

Evaluación numérica de la respuesta sísmica de estructuras fundadas en laderas

Numerical assessment of the seismic response of hillside buildings

Fecha de entrega: 31 de enero 2022

Fecha de aceptación: 6 de mayo 2022

Miguel A. Gómez, Juan C. Vielma y Edgar G. Díaz-Segura

Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, miguel.gomez.f@pucv.cl, juan.vielma@pucv.cl, edgar.diaz@pucv.cl

El uso de sitios en pendiente para la construcción de estructuras es problemático, principalmente por dos condiciones: la variación de la respuesta sísmica de sitio, producto de la pendiente; y la modificación en la estructuración para dar cuenta de los desniveles en la base de la estructura. Estas condiciones han generado importantes daños sísmicos en áreas de altas pendientes en terremotos pasados. Este estudio busca evaluar las posibles diferencias en la respuesta sísmica producto de estas dos condiciones especiales, evaluadas de forma desacoplada. Para ello, se ejecuta una serie de análisis tiempo-historia, utilizando registros sísmicos modificados por la pendiente, sobre un grupo de estructuras con diferente ángulo basal. Las estructuras son primeramente diseñadas y evaluadas en respuesta no lineal mediante análisis pushover. Se obtienen mayores variaciones en la respuesta producto de la variación en la estructuración (escalonada) que producto del efecto topográfico, el cual, sin embargo, incrementa los efectos antes mencionados tanto en daño como en niveles de desplazamiento. Las aceleraciones verticales inducidas por la topografía son perjudiciales para el desempeño estructural, observándose más daño (incurción en el rango inelástico) en las estructuras cuando éstas se consideran en los análisis, así como diferencias importantes en los niveles de carga axial en los elementos verticales.

Palabras clave: estructuras en laderas, diseño sismorresistente, amplificación topográfica

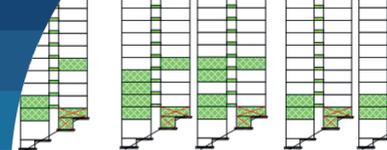
The use of hillsides for the construction of structures is problematic, mainly because of two conditions: the variation of the seismic response of the ground, due to the slope; and the modification in the structural configuration to account for the inclination at the base of the structure. These conditions have generated significant seismic damage in high slope areas in past earthquakes. This study seeks to evaluate the possible differences in the seismic response resulting from these two special conditions, evaluated in an uncoupled manner. For this purpose, a series of time-history analyses are performed using modified-by-topography seismic records on a group of structures with different base angles. The structures are first designed and evaluated in nonlinear response by pushover analysis. Greater variations in response are obtained as a result of the variation in the structural configuration (staggered) than as a result of the topographic effect, which, however, increases the aforementioned effects in both damage and displacement levels. The vertical accelerations induced by topography are detrimental to structural performance, with more damage (incurtion into the inelastic range) being observed in the structures when these are considered in the analyses, as well as important differences in the axial load levels in the vertical elements.

Keywords: hillside buildings, seismic-resistant design, topographic effect

Introducción

El rápido crecimiento poblacional en los grandes asentamientos urbanos ha llevado a la utilización de laderas y taludes para la construcción de edificios. Estas estructuras situadas en laderas, representan un desafío en términos de ingeniería y construcción, principalmente por el uso de configuraciones estructurales irregulares, y una

compleja respuesta sísmica del suelo. Durante terremotos pasados, la combinación de las condiciones mencionadas ha generado graves daños en las estructuras fundadas en o cercanas a sitios inclinados, frecuentemente diseñadas sin considerar disposiciones sísmicas especiales. En efecto, diversos códigos de diseño sísmico tanto nacionales como



extranjeros (BCJ, 1997; Eurocode 8, 2004; IBC, 2012; NCh433, 2009) no realizan mención a si sus disposiciones son o no aplicables en terrenos inclinados, quedando en este sentido un vacío normativo. Este estudio busca certezas en la evaluación de la respuesta de estructuras en pendiente, evaluando principalmente dos elementos: la irregularidad estructural en elevación, y la modificación en la respuesta sísmica del suelo producto de la pendiente.

Irregularidad estructural producto de la pendiente

Varios son los autores que han analizado los efectos derivados de la presencia de pendientes en la configuración estructural, siendo identificadas tres configuraciones posibles: *set back* (escalonamiento de los pisos superiores), *step back* (escalonamiento de los pisos inferiores) y *set back - step back* (escalonamiento superior e inferior). De éstas, la configuración *step back* es la más común, y también la más propensa a los daños inducidos por terremotos (Sable y Nagargoje, 2012). Esta configuración tiende a generar acumulaciones de esfuerzos en los elementos de la zona superior de la base de la estructura, usualmente muros o columnas cortas (Surana *et al.*, 2015). La configuración irregular también induce efectos torsionales debido a la diferencia entre el centro de rigidez y el centro de masa en cada piso, y reduce la participación del primer modo de vibración, en comparación con la respuesta de estructuras regulares (Singh *et al.*, 2012).

