

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL SÍSMICO DEBIDO AL MEJORAMIENTO DE SUELOS MEDIANTE PILAS O COLUMNAS DE GRAVA COMPACTADA

Mauro P. Niño Lázaro¹, René Bojórquez Hernández², José L. Aguirre², Miguel Castillo² Raúl González Mosqueda¹ y Kord J. Wissmann³

RESUMEN

En este artículo se lleva a cabo la comparación de la respuesta estructural de un edificio de siete niveles desplantado en un suelo con limitada capacidad de carga y con el mejoramiento de este a través del uso de pilas de grava compactada. La comparativa se realiza en términos de desplazamientos máximos, cortantes basales y distorsiones de entrepiso. Para ello, se llevan a cabo análisis dinámicos no lineales, de los sistemas estructurales considerados de donde se obtendrán perfiles de desplazamientos, distorsiones y porcentajes de diferencia de distorsión entre ambos modelos. Los resultados permiten reconocer la importancia de contar con una estructura desplantada en suelos con mayores capacidades de carga.

ABSTRACT

In this paper, a comparison of the structural response of an eight-story building located on a soil with limited bearing capacity and its improvement through the use of compacted gravel piles is carried out. This is done in terms of maximum displacements, base shear and interstory drifts. To reach this goal, nonlinear dynamic analyses of the studied structural systems will be carried out, from which displacement profiles, interstory drifts and interstory drifts difference percentages between both models will be presented. Results will allow to recognize the importance of having a structure built on soils with larger bearing capacity.

INTRODUCCIÓN

A medida que una civilización se vuelve más desarrollada también lo hacen los retos/riesgos a los que se enfrenta; un ejemplo de ello son los eventos sísmicos que se suscitan año con año y que siguen causando una gran cantidad de pérdidas materiales y humanas. El movimiento del subsuelo como tal no representa un peligro para la vida humana, de hecho, hasta hace un par de décadas los principales riesgos se encontraban en los efectos secundarios generados por estos; por ejemplo: tsunamis o el deslizamiento de algún talud. Sin embargo, fue hasta que se empezaron a crear estructuras y, en particular, el colapso de éstas fue que el estudio de sismos se convirtió en una razón importante para tomar en consideración. (Tyapin et al, 2019).

Debido a lo anterior es que la respuesta estructural ante acciones sísmicas ha sido una de las principales preocupaciones de la ingeniería a lo largo de los siglos, esto debido a la incertidumbre de las propiedades, tanto del terreno donde ésta se desplanta, como de las propiedades estructurales, aunado a que se desconoce el tren de aceleraciones que generarán los sismos a los que ésta se verá sometido durante su vida útil. Este problema se vuelve más importante en aquellos sitios donde el comportamiento del suelo ha mostrado indicios de no linealidad ante eventos pasados debido a su baja capacidad de carga y de deformación lateral, ocasionando un incremento en las fuerzas internas de la estructura y que, en consecuencia, encarecerían el diseño de ésta para

¹ Facultad de Ingeniería Av. Universidad 3000, Ciudad de México, 04510, mninol@ingenieria.unam.edu

² Ingeniero Regional, SoilSolution, Carretera a la Isla km 3.5, Col. Miguel Hidalgo, 86126, Centro, Villahermosa, Tabasco, rbojorquez@soilsolution.com.mx, j.aguirre@soilsolution.com.mx, mcastillo@soilsolution.com.mx

³ Geopier Foundation Company, 130 Harbour Place Drive, Davidson, NC 28036, USA, kwissmann@geopier.com

lograr un desempeño aceptable, o bien, llevándola a comportamientos no lineales superiores a los de una estructura desplantada en suelos firmes con altas capacidades de carga.

En la actualidad es común que en la ingeniería sísmica, en la modelación de las estructuras se considere de manera rígida el contacto entre el suelo y el edificio; es decir, con un apoyo firme, haciendo una suposición que la cimentación, ante una excitación sísmica, se movería de la misma manera que lo hace la estructura, cosa que no siempre se cumple, en especial cuando se trata de depósitos de suelo blando, como los que se encuentran en la Ciudad de México y en muchos otros sitios del país, puesto que el considerar un apoyo empotrado en terrenos con baja capacidad de carga y rigidez puede llevar a subestimar la respuesta estructural de manera importante (González et al., 2021).

El no considerar la interacción suelo estructura en el diseño de edificaciones puede generar que, ante un evento sísmico, el suelo (que no es tan rígido) provoque que la estructura tenga mayores desplazamientos y, a su vez, genere esfuerzos que no se tenían contemplados en el diseño.

La respuesta de la estructura considerando el fenómeno de la interacción suelo estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos entre la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de esta ante una excitación sísmica. La interacción modifica esencialmente las propiedades dinámicas de la estructura y el suelo circundante. De manera general, los métodos de análisis en el dominio de la frecuencia pueden agruparse en directos y de superposición. (Avilés, 1999).

En la actualidad el problema de capacidad del suelo se ha tratado de resolver a través de diferentes técnicas, siendo una de las de mayor uso, el de las cimentaciones intermedias, las cuales consisten en el mejoramiento de suelo mediante pilas o columnas de grava compactada las cuales, además de incrementar la rigidez del suelo, incrementan su capacidad de carga. Para identificar cuantitativamente esta mejora en el suelo y, en la respuesta estructural, en esta investigación se comparará la respuesta estructural, en términos de desplazamientos máximos, cortantes basales y distorsiones de entrepiso, de dos estructuras con diseño similar, donde una de ellas considera un desplante sobre un terreno mejorado mediante pilas de grava compactada y la otra sobre terreno natural. Para ello, se llevarán a cabo análisis no lineales estáticos y dinámicos paso a paso en el tiempo, de los sistemas estructurales considerados; de estos, se obtendrá una curva de capacidad, perfiles de desplazamientos, perfiles de distorsiones y cocientes de demanda/capacidad. Los resultados obtenidos, permitirán inferir el comportamiento de los sistemas estructurales estudiados y, en consecuencia, reconocer la importancia de contar con una estructura desplantada en suelos mejorados.

METODOLOGÍA

A continuación, se presenta la metodología propuesta para evaluar el efecto que las pilas de grava compactada tienen en las características dinámicas del suelo y, por ende, en la definición de las acciones sísmicas que podrían llegar a afectar a la estructura durante su vida útil. Para ello, se considerará el efecto de la Interacción Suelo-Estructura, ISE, al tratarse de suelos blandos con poca capacidad de carga. Además, para un análisis más completo, se tomarán en cuenta las 3 direcciones de análisis a través de 6 resortes y 6 amortiguadores en los diferentes apoyos.

RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DEL LUGAR

Es importante definir las propiedades dinámicas del suelo, pues de ello dependerán características como rigidez y amortiguamiento del mismo, aspectos que son de máxima relevancia pues modificarán, tanto la excitación sísmica que llegue a la estructura como respuesta estructural, para alcanzar este objetivo, será importante contar, al menos, con la siguiente información:

- Perfil estratigráfico, profundidad hasta la capa dura
- Densidad de la masa del suelo
- Perfil de velocidades onda de cortante Relación de Poisson
- Propiedades dinámicas del suelo



RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN ESTRUCTURAL

En este paso se reunirá información para determinar las características de la cimentación, lo cual permitirá su modelación como son: tipo de cimentación, profundidad de desplante, geometría, grado de conectividad en los elementos, etc. De igual manera es importante conocer el periodo de vibrar de la estructura, su peso y su altura (González et al., 2021).

CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Dado que este trabajo centra su atención en la respuesta estructural de edificaciones desplantadas en suelos blandos con poca capacidad de carga, es importante recalcar que considerar una estructura con base empotrada, cuyos desplazamientos traslacionales y rotacionales están completamente restringidos, no es del todo correcto, lo que podría llevar a una subestimación de la respuesta real que estas edificaciones tendrían ante la ocurrencia de un evento sísmico. Es por esta razón que es imperante tomar en cuenta el efecto que la rigidez de la cimentación y el suelo tendrán en la estructura.

Con base en lo anterior, en este paso se definirán los valores de resortes y amortiguadores (funciones de impedancia) que representarán las fuerzas, momentos y amortiguamientos del suelo y de la cimentación. Independientemente del método que se emplee para definir el comportamiento de la interacción se requerirá contar con la siguiente información:

- Peso total de la estructura
- Rigidez lateral de la estructura
- Altura de la estructura
- Profundidad y estratigrafía del suelo
- Relación de esbeltez de la estructura
- Intensidad del movimiento sísmico del suelo

DEFINICIÓN DE CARACTERÍSTICAS NO LINEALES

Si bien las estructuras se diseñan para mantenerse en el rango elástico cuando se ven sujetas a las acciones de sismos de baja magnitud con una alta frecuencia de ocurrencia, cuando ésta se ve sujeta a un evento sísmico de gran magnitud con una rara frecuencia de ocurrencia, es posible que presente daños de diversas magnitudes debido a que la mayoría de ellas se diseñan para aceptar daño al resistir los eventos sísmicos que generarán las intensidades para las cuales fueron diseñadas. Es por ello que, al llevar a cabo un análisis considerando las acciones sísmicas de diseño, se debe definir el comportamiento, tanto elástico como inelástico, de los diferentes elementos estructurales que integran al sistema en estudio. Entonces, para definir las propiedades no lineales de los elementos estructurales habrá que definir las características de sus articulaciones plásticas (ductilidad, resistencia, fluencia, momento curvatura y momento rotación) si se modelará considerando una plasticidad concentrada, o bien, definir las fibras, áreas o volúmenes y los materiales que las componen, si se modelará una plasticidad distribuida.

DEFINICIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

Para definir la amenaza sísmica de un sitio particular es necesario proceder con un análisis probabilista de peligro sísmico. Conceptualmente, este tipo de análisis suma las probabilidades correspondientes a que una determinada medida de intensidad, *IM*, exceda un cierto nivel de intensidad, *im*, dada la ocurrencia de eventos sísmicos asociados con las posibles magnitudes y ubicaciones concernientes a cada una de las zonas sísmicas que influyen en el peligro sísmico del lugar. El producto final, generalmente, se expresa mediante curvas de peligro sísmico, las cuales representan la tasa media anual de excedencia relacionada con un valor de intensidad y periodo estructural específico. También, en esta etapa se seleccionan los registros sísmicos empleados para llevar a cabo los subsecuentes análisis no lineales paso a paso en el tiempo. Al respecto, el conjunto de

movimientos sísmicos compilados debe ser consistente con el análisis de peligro sísmico realizado, es decir, para un valor particular de intensidad en la curva de peligro, deben usarse registros sísmicos con aquella combinación de magnitud y distancia que potencialmente generen dicho valor de intensidad.

ANÁLISIS NO LINEALES

Actualmente dentro del contexto de la evaluación de seguridad estructural no solo basta con conocer si el edificio cumple con las dos premisas básicas que dictan la mayoría de los reglamentos de construcción: que el edificio no se dañe ante sismos frecuentes y que el edificio no colapse ante sismos de grandes magnitudes, pues se ha observado que cumplir con estos dos objetivos no es suficiente, ya que las pérdidas esperadas, tanto sociales como económicas generalmente se ven superadas.

Actualmente la herramienta más refinada para conocer con mayor detalle el comportamiento sísmico de una estructura durante toda la historia de uno o varios eventos sísmicos, ya sea reales o simulados (representados como registros acelerométricos), es el análisis no lineal de estructuras. Este tipo de análisis, además de lo anterior, proporciona de manera explícita, el desempeño que tendría la estructura ante una determinada demanda sísmica, conociendo así, parámetros que están directamente relacionados con el daño estructural, tales como las distorsiones globales y locales de la estructura, la localización aproximada de los elementos estructurales que resultarían dañados y el desempeño de esos elementos.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez que se ejecuten los análisis no lineales es importante identificar cuáles son los parámetros de respuesta que se deben revisar para definir si el comportamiento de la estructura es adecuado de acuerdo con lo que establezcan los lineamientos de seguridad estructural de la normatividad empleada. Generalmente, los resultados que se evalúan son los asociados a los desplazamientos máximos, cortantes basales y distorsiones de entrepiso. Estos últimos son de gran importancia, pues es uno de los parámetros que mejor está correlacionado con el daño que una estructura podría sufrir durante la acción de un sismo (Bertero y Kajima, 1991; Priestley y Calvi, 1997; Sozen, 1997).

CASO DE ESTUDIO

El edificio de estudio consiste en una torre de uso habitacional con una superficie de desplante de aproximadamente 918 m², cuenta con seis niveles de superestructura con alturas tipo de 3.95 m y 4.07 m en planta baja, dando una altura total sobre nivel de banquetta de 23.82 m, adicionalmente cuenta con un nivel de sótano con una altura de entrepiso de 3.3 m, cuenta con 3 y 2 Crujías en los sentidos “X” y “Y” respectivamente con claros de alrededor de 8 m.

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

La estructura se encuentra proyectada sobre un terreno con condiciones estratigráficas que consisten en un suelo limo arenoso de dureza media a 1.5m de profundidad, subyacente a arena limosa suelta y limo arenoso rígido de aproximadamente 5.5m de profundidad, seguido de limo arenoso muy rígido y arena limosa de densidad media a 11 m de profundidad, luego arena limosa densa a muy densa y limo arenoso hasta la profundidad máxima explorada a 20 m. El nivel freático se encontró a los 13 m de profundidad. La capacidad de carga original para el sistema suelo-cimentación se consideraba de 11 ton/m². En la Tabla 1 se presentan los detalles de la exploración geotécnica del sitio antes de llevar a cabo el mejoramiento del mismo y la profundidad hasta la cual se construyeron las pilas de grava compactada para mejorar las características dinámicas y la capacidad de carga del suelo.



