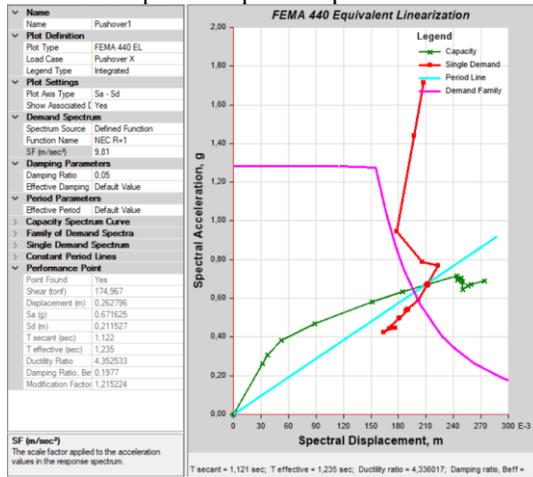
Curva de capacidad del bloque 1 empotrado en el sentido x



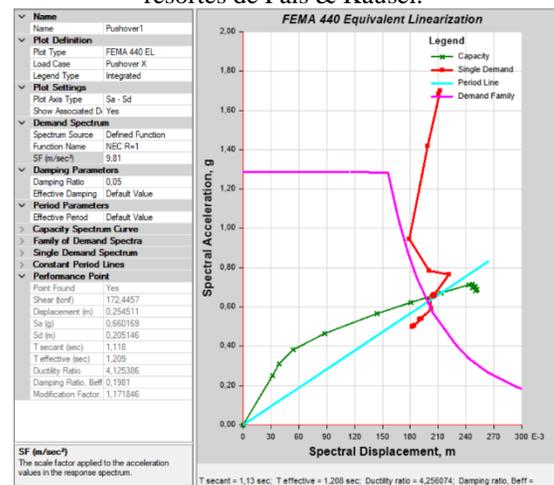
Curva de capacidad del bloque 1 en el sentido x, bajo resortes de País & Kausel.



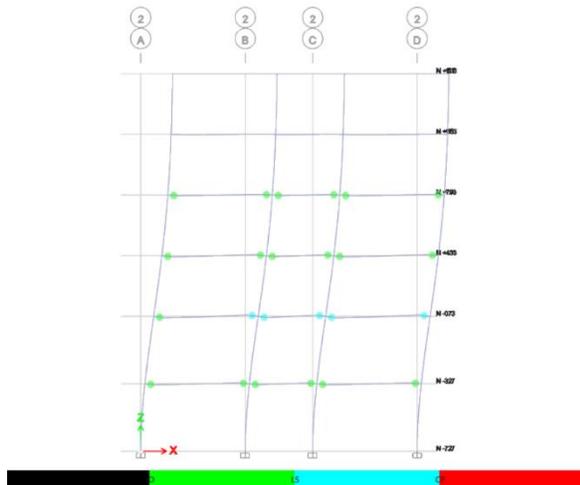
Punto de desempeño bloque 1 empotrado en el sentido x



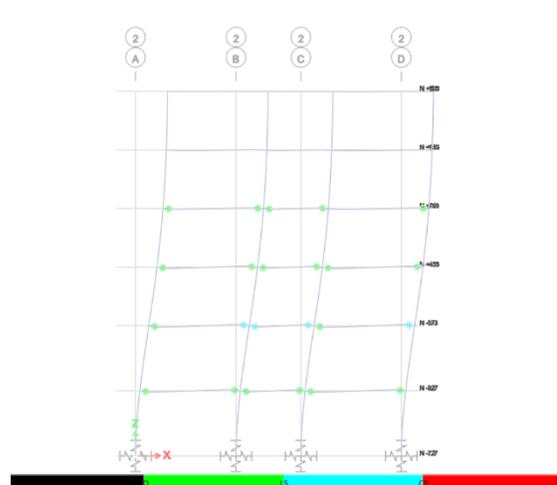
Punto de desempeño del bloque 1 en el sentido x, bajo resortes de País & Kausel.