Variación de la respuesta del suelo producto de la pendiente

El terreno inclinado, así como otras configuraciones topográficas especiales, genera el denominado efecto topográfico (Grelle *et al.*, 2021; Papadimitriou y Chaloulos, 2010). La característica principal es un aumento de los niveles de pseudo-aceleración en el espectro de respuesta, con rápidas variaciones espaciales en la tasa de amplificación. Otra característica que ha sido observada en terrenos inclinados es la presencia de más de un período predominante de vibración; sin embargo, esto aún no se ha asociado de forma concluyente con diferencias significativas en la respuesta sísmica de las estructuras, ni con posibles daños estructurales (Díaz-Segura, 2017). Además, un terreno inclinado puede generar vibraciones con una componente vertical más acentuada debido a la reflexión y superposición de las ondas en la zona de la

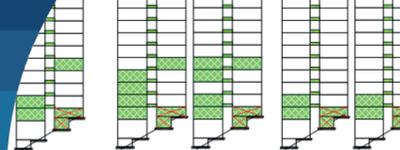
pendiente (Bouckovalas y Papadimitriou, 2005). Estudios numéricos señalan que sitios con condiciones topográficas especiales (como taludes), sometidos a un *input* de señal sísmica puramente horizontal (ondas de corte que se propagan verticalmente) generan aceleraciones verticales, denominadas aceleraciones *parasitarias* (Bouckovalas y Papadimitriou, 2005; Pitilakis, 2009).

Este estudio se divide en tres partes para cubrir los siguientes objetivos: (1) se realiza un análisis lineal-elástico de cuatro estructuras, con diferente ángulo basal, con el fin de comparar las variaciones en los parámetros modales y de diseño causadas por este ángulo en la base de la estructura; (2) se ejecuta una serie de análisis *pushover* no lineales para las mismas cuatro estructuras, con el fin de evaluar los patrones de daño causados por cargas laterales a niveles altos de desplazamiento de techo; y (3) se realiza un conjunto de análisis tiempo-historia considerando aceleraciones sísmicas modificadas por efectos topográficos, para determinar si esta variación de la señal sísmica en superficie tiene o no un efecto perjudicial en la respuesta estructural.

Metodología

Parámetros del modelo, tipo de estructura considerada

El estudio se realiza utilizando modelos 2D de un edificio de 15 pisos compuesto por dos muros de corte conectados por vigas de acople, fundado en condiciones de suelo comunes para la zona dunar de Concón. Las estructuras en estudio se muestran en la Figura 1. El parámetro principal de este estudio es el ángulo en la base. Para observar un amplio rango de posibles inclinaciones, se consideran cuatro ángulos: 0°, 15°, 30° y 45°, siendo este último una condición límite muy poco probable. Ambos muros de corte tienen 6 m de longitud, ancho variable en altura, y están conectados por vigas de acople rectangulares de 20 x 30 cm. El escalonamiento del nivel de la base se define de forma tal de mantener el peso sísmico constante. Así, las alteraciones del período se generan únicamente por variaciones en la rigidez lateral. Dado que se realiza el análisis de una estructura 2D, se considera una densidad de muros del 3% en el primer piso para obtener el área tributaria para la definición de cargas y masas. Los pesos propios, las cargas vivas y las combinaciones de carga se seleccionan para ser consistentes con los códigos chilenos



vigentes (NCh3171, 2010). Se considera hormigón de resistencia característica $f'_c = 30$ MPa, y módulo de elasticidad $E_c = 25600$ MPa; y acero de tensión de fluencia $F_y = 420$ MPa, y módulo de elasticidad $E_s = 2100000$ MPa.

