



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA EN LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Memoria de Título presentada por

Tommy Fernández Fuentes

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

y

Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Claudio Sepúlveda Contreras

Junio de 2026



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☐ Memoria o trabajo de título ☒ Tesis de Postgrado

Título del trabajo: Efecto de la Interacción Suelo- Estructura en la Amplificación Dinámica del Corte en Muros de Hormigón Armado

Nombre del candidato(a): Tommy Andre Fernández Fuentes

Carrera / Grado: Ingeniero Civil con grado de M.S.c en Ingeniería Civil

Campus: San Joaquín / Casa Central **Departamento:** Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Claudio Sepúlveda Contreras, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

☒ El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

☐ 6 meses ☐ 12 meses ☐ 2 años ☐ 3 años ☐ 5 años ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 04/09/2026

Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 04/09/2026

Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

**EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA
AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL CORTE EN MUROS DE
HORMIGÓN ARMADO**

AUTOR:

TOMMY FERNÁNDEZ FUENTES

TRABAJO DE TESIS, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL y MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	<u>Nombre</u>	<u>Firma</u>
Prof. Guía		
Miembro 1 Comisión		
Miembro 2 Comisión		

Santiago, Chile, Junio de 2026



Agradecimientos

Este trabajo está dedicado a todas aquellas personas que me acompañaron durante mi proceso de formación universitaria. Su apoyo ha sido invaluable y no olvidare a ninguno de ustedes, por siempre en mi corazón.

A mis padres, quienes lo han dado todo por mí. En especial a ti mamá, que siempre aperraste conmigo en todas, llevándome por el camino correcto para mí y mi desarrollo como persona. Gracias por tu amor incondicional, tu alegría y tu hermosa persona, te amo madre, no hay tiempo suficiente para agradecerte todo lo que haz hecho por mí, pero espero poder retribuir de la mejor manera posible todo lo que me has entregado. Te mereces el mundo entero mamá.

A mi papá, quien siempre se encargó de levantarme la mirada más allá de lo que yo podía ver. Tantos consejos, historias y visiones de vida que me han servido de una forma invaluable en mi formación como persona. Te amo mi viejo.

A mi otro papá, quien nunca permitió que me faltase nada, siempre preocupado por que me enfocara en mis estudios, entregándome todo tu apoyo cuando lo he necesitado, siempre al pie del cañón, atento y dispuesto a solucionar lo que sea que se me cruzara por el frente. Te amo también papá.

A mis hermanos, por compartirme su tan lindo cariño y ángel. Verlos crecer me parte el alma, ojalá se quedaran pequeños para siempre. Solo espero poder darles un buen ejemplo y que cuenten conmigo para todo, los amo mis peques.

A mi chanchita, quien llegó a ponerle tantos colores a mi vida, te amo tú sabes cuánto y espero que nos acompañemos por el resto de la vida tal y como lo hemos hecho hasta ahora. Gracias por tu incommensurable amor y alegría, por apoyarme todos estos años y entregarme tus días. Espero poder hacerte feliz siempre.

A mis amigos, con los que sufrimos en conjunto la experiencia USM, que hicieron inmensamente más feliz mi paso por la universidad, gracias por tantas risas, apañe y recuerdos que no olvidaré. Los quiero montones.

A mi hermano de otra madre, Esteban, tu sabes cuánto te quiero y agradezco enormemente haberte conocido. Sin duda lo mejor que me pasó en la universidad. Por siempre hermanos.

A ti también, Danny, quien puso sus fichas en mí desde que yo era pequeño, inculcándome el hábito del estudio y la disciplina siendo tú también muy chico. Gracias por tu enorme cariño y por hacerme reír hasta mas no poder. Esto es por ti también, te quiero mucho.

A mis profes, quienes me han enseñado valores más allá de la disciplina y lo académico, han sido reales mentores en mi carrera y un apoyo enorme. Por eso les agradezco enormemente. Rodolfo y Claudio, esto es por ustedes también, muchas gracias.

Finalmente, agradezco al proyecto ANID FONDECYT Iniciación Folio 11250856 por la financiación, que resultó ser de gran ayuda para mi sustento económico durante el tiempo que desarrollé mi investigación.

Índice

Contenido

1	Introducción.....	8
1.1	Contexto general	8
2	Objetivos	13
2.1	Objetivo general:	13
2.2	Objetivos específicos:	13
3	Marco teórico	13
3.1	Diseño por capacidad	13
3.2	Respuesta dinámica en el tiempo	13
3.3	Interacción suelo estructura.....	15
3.3.1	Tipos de interacción.....	15
3.3.2	Modelación numérica	16
4	Caso de estudio.....	18
5	Marco metodológico.....	21
5.1	Modelación del sistema estructura – suelo	21
5.2	Análisis modal.....	24
5.3	Análisis gravitacional.....	25
5.4	Análisis dinámico en el tiempo	25
5.4.1	Registros sísmicos empleados	25
5.4.2	Configuraciones simuladas.....	27
6	Resultados y discusión	30
6.1	Propiedades modales	30
6.2	Amplificación dinámica del corte	30
6.3	Factores que influyen en la amplificación dinámica del corte	39
6.3.1	Ductilidad impuesta por el terremoto.	39
6.3.2	Contenido frecuencial de los registros.....	41
6.3.3	Ordenada espectral en T_2	43
6.4	Desempeño del muro en el contexto normativo chileno	45
6.4.1	Desplazamientos y curvaturas	45
6.5	Demanda no lineal de momento en la altura	47
7	Conclusiones y comentarios.....	49
8	Referencias	54
9	Anexos.....	58
A.	Resultados análisis modales SSI	58
B.	Comparación espectral: NCh433 y ASCE 7	60
C.	Distribuciones ajustadas por base de datos	61

Índice de tablas

Tabla 4-1. Estratigrafías definidas.....	20
Tabla 5-1. Parámetros de modelo de material de suelo PDMY02 (Ref. Pinto et al., 2023).....	23
Tabla 5-2. Factores de sobrerresistencia por tipo de suelo.....	29
Tabla 6-1. Propiedades modales.....	30
Tabla 6-2. Parámetros estadísticos de ω_v según base de datos.....	35
Tabla 6-3. Razones entre medianas Fixed y SSI.....	39
Tabla 6-4. Casos con ductilidad de rotación >1	41
Tabla 7-1. Tabla resumen resultados.....	51

Índice de figuras

Figura 1-1. Relación entre momento basal, corte basal y distribución lateral de las fuerzas inerciales. (Ref. Moehle, 2015)	9
Figura 3-1. Métodos de modelación de SSI, a) Directo y b) Subestructura	16
Figura 4-1. Esquema de armadura provista.....	19
Figura 4-2. Esquema en elevación del caso de estudio	20
Figura 5-1. Multiple Vertical Line Element Model, MVLEM (Ref. Kolozvari et al., 2015).....	21
Figura 5-2. Muro y sistema de fundación.....	22
Figura 5-3. Dominio de suelo.....	24
Figura 5-4: Espectros escalados (razón de amortiguamiento crítico de 5%).....	26
Figura 5-5. Metodología aplicada para los NLTHA, a) Modelo SSI, b) Modelos RAW y c) Modelos Fixed+FF	28
Figura 6-1. Alargamiento de periodo fundamental	30
Figura 6-2. Envolventes de corte en la altura, NGAWest	31
Figura 6-3. Envolventes de corte en la altura, NGASubduction	31
Figura 6-4. Gráficos de caja por tipo de suelo, V_{maxNL}/V_u en la base del muro.....	32
Figura 6-5. Envolventes de ω_v , NGAWest.....	33
Figura 6-6. Envolventes de ω_v , NGASubduction.....	33
Figura 6-7. Gráficos de caja por tipo de suelo, ω_v en la base del muro.....	34
Figura 6-8. Medianas (modelos ajustados) de factores de amplificación dinámica, NGAWest y NGASubduction	36
Figura 6-9. Medianas (empíricas) de factores de amplificación dinámica, NGAWest + NGASubduction	36
Figura 6-10. V_{maxNL}/W , NGAWest + NGASubduction	38
Figura 6-11. Curva pushover Momento - Rotación.....	40

Figura 6-12. Ductilidad de rotación vs ωv , NGAWest+NGASubduction	40
Figura 6-13. Criterio aplicado para la definición del porcentaje de energía en alta frecuencia	42
Figura 6-14. Gráficos de ωv vs % Alta frecuencia, NGAWest + NGASubduction	43
Figura 6-15. Gráficos de ωv vs $S_a(T_2)$, NGAWest + NGASubduction.....	44
Figura 6-16. Desplazamientos máximos, NGAWest+NGASubduction	45
Figura 6-17. Esquema del fenómeno detrás del aumento del desplazamiento de techo (Ref. FEMA, 2020)	45
Figura 6-18. Curvatura vs desplazamiento máximo por tipo de suelo, NGAWest+NGASubduction ..	46
Figura 6-19. Envoltentes de momento, NGAWest.....	48
Figura 6-20. Envoltentes de momento, NGASubduction.....	48
Figura 9-1. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 1.78$ s / $T_2 = 0.28$ s, SSI A	58
Figura 9-2. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 1.83$ s / $T_2 = 0.29$ s, SSI B.....	58
Figura 9-3. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 2.00$ s / $T_2 = 0.32$ s, SSI C.....	58
Figura 9-4. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 2.08$ s / $T_2 = 0.34$ s, SSI D	59
Figura 9-5. Espectros de diseño NCh433 y ASCE 7 para suelo D.....	60
Figura 9-6. Diagrama de interacción para diseño provisto vs Solicitaciones de diseño según ASCE 7	60
Figura 9-7. Espectro de diseño NCh433 vs Espectro MCE ASCE 7	60
Figura 9-8. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-RAW	61
Figura 9-9. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-A.....	61
Figura 9-10. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-B	62
Figura 9-11. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-C	62
Figura 9-12. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-D.....	63
Figura 9-13. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-A	63
Figura 9-14. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-B	64
Figura 9-15. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-C	64
Figura 9-16. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-D	65
Figura 9-17. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-RAW	65
Figura 9-18. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-A.....	66
Figura 9-19. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-B	66
Figura 9-20. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-C	67
Figura 9-21. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-D.....	67
Figura 9-22. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-A	68
Figura 9-23. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-B	68
Figura 9-24. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-C	69
Figura 9-25. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-D	69

EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DEL CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Tommy Fernández¹, Claudio Sepúlveda¹

¹ Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

La próxima actualización de la normativa chilena NCh430, basada en ACI318-19, incluirá expresiones para la determinación del corte esperado en muros de hormigón armado, lo cual introduce un factor de amplificación dinámica del corte (ω_v). Este factor incrementa las cargas de diseño, considerando la mayor influencia de los modos superiores tras la plastificación basal en un escenario sísmico severo. Las expresiones de ACI318 se basan en estudios que omiten la interacción suelo-estructura (SSI), lo cual altera significativamente el contenido de frecuencias del movimiento en la base, impactando directamente la amplificación dinámica del corte. Este estudio caracteriza ω_v en muros de hormigón armado, considerando explícitamente la SSI mediante modelación no lineal del sistema completo a través del software OpenSees. Se analizó un muro de 25 pisos sobre suelos tipos A, B, C, D, y en condición de base fija (omitiendo la modelación del suelo), bajo cuarenta registros sísmicos escalados a nivel de MCE (Maximum Considered Earthquake). Los resultados demuestran sobreestimaciones significativas de ω_v (de hasta 64%) cuando no se consideran los efectos de la SSI explícitamente, variando el impacto según el tipo de suelo y las características de intensidad y contenido frecuencial del input sísmico. Esto subraya la necesidad de evaluar cuidadosamente el factor de amplificación del corte reportado en la literatura para evitar sobredimensionamiento a la hora del diseño de muros.

Palabras claves: interacción suelo – estructura; análisis no lineal; muros de hormigón armado

1 Introducción

1.1 Contexto general

La práctica de edificación chilena se ha caracterizado a través de los años por utilizar una alta densidad en planta de muros de hormigón armado, los que entregan una gran rigidez y resistencia ante cargas laterales cuando estos se encuentran correctamente diseñados y detallados. A través del trabajo conjunto de muros, vigas y losas de acople, las configuraciones típicas de edificios chilenos se han desempeñado satisfactoriamente ante sismos de severa intensidad, asegurando comportamientos controlados en el rango inelástico, concentrando plastificaciones y deformaciones en los denominados “elementos fusibles”, protegiendo así el sistema principal resistente a cargas gravitacionales y, de esta forma, evitando fallas o colapsos, permitiendo la ocupación inmediata post terremoto de estas estructuras.

En lo que respecta a las disposiciones técnicas y normativas, en 2025 entró en vigencia la versión más reciente del código ACI318 (American Concrete Institute, 2025), el cual establece los criterios de diseño en hormigón armado utilizados para el desarrollo de proyectos estructurales en territorio estadounidense. Debido a que sus disposiciones se sustentan en avances consolidados por la comunidad científica y representan el estado del arte en comportamiento estructural, este código sirve de referencia para numerosas normativas internacionales (Wallace, 2020).

En Chile, la normativa vigente asociada al diseño de estructuras de hormigón armado (NCh430 y D.S. 60) se basa principalmente en la edición 2008 del ACI318 (American Concrete Institute, 2008), por lo que no refleja completamente el estado del conocimiento actual. En respuesta a ello, se discute hoy una nueva versión de la norma nacional, prNCh430 (Instituto Nacional de Normalización, 2025), alineada con la penúltima versión del código norteamericano, ACI318-19 (American Concrete Institute, 2019), pero incorporando criterios específicos y concordantes con la práctica estructural chilena para el diseño sísmico de edificios.

Dentro de este marco, uno de los temas centrales en esta actualización normativa es la manera de abordar la amplificación dinámica del corte (abreviada ADC en el presente trabajo). Este fenómeno, identificado durante la década de 1970, ocurre particularmente en muros esbeltos de hormigón armado cuando estos desarrollan la plastificación basal al verse sometidos a una excitación sísmica de severa intensidad, generando un aumento significativo en la demanda de corte en la base del elemento respecto de la demanda elástica utilizada para diseño y, por consiguiente, impactando directamente en la cuantía de armadura requerida para asegurar un comportamiento estructural adecuado.

Respecto a lo anterior, diversos autores han descrito el fenómeno de amplificación basándose en la teoría modal, planteando que el incremento del corte basal en muros en voladizo, en etapas posteriores a la plastificación, se debe a una mayor participación de los modos superiores en la respuesta dinámica, dado que el aporte del primer modo se ve esencialmente limitado por la capacidad a flexión en la base, donde

se concentra la disipación de energía (Blakeley et al., 1975; Eibl y Keintzel, 1988; Paulay y Priestley, 1992). En términos fundamentales, el aumento del corte basal se origina en la redistribución de fuerzas inerciales que tiene lugar tras la plastificación basal, la cual no es capturada por la distribución lateral asumida en el diseño prescriptivo bajo hipótesis de comportamiento elástico.

Específicamente, mientras que en el rango elástico esta distribución presenta una forma triangular creciente en altura, al ingresar en el rango inelástico post-fluencia adopta una configuración considerablemente más irregular. Esta redistribución produce una disminución en la altura de aplicación de la fuerza lateral resultante y, dado que el momento en la base del muro se mantiene aproximadamente constante tras la plastificación, deriva en un incremento significativo del corte basal. La Figura 1-1 ilustra el mecanismo descrito.

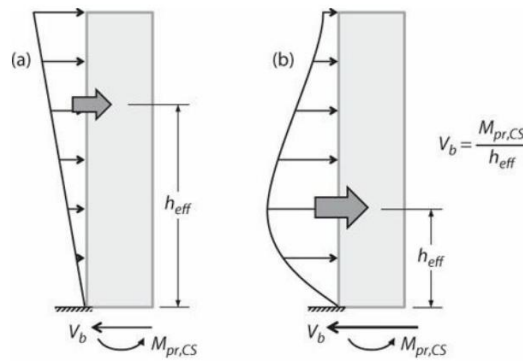


Figura 1-1. Relación entre momento basal, corte basal y distribución lateral de las fuerzas inerciales.
(Ref. Moehle, 2015)

La forma de abordar este fenómeno en el diseño a corte corresponde a diseñar por capacidad. En particular, el código estadounidense ACI318 (y de forma similar la generalidad de las normativas internacionales), lo hace definiendo el corte esperado V_e según lo indica la Ecuación 1.

$$V_e = \omega_v \cdot V_u \cdot \Omega_v \quad (1)$$

donde V_u es el corte último, obtenido a través de combinaciones LRFD de cargas, Ω_v el factor de sobrerresistencia a flexo-compresión, definido usualmente como M_{pr}/M_u , y ω_v el factor de amplificación dinámica que caracteriza el efecto descrito.

En este contexto, la caracterización adecuada de ω_v resulta crítica, puesto que una estimación errónea puede impactar negativamente en la viabilidad económica y constructiva del proyecto a llevar a cabo (Lafontaine, 2020) e incluso comprometer la integridad estructural de la edificación.

Respecto a esto, ACI318-19 adopta las expresiones propuestas por el código neozelandés (NZS, 1982), basadas en el trabajo de Blakeley et al. (1975), para la obtención del factor ω_v .

Las expresiones adoptadas por ACI318-19 relacionan la amplificación con el número total de pisos del edificio a diseñar, un parámetro bastante conveniente dada su sencilla aplicación. No obstante, como se detalla a continuación, diversos estudios han demostrado que dichas ecuaciones no reproducen adecuadamente la variabilidad observada experimental y numéricamente al caracterizar este efecto. Esta limitación se debe principalmente a la omisión de parámetros clave que gobiernan la dinámica del fenómeno, como por ejemplo, periodos de vibrar, algún parámetro que evalúe la intensidad sísmica, entre otros. En la misma línea, la formulación incluida en el código ACI318-19 responde a un estudio paramétrico acotado, basado en un número reducido de registros sísmicos y en leyes histeréticas que actualmente no se consideran válidas para la obtención acertada de respuestas dinámicas (Eibl y Keintzel, 1988; Priestley, 2003; Rutenberg, 2013). Las expresiones descritas se presentan a continuación.

$$\omega_v = 1.0, \text{ para } 0 < \frac{h_{wcs}}{l_w} < 2.0$$

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \frac{n_s}{10}; n_s \leq 6 \\ 1.3 + \frac{n_s}{30}; n_s > 6 \end{cases}, \text{ para } \frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2.0 \quad (2)$$

donde, h_{wcs} corresponde a la altura total del muro sobre la sección crítica, l_w el largo de la sección transversal y n_s al número de pisos sobre la sección crítica.