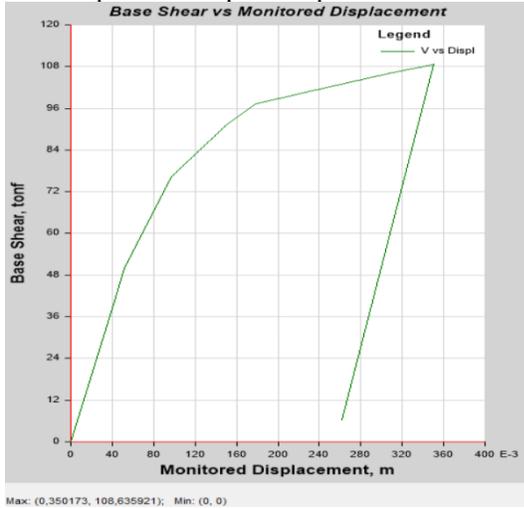
Rótulas plásticas del bloque 1 empotrado en el sentido x



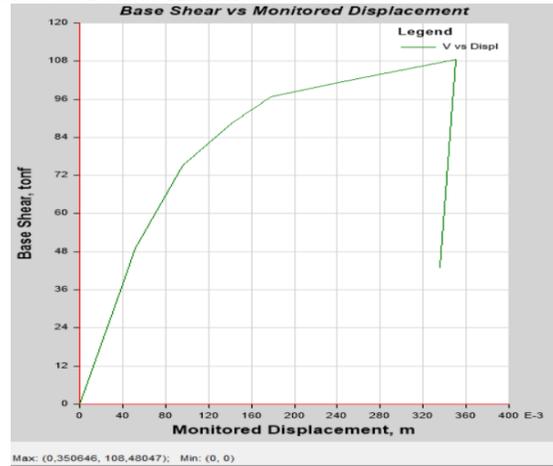
Rótulas plásticas del bloque 1 en el sentido x, bajo resortes de País & Kausel.



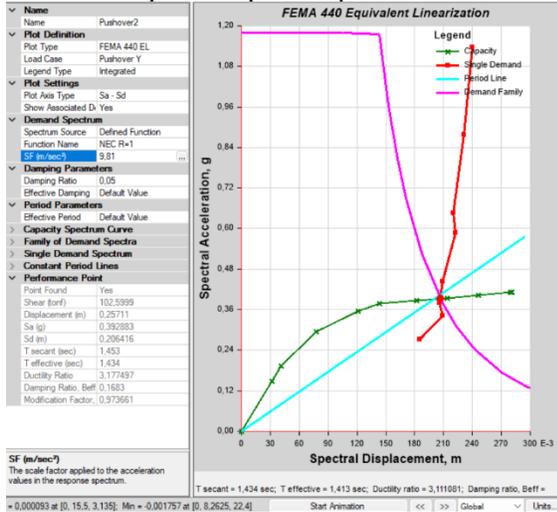
Curva de capacidad bloque 1 empotrado en el sentido y.



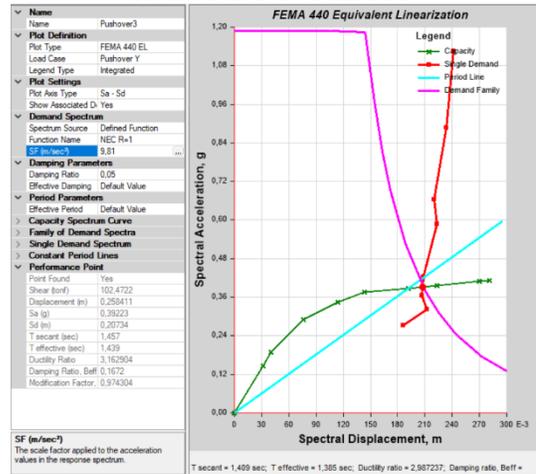
Curva de capacidad del bloque 1 en el sentido y, bajo resortes de País & Kausel.



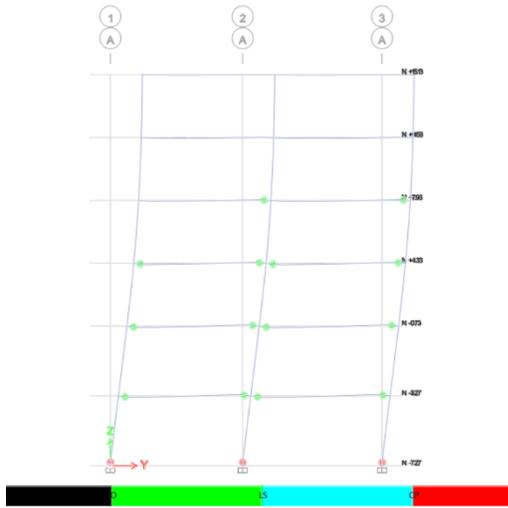
Punto de desempeño bloque 1 empotrado en el sentido y.



Punto de desempeño del bloque 1 en el sentido y, bajo resortes de País & Kausel.



Rótulas plásticas del bloque 1 empotrado en el sentido y.



Rótulas plásticas del bloque 1 en el sentido y, bajo resortes de País & Kausel.