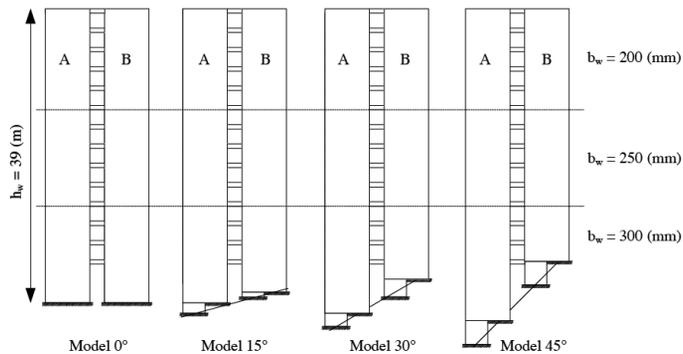


Figura 1: Geometría de las estructuras estudiadas

Modelación lineal-elástica y procedimiento de diseño

En primer lugar, se realiza un análisis modal-espectral para cada una de las estructuras, considerando el espectro de diseño del código chileno NCh433 (2009), zona sísmica III ($A_0 = 0.4g$), y un suelo tipo D correspondiente a un $V_s > 180$ m/s (suelo de densidad media), y un factor de importancia de 1.0, utilizando el software de elementos finitos ETABS (2016). Los muros de corte se modelan mediante elementos tipo *shell*, y las vigas de acople mediante elementos tipo *frame*. Para la verificación de servicio en condiciones sísmicas (sismo de diseño), se considera una rigidez efectiva del 70% de la rigidez bruta para todos los elementos estructurales (vigas y muros). Para el cálculo de las fuerzas de diseño, se considera una rigidez efectiva del 50% de la rigidez bruta en vigas y muros. El diseño de todos los elementos estructurales se realiza considerando los elementos conceptuales del diseño de capacidad, buscando evitar las fallas por corte, y aplicando las prescripciones de los códigos chilenos e internacionales (ACI 318-14, 2014; NCh433, 2009; NCh430, 2008).

Modelación no lineal: análisis *pushover* y tiempo-historia

Con el diseño completamente definido, se realizan dos análisis *pushover* para cada estructura con el fin de evaluar ambas direcciones de carga. Los detalles del proceso de modelización y análisis se indican en la sección de Modelación no-lineal en Resultados y análisis. El comportamiento dinámico de estas estructuras se

evalúa empleando un conjunto de 40 análisis no lineales de tiempo-historia. Los registros de aceleración son tomados del trabajo de Cousiño (2017), en particular, los correspondientes a suelo tipo arena (clasificación sísmica D según NCh433, 2009) para pendientes de 15° y 30°. Estos registros de aceleración se obtuvieron mediante modelos numéricos del terreno en pendiente, sometidos al registro en roca del terremoto de Chile de 1985, cuyos parámetros se muestran en la Tabla 1. Nótese que estas condiciones corresponden al suelo de la duna de Concón en la región de Valparaíso en Chile, donde, dado el ángulo de fricción de la arena, no se observan pendientes mayores a 29°. De estos 40 análisis, 20 consideran la componente vertical parasitaria obtenida de los registros de Cousiño para evaluar la respuesta de las estructuras ante aceleraciones verticales. En la sección Análisis tiempo-historia no lineales, se presentan más detalles sobre los datos de aceleración, y los espectros de respuesta de los registros seleccionados.

Tabla 1: Parámetros del registro sísmico en roca, usado por Cousiño (2017)

Fecha local	Hora local	Lat.	Long.	M_w	Prof., km	Estación	Dir.	PGA, g
03/03/1985	19:46	-33.240	-71.850	8.0	33	UTFSM	E-W	0.122

Resultados y análisis

Análisis elástico: parámetros de respuesta y diseño

La Tabla 2 muestra un resumen de los principales parámetros lineales-elásticos y de diseño de las estructuras. Como puede observarse, el principal efecto de la pendiente es una rigidización de la estructura, que se acrecienta a medida que aumenta el ángulo basal. Este cambio se refleja en una reducción del periodo natural (T_n), un ligero aumento del esfuerzo cortante basal de diseño (Q_d) y una reducción del desplazamiento último de diseño en el nivel del techo (Δ_u). Además, se observa una reducción de la participación del primer modo en la respuesta de la estructura completa, con un aumento del ángulo basal. Este comportamiento es similar al observado por varios autores para estructuras de marcos (Sable y Nagargoje, 2012; Surana *et al.*, 2015).

Aunque hay claras diferencias en algunos parámetros de respuesta, como el período y el desplazamiento de techo de diseño, no se observaron grandes cambios en los

diseños entre los modelos de 0°, 15° y 30°, generándose una diferencia algo mayor sólo en el modelo de 45°, y un aumento de la cantidad de refuerzo del elemento de borde, que pretende minimizar las tensiones en el acero.

Modelación no-lineal

Utilizando los diseños obtenidos en el paso anterior, las cuatro estructuras se modelan utilizando el software de elementos finitos SeismoStruct (Seismosoft, 2018). Se utilizan elementos *inelastic frame Displacement Based* (infrmDB) para modelar tanto para los muros de corte como para las vigas de acople. Los muros de corte son lo suficientemente esbeltos como para considerarlos como elementos que trabajan principalmente a flexión ($H/L \sim 6.5$), con un patrón de deformación lineal. Por lo tanto, el modelo basado en desplazamientos resulta adecuado para la modelación, reduciendo también la posibilidad de problemas de estabilidad numérica. Se utilizan cachos rígidos en cada elemento para simular de mejor forma las conexiones entre vigas y muros, como se muestra en la Figura 2, donde la solución adoptada para modelar los muros escalonados cuando es necesario se describe también utilizando enlaces rígidos que transmiten momentos flectores a las secciones inferiores de cada muro.