Como alternativa a las expresiones desarrolladas por Blakeley et al. (1975), Eibl y Keintzel (1988) postulan una ecuación general orientada a la teoría modal detrás del fenómeno, la cual toma en cuenta de manera combinada el efecto de los modos superiores en el rango inelástico en conjunto con la sobrerresistencia a flexión y la forma del espectro de diseño normativo utilizado. En particular, esta formulación asume que el corte asociado al primer modo se encuentra limitado por la capacidad a flexión del muro en la base, mientras que los modos superiores se comportan de manera lineal elástica posterior a la plastificación basal, criterio que ha sido validado por múltiples autores (Adebar et al., 2014; Rejec et al., 2012; Sangarayakul y Warnitchai, 2004; Wiebe y Christopoulos, 2015)

La formulación de Eibl y Keintzel (1988) fue posteriormente introducida en el código de diseño europeo, Eurocodigo 8 (CEN, 1993), demostrando una gran relevancia para la práctica internacional. En términos generales, esta formulación estima el factor de amplificación como la combinación cuadrática de dos contribuciones: una asociada al primer modo, definida por la sobrerresistencia a flexión en la base mediante la razón M_{Rd}/M_{Ed} , y otra asociada a los modos superiores, caracterizada a través de la razón espectral $S_e(T_c)/S_e(T_1)$, que incorpora la forma del espectro de diseño y el periodo fundamental de la estructura. A continuación, se presenta la ecuación propuesta:

$$V_e = \omega_v \cdot V_{Ed}' \quad (3)$$

$$\omega_v = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \text{ \& } \geq 1.5 \quad (4)$$

donde:

- V_{Ed}' la fuerza de diseño obtenida a través de un análisis estático equivalente;
- q el factor de reducción de fuerzas de diseño (equivalente al factor R);
- M_{Ed} el momento solicitante a nivel de diseño;
- M_{Rd} el momento de diseño (capacidad) en la base;
- γ_{Rd} factor que toma en cuenta diferentes fuentes de sobrerresistencia;
- $S_e(T)$ la ordenada espectral del espectro de diseño;
- T_c el límite superior del rango de periodos asociado a la aceleración espectral constante del espectro de diseño, consistente con el rango de frecuencias asociado a los modos superiores de vibrar;
- T_1 el periodo fundamental de vibración en la dirección de las fuerzas de corte.

La coexistencia de estos dos enfoques normativos ha motivado diversas investigaciones orientadas a evaluar su precisión en configuraciones estructurales más complejas que el muro en voladizo idealizado.

En esta línea, Rejec et al. (2011), Massone y Bass (2020), y posteriormente Rivard et al. (2022), mediante extensivos análisis paramétricos de muros con distintos niveles de acoplamiento, evidenciaron discrepancias entre los valores normativos y los resultados numéricos. Sus estudios mostraron que las expresiones desarrolladas para muros en voladizo tienden a sobreestimar la amplificación dinámica cuando se aplican a muros con niveles moderados de acoplamiento, mientras que entregan estimaciones más adecuadas en los casos de acoplamiento nulo o muy elevado, cuyo comportamiento dinámico se asemeja más al de un muro en voladizo que al de muros acoplados.

Asimismo, Jimenez y Massone (2018) evaluaron los efectos que tiene en la amplificación diversas configuraciones de irregularidades verticales, por ejemplo, muros bandera y muros perforados, concluyendo que estos cambios en la geometría no constituyen un factor determinante en la amplificación dinámica. En su lugar, identificaron que la magnitud de la ADC está gobernada principalmente por las características del movimiento sísmico, tales como el contenido de altas frecuencias y la intensidad de Arias. Sus hallazgos confirmaron, además, que la formulación de Eibl y Keintzel (1988) presenta una correlación superior con los datos experimentales en comparación con el enfoque adoptado por ACI318-19.

Grandón y Hube (2023) emplearon múltiples análisis tiempo-historia no lineal para corroborar que el factor de amplificación dinámica es proporcional a la intensidad sísmica del registro. Esta intensidad, a su vez, se vincula directamente con la demanda de ductilidad impuesta a los muros (Morales et al., 2019), una característica relevante que coincide con lo planteado por otros autores (Derecho y Corley, 1984; Priestley, 2003; Sangarayakul y Warnitchai, 2004), pero que el código de diseño ACI318-19 omite por completo.

De esta manera, se ha puesto de manifiesto la problemática asociada a la forma en que el código estadounidense caracteriza actualmente este fenómeno. Para una revisión exhaustiva de la bibliografía existente sobre esta materia, el lector es referido al trabajo de Rutenberg (2013).

En respuesta al debate generado tanto en la academia como en la práctica profesional respecto de las expresiones propuestas en el código ACI318 en su versión 2019, la versión más reciente del código, ACI318-25, introduce una modificación a las ecuaciones previamente establecidas, redefiniendo el factor ω_v de la siguiente manera:

$$\omega_v = \begin{cases} 1.0 & , \text{ para } 0 < \frac{h_{wcs}}{l_w} < 2.0 \\ 0.8 + 0.09h_n^{1/3} \geq 1.0 & , \text{ para } \frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2.0 \end{cases}, \text{ con } h_n \text{ en ft} \quad (5)$$

donde h_n es la altura del muro medida desde la base hasta el nivel más alto del sistema resistente a cargas laterales.

A pesar de los avances en la comprensión y caracterización de este fenómeno, particularmente en relación con el impacto de la configuración estructural y la demanda sísmica, la influencia de la interacción suelo–estructura (SSI) en la amplificación dinámica del corte permanece completamente inexplorada dentro de la literatura. Considerando que la inclusión explícita del suelo modifica tanto la rigidez global del sistema estructural, su amortiguación y el contenido frecuencial del movimiento sísmico de entrada, su incorporación podría alterar de manera significativa la respuesta dinámica a corte de los muros de hormigón armado.

En este contexto, el objetivo principal de este estudio es evaluar, mediante una modelación no lineal y directa del dominio de suelo, la estructura y su correspondiente sistema de fundación, la influencia de la interacción suelo–estructura en la estimación del factor de amplificación dinámica del corte en muros altos de hormigón armado, contribuyendo así a una caracterización más completa de este fenómeno relevante para el diseño estructural.

2 Objetivos

2.1 Objetivo general:

Evaluar el impacto de la interacción suelo–estructura en la estimación del factor de amplificación dinámica de corte (ω_v) en muros especiales de hormigón armado.

2.2 Objetivos específicos:

1. Caracterizar la amplificación dinámica de corte (ω_v) en muros de hormigón armado bajo la hipótesis de base fija, mediante modelación no lineal en OpenSees, evaluando los niveles de demanda inducidos por registros sísmicos escalados al nivel MCE (por las siglas en inglés de Maximum Considered Earthquake).
2. Incorporar explícitamente el modelo de suelo y fundación en la simulación estructural, analizando el efecto de la SSI sobre ω_v y comparando con el escenario de base fija y valores normativos.
3. Evaluar la influencia de distintos registros sísmicos y perfiles de suelo en la respuesta dinámica de corte, con el objetivo de identificar tendencias y caracterizar de manera robusta el fenómeno de amplificación.

3 Marco teórico

3.1 Diseño por capacidad

El diseño por capacidad es el proceso mediante el cual se seleccionan las resistencias relativas de diferentes elementos estructurales de modo de asegurar que, ante un sismo de severa intensidad, se desarrolle únicamente el mecanismo de respuesta inelástica intencionado por el diseñador (Priestley, 2003), protegiendo la salud de sus ocupantes, así como también, la integridad y operatividad de la edificación.

En particular, el diseño a corte por capacidad se traduce en un incremento de la resistencia al corte por sobre los requerimientos de las combinaciones de carga convencionales, buscando proveer un refuerzo a corte asociado al desarrollo completo de la capacidad a flexión, esto es, asegurando que el elemento falle a flexión antes que a corte. Este enfoque permite que los elementos exhiban un comportamiento dúctil, alcanzando grandes niveles de deformación, evitando fallas frágiles y maximizando la disipación de energía del sistema (Paulay y Priestley, 1992).

3.2 Respuesta dinámica en el tiempo

La respuesta dinámica de un muro en voladizo frente a una excitación sísmica está gobernada por la interacción entre sus propiedades dinámicas, la evolución de las propiedades de sus materiales y la

naturaleza transiente del movimiento sísmico. En este contexto, la correcta estimación de las demandas requiere un marco de análisis capaz de representar de manera robusta dichos efectos.

Desde la base del análisis estructural, la respuesta dinámica de una edificación se interpreta a través de sus configuraciones naturales o modos de vibrar, cuyas propiedades de frecuencia y masa participativa dependen de la distribución de rigidez y masa del sistema (Chopra, 2012). En este marco, el primer modo de vibración, o modo fundamental, corresponde al que moviliza el mayor porcentaje de masa en la dirección de análisis y se asocia al mayor periodo natural del sistema (o, equivalentemente, a la menor frecuencia natural). Los modos superiores corresponden a todas las configuraciones modales restantes, desde el segundo modo en adelante, caracterizadas por periodos de vibrar progresivamente menores y, por consiguiente, frecuencias más elevadas.

En muros de gran altura, si bien la respuesta a corte en régimen elástico suele estar dominada por el modo fundamental, la incursión en el rango inelástico modifica significativamente esta condición. La formación de una rótula plástica en la base produce una reducción de la rigidez global del sistema y un consecuente aumento del periodo fundamental, mientras que las características dinámicas de los modos superiores permanecen prácticamente inalteradas. Como resultado, la contribución relativa de estos últimos tiende a incrementarse durante la respuesta inelástica. Esto, en conjunto con la limitación de las fuerzas asociadas al modo fundamental por la resistencia a flexión del muro, conduce a una modificación en la distribución de fuerzas laterales a lo largo de la altura, fenómeno que constituye el fundamento de la amplificación dinámica del corte en la base (Blakeley et al., 1975; Eibl y Keintzel, 1988; Paulay y Priestley, 1992).

La adecuada representación de la respuesta no lineal del muro en la modelación numérica requiere la incorporación explícita de la no linealidad del material, la cual se simula mediante relaciones constitutivas que describen el comportamiento esfuerzo–deformación del hormigón y del acero en todo su rango de respuesta, incluyendo fluencia, endurecimiento, degradación de rigidez post-peak y resistencias residuales en estado último.

Estos mecanismos de respuesta no lineal no pueden ser representados adecuadamente mediante modelos elásticos lineales, los cuales asumen propiedades mecánicas constantes a lo largo de todo el análisis. Bajo esta hipótesis, la rigidez y el amortiguamiento del sistema permanecen invariantes, lo que impide reproducir mecanismos fundamentales de la respuesta sísmica real, tales como la degradación progresiva de rigidez y resistencia asociada al daño generado en los elementos, la disipación de energía a través de la histéresis y la consecuente modificación de las propiedades dinámicas del sistema durante el movimiento sísmico.

En este contexto, el análisis tiempo–historia no lineal (*nonlinear time history analysis*, NLTHA) se considera como el procedimiento más completo para evaluar la respuesta sísmica de estructuras cuando

se espera comportamiento inelástico. Este enfoque se basa en la resolución directa de las ecuaciones de movimiento del sistema, mediante esquemas de integración numérica paso a paso en el dominio del tiempo, donde la excitación se define a partir de historias de aceleraciones sísmicas registradas o sintéticas.

A diferencia de los métodos lineales basados en espectros de respuesta o en la superposición modal, el NLTHA permite incorporar explícitamente modelos constitutivos que representan el comportamiento no lineal de los materiales, así como también, la modelación de posibles no linealidades geométricas. De esta manera, es posible simular los mecanismos descritos anteriormente y reproducir la evolución temporal de deformaciones, desplazamientos y fuerzas internas en los muros durante la excitación sísmica.

En el caso de muros altos, este método de análisis resulta particularmente relevante para evaluar la amplificación dinámica de las fuerzas de corte. Asimismo, proporciona un marco consistente para examinar posteriormente cómo la interacción suelo–estructura modifica dichas demandas, al incorporar explícitamente la flexibilidad y el amortiguamiento asociados al dominio de suelo dentro del sistema dinámico.

3.3 Interacción suelo estructura

La respuesta de una estructura ante un movimiento sísmico se ve afectada por las interacciones entre tres sistemas conectados: la estructura, la fundación y el suelo debajo y alrededor de la fundación (FEMA, 2009). Considerando que estos efectos son omitidos por la condición teórica de una base fija, la SSI da cuenta de las diferencias entre la respuesta real de una estructura y la respuesta teórica en una condición de base rígida (NEHRP, 2012). De esta manera, el efecto de la SSI es reconocido como un factor relevante que, en general, no puede ser despreciado (Wolf, 1985).

Para comprender la manera en que el suelo afecta la respuesta dinámica de la estructura, resulta conveniente identificar los tipos de interacción presentes en un escenario de SSI.

3.3.1 Tipos de interacción

La interacción suelo – estructura puede ser de dos tipos: inercial o cinemática, clasificación acuñada por primera vez alrededor del año 1975 por el profesor Robert Whitman (Kausel, 2010).

La interacción de tipo inercial se manifiesta a través de los desplazamientos y rotaciones inducidos en la interfaz suelo–fundación como resultado del corte basal, el momento flector y la torsión generados por la inercia de la superestructura durante la excitación sísmica. Estos efectos son consecuencia directa de la flexibilidad del sistema suelo–fundación, la cual reduce significativamente la rigidez global del sistema estructural en comparación con una condición de base rígida. Asimismo, los movimientos en la fundación incrementan la disipación de energía mediante mecanismos de amortiguamiento por radiación

y por histéresis en el suelo, modificando de manera relevante el amortiguamiento global del sistema (NEHRP, 2012)

La interacción cinemática se define como la diferencia entre el movimiento sísmico de campo libre (*free field*, FF), que ocurriría en la superficie del suelo en ausencia de la estructura, y el movimiento que efectivamente se impone en la fundación de una estructura emplazada sobre el terreno (NEHRP, 2012). Esta diferencia se origina en la variación espacial del movimiento sísmico —asociada a la incoherencia de las ondas sísmicas incidentes en distintos puntos de la fundación, su dispersión y los cambios del movimiento con la profundidad— así como en el contraste de impedancias entre la fundación y el suelo circundante. Dado que la fundación presenta una rigidez significativamente mayor que la del suelo, esta no reproduce el patrón de deformaciones del campo libre, dando lugar a un movimiento efectivo distinto, comúnmente denominado movimiento de entrada en la fundación (en inglés, *Foundation Input Motion*, FIM) (Taha et al., 2022)

En un escenario real, ambos efectos actúan simultáneamente, modificando significativamente la historia de aceleraciones impuesta a la estructura en la situación comúnmente adoptada en la práctica de base fija.

3.3.2 Modelación numérica

Tradicionalmente, el análisis de la interacción suelo-estructura se aborda mediante dos enfoques: el método directo y el método de la subestructura (Wolf, 1985; Bapir et al., 2023). En el método directo, la modelación de los elementos de la estructura, el suelo y la fundación se realiza de manera explícita mediante elementos finitos, lo cual conlleva un costo computacional significativamente mayor que el método de la subestructura. En este último, el sistema se simplifica mediante funciones de impedancia (resortes y amortiguadores frecuencia-dependientes) que caracterizan la rigidez dinámica de la fundación, pero, a pesar de esta útil simplificación, el método de la subestructura presenta limitaciones críticas para el estudio de la respuesta inelástica.

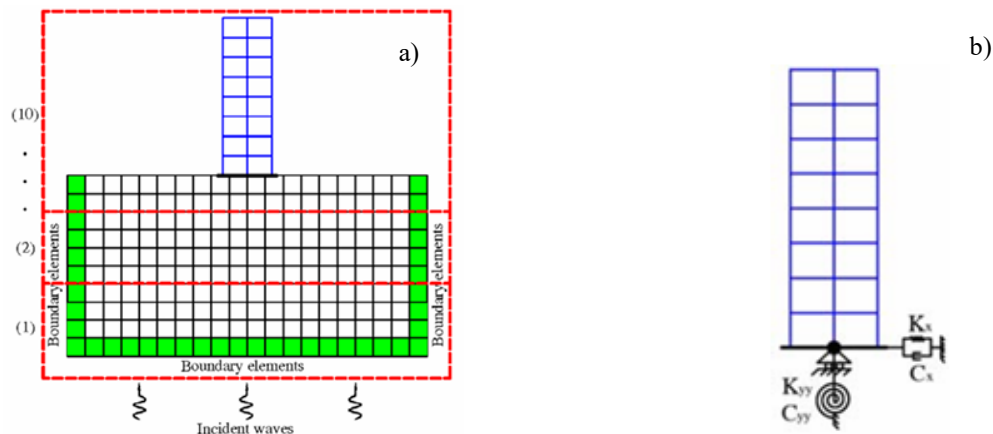


Figura 3 1. Métodos de modelación de SSI, a) Directo y b) Subestructura (Ref. Taha et al., 2022)

En primer lugar, la subestructuración requiere un tratamiento desacoplado de los fenómenos de interacción cinemática e inercial, haciendo necesaria la determinación del FIM para poder capturar los efectos de la rigidez de la base en las aceleraciones impuestas a la estructura (interacción cinemática).

Además, al depender de propiedades frecuencia-dependientes, el análisis queda restringido por defecto al dominio de las frecuencias, lo cual es estrictamente válido solo para sistemas lineales. Aunque se han propuesto métodos simplificados para realizar análisis en el dominio del tiempo —como el enfoque de "frecuencia representativa" sugerido por NEHRP (2012)—, estudios recientes indican que estos, si bien capturan de manera aceptable la respuesta global, no logran precisión en la respuesta local de una estructura, ya sea en términos de fuerzas internas o desplazamientos (Kusanovic et al., 2021; Taha et al., 2022). Estas discrepancias se deben principalmente a la incapacidad de estos métodos para representar la respuesta ante altas frecuencias (Taha et al., 2022), aspecto fundamental al evaluar los efectos de modos superiores de vibrar en el comportamiento dinámico estructural.

En consecuencia de lo anterior, y de modo de superar la restricción de linealidad al utilizar el método de la subestructura, se han desarrollado marcos de trabajo que buscan integrar la no linealidad estructural dentro del problema de interacción, basándose mayoritariamente en esquemas iterativos para lograr el equilibrio en la interfaz suelo – estructura (Wolf, 1985, 1989). Entre estos destacan el *Hybrid Frequency-Time Domain Method* (HFTD) (Kawamoto, 1983) y el *Hybrid Time-Frequency Domain Method* (HTFD) (Bernal y Youssef, 1998), los cuales utilizan el concepto de "pseudo-fuerzas" para conciliar las incompatibilidades entre el análisis de la respuesta no lineal de la estructura y la dependencia frecuencial de los resortes y amortiguadores que representan el suelo.

Sin embargo, a pesar de los esfuerzos por implementar estos esquemas de análisis en softwares de elementos finitos como OpenSees (Farid Ghahari et al., 2023), estos métodos implican un alto nivel de complejidad en su utilización y calibración, requiriendo el uso de esquemas iterativos laboriosos para asegurar el equilibrio entre ambos dominios (Zolghard et al., 2007).

En contraste, la modelación explícita mediante elementos finitos representa el suelo como un conjunto de capas horizontales apoyadas sobre un semi-espacio estratificado (en inglés, *layered half-space*), cuyas propiedades varían con la profundidad y se consideran constantes dentro de cada estrato (Wolf, 1985). Este enfoque permite incorporar de forma directa relaciones constitutivas para caracterizar el comportamiento no lineal del suelo, posibilitando la simulación de la degradación progresiva de rigideces y la acumulación de daño bajo cargas cíclicas en los distintos elementos del modelo numérico.

No obstante de lo anterior, este enfoque de modelación introduce otras complejidades. En particular, la discretización empleada en el mallado de elementos finitos adquiere un rol crítico, ya que controla la frecuencia máxima que puede ser representada adecuadamente en el modelo numérico. Este límite depende tanto del contenido frecuencial del registro sísmico aplicado como de la menor rigidez presente

en el dominio de suelo, lo que condiciona la propagación de ondas y la precisión de la respuesta dinámica simulada (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969).

De igual forma, la definición de los elementos que modelan la interfaz suelo–fundación resulta crítica, dado que, en edificios con fundaciones superficiales, pueden desarrollarse no linealidades geométricas significativas en esta zona (Bolisetti et al., 2018). Dichos efectos pueden reducir la disipación de energía significativamente —como en el caso de la separación o el levantamiento— o incrementarla, como ocurre durante el deslizamiento relativo.

En términos generales, la modelación de la interfaz se aborda mediante elementos *zero-length* formulados a partir de criterios de resistencia tipo Mohr–Coulomb para simular el deslizamiento, junto con esquemas de penalización (*penalty method*) que permiten controlar la ocurrencia de fenómenos de contacto, separación y recontacto mediante la definición de umbrales límites asociados a las rigideces del sistema modelado.