Tabla 1. Unidades geotécnicas en la zona de desplante

Profundidad (m)		Unidad Geotécnica
Zona Reforzada	0.0 – 1.5	Desplante
	1.5 – 2.5	Limo Arenoso (ML) de consistencia media
	2.5 – 3.5	Arena Limosa (SM) de Compacidad suelta a media
	3.5 – 6.0	Limo Arenosos (ML) de consistencia media a densa
Zona No Reforzada	6.0 – 11.0	Arena Limosa (SM) de Compacidad densa

INFORMACIÓN ESTRUCTURAL

Además de la información proporcionada al inicio de este capítulo, la estructura consiste en una solución a base de marcos de concreto reforzado con ductilidad media, se consideran columnas de sección cuadrada de 65 cm por lado, trabes con peraltes típicos de 90 cm y un sistema de piso a base de losas de concreto aligeradas con 30 cm de peralte (Fig. 1).

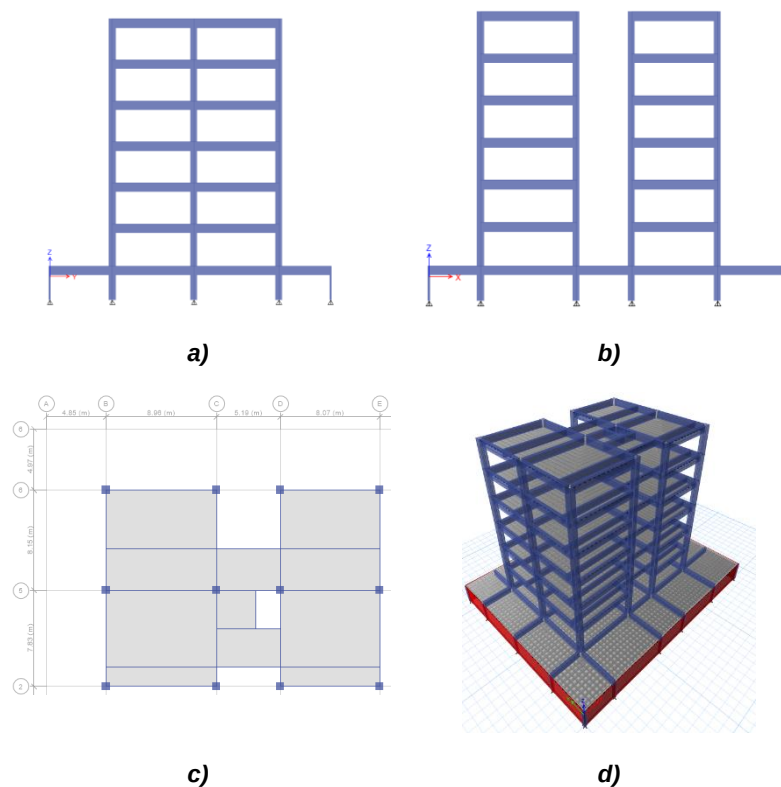


Figura 1. Sistema estructural en estudio: a) y b) elevaciones, c) planta y d) isométrico

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Puesto que se tratan de zapatas aisladas sobre terreno con una baja capacidad de carga y relativamente flexible, es necesario conocer la aportación de estos en la respuesta estructural. En la literatura existe una gran cantidad de propuestas para llevar a cabo la estimación de la rigidez propia del terreno en la cual está desplantada la estructura; sin embargo, para fines de aplicación práctica en el país, es común emplear los lineamientos establecidos en el Manual de Obras Civiles, MOC, de la CFE (CFE, 2015), los cuales permiten calcular la rigidez individual de cada una de las zapatas por separado, considerando la profundidad de desplante y sus dimensiones correspondientes.

Para determinar la rigidez estática en la dirección horizontal, el MOC establece la siguiente expresión:

$$K_x^0 = \frac{8GR_x}{2-v} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (1)$$

De igual manera, dicho documento define un coeficiente de rigidez, k_h , igual a 1

Asimismo, el MOC define un coeficiente de amortiguamiento con la siguiente expresión:

$$c_x = \begin{cases} \frac{0.65\delta_e\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\delta_e)\eta_{hs}^2}, & \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576, & \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \quad (2)$$

donde G es el módulo de rigidez al corte del suelo, v es el coeficiente de Poisson del suelo, η_h es la frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h , η_s es la frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical y R_x es el radio equivalente de la cimentación en traslación

Para considerar la vibración vertical, la rigidez estática queda definida como

$$K_v^0 = \frac{4GR_v}{2-v} \left(1 + 1.28\frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28\frac{D}{R_v}\right)\frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right) \quad (3)$$

Y su respectivo coeficiente de amortiguamiento queda expresado como

$$c_v = \begin{cases} 0, & \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85(1-v)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}, & \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (4)$$

donde R_v es el radio equivalente de la cimentación en modo vertical, R_r es el radio equivalente de la cimentación en modo rotación y η_r es la frecuencia normalizada respecto a R_r .

Por otro lado, para considerar la vibración por cabeceo se define una rigidez estática como

$$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-v)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71\frac{D}{H_s}\right) \quad (5)$$

$$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-v)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71\frac{D}{H_s}\right)$$



Así como también, se define un coeficiente de rigidez de la siguiente manera

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2\eta_r, & \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5, & \eta_r > 2.5, v \leq 1/3 \\ 1 - 0.2\eta_r, & \eta_r > 2.5, v \geq 0.45 \end{cases} \quad (6)$$

Al igual que en los casos anteriores, se estima un coeficiente de amortiguamiento como

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\delta_e\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\delta_e)\eta_{rp}^2}, & \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}, & \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (7)$$

Resultado de la implementación de las ecuaciones anteriores, en la Tabla 2 se presentan las rigideces traslacionales y rotacionales obtenidas.

Tabla 2. Valores de rigidez y amortiguamiento individuales

Tipo zapata	Núm. zapatas	KV	KH	KR	CV	CH	CR
		t/m	t/m	t*m/rad	t*s/m	t*s/m	s*t*t*m
Z-1	1	86,821	33,058	83,857	3,019	3,918	7,056
Z-2	5	99,563	36,709	108,318	3,462	4,775	9,184
Z-3	2	111,170	39,779	124,855	3,611	5,193	11,819
Z-4	1	122,795	42,858	142,384	3,988	5,970	14,607
Z-5	2	134,844	46,149	166,143	4,380	6,850	18,382
Z-6	1	146,924	49,451	192,165	4,772	7,787	22,811

MEJORAMIENTO DEL SUELO

Debido a la baja capacidad de carga que presenta el suelo, se realizó el diseño de mejoramiento de suelo a base de pilas de agregado compactado (PAC), construidas con el método de vibro-compactación para refuerzo de suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos y suelos granulares sueltos. Para este proyecto se diseñaron 97 elementos con diámetros de 24 pulgadas y longitudes de entre 3.5 m y 4.5 m de acuerdo con los niveles del proyecto. En la Fig. 2 se presenta, de manera ilustrativa, el procedimiento del método empleado para el mejoramiento del suelo.