Los modelos constitutivos de los materiales utilizados para los análisis no lineales son el modelo de Mander *et al.* (1988) para el hormigón y el modelo de Menegotto y Pinto (1973) para la armadura, ambos utilizados habitualmente para evaluar la respuesta dinámica de las estructuras de hormigón armado. Los parámetros de los modelos constitutivos de los materiales considerados se muestran en la Tabla 3.

El patrón de carga utilizado para realizar los análisis *pushover* se obtiene a partir de la forma del primer modo de vibración, utilizando un esquema adaptativo. El desplazamiento objetivo se fija en 60 cm para cada modelo, con el fin de observar el comportamiento completo después del *peak*. La ductilidad para cada análisis se calcula considerando el criterio del 75% del cortante máximo para hallar la deformación de fluencia (Park, 1988), definiendo el desplazamiento último Δ_u como el desplazamiento al punto de esfuerzo cortante basal máximo. Los valores de ductilidad se muestran en la Tabla 4. Es evidente que la ductilidad que alcanzan los modelos con inclinación de la base cambia con la dirección de la carga, siendo menor

la ductilidad cuando la estructura se carga en contra de la pendiente (dirección positiva). Dado que los valores de Δ_y se mantienen similares para todos los modelos en ambas direcciones de carga, la diferencia en la ductilidad sólo puede atribuirse a una variación en el valor de Δ_u . Se espera entonces un comportamiento más frágil en la dirección de carga positiva. Asimismo, aunque con un efecto menos notorio, el cortante máximo de la base para estructuras con pendiente en la base es siempre mayor en la dirección de carga positiva que en la negativa, y este efecto se hace más notorio a medida que aumenta la pendiente.

Tabla 2: Parámetros de respuesta lineal y diseño de las estructuras analizadas.

Modelo		Parámetro				
Ángulo	Rigidez	T_b , s	% Masa participativa del modo 1	W_s , kN	Q_d , kN	Δ_u , mm
0°	Bruta	0.70	67.2	143.6	22.4	230
	Agrietada	0.83			18.6	
15°	Br.	0.69	66.7	143.5	22.5	220
	Ag.	0.82			18.8	
30°	Br.	0.67	64.6	143.5	22.6	210
	Ag.	0.79			19.1	
45°	Br.	0.61	59.3	145.2	22.4	190
	Ag.	0.73			19.4	

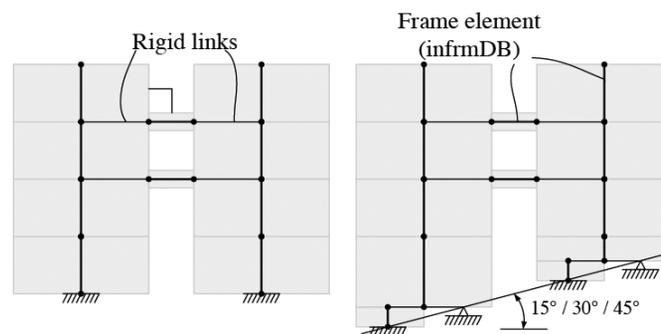


Figura 2: Esquema de nodos y cachos rígidos utilizados para la modelación del nivel inferior de las estructuras

Tabla 3: Propiedades no lineales de los materiales

Material	Propiedades
Acero de refuerzo (Menegotto-Pinto)	Módulo de elasticidad = 210000 MPa Tensión de fluencia = 483 MPa Parámetro de endurecimiento = 0.005 Deformación de rotura = 0.1
Hormigón	Resistencia media a la compresión = 33 MPa Resistencia media a la tracción = 3.3 MPa Módulo de elasticidad = 23900 MPa Deformación a tensión <i>peak</i> = 0.002

Tabla 4: Resultados de los análisis *pushover*

Modelo	Dirección de carga	F_{max} , kN	Δ_y , m	Δ_u , m	$\mu = \Delta_y/\Delta_u$
0°	(+)	4463	0.105	0.274	2.61
	(-)	4440	0.104	0.273	2.62
15°	(+)	4546	0.097	0.200	2.07
	(-)	4665	0.106	0.328	3.09
30°	(+)	4392	0.087	0.224	2.56
	(-)	4818	0.106	0.358	3.39
45°	(+)	4758	0.100	0.229	2.29
	(-)	5019	0.098	0.322	3.28