Asimismo, es necesario tratar de manera rigurosa la propagación de ondas generadas por la interacción suelo–estructura y la reflexión hacia el dominio interior del suelo. Para representar adecuadamente el fenómeno físico de la radiación y dispersión de ondas, estas no deben reflejarse artificialmente en los bordes laterales e inferior del dominio numérico, de modo de reproducir la condición de semi-infinita del suelo (Bapir et al., 2023). Si bien este problema podría evitarse teóricamente mediante dominios de suelo infinitamente extensos, tal que todas las ondas en propagación externa se atenúen antes de reflejarse, las limitaciones computacionales obligan a reducir el tamaño de los modelos, haciendo indispensable un tratamiento especial de sus fronteras (Sharma, 2019). En este contexto, se emplean elementos absorbentes en los bordes del modelo (*absorbing boundaries*), los cuales permiten disipar la energía de las ondas incidentes y minimizar las reflexiones espurias.

De acuerdo con lo anterior y, ante las limitaciones de los métodos simplificados para capturar el contenido de altas frecuencias, así como la elevada complejidad en la implementación de los esquemas híbridos, esta investigación adopta el método directo para la modelación no lineal de la SSI.

4 Caso de estudio

En el presente estudio, los modelos de elementos finitos están compuestos por un único muro rectangular en voladizo, su correspondiente sistema de fundación y un dominio rectangular de suelo circundante.

El muro analizado corresponde a la configuración P1-25, extraída del trabajo de Grandón y Hube (2023). Este posee una sección transversal de 7.0×0.30 m y una altura total de 62.5 m, equivalente a un edificio de 25 pisos. El diseño de la armadura se realizó conforme a la normativa chilena vigente, considerando suelo tipo D, zona sísmica III y categoría de importancia II. Bajo estas condiciones, y a partir de los parámetros $T^* = 1.56$ s, $T_0 = 0.75$ s y $R_0 = 11$ establecidos por la NCh433, se obtuvo un factor de

reducción $R^* = 8.20$, resultando en requerimientos de cuantía longitudinal mínima y armadura de confinamiento en las puntas del muro. Las masas fueron concentradas en cada nivel de piso y definidas de modo de alcanzar un período fundamental objetivo $T_1 = 1.56$ s, de acuerdo con lo reportado por Grandón y Hube (2023). Este valor corresponde a una razón de rigidez global $H/T = 40 \frac{m}{s}$, la cual se encuentra dentro del rango típico de estructuras de muros en edificaciones chilenas, según lo indicado por Guendelman et al. (2017).

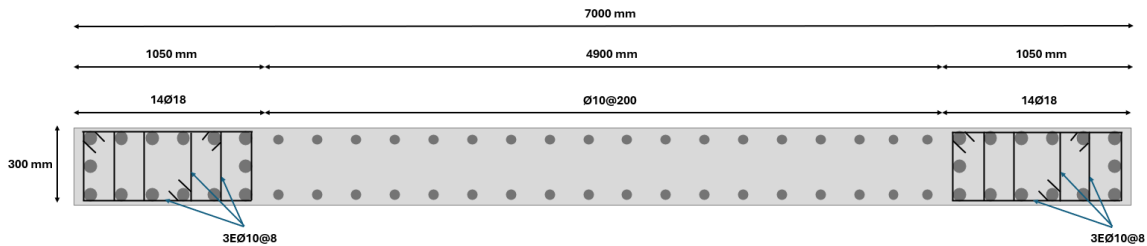


Figura 4-1. Esquema de armadura provista

En una primera etapa, la fundación se modeló como superficial y fue dimensionada para cumplir con los criterios de estabilidad frente a deslizamiento y volcamiento, así como con las presiones máximas admisibles del suelo tipo D. Estas últimas fueron evaluadas considerando un suelo de Arena de Nevada, mediante la formulación generalizada propuesta por Hansen (1970). Sin embargo, durante la etapa de modelación numérica se observaron dificultades asociadas a la elevada esbeltez del muro y a la baja restricción al *rocking* proporcionada por la fundación superficial. De esta manera, y con el objetivo de estabilizar la respuesta numérica y aislar adecuadamente los efectos dinámicos de interés, se optó por incorporar pilotes en el modelo de fundación. Esta decisión responde a un criterio estrictamente numérico, dado que, desde el punto de vista del diseño estructural, la inclusión de una fundación profunda no era necesaria puesto que, en una estructura real, el *rocking* se encuentra controlado por la rigidez adicional aportada por el sistema estructural completo, incluyendo vigas de fundación, puntales, losas y/o vigas de entrepiso. Finalmente, la fundación quedó conformada por un cabezal de 12 m de largo y 0.8 m de espesor, así como 4 pilotes circulares de 0.5 m de diámetro.

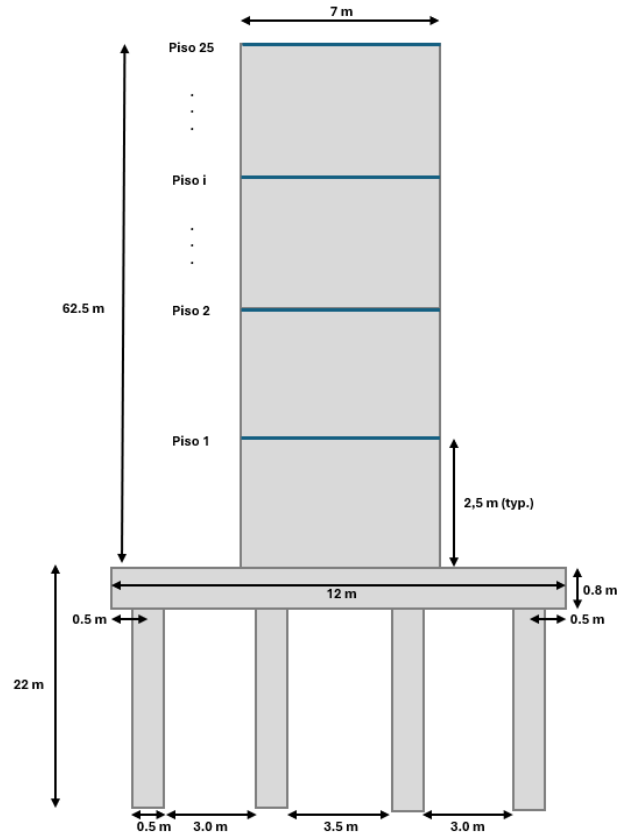


Figura 4-2. Esquema en elevación del caso de estudio

En lo que respecta al suelo, se analizaron cuatro estratigrafías representativas de los tipos de suelo A, B, C y D, de acuerdo con el criterio de velocidad promedio de ondas de corte V_{s30} establecido en el D.S. N° 61 (MINVU, 2011). Los perfiles de suelo correspondientes fueron definidos mediante distintas combinaciones de Arena de Nevada y Grava de Santiago, mientras que para el suelo tipo A se consideró un único estrato de roca. La conformación detallada de cada estratigrafía se presenta en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Estratigrafías definidas

Tipo de suelo	z [m]	Suelo	V_{s30} [m/s]
A	40	Roca	920
B	8	G.S. 2da depositación	528
	40	G.S. 1era depositación	
C	8	Arena de Nevada	411
	40	G.S. 1era depositación	
D	8	Arena de Nevada	297
	15	Arena de Nevada	
	40	G.S. 1era depositación	

(*) G.S.: Grava de Santiago

5 Marco metodológico

La metodología utilizada en el presente estudio se basó en lineamientos ampliamente documentados en literatura especializada, tanto para la caracterización de la amplificación dinámica del corte (Grandón y Hube, 2023; Massone y Bass, 2020) como para la modelación de la SSI (Kolay et al., 2013; Lysmer y Kuhlemeyer, 1969; Sáez et al., 2013; Sharma, 2019; Sharma et al., 2020; Zhang et al., 2008).

5.1 Modelación del sistema estructura – suelo

El sistema estructura – suelo se modeló explícitamente en dos dimensiones (2D) bajo la condición de deformaciones planas (*plane strain*) utilizando el software STKO (Petracca et al., 2017), el cual le proporciona una interfaz gráfica para el pre-procesamiento y post-procesamiento a OpenSees (F. McKenna, 2011)

El muro fue modelado mediante el macroelemento *MVLEM* (*Multiple Vertical Line Element Model*). La adopción de este elemento se justifica en que, debido a su elevada esbeltez, la respuesta estructural del muro se encuentra dominada principalmente por flexión, condición bajo la cual *MVLEM* ha demostrado representar adecuadamente los mecanismos fundamentales del comportamiento cíclico de muros de hormigón armado. Entre estos se incluyen la degradación progresiva de rigidez y resistencia, la forma de los ciclos histéricos, los efectos de *pinching* y la evolución de la posición del eje neutro a lo largo de la sección transversal (Orakcal et al., 2006).

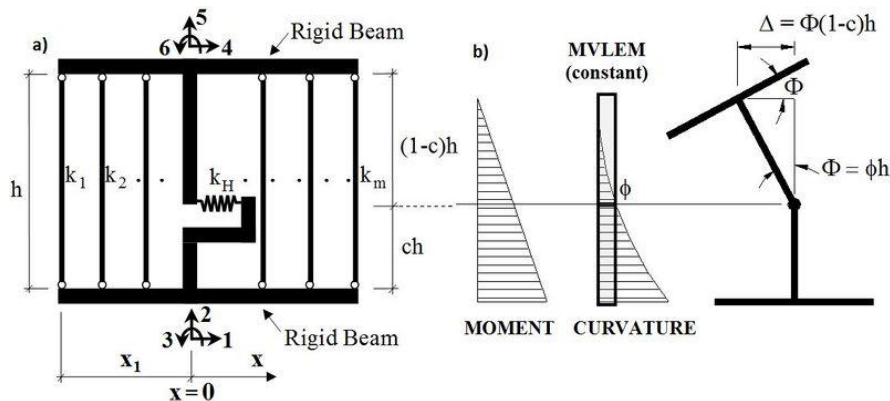


Figura 5-1. Multiple Vertical Line Element Model, MVLEM (Ref. Kolozvari et al., 2015)

Al tratarse de un modelo de fibras, las propiedades globales de rigidez y resistencia emergen directamente de las leyes constitutivas asignadas a los elementos uniaxiales. En este contexto, el hormigón, de grado G25, fue modelado mediante el material *Concrete02*, basado en la formulación de Kent y Park (1971), el cual incorpora resistencia a tracción y un esquema de carga–descarga en compresión con degradación de rigidez. Esta ley constitutiva presenta un nivel de detalle adecuado para representar el comportamiento cíclico del hormigón requerido en el presente estudio, sin comprometer la estabilidad numérica del análisis no lineal.

El acero de refuerzo se modeló mediante el material uniaxial *SteelMPF*, una extensión del modelo clásico de Menegotto y Pinto (1973), que permite representar el endurecimiento isotrópico, la degradación cíclica previa y post a la fluencia, así como también el efecto Bauschinger.

De la misma forma, el macroelemento utilizado, *MVLEM*, requiere la asignación de una ley constitutiva asociada al resorte que trabaja en corte. En este sentido, se asume que la capacidad a corte del elemento es lo suficientemente alta tal que el comportamiento no lineal se desarrolle predominantemente a través del mecanismo de flexión. Bajo esta hipótesis, la ley constitutiva se define lineal elástica, permitiendo evaluar explícitamente las demandas de corte generadas durante la respuesta sísmica. Para la definición de la rigidez a corte, se referencia al trabajo de Mock et al. (2015) quienes, basados en múltiples ensayos experimentales, proponen la utilización de una rigidez efectiva definida como $0.15G_cA_{cv}$, donde G_c corresponde al módulo de corte del hormigón y A_{cv} el área transversal del muro que resiste el corte.

Por otro lado, la fundación profunda se modeló mediante elementos *elasticBeamColumn*, puesto que se buscó imponer que esta región de la estructura no incursionara dentro del rango no lineal durante los análisis realizados.

A los elementos estructurales se le asignó un 2.5% de amortiguamiento inherente mediante el modelo de Rayleigh, asociado a la primera y tercera frecuencia de la estructura muro-fundación considerando la rigidez inicial. Este criterio fue escogido teniendo en cuenta que se consideran explícitamente las fuentes de disipación de energía provenientes de la modelación de la SSI.

La Figura 5-2 muestra los elementos utilizados para la modelación de la estructura y su sistema de fundación.

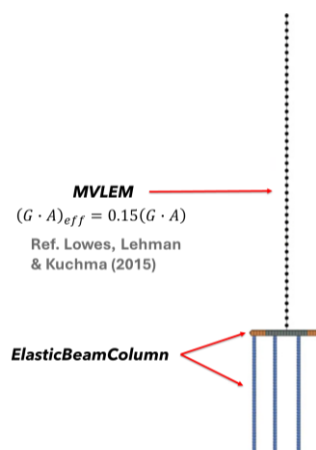


Figura 5-2. Muro y sistema de fundación

En cuanto al dominio del suelo, este se modeló con elementos finitos tipo *quad* de cuatro nodos, de formulación isoparamétrica bilineal, los que fueron discretizados según lo recomendado por Lysmer y Kuhlemeyer (1969). En función de esto, el tamaño máximo de los elementos finitos corresponde a 1/12 de la longitud de onda más corta de cada estrato de suelo, considerando una frecuencia máxima de 20

Hz de excitación sísmica. Este límite fue definido de acuerdo a que, en general, los sismos no poseen niveles importantes de energía por sobre 15 Hz (Zhang et al., 2008; Kolay, 2013; Sharma et al., 2020).

El comportamiento no lineal del suelo se representó mediante el modelo elasto-plástico *PressureDependentMultiYield02* (PDMY02) formulado para simular la respuesta de suelos cuyo comportamiento depende del estado de confinamiento del material (e.g. arenas y gravas) (Yang et al., 2008). La evolución progresiva del daño en el elemento de suelo es capturada a través del uso de curvas de degradación de rigidez y curvas de amortiguamiento efectivo, definidas por una curva esqueleto (*backbone*) de tipo hiperbólica. Los diferentes parámetros utilizados para definir los tipos de suelos se muestran en la Tabla 5-1 y fueron extraídos del trabajo de Pinto et al. (2023), quienes los calibraron con ensayos de centrífuga geotécnica.

Tabla 5-1. Parámetros de modelo de material de suelo PDMY02 (Ref. Pinto et al., 2023)

Parámetro	G.S 1era deposición	G.S 2da deposición	Arena de Nevada	Roca	Unidades
Densidad (ρ)	2.25	2.2	1.56	2.25	ton/m ³
Módulo de corte de referencia (Gref)	7.50E+05	7.50E+05	8.29E+04	1.90E+06	kN/m ²
Presión de confinamiento de referencia (Pref)	80	80	80	80	kN/m ²
Razón de Poisson (μ)	0.33	0.4	0.31	0.22	-
Módulo de Bulk de referencia (Bref)	1.95E+06	1.04E+06	1.91E+05	2.85E+06	kN/m ²
Coefficiente de dependencia del confinamiento (m)	0.5	0.52	0.5	0.5	-
Ángulo de fricción (ϕ')	45	45	33	45	°
Deformación cortante máxima (γ_{max})	8	10	10	10	%
Número de superficies de plasticidad	20	20	20	20	-
Ángulo de transformación de fase (ϕ_T)	32	27	26.5	32	°
Relación de vacíos	0.45	0.45	0.692	0.45	-
Parámetros de contracción	0.03	0.03	0.05	0.03	-
Parámetros de dilatación	d1=0.8 ; d2=5	d1=0.8 ; d2=5	d1=0.6 ; d2=2	d1=0.8 ; d2=5	-
Constante de deformación inducida por licuación	0	0	0	0	-

La interfaz suelo–fundación se modeló asumiendo contacto perfecto, sin permitir separación ni deslizamiento entre ambos dominios. Esta simplificación se adoptó teniendo en consideración que, al tratarse de un modelo bidimensional con fundación profunda, los efectos de separación o pérdida de contacto se estiman despreciables.

Para modelar el amortiguamiento por radiación y evitar la reflexión de las ondas en propagación externa del modelo, se implementaron condiciones de borde absorbentes mediante elementos *ASDAbsorbingBoundary* (Petracca et al., 2017). Este elemento se compone de tres mecanismos complementarios: un elemento de campo libre, que calcula en paralelo la respuesta sísmica que tendría el suelo en ausencia de la estructura; amortiguadores tipo Lysmer–Kuhlemeyer (LK) (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969), encargados de disipar la energía de las ondas salientes; y fuerzas de tracción transferidas desde el campo libre hacia el dominio principal, que permiten imponer de forma consistente la condición de propagación de ondas en un medio semi-infinito no perturbado.

Una ventaja relevante del elemento *ASDAbsorbingBoundary* es que automatiza el análisis por etapas requerido al emplear bordes absorbentes basados en amortiguadores LK. En términos generales, este procedimiento consiste en ejecutar el análisis gravitacional con bordes inicialmente restringidos para

permitir el desarrollo del confinamiento, obtener las reacciones correspondientes y liberar posteriormente los bordes, imponiendo dichas reacciones para mantener el equilibrio estático. Con ello, se asegura un campo de esfuerzos inicial físicamente representativo antes de iniciar la simulación dinámica de la interacción suelo–estructura, estableciendo de manera consistente el estado de confinamiento del dominio de suelo.

Dado que el modelo incorpora explícitamente el amortiguamiento hysterético y por radiación, se adoptó un 1% de amortiguamiento de Rayleigh, proporcional a la rigidez inicial, aplicado al dominio de suelo, de manera de contar con cierto amortiguamiento en niveles bajos de deformación (Hudson et al., 1994; Kolay et al., 2013). Este fue definido a partir de la primera y tercera frecuencia modal de cada estratigrafía, evitando afectar de manera significativa los modos dominantes de interés del estudio, definidos para todos los efectos como los tres primeros modos del sistema.

La Figura 5-3 muestra la disposición de los elementos y restricciones consideradas en la modelación numérica, donde se aprecia un refinamiento del mallado en la zona cercana a la estructura, con un aumento gradual del tamaño de los elementos hacia el campo lejano.

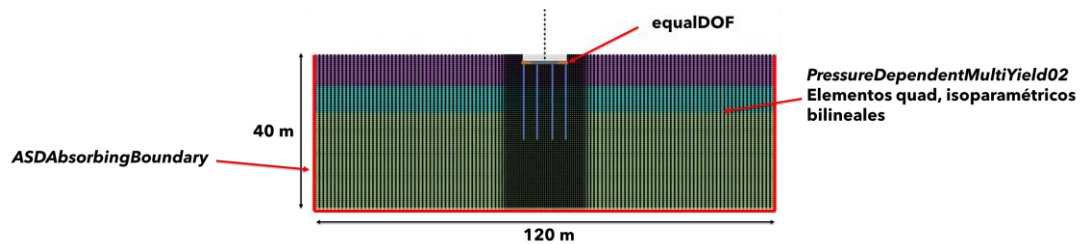


Figura 5-3. Dominio de suelo

5.2 Análisis modal

Los análisis modales se realizaron mediante la resolución del problema de valores y vectores propios (*eigenvalue analysis*). Para este propósito, en los modelos con interacción suelo-estructura se impusieron restricciones verticales y horizontales en el borde inferior del dominio. En los bordes laterales, en tanto, se aplicaron restricciones del tipo *tied DOF*, implementadas mediante la asignación de *equalDOF* en la dirección horizontal a los nodos correspondientes, con el fin de representar adecuadamente los modos de deformación en corte del dominio de suelo que serán excitados ante la propagación vertical de ondas de corte horizontal (SH) durante la fase dinámica del análisis SSI (Sáez et al., 2013). Estos análisis se efectuaron en una etapa previa a la incorporación de los elementos de borde absorbentes, dado que dichos elementos no aportan rigidez horizontal, lo que conduce a una matriz de rigidez singular y a la aparición de modos de cuerpo rígido que invalidan el análisis modal (Zhang, 2008).