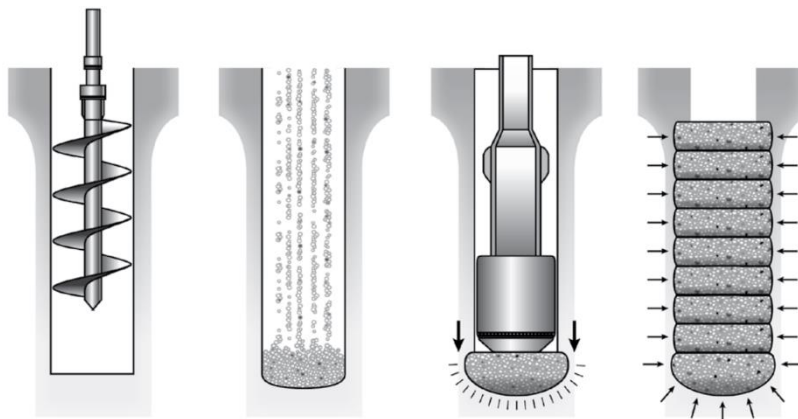


Figura 2 Construcción de pilas de grava compactada

Este mejoramiento se implementó en la zona de desplante de las zapatas aisladas que componen a la cimentación. Es importante mencionar que, sin este mejoramiento, el sistema de cimentación propuesto no hubiera sido suficiente por la baja capacidad de carga del terreno, además de la considerable flexibilidad natural que este posee, obligando a usar una cimentación a base de pilas de 1.2 y 1.5 m de diámetro con longitud de 8 m, lo que incrementaría los costos de construcción. En la Fig. 3 se muestra la distribución de las pilas de grava compactada según las características de las zapatas empleadas.

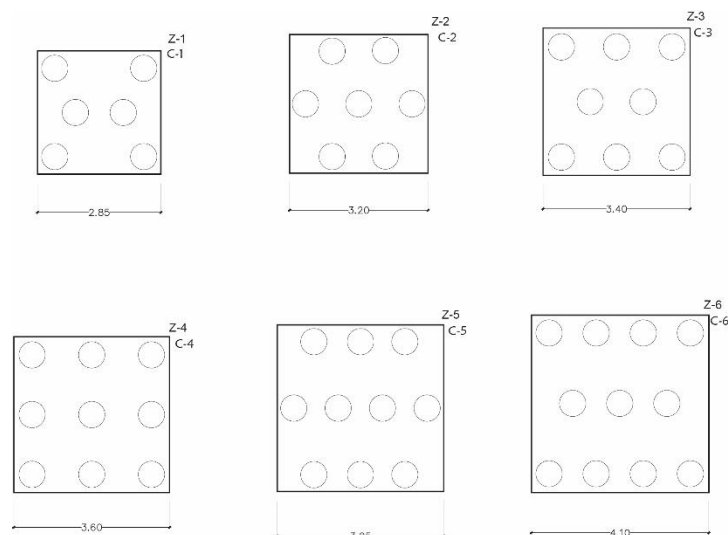


Figura 3. Dimensiones de zapatas aisladas y ubicación de pilas de grava compactada para mejoramiento del terreno.

Producto de dicho mejoramiento se densificó el terreno mediante las PAC's con ángulos de fricción de alrededor de 50° , además, se obtuvieron capacidades de carga mejorada de 30 ton/m² con asentamientos esperados inferiores a los 25 mm.

Interacción suelo-estructura en terreno mejorado

Como se puede observar en la Fig. 3 y, como ya se había expresado con anterioridad, las zapatas poseen pilas de grava compactada como medida para incrementar la capacidad de carga del suelo. Para considerar su aportación en la respuesta estructural, tal como se estila en la práctica profesional, se hace uso de las expresiones presentadas en el MDOC de la CFE:



Para determinar la rigidez estática en la dirección horizontal, el MOC establece la siguiente expresión:

$$K_h^0 = dE_s(E_p/E_s)^{0.21} \quad (8)$$

Considerando un coeficiente de rigidez definido de la siguiente manera

$$k_h = \begin{cases} 1, & \frac{L}{d} < 15 \\ 1 + \sqrt{n}, & \frac{L}{d} \geq 15 \end{cases} \quad (9)$$

Asimismo, el MDOC define un coeficiente de amortiguamiento con la siguiente expresión:

$$c_h = \begin{cases} 0.85\delta_s, & \eta \leq \eta_s \\ .85\delta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17}\eta, & \eta \geq \eta_s \end{cases} \quad (10)$$

Para considerar la vibración vertical, la rigidez estática queda definida como

$$K_v^0 = 1.9dE_s(L_p/d)^{0.67} \quad (11)$$

Y su respectivo coeficiente de amortiguamiento queda expresado como

$$c_v = \begin{cases} 0, & \eta \leq \eta_p \\ \frac{0.413}{1 + v_s} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(\frac{L}{d})^{-2}}\right) \eta^{0.8}, & \eta > 1.5\eta_p \end{cases} \quad (12)$$

Los valores de rigidez obtenidos para cada una de las PAC's se pueden sumar a la aportación de la rigidez obtenida de las zapatas.

Puesto que el sistema estructural ya es considerado como un sistema suelo-estructura, las propiedades dinámicas como el periodo de vibrar y amortiguamiento cambian. Este último se puede modelar mediante amortiguadores viscosos o cambiando el amortiguamiento global de la estructura a través del amortiguamiento de Rayleigh.

Para la obtención de la rigidez y amortiguamiento es necesario obtener su aportación en conjunto. En el caso de amortiguadores verticales y horizontales estos se podrán sumar linealmente considerando el número de zapatas y pilas que se encuentra en la dirección de análisis.

Por otro lado, para definir la rigidez y amortiguamiento rotacional es necesario calcular el centroide geométrico de la planta de la cimentación y realizar una sumatoria considerando la distancia existente entre la zapata en estudio y el centroide geométrico de la cimentación total.

Tabla 3. Valores de rigidez y amortiguamiento en conjunto

Rigidez de conjunto							
KV	KH	KRx	KRy	CV	CH	CRx	CRy
t/m	t/m	t*m/rad	t*m/rad	t*s/m	t*s/m	s*t*m	s*t*m
1,346,385	480,774	82,885,452	53,916,235	45,075	65,643	2,905,536	1,937,750

DEFINICIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

Para la definición de la amenaza sísmica del sitio de desplante, la cual es representada como un conjunto de parejas de acelerogramas sintéticos, fue definida con base en las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México en su versión 2017, NTCS-2017 (GCDMX, 2017) y de estándares internacionales del análisis no lineal tales como la ASCE-13 y ASCE-17 (ASCE, 2017 y 2013).

Se generaron 8 parejas de acelerogramas sintéticos para el sitio de desplante del edificio tomando como referencia en primera instancia el espectro de peligro uniforme (EPU) (Buenrostro et al., 2021; Juárez García et al., 2017) de la misma zona con el programa PRODISIS (CFE, 2017); posteriormente los registros sísmicos fueron escalados de acuerdo a las recomendaciones de las NTC-S 2020 (GCDMX, 2020a), de tal manera que las ordenadas espectrales de la combinación EW y NS (ecuación 1) cubriera razonablemente las ordenadas espectrales del EPU entre 0.1 veces y 1.5 veces el periodo fundamental del edificio de análisis (Figura 1).

$$Sa(T) = \sqrt{\frac{[Sax(T)]^2 + [Say(T)]^2}{2}} \quad (13)$$

donde $Sa(T)$ es la aceleración espectral de la combinación de las aceleraciones espectrales ortogonales $Sax(T)$ y $Say(T)$.