Análisis tiempo-historia no lineales

Selección de registros sísmicos

Los registros utilizados para los análisis tiempo-historia se obtuvieron del trabajo de Cousiño (2017). En este estudio se utilizó un modelo de elementos finitos con comportamiento constitutivo no lineal equivalente, considerando una rigidez creciente en profundidad utilizando 11 capas de suelo lineales-elásticas, haciendo coincidir el valor de V_{s30} con los datos experimentales de ensayos geofísicos ($V_{s30} = 289.8$ m/s), consistente con un suelo tipo D según la clasificación sísmica del código chileno (NCh433, 2009; DS61, 2011). Es necesario notar que la orientación de la onda y el ángulo de incidencia aumentan la amplificación topográfica; sin embargo, dado que la respuesta del sitio en este estudio fue evaluada usando las aceleraciones directamente, es razonable y analíticamente simple asumir ondas de propagación vertical pues las magnitudes de las aceleraciones generalmente no son afectadas negativamente por el ángulo de onda incidente (Ashford *et al.*, 1997; Ashford y Sitar, 1997). La geometría de los modelos considerados se muestra de forma esquemática en la Figura 3(a), que también muestra los puntos de la superficie donde se obtuvo la respuesta de la vibración del suelo.

Para este estudio se consideraron los registros obtenidos en los puntos A (base), C (centro), E (coronamiento) y F (plano), para ángulos de terreno de 15° y 30°. Cada estructura fue analizada para el set de registros combinados que se muestra en la Tabla 5, buscando consistencia entre la geometría de la estructura y el ángulo de terreno. El objetivo de estas combinaciones es poder establecer las diferencias causadas por la geometría de la estructura, y de la topografía de forma desacoplada. No se consideran mayores ángulos que 45°, pues usualmente estas no generan mayores diferencias en la magnitud de las aceleraciones

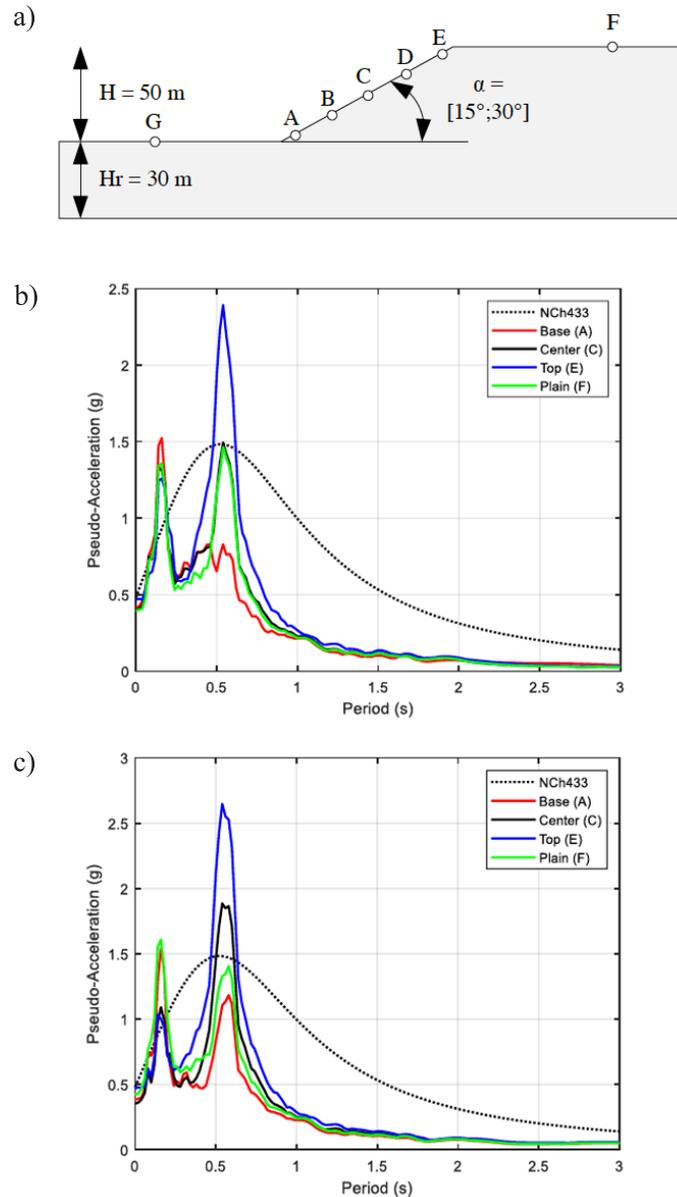


Figura 3: (a) Geometría del sitio inclinado usada por Cousiño (2017), (b) espectros de pseudoaceleración para terreno inclinado en 15° y (c) espectros de pseudoaceleración para terreno inclinado en 30°

(Díaz-Segura, 2017). En las Figuras 3(b) y 3(c) se muestran los espectros de respuesta de los registros seleccionados para ángulo de 15° y ángulo de 30°, respectivamente, y se comparan con el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño de la NCh433. Los espectros de respuesta de las Figuras 3(b) y 3(c) muestran la amplificación topográfica, en rangos de períodos bien definidos, con efectos de amplificación observables en los puntos C y E, y efectos de de-amplificación en el punto A.