5.3 Análisis gravitacional

Los análisis gravitacionales fueron realizados de manera pseudo-estática, considerando comportamiento únicamente elástico del suelo, aplicando las cargas en un total de 10 pasos, lo que permite la actualización interna de diferentes parámetros dentro del material del suelo, de forma de modelar adecuadamente la progresión del estado de confinamiento de este y, por ende, de sus propiedades de rigidez.

Las cargas gravitacionales aplicadas, tanto en la estructura como en el dominio de suelo, se distribuyeron de manera consistente con la definición de masas del modelo; es decir, como cargas puntuales en cada nivel de piso del edificio y en los cuatro nodos de cada elemento *quad*. En el caso del muro, se consideró el peso total previamente definido, equivalente a $0.10A_g f'_c$. Para la fundación, se incorporó el peso propio de los elementos de hormigón y el peso del relleno estructural ubicado sobre el nivel de sello de fundación. Por su parte, en el suelo se consideró únicamente el peso propio de los elementos, determinado a partir de la densidad correspondiente a cada estrato.

5.4 Análisis dinámico en el tiempo

5.4.1 Registros sísmicos empleados

Para evaluar de manera robusta la respuesta no lineal del sistema, se utilizó un conjunto de 40 registros sísmicos medidos en roca, los cuales fueron escalados al nivel MCE en el período fundamental en base fija del muro ($T_1 = 1.56$ s), de acuerdo con el espectro objetivo de ASCE 7 para un sitio ubicado en Los Ángeles, California, definido en función de lo indicado por la herramienta de amenaza sísmica de ASCE (<https://ascehazardtool.org/>).

El escalamiento al MCE, en lugar del espectro de diseño de NCh433, busca garantizar que la estructura alcance la plastificación basal, condición necesaria para que el fenómeno de amplificación dinámica del corte se manifieste. En $T_1 = 1.56$ s, la ordenada espectral del MCE es aproximadamente 2.2 veces la del espectro de diseño de NCh433 (1.05 g frente a 0.48 g), diferencia que asegura demandas inelásticas significativas. Este nivel de intensidad permite, además, mantener consistencia metodológica con el trabajo de Grandón y Hube (2023). Por otra parte, la sensibilidad de ω_v a la intensidad sísmica se analiza en las Secciones 6.3.1 y 6.3.3

El diseño del muro, por su parte, se realizó conforme a NCh433 por consistencia con la práctica nacional y con el estudio de referencia antes mencionado. Para verificar que esta elección no condiciona los resultados, se comparó el espectro de diseño de NCh433 con el de ASCE 7-22 para suelo D, encontrándose diferencias moderadas en periodos largos (ASCE 7-22 ~ 1.4 veces mayor en T_1) y valores prácticamente equivalentes en el rango de periodos cortos (meseta/peak); aun así, las solicitaciones derivadas del espectro de ASCE 7-22 son absorbidas por el refuerzo dimensionado según NCh433,

confirmando que el diseño es esencialmente el mismo bajo ambas normativas. La evidencia gráfica de esta verificación se presenta en el Anexo B.

Con el objetivo de investigar explícitamente la influencia del tipo de terremoto en la amplificación dinámica del corte, el conjunto de registros fue conformado por sismos de distinta naturaleza: 19 registros corticales, extraídos de la base de datos NGAWest (Ancheta et al., 2014), y 21 registros subductivos, provenientes de NGASubduction (Bozorgnia et al., 2022). Esta selección fue realizada mediante un procedimiento de *single-period scaling*, en el cual cada acelerograma fue escalado mediante un factor único para ajustar su aceleración espectral S_a al valor objetivo en el período fundamental de la estructura ($T_1 = 1.56$ s). En consecuencia, el criterio principal de escalamiento se concentró en dicho período, más que en un ajuste estricto del espectro completo. Complementariamente, las herramientas de escalado y selección de registros, consideraron una función de pesos entre 0.1 y 10 s para evaluar el comportamiento espectral en un rango más amplio; sin embargo, no se aplicó un control explícito de dispersión estadística entre registros individuales. Por ello, la suite final presenta variabilidad espectral fuera del período objetivo, particularmente en períodos cortos, lo que es consistente con las limitaciones propias del escalamiento por período único.

La Figura 5-4 muestra el escalamiento de espectros aplicado en las distintas bases de datos, en ella, se aprecian los espectros escalados, el espectro objetivo y las medias junto a su respectiva dispersión.

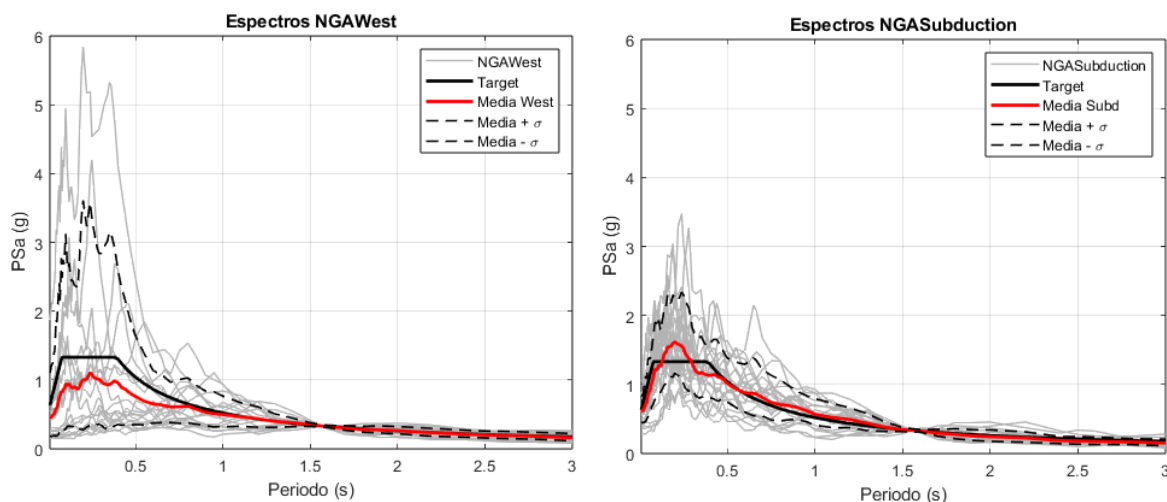


Figura 5-4: Espectros escalados (razón de amortiguamiento crítico de 5%)

Es importante destacar la diferencia en la dispersión de las ordenadas espectrales entre ambas bases de datos en el rango de periodos cortos. En el caso del set obtenido de la base de datos NGAWest, se observa una alta variabilidad en los espectros individuales, caracterizada por la presencia de algunos registros con valores elevados de aceleración espectral, y un número mayor de registros con amplitudes significativamente menores. Esto se traduce en un amplio rango de dispersión ($\mu \pm \sigma$) y en una media que se mantiene por debajo del espectro objetivo en dicho rango de periodos. En contraste, los registros

seleccionados de la base de datos NGASubduction presenta una menor dispersión, con un mayor número de registros concentrados en torno al espectro objetivo lo que se traduce en una media que se aproxima de mejor manera al objetivo, llegando incluso a superarlo en el rango de periodos mencionado.

Estas diferencias entre ambas bases de datos constituyen un aspecto no menor del análisis que debe considerarse al interpretar las demandas de fuerzas de corte obtenidas.

5.4.2 Configuraciones simuladas

Para cada uno de los 40 registros sísmicos se ejecutó un total de nueve análisis tiempo–historia no lineal. De ellos, cuatro consideran la interacción suelo–estructura, en los cuales se representa explícitamente el muro, su fundación y el dominio de suelo. En estas configuraciones, ilustradas en la Figura 5-5a, la excitación sísmica se introduce en la base del modelo, propagándose verticalmente desde la roca ubicada a 40 m de profundidad (en adelante, SSI-A, SSI-B, SSI-C y SSI-D).

Cabe señalar que los registros provenientes de las bases NGAWest y NGASubduction se encuentran procesados desde origen, incluyendo filtrado pasa-altas y corrección de línea base de acuerdo con la metodología estándar adoptada por PEER (Ancheta et al., 2014; Bozorgnia et al., 2022). Esto fue verificado mediante la doble integración de los registros, observándose desplazamientos residuales despreciables al final de cada serie de tiempo, por lo que no se requirió procesamiento adicional. La denominación RAW se emplea en este trabajo únicamente para distinguir esta configuración de aquellas en las que el registro fue propagado previamente por un perfil de suelo, y no debe interpretarse como un registro sin procesar.

Por otra parte, se emplearon historias de aceleración obtenidas mediante la propagación en campo libre de cada registro a través de las distintas estratigrafías consideradas (en adelante, Fixed-A, Fixed-B, Fixed-C y Fixed-D). Para ello, el movimiento sísmico se propagó utilizando los modelos de suelo empleados en las configuraciones SSI, pero excluyendo la estructura y su fundación. Las aceleraciones resultantes se registraron en el nodo correspondiente al emplazamiento del muro y posteriormente se utilizaron como excitación en los modelos de base fija (ver Figura 5-5c).

Este procedimiento permite incorporar en los análisis de base fija las modificaciones del movimiento sísmico inducidas por las condiciones locales de suelo, evitando comparar erróneamente modelos SSI con modelos de base fija excitados mediante movimientos en roca, lo que podría omitir efectos de sitio relevantes en la respuesta dinámica de la superestructura (Sáez et al., 2013).

Cabe destacar que, dado que los registros sísmicos empleados fueron medidos en afloramiento rocoso, el proceso de deconvolución necesario para la aplicación de las historias de aceleración en los dominios de suelo puede simplificarse significativamente. En el caso de ondas de corte en propagación vertical

en un semi-espacio homogéneo lineal elástico no amortiguado (i.e., roca), la amplitud del movimiento registrado en superficie corresponde al doble de la amplitud de la onda incidente en el interior del medio (Kramer, 1996). Lo anterior permite evitar las complejidades asociadas a la deconvolución de registros medidos en suelo al considerar su comportamiento no lineal, ya que la estimación del movimiento en la roca base y su posterior propagación en el modelo no garantiza reproducir la respuesta medida en la estación, incluso en condiciones de campo libre. Adicionalmente, dado que se emplean 40 registros por tipo de suelo, la aplicación de ajustes individuales resultaría poco práctica. Asimismo, la utilización de distintos conjuntos de registros para cada tipo de suelo podría introducir sesgos en la comparación de la respuesta entre las diferentes configuraciones evaluadas. En virtud de esto, los registros sísmicos se introdujeron a nivel de roca base en forma de historias de velocidad, de acuerdo con la formulación de los bordes absorbentes previamente descrita, considerando como movimiento sísmico incidente la mitad de la amplitud del registro escalado medido en estación.

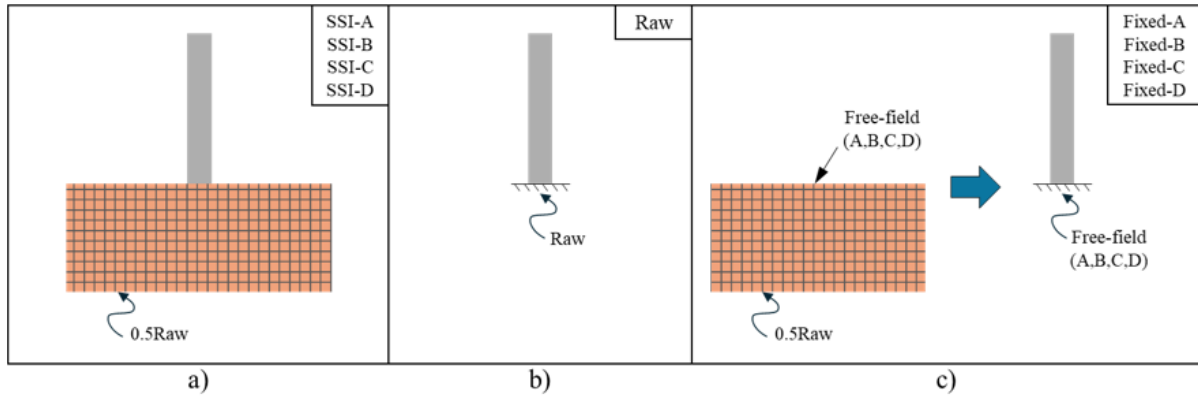


Figura 5-5. Metodología aplicada para los NLTHA, a) Modelo SSI, b) Modelos RAW y c) Modelos Fixed+FF

El factor de amplificación dinámica de corte (ω_v) se calculó como la razón entre la demanda de corte obtenida a partir de los análisis no lineales (V_{NL}) y el corte de diseño elástico (V_u) amplificado por la sobrerresistencia (Ω), según la Ecuación 6.

$$\omega_v = \frac{V_{NL}}{V_u * \Omega} \quad (6)$$

donde $\Omega = \frac{M_{pr}}{M_u}$, con M_u el momento de diseño prescriptivo, obtenido a partir de análisis modal espectral para cada tipo de suelo, utilizando los espectros de diseño de la norma NCh433, y M_{pr} , el momento probable obtenido considerando un aumento de 25% en la magnitud de f_y por efectos de endurecimiento.

La Tabla 5-2 presenta los valores de Ω obtenidos para cada tipo de suelo.

Tabla 5-2. Factores de sobrerresistencia por tipo de suelo

Tipo de suelo	V_u [MN]	M_u [MN-m]	M_{pr} [MN-m]	Ω
A	0.433	10.6	31.5	2.97
B	0.481	10.2		3.08
C	0.504	15.4		2.04
D	0.576	21.3		1.48

Respecto a lo anterior, se observa una reducción progresiva de los valores de Ω a medida que aumenta la flexibilidad del suelo, disminuyendo desde valores cercanos a 3 para los suelos tipo A y B hasta aproximadamente 1.5 en el suelo tipo D, el cual corresponde al tipo de suelo considerado en el diseño del muro. Esta tendencia se explica por la forma en que la flexibilidad del suelo ingresa al diseño, a través de los espectros de diseño: los suelos más flexibles imponen mayores ordenadas espectrales y, con ello, demandas crecientes. Así, el corte de diseño V_u aumenta desde 0.433 MN en el suelo A hasta 0.576 MN en el suelo D (un incremento cercano al 33%), y el momento M_u prácticamente se duplica entre los suelos B y D (de 10.2 a 21.3 MN-m). Dado que la capacidad probable M_{pr} permanece constante en 31.5 MN-m, este aumento de las demandas se traduce directamente en una menor sobrerresistencia global disponible en los suelos flexibles.

El factor de amplificación dinámica se analizó en función del tipo de suelo y de métricas que caracterizan el movimiento sísmico, tales como su contenido de frecuencia a nivel espectral. Autores también han determinado que métricas prácticas como la aceleración espectral asociada al segundo modo de vibrar es un buen indicador para caracterizar la participación de los modos superiores en el comportamiento dinámico del corte (Eibl y Keintzel, 1988; Keintzel, 1990; Panagiotou y Restrepo, 2007). Así, el valor de $S_a(T_2)$ también se incorpora dentro de las métricas utilizadas. Los valores obtenidos se contrastaron posteriormente con las expresiones normativas vigentes en ACI 318-19, ACI 318-25 y el borrador prNCh430.

6 Resultados y discusión

6.1 Propiedades modales

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los análisis modales del modelo en base fija en contraste con lo extraído de los modelos de SSI en los cuatro tipos de suelo. En la Tabla 6-1 se muestra el alargamiento de los periodos de los primeros dos modos de vibrar de la estructura, mientras que en la Figura 6-1 se contrastan los periodos fundamentales con los espectros de los registros escalados. El detalle de los resultados de los análisis realizados se encuentra en el Anexo A.

Tabla 6-1. Propiedades modales

Tipo de análisis	T1 [s]	T2 [s]	Alargamiento T1	Alargamiento T2
Base fija	1.56	0.26	-	-
SSI - A	1.78	0.28	14%	9%
SSI - B	1.83	0.29	17%	11%
SSI - C	2.00	0.32	28%	23%
SSI - D	2.08	0.34	33%	32%

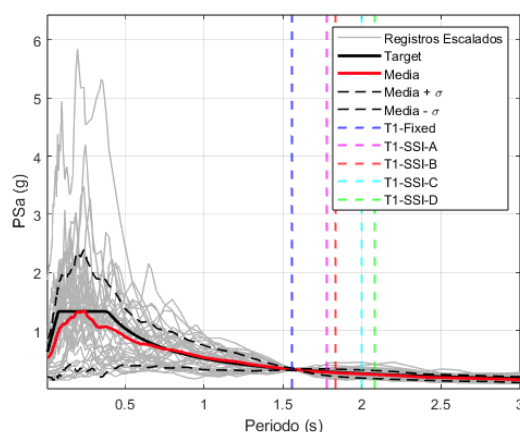


Figura 6-1. Alargamiento de periodo fundamental

En la Figura 6-1 se puede apreciar que el sistema se flexibiliza de forma importante en comparación al caso en base fija, obteniéndose incrementos de hasta un 33% en el periodo fundamental y 32% en el periodo del segundo modo al considerar explícitamente la SSI.

6.2 Amplificación dinámica del corte

Desde la Figura 6-2 hasta la Figura 6-4 se muestran las fuerzas de corte obtenidas de los NLTHA, separadas por base de datos para el análisis de las implicancias del tipo de terremoto utilizado en la respuesta a corte.