Sin embargo, como se observa en la Figura 1, las ordenadas del acelerograma escalado al EPU, quedan por debajo del espectro de diseño (ED) transparente (HACG y UdeG, 1997) e, inclusive, por debajo del ED reducido por $Q = 3$, para el umbral de periodo que considera la degradación de rigidez ($1.5 T_e$).

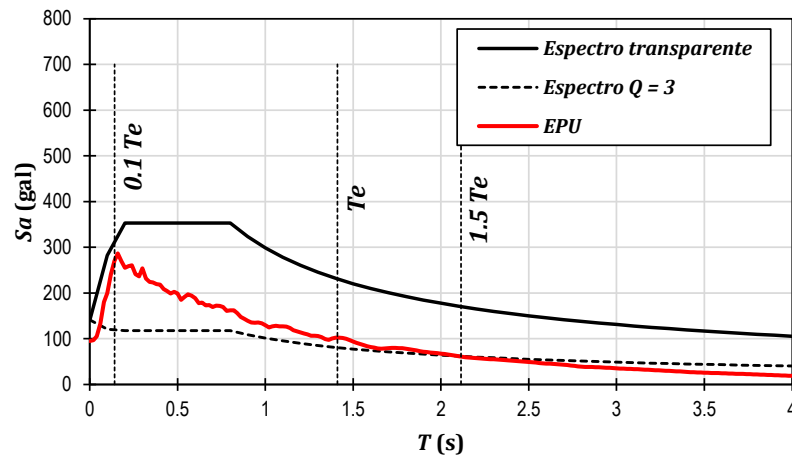


Figura 4. Comparación entre Espectro de Diseño Transparente, espectro reducido por $Q = 3$ y EPU. T_e es el periodo de fundamental de vibrar

Debido a lo anterior se decidió adoptar las recomendaciones de las NTCS-2017 (GCDMX, 2017) y los acelerogramas fueron escalados de tal manera que la combinación de sus ordenadas espectrales cubriera razonablemente las ordenadas del ED transparente para el umbral de 0.1 T_e a 1.5 T_e . En la Figura 2 se presenta el resultado en términos de ordenadas espectrales del escalamiento de los acelerogramas.

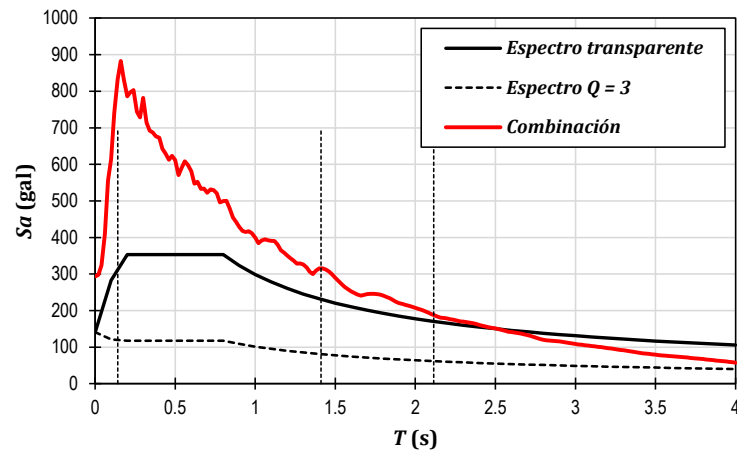


Figura 5. Ordenadas espectrales resultantes del escalamiento de una pareja de acelerogramas

Derivado del proceso anterior se obtuvieron las parejas de acelerogramas adecuadas para llevar a cabo el proceso de análisis no lineal paso a paso (ANLPP). En la Figura 6 se presentan de manera ilustrativa los registros acelerométricos de una pareja de acelerogramas.

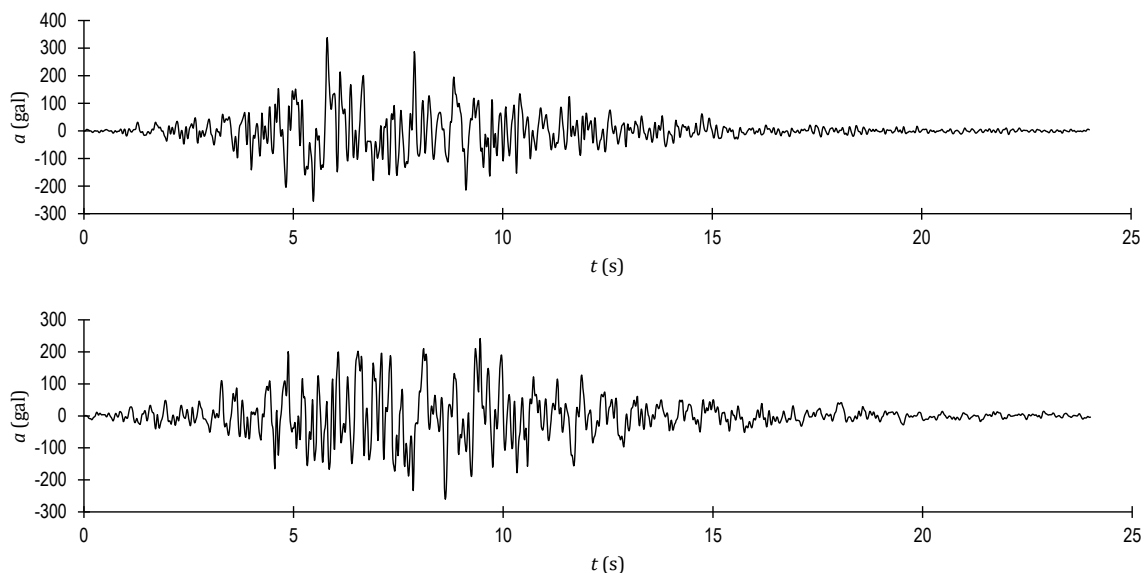


Figura 6. Ejemplo de pareja de acelerogramas escalados

Dicho análisis fue realizado tanto para la estructura sin considerar los efectos de la interacción suelo estructura (ISE) y para la estructura considerando la ISE.

MODELACIÓN NO LINEAL

Los análisis dinámicos no lineales paso a paso fueron realizados con base en las recomendaciones de las NTC-S, 2020 (GCDMX, 2020a) y estándares internacionales tales como ASCE-13 (ASCE, 2013) y ASCE-17 (ASCE, 2017), a continuación, se detallan las consideraciones hechas para la realización de dichos análisis. La modelación del daño se realizó mediante un modelo de plasticidad concentrada a través de la definición de articulaciones plásticas representadas como curvas esqueléticas (backbones).

Los modelos constitutivos de los materiales, tanto para concreto como para acero, son los recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, NTCC-2020, (GCDMX, 2020b) en dicho caso, el modelo constitutivo adoptado para representar el comportamiento del concreto es el modelo de Mander (Mander et al., 1988) para concreto confinado y para el caso del acero un modelo de elasto-plástico con endurecimiento curvo, en la Figura 7 se presenta la representación esquemática de ambos modelos constitutivos.