Los mismos modelos numéricos utilizados para los

análisis *pushover* se utilizaron para los análisis de tiempo-historia. Dado que la mayor parte del amortiguamiento se modela considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales (por comportamiento histerético), sólo se incluyó en el modelo un amortiguamiento adicional proporcional a la rigidez del 1%.

Tabla 5: Combinaciones de registros utilizados para los análisis tiempo-historia

Modelo	0°	15°	30°	45°
Puntos en superficie de terreno	Base (A) / Centro (C) / Corona (E) / Plano (F)			
Ángulos de terreno	15° / 30°	15°	30°	30°
Componente de los registros	Horizontal (a_h) / Horizontal + Vertical (a_h+a_v)			

Factores de amplificación en desplazamientos de techo

Para esta y las subsiguientes secciones, se identifican los modelos de la siguiente forma: “rAAbb”, indicando que se utilizó el registro de aceleración del suelo en un ángulo de “AA” grados, y las componentes “bb”. Entonces, por ejemplo, r15hv significa que se utilizó el registro para una inclinación del suelo de 15°, y se consideraron los componentes horizontales y verticales del movimiento del suelo para el análisis de la historia del tiempo. Para cuantificar la amplificación, se calcula la relación entre los desplazamientos del techo de los análisis usando los registros en los puntos A, C y E y los desplazamientos del techo de los análisis que utilizan los registros en el punto F. La Tabla 6 muestra los factores de amplificación resultantes. Hay una tendencia muy clara de incremento de los valores máximos de desplazamiento de techo cuando se utiliza el registro de aceleración de los puntos E y C, y de disminución de los mismos cuando se utiliza el registro del punto A (de-amplificación), lo que es coherente con los espectros de respuesta. Hay un aumento máximo del 46.8% para el desplazamiento del techo cuando la estructura de 30° de ángulo de base se somete al registro del punto E para una inclinación del terreno de 30°. A medida que la estructura de 45° de ángulo de base gana rigidez, los factores de amplificación disminuyen en comparación con el modelo de 30°. También puede observarse la similitud en la respuesta de los modelos planos con los modelos de inclinación de la base de 15° cuando son excitados por los registros del suelo de 15°, y la diferencia en la respuesta

del modelo plano y los modelos de ángulo de 30° y 45° cuando son excitados por los registros de inclinación del suelo de 30°. Esta observación indica que la introducción de un ángulo de base en la estructura acentúa los efectos topográficos cuando hay una pendiente importante. No se observaron diferencias sustanciales en los desplazamientos del techo entre los modelos con y sin aceleraciones verticales.

Tabla 6: Factores de amplificación para los análisis tiempo-historia

Ratio	0° r15h	0° r15hv	0° r30h	0° r30hv	15° r15h	15° r15hv	30° r30h	30° r30hv	45° r30h	45° r30hv	Mean
A/F	0.949	0.934	0.816	0.820	0.917	0.910	0.930	0.927	0.911	0.900	0.901
C/F	1.080	1.062	1.130	1.144	1.088	1.085	1.126	1.131	1.125	1.145	1.112
E/F	1.420	1.408	1.232	1.221	1.406	1.384	1.474	1.468	1.274	1.287	1.357

Patrones de daño para los análisis tiempo-historia

Para analizar los patrones de daño de las estructuras ante cargas laterales, se consideran los criterios de desempeño definidos en la Tabla 7.

Tabla 7: Criterios de desempeño usados para la evaluación de los modelos no lineales

Criterio	Valor límite	Color/ Patrón
Def. unitaria en el hormigón	$\epsilon_c = 0.003$	Amarelo
	$\epsilon_c = 0.008$	Laranja
	$\epsilon_c = 0.015$	Marrón
Def. unitaria en el acero de refuerzo	$\epsilon_s = 0.002$	Verde claro
	$\epsilon_s = 0.010$	Verde oscuro
	$\epsilon_s = 0.030$	Verde muy oscuro
Capacidad al corte del elemento	Valor límite calculado de acuerdo con el código ACI-318 (2011), ecuaciones (11-5), (11-27) y (11-28)	Cruz roja

Las Figuras 4 y 5 muestran los criterios de desempeño alcanzados por cada elemento para cada uno de los análisis de historia temporal realizados. Nótese que las estructuras que presentan mayor cantidad de daños son las correspondientes a ángulos basales de 30° y 45°. Estos patrones de daño se ven más afectados por la configuración irregular de la estructura que por la variación en la señal sísmica. Sin embargo, las amplificaciones topográficas también tienen un efecto claro, incrementando los niveles de daño, siendo las estructuras sometidas a registro en el punto E (coronamiento) las que alcanzan un mayor número de criterios de desempeño.

Las aceleraciones verticales también tienen un efecto en la respuesta de la estructura, ya que favorecen la fluencia del acero en los muros situados en los pisos superiores. Esta condición también ha sido reportada por algunos investigadores, principalmente en estudios sobre pilas de puentes (Hosseinzadeh, 2008; Shrestha, 2009). Los puntos del terreno en los que las aceleraciones verticales tienen mayor influencia son los correspondientes al centro y a la parte superior del terreno inclinado, y la base y el terreno plano son los puntos en los que la respuesta con sólo una componente horizontal es casi idéntica a la obtenida aplicando aceleraciones verticales. Junto a esto, se observa un incremento de la carga de compresión (una media del 13%) en los modelos de 30° y 45° de inclinación de la base cuando se someten a los registros de los puntos C y E. Estos resultados concuerdan con los presentados por Gómez *et al.* (2021).

Conclusiones

A partir de los análisis desarrollados en esta investigación es posible concluir que, en general, se espera un mayor daño para estructuras con una inclinación de la base, tanto con o sin efecto topográfico. Éste último tiene un impacto menor en los patrones de daño resultantes, pero modifica los valores máximos de desplazamientos de techo, siendo la corona del terreno inclinado el punto donde se generan los mayores incrementos (35.7% de incremento

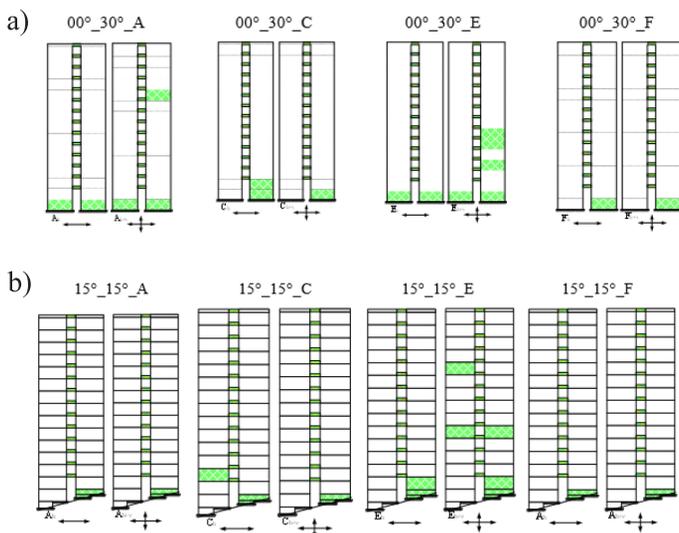


Figura 4: (a) Criterios de desempeño para la estructura sin inclinación, sometida a los registros de terreno en 30° y (b) criterios de desempeño para la estructura con inclinación de 15°, sometida a los registros de terreno en 15°

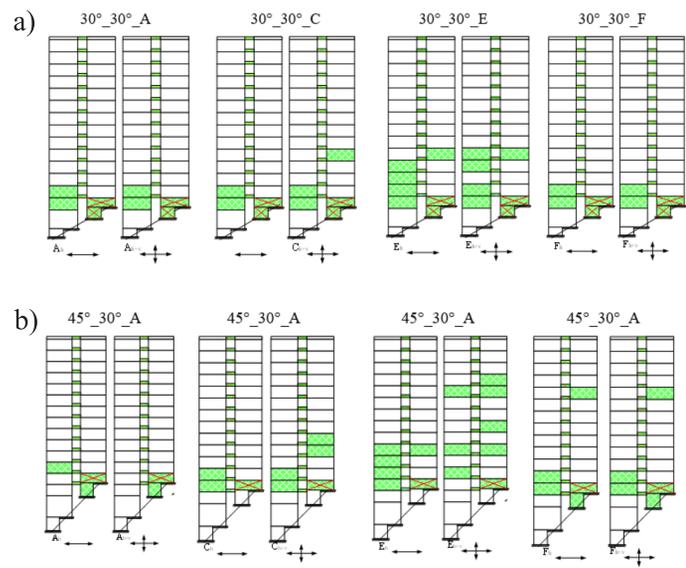
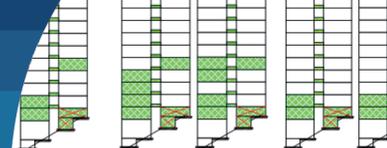


Figura 5: (a) Criterios de desempeño para la estructura con inclinación de 30°, sometida a los registros de terreno en 30° y (b) criterios de desempeño para la estructura con inclinación de 45°, sometida a los registros de terreno en 30°

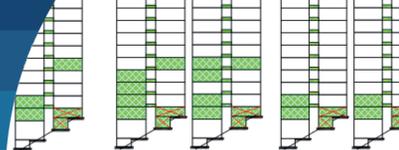
en los desplazamientos del techo, en promedio). Los desplazamientos de techo obtenidos para los análisis tiempo-historia son muy cercanos al desplazamiento de fluencia para los análisis *pushover*; la respuesta de las estructuras analizadas resulta, por tanto, principalmente elástica. Inclinaciones importantes en la base de las estructuras pueden incrementar los efectos inducidos por la topografía, incrementando principalmente los niveles de daño y los desplazamientos de techo.

Las aceleraciones verticales afectan la respuesta estructural, principalmente cuando ésta se encuentra en una zona de amplificación topográfica severa. Un análisis más exhaustivo debe incluir las aceleraciones verticales del propio terremoto, que no se han considerado en este artículo, y no sólo la componente parasitaria. Aunque en este estudio se han observado algunos efectos negativos en relación con las aceleraciones verticales, todavía faltan estudios sobre este tópico, que permitan actualizar los espectros de aceleración vertical disponibles en la literatura.



Referencias

- ACI 318-14 (2014). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills MI, USA
- Ashford, S. and Sitar, N. (1997). Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep coastal bluff. *Bulletin of the Seismological Society of America* 87(3), 692–700
- Ashford, S., Sitar, N., Lysmer, J. and Deng, N. (1997). Topographic effects on the seismic response of steep slopes. *Bulletin of the Seismological Society of America* 87(3), 701–709
- BCJ (1997). Structural provisions for building structures. Building Center of Japan, Tokyo
- Bouckovalas, G.D. and Papadimitriou, A.G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25(7–10), 547–558
- Cousiño, J. (2017). *Evaluación de la respuesta sísmica en la superficie de terreno con pendiente superior a 15° para efectos de diseño de una edificación*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile
- Díaz-Segura, E.G. (2017). Incertidumbres en la estimación del periodo fundamental de terrenos inclinados. *Obras y Proyectos* 21, 38–44
- DS61 (2011). Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios. Decreto Supremo, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- ETABS16 (2016). Structural software for building analysis and design. Computers and Structures Inc. CSI, Walnut Creek CA, USA
- Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Gómez, M.A., Díaz-Segura, E.G. and Vielma, J. C. (2021). Nonlinear numerical assessment of the seismic response of hillside RC buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 20(2), 423–440
- Grelle, G., Bonito, L., Rosalba, M., Iacurto, S., Madiari, C., Revellino, P. and Sappa, G. (2021). Topographic effects observed at Amatrice hill during the 2016–2017 Central Italy seismic sequence. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 20(1), 63–78
- Hosseinzadeh, N. (2008). Vertical component effect of earthquake in seismic performance of reinforced concrete bridge piers. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China
- IBC (2012). International building code. International Code Council ICC, USA
- Mander, J.B., Priestley, N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8): 1804–1826
- Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering Zurich, Switzerland, 15–22
- NCh3171 (2010). Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. INN, Santiago, Chile
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. INN, Santiago, Chile
- NCh430 (2008). Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo. INN, Santiago, Chile
- Papadimitriou, A. and Chaloulos, Y. (2010). Aggravation of the peak seismic acceleration in the vicinity of 2D hills, canyons and slopes. *Fifth International Conference of Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego CA, USA, paper 3.26a
- Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan
- Pitilakis, D. (2009). Topographic irregularities and soil – foundation - structure interaction. *3rd Greece-Japan Workshop on Seismic Design of Foundations, Innovations in Seismic Design, and Protection of Cultural Heritage*, Santorini, Greece, 335-343
- Sable, K.S. and Nagargoje, S.M. (2012). Seismic performance of multi-storeyed building on sloping ground. *Elixir Electrical Engineering* 53, 11980–11982
- Seismosoft (2018). SeismoStruct 2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. <http://www.seismosoft.com>



Shrestha, B. (2009). Vertical ground motions and its effect on engineering structures: a state-of-the-art review. *International Seminar on Hazard Management for Sustainable Development*, Kathmandu, Nepal, 190-202

Singh, Y., Gade, P., Lang, D. H. and Erduran, E. (2012). Seismic behavior of buildings located on slopes - An analytical study and some observations from Sikkim Earthquake of September 18 , 2011. *15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal

Surana, M., Singh, Y. and Lang, D.H. (2015). Seismic fragility analysis of hill-buildings in Indian Himalayas. *SECED Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, Cambridge, UK