PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

CARLOS ROBERTO PÉREZ ALFARO

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
CHRISTIAN ALFONSO LEDEZMA ARAYA

Santiago de Chile, Mayo, 2020.

A mis padres, hermana, novia y amigos, que creyeron en mí y me apoyaron siempre.

AGRADECIMIENTOS

A **Dios todopoderoso**, por haberme dado la oportunidad de haber estudiado esta maestría, por bendecirme con una gran familia, por toda la sabiduría concedida y por la fortaleza otorgada en todos los momentos.

A **mis padres Carlos Armando Pérez y Gema Carolina Alfaro de Pérez**, por ser unos excelentes padres, por ser mis modelos a seguir como persona y como profesional, por siempre apoyarme en todas mis decisiones, por sus sabios consejos y por estar presentes para mí, siempre.

A **mi hermana Mónica Pérez Alfaro**, por ser una excelente hermana, ser mi amiga, por estar siempre para mí y por apoyarme en los buenos y malos momentos.

A **mi novia Karen García**, por apoyarme siempre, por motivarme a seguir adelante, por escucharme y aconsejarme siempre, por ser esa persona que le da balance y alegrías a mi vida.

A mi asesor y profesor **Christian Ledezma,** por ser un excelente profesor y guía a lo largo de toda la actividad de graduación, por su paciencia, su disposición y todos sus buenos consejos.

A todos los profesores del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, por todo el conocimiento y consejos impartidos. De manera particular, a **Francisco Pinto** por su valiosa ayuda y excelente disposición.

Al personal administrativo del Magister por su buena disposición y por la ayuda concedida a lo largo del proceso.

Por último, agradecer a mis amigos de El Salvador y a mis compañeros y amigos del Magister por estar presentes ante cualquier situación y siempre motivarme a seguir adelante.

INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA ii

AGRADECIMIENTOS 3

INDICE DE TABLAS vi

INDICE DE FIGURAS vii

RESUMEN xii

ABSTRACT xiii

I. INTRODUCCIÓN 1

II. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA 3

II.1 Interacción dinámica suelo-estructura 3

II.1.1 Método multipaso o de la Subestructura 4

II.1.2 Método Directo 5

II.2 Modelo constitutivo no lineal del suelo 6

II.3 Clasificación sísmica de los suelos según NCh433 Of. 2009 y el DS61 8

II.4 Empujes sísmicos en muros de subterráneo 9

III. MODELOS DE ESTUDIO 11

III.1 Metodología 11

III.2 Materiales, geometría y sección de los edificios de 16 y 30 niveles 13

III.3 Propiedades de los suelos 16

III.3.1 Suelo clasificación sísmica tipo B 16

III.3.2 Suelo clasificación sísmica tipo C 18

III.3.3 Suelo clasificación sísmica tipo D 22

III.4 Modelo numérico en PLAXIS 2D 25

III.4.1 Modelo con base empotrada 25

III.4.2 Modelo incluyendo interacción suelo-estructura 27

III.4.2.1 Geometría 29

III.4.2.2 Propiedades de los elementos estructurales 31
III.4.2.3 Fases constructivas 32

IV. RESULTADOS 39
IV.1 Perfiles de deformación máxima de entrepiso 39
IV.2 Relación de respuesta de PSA entre los puntos FBM y FFM 50
IV.3 Perfiles de empujes sísmico promedio en muros de subterráneo 58

V. CONCLUSIONES 72

BIBLIOGRAFIA 76

INDICE DE TABLAS

Tabla II-I Clasificación sísmica de los suelos según Decreto supremo N°61 9

Tabla III-I Matriz de combinaciones de modelos en estudio 12

Tabla III-II Secciones de los elementos estructurales de los edificios de 16 y 30 niveles.. 13

Tabla III-III Periodos fundamentales de vibración de los edificios de 16 y 30 niveles 15

Tabla III-IV Parámetros modelo HS-Small para suelo tipo B. 18

Tabla III-V Resultados ensayo sísmico Downhole para sitio de estudio en Maipú. 19

Tabla III-VI Parámetros modelo HS-Small para suelo tipo C 21

Tabla III-VII Resultados ensayo sísmico Downhole para sitio de estudio en Constitución. 23

Tabla III-VIII Parámetros modelo HS-Small para suelo tipo C 24

Tabla III-IX Parámetros elásticos del hormigón de los muros longitudinales 26

Tabla III-X Tamaño máximo y promedio de los elementos finitos 31

Tabla III-XI Parámetros de elementos tipo *plate* 31

Tabla III-XII Parámetros de elementos tipo *Node to node Anchor* 31

Tabla III-XIII Fuerzas de postensado de los anclajes 32

Tabla III-XIV Fases constructivas 32

Tabla III-XV Indicadores comparativos de los registros de Rapel y Cerro Santa Lucía 36

INDICE DE FIGURAS

Figura II-I Etapas del método de la subestructura..... 5

Figura II-II Método directo de análisis de interacción suelo-estructura utilizando elementos finitos..... 6

Figura II-III Comportamiento característico rigidez-deformación de suelos con típicos rangos de deformación de pruebas de laboratorios y estructuras..... 8

Figura III-I Planta típica de los niveles de la superestructura y de la subestructura..... 14

Figura III-II Modelo analítico del edificio de 16 niveles y 4 subterráneos en ETABS 15

Figura III-III Modelo analítico del edificio de 30 niveles y 4 subterráneos en ETABS 16

Figura III-IV Estratigrafía de sitio en estudio en la comuna de Maipú..... 19

Figura III-V. Curva de módulo de corte versus deformación de corte para arenas de Seed & Idriss (1970) 20

Figura III-VI Influencia del índice de plasticidad en Arcillas (Vucetic and Dobry, 1991) 21

Figura III-VII Estratigrafía de sitio en estudio en la comuna de Constitución. 23

Figura III-VIII Modelo de base empotrada (MBF)..... 26

Figura III-IX Modelo con interacción suelo-estructura (MSE) 29

Figura III-X Geometría global del modelo ISE 30

Figura III-XI Registro de aceleración a nivel de la roca basal de estación Rapel..... 35

Figura III-XII Registro de aceleración a nivel de la roca basal de estación Cerro Santa Lucía..... 36

Figura III-XIII Comparación de espectros de Pseudo aceleración de los registros sísmicos colocados en la base y los espectros para los suelos B, C y D del Decreto Supremos 61 .. 38

Figura IV-I Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo B-2 subterráneos 39

Figura IV-II Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo B-3 y 4 subterráneos 40

Figura IV-III Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo C- 2 y 3 subterráneos 41

Figura IV-IV Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo C y D-4 y 2 subterráneos 42

Figura IV-V Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo D-3 y 4 subterráneos 43

Figura IV-VI Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo B-2 y 3 subterráneos 44

Figura IV-VII Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo B y C-4 y 2 subterráneos 45

Figura IV-VIII Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo C-3 y 4 subterráneos 46

Figura IV-IX Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo D-2 y 3 subterráneos 47

Figura IV-X Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo D, 4 subterráneos 48

Figura IV-XI Concentración de puntos de falla en suelo para caso de edificio de 30 niveles-Suelo C-Registro de Rapel 50

Figura IV-XII Ubicación de los puntos FBM y FFM 51

Figura IV-XIII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-16N-SueloB 51

Figura IV-XIV Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-30N-SueloB 52

Figura IV-XV Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-16N-Suelo C 52

Figura IV-XVI Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-30N-Suelo C 53

Figura IV-XVII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-16N-Suelo D 53

Figura IV-XVIII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-30N-Suelo D 54

Figura IV-XIX Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-16N-Suelo B 54

Figura IV-XX Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-30N-Suelo B 55

Figura IV-XXI Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-16N-Suelo C 55

Figura IV-XXII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-30N-Suelo C 56

Figura IV-XXIII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-16N-Suelo D 56

Figura IV-XXIV Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-30N-Suelo D 57

Figura IV-XXV Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel-16N-Suelo B 59

Figura IV-XXVI Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel de 30N-Suelo B 60

Figura IV-XXVII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel 16N-Suelo C 61

Figura IV-XXVIII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel - 30N-Suelo C 62

Figura IV-XXIX Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel - 16N-Suelo D 63

Figura IV-XXX Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel -30N-Suelo D 64

Figura IV-XXXI Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL -16N-Suelo B 65

Figura IV-XXXII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL - 30N-Suelo B 66

Figura IV-XXXIII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL - 16N-Suelo C 67

Figura IV-XXXIV Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL - 30N-Suelo C 68

Figura IV-XXXV Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL-16N-Suelo D 69

Figura IV-XXXVI Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL-30N-Suelo D 70

RESUMEN

El análisis y diseño sísmico de edificios y de algunas estructuras se realiza típicamente sin considerar el suelo que los rodea. Se simplifica el análisis asumiendo que la base del modelo se encuentra empotrado, pero se sabe que, durante un movimiento sísmico, se produce una interacción entre las estructuras y el suelo que las rodea, el movimiento de las estructuras genera deformaciones al suelo que, de no existir la estructura, no se generarían.

En el presente estudio se realiza una comparación de la respuesta sísmica entre modelos considerando la interacción dinámica suelo-estructura y modelos con la base empotrada mediante un análisis dinámico tiempo-historia no-lineal. Se verifica si la simplificación de asumir empotrada la base es conservadora o si, para algunos de los casos de análisis, es no conservador. Se estudia el caso de dos edificios habitacionales de 16 y 30 niveles y se varían el número de subterráneos, el tipo de suelo donde se encuentra fundado la estructura y se utiliza dos registros sísmicos para el análisis dinámico. El análisis se realiza utilizando un modelo de elementos finitos, considerando la no linealidad del suelo, utilizando un modelo constitutivo que incorpora la degradación de la rigidez ante carga cíclica.

ABSTRACT

The analysis and design of buildings and other structures is made without taking in account the features of the surrounding soil. That analysis is simplified assuming that the base of the model is fixed, but it is known that during an earthquake, it is produced an interaction between the structures and the surrounding soil, so that, the structures motion induces to soil deformations that should not happen if the structure were no exists in that place. At the same time, edifications suffer deformations that should not happen if the base of the model were fixed.

This investigation develops a comparison of the seismic answer among models taking in account the "soil-structure dynamic interaction" and "fixed base models" through a "nonlinear time history dynamic analysis". It is verified if the simplification of assuming the fixed base is conservative or if for some analysis cases it is no conservative. It is studied the cases of two residential buildings of 16 and 30 stories, with different number of basements, kind of soil where the structure is located, and two seismic registers are used. The analysis is made using a "finite elements model", taking in account the soil nonlinear feature, also is used a constitutive model that include the rigidity degradation in front of the cyclic load.

I. INTRODUCCIÓN

Chile es un país de 756,102 km^2 de superficie, donde viven 19.1 millones de personas, de acuerdo al Instituto Nacional de Estadística de Chile (INE) y se caracteriza por ser uno de los países con más alta sismicidad en el mundo. Ejemplo de esto último es que fue epicentro del terremoto más grande medido instrumentalmente en la historia de la humanidad, ocurrido en Valdivia, en 1960, con una magnitud de momento de 9.5 Mw. Debido a su alta sismicidad, la ingeniería chilena ha tenido que enfrentar muchos retos a lo largo de los años y ha logrado superarlos, muestra de ello es el buen comportamiento que tuvieron las edificaciones en los terremotos del Maule de 2010 (8.8 Mw) y de Iquique de 2014 (8.3 Mw).

Uno de los principales aspectos del buen comportamiento de las estructuras es la alta rigidez, producto del límite de deformación elástico de entrepiso el cual es de 0.002 por la altura de entrepiso, lo que es bastante estricto en comparación con otros países. Un segundo aspecto es la estructuración en planta de los edificios, ejemplo de ello se tiene el caso de los edificios habitacionales donde el sistema estructural sismorresistente es en base a muros de hormigón armado y la configuración estructural de su planta es de la forma de “espina de pescado”, con un pasillo central delimitado por muros de corte orientados en la dirección más larga de la edificación y con muros de corte en la dirección transversal delimitando los apartamentos y cuartos interiores. Debido a la función habitacional de los edificios es necesario proyectar algunos niveles de subterráneo para destinarlos a estacionamientos. Durante un sismo, la estructura interactúa con el suelo que la rodea imponiéndole deformaciones, dichas deformaciones hacen que el movimiento bajo los soportes o fundaciones sea diferente al movimiento en campo lejano (*free field*). Dicha interacción produce cambios en la respuesta de la estructura.

La práctica en las oficinas de cálculo estructural es modelar los edificios con base empotrada y para simular el efecto del suelo en los niveles de subterráneo le imponen al modelo masa igual a cero en los elementos estructurales. Hasta el día de hoy este enfoque ha funcionado aparentemente bien, pero se desconoce qué tan conservador o no conservador es despreciar la interacción suelo- estructura.

Este trabajo busca comparar la respuesta entre modelos con base empotrada versus modelos que incluyan la interacción suelo-estructura a través de un análisis dinámico tiempo-historia no-lineal. Se analizan varios modelos variando la altura del edificio, el número de subterráneos, el tipo de suelo y el registro sísmico para el análisis dinámico. El análisis se realiza utilizando un modelo de elementos finitos, considerando la no-linealidad del suelo, utilizando el modelo constitutivo *Hardening Soil with Small Strain* que incorpora la degradación de la rigidez ante carga cíclica. El presente documento se estructura de la siguiente manera: en un primer apartado se realiza una breve revisión bibliográfica sobre la interacción dinámica suelo-estructura (DSSI), se habla sobre los métodos de análisis de la DSSI, también se describe la clasificación sísmica de los suelos según la normativa NCh433 Of. 2009 y el Decreto Supremo 61, luego se abordan las recomendaciones de la norma NCh433 Of. 2009 para los empujes sísmicos en muros de subterráneos y por último se describe el modelo constitutivo no-lineal del suelo a utilizar. En el siguiente apartado se presentan los modelos de estudio describiendo la geometría, secciones y materiales de los edificios, luego se describen las propiedades de los suelos a utilizar. Más adelante se detallan las propiedades de la modelación numérica a través de elementos finitos con el software Plaxis 2D. En el siguiente apartado se muestran los resultados de los análisis, para finalizar con una serie de conclusiones.

II. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

II.1 Interacción dinámica suelo-estructura

De acuerdo a Saez (2016), la interacción dinámica suelo-estructura (DSSI por sus siglas en inglés) corresponde al análisis de los efectos del suelo de fundación sobre la respuesta dinámica de una estructura, pero también de la influencia que las oscilaciones de la obra tienen sobre el comportamiento dinámico del suelo.

Los efectos de la DSSI dependen de las propiedades de masa y rigidez de la estructura y del amortiguamiento del suelo y de la estructura. La fuente del amortiguamiento en el suelo puede ser de dos tipos: amortiguamiento material causado por el comportamiento inelástico del suelo y amortiguamiento por radiación, el cual es causado por la pérdida de energía producida cuando la estructura se mueve contra el suelo y lo deforma producto de una carga dinámica, dicha energía viaja en forma de ondas de radiación y gradualmente se desvanece con la profundidad. Según Kramer (1996) para fundaciones típicas, el amortiguamiento por radiación es mucho más grande que el amortiguamiento material.

De acuerdo con Pecker (1984), un análisis completo de un problema de DSSI debería de tomar en cuenta:

- Las variaciones espaciales de las características del suelo, especialmente con la profundidad.
- El comportamiento inelástico del suelo.
- Las características tridimensionales del problema.
- Los fenómenos de propagación y de reflexión de ondas.
- La interacción entre estructuras vecinas

Según Kramer (1996) los métodos de análisis de la DSSI pueden ser divididos en dos principales categorías para el caso elástico: método multipaso o de la subsestructura, y método directo.

II.1.1 Método multipaso o de la Subestructura

El método de la subestructura utiliza el principio de la superposición de las dos principales causas de la interacción suelo-estructura, la interacción cinemática y la interacción inercial.

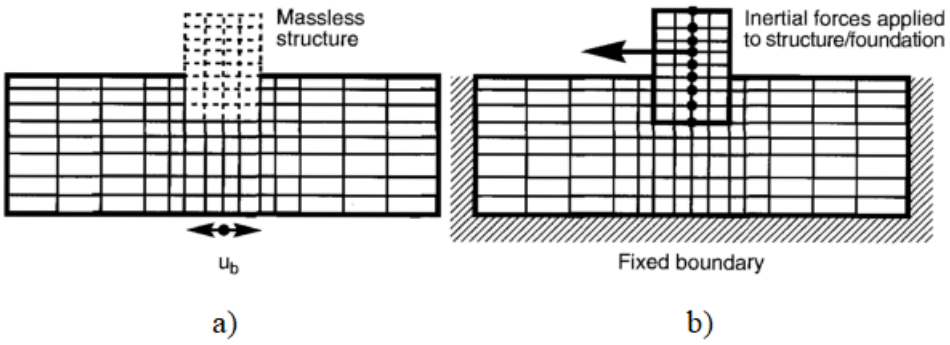
La interacción cinemática es producto de la rigidez de la estructura. La rigidez flexural de la losa restringe el movimiento del suelo bajo de ella, el cual será diferente al movimiento del suelo en campo lejano (*Free field motion*). La interacción cinemática puede inducir modos de deformación a la estructura (ejemplo: torsión y *rocking*) que no ocurren en el movimiento de campo lejano.

La interacción inercial es causada puramente por las fuerzas inerciales generadas en la estructura producto del movimiento de las masas de la estructura durante la vibración. Las fuerzas inerciales transmiten fuerzas dinámicas a la fundación, lo que genera movimientos en la fundación que no ocurrirían en un modelo de base empotrada.

El método de la subestructura se resuelve, tal como se mencionó, en dos etapas:

- El análisis de interacción cinemática (Figura II-1a), se resuelve ignorando la masa de la superestructura. Se obtiene el movimiento del sistema sin masa de la superestructura.
- En el análisis de interacción inercial (Figura II-1b), se utiliza el movimiento del sistema incluyendo la masa de la superestructura la cual genera fuerzas

inerciales en la misma. En este caso el suelo y la fundación se asume que tiene rigidez y masa.



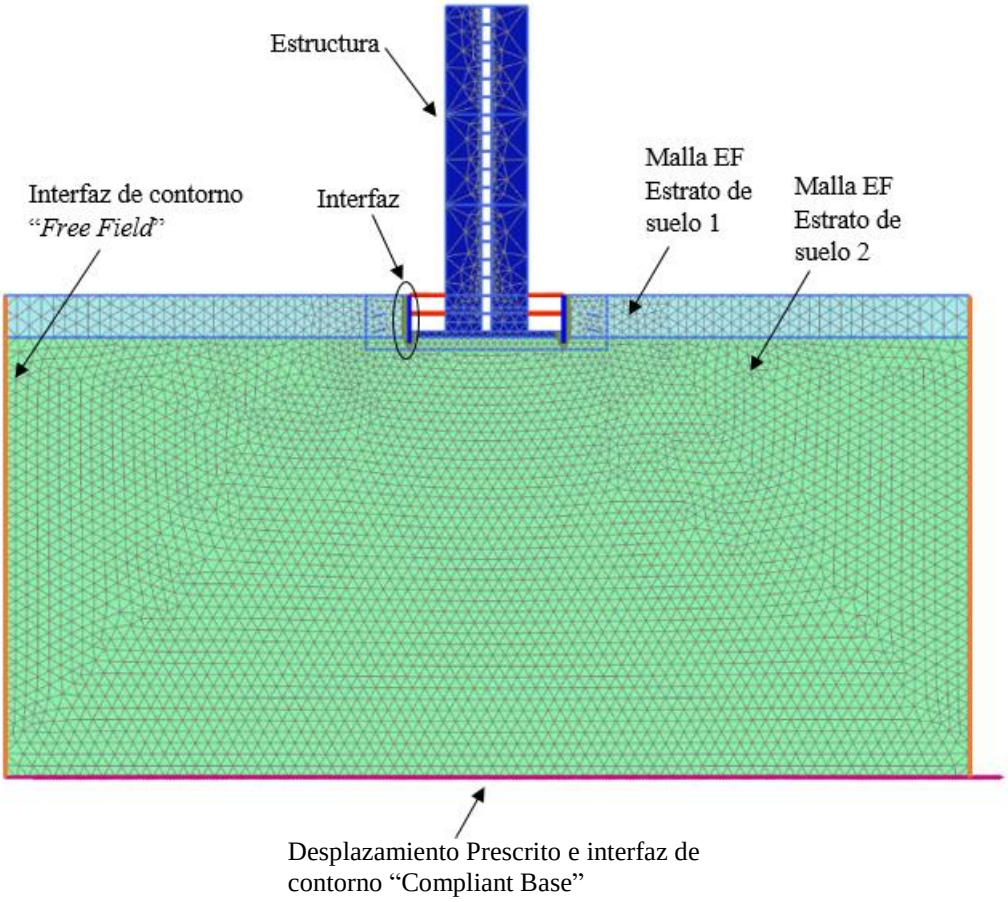
Fuente: Kramer (1996).

Figura II-I Etapas del método de la subestructura. a) Análisis de interacción cinemática. b) Análisis de interacción inercial.

La respuesta final será la suma del movimiento de la base de ambas etapas.

II.1.2 Método Directo

En el método directo, se modela y se analiza en un solo paso el sistema suelo-fundación-estructura utilizando, por ejemplo, el enfoque de elementos finitos. En los bordes deben considerarse elementos que simulen la correcta propagación de las ondas en el semi-espacio infinito. En la Figura II-II se muestra un esquema de un modelo de interacción suelo-estructura utilizando elementos finitos.



Fuente: Elaboración Propia

Figura II-II Método directo de análisis de interacción suelo-estructura utilizando elementos finitos.

II.2 Modelo constitutivo no lineal del suelo

El modelo constitutivo no lineal a utilizar es el *Hardening Soil model whit small-strain* (HS-Small), basado en el modelo original *Hardening Soil model* (HSM), utilizado para simular el comportamiento de varios tipos de suelo: suelos firmes y no densos. Las principales ventajas de utilizar el modelo HSM según el "*Material models Manual"* de PLAXIS 2D son: primero, incorpora la teoría de la plasticidad en vez de la teoría

de la elasticidad, lo que permite descomponer la deformación en términos incrementales en una parte plástica y en otra parte puramente elástica; segundo, el modelo introduce la dilatancia del suelo, lo que permite modelar si el suelo contrae o dilata ante una carga de corte y; tercero, incorpora una superficie de fluencia tipo "*cap*", que genera comportamiento irreversible ante trayectorias de carga isotrópica.

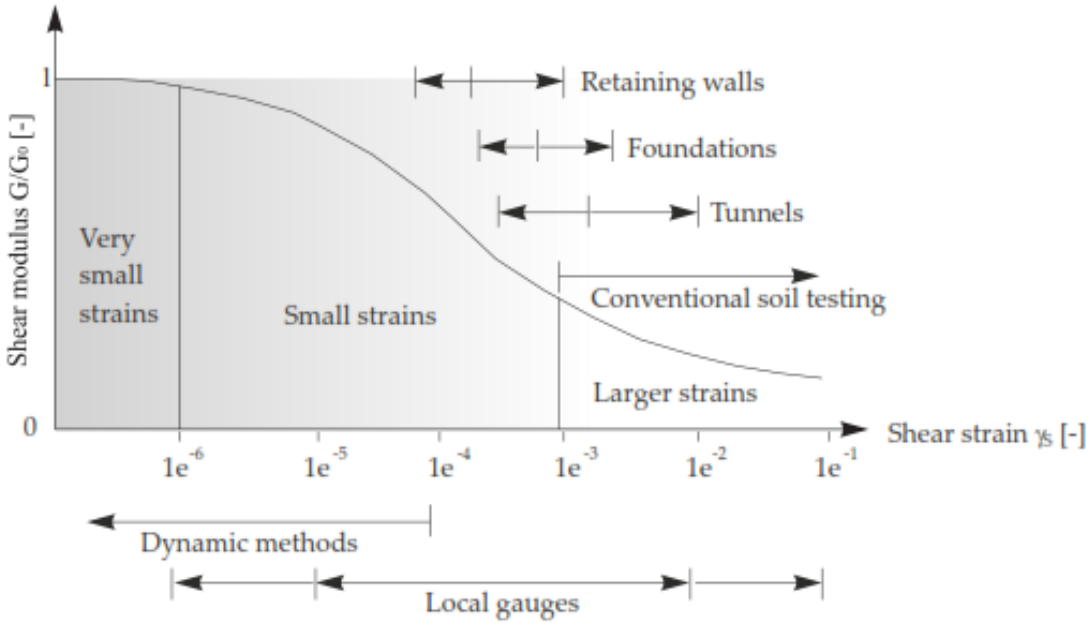
Otras de las características del modelo HSM son:

- Rigidez dependiente del confinamiento en base a una ley de carga
- Carga y descarga elástica
- Falla de acuerdo al criterio de falla de Mohr-Coulomb

Debido a que el modelo HSM considera comportamiento elástico durante la carga/descarga y que el rango en que el suelo se puede considerar que se comporta elástico es muy pequeño (ver Figura II.III) es necesario implementar el modelo HS-Small, que considera para análisis dinámico, rigidez a corte a pequeñas deformaciones (Gmax) y la degradación no-lineal de la rigidez ante amplitudes de la deformación de corte.

Los parámetros que describen la variación de la rigidez ante la deformación son:

- El módulo de corte inicial G_0 a pequeñas deformaciones
- La deformación de corte $\gamma_{0.7}$ para la cual el módulo secante de corte G_s es un 70% de G_0.



Fuente: Atkinson & Sallforrd (1991).

Figura II-III Comportamiento característico rigidez-deformación de suelos con típicos rangos de deformación de pruebas de laboratorios y estructuras.

II.3 Clasificación sísmica de los suelos según NCh433 Of. 2009 y el DS61

La clasificación sísmica de los suelos definida en la norma NCh433 Of. 2009 fue modificada después del Terremoto del Maule de 2010 y fue definida en el Decreto Supremo 61, el cual sustituiría a algunos puntos de la NCh433 y uno de ellos sería la clasificación sísmica del suelo. En la Tabla II-I se muestra la clasificación sísmica de los suelos que se encuentra en vigencia.

Tabla II-I Clasificación sísmica de los suelos según Decreto supremo N°61

Suelo Tipo		Vs30 (m/s)	RQD	qu (Mpa)	(N1) (golpes/pie)	Su (Mpa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	≥ 50%	≥ 10 (ε_{qu}≤2%)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 0.40 (ε_{qu}≤2%)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 0.30 (ε_{qu}≤2%)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	<180			≥ 20	<0.05
F	Suelos especiales	*	*	*	*	*

Fuente: Adaptada de Decreto N° 61

II.4 Empujes sísmicos en muros de subterráneo

La componente sísmica del empuje en muros de subterráneo según la NCh433 Of. 2009 se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma_s = 0.3 C_R \gamma h_m \frac{A_0}{g}$$

Donde:

σ_s= presión sísmica uniformemente distribuida en toda la altura H del muro

h_m= altura total del muro en contacto con el suelo

γ= peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro

A_0= aceleración efectiva máxima del suelo de acuerdo a la zonificación sísmica del país.

C_R= coeficiente igual a 0.45 para suelos duros, densos o compactados; igual a 0.70 para suelos sueltos o blandos; e igual a 0.58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud de una excavación practicada en suelo denso o compactado.

III. MODELOS DE ESTUDIO

III.1 Metodología

En la presente investigación se estudia la respuesta sísmica de dos edificios habitacionales chilenos relativamente "típicos", uno de 16 niveles y el otro de 30, cada uno de ellos agregándole 2, 3 y 4 niveles de subterráneo. La respuesta se verifica mediante un análisis tiempo historia, utilizando los registros de las estaciones de Rapel (RAP) y Cerro Santa Lucia (CSL) para el Terremoto del Maule de 2010. Por un lado, se analiza la respuesta de los edificios introduciendo el efecto de la interacción suelo-estructura, a través de un modelo de elementos finitos, en el cual se incluye el comportamiento no lineal del suelo a través del modelo constitutivo *Hardening Soil model with Small Strain* (HS-small). Como tipo de suelo se utiliza 3 tipos, cada uno correspondiente a los tipos B, C y D de la clasificación sísmica del suelo según NCh433 Of. 2009 y el DS61. Las respuestas sísmicas a comparar son las deformaciones máximas de entrepiso, los empujes sísmicos en los muros de subterráneo y la relación de espectros de pseudo aceleración, entre un punto en el suelo bajo la fundación del edificio y otro punto en superficie en campo lejano (*Free Field*). Por otro lado, se analiza la respuesta de los mismos edificios y sus variantes, considerando la base empotrada, en la cual se colocaría como input el registro de aceleración obtenido en el punto en superficie en campo lejano, del modelo con suelo-estructura correspondiente.

En la Tabla III-I se muestra la matriz de combinaciones de los diferentes modelos en estudio.

Tabla III-I Matriz de combinaciones de modelos en estudio

MODELOS SUELO ESTRUCTURA							
Edificio 16N-Rapel				Edificio 16N-Cerro Santa Lucia			
	Tipo de suelo				Tipo de suelo		
#Sub	B2	C2	D2	#Sub	B2	C2	D2
	B3	C3	D3		B3	C3	D3
	B4	C4	D4		B4	C4	D4
Edificio 30N-Rapel				Edificio 30N-Cerro Santa Lucia			
	Tipo de suelo				Tipo de suelo		
#Sub	B2	C2	D2	#Sub	B2	C2	D2
	B3	C3	D3		B3	C3	D3
	B4	C4	D4		B4	C4	D4
MODELOS BASE FIJA							
Edificio 16N-Rapel				Edificio 16N-Cerro Santa Lucia			
	Tipo de suelo				Tipo de suelo		
#Sub	B2	C2	D2	#Sub	B2	C2	D2
	B3	C3	D3		B3	C3	D3
	B4	C4	D4		B4	C4	D4
Edificio 30N-Rapel				Edificio 30N-Cerro Santa Lucia			
	Tipo de suelo				Tipo de suelo		
#Sub	B2	C2	D2	#Sub	B2	C2	D2
	B3	C3	D3		B3	C3	D3
	B4	C4	D4		B4	C4	D4

Fuente: Elaboración propia

En resumen, se tienen 36 modelos con suelo estructura y 36 modelos con base empotrada.

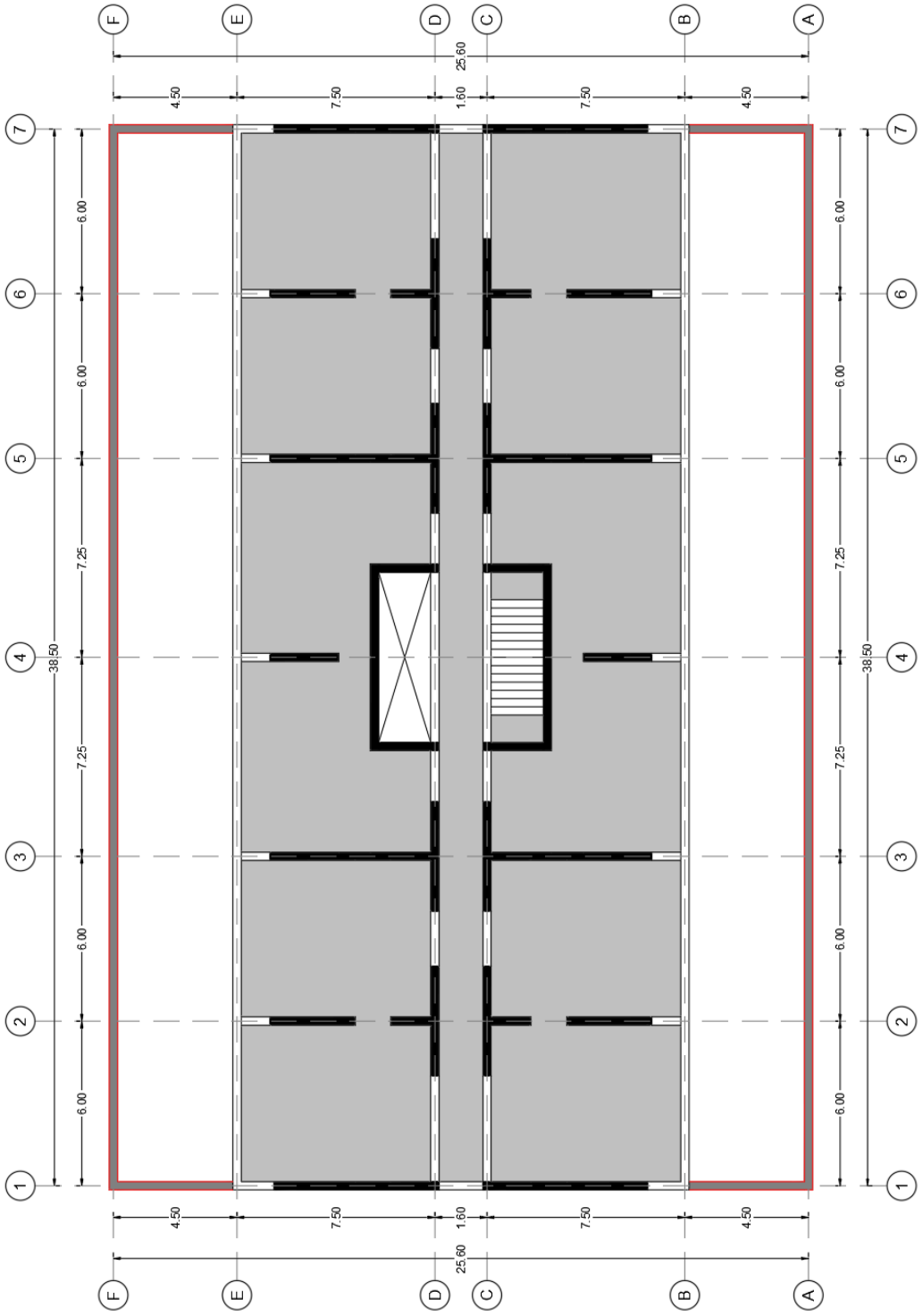
III.2 Materiales, geometría y sección de los edificios de 16 y 30 niveles

En la Figura III-I se muestra la planta típica de los edificios en estudio. Se trata de una planta de edificios habitacionales con configuración de tipo "espina de pescado" estructurada a base de muros de hormigón armado orientados en ambas direcciones. Entre los ejes B y E se muestra la planta tipo de los niveles de la superestructura y entre los ejes A y F se muestra la planta tipo de los niveles de subterráneo. La altura de entrepiso de los edificios es de 3 metros, la altura total del edificio de 16 niveles sobre nivel de superficie es de 54 metros y de 90 metros para el edificio de 30 niveles. Los edificios se han diseñado con una resistencia a compresión del hormigón $f_c' = 350$ kg/cm^2 y resistencia a fluencia del acero de refuerzo con $f_y = 4200$ kg/cm^2. La losa de entrepiso tiene un espesor de 18 cm y el espesor de la losa de cimentación es de 1 metro. En la Tabla III-II se muestra las secciones de los elementos estructurales.

Tabla III-II Secciones de los elementos estructurales de los edificios de 16 y 30 niveles

	Niveles	**Sección Vigas [cm]**	**Espesor Muro [cm]**
Edificio de 16 Niveles	**Subterráneos**	30x60	40
	1-2	30x60	30
	3-7	25x60	25
	8-12	20x60	20
	13-16	15x60	15
Edificio de 30 Niveles	**Subterráneos**	30x60	40
	1-5	30x60	30
	6-10	25x60	25
	11-15	20x60	20
	16-30	15x60	15

Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración propia

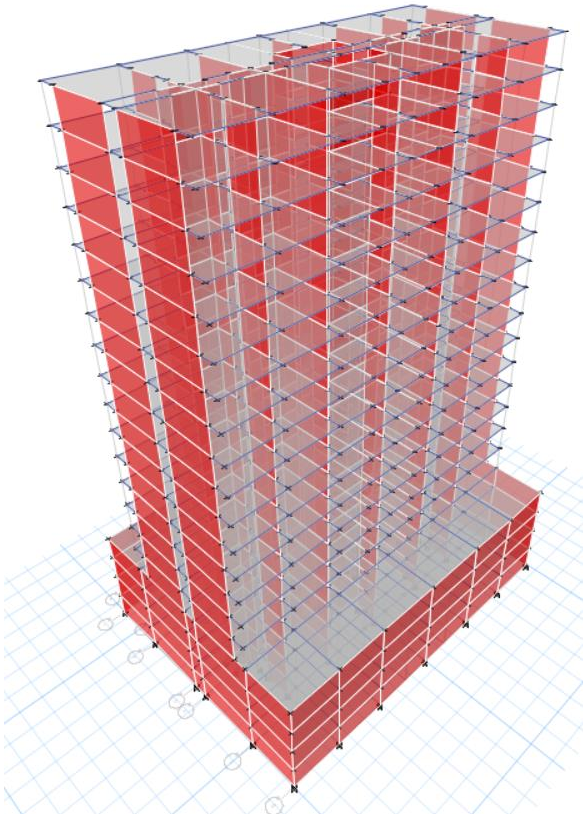
Figura III-I Planta típica de los niveles de la superestructura y de la subestructura.

Los períodos fundamentales de los edificios de 16 y 30 niveles con las variantes de 2-4 subterráneos se muestran en la Tabla III-III. En la Figura III-II y en la Figura III-III se muestra los modelos analíticos en ETABS de los edificios de 16 y 30 niveles con 4 subterráneos.

Tabla III-III Periodos fundamentales de vibración de los edificios de 16 y 30 niveles

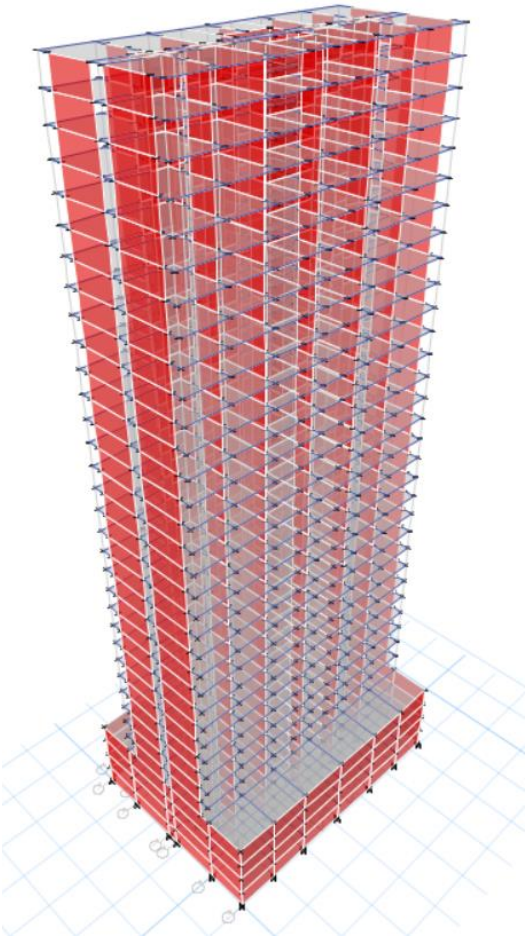
Número de Subterráneos	**Edificio 16 Niveles**	**Edificio 30 niveles**
	T [s]	**T [s]**
2	0.88	2.49
3	0.90	2.55
4	0.92	2.60

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Figura III-II Modelo analítico del edificio de 16 niveles y 4 subterráneos en ETABS



Fuente: Elaboración propia

Figura III-III Modelo analítico del edificio de 30 niveles y 4 subterráneos en ETABS

III.3 Propiedades de los suelos

En las secciones siguientes se describe las propiedades de los suelos utilizados en el trabajo, que corresponden a la clasificación sísmica tipo B, C y D según NCh433 Of. 2009 y el DS61.

III.3.1 Suelo clasificación sísmica tipo B

Se utiliza como suelo característico de clasificación sísmica tipo B, la grava de Santiago. Según Rodríguez (2000) la grava fluvial de Santiago está conformada en

general por dos grandes estratos conocidos como la primera y segunda depositación del Río Mapocho, ambos caracterizados por ser depósitos densos de grava arenosa con un porcentaje de finos. La primera depositación es más densa que la segunda y tiene un contenido mayor de finos, pero con una distribución característica de tamaños de partículas similar. En específico se trabajará con los datos de Salas (2018), quien realizó un estudio sobre el comportamiento de excavaciones profundas soportadas con pilas discontinuas en grava de Santiago. El autor implementó un modelo constitutivo HS-Small para representar las propiedades del suelo, obtuvo una muy buena correlación entre los resultados obtenidos por el modelo numérico con respecto a los resultados obtenidos de las mediciones realizadas con inclinómetro y el escáner laser 3D durante la construcción de las pilas, por lo que concluyó que reproducía con bastante certeza el comportamiento de la grava de Santiago. En la Tabla III-IV se muestran las propiedades del modelo HS-Small obtenidas por Salas (2018) a partir de ensayos de laboratorio y calibraciones en base a los resultados de los estudios geofísicos.

Salas determinó que en el punto de estudio a partir del perfil de velocidades de corte, el espesor de la segunda depositación es de 11.3 m y el espesor de la primera depositación de aproximadamente de 20 metros, a partir de los 35 metros de profundidad el suelo se comporta geotécnicamente como roca (V_s > 900 m/s). El V_{s30} obtenido es de 581 m/s, por lo que se clasifica sísmicamente como suelo tipo B.

Tabla III-IV Parámetros modelo HS-Small para suelo tipo B.

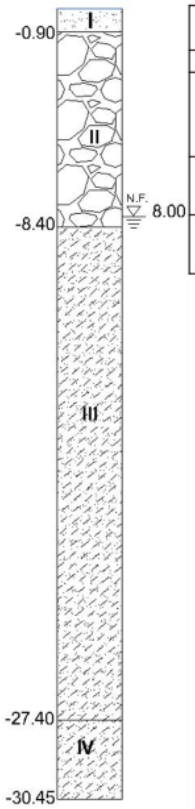
Parámetro	**Primera Depositación**	**Segunda Depositación**
Parámetros de rigidez		
m	0.51	0.55
E_{50}^{ref} [kN/m^2]	275000	80000
E_{oed}^{ref} [kN/m^2]	190000	130000
E_{ur}^{ref} [kN/m^2]	900000	350000
G_o^{ref} [kN/m^2]	750000	400000
$\gamma_{0.7}$	0.0011	0.0008
Parámetros de falla		
c' [kN/m^2]	35	15
φ' [°]	45	45
ψ [°]	15	10
Otros parámetros		
ν_{ur}	0.2	0.3
R_f	0.9	0.9
K_0^{nc}	0.43	0.65

Fuente: Elaboración propia

III.3.2 Suelo clasificación sísmica tipo C

Como suelo tipo C se toma el sitio ubicado en la comuna de Maipú, donde se encuentra la estación de acelerógrafo Maipú de la red de acelerógrafos de la Universidad de Chile. Los datos han sido tomados de Boroschek *et al.*, (2012). El suelo se encuentra constituido por un estrato de 7.5 m de gravas y seguido de una capa de arenas limosas, hasta aproximadamente los 30.45 m de profundidad. En la Figura III.III se muestra la estratigrafía del sitio.

Del ensayo sísmico Downhole (ver Tabla III-V), se obtiene el $V_{s30,}$ que da como resultado 450 m/s, lo que efectivamente califica el suelo del sitio como tipo C.



Estrato	Cotas [m]		Espesor [m]	Descripción Estratigráfica
	Inferior	Superior		
I	0,00	0,90	0,90	Suelo orgánico.
II	0,90	8,40	7,50	Grava pobremente graduada de tamaño máximo 3", cantos redondeados y sub-redondeados, sin recuperación de matriz. Se observa una arena arcillosa en el retorno de agua.
III	8,40	27,40	19,00	Arena limosa (Pumicita) color café, humedad media, consistencia media a alta y plasticidad baja a nula.
IV	27,40	30,45	3,05	Arena limosa (Pumicita) color café claro, humedad alta, consistencia alta y plasticidad nula.

Fuente: Boroschek *et al.*, (2012).

Figura III-IV Estratigrafía de sitio en estudio en la comuna de Maipú.

Tabla III-V Resultados ensayo sísmico Downhole para sitio de estudio en Maipú.

Estrato	**Cotas [m]**		**Vp [m/s]**	**Vs [m/s]**
	Inicial	**Final**		
I	0	0.9	419	208
II	0.9	8.4	805	526
III	8.4	27.4	1428	447
IV	27.4	30.45	1428	463

Fuente: Boroschek *et al.*, (2012).

Los parámetros de rigidez del suelo se calcularon a partir de las curvas de esfuerzo desviador versus deformación unitaria (q-ε), resultados del ensayo triaxial CIU y con las fórmulas recomendadas en el manual de Plaxis 2D. El módulo de corte inicial se

obtuvo a partir de la velocidad de corte del estrato y de la densidad del suelo; mientras que la deformación de corte $\gamma_{0.7}$ se obtuvo a partir de las curvas de degradación de la rigidez para Arenas de Seed & Idriss, 1970 (Figura III-V). Para el caso de suelo C, suelos densos o firmes se toma la curva inferior debido que en base a distintas investigaciones las curvas de degradación de la rigidez tienden a degradarse con mayor pendiente que para suelos medianamente sueltos o cohesivos, lo cual puede observarse en la Figura III-VI donde se puede apreciar que las curvas de Seed & Idriss para arenas se ubican en la parte inferior de las curvas comparadas.

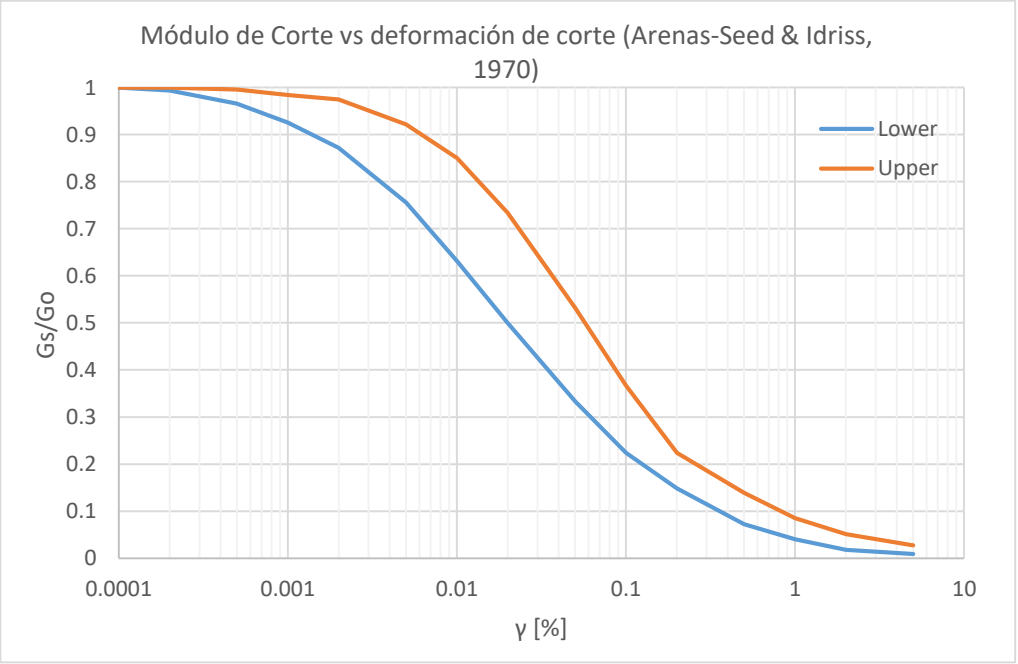


Figura III-V. Curva de módulo de corte versus deformación de corte para arenas de Seed & Idriss (1970)

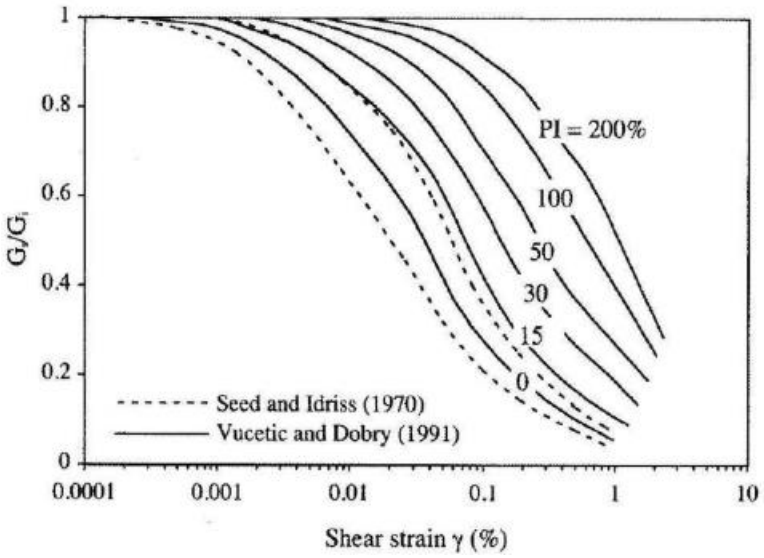


Figura III-VI Influencia del índice de plasticidad en Arcillas (Vucetic and Dobry, 1991)

En base a la Figura III-IV se toma a bien modelar únicamente dos estratos, uno de gravas hasta los 8.40 de profundidad y el otro estrato de arena limosa. En la Tabla III-VI se muestran los parámetros del modelo HS-Small para el suelo tipo C.

Tabla III-VI Parámetros modelo HS-Small para suelo tipo C

Parámetro	**Primera estrato**	**Segundo estrato**
Parámetros de rigidez		
m	0.5	0.5
E_{50}^{ref} [kN/m^2]	45414	42126
E_{oed}^{ref} [kN/m^2]	49000	49000
E_{ur}^{ref} [kN/m^2]	136242	126378
G_o^{ref} [kN/m^2]	746163	259132
$\gamma_{0.7}$	0.0000724	0.0000724
Parámetros de falla		
c' [kN/m^2]	0	0
φ' [°]	40	40

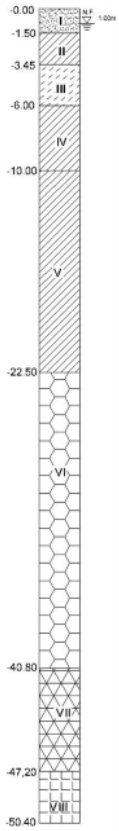
ψ [°]	0	0
Otros parámetros		
ν_{ur}	0.3	0.3
R_f	0.9	0.9
K_0^{nc}	0.36	0.36

Fuente: Elaboración propia

III.3.3 Suelo clasificación sísmica tipo D

Como suelo tipo D se toma el sitio ubicado en la localidad de Matanzas, comuna de Constitución, donde se encuentra la estación de acelerógrafo "Constitución" de la red de acelerógrafos de la Universidad de Chile. Los datos han sido tomados de Boroschek *et al.*, (2012). El suelo se encuentra constituido por varios estratos de arcilla y arena limosa en los primeros 22.5 metros, luego se tiene un estrato de arenisca hasta los 40 metros de profundidad y, por último, se encuentra una capa de 6.40 metros de conglomerado de matriz arenosa y clastos de tamaños máximo de 4". En la Figura III.IV se muestra la estratigrafía del sitio.

Del ensayo sísmico Downhole (ver Tabla III-VII) se obtiene el V_{s30} el cual da como resultado 343 m/s lo que efectivamente califica el suelo del sitio como tipo D.