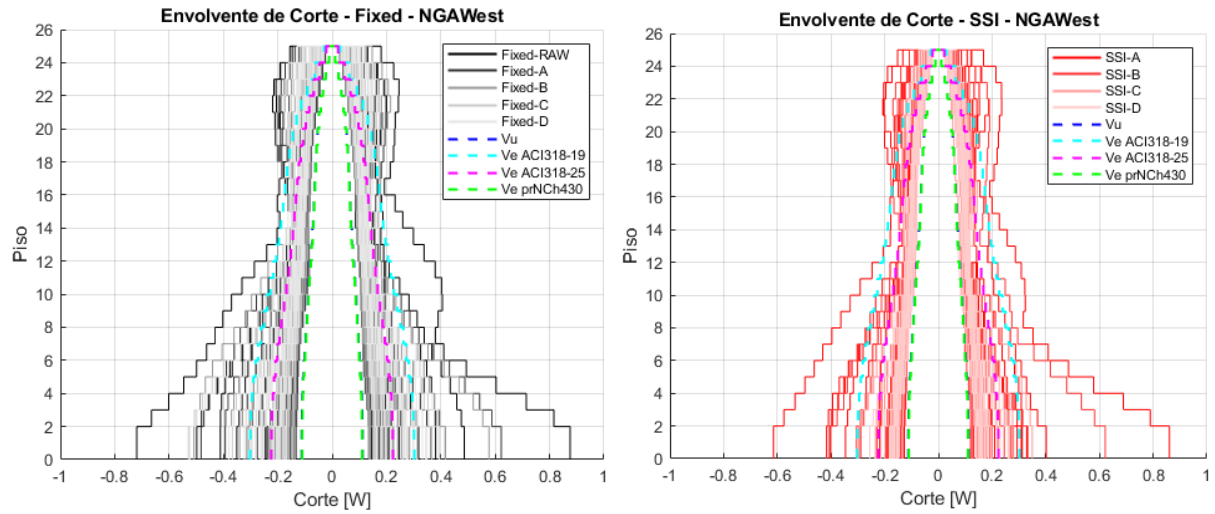


Figura 6-2. Envolventes de corte en la altura, NGAWest

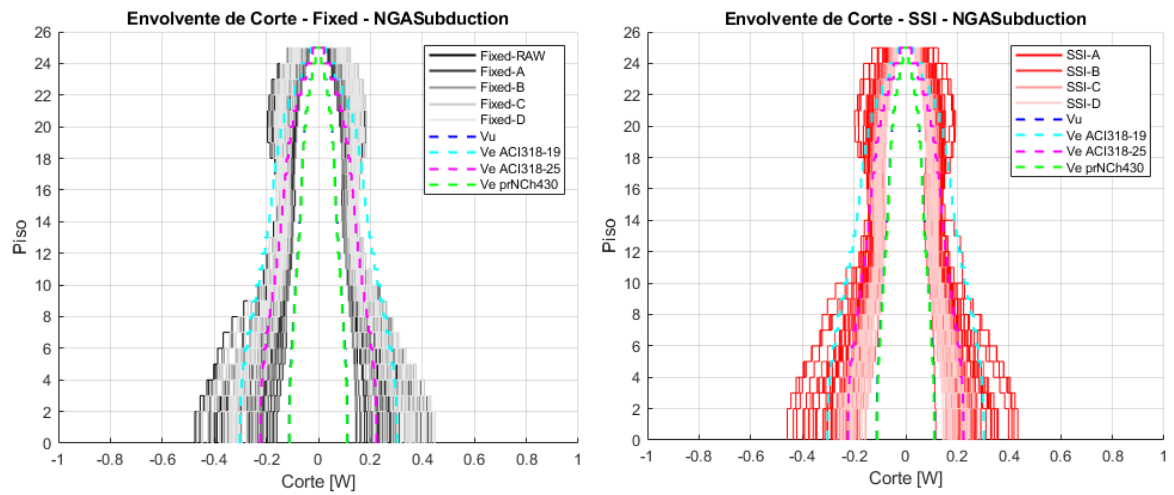
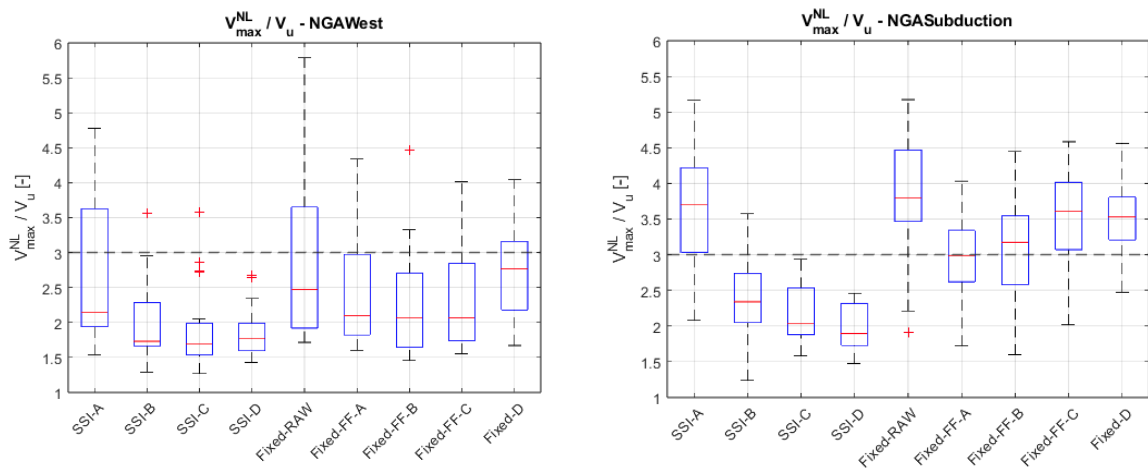


Figura 6-3. Envolventes de corte en la altura, NGASubduction



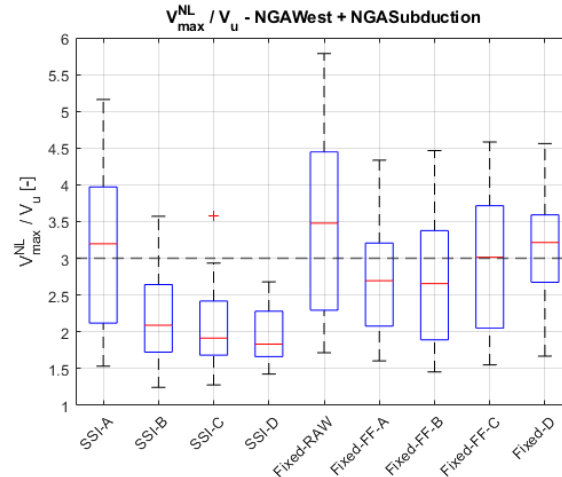


Figura 6-4. Gráficos de caja por tipo de suelo, V_{max}^{NL}/V_u en la base del muro

De los resultados anteriores se aprecia una marcada dependencia de las fuerzas de corte obtenidas respecto de la base de datos sísmica utilizada. Este comportamiento resulta concordante con lo mencionado en la sección 5.4.1, donde se evidenció que los sets de registros extraídos de NGAWest y NGASubduction presentan diferencias significativas en la dispersión de sus ordenadas espectrales en el rango de periodos cortos. En particular, la menor dispersión observada en NGASubduction y su mayor concentración de espectros en torno al espectro objetivo tienden a producir demandas de corte más consistentes, lo que se refleja en cajas de menor tamaño y medianas más centradas. En contraste, la mayor variabilidad espectral presente en NGAWest se manifiesta en una mayor dispersión de dichas demandas. Esto se aprecia especialmente en los modelos de base fija, donde los resultados asociados a NGAWest presentan rangos intercuartílicos más amplios, mientras que los obtenidos con NGASubduction se concentran en torno a sus valores medianos.

Adicionalmente, se observa que los modelos de base fija excitados con registros propagados en campo libre tienden a producir demandas de corte más elevadas que aquellas obtenidas en los modelos con interacción suelo–estructura. Este comportamiento es consistente con el hecho de que la SSI introduce mecanismos adicionales de flexibilidad y disipación en el sistema que, particularmente en estructuras flexibles de alto periodo fundamental, tienden a reducir el corte basal (NEHRP, 2012).

Asimismo, se aprecia que la tendencia general de los resultados es similar para ambas bases de datos: en los modelos con SSI, las demandas de corte disminuyen de manera consistente a medida que el suelo se vuelve más flexible, mientras que en los modelos de base fija esta tendencia se invierte, observándose un incremento de dichas demandas con la disminución de la rigidez del suelo. No obstante, se identifican diferencias relevantes en las magnitudes de los resultados obtenidos, dependiendo de la base de datos sísmica considerada.

En conjunto, estos resultados refuerzan la observación realizada previamente respecto de la influencia que ejerce la selección de registros sísmicos en la estimación de las demandas estructurales. En particular, las diferencias en las ordenadas espectrales y en el contenido energético de los registros provenientes de ambas bases de datos se manifiestan directamente en la variabilidad de las fuerzas de corte obtenidas en los análisis no lineales.

A continuación, se muestran los factores de amplificación dinámica ω_v obtenidos para los 40 registros.

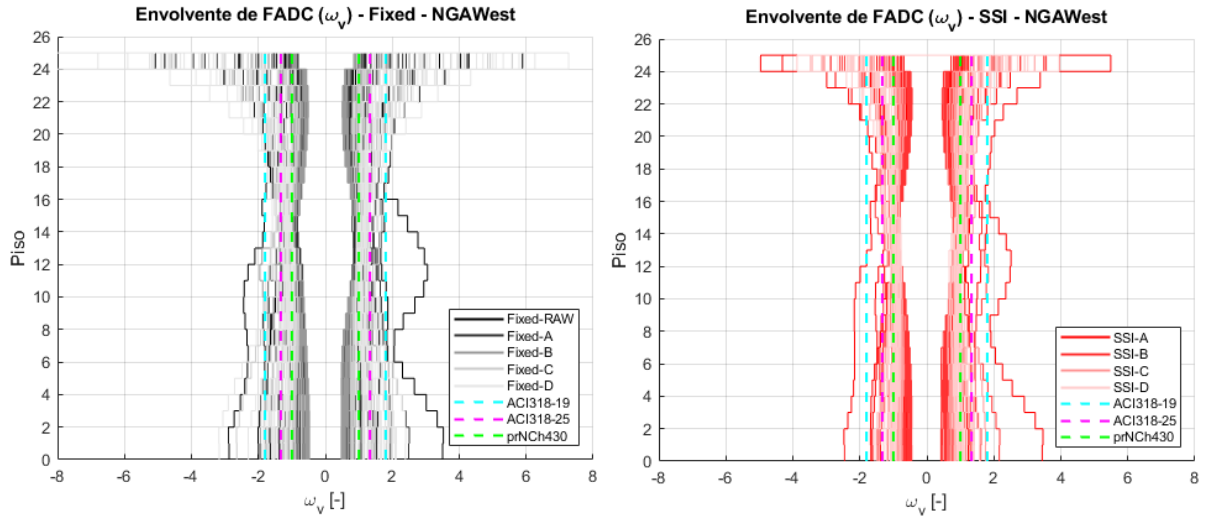


Figura 6-5. Envolventes de ω_v , NGAWest

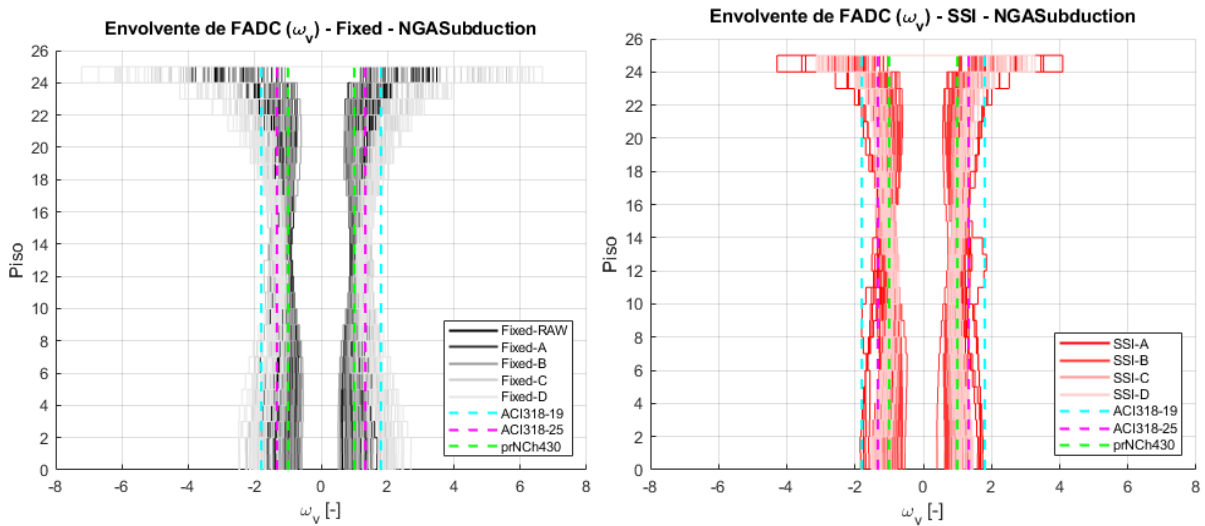


Figura 6-6. Envolventes de ω_v , NGASubduction

Respecto a los anteriores resultados, es posible apreciar un falso máximo de amplificación dinámica en los pisos superiores. Esto se justifica en que la razón $V_{NL}/(V_u * \Omega)$ aumenta en forma desmedida en dichos niveles, producto de la baja magnitud de la demanda de corte último V_u (e.g. techo), la que, al ser comparada con la demanda no lineal de corte, se ve superada de sobremanera. Es por esto por lo que, los valores utilizados para el análisis estadístico de la amplificación dinámica corresponden a los valores

extraídos de la base del muro, el que se considera más representativo. Asimismo, es importante mencionar la existencia de amplificación dinámica en pisos intermedios.

A continuación, se muestran los gráficos de caja asociados a los valores de ω_v obtenidos.

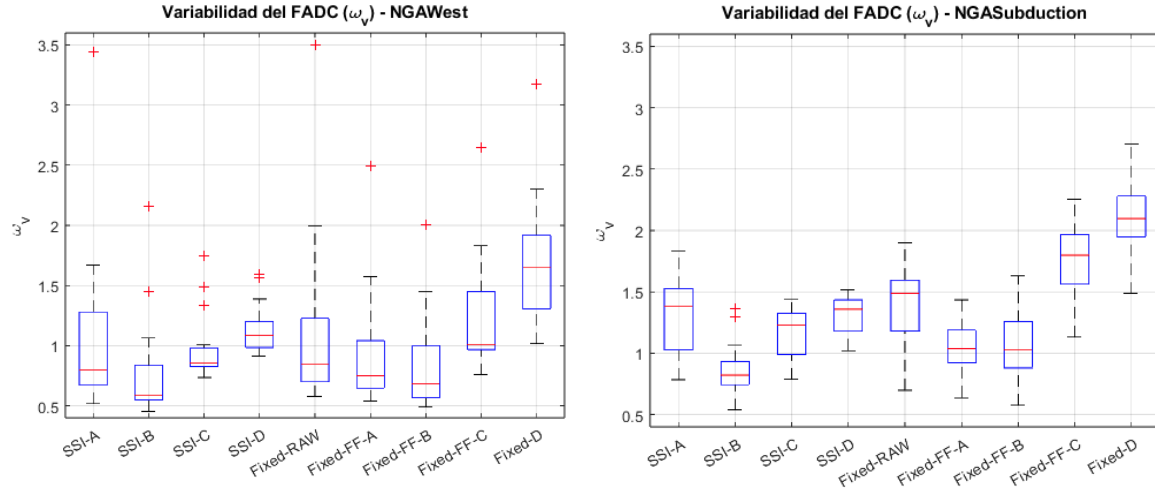


Figura 6-7. Gráficos de caja por tipo de suelo, ω_v en la base del muro

Referente a los resultados de la Figura 6-7, en general se observa que los resultados de ω_v presentan una dispersión considerable entre registros sísmicos, con valores que en algunos casos superan ampliamente la unidad. Esto indica que, bajo determinadas excitaciones sísmicas, las demandas de corte obtenidas a partir de los análisis no lineales pueden exceder significativamente aquellas consideradas en el diseño elástico amplificado por sobrerresistencia.

Con el objetivo de caracterizar de manera formal la distribución estadística de los factores de amplificación dinámicos obtenidos para cada base de datos, se evaluó el ajuste de los resultados a distribuciones normal y lognormal, combinando pruebas de bondad de ajuste, un criterio de selección de modelos y la inspección visual de los datos. Específicamente, se aplicó la prueba de Lilliefors a los valores de ω_v en escala original y logarítmica, y se adoptó como criterio determinante el Criterio de Información de Akaike (AIC), seleccionando para cada conjunto la distribución con mayor log-verosimilitud. Dado que ambas distribuciones poseen igual número de parámetros, este criterio permite una selección objetiva del modelo que mejor representa los datos. La selección se respaldó adicionalmente mediante histogramas y gráficos cuantil-cuantil (QQ-plots), contrastando los datos en ambas escalas contra la distribución normal teórica (ver Anexo C).

A partir de lo anterior, se obtuvo que los factores de amplificación provenientes de la base de datos NGAWest se ajustan de mejor manera a una distribución lognormal, mientras que los correspondientes a NGASubduction siguen una distribución aproximadamente normal —con excepción de la configuración SSI-B, que se ajustó mejor a una distribución lognormal—. Este comportamiento resulta consistente con la mayor variabilidad y presencia de valores extremos observada en los registros

corticales frente a la mayor concentración de los registros subductivos en torno al espectro objetivo. En efecto, los conjuntos provenientes de NGAWest presentan desviaciones estándar mayores, alcanzando valores de hasta 0.55 en la configuración Fixed-RAW, mientras que en NGASubduction la dispersión se mantiene más acotada. Los parámetros estadísticos correspondientes a cada conjunto se resumen en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2. Parámetros estadísticos de ω_v según base de datos

NGAWest					NGASubduction				
Caso	Distribucion	Media	Mediana	DesvStd	Caso	Distribucion	Media	Mediana	DesvStd
Fixed-RAW	Lognormal	1.11	0.99	0.55	Fixed-RAW	Normal	1.40	1.40	0.32
Fixed-FF-A	Lognormal	0.90	0.83	0.38	Fixed-FF-A	Normal	1.06	1.06	0.21
Fixed-FF-B	Lognormal	0.81	0.76	0.32	Fixed-FF-B	Normal	1.06	1.06	0.27
Fixed-FF-C	Lognormal	1.25	1.19	0.42	Fixed-FF-C	Normal	1.76	1.76	0.33
Fixed-D	Lognormal	1.67	1.61	0.48	Fixed-D	Normal	2.11	2.11	0.29
SSI-A	Lognormal	1.05	0.95	0.52	SSI-A	Normal	1.32	1.32	0.30
SSI-B	Lognormal	0.76	0.71	0.32	SSI-B	Lognormal*	0.85	0.83	0.19
SSI-C	Lognormal	0.97	0.94	0.25	SSI-C	Normal	1.17	1.17	0.19
SSI-D	Lognormal	1.14	1.12	0.19	SSI-D	Normal	1.30	1.30	0.16

(*) Si bien el criterio AIC indicó un mejor ajuste a una distribución lognormal, los resultados muestran que una distribución normal también ofrece una representación razonable de los datos.

Al analizar los valores reportados en la Tabla 6-2, se confirma que los resultados obtenidos con NGASubduction son sistemáticamente mayores que aquellos de NGAWest, diferencia que se acentúa en los modelos de base fija sobre suelos flexibles. En particular, en la configuración Fixed-D, el factor de amplificación asociado a la mediana alcanza 2.11 para NGASubduction frente a 1.61 para NGAWest, mientras que en Fixed-FF-C los valores son 1.76 y 1.19, respectivamente. Asimismo, se aprecia que en los modelos de base fija, ω_v aumenta progresivamente a medida que el suelo se flexibiliza, mientras que en los modelos que incorporan la interacción suelo–estructura los valores se mantienen acotados y relativamente estables, en rangos de 0.76–1.14 para NGAWest y 0.85–1.32 para NGASubduction. Esto evidencia el efecto moderador que ejerce la SSI sobre las demandas de corte, particularmente en los suelos más flexibles. La Figura 6-8 permite profundizar en esta comparación al analizar las medianas de ω_v obtenidas para cada condición de suelo según las distribuciones ajustadas (lognormal y normal según corresponda).