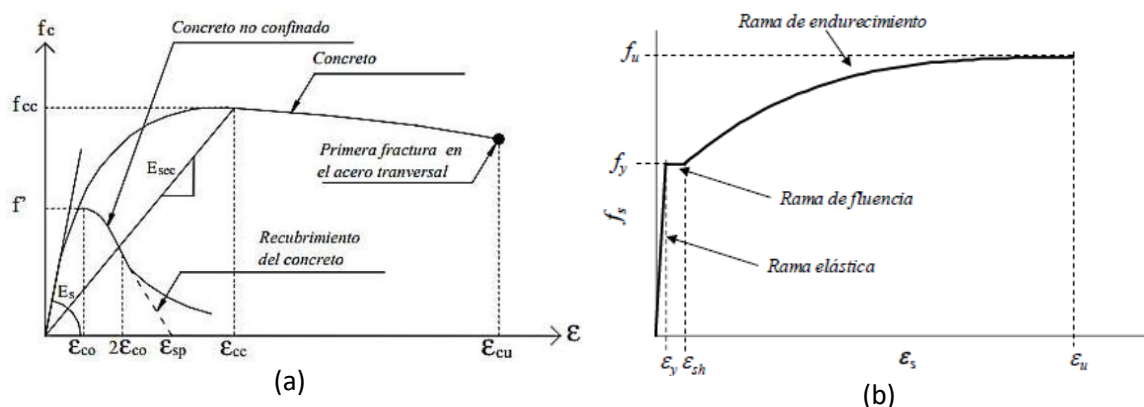


Figura 7. Modelos constitutivos de materiales para (a) concreto y (b) acero de refuerzo

La resistencia de los materiales introducida a los modelos constitutivos fue tomada como el valor esperado de resistencia. En la Tabla 4 se presentan dichos valores.

Tabla 4. Resistencia de materiales considerada

Material	Resistencia nominal [kg/cm ²]	Resistencia esperada [kg/cm ²]	Módulo de elasticidad [kg/cm ²]
Concreto de columnas de niveles inferiores	350	455	298 630
Concreto de columnas de niveles superiores	300	390	276 477
Concreto trabes	300	390	276 477
Acero de refuerzo	4200	4620	2 100 000

Se calcularon las correspondientes curvas de momento curvatura y diagramas de interacción de las columnas con base en la teoría de la mecánica de materiales y de elementos de concreto reforzado (González, 2005; Park y Paulay, 1976), esto con la finalidad de conocer la resistencia de fluencia y la resistencia última de los elementos estructurales, así como su capacidad de deformación teórica.

A partir de esta información se obtuvieron las curvas esqueléticas (Fig. 8) correspondientes a cada extremo de cada elemento estructural de concreto reforzado con base en las recomendaciones de ASCE-13 (ASCE, 2013) y ASCE-17 (ASCE, 2017).

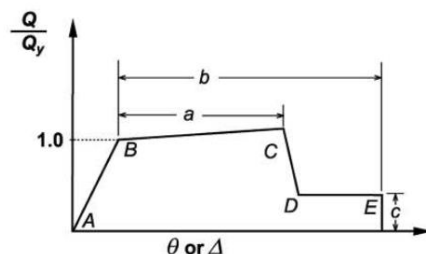


Figura 8. Representación de modelo de plasticidad concentrada a través de curvas esqueléticas (adaptada de ASCE, 2017)

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los análisis correspondientes fueron realizados con el software ETABS 2019 (CSI, 2019), para lo que en primera instancia, previo a la realización de los análisis no lineales (ANLPP), se realizaron una serie de análisis lineales paso a paso (ALPP), tanto para la estructura con ISE como sin ISE, esto con la finalidad de poder estimar la respuesta sísmica de la estructura sometida a la amenaza sísmica bajo una condición estable y tener una referencia de la estimación de la respuesta no lineal de la misma. En la Figura 6 se presentan de manera meramente ilustrativa los resultados de la respuesta de desplazamiento máximo de entrepiso para una pareja aleatoria de acelerogramas, para un ALPP (línea gris continua) y para el ANLPP (líneas continuas con marcadores), tanto para la estructura con ISE como para la que no tiene ISE.

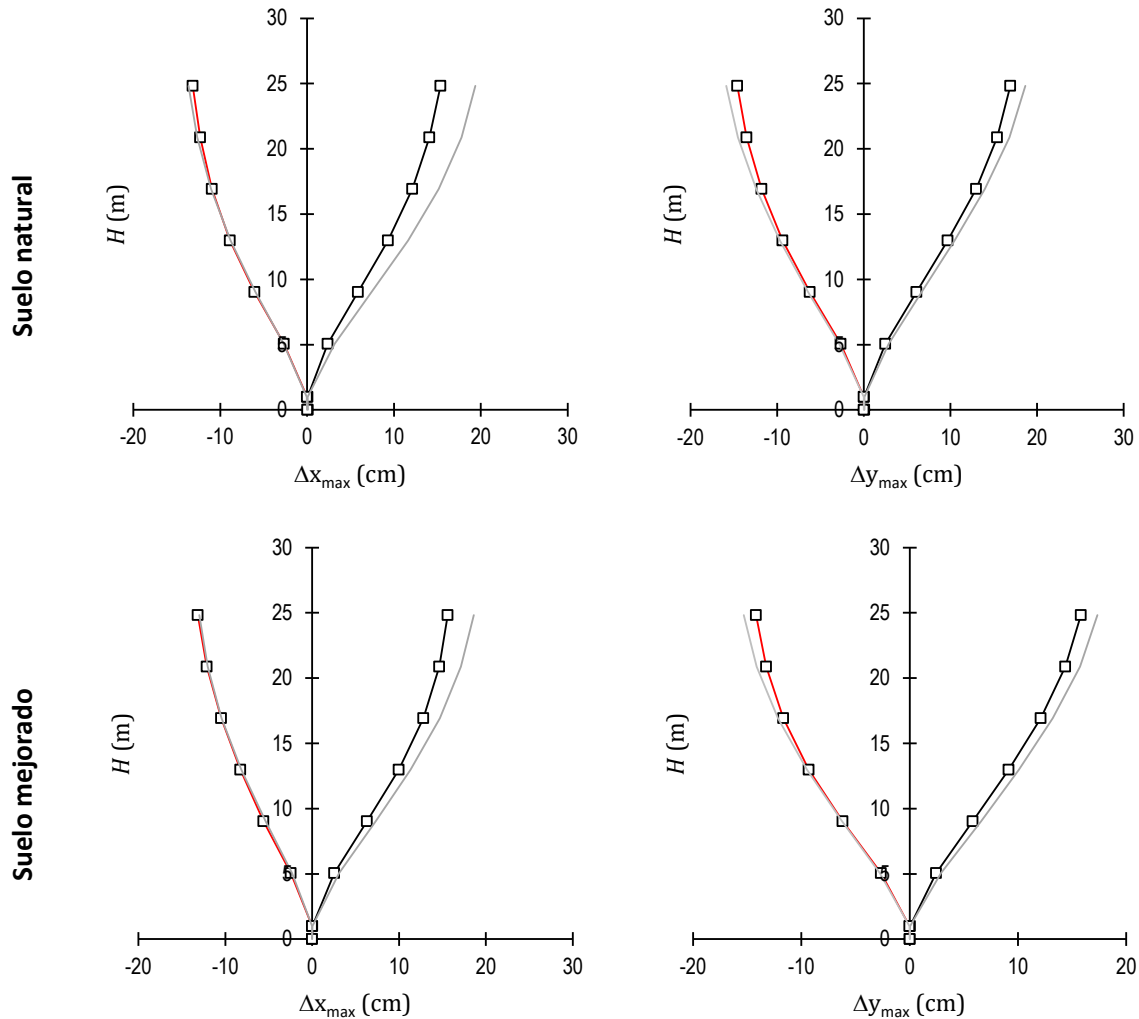


Figura 9. Comparación de desplazamientos máximos presentados (Pareja 01) para dos direcciones ortogonales de la estructura considerando suelo natural y suelo mejorado

Como se observa en la Figura 6, independientemente del suelo (natural o mejorado) los desplazamientos máximos lineales son mayores a los desplazamientos no lineales; esto puede parecer poco común; sin embargo, suele suceder en muchas ocasiones (Ruiz-García, 2011; Ruiz-García y Miranda, 2007) y generalmente es causado por la redistribución de esfuerzos una vez que los elementos estructurales entran en el rango no lineal.

Por otro lado, comparando directamente las respuestas no lineales de los modelos de la estructura desplantada en terreno natural y en terreno mejorado en términos de desplazamientos (Figura 7) se observa que los

desplazamientos máximos absolutos inelásticos promedio en la estructura desplantada en terreno mejorado resultan levemente mayores que los de la estructura desplantada en terreno natural en una dirección ortogonal (Figura 7a) mientras que en la otra (Figura 7b) resultan prácticamente iguales, lo anterior se podría explicar debido a que la diferencia de periodos fundamentales de vibrar es un tanto más notoria en la dirección que presenta los mayores contrastes, es decir, dado que ambas estructuras se encuentran en la rama descendente del espectro de respuesta de las parejas de acelerogramas utilizados, el alargamiento del periodo de vibrar de la estructura con ISE causa que las demandas de resistencia sean menores, causando una incursión en el rango no lineal más moderada.

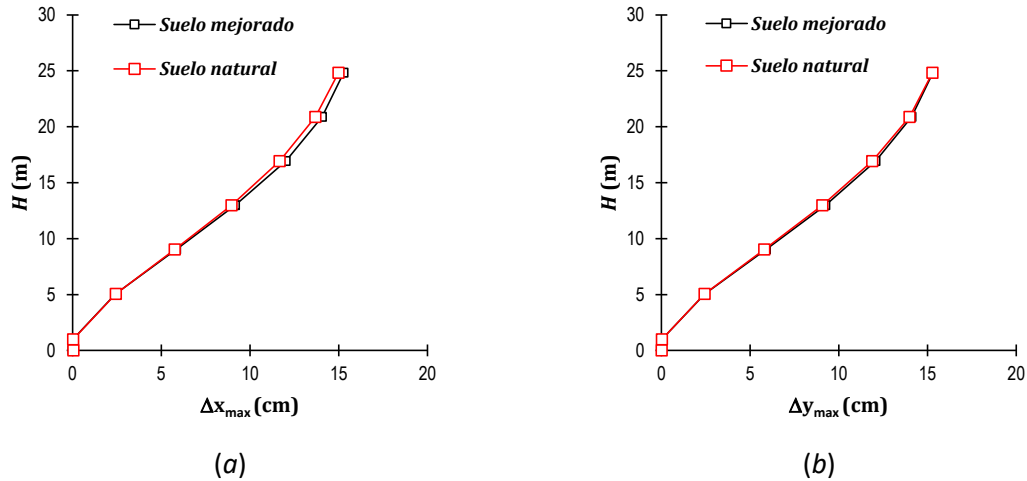


Figura 10. Comparación de desplazamientos máximos absolutos inelásticos promedio para dos direcciones ortogonales. (a) dirección X y (b) dirección (Y)

Por otro lado, al analizar las distorsiones máximas de entrepiso (γ_{max}), las cuales están íntimamente relacionadas con la aparición de daño (Calvi, 1999; Kircher et al., 1997; Lagomarsino y Giovanazzi, 2002; Panagiotakos y Fardis, 2001; Vielma et al., 2014) se observa que para una de las direcciones ortogonales (Figura 8a) la distorsión máxima de entrepiso en pisos inferiores (<N5) son menores en el edificio desplantado en el terreno natural, que en el edificio desplantado en suelo mejorado; sin embargo, en la otra dirección ortogonal (dirección Y), las distorsiones del edificio en terreno natural son mayores en todos los casos.

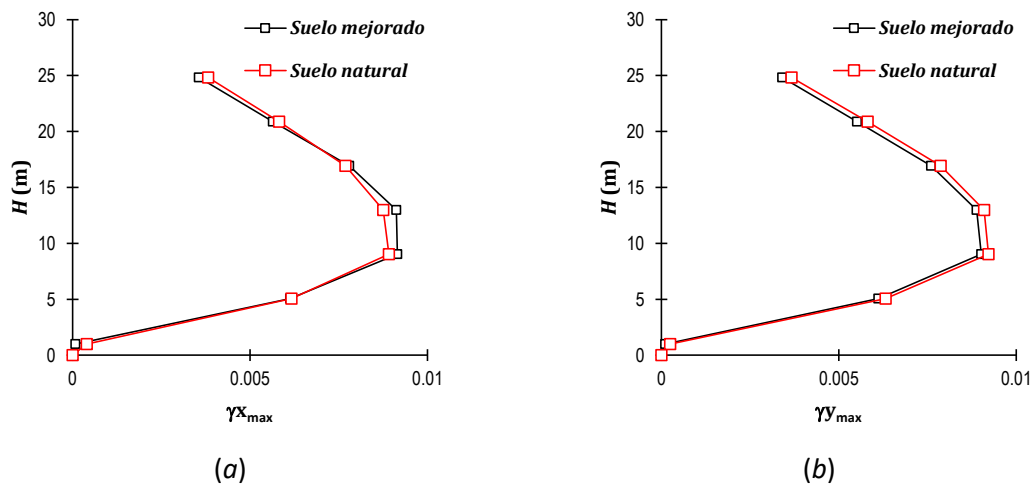


Figura 11. Comparación de distorsiones máximas absolutas inelásticas promedio para dos direcciones ortogonales. (a) dirección X y (b) dirección (Y)



Si analizamos qué tan grandes son, se observa que para la dirección donde existen, tanto incrementos como decrementos (Figura 9a) el efecto de la ISE en terreno natural incrementa hasta un 7.5% las distorsiones máximas en los pisos superiores, mientras que, para los pisos inferiores, las decrecienta hasta un 4.8%, no así el caso de la otra dirección ortogonal (Figura 9b), donde se presentan incrementos en todos los pisos, alcanzando hasta un 9%.

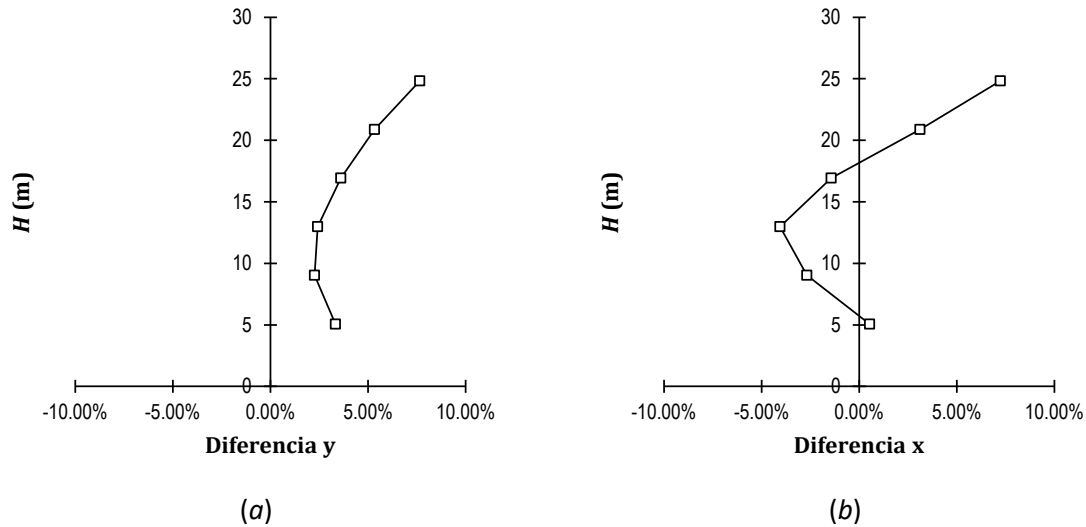


Figura 12. Magnitud de incremento-decremento de distorsión máxima de entrepiso para estructura con a) suelo natural y b) suelo mejorado

CONCLUSIONES

Se realizó el análisis dinámico no lineal de una edificación, por un lado, considerando las características del terreno natural y, por otro, considerando la mejora del terreno de desplante al emplear columnas de grava compactada.

Se observó que la respuesta, en términos generales, en el modelo considerando el mejoramiento del terreno con columnas de grava compactada resulta menor que su contraparte, lo cual se atribuye a que, debido al alargamiento del periodo de vibrar provocado por la ISE en el terreno natural, aunque la demanda sísmica en términos de resistencia (ordenada espectral) se decrecienta, esa misma flexibilidad genera mayores demandas de distorsiones de entrepiso, parámetro que está correlacionado con la aparición de daño en los sistemas estructurales.

De lo anterior se concluye que, aunque en términos de desplazamientos, pareciera que la ISE generada en el terreno natural es benéfica, al analizar las distorsiones máximas de entrepiso, éstas se ven incrementadas casi un 10% en el peor de los casos, lo que indica que los efectos de la ISE pueden ser contraproducentes, incluso en estructuras cuyo periodo de vibrar las coloca en la rama descendente de los espectros de diseño, caso que comúnmente relaciona a la ISE como un efecto benéfico.

Finalmente, los autores han elaborado otro estudio donde se lleva a cabo un análisis, en términos de vulnerabilidad y de riesgo sísmico, del impacto económico y de daño, de las implicaciones que tiene el mejoramiento del terreno empleando columnas de grava compactada, de tal forma que los dueños, usuarios o tomadores de decisiones en general, tengan mejores parámetros para evaluar la factibilidad de este tipo de medidas en la mitigación de pérdidas de funcionalidad y, lo más importante, de pérdida de vidas, las cuales son lo más importante en el diseño sísmico de estructuras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) de la UNAM, por el patrocinio del proyecto IN114421 “Efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura en el riesgo estructural sísmico” para la realización de esta investigación. De igual forma, los autores agradecen a Luis Buendía por sus valiosos comentarios y sugerencias, los cuales incrementaron la calidad y fluidez de este documento.

REFERENCIAS

Pessiki S.T. (1990), **“Seismic behavior of beam-column joints”**, Memorias de la Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering, vol. 2, Palm Springs, Cal., pp. 707-716.

ASCE (2017), **“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”**, American Society of Civil Engineer”, ASCE Standard 41-17. Reston, Virginia.

ASCE (2013) **“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers”** ASCE Standard 41-13. Reston, Virginia.

Bertero V., Kajima K. (1991), **“Design guidelines for ductility and drift limits: review of state-of-the-practice and state-of-the-art in ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings”**, Reporte Técnico no. UCB/EERC-91/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Buenrostro, M., Gomez-Bernal, A., Juárez García, H., (2021), **“Seismic Hazard Analysis and Site Effects for Guadalajara Metropolitan Area”**, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras 26, 89–123.

Calvi, G., (1999), **“A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings”**, Journal of Earthquake Engineering 3, 411–438.

CFE (2017). **“Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo”**, Comisión Federal de Electricidad.

CSI, (2019). ETABS.

GCDMX (2020a), **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gobierno de la Ciudad de México”**, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

GCDMX (2020b). **“Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gobierno de la Ciudad de México”**, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

GCDMX (2017). **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Gaceta oficial del gobierno de la Ciudad de México.

González, O., (2005). **“Aspectos fundamentales del concreto reforzado”**, 4th ed. Limusa, Ciudad.

HACG, UdeG (1997), **“Reglamento Orgánico del Municipio de Guadalajara. H. Ayuntamiento Constitucional de Guadalajara y la Universidad de Guadalajara”**, Título décimo tercero de la seguridad estructural de las construcciones.

Juárez García, H., Buenrostro, M., Gomez-Bernal, A., (2017), **“Peligro Sísmico de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG)”**, in: XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Guadalajara, Jalisco.

Kircher, C., Nassar, A., Kutsu, O., Holmes, W., (1997). **“Development of building damage functions for earthquake loss estimation. Earthquake Spectra”** 13, 663–682.



Lagomarsino, S., Giovanazzi, S., (2002), **“Vulnerability assesment of current buildings: I level methodology for vulnerability assesment of current buildings and guidelines for implementation”**, RISKUE project: and advanced approach to earthquake risk escenarios with application

Mander, J., Priestley, M., Park, R., (1988), **“Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering”**, 114, 1804–1826.

Panagiotakos, T., Fardis, M., (2001), **“Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate”**, ACI Struct J 98, 135–148.

Park, R., Paulay, T., (1976), **“Reinforced concrete structures”**, John Wiley and Sons. New York, United States of America.

Priestley, M.J.N. y Calvi, G.M. (1997) **“Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment”**, Seismic Design for the Next Generation Codes, Eds. Fajfar y Krawinkler, 1997, p171-182.

Sozen M. (1997), **“Drift-driven design for earthquake resistance of reinforced concrete”**, EERC-CUREe Reporte Técnico no. UCB/EERC-97/05, EERC, University of California, Berkeley

Ruiz-Garcia, J., (2011), **“Inelastic Displacement Ratios for Seismic Assesment of Structures Subjected to Froward-Directivity Near-Fault Ground Motions”**, Journal of Eartquake Engineering 15, 449–468.

Ruiz-Garcia, J., Miranda, E., (2007), **“Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design”**, Earthq Eng Struct Dyn 36, 1235–1254.

Vielma, J., Alfaro, A., Barrios, A., (2014), **“Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico”**, Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural 11, 135–154.