Estrato	Cotas [m]		Espesor [m]	Descripción Estratigráfica
	Inferior	Superior		
I	0,00	1,50	1,50	Arena limosa color café anaranjado, consistencia media, humedad alta y plasticidad baja.
II	1,50	3,45	1,95	Arcilla color café oscuro, consistencia baja, humedad alta y plasticidad baja.
III	3,45	6,00	2,55	Limo color negro, compacidad baja, humedad alta y plasticidad alta. Presencia de materia orgánica.
IV	6,00	10,00	4,00	Arcilla color gris oscuro, consistencia media, humedad alta y plasticidad alta. Presencia de materia orgánica.
V	10,00	22,50	12,50	Arcilla color café, cementación alta, humedad media y plasticidad alta. Presencia de gravas aisladas de cantos sub-redondeados de tamaño máximo 1/2".
VI	22,50	40,80	18,30	Arenisca color gris oscuro de grano fino, fracturada, humedad alta.
VII	40,80	47,20	6,40	Conglomerado color gris de matriz arenosa y clastos de cantos subangulares de tamaño máximo 4".
VIII	47,20	50,40	3,20	Arcillolita color gris, fracturada.

Fuente: Boroschek *et al.*, (2012).

Figura III-VII Estratigrafía de sitio en estudio en la comuna de Constitución.

Tabla III-VII Resultados ensayo sísmico Downhole para sitio de estudio en Constitución.

Estrato	**Cotas [m]**		**Vp [m/s]**	**Vs [m/s]**
	Inicial	**Final**		
I	0	1.5	470	120
II	1.5	3.45	470	180
III	3.45	6	1700	180
IV	6	10	1700	290
V	10	22.5	1700	490
VI	22.5	40.8	1700	700
VII	40.8	47.2	2240	700
VII	47.2	50.4	2240	700

Fuente: Boroschek *et al.*, (2012)

En base a la Figura III-VII y a la Tabla III-VII por tener características similares se decide simplificar la estratigrafía a 4 capas, la primera de arcilla con un espesor de 6 metros con un Vs=180 m/s, la segunda capa de arcilla de consistencia media con un espesor de 4 metros y un Vs=290 m/s, la tercera una capa de arcilla con presencia de cantos de tamaño máximo de ½" con un espesor de 12.50 metros y un Vs=490 m/s y por último una capa de arenisca con un Vs=700 m/s, lo que ya pudiera considerarse que para la profundidad máxima del modelo se comporte geotécnicamente como una roca. Para el caso de la deformación de corte $\gamma_{0.7}$ para el caso de los suelos tipo D (suelos medianamente densos) se obtiene a partir de la curva superior de las curvas de Seed & Idriss (1970) mostradas en la Figura III-V. Los demás parámetros para el modelo HS-Small se obtienen de la misma manera que para el suelo tipo C y se resumen en la Tabla III-VIII.

Tabla III-VIII Parámetros modelo HS-Small para suelo tipo C

Parámetro	**Primer estrato**	**Segundo estrato**	**Tercer estrato**	**Cuarto Estrato**
Parámetros de rigidez				
m	0.5	0.5	0.5	0.5
E_{50}^{ref} [kN/m^2]	85000	150000	300000	206000
E_{oed}^{ref} [kN/m^2]	85000	150000	300000	206000
E_{ur}^{ref} [kN/m^2]	255000	450000	900000	618000
G_o^{ref} [kN/m^2]	101602	204282	388807	476090
$\gamma_{0.7}$	0.0002505	0.0002505	0.0002505	0.0002505
Parámetros de falla				
c' [kN/m2]	0	0	0	0
φ' [°]	37	37	37	37
ψ [°]	0	0	0	0
Otros parámetros				
ν_{ur}	0.3	0.3	0.3	0.3
R_f	0.9	0.9	0.9	0.9
K_0^{nc}	0.4	0.4	0.4	0.4

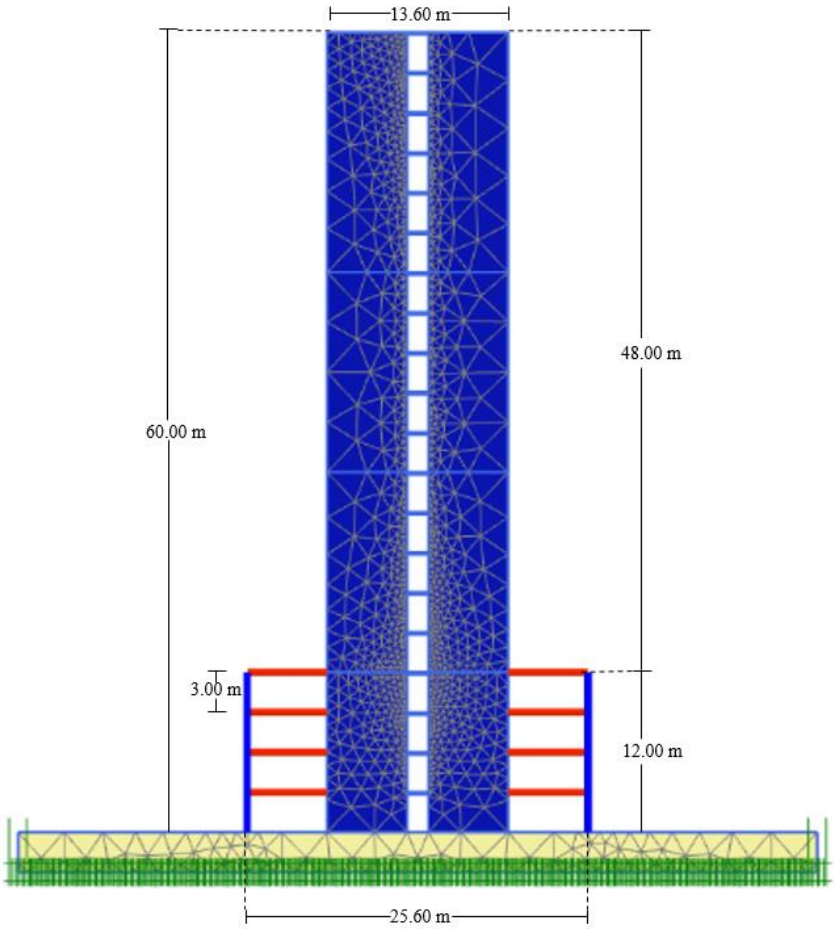
Fuente: Elaboración propia

III.4 Modelo numérico en PLAXIS 2D

III.4.1 Modelo con base empotrada

El modelo de base empotrada (MBF) es un modelo bidimensional con deformaciones planas, el cual se analizará en PLAXIS 2D, el edificio se modela con diferentes elementos presentes en el software, las losas de entrepiso y los muros de hormigón orientados en la dirección del plano de análisis se representan con elementos elásticos triangulares de 15 nodos, las losas y los muros de los niveles de subterráneo orientados perpendicularmente al plano de análisis se modelan con elementos placas 2D ("*plates*"). Las placas son elementos viga con 3 grados de libertad por nodo (2 de traslación y 1 de rotación). Para representar el empotramiento en la base se modela una pequeña capa de un material rígido para que transfiera los esfuerzos a la estructura. En la Figura III-VIII se muestra el modelo de base empotrada para el caso del edificio de 16 niveles con 4 subterráneos.

Para que el modelo bidimensional sea representativo del modelo 3D se selecciona un marco representativo del edificio, en este caso se selecciona el eje 5 (ver Figura III-I). Con el modelo del marco se calibra de tal manera que el modelo bidimensional tenga las mismas propiedades dinámicas que el modelo tridimensional en términos de periodo fundamental y de desplazamiento de techo, esta calibración se logra modificando la rigidez y la masa del material del hormigón de los muros longitudinales en el software a través de la densidad del material. En la Tabla III-IX se muestran las propiedades del hormigón calibradas para los diferentes casos en estudio.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-VIII Modelo de base empotrada (MBF)

Tabla III-IX Parámetros elásticos del hormigón de los muros longitudinales

Número de Subterráneos	**Edificio 16 Niveles**		**Edificio 30 Niveles**	
	E [kPa]	γ [kN/m^3]	E [kPa]	γ [kN/m^3]
2	13.2x10^6	23	8.5x10^6	20.9
3	13.2x10^6	20.4	8.5x10^6	19.9
4	13.2x10^6	18.3	8.5x10^6	18.8

Fuente: Elaboración propia

Para el modelado del edificio se utilizó el criterio comúnmente utilizado en las oficinas de cálculo para los casos donde las estructuras cuenten con niveles de subterráneos y se quiera incluir el efecto de interacción suelo-estructura. El criterio de modelación consiste en ignorar la masa de los elementos estructurales correspondiente a los niveles de subterráneos para considerar de alguna forma la restricción de desplazamiento otorgada por el confinamiento del suelo sobre la estructura. Dicho criterio de modelación también se puede encontrar descrito en el documento de ACHISINA "Diseño sísmico basado en desempeño: Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios".

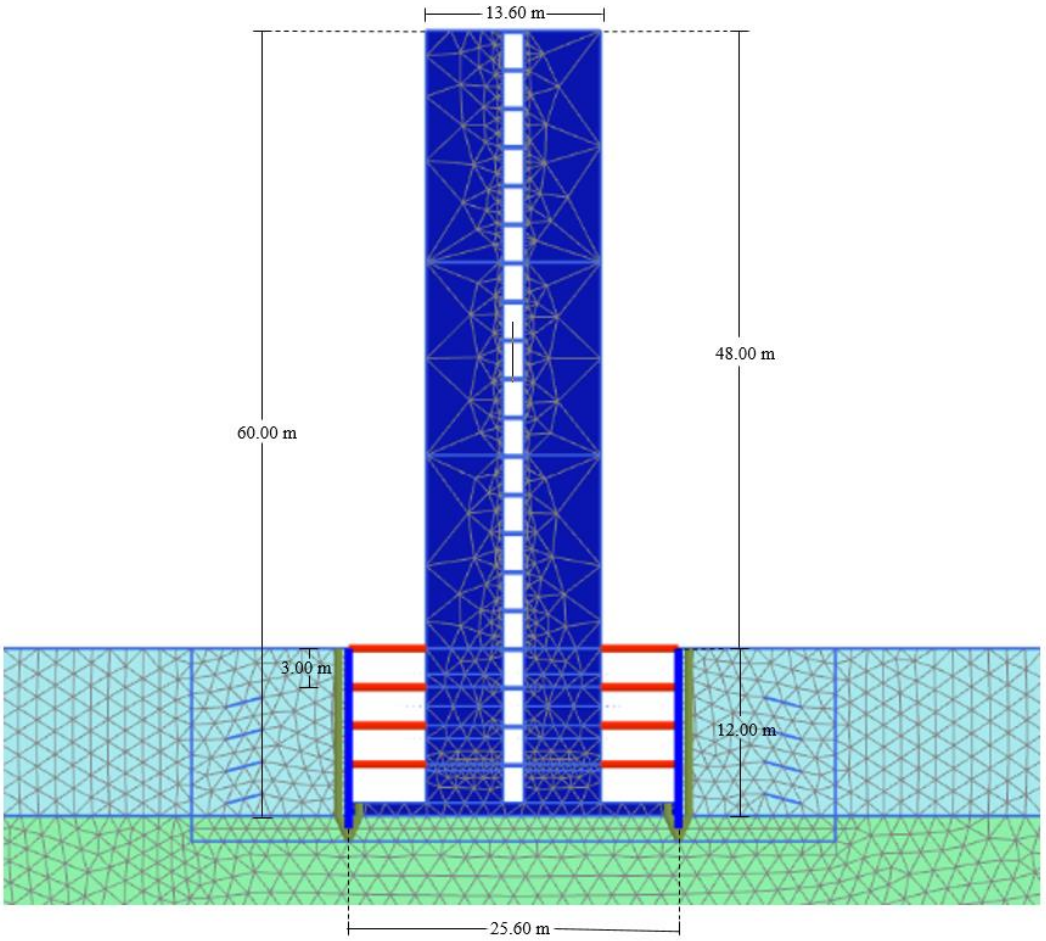
III.4.2 Modelo incluyendo interacción suelo-estructura

Para el modelo donde se incluye la interacción suelo-estructura (MSE) se utiliza un modelo bidimensional con deformaciones planas en el software Plaxis 2D. Los elementos finitos para representar el suelo son elementos triangulares no lineales de 15 nodos, el modelo constitutivo a utilizar es el HS-Small. Los elementos estructurales que componen el edificio se modelan de igual manera que para el caso del modelo de base empotrada agregando que la losa de fundación se modela con elementos triangulares elásticos de 15 nodos.

Con el objeto de capturar el estado tensional correcto del suelo durante la construcción del edificio se utilizan fases constructivas que consideran etapas reales de construcción desde la excavación hasta la construcción final del edificio, pero se describirán cada una de las etapas más adelante. Cabe mencionar que

durante la etapa de excavación es necesario modelar elementos de contención para los muros laterales, los que fueron diseñados según las recomendaciones de la FHWA. Para representar el cable postensado de la longitud libre de los anclajes se utilizan elementos de conexión nodo a nodo (*node to node anchors*), los cuales están compuestos por un resorte con una rigidez axial constante, mientras que para representar la longitud fija o bulbo de los anclajes se realiza mediante los elementos *embedded beam Rows*, los cuales son pilas embebidas en el suelo que incluye interfaces para considerar fricción lateral y resistencia de punta.

Las interfaces mecánicas entre los muros de subterráneo y el suelo se modelan considerando las propiedades del suelo adyacente. Las condiciones de borde para los casos de análisis estático son "*fully fixed*" para la base del modelo y "*normally fixed*" para los bordes laterales del modelo. Para el caso de análisis dinámico se utiliza como condición de borde en la base la opción de "*compliant base*", que simula la continuación de las ondas en la profundidad del suelo con una reflexión de la onda mínima en el borde. En los bordes laterales se utiliza la interfaz de "*free field*" que simula la propagación de las ondas en campo lejano con un mínimo de reflexión en el borde. En la Figura III-IX se muestra el caso del edificio de 16 niveles con 4 subterráneos, en color verde musgo se pueden diferenciar las interfaces mecánicas entre los muros laterales y el suelo.



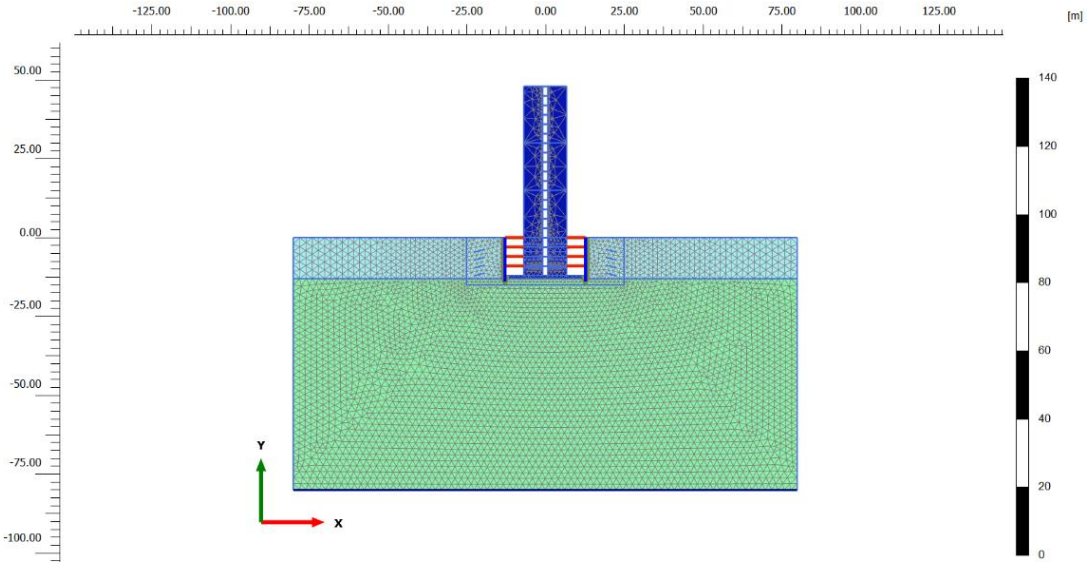
Fuente: Elaboración propia

Figura III-IX Modelo con interacción suelo-estructura (MSE)

III.4.2.1 Geometría

La geometría global del modelo MSE se considera de tal manera que la profundidad del modelo se define en 80 m debido que a partir de los resultados geofísicos se obtiene que en promedio de los tres tipos de suelo a esta profundidad ya puede considerarse como roca (vs<900 m/s). La estratigrafía es según se describe en los apartados III-3.1 al III-3.3. Con respecto a la dimensión lateral del modelo, se toma en base a que los bordes laterales se consideren como campo lejano, es decir que se comporte como suelo natural sin que se vea afectado por la

presencia de la estructura. Se utilizó la misma dimensión de profundidad para cada lado partiendo del centro de la estructura haciendo un total de 160 m y se verifico que la amplificación sísmica en superficie de un registro colocado en la base coincidiera con la amplificación sísmica del mismo registro para un modelo sin estructura. En la Figura III-X se muestra las dimensiones globales del modelo MSE.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-X Geometría global del modelo ISE

El tamaño máximo de los elementos triangulares de suelo se toma según la recomendación utilizada por Salas (2018), de manera que la longitud de onda atraviese como mínimo 8 elementos. El valor de la longitud de onda depende del V_{s30} del suelo y de la frecuencia del registro sísmico, el cual para el caso chileno se utiliza 15 Hz. En base a lo anterior se muestra en la Tabla III-X el tamaño máximo de los elementos según el tipo de suelo y el tamaño promedio de los elementos utilizados.

Tabla III-X Tamaño máximo y promedio de los elementos finitos

Tipo de suelo	Tamaño máximo [m]	Tamaño promedio [m]
B	4.84	1.78
C	3.75	1.78
D	2.85	1.78

Fuente: Elaboración propia

III.4.2.2 Propiedades de los elementos estructurales

A continuación, se muestran las propiedades de los elementos estructurales utilizados para modelar la estructura.

-Elementos tipo *Plate*

Tabla III-XI Parámetros de elementos tipo *plate*

Elemento	**EA [kN/m]**	**EI [kN-m2/m]**	**w [kN/m2]**	**ν**
Muros Sub	$11.08x10^6$	147.8x103	0	0.2
Losas Sub	$2.08x10^6$	104.4x103	1.77	0.2

Fuente: Elaboración propia

-Elementos tipo *node to node Anchor:*

Tabla III-XII Parámetros de elementos tipo *Node to node Anchor*

Elemento	**EA [kN]**	**Espaciamiento [m]**
Cable postensado del anclaje	$180x10^3$	2.5

Fuente: Elaboración propia

Durante las etapas constructivas se postensan los cables para cierta fuerza de diseño. En la Tabla III-XIII se presentan según la profundidad de excavación.

Tabla III-XIII Fuerzas de postensado de los anclajes

Número de subterráneos	Anclaje	Profundidad [m]	Fpost [kN]
2	Primero	2.00	169
	Segundo	4.50	138
3	Primero	2.00	230
	Segundo	4.50	174
	Tercero	7.00	236
4	Primero	2.00	287
	Segundo	4.50	234
	Tercero	7.00	241
	Cuarto	9.50	325

Fuente: Elaboración propia

-Elementos tipo *embedded pile row:*

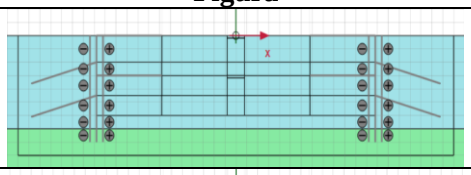
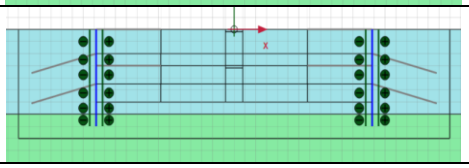
Elemento	E [kN/m^2]	γ [kN/m^3]	Tipo de Pila	Diametro [m]	$T_{skin, max}$ [kN/m]
Bulbo	20x10^6	21	Viga circular Llena	0.15	220

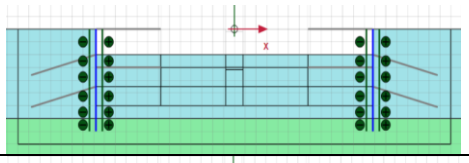
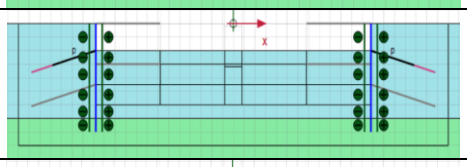
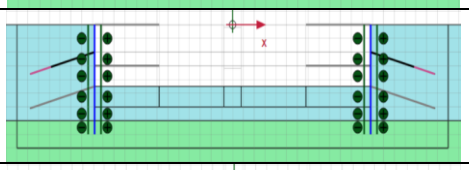
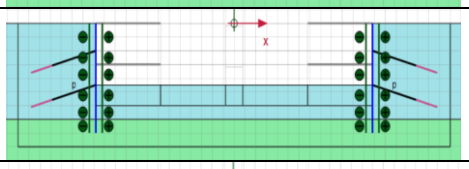
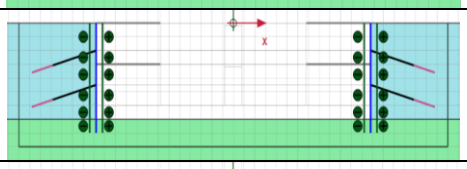
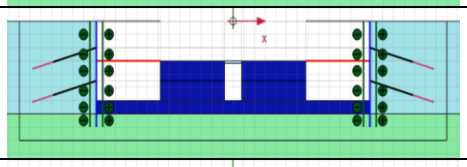
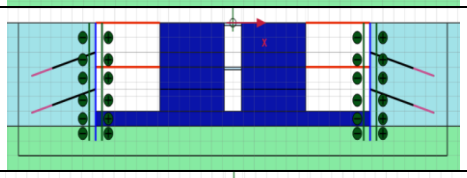
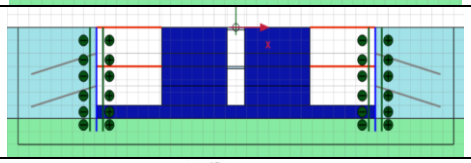
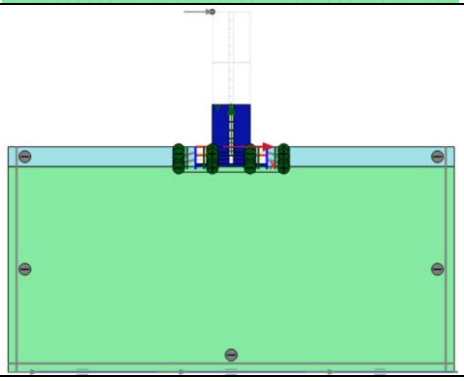
Fuente: Elaboración propia

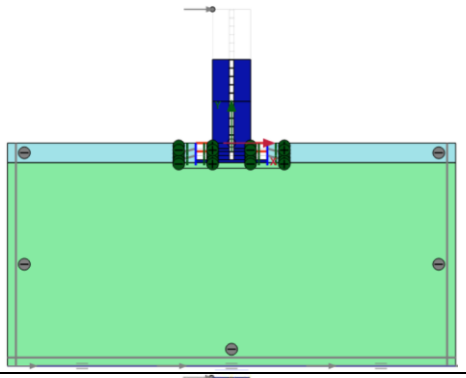
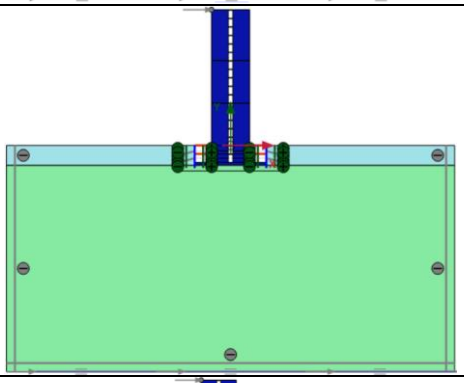
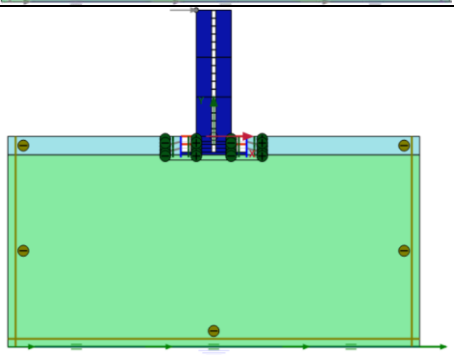
III.4.2.3 Fases constructivas

Se toma como ejemplo el modelo del edificio de 16 niveles con 2 subterráneos apoyado en suelo B para describir las fases constructivas, las cuales se muestran en la Tabla III-XIV.

Tabla III-XIV Fases constructivas

Fase	Descripción	Figura
Fase Inicial	Durante esta etapa el suelo se ve afectado únicamente por el peso propio	
Muros Sub	Los muros laterales de los subterráneos y de igual manera las interfaces entre el suelo y los muros son activados.	

Excavación 1	Se excava la primer capa de 2 metros de espesor.	
Anclajes Sup	Se activa la primer línea de anclajes y a la misma vez se le aplica la fuerza de pretensado.	
Excavación 2	Se excava la segunda capa de 2.5 de espesor.	
Anclajes Inf	Se activa la segunda línea de anclajes y a la misma vez se le aplica la fuerza de pretensado.	
Excavación 3	Se realiza la última capa de excavación de 2.5 metros, llegando al sello de fundación.	
Estructura 1	Se activa los elementos estructurales del edificio correspondiente al segundo nivel de subterráneo.	
Estructura 2	Se activa los elementos estructurales del edificio correspondiente al primer nivel de subterráneo.	
Equilibrio	Los anclajes son desactivados simulando el des-postensado de los anclajes y permite que el suelo se relaje y se apoye en los muros.	
Estructura 3	La construcción de los niveles 1-5 de la estructura son simulados.	

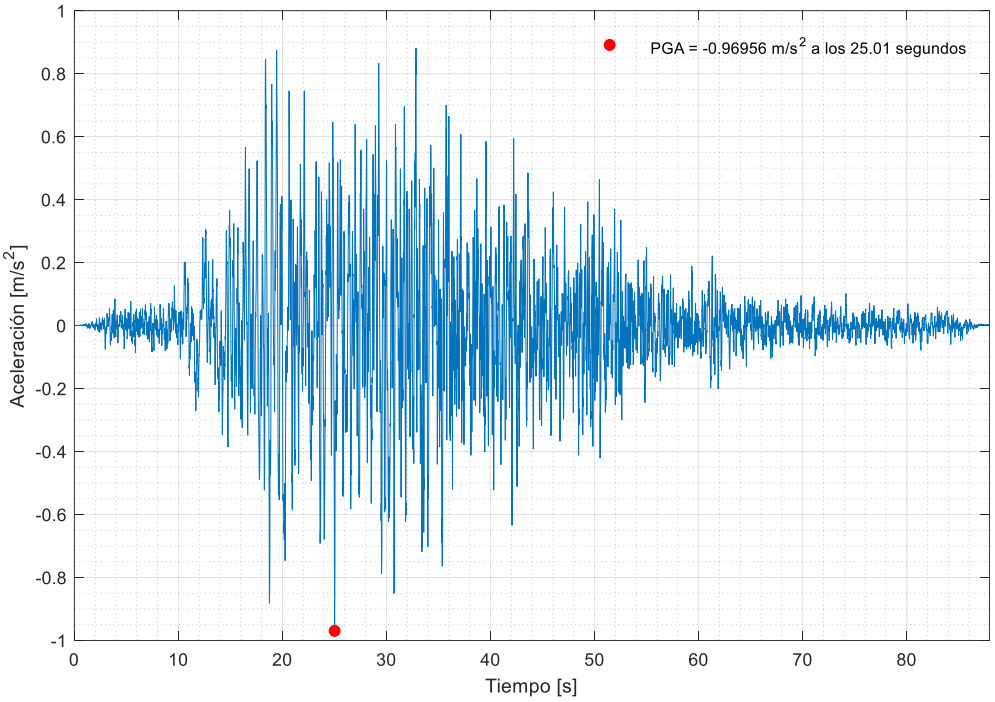
Estructura 4	La construcción de los niveles 6-10 de la estructura son simulados.	
Estructura 5	Se simula la construcción de los últimos 6 niveles de la estructura.	
THNL	Esta etapa corresponde al análisis dinámico tiempo historia no lineal, donde se activan las condiciones de borde laterales free-field y de complaint base en el borde inferior. También se activa el desplazamiento prescrito de la base que a través de él se aplica el registro sísmico.	

Fuente: Elaboración propia

III.4.3 Análisis dinámico historia no-lineal

Para el análisis tiempo historia no-lineal se utilizan los componentes Norte-Sur de los registros en roca de las estaciones de Rapel (RAP) y Cerro Santa Lucía (CSL) correspondientes al terremoto de febrero de 2010 del Maule. Se toma como base el registro de Rapel y por ser un registro obtenido en afloramiento rocoso (*Rock outcropping Motion*) se aplica un factor de reducción de 0.5 para obtener aceleraciones en superficie compatibles con aquellas registradas en sensores

fundados en suelo. En la Figura III-XI se muestra el registro de aceleración a nivel de la roca basal de la estación de Rapel.

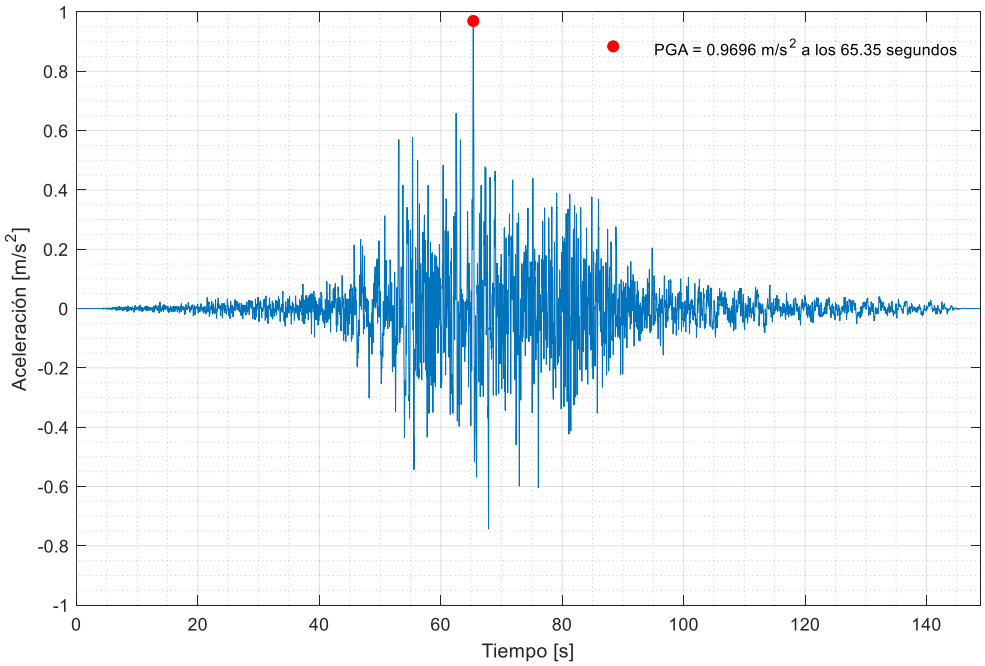


Fuente: Elaboración propia

Figura III-XI Registro de aceleración a nivel de la roca basal de estación Rapel

El segundo registro a utilizar es el de la estación Cerro Santa Lucía (CSL), también para el terremoto del Maule de 2010, pero para que ambos registros sean comparables se escala el registro CSL de tal manera que el PGA de ambos registros sean similares. En la Figura III-XII se muestra el registro de Cerro Santa Lucía a utilizar.

En la Tabla III-XV se muestran algunos indicadores comparativos de ambos registros y se puede observar que a pesar que tienen el mismo PGA en términos de intensidad, es mayor el registro de Rapel. Por ejemplo, es 48% mayor con respecto a la intensidad de Arias. Otro indicador que es importante mencionar es la aceleración efectiva máxima donde RAP es un 30% mayor que CSL.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-XII Registro de aceleración a nivel de la roca basal de estación Cerro Santa Lucía

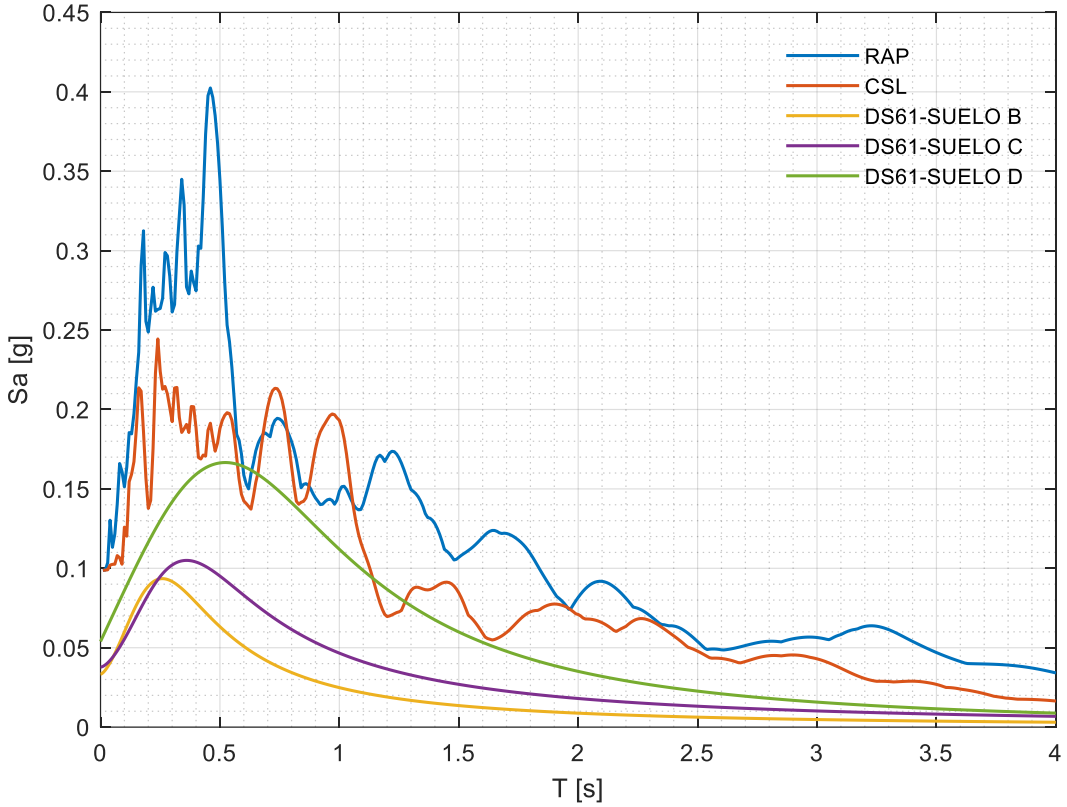
Tabla III-XV Indicadores comparativos de los registros de Rapel y Cerro Santa Lucía

INDICADOR	RAP	CSL
Acelaración máxima (Max. Aceleration) [m/s^2]	0.96956	0.9696
Tiempo de máxima Aceleración (Time of Max. Aceleration) [s]	25.01	65.35
Velocidad Máxima (Max. Velocity) [m/s]	0.15281	0.12609
Tiempo de máxima Velocidad (Time of Max. Velocity) [s]	29.34	65.48
Desplazamiento Máximo (Max Displacement) [m]	0.07798	0.02412
Tiempo de Máximo Desplazamiento (Time of Max. Displacement) [s]	30.23	65.3
Vmax / Amax [s]	0.15761	0.13004
Aceleración RMS (Aceleration RMS) [m/s^2]	0.18292	0.10141
Velocidad RMS (Velocity RMS) [m/s]	0.02481	0.01418
Desplazamiento RMS (Displacement RMS) [m]	0.01916	0.00507

Intensidad de Arias (Arias Intensity) [m/s]	0.47121	0.24521
Intensidad Característica (Characteristic Intensity) [Ic]	0.7337	0.39408
Densidad de energía específica (Specific Energy Density) [m^2/s]	0.05412	0.02995
Velocidad Absoluta acumulada (Cumulative Absolute Velocity) [m/s]	9.84854	7.87126
Intensidad del espectro de Aceleración (Acceleration Spectrum Intensity) [m/s]	1.13384	0.73603
Intensidad del espectro de Velocidas (Velocity Spectrum Intensity) [m]	0.60582	0.45553
Intensidad de Housner (Housner Intensity) [m]	0.57185	0.43607
Aceleración efectiva máxima A_0 [m/s^2]	1.1183	0.7848

Fuente: Elaboración propia

En la Figura III-XIII se muestra los espectros de pseudo aceleración de los registros escalados de Rapel y Cerro Santa Lucía colocados en la base de los modelos y se comparan con los espectros reducidos del Decreto Supremo 61 correspondiente a que la estructura se fundara sobre suelo B, C y D. Y puede observarse que los espectros de ambos registros colocados en la base son mayores que los espectros reducidos de la norma, el espectro del registro de Rapel es en promedio en su punto más alto 3.5 veces más alto que en promedio los espectros de la norma y el registro del Cerro Santa Lucía es 2.15 veces más alto que el promedio que los espectros de la norma. Esto conllevaría a que las deformaciones de entrepiso de la estructura superen el límite de 2‰ establecido en la norma y esto se puede ver reflejado en el siguiente capítulo.



Fuente: Elaboración propia

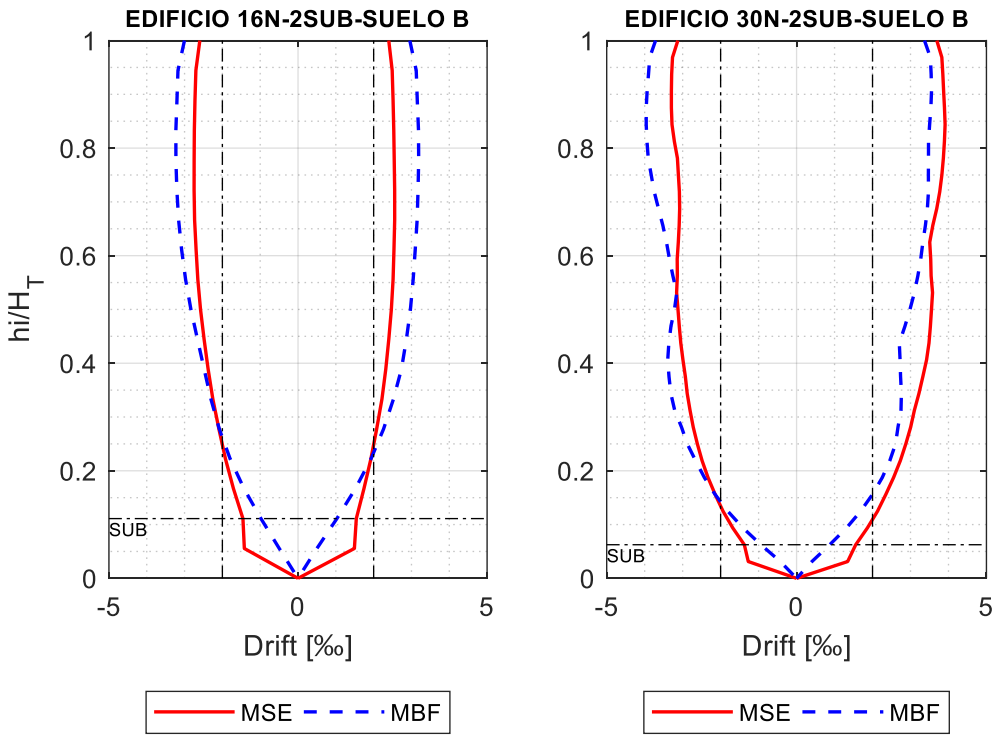
Figura III-XIII Comparación de espectros de Pseudo aceleración de los registros sísmicos colocados en la base y los espectros para los suelos B, C y D del Decreto Supremos 61

IV. RESULTADOS

IV.1 Perfiles de deformación máxima de entrepiso

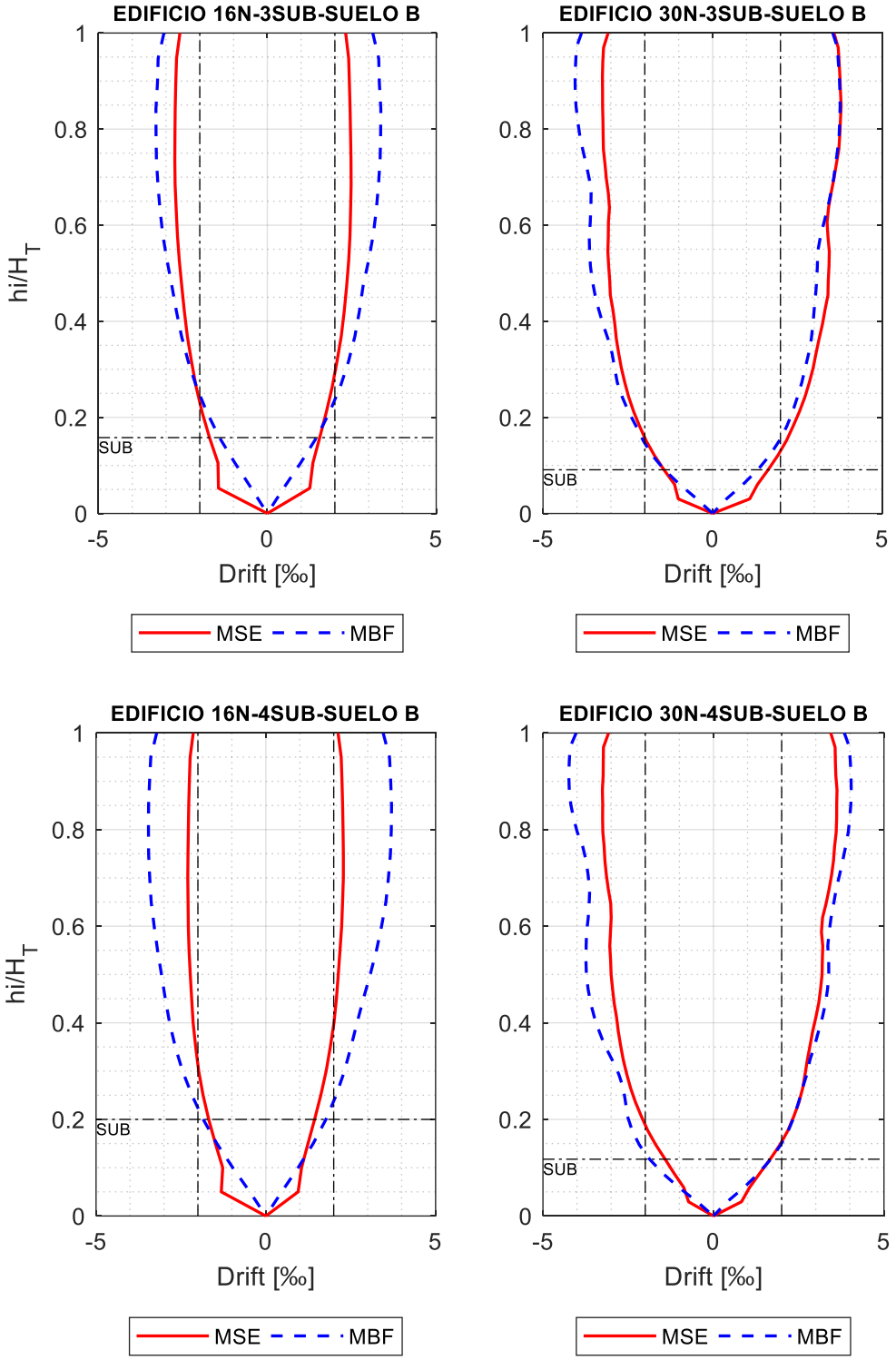
A continuación, se muestra los resultados de deformación máxima de entrepiso. En el eje vertical se muestra la altura de cada nivel normalizada por la altura total del edificio, la línea negra punteada representa el límite de deriva de entrepiso del 0.002 que especifica la NCh433 Of. 2009.

-Resultados de registro sísmico Rapel



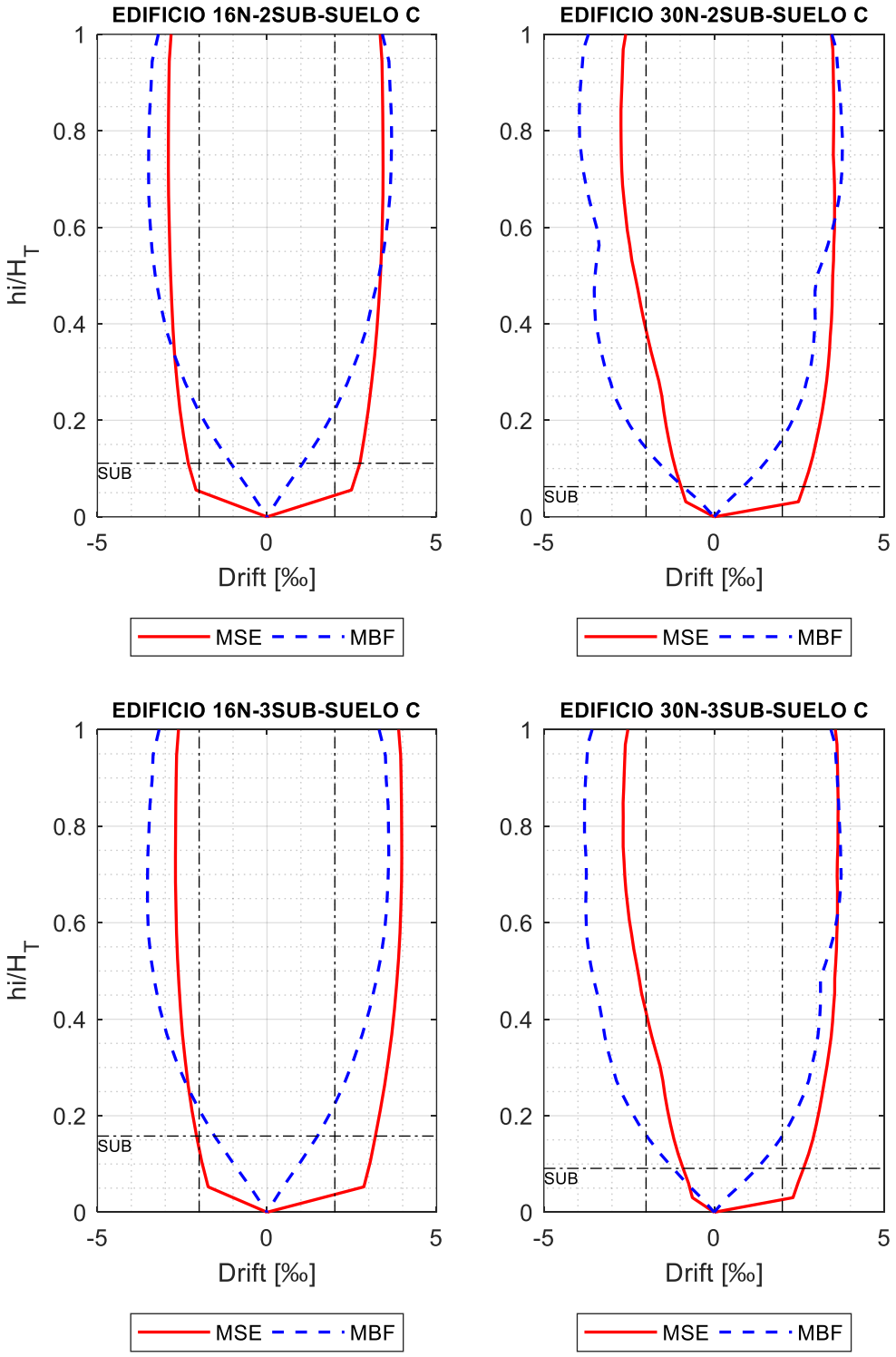
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-I Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo B-2 subterráneos



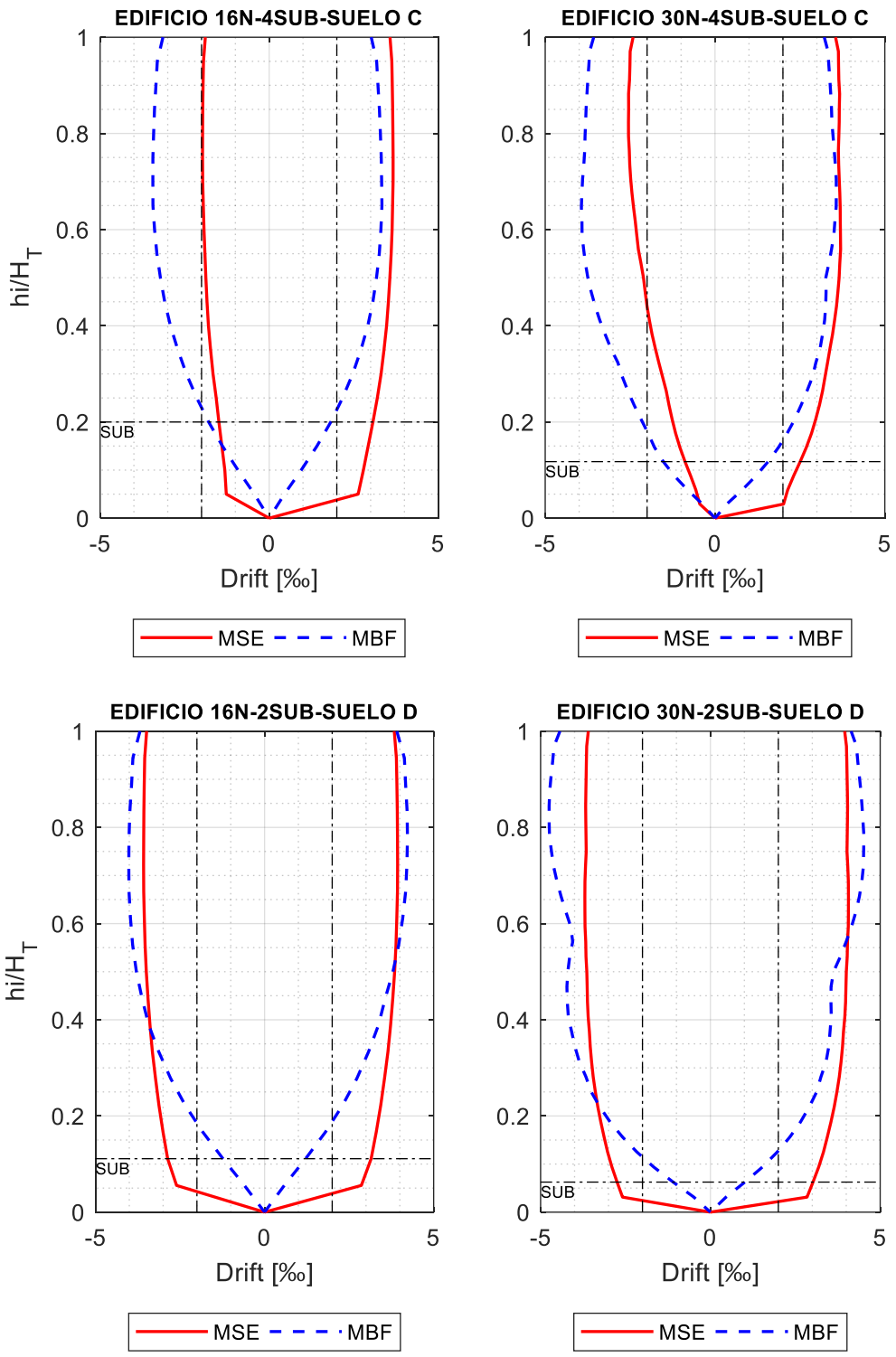
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-II Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo B-3 y 4 subterráneos



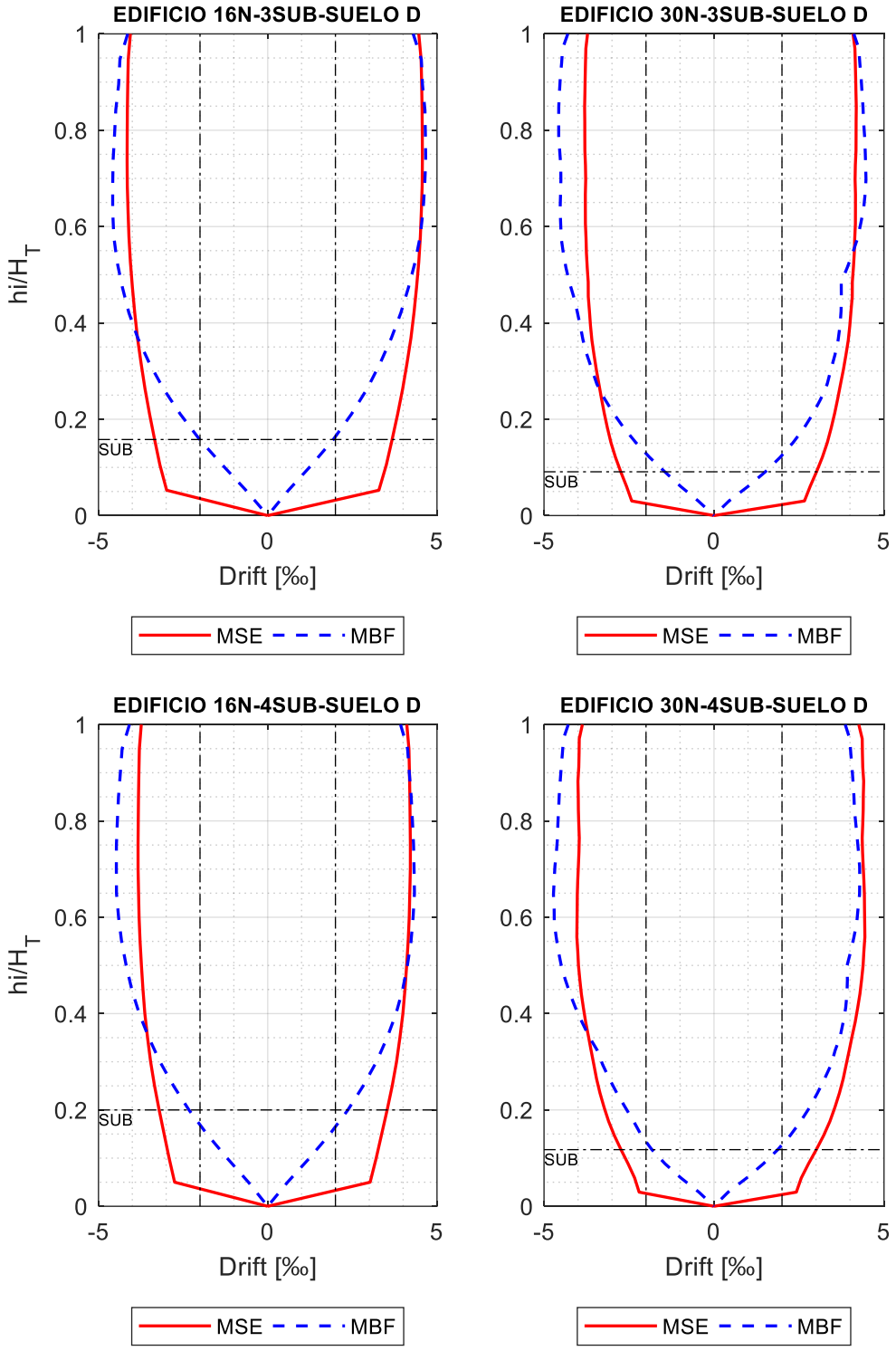
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-III Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo C- 2 y 3 subterráneos



Fuente: Elaboración propia

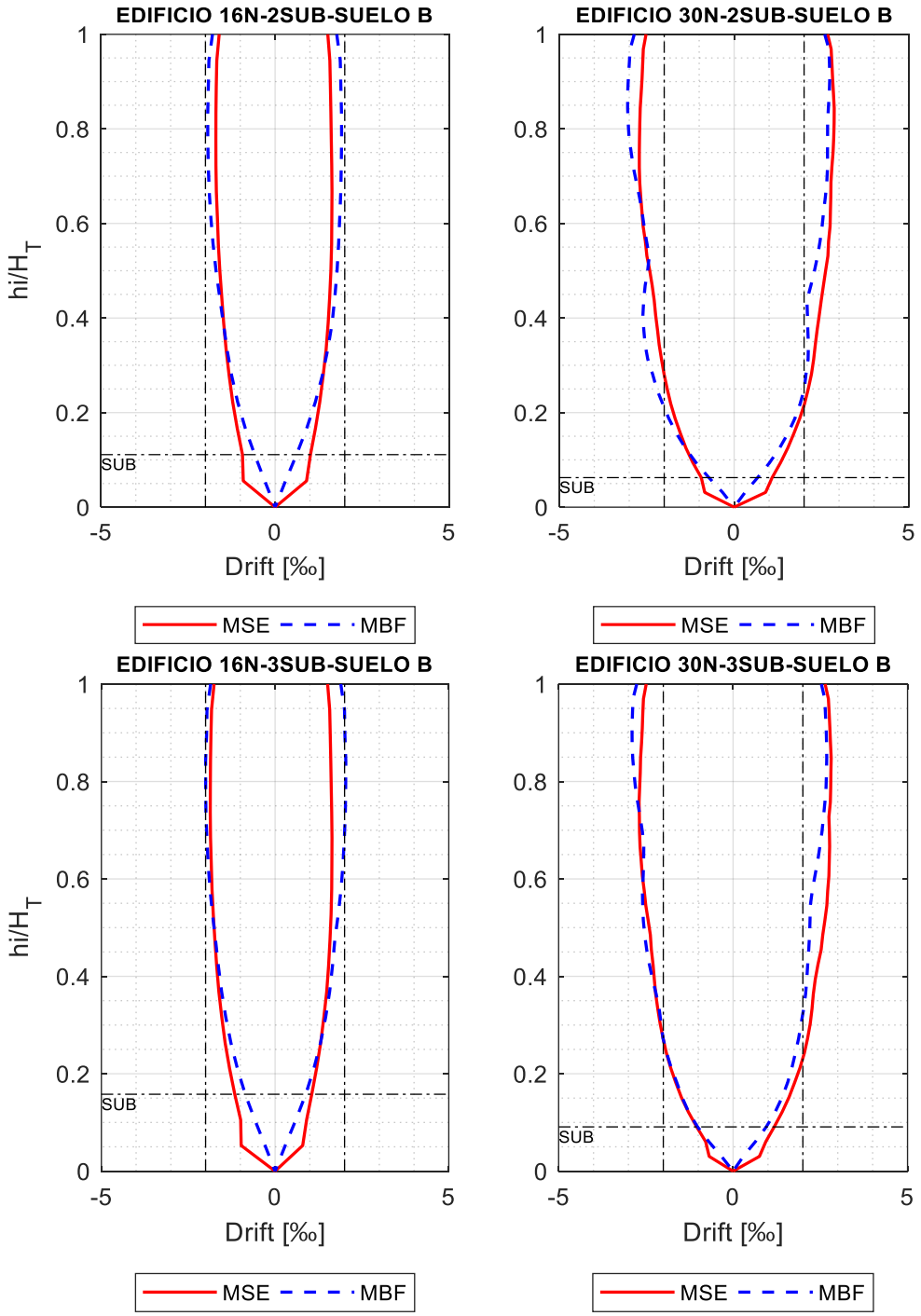
Figura IV-IV Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo C y D-4 y 2 subterráneos



Fuente: Elaboración propia

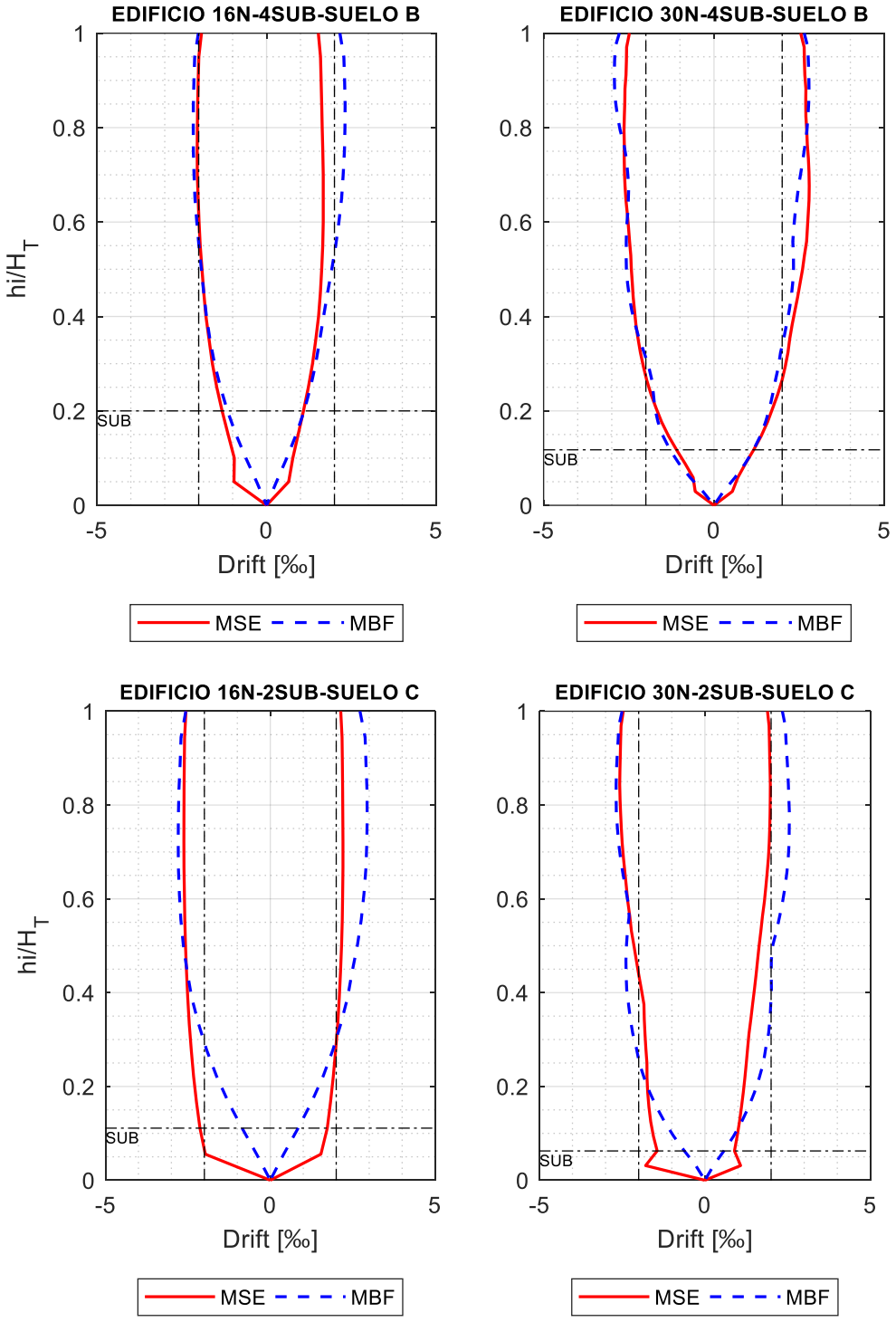
Figura IV-V Deformación máxima de entrepiso para el caso de Rapel-Suelo D-3 y 4 subterráneos

- Resultados de registro sísmico Cerro Santa Lucía



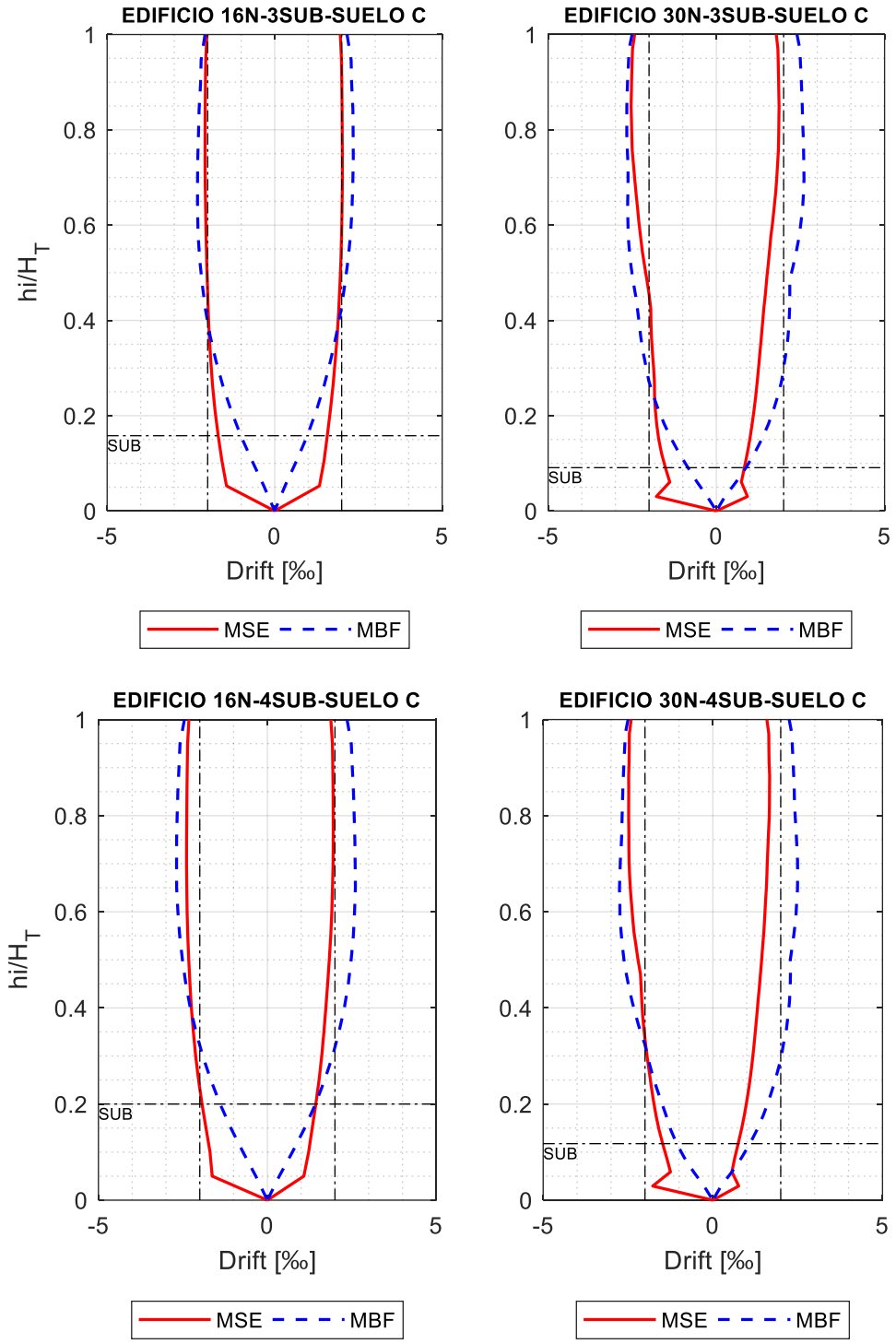
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-VI Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo B-2 y 3 subterráneos



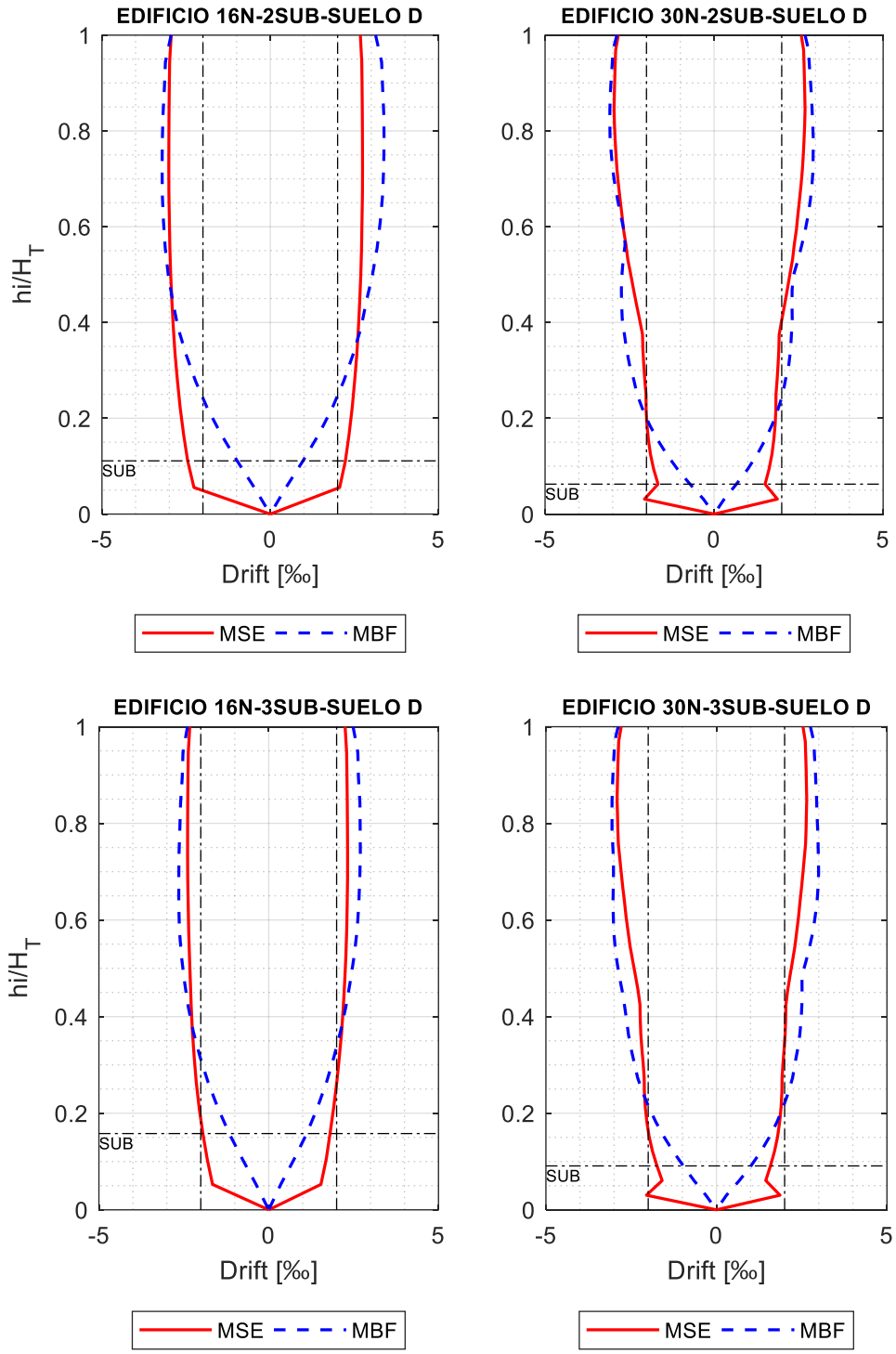
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-VII Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo B y C-4 y 2 subterráneos



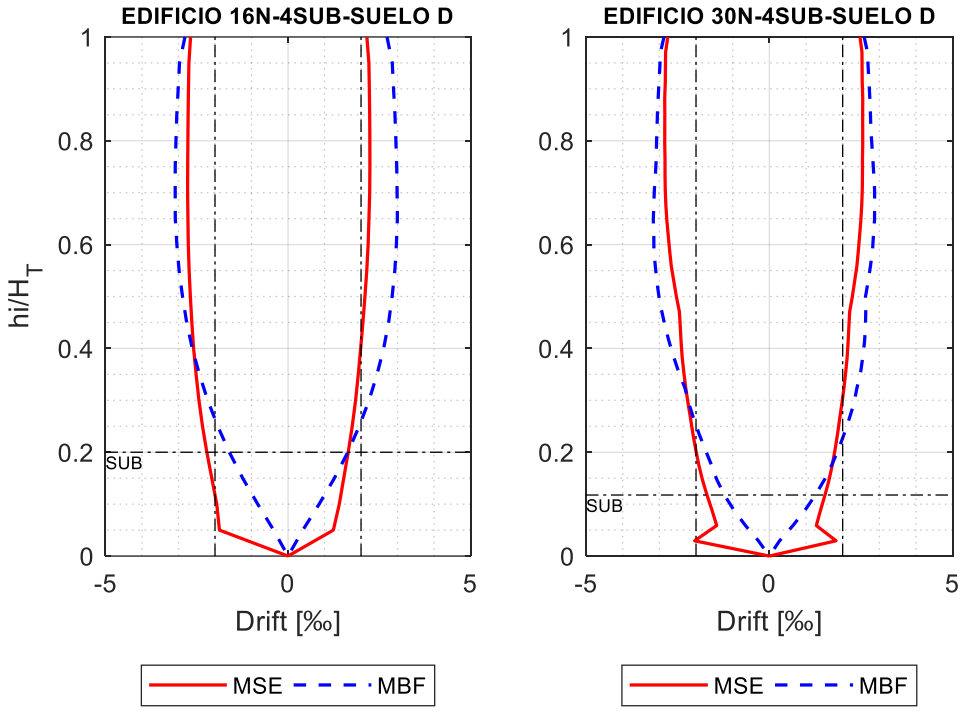
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-VIII Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo C-3 y 4 subterráneos



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-IX Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo D-2 y 3 subterráneos



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-X Deformación máxima de entrepiso para el caso de CSL-Suelo D, 4 subterráneos

De las figuras anteriores puede observarse que en general el perfil de deformaciones de entrepiso es mayor para el caso de los modelos de base fija, pero en algunos casos en ciertos tramos en altura el perfil de deformaciones de los modelos con interacción suelo-estructura resultan mayores que los perfiles de los modelos de base fija. Estos aumentos en que el perfil de deformaciones de los modelos MSE se ubican en promedio entre la base y el 60% de la altura de las edificaciones tanto para los modelos de 16 y 30 niveles, obteniéndose las máximas diferencias en los primeros niveles correspondiente a los niveles de subterráneo.

También como era de esperarse, se obtiene que a medida la calidad del suelo decrezca, es decir fundando la estructura en suelo B pasando a los suelos C y D, los perfiles de

deformaciones crezcan en comparación a su correspondiente caso con un suelo con mejores características.

Otro punto a resaltar de los resultados es que para los perfiles obtenidos de estructuras fundadas en suelo C y D, se presenta cierta polaridad en los modelos MSE especialmente en los pisos correspondiente a los niveles de subterráneos, donde el perfil de deformaciones de entrepiso se concentra hacia uno de los lados, el lado donde se concentra las deformaciones depende de la dirección en que se ingrese el sismo pero la razón principal del efecto de la polaridad es la falla del suelo concentrada en unos de los costados de los muros perimetrales, en la Figura IV-XI se muestra un ejemplo de los puntos de falla para el instante de tiempo 26.39 s para el caso del edificio de 30 niveles, suelo C y el registro de Rapel. Puede observarse que en el lado derecho de la figura se presenta mayor concentración de puntos de falla, lo que concuerda con la Figura IV-IV en la cual puede observarse que el perfil de deformaciones de entrepiso tiende a concentrarse en la misma dirección que se presenta los mayores puntos de falla.

Por último, se observa que las tendencias mencionadas se obtienen para ambos registros sísmicos, era de esperarse que para el caso del registro de Cerro Santa Lucía los perfiles de deformación de entrepiso fueran menores debido a que el registro sísmico de Rapel es más intenso, por ejemplo, de los indicadores presentados en la Tabla III-XV se puede mencionar la intensidad de Arias, donde el registro de Rapel es aproximadamente 2 veces mayor que el registro de Cerro de Santa Lucía.

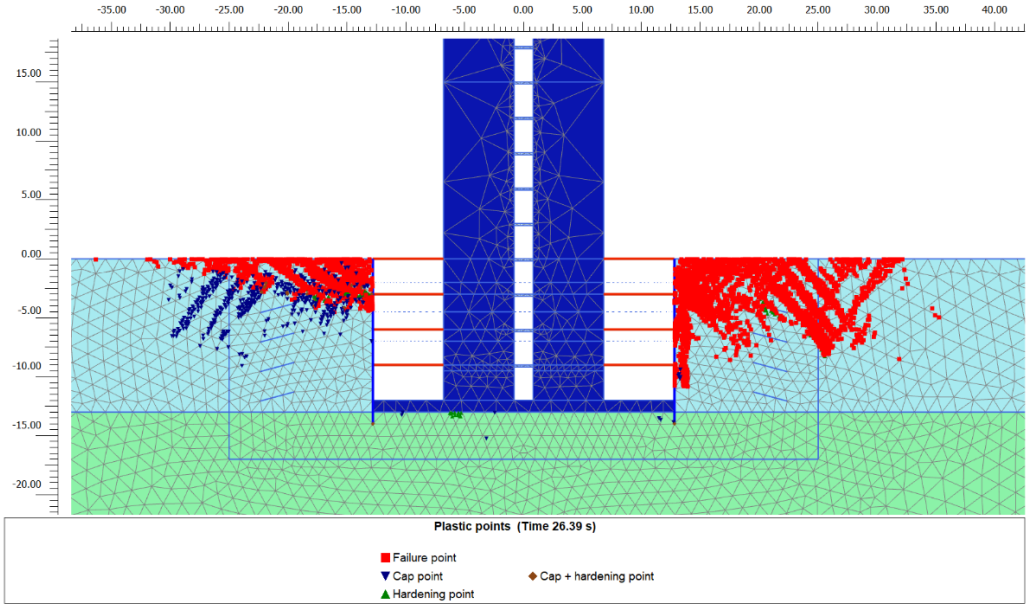
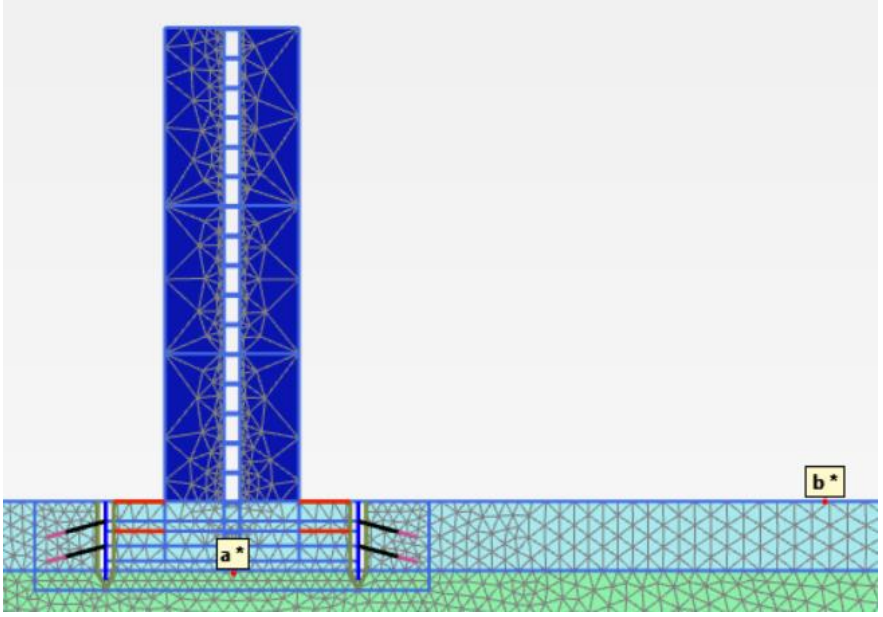


Figura IV-XI Concentración de puntos de falla en suelo para caso de edificio de 30 niveles-Suelo C-Registro de Rapel

IV.2 Relación de respuesta de PSA entre los puntos FBM y FFM

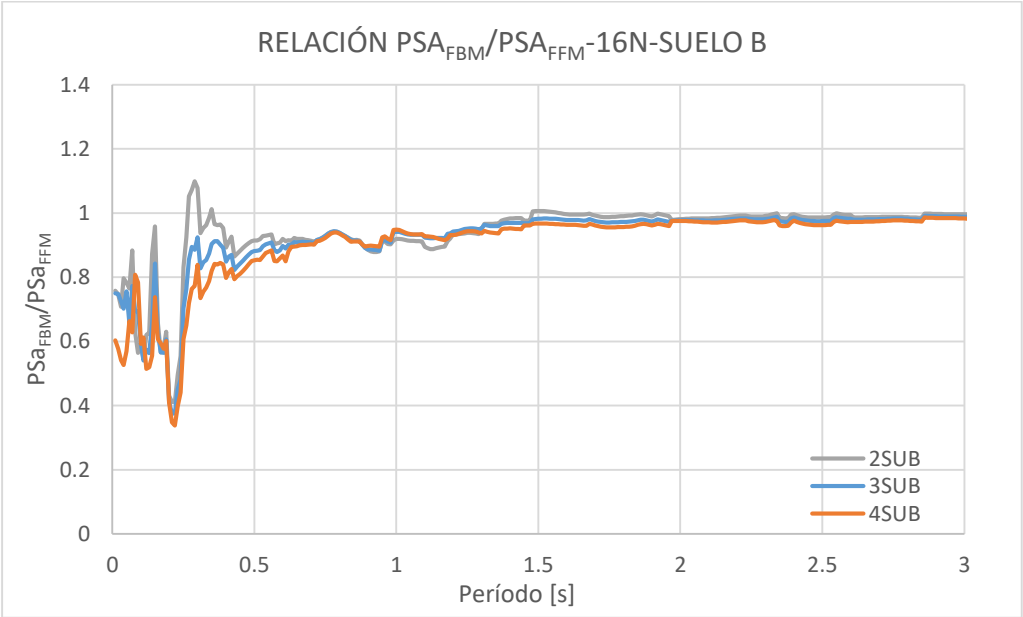
Ahora se muestran los resultados de la relación de respuesta de pseudo aceleración obtenida en el suelo bajo la fundación (FBM: *Foundation Base Motion*) (Punto a Figura IV-XII) y en un punto ubicado en campo lejano (FFM: *Free Field Motion*) (Punto b Figura IV-XII). En cada figura se muestra los resultados para los casos de 2, 3 y 4 niveles de subterráneos para un mismo tipo de suelo, para cada caso de superestructura de 16 o 30 niveles y para un registro en particular.



Fuente: Elaboración propia

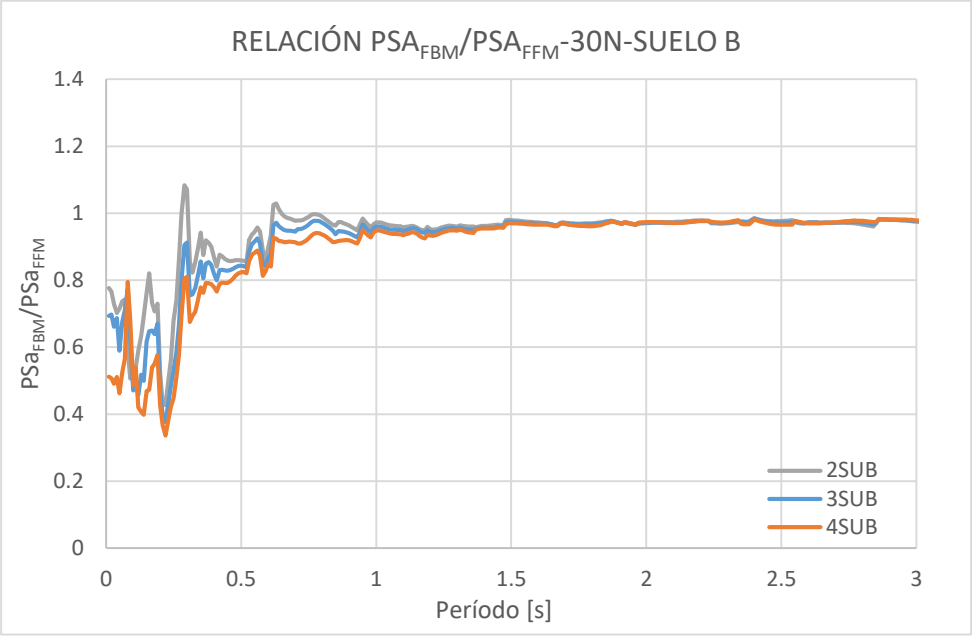
Figura IV-XII Ubicación de los puntos FBM y FFM

-Resultados de registro sísmico Rapel



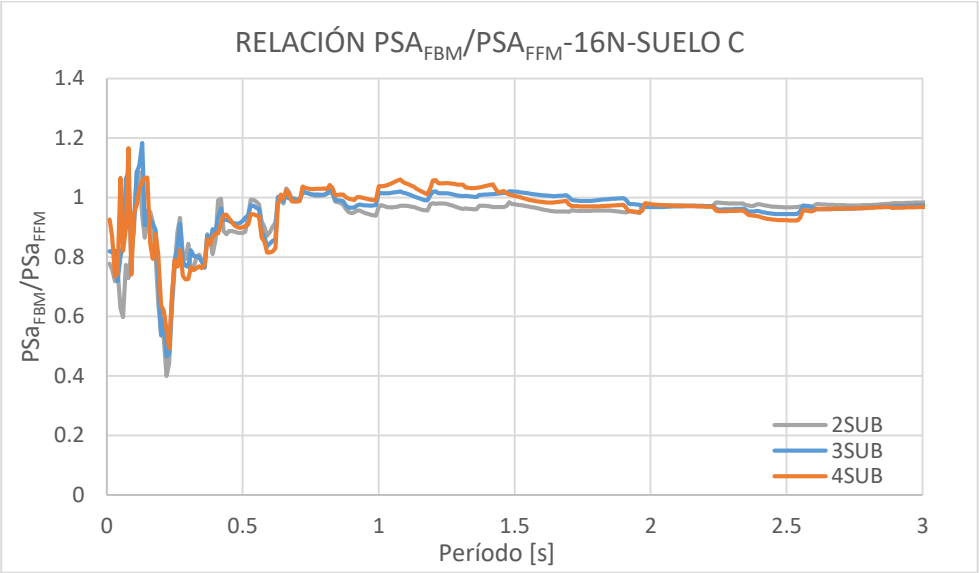
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XIII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-16N-SueloB



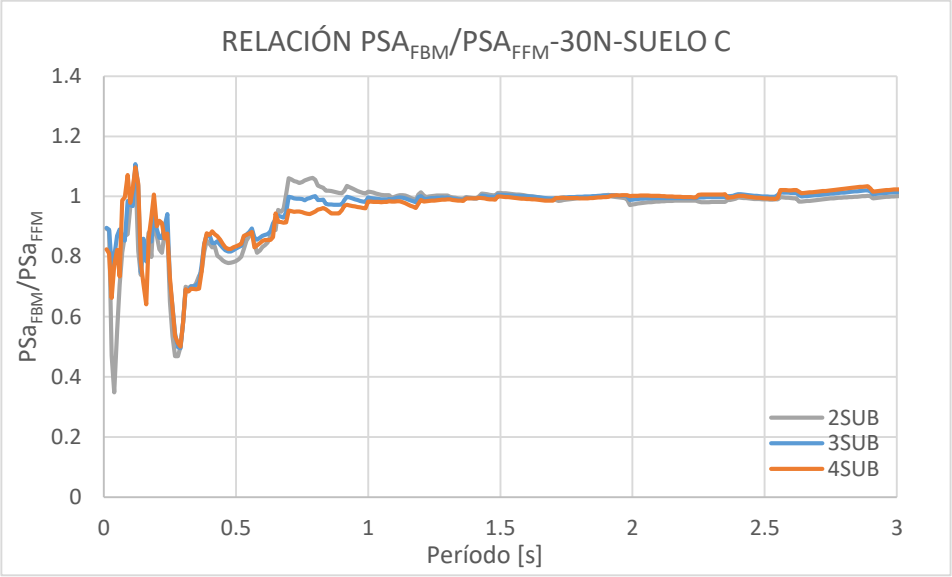
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XIV Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-30N-SueloB



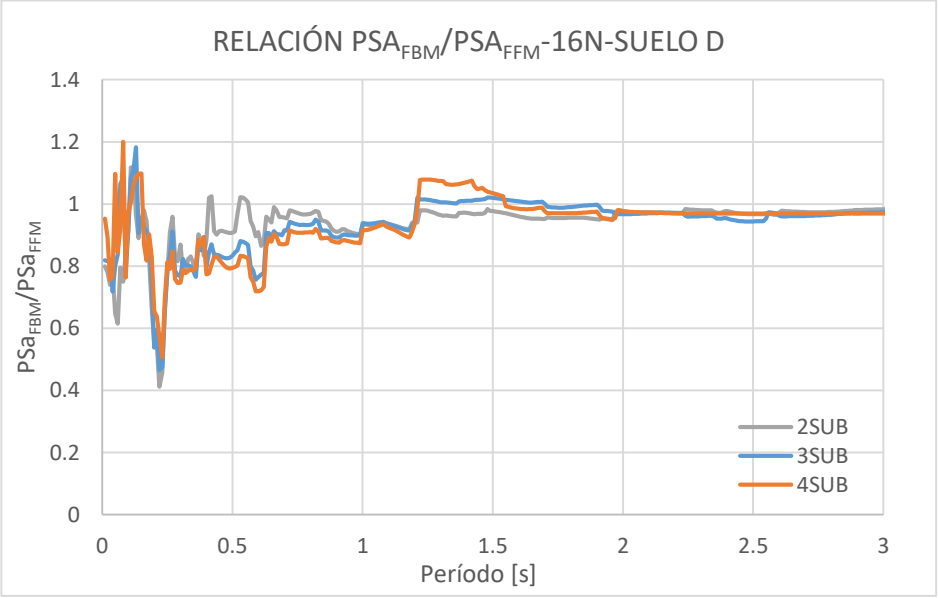
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XV Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-16N-Suelo C



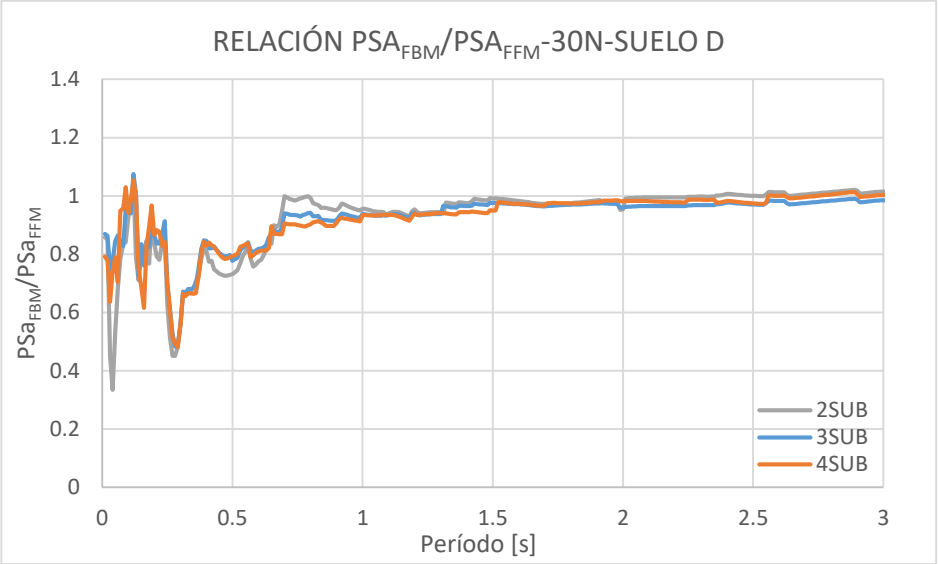
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XVI Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-30N-Suelo C



Fuente: Elaboración propia

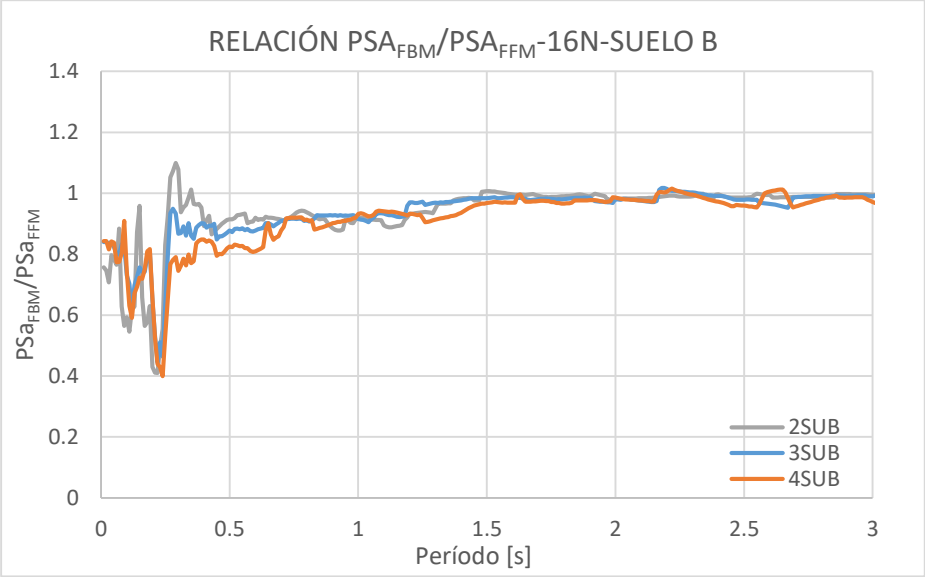
Figura IV-XVII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-16N-Suelo D



Fuente: Elaboración propia

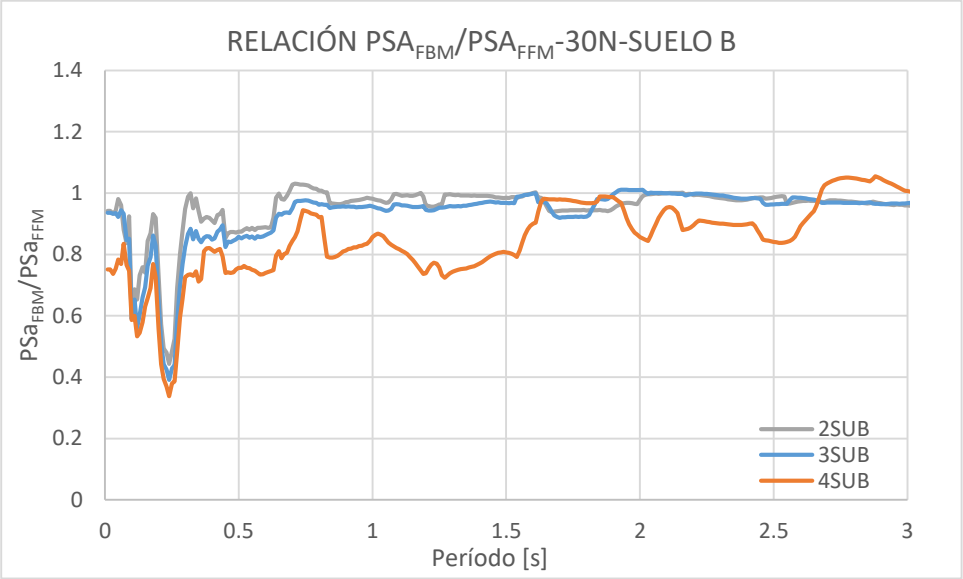
Figura IV-XVIII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de Rapel-30N-Suelo D

-Resultados de registro sísmico Cerro Santa Lucía



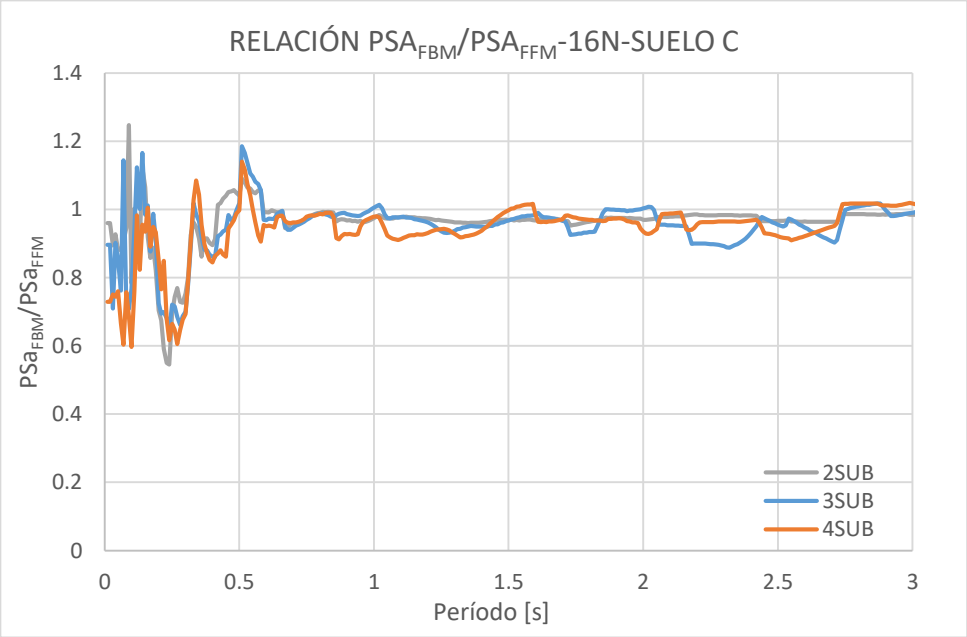
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XIX Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-16N-Suelo B



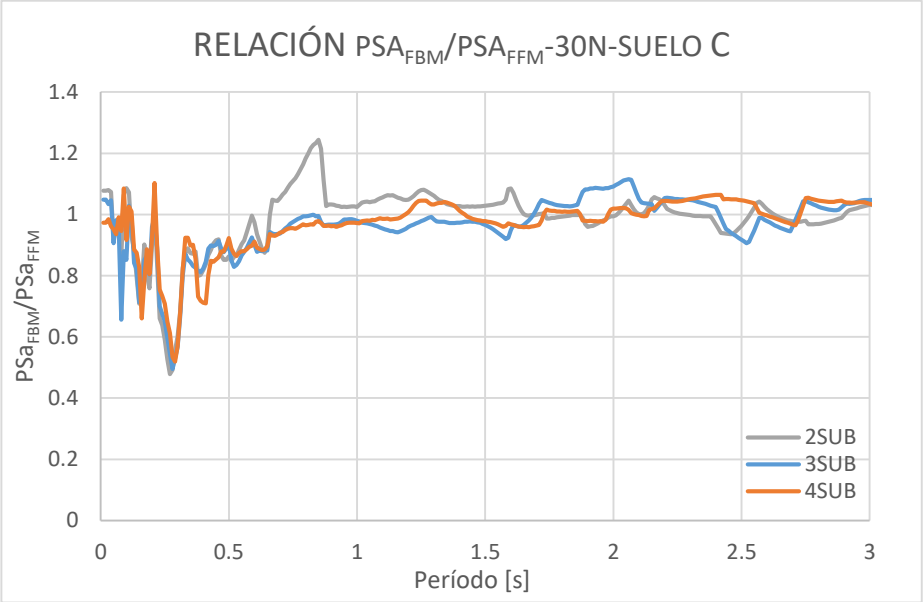
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XX Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-30N-Suelo B



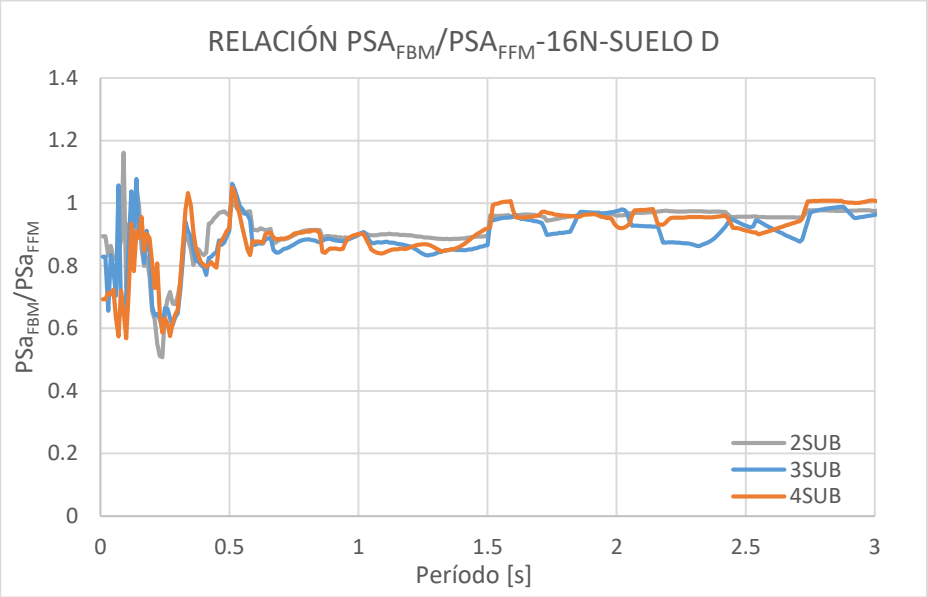
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXI Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-16N-Suelo C



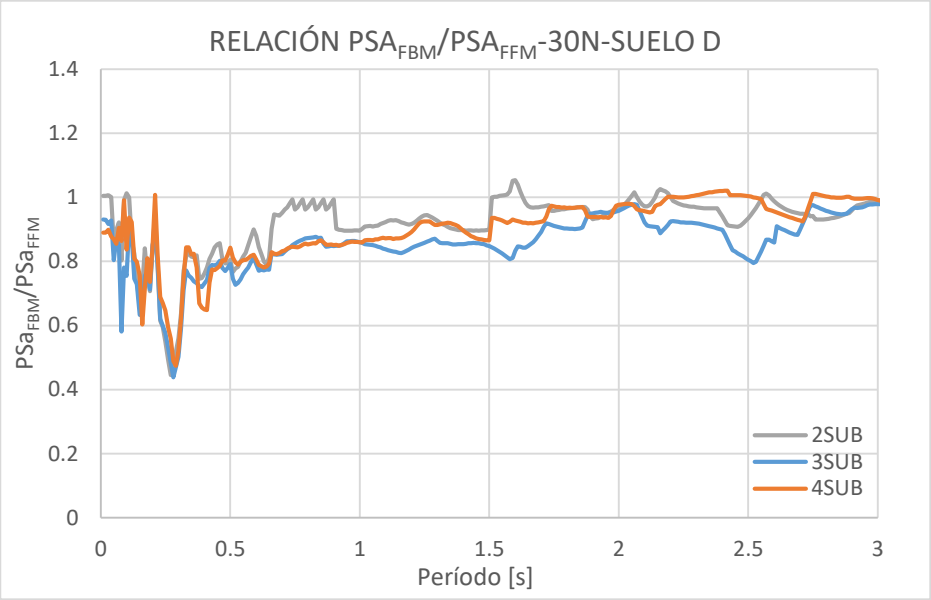
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-30N-Suelo C



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXIII Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-16N-Suelo D



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXIV Relación de Pseudo aceleración entre los puntos FBM/FFM para el caso de CSL-30N-Suelo D

Como era de esperarse y como se explicó en el capítulo II, producto de la interacción cinemática, la aceleración del suelo bajo la cimentación disminuye en promedio un 55% en comparación de la aceleración del suelo en campo libre y llegando hasta un máximo de disminución del 66%, esto para periodos menores a 0.5 s, mientras que en promedio para periodos entre 0.5 s y 1.5 s la disminución del punto FBM con respecto al FFM es de 15%.También puede observarse que para los suelos rígidos como el suelo tipo B, a medida se aumente el número de subterráneos, aumenta la reducción de respuesta del punto FBM con respecto al punto FFM hasta en un 17% para el caso con mayor disminución entre la respuesta del edificio con 2 subterráneos y el caso con 4 subterráneos, mientras que para el caso de suelos blandos como los suelos C y D, sucede el caso contrario donde al aumentar el número de subterráneos

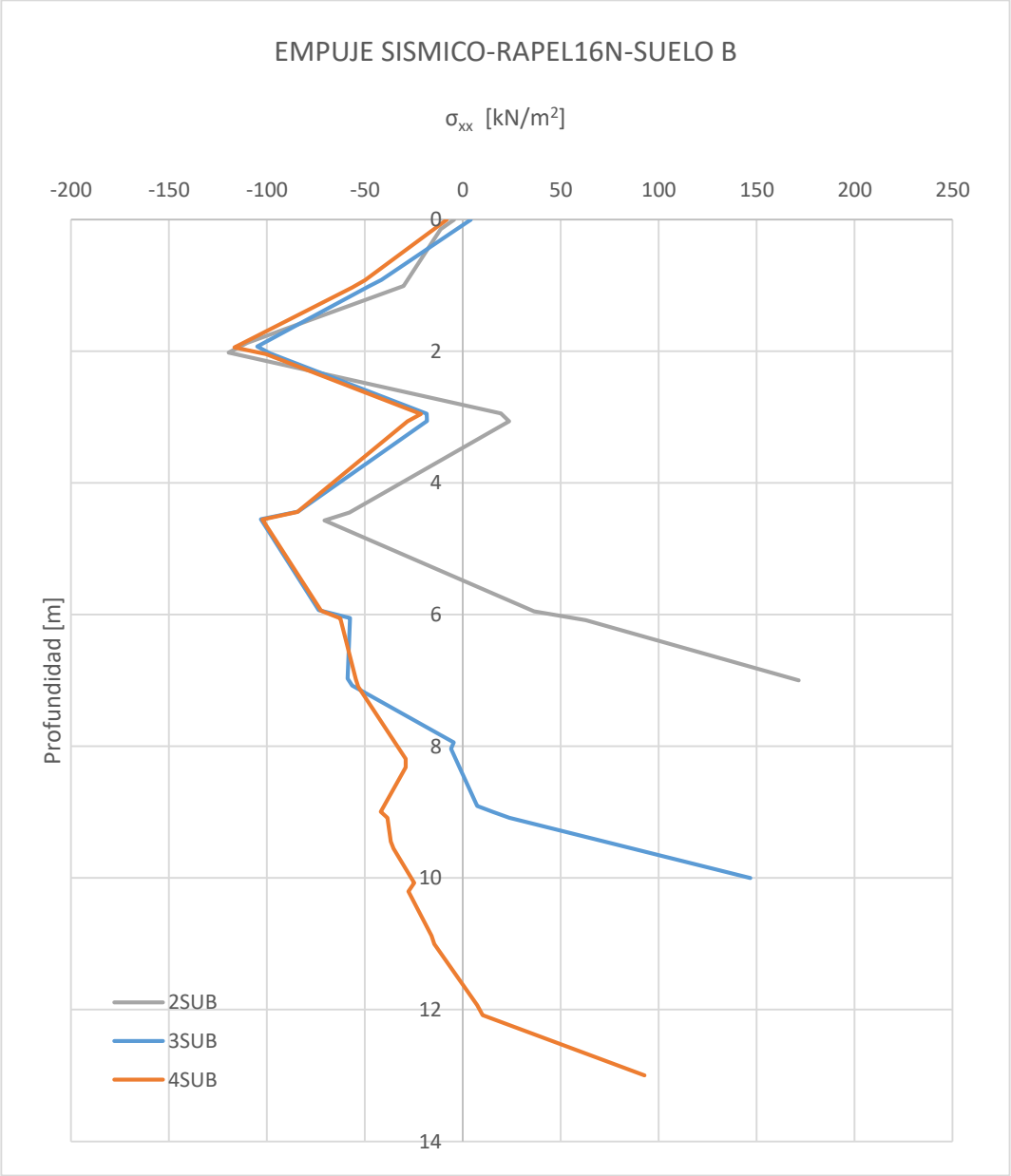
disminuye la reducción de respuesta, obteniéndose el mayor valor de 30% entre el edificio con 2 subterráneos y el caso del edificio con 4 subterráneos.

Puede observarse también que en el rango de periodos menores a 0.5 s se registran picos donde la aceleración del punto FBM es mayor a la aceleración en el punto FFM llegando ser hasta un 25% mayor.

IV.3 Perfiles de empujes sísmico promedio en muros de subterráneo

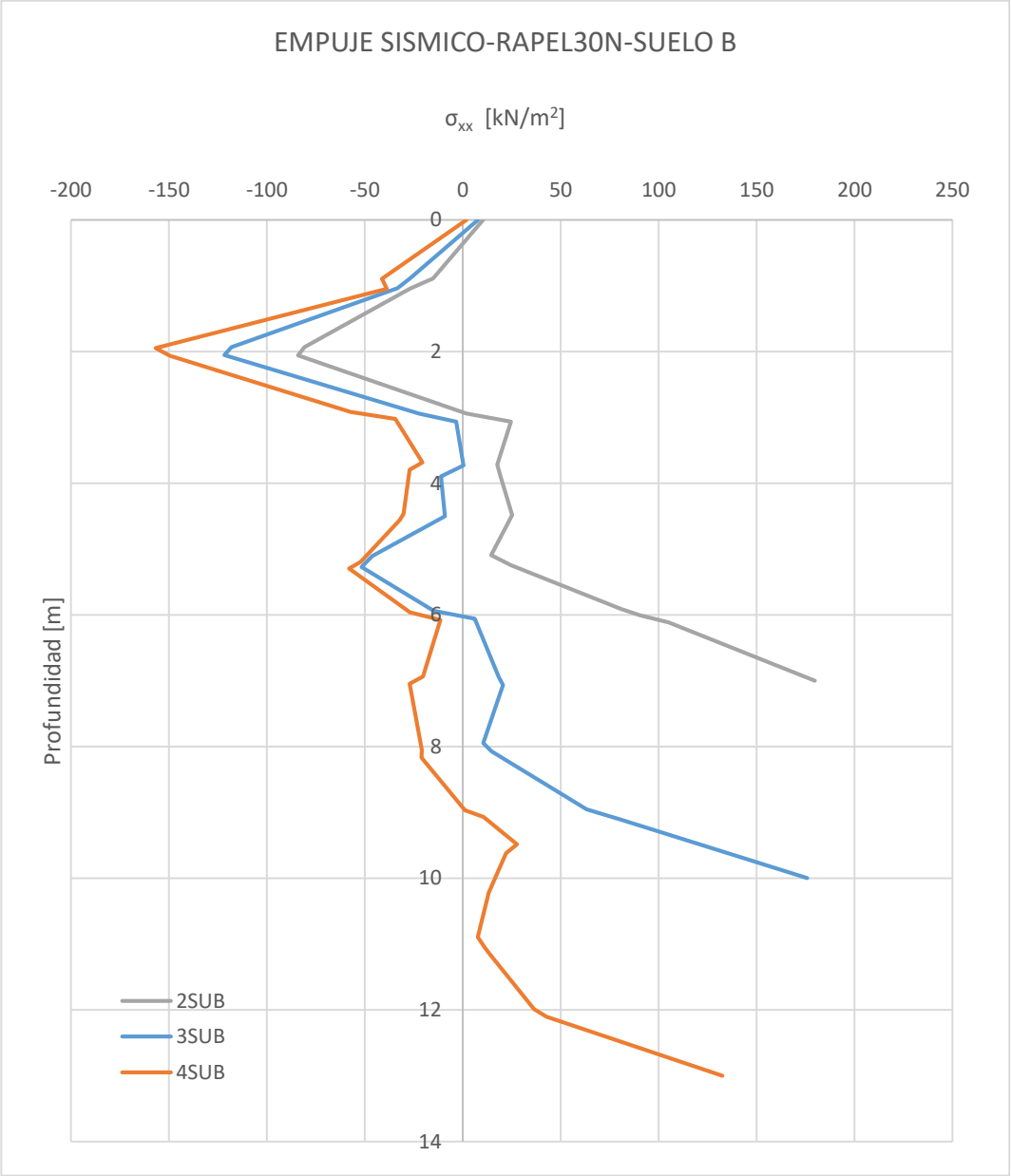
Ahora se muestra la última respuesta sísmica en análisis, el perfil promedio de empuje sísmico en los muros de subterráneos, se indica el perfil promedio en vista que representa un estado de carga más representativo de todo el movimiento sísmico que la envolvente de empuje máximo ya que la condición máxima ocurriría en un instante de tiempo y en una porción del muro en específico. En las siguientes figuras se muestra los perfiles de empuje sísmico para el caso del edificio de 16 y 30 niveles y para cada tipo de suelo, mostrando en cada figura la respuesta de los casos con diferente número de niveles de subterráneo.

-Resultados de registro sísmico Rapel



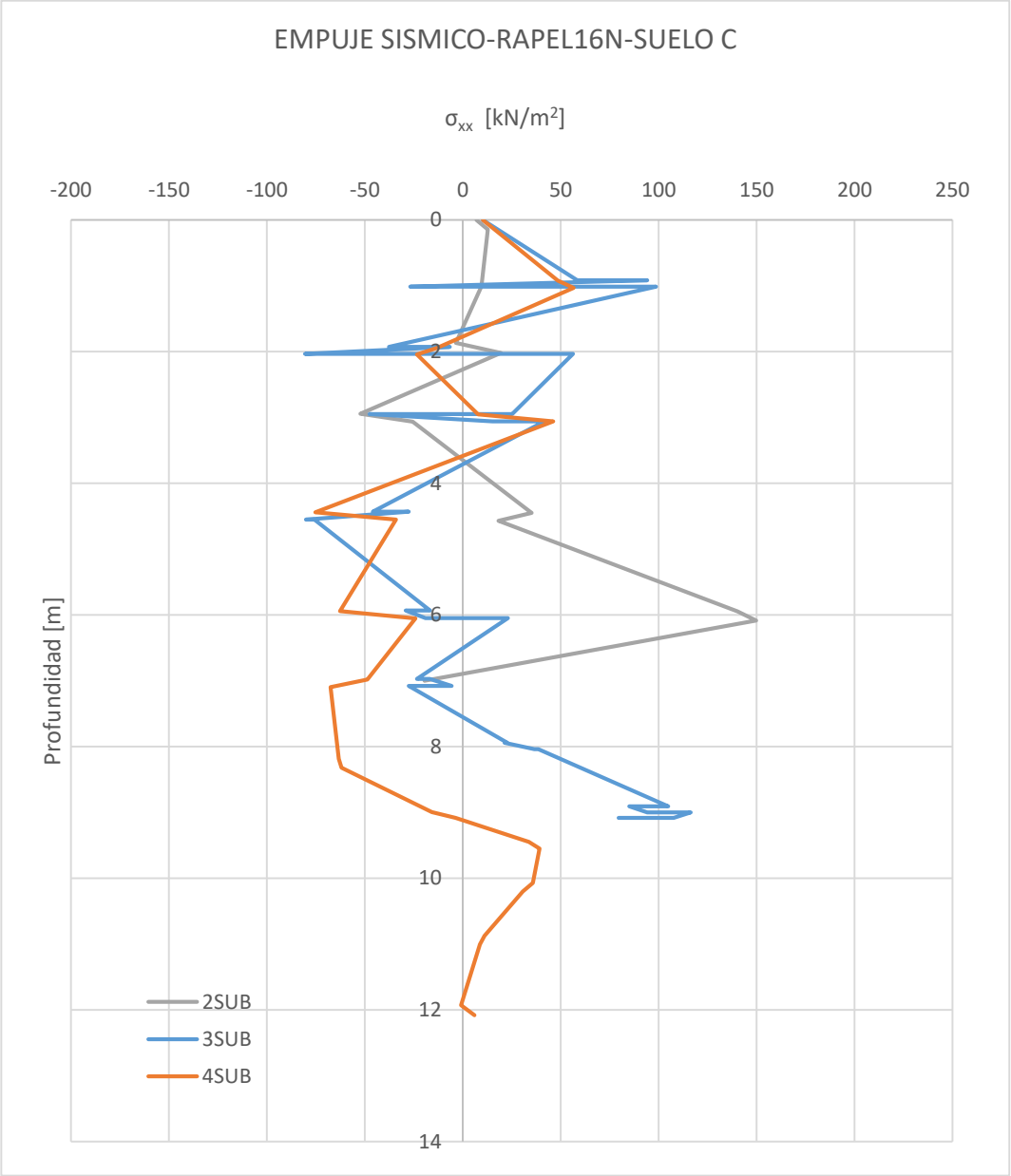
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXV Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel-16N-Suelo B



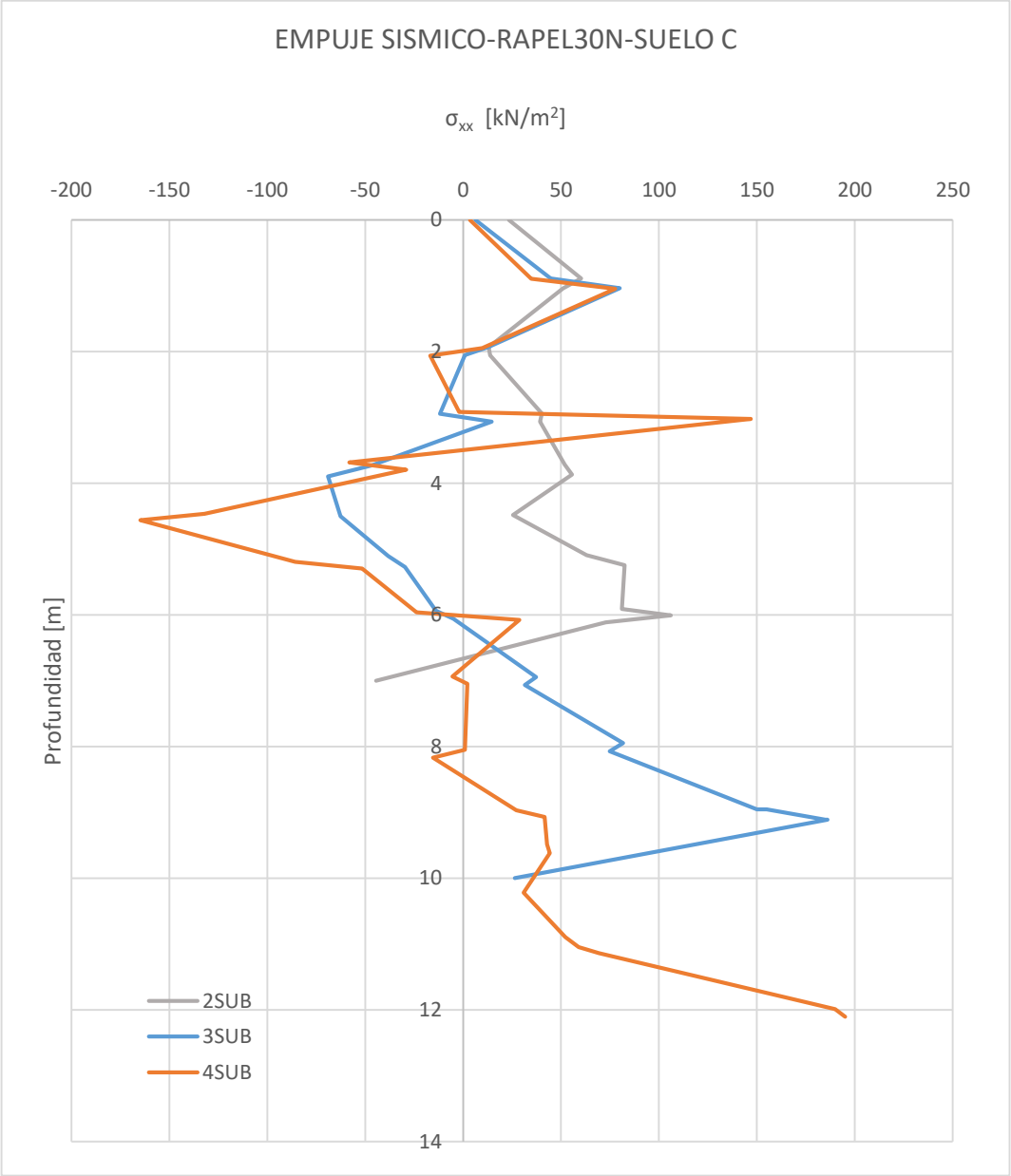
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXVI Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel de 30N-Suelo B



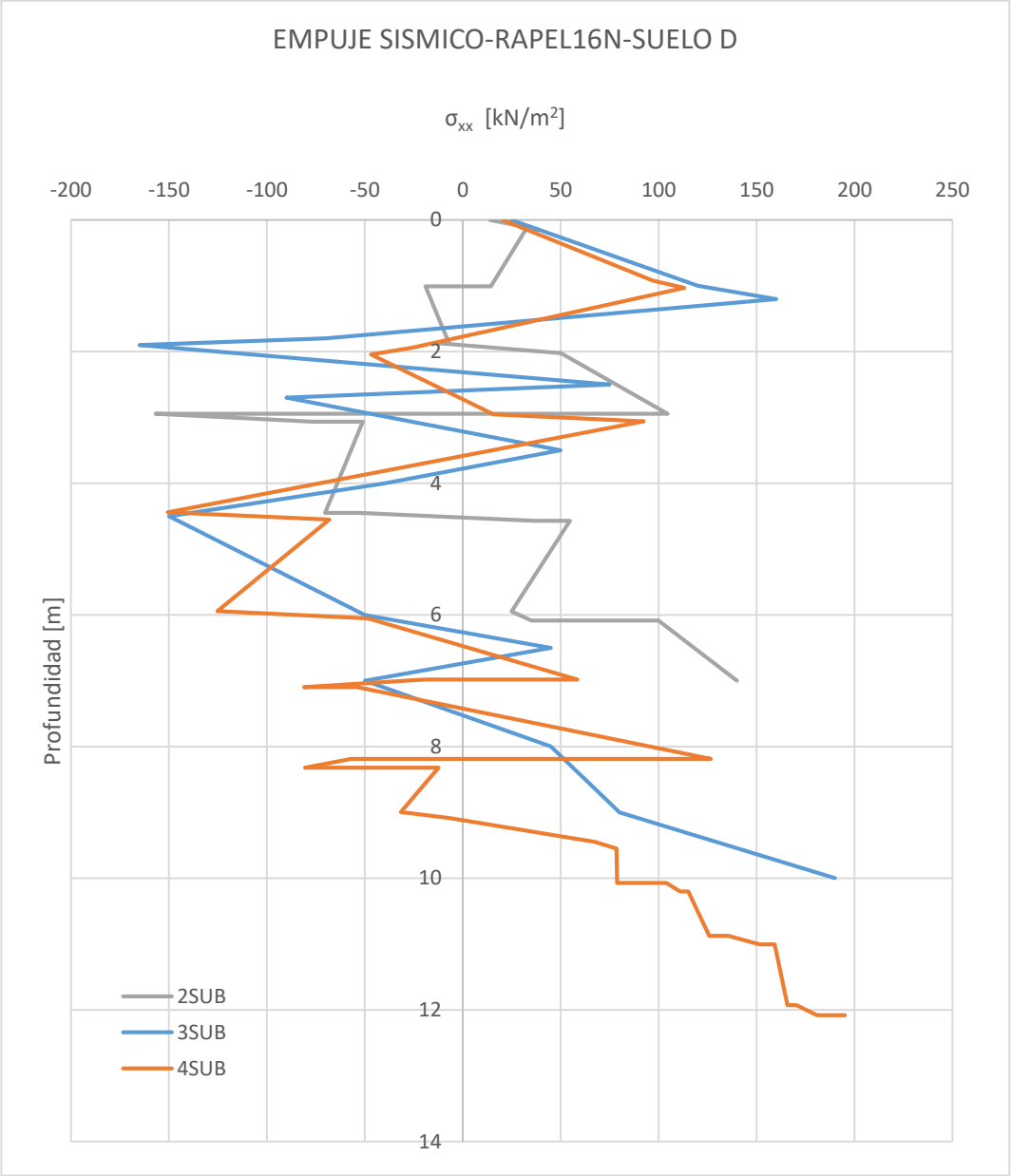
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXVII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel 16N-Suelo C



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXVIII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel - 30N-Suelo C



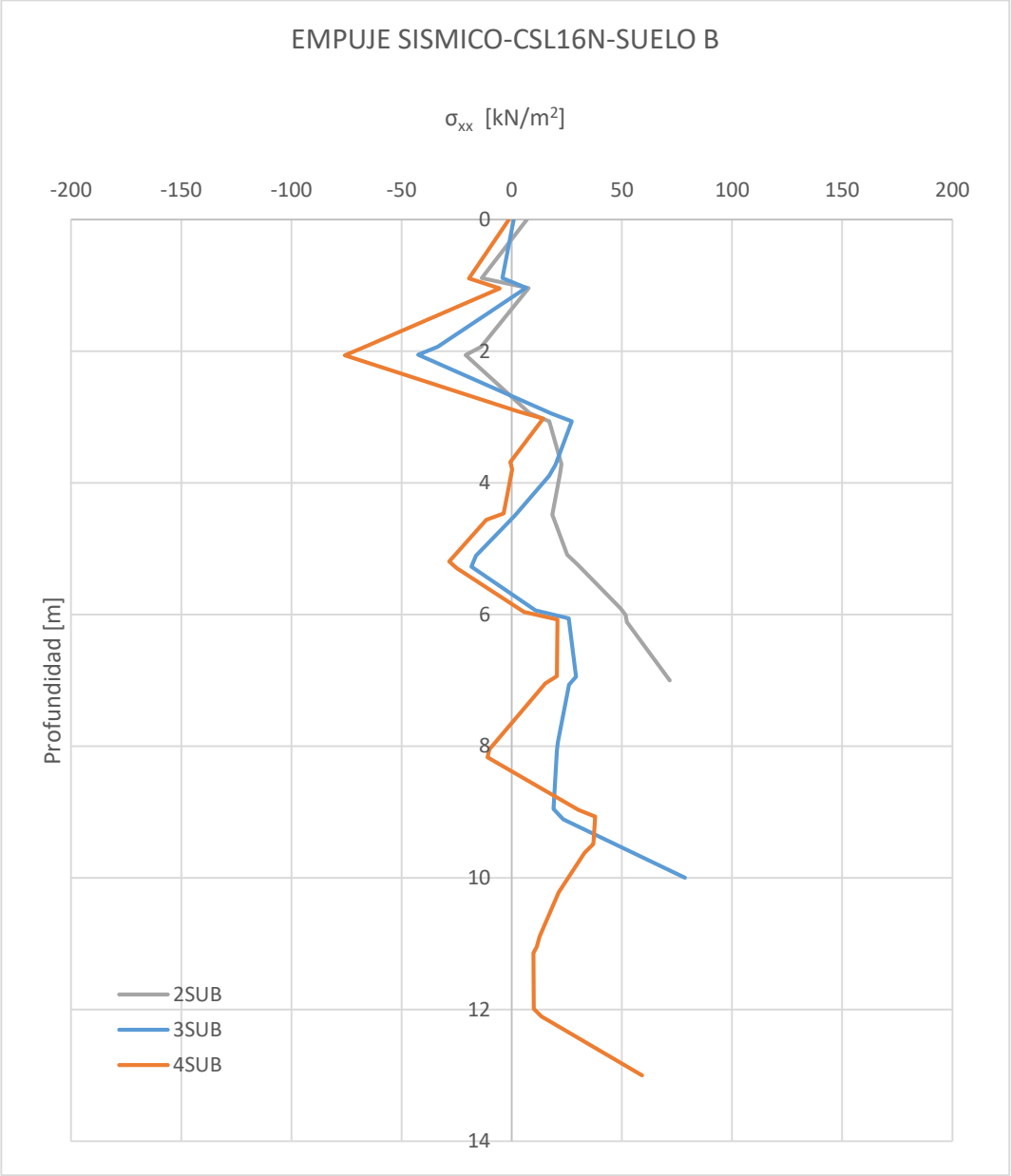
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXIX Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel - 16N-Suelo D

Fuente: Elaboración propia

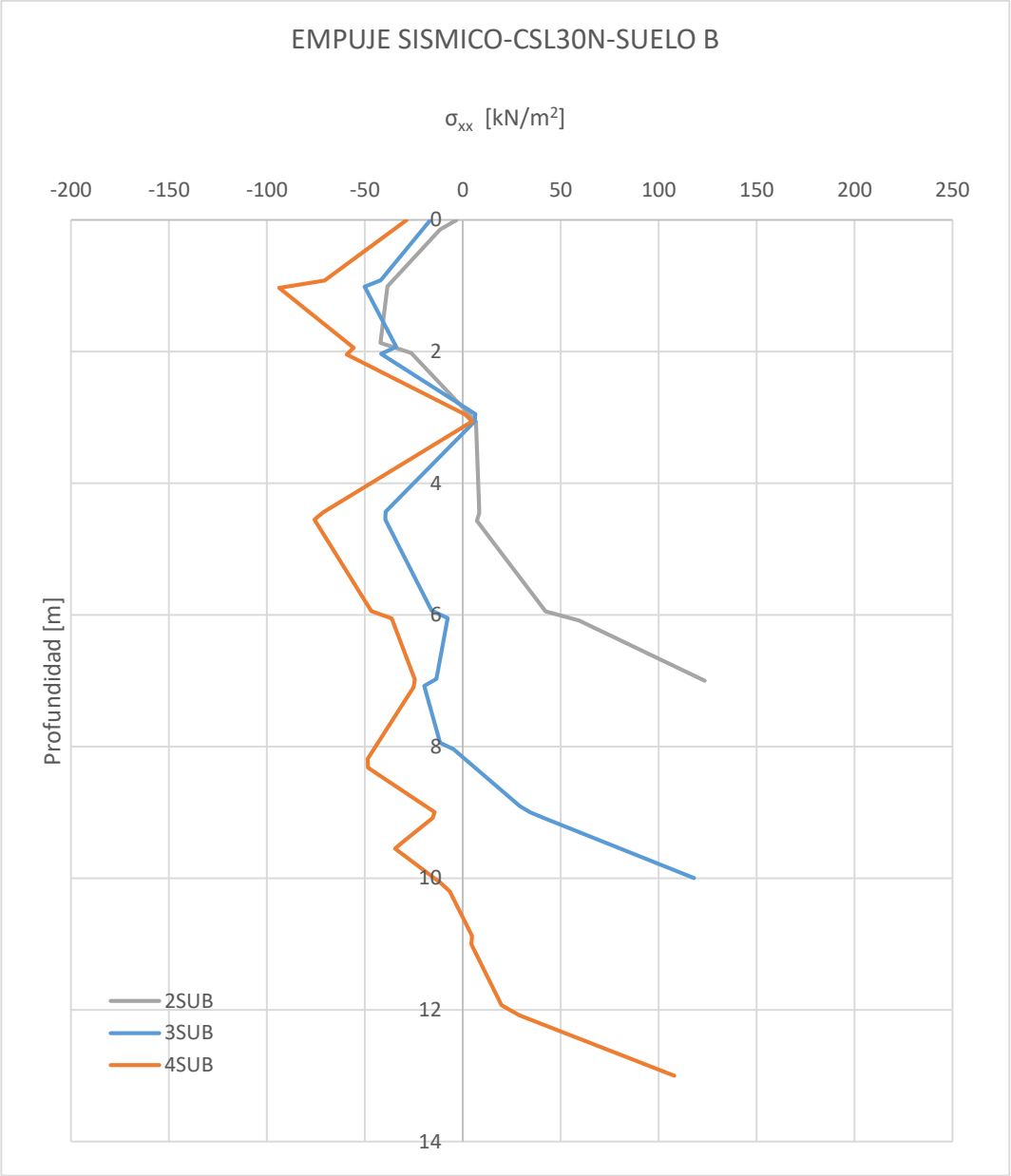
Figura IV-XXX Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de Rapel -30N-Suelo D

-Resultados de registro sísmico Cerro Santa Lucía



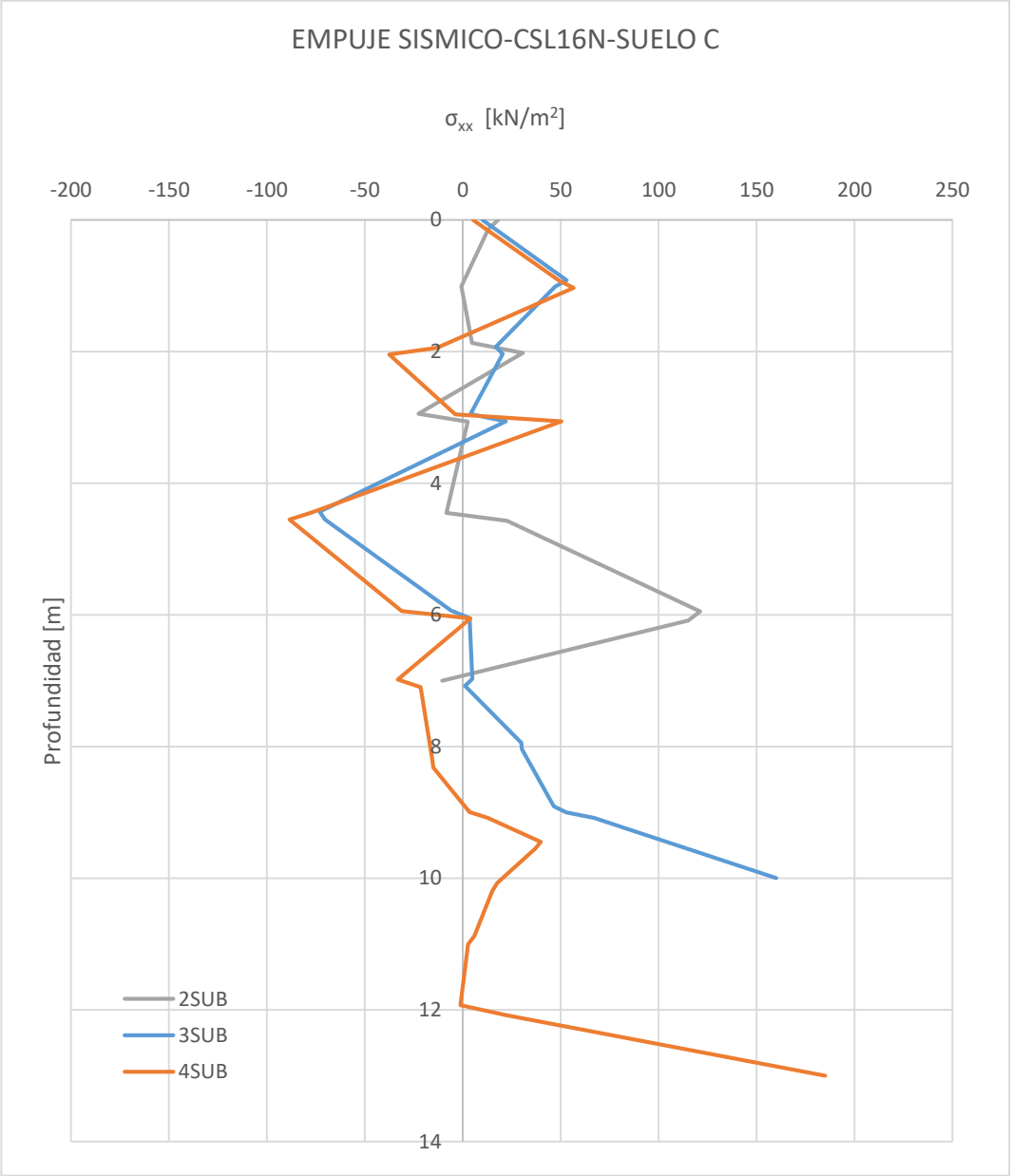
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXXI Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL -16N-Suelo B



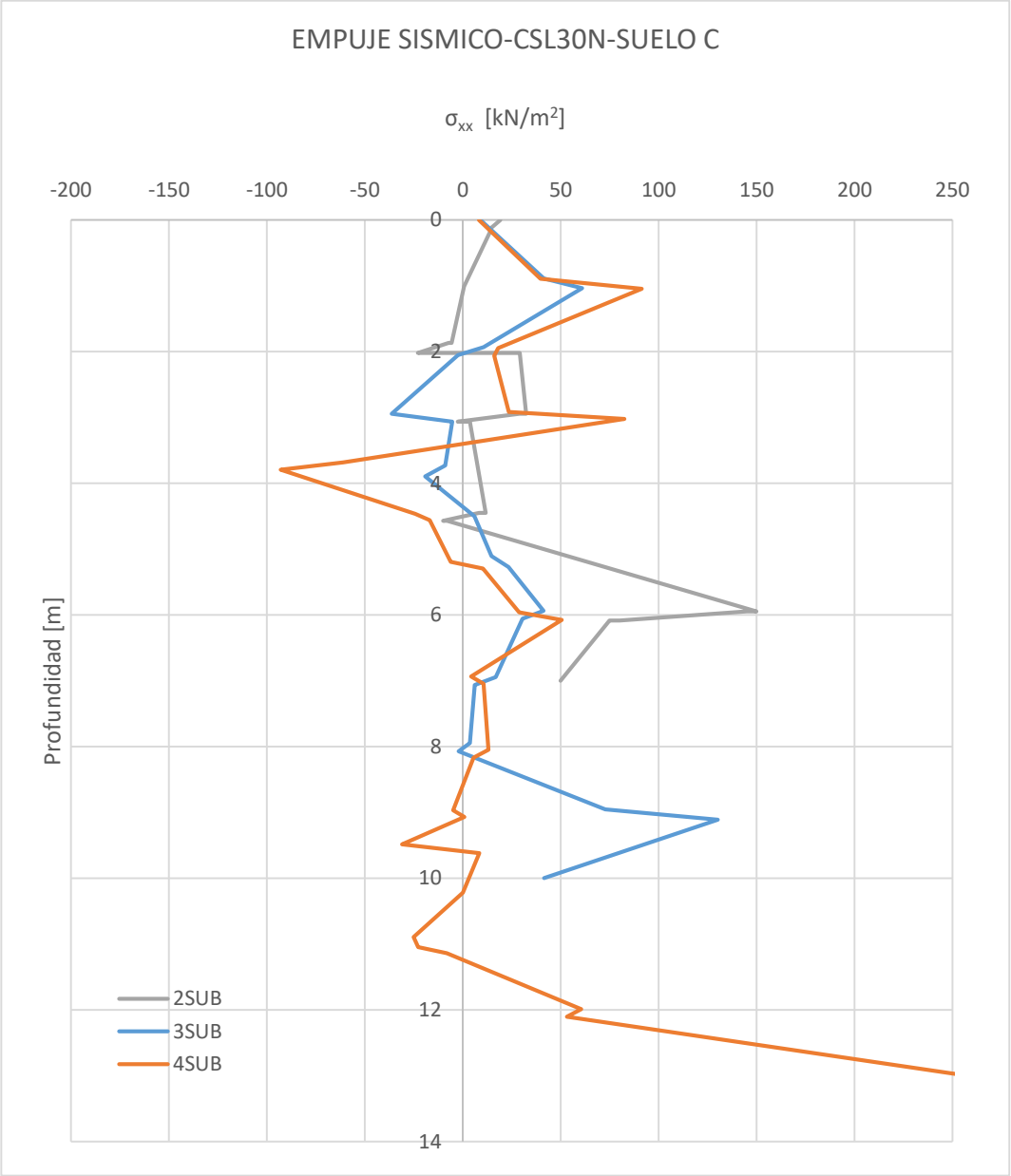
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXXII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL - 30N-Suelo B



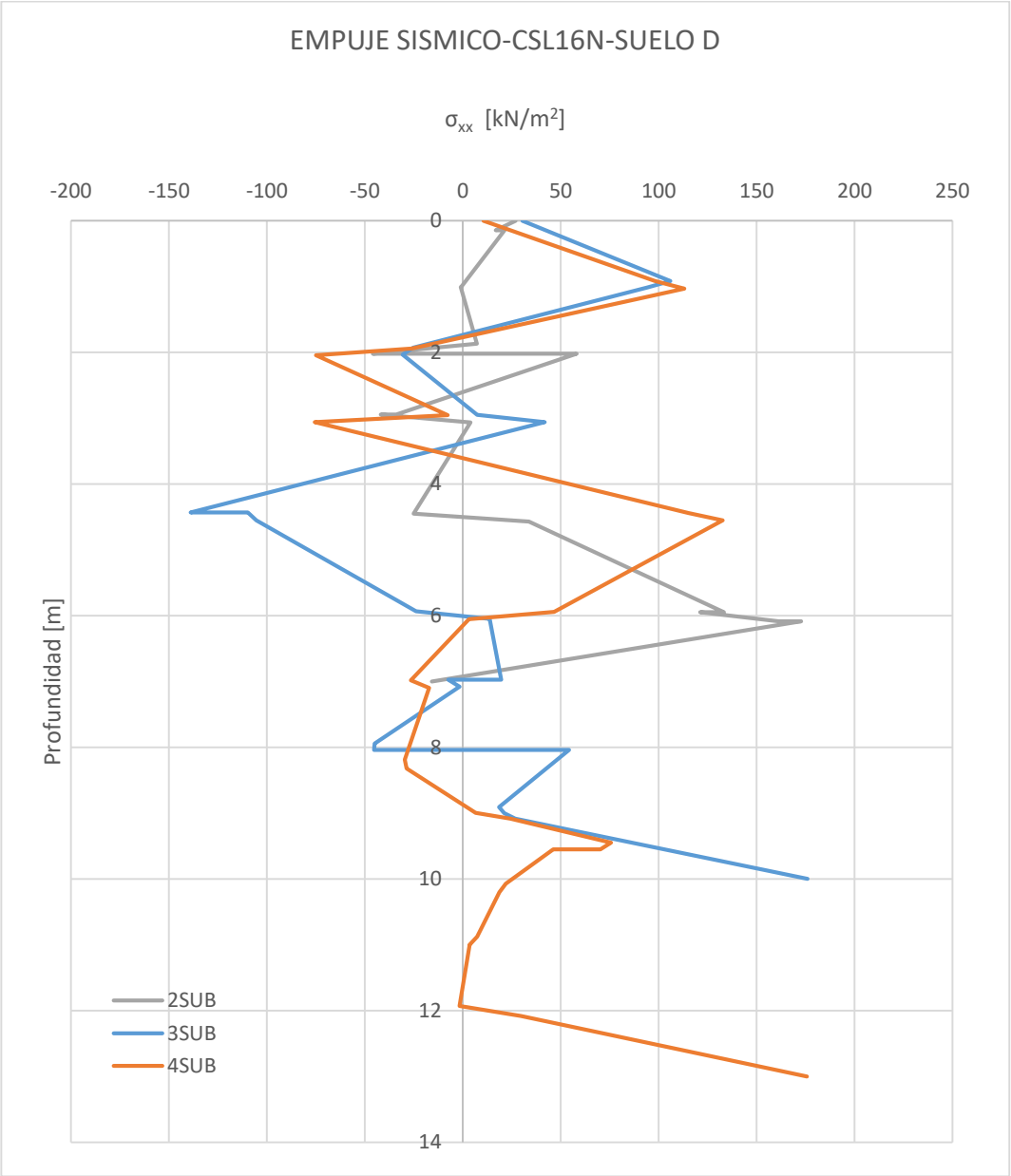
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXXIII Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL - 16N-Suelo C



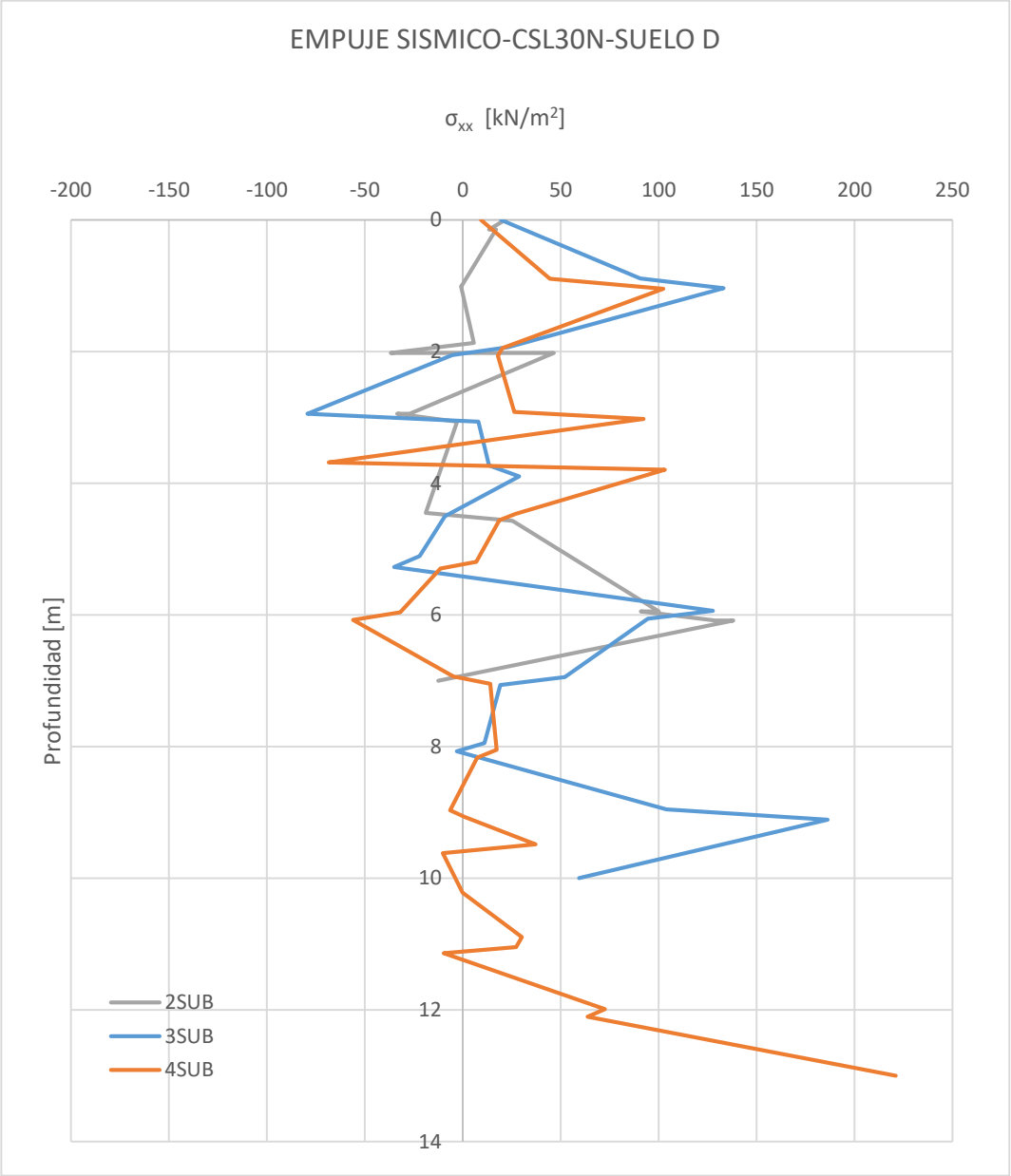
Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXXIV Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL - 30N-Suelo C



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXXV Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL-16N-Suelo D



Fuente: Elaboración propia

Figura IV-XXXVI Empujes sísmicos sobre muros de subterráneo para el caso de CSL-30N-Suelo D

De las figuras anteriores se puede observar el comportamiento de los empujes del suelo en los muros de los niveles de subterráneo durante un sismo, se puede notar que, debido al movimiento de la estructura por el sismo, existen instantes de tiempo y porciones en el muro donde el suelo se encuentra empujando al muro y otros instantes de tiempo y porciones del muro que se encuentran empujando al suelo.

Otra de las tendencias que puede observarse e es que para los suelos blandos en los primeros dos metros a partir de la superficie la estructura se encuentra empujando a la masa de suelo mientras que en los suelos rígidos en los primeros metros el suelo se encuentra presionando a la estructura. Puede observarse también que en general los empujes sísmicos aumentan en promedio en su punto máximo un 20% al aumentar de 16 a 30 los pisos de la estructura.

Ahora bien, al comparar la respuesta obtenida para ambos sismos, se tiene que los empujes sísmicos en su punto máximo es en promedio un 64% mayor para el caso del sismo de Rapel en comparación con el sismo de Cerro Santa Lucía y esto debido a que por el escalamiento realizado el sismo de Rapel es más intenso, tal como se demostró en sección III.4.3 por medio de varios indicadores.

V. CONCLUSIONES

La deformación máxima de entrepiso en general es mayor para los modelos de base empotrada (MBF) en comparación de los modelos con interacción suelo-estructura (MSE), pero en la mayoría de los casos de análisis el perfil de deformación de entrepiso máximo de los modelos MSE presenta tramos donde es mayor que para el caso MBF. Al comparar los máximos valores de deformación de entrepiso se obtiene que en promedio el MBF es mayor que el MSE en un 30% mientras que en los casos donde existen tramos en que el MSE supera al MBF, se tiene un aumento promedio del 6%.

De los resultados también se obtuvo que, en promedio, en los niveles correspondiente al tercio inferior sufre mayores deformaciones de entrepiso para los modelos con interacción suelo estructura, esto podría explicarse por el efecto inercial de la interacción suelo estructura, donde debido al movimiento de las masas de la superestructura le imponga deformaciones al suelo y se produzca la interacción suelo-estructura y cause deformaciones y formas de vibrar distintas que para los modelos de base empotrada.

Otro aspecto importante de mencionar es que se obtuvo que para los modelos con interacción suelo-estructura, al aumentar el número de subterráneos de 2 a 3 niveles las deformaciones de entrepiso disminuyen en promedio un 3.5% y al aumentar el número de subterráneos de 3 a 4 niveles las deformaciones de entrepiso aumentan en promedio un 8.2% y al comparar la respuesta entre aumentar los niveles de subterráneo de 2 a 4, se tiene un aumento promedio del 7.2%. Mientras que para los modelos de base empotrada se obtuvo un aumento constante promedio del 6% al aumentar el número de niveles de subterráneo.

Al comparar la respuesta obtenida producto de los diferentes tipos de suelo, se obtuvo que el perfil de deformaciones máximo de entrepiso aumenta en promedio un 12% a medida el suelo se va volviendo más blando. Para el caso de los modelos sobre suelos tipo C y D se observa también que el perfil de deformaciones en su base se ve influenciado por la dirección del sismo, es decir que se presenta un efecto de polaridad ya que el perfil se encuentra más deformado de un lado y esto es ocasionado por la concentración de falla del suelo en uno de los costados y esto puede observarse en la Figura IV-XI donde se muestra como ejemplo uno de los casos analizados, al invertir la dirección del sismo se obtiene que la concentración de falla se presenta en el costado opuesto.

De lo anterior se puede concluir que en términos de diseño cotidiano es válido la consideración de empotrar la base de los edificios ya que solo en ciertos tramos en altura el modelo MSE es mayor que el modelo MBF, es decir que los modelos de base empotrado son conservadores. Pero en el caso de que se necesite refinar el análisis o en el caso de la revisión de una edificación existente donde es necesario conocer con mayor aproximación el comportamiento real de la edificación se pudiera incluir la interacción suelo-estructura en vista de que se obtuvo reducciones promedias del orden del 30% al utilizar el modelo MSE.

Con respecto a la comparación de espectros de pseudo aceleración entre los puntos FBM (*Foundation Base Motion*) y FFM (*Free Field Motion*) se obtuvo en general que debido al efecto cinemático de la interacción suelo-estructura producto de la rigidez de la fundación y de la superestructura, la respuesta del punto FBM en promedio es menor un 55% que la

respuesta del punto FFM y llegando hasta un máximo del 66%, esto para periodos menores a 0.5 s. Mientras que para periodos entre 0.5-1.5 s la disminución de la respuesta entre el punto FBM y el FFM es en promedio del 15%. También se observó que para periodos bajos se registraron picos donde el punto FBM tiene una respuesta mayor de hasta un 25% que el punto FFM.

Se puede concluir también que para suelos rígidos como es el caso del suelo tipo B al comparar la respuesta entre los edificios con 2 y 4 subterráneos, a medida se aumente el número de niveles de subterráneo, aumenta la reducción de respuesta hasta en un máximo del 17% del punto FBM en comparación al punto FFM. Mientras que para el caso de suelos blandos se obtiene que al aumentar el número de niveles la reducción de la respuesta entre el punto FBM y FFM disminuye hasta en un 30% al comparar la respuesta del edificio con 2 y 4 subterráneos.

De los resultados de los empujes sísmico, se puede observar el efecto de la componente inercial de la interacción suelo-estructura donde se evidencia que debido al sismo hay instantes de tiempo y secciones del muro donde el suelo se encuentra empujado al muro, mientras que en otros instantes la estructura se encuentra presionando a la masa de suelo. Al comparar la respuesta obtenida la principal diferencia se obtiene entre los casos de los edificios de 16 y 30 niveles, obteniéndose un aumento promedio en los valores máximos del 30% para el caso de los empujes sísmicos de los casos del edificio de 30 niveles. También se observó que los empujes sísmicos aumentan hasta en un 33% al pasar de suelos tipo B a suelos tipo C y que aumentan hasta un 42% al pasar de suelos tipo C a suelos tipo D. Dicho

aumento en los empujes sísmicos al pasar de suelos rígidos a blandos se encuentran en concordancia con lo establecido en el Anexo C “Empujes sísmicos en muros de subterráneo” de la NCh 433 Of. 2009 que a partir del coeficiente Cr (0.45 para suelos duros, densos o compactados y 0.70 para suelos sueltos o blandos) distingue entre suelos rígidos y suelos blandos.

BIBLIOGRAFIA

Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (AHISINA) (2017). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño: Un procedimiento Alternativo Para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios.* Santiago, Chile.

Atkinson, J.H., Sallfors, G. (1991). *Experimental determination of soil properties*. In Proc. 10th ECSMFE, 3, 915-956.

Boroschek R., Yáñez F., Bejarano I., Molnar S. y Torres A. (2012). *Caracterización Geotécnica Estaciones de Acelerógrafos de la Universidad de Chile*. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Datta T.K. (2010). Seismic Analysis of Structures. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd. Delhi, India.

Federal Highway Administration (FHWA) U.S Department of Transportation (1999). *Geotechnical Engineering circular No. 4 Ground Anchors and Anchored Systems*, Washington, DC, U.S.

Kramer S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458.

Instituto Nacional de Normalización (INN), (2009). NCh 433 of 2009. *Diseño sísmico de edificios*, Santiago, Chile.

Plaxis (2018). *Plaxis 2D Material models Manual.* Delft, Netherlands.

Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Presses de ÉCOLE Nationale des Ponts et Chaussées, Champs sur Marne.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011). *Decreto N° 61 Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S N° 117, (V.Y.U.), de 2010*, Santiago, Chile.

Rodríguez-Roa, F (2000). *Observed and calculated load settlement relationship in a Sandy gravel.* Canadian Geotechnical Journal, 37(2), pp.333–342.

Sáez E. (2016). *Apuntes de Clase Dinámica de suelos ICE-3663 V04.* Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile

Salas Fontecilla, F (2018). *Monitoring and Dynamic Analysis of a Discontinuos Pile-Supported Deep Excavation in Santiago Gravel.* Ms.C. thesis, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad de Chile, Chile.

Seed, H and Idriss, I. (1970). *Soil Moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Report no. ucb/eerc-70/10, University of Californial, Berkeley, CA, USA.

Vucetic, M and Dobry, R. (1991). *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1):89-107.