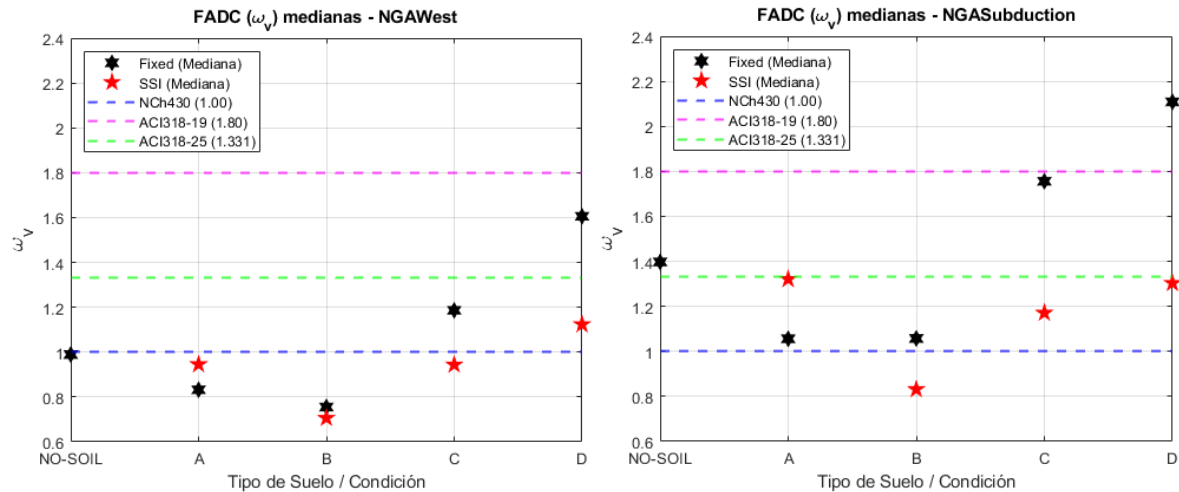


Figura 6-8. Medianas (modelos ajustados) de factores de amplificación dinámica, NGAWest y NGASubduction

Respecto a la figura anterior, es posible apreciar de forma más directa las diferencias antes mencionadas entre los resultados obtenidos de cada base de datos. Además, se observa la sistemática reducción de los valores medianos de ω_v considerando la SSI, respecto de los resultados obtenidos considerando base fija (a excepción de los resultados para suelo tipo A). Esto es particularmente evidente en los suelos más flexibles, donde la SSI tiende a moderar de forma significativa las demandas de corte en la estructura.

Ahora, teniendo en cuenta cómo distribuye cada base de datos y con el objetivo de considerar todos los resultados en su conjunto, la Figura 6-9 muestra las medianas empíricas para cada caso evaluado. Se optó por la mediana empírica en este caso por tratarse de un parámetro estadístico robusto que no requiere asumir una distribución, lo que permite combinar de manera consistente ambas bases de datos sin mezclar los modelos lognormal y normal ajustados previamente.

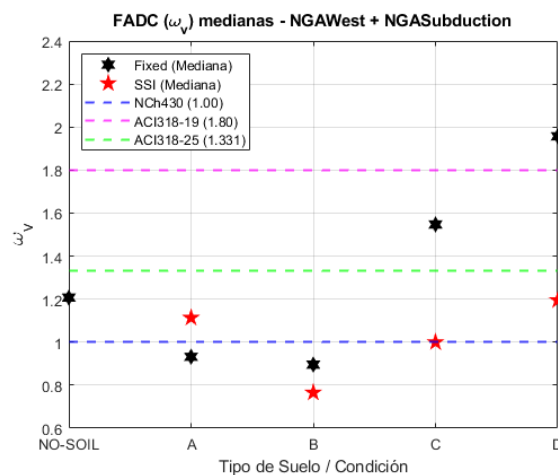


Figura 6-9. Medianas (empíricas) de factores de amplificación dinámica, NGAWest + NGASubduction

Respecto de la Figura 6-9, al considerar conjuntamente los resultados de ambas bases de datos, se observa que las medianas de ω_v se sitúan en el rango 0.8–1.2 para los modelos con interacción suelo–estructura (SSI) y entre 0.9–2.0 para los modelos de base fija, dependiendo del tipo de suelo. En la condición de base fija, las medianas aumentan desde valores cercanos o inferiores a la unidad en los suelos tipo A y B (0.93 y 0.89) hasta valores marcadamente superiores en los suelos C y D (1.55 y 1.96). La condición SSI reproduce la misma tendencia creciente, aunque de forma atenuada: sus medianas se mantienen sistemáticamente por debajo de las de base fija, alcanzando 1.21 en el suelo D frente a 1.96 del caso Fixed, lo que sugiere que la flexibilidad de la base modera la amplificación de corte respecto del modelo con base fija.

Para interpretar el origen de esta tendencia conviene contrastar las dos componentes que definen ω_v : la demanda de corte no lineal y la sobrerresistencia global. La Figura 6-4 evidencia que las razones V_{max}^{NL}/V_u no aumentan hacia los suelos flexibles; por el contrario, en la condición SSI las medianas decrecen desde el suelo A (3.2) hacia el suelo D (1.9). Esto indica que el incremento de ω_v en C y D no proviene de una mayor demanda de corte relativa, sino del segundo factor.

En efecto, la Tabla 5-2 muestra que la sobrerresistencia global Ω disminuye con la flexibilidad del suelo, desde un valor aproximado de 3.0 en los suelos A y B hasta 1.48 en el suelo D. Esta caída se explica por el aumento de las demandas de diseño V_u y M_u —obtenidas según NCh433— frente a una capacidad probable M_{pr} constante (31.5 MN·m). Como Ω forma parte explícita de la definición de ω_v , su reducción en los suelos flexibles incrementa directamente los factores de amplificación, y explica las mayores diferencias observadas entre tipos de suelo, tanto en base fija como en SSI.

La anterior interpretación se sustenta de forma más directa en la Figura 6-10, que presenta la respuesta de corte de cada modelo de forma aislada, normalizada por el peso sísmico, V_{max}^{NL}/W . A diferencia de las métricas V_{max}^{NL}/V_u y ω_v , esta normalización no incorpora parámetros de diseño dependientes del tipo de suelo ni de la normativa, por lo que constituye la representación más directa de la demanda obtenida en los análisis.

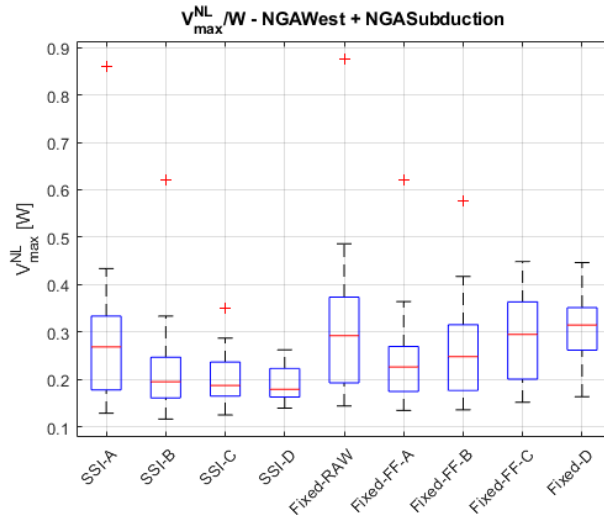


Figura 6-10. V_{max}^{NL}/W , NGAWest + NGASubduction

Respecto a los resultados mostrados en la figura anterior, se observa con claridad la reducción de la demanda de corte al pasar de una modelación en base fija a una modelación SSI, tendencia que se acentúa hacia los suelos más flexibles. Asimismo, es importante notar que los modelos Fixed-FF exhiben un incremento de la demanda con la flexibilidad del suelo, mientras que los modelos SSI invierten dicha tendencia, lo que evidencia que la reducción observada es atribuible específicamente al mecanismo de interacción suelo–estructura y no a un artefacto de las métricas normativas empleadas. Esta tendencia coincide, además, con la observada en la Figura 6-4 (V_{max}^{NL}/V_u), lo que confirma que el comportamiento es robusto frente a la métrica de normalización empleada.

En esta misma línea, al estar libre de los factores Ω (M_u , M_{pr}) y V_u , la figura permite aislar el rol que dichos parámetros juegan en la definición de la amplificación dinámica tal como se formula actualmente, confirmando que el crecimiento de ω_v hacia suelos flexibles —documentado en las secciones previas— responde en gran medida a la caída de la sobrerresistencia global y no a un aumento de la demanda de corte como tal.

En conjunto, estos resultados sugieren que la aplicación directa de expresiones desarrolladas en contextos normativos extranjeros, como las de ACI318, podría no ser representativa de las condiciones nacionales. Ello refuerza la pertinencia de una calibración local de los parámetros involucrados, que considere explícitamente la interacción suelo–estructura y las características propias de la práctica de edificación chilena.

A continuación, la Tabla 6-3 presenta las razones entre las medianas empíricas de $\omega_v^{Fixed-FF}/\omega_v^{SSI}$ obtenidas.

Tabla 6-3. Razones entre medianas Fixed y SSI

$\omega_{v,mediana}$	A	B	C	D
Fixed-FF/SSI	-16%	17%	55%	64%

Observando la Tabla 6-3, se aprecia que, para los suelos tipo A y B, las diferencias entre los resultados extraídos de modelos con y sin interacción suelo–estructura permanecen relativamente acotadas, observándose variaciones del orden de -16% y 17% en los valores medianos de ω_p , respectivamente. Esto va de acuerdo con lo reportado previamente en la literatura (FEMA, 2020), donde se indica que, para condiciones de suelo rígido o de rigidez intermedia, la consideración explícita de la interacción suelo–estructura no produce modificaciones relevantes en las demandas de corte. En contraste, para los suelos más flexibles, tipos C y D, se observan diferencias considerablemente mayores entre ambas estrategias de modelación, obteniéndose factores de amplificación 55% y 64% superiores, respectivamente, en los modelos de base fija respecto de los modelos con interacción suelo–estructura.

Esto último, se debe principalmente a los distintos fenómenos propios de la SSI. En primer lugar, los movimientos de la fundación, asociados a la interacción inercial, permiten que parte de la energía sísmica sea disipada a través del suelo circundante mediante amortiguamiento por radiación y amortiguamiento histerético, lo que incrementa el amortiguamiento efectivo del sistema (NEHRP, 2012). Asimismo, la presencia de la fundación modifica el movimiento sísmico que ingresa a la estructura, debido a que su rigidez es significativamente mayor que la del suelo y, por lo tanto, no reproduce el patrón de deformaciones del campo libre, fenómeno asociado a la denominada interacción cinemática. Como consecuencia, el movimiento que finalmente actúa en la base de la estructura difiere significativamente del movimiento en campo libre, lo que contribuye a explicar las menores demandas de corte observadas en los modelos que incorporan la SSI en el presente estudio.

En la siguiente sección se analizan los resultados de amplificación dinámica en función de diferentes parámetros que han sido reportados en la literatura que tienen efectos en su determinación.

6.3 Factores que influyen en la amplificación dinámica del corte

6.3.1 Ductilidad impuesta por el terremoto.

Diversos estudios han señalado la existencia de una relación entre el factor de amplificación dinámica de corte y la ductilidad impuesta por el movimiento sísmico (Derecho y Corley, 1984; Morales et al., 2019; Priestley, 2003). En estos trabajos, dicha relación se ha evaluado generalmente en términos de ductilidad de desplazamiento. En el presente estudio, en cambio, este efecto se analiza a partir de la ductilidad de rotación medida en la base, definida como $\mu_\theta = \theta_{max}^{NL}/\theta_y$, parámetro que se relaciona de manera más directa con el desarrollo de la fluencia en flexión del muro. De esta forma, para caracterizar la rotación de fluencia, se realizó un análisis no lineal estático de tipo pushover lateral, desde donde se

estimó el valor de rotación asociado a la primera fluencia de la forma presentada en la Figura 6-11. Por otro lado, la

Figura 6-12 presenta los resultados que relacionan ω_v con este aspecto.

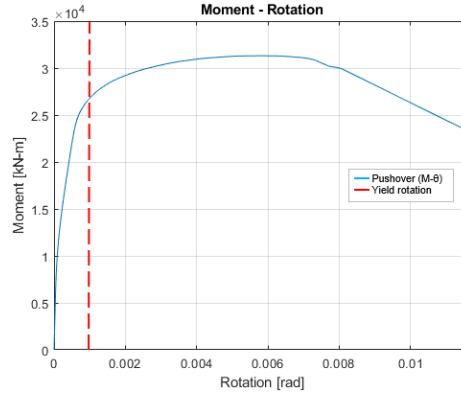


Figura 6-11. Curva pushover Momento - Rotación.

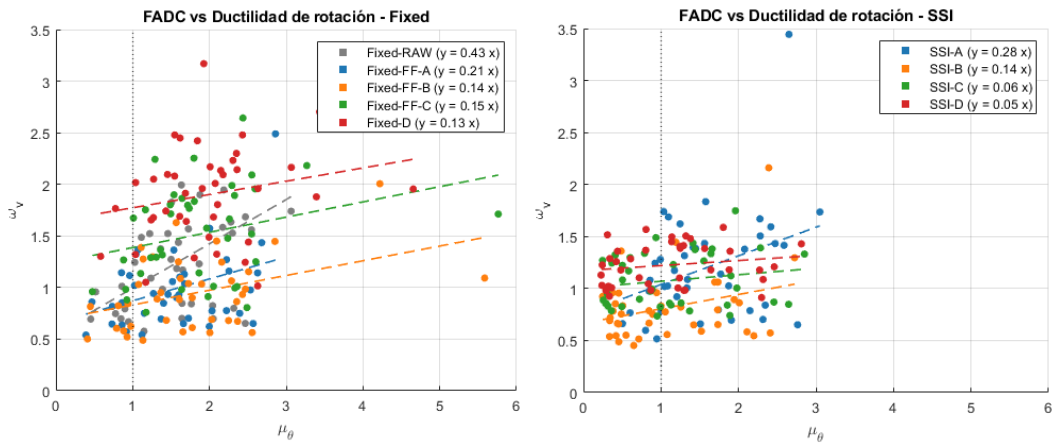


Figura 6-12. Ductilidad de rotación vs ω_v , NGA West+NGASubduction

Un análisis preliminar de estos resultados, diferenciando los registros según su base de datos de origen, mostró que no se observan diferencias relevantes en los niveles de ductilidad de rotación impuestos por los terremotos provenientes de NGA West y NGASubduction. En consecuencia, la

Figura 6-12 muestra la relación entre ductilidad y la amplificación dinámica independiente de la base de datos de los registros. No obstante, se identifican algunos valores extremos asociados a registros de gran magnitud provenientes de NGA West, fenómeno previamente discutido en la Sección 5.4.1.

Observando los resultados presentados en la

Figura 6-12, se evidencia una tendencia general de aumento del factor de amplificación dinámica con la ductilidad de rotación, particularmente en los modelos de base fija, donde se observan pendientes más pronunciadas en las regresiones ajustadas. En contraste, los modelos que incorporan SSI presentan una relación más moderada, caracterizada por una menor dispersión de los resultados, lo que sugiere que la

interacción suelo–estructura atenúa la dependencia observada en otros estudios entre la amplificación dinámica de corte y la demanda de ductilidad impuesta por el terremoto

Por otro lado, al comparar las configuraciones analizadas, se aprecia que la incorporación de la interacción suelo–estructura reduce sistemáticamente el número de casos en que la ductilidad de rotación supera la unidad, en relación con los modelos de base fija. En efecto, mientras que en los modelos de base fija un 85% de los casos analizados alcanza la plastificación basal, esta proporción disminuye a un 56% al incorporar explícitamente la interacción suelo–estructura.

El detalle de los porcentajes de casos que poseen plastificación según tipo de suelo y modelación se presenta en la Tabla 6-4

Tabla 6-4. Casos con ductilidad de rotación >1 .

Casos con ductilidad de rotación >1		
Tipo de Suelo	Fixed-FF	SSI
A	77.5% (31/40)	80.0% (32/40)
B	80.0% (32/40)	45.0% (18/40)
C	90.0% (36/40)	47.5% (19/40)
D	95.0% (38/40)	52.5% (21/40)

Los resultados mostrados en la Tabla 6-4 conectan directamente con la reducción de la demanda de corte no lineal, documentada en la Figura 6-10. Dado que la amplificación dinámica se manifiesta únicamente en muros cuya base ha plastificado, la menor proporción de casos que efectivamente desarrollan la fluencia bajo condición SSI —particularmente en los suelos C y D— constituye un mecanismo adicional que contribuye a explicar los menores valores de demanda de corte observados en dichas configuraciones. En otras palabras, la flexibilidad de la base no solo modera la magnitud de la demanda en los casos que sí plastifican, sino que además reduce la frecuencia con que la estructura alcanza la fluencia, comportamiento consistente con los efectos de flexibilidad adicional y disipación de energía introducidos por el sistema suelo–fundación.

Lo anterior resulta particularmente relevante por cuanto la amplificación dinámica de corte se asocia, por definición, a muros que han alcanzado la fluencia. Desde una perspectiva estrictamente conceptual, podría argumentarse que los casos que no superan dicho umbral de ductilidad deberían excluirse del análisis. Sin embargo, con el fin de mantener consistencia con los objetivos del presente trabajo y con la metodología empleada en estudios previos (Grandón y Hube, 2023; Massone y Bass, 2020), dichos casos no fueron descartados. Esto se justifica, además, en que la menor ocurrencia de plastificación bajo condición SSI constituye en sí misma una manifestación del efecto de la interacción suelo–estructura sobre la respuesta del sistema.

6.3.2 Contenido frecuencial de los registros

La Figura 6-11 presenta, a modo ilustrativo, la aplicación del procedimiento empleado para la caracterización del contenido de alta frecuencia de los registros sísmicos. En particular, se muestra el caso correspondiente al sismo que presenta el menor error cuadrático respecto de los valores promedios de ω_v obtenidos. Para dicha caracterización, se definió una frecuencia límite de 2.0 Hz (equivalente a un período de 0.5 s) en los espectros de respuesta, amortiguados al 5%, de las aceleraciones en la base del muro para cada una de las configuraciones evaluadas. Así, el porcentaje de alta frecuencia se definió como $\%HF = A_{HF}/A_{total}$, con A_{HF} el área bajo la curva hasta la frecuencia (o período) límite, y A_{total} el área bajo la curva del espectro hasta los 3 s.

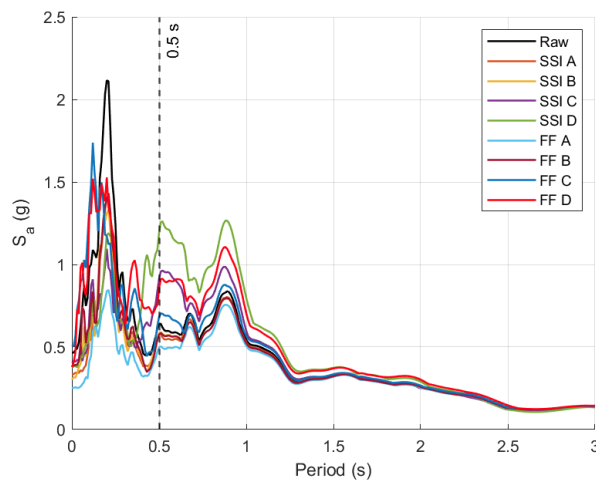
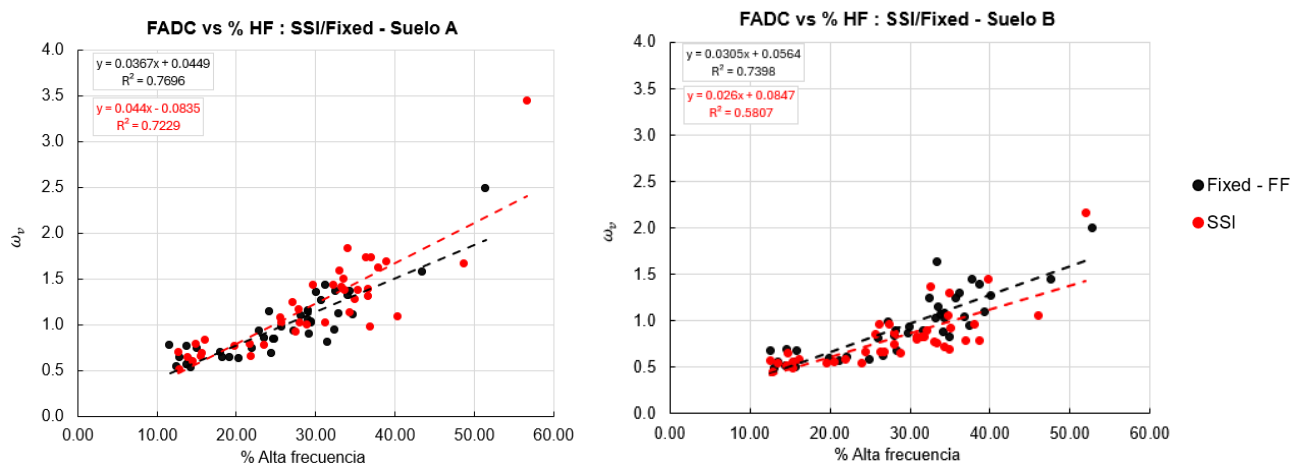


Figura 6-13. Criterio aplicado para la definición del porcentaje de energía en alta frecuencia

Sobre la base de este criterio, la Figura 6-12 presenta la relación entre el porcentaje de energía en alta frecuencia de cada registro y el correspondiente factor de amplificación dinámica obtenido.



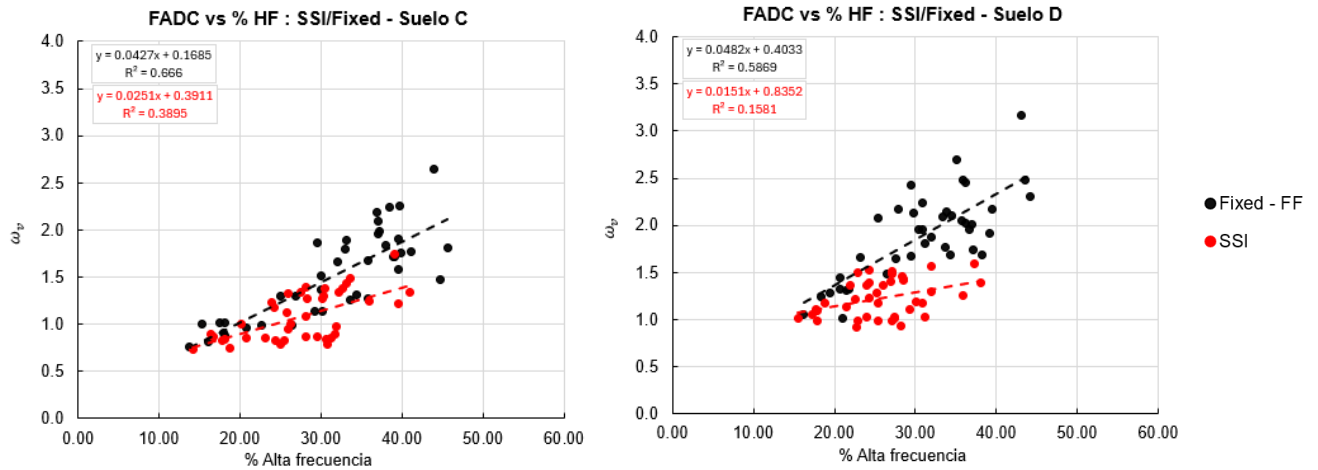


Figura 6-14. Gráficos de ω_v vs % Alta frecuencia, NGAWest + NGASubduction

Se observa una relación directa entre el porcentaje de energía en alta frecuencia de los registros y el factor de amplificación dinámica de corte, particularmente en los modelos de base fija. Este comportamiento es consistente con el hecho de que la amplificación dinámica está asociada principalmente a la excitación de modos superiores, los cuales se activan con mayor intensidad en presencia de contenido energético significativo en el rango de altas frecuencias del movimiento sísmico.

Al comparar los distintos tipos de suelo, se aprecia que el porcentaje efectivo de energía en alta frecuencia tiende a disminuir sistemáticamente a medida que el suelo se flexibiliza, lo cual resulta concordante con el efecto de filtrado que ejerce tanto el depósito de suelo, como la fundación rígida, sobre los movimientos en altas frecuencias. Como consecuencia, los registros que excitan la estructura cuando se modela explícitamente el suelo y la fundación presentan, en promedio, un menor contenido relativo de altas frecuencias respecto al movimiento en campo libre.

Este efecto se vuelve particularmente evidente en el Suelo D, donde la relación entre el porcentaje de alta frecuencia y el factor de amplificación dinámica se vuelve más débil en los modelos SSI, denotado por una menor pendiente en la regresión. Este comportamiento es coherente con el hecho de que los suelos más flexibles tienden a atenuar con mayor intensidad las componentes de alta frecuencia del movimiento, reduciendo así la capacidad de los registros para excitar los modos superiores de la estructura. En consecuencia, la dependencia entre la amplificación dinámica de corte y el contenido frecuencial del registro se vuelve progresivamente menos marcada a medida que el sistema suelo–estructura se flexibiliza.

6.3.3 Ordenada espectral en T_2

Respecto a la caracterización de los modos superiores en la respuesta de corte, diversos estudios indican que el segundo modo de vibrar captura de manera representativa este aporte (Keintzel, 1990; Panagiotou y Restrepo, 2007). Bajo esta línea, se ha evaluado cómo la amplificación dinámica del corte se relaciona con la ordenada espectral en dicho periodo, T_2 , una dependencia que ha sido integrada incluso de manera

implícita en el enfoque de diseño propuesto por Eibl y Keintzel (1998) y adoptado por el Eurocódigo 8. De esta manera, se extrae la ordenada espectral $Sa(T_2)$ correspondiente para cada caso, según tipo de suelo y tipo de modelación (SSI o Fixed). La Figura 6-15 muestra los resultados correspondientes para el análisis.

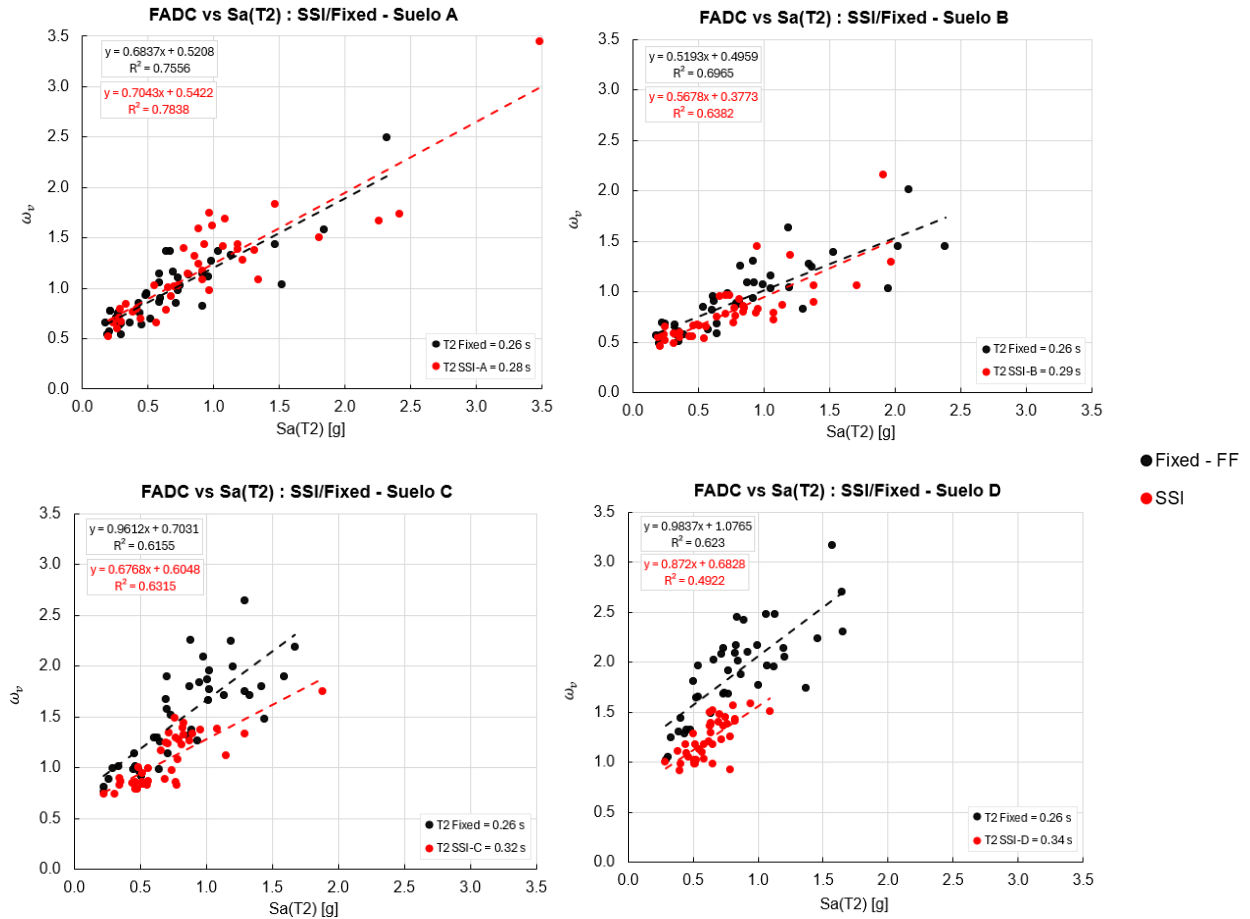


Figura 6-15. Gráficos de ω_p vs $Sa(T_2)$, NGAWest + NGASubduction

A partir de los resultados presentados se observa, en primer lugar, una disminución sistemática de las magnitudes de $Sa(T_2)$ a medida que el suelo se vuelve más flexible. Este comportamiento es consistente con la respuesta dinámica esperada de los depósitos de suelo, los cuales tienden a desplazar la amplificación hacia periodos más largos de vibración a medida que su rigidez disminuye, reduciendo así la intensidad espectral en el periodo asociado al segundo modo.

Asimismo, en todos los casos analizados se aprecia una relación aproximadamente proporcional entre el factor de amplificación dinámica de corte y la ordenada espectral $Sa(T_2)$. En efecto, mayores valores de $Sa(T_2)$ se asocian directamente con mayores niveles de amplificación dinámica del corte. Este resultado refuerza la relevancia del segundo modo de vibrar como parámetro representativo de la contribución de los modos superiores en la respuesta dinámica de corte del sistema estructural.

6.4 Desempeño del muro en el contexto normativo chileno

6.4.1 Desplazamientos y curvaturas

Los siguientes resultados se presentan con el objetivo de estudiar el impacto de la interacción suelo-estructura en las demandas no lineales de desplazamiento (δ_{max}^{NL}) y curvatura (ϕ_{max}^{NL}), contrastando con las demandas extraídas de la normativa vigente de diseño sísmico chilena NCh433 + DS 60 (δ_u y ϕ_u).

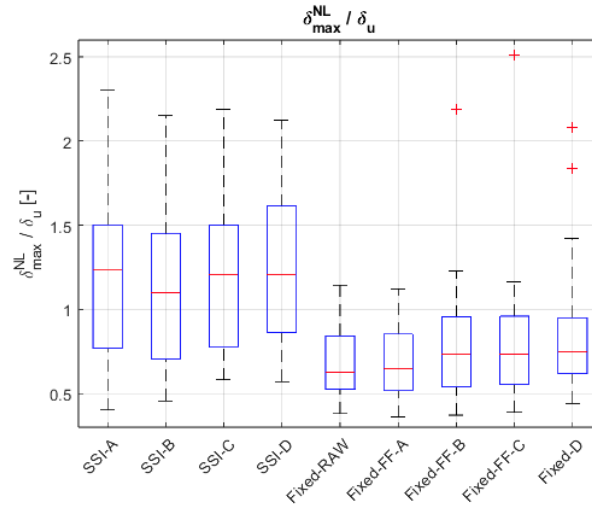


Figura 6-16. Desplazamientos máximos, NGA West+NGA Subduction

De los resultados de la Figura 6-16, se aprecia que la inclusión de la interacción suelo-estructura incrementa de manera significativa la demanda de desplazamientos. En particular, al contrastar los resultados con los valores de desplazamiento obtenidos de la normativa actual chilena, se observa que los modelos de base fija se mantienen, en general, dentro de los valores de diseño, mientras que los modelos con SSI alcanzan desplazamientos hasta 1.5 veces mayores. Dicho incremento es consecuencia principal del efecto de *rocking* en la fundación, el cual introduce movimientos de cuerpo rígido en el muro y amplifica el desplazamiento en el nivel de techo. Este comportamiento es consistente con lo reportado en la literatura para muros en voladizo (FEMA, 2020). El mecanismo asociado a este incremento se ilustra en la Figura 6-15

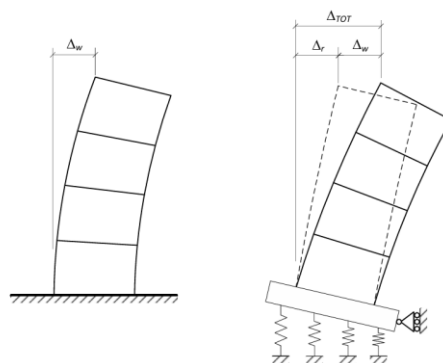


Figura 6-17. Esquema del fenómeno detrás del aumento del desplazamiento de techo (Ref. FEMA, 2020)

A continuación, la Figura 6-16 muestra la relación entre curvatura máxima y desplazamiento máximo. En la normativa actual, ambos máximos se asumen coincidentes en el tiempo (i.e., simultáneos) al estimar la demanda de curvatura utilizada para el diseño del confinamiento de los elementos de borde en los muros, cuyas expresiones se presentan en la Ecuación 7.

$$\phi_u^{DS60} = \begin{cases} \frac{2\delta_u}{H_c L_w} & \text{Alternativa 1} \\ \frac{\delta_u - \delta_e}{L_p(H_c - \frac{L_p}{2})} + \phi_e & \text{Alternativa 2} \end{cases} \quad (7)$$

Donde $\delta_e = \frac{11}{40} \phi_e H_c^2$, corresponde al desplazamiento de fluencia asociado a una carga triangular creciente, con ϕ_e la curvatura de fluencia (Wallace, 1998).

Con el fin de evaluar si ambas demandas ocurren de manera simultánea, los gráficos a continuación presentan explícitamente el valor de la curvatura máxima junto con el desplazamiento asociado a ese instante (puntos denominados “CurvMax”). De forma análoga, se muestran los valores máximos de desplazamiento junto con las curvaturas correspondientes al instante en que estos ocurren (denominados “DispMax”).

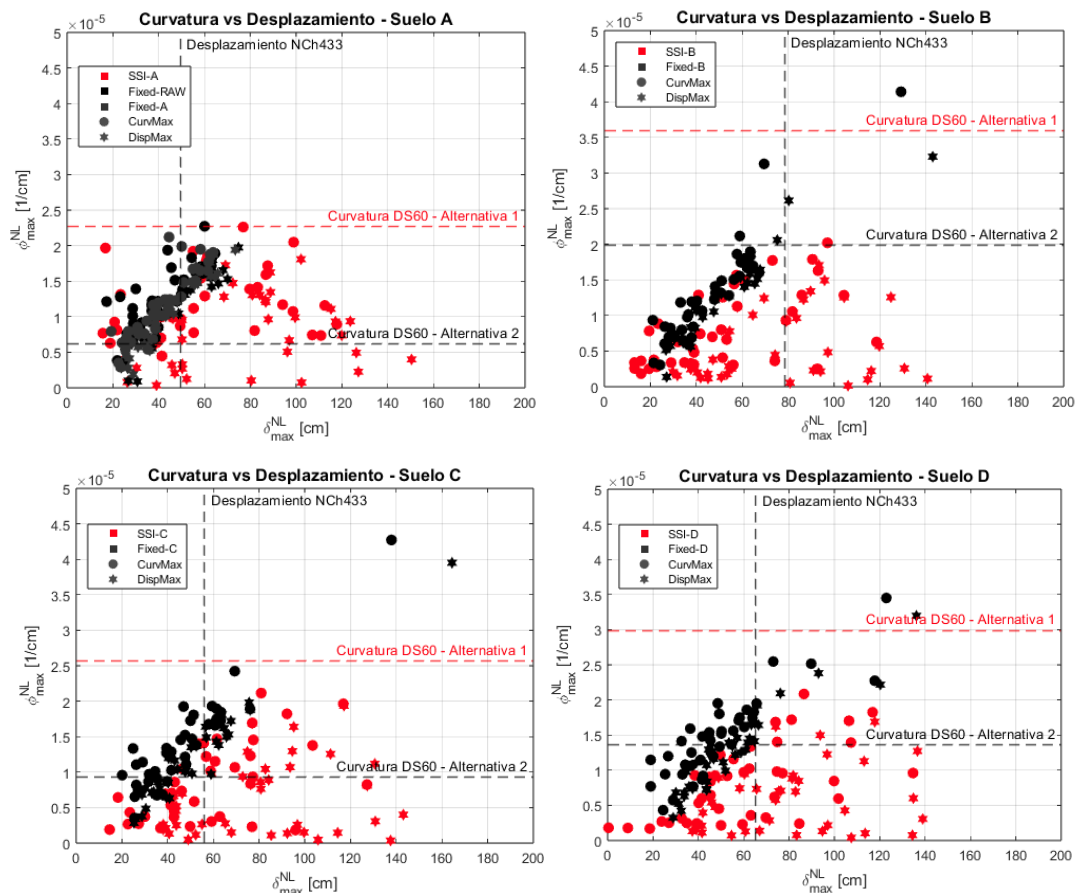


Figura 6-18. Curvatura vs desplazamiento máximo por tipo de suelo, NGAWest+NGASubduction

Al observar los resultados anteriores es posible concluir que no existe una relación directa entre el instante de ocurrencia del desplazamiento máximo en el nivel de techo y aquel en que se alcanza la curvatura máxima en la base del muro, como se supone actualmente en las ecuaciones de diseño normativas. Evidenciándose puntos de desplazamiento máximo con bajos niveles de curvatura y viceversa. Estos resultados son coincidentes con lo evidenciado por otros autores (Arriagada et al., 2025) más en el presente estudio se extienden evaluando el efecto de la SSI.

Por otro lado, a pesar del aumento evidenciado en la demanda de desplazamiento en los modelos de SSI, es posible apreciar una reducción en las demandas de curvatura respecto a los modelos con base fija. Esto es consistente con la disminución de la demanda de ductilidad de rotación observada en el apartado 6.3.1. Respecto a esto se puede afirmar que, si bien el *rocking* de la fundación aumenta significativamente los desplazamientos totales impuestos, no se observan efectos relevantes en la no linealidad que estos movimientos imponen al muro, la cual se relaciona más directamente con la demanda de desplazamiento relativa.

Asimismo, se observa que las demandas de curvatura obtenidas mediante la alternativa 1 de la normativa vigente resultan superiores a la mayoría de los valores obtenidos a partir de los análisis no lineales para todos los tipos de suelo considerados. Este resultado es particularmente llamativo si se tiene en cuenta que las demandas derivadas de los modelos no lineales —tanto para el caso de base fija como al considerar la SSI— se obtienen a partir de registros sísmicos escalados al nivel MCE, correspondiente a un periodo de retorno de 2475 años, mientras que las demandas de diseño de la normativa chilena se asocian a un periodo de retorno de 475 años.

En este contexto, aunque la inclusión de la SSI conduce a desplazamientos que en algunos casos superan los valores establecidos por la normativa, esta comparación no implica necesariamente una falta de validez del enfoque de diseño, ya que los niveles de amenaza sísmica considerados para el diseño y para la caracterización de la amplificación dinámica del corte no son equivalentes. No obstante, los resultados sí ponen de manifiesto el carácter conservador de la normativa chilena en términos de curvatura, lo que se traduce en estrictos requerimientos de confinamiento en los elementos de borde de los muros. Este aspecto podría contribuir, al menos parcialmente, al reconocido buen desempeño que han mostrado los edificios chilenos frente a terremotos de gran magnitud.

6.5 Demanda no lineal de momento en la altura

Las Figura 6-19 y Figura 6-20 muestran las envolventes de momento flector a lo largo de la altura del muro para los registros pertenecientes a las bases de datos NGAWest y NGASubduction, respectivamente. En estas figuras, las líneas segmentadas azules representan la capacidad estimada hasta la fluencia del muro M_y , obtenida considerando la carga axial correspondiente a cada nivel de piso.

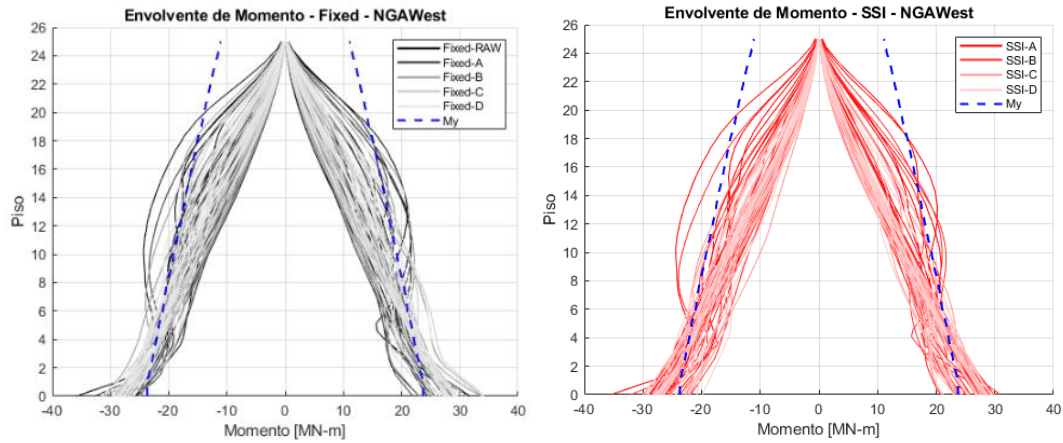


Figura 6-19. Envoltentes de momento, NGAWest

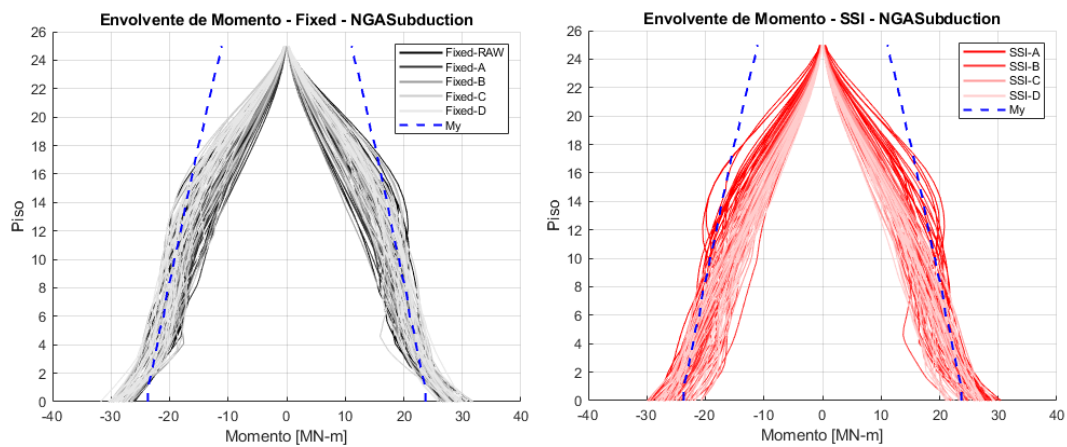


Figura 6-20. Envoltentes de momento, NGASubduction

A partir de los resultados se observa que, para ambas bases de datos y para los distintos tipos de suelo analizados, las envoltentes de momento presentan amplificaciones en diferentes niveles de la altura del muro. Al contrastar dichas envoltentes con la capacidad a fluencia estimada, se aprecia que en algunos casos los momentos desarrollados se aproximan —e incluso alcanzan— valores cercanos a dicha capacidad, lo que sugiere que no puede descartarse la eventual ocurrencia de plastificaciones fuera de la base del muro.

No obstante, un análisis detallado de la localización y extensión de estas posibles plastificaciones queda fuera del alcance del presente trabajo. Aun así, estos resultados son consistentes con observaciones reportadas en la literatura, donde se ha señalado que a medida que la respuesta dinámica tiene una mayor influencia de los modos superiores, pueden desarrollarse demandas de momento significativas en la altura de muros en voladizo (Blakeley et al., 1975; Luu et al., 2011; Priestley, 2003).

7 Conclusiones y comentarios

El presente estudio tuvo como objetivo evaluar la influencia de la interacción suelo–estructura en la estimación del factor de amplificación dinámica del corte en muros altos de hormigón armado, mediante una modelación no lineal que considera explícitamente el dominio de suelo, la estructura y su sistema de fundación. Para ello, se analizó un muro de 25 pisos sobre distintos tipos de suelo, utilizando 40 registros sísmicos escalados al nivel MCE. Los resultados obtenidos permitieron caracterizar el fenómeno considerando explícitamente la SSI, identificando tendencias consistentes con la literatura especializada y evidenciando diferencias relevantes respecto de la condición teórica de base fija.

En términos generales, los resultados muestran que la consideración explícita de la interacción suelo–estructura conduce sistemáticamente a una reducción del factor de amplificación dinámica del corte respecto de la condición de base fija. Las medianas empíricas de ω_v obtenidas en los modelos con base fija varían entre 0.9 y 2.0, mientras que en los modelos con SSI se sitúan entre 0.8 y 1.2, dependiendo del tipo de suelo. Esta diferencia se vuelve especialmente relevante en suelos flexibles, donde los modelos de base fija alcanzan valores hasta un 55% y 64% superiores a los obtenidos al considerar explícitamente la interacción suelo–fundación–estructura en los suelos C y D, respectivamente. Este comportamiento resulta concordante con lo reportado en la literatura especializada respecto del efecto moderador de la SSI sobre la demanda de corte basal en estructuras de periodo fundamental alto.

Los resultados indican además que el crecimiento de ω_v hacia suelos más flexibles no responde necesariamente a un aumento de la demanda no lineal de corte, sino principalmente a la disminución de la sobrerresistencia global Ω . En efecto, la demanda de corte normalizada respecto del peso sísmico disminuye bajo SSI al flexibilizarse el suelo, mientras que la sobrerresistencia se reduce debido al incremento de las demandas de diseño V_u y M_u frente a una capacidad probable M_{pr} constante. Dado que Ω forma parte explícita de la definición de ω_v , esta reducción amplifica directamente el valor del factor de amplificación. En consecuencia, parte importante del incremento de ω_v observado en suelos flexibles, y en particular en los modelos de SSI, corresponde a un efecto asociado a la formulación normativa y no necesariamente a un incremento real de la sollicitación de corte.

Asimismo, se confirmó una tendencia general de aumento del factor de amplificación dinámica con la ductilidad de rotación impuesta por el movimiento sísmico, particularmente en los modelos de base fija. Sin embargo, al incorporar SSI esta dependencia se vuelve más moderada, observándose regresiones de menor pendiente y dispersión. Este comportamiento se relaciona directamente con una disminución en la frecuencia con que el muro alcanza la fluencia basal: mientras aproximadamente un 85% de los análisis en base fija desarrollan plastificación, bajo SSI esta proporción disminuye a cerca de un 56%, especialmente en los suelos más flexibles. Dado que la amplificación dinámica se manifiesta

principalmente en sistemas que desarrollan comportamiento inelástico, esta menor ocurrencia de fluencia constituye un mecanismo adicional que contribuye a reducir las demandas de corte bajo el escenario de SSI.

Se identificó también una dependencia directa entre ω_v y el porcentaje energía en alta frecuencia contenido en los registros sísmicos (métrica %HF), particularmente en los modelos de base fija. Este resultado es consistente con el origen físico del fenómeno, asociado a la excitación de modos superiores que contribuyen significativamente a las demandas de corte. No obstante, dicha relación se debilita progresivamente al considerar interacción suelo–estructura y suelos más flexibles, debido al efecto de filtrado que el depósito de suelo ejerce sobre las componentes de alta frecuencia del movimiento sísmico.

De manera similar, se observó una relación aproximadamente proporcional entre ω_v y la ordenada espectral $Sa(T_2)$, la segunda métrica evaluada para caracterizar el contenido en alta frecuencia, confirmando la relevancia del segundo modo como parámetro representativo de la contribución modal superior en la respuesta dinámica de corte de muros altos. Este resultado respalda el uso de formulaciones que incorporan explícitamente parámetros espectrales asociados a modos superiores — como ocurre en el Eurocódigo 8— por sobre expresiones basadas únicamente en el número de pisos, como las propuestas en ACI318.

Por otra parte, la inclusión explícita de la interacción suelo–estructura produce incrementos significativos en las demandas de desplazamiento, alcanzando valores de hasta 1.5 veces aquellos obtenidos en condición de base fija. Este aumento se asocia principalmente al rocking de la fundación, el cual introduce movimientos de cuerpo rígido que amplifican el desplazamiento global del sistema. Sin embargo, pese al incremento en desplazamientos, las demandas de curvatura en la base del muro disminuyen al considerar SSI, comportamiento consistente con la menor ductilidad de rotación observada. Esto sugiere que el rocking incrementa el desplazamiento total del sistema, pero no necesariamente la deformación relativa que demanda al muro.

Adicionalmente, los resultados muestran que no existe una coincidencia temporal sistemática entre el instante en que ocurre el desplazamiento máximo de techo y aquel en que se desarrolla la curvatura máxima en la base del muro, hipótesis implícitamente asumida en las expresiones utilizadas por la normativa chilena NCh433 + DS60 para la estimación de demanda de curvatura. Este hallazgo resulta consistente con lo reportado previamente por otros autores y, en este trabajo, se verifica además considerando explícitamente el efecto de la interacción suelo–estructura.

Al comparar las demandas de curvatura obtenidas mediante análisis no lineales con aquellas estimadas mediante las expresiones normativas chilenas, se observa que la alternativa actualmente propuesta en el

DS60 conduce, en general, a valores superiores a los obtenidos en los análisis dinámicos, aun cuando estos fueron realizados utilizando registros escalados al nivel MCE. Considerando que este nivel de amenaza sísmica corresponde a un periodo de retorno significativamente mayor que el utilizado para diseño convencional, los resultados evidencian el carácter conservador de la normativa nacional en términos de demanda de curvatura y, por consiguiente, en los requerimientos de confinamiento de los elementos de borde. Este aspecto podría contribuir, al menos parcialmente, al reconocido buen desempeño sísmico observado en edificios de hormigón armado diseñados en Chile.

Finalmente, el análisis de las envolventes de momento a lo largo de la altura del muro muestra que, bajo determinadas excitaciones sísmicas, pueden desarrollarse demandas significativas en niveles superiores, llegando incluso a aproximarse a la capacidad estimada hasta la fluencia en algunos pisos. Esto sugiere que no puede descartarse la eventual ocurrencia de plastificaciones fuera de la base del muro, comportamiento consistente con observaciones previas asociadas a la participación de modos superiores en la respuesta dinámica de muros en voladizo.

En conjunto, los resultados obtenidos indican que la aplicación directa de expresiones desarrolladas en contextos normativos extranjeros, particularmente calibradas sin considerar explícitamente la interacción suelo–estructura, podría conducir a sobreestimaciones de la amplificación dinámica del corte en las condiciones nacionales, especialmente en suelos flexibles. En este sentido, el trabajo realizado refuerza la necesidad de incorporar, al menos de forma implícita, los efectos de SSI dentro del cálculo y caracterización de los factores de amplificación dinámica.

La Tabla 7-1 resume los principales indicadores asociados al fenómeno de amplificación dinámica del corte para cada configuración analizada.

Tabla 7-1. Tabla resumen resultados

Suelo	V_u/W [%]	M_u [MN · m]	Ω	Tipo de modelación	V_{max}^{NL}/W [%]	$\omega_{v,mediana,empirica}$
A	8.4	10.59	2.97	Fixed-FF	22.7	0.93
				SSI	26.9	1.11
B	9.3	10.22	3.08	Fixed-FF	24.8	0.90
				SSI	19.5	0.77
C	9.8	15.4	2.04	Fixed-FF	29.5	1.55
				SSI	18.7	1.00
D	11.2	21.33	1.48	Fixed-FF	31.5	1.96
				SSI	17.9	1.19

La comparación conjunta de los parámetros muestra que el incremento de ω_v ocurre precisamente en los casos donde la sobrerresistencia Ω disminuye, confirmando el importante rol de este parámetro en la definición del factor. A modo de ejemplo, comparando los resultados de los casos correlativos SSI-C

y SSI-D, la demanda real de corte V_{max}^{NL}/W disminuye de 18,7 % a 17,9 % (−4,3 %), mientras que la demanda de diseño V_u/W aumenta de 9,8 % a 11,2 % (+14,3 %) y la sobrerresistencia global Ω se reduce de 2,04 a 1,48 (−27,5 %). El factor de amplificación ω_v pasa de 1,00 a 1,19 (+19,0 %) a pesar de que la demanda real de corte decrece, lo que confirma que el incremento es atribuible esencialmente a la caída de Ω , asociado a una formulación normativa y no a un crecimiento de la sollicitación física.

Por otra parte, la demanda de corte normalizada respecto del peso sísmico presenta tendencias distintas entre los modelos de base fija y de SSI: mientras que en los modelos con base fija las demandas aumentan progresivamente a medida que se flexibiliza el suelo, en los modelos de SSI esto no ocurre. Lo anterior sugiere la existencia de un nivel no menor de conservadurismo en las formulaciones existentes para el cálculo del factor de amplificación dinámica, las que son basadas en resultados de análisis dinámicos que omiten los efectos de interacción suelo-estructura.

A partir de los alcances y simplificaciones adoptadas en el presente estudio, se identifican diversas líneas de trabajo futuro que permitirían profundizar en la comprensión del fenómeno analizado. En primer lugar, resulta relevante extender el análisis hacia configuraciones más representativas de la práctica chilena, incorporando muros acoplados o múltiples ejes estructurales de forma simultánea, e idealmente avanzando hacia el modelamiento de la estructura completa —incluyendo muros, losas, vigas y columnas— de modo de capturar la interacción entre los distintos elementos resistentes y obtener una respuesta más generalizable que la del muro aislado considerado en este trabajo. En esta misma línea, sería de interés analizar muros de sección compuesta, habituales en edificación chilena, cuyo comportamiento a flexión y corte difiere del muro rectangular aquí estudiado y podría incidir de forma relevante en la amplificación dinámica.

Asimismo, sería de interés evaluar la influencia de niveles de carga axial más elevados en la estimación del factor de sobrerresistencia, particularmente en el rango reportado en la literatura ($0.2 - 0.4 A_g f'_c$) para el caso de edificios altos chilenos (Massone et al., 2012), en contraste con el valor considerado en este estudio. Por otra parte, la utilización de un mayor número de estratigrafías por cada tipo de suelo, evaluando casos más representativos de la heterogeneidad inherente de los perfiles de suelo, permitiría caracterizar de manera más continua la variabilidad de la respuesta en función de parámetros como V_{s30} . Esto último podría incluso extenderse a desarrollos que implementen modelos probabilísticos, basados en exploraciones geotécnicas (Miranda et al., 2025), para considerar la heterogeneidad del suelo de modo de incluir los efectos de variación espacial, inherentes a la depositación de los estratos de suelos, en el input sísmico de la estructura.

En cuanto a la demanda sísmica, una selección de registros más extensa y exhaustiva —con un mayor número de acelerogramas y un control más estricto de la dispersión espectral— permitiría robustecer la

caracterización estadística del factor de amplificación y reducir la variabilidad asociada al conjunto de registros, aspecto que el presente estudio identificó como una fuente relevante de dispersión en los resultados. Finalmente, la extensión de los análisis a modelos tridimensionales constituye una línea natural de desarrollo, que permitiría incorporar efectos espaciales y de interacción entre elementos que no son capturados en el marco bidimensional adoptado.

8 Referencias

- Adebar, P., Dezhdar, E., & Yathon, J. (2015). Accounting for higher mode shear forces in concrete wall buildings: 2014 CSA A23.3. En *Proceedings of the 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering (11CCEE)*. Canadian Association for Earthquake Engineering. Victoria, BC, Canadá.
- American Concrete Institute. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (ACI 318R-08)*. American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- American Concrete Institute. (2025). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-25) and commentary (ACI 318R-25)*. American Concrete Institute.
- Ancheta, T. D., Darragh, R. B., Stewart, J. P., Seyhan, E., Silva, W. J., Chiou, B. S.-J., Wooddell, K. E., Graves, R. W., Kottke, A. R., Boore, D. M., Kishida, T., & Donahue, J. L. (2014). NGA-West2 database. *Earthquake Spectra*, 30(3), 989–1005. <https://doi.org/10.1193/070913EQS197M>
- Arriagada, M., Grandón, J., Hube, M., Jünemann, R., & Zirotti, A. (2025). Implicancias de las normativas chilenas en el diseño y desempeño sísmico de edificios. En *12° Seminario de Proyectos AICE*. Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales.
- Bapir, B., Abrahamczyk, L., Wichtmann, T., & Prada-Sarmiento, L. F. (2023). Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures. *Frontiers in Built Environment*, 9, 1120351. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1120351>
- Bernal, D., & Youssef, A. (1998). A hybrid time frequency domain formulation for non-linear soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(7), 673–685. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199807\)27:7<673::AID-EQE751>3.0.CO;2-3](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199807)27:7<673::AID-EQE751>3.0.CO;2-3)
- Blakeley, R. W. G., Cooney, R. C., & Megget, L. M. (1975). Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 8(4), 278–290.
- Bolisetti, C., Whittaker, A. S., & Coleman, J. L. (2018). Linear and nonlinear soil-structure interaction analysis of buildings and safety-related nuclear structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 218–233. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.026>
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N. A., Ahdi, S. K., Ancheta, T. D., Al Atik, L., Archuleta, R. J., Atkinson, G. M., Boore, D. M., Campbell, K. W., Chiou, B. S.-J., Contreras, V., Darragh, R. B., Derakhshan, S., Donahue, J. L., Gregor, N., Gulerce, Z., Idriss, I., Ji, C., Kishida, T., ... Youngs, R. R. (2022). NGA-Subduction research program. *Earthquake Spectra*, 38(2), 783–798. <https://doi.org/10.1177/87552930211056081>
- Comité Européen de Normalisation. (1993). *Eurocode 8: Earthquake resistant design of structures. Part 1.3: General rules — Seismic actions and general requirements for structures* (Final Draft prENV 1998-1-3). CEN.
- Chopra, A. K. (2012). *Dinámica de estructuras* (4ª ed.). Pearson Educación.
- Derecho, A. T., & Corley, W. G. (1984). Design requirements for structural walls in multistory buildings. En *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 5, pp. 633–640).
- Eibl, J., & Keintzel, E. (1988). Seismic shear forces in RC cantilever shear walls. En *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 6, pp. 5–10). Tokyo-Kyoto, Japan.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58–66. <https://doi.org/10.1109/MCSE.2011.66>
- Ghahari, S. F., Ghofrani, A., Zhang, J., & Taciroglu, E. (2023). *Nonlinear time-history analysis of soil-structure systems incorporating frequency-dependent impedance functions* [Preprint]. arXiv. <https://doi.org/10.48550/arXiv.2312.06060>
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of building seismic performance factors* (FEMA P-695). Applied Technology Council. <https://www.atcouncil.org>
- Federal Emergency Management Agency. (2020). *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures* (FEMA P-2082-1). Building Seismic Safety Council.

- Grandón, J., & Hube, M. (2023). Factor de amplificación dinámica de corte en edificios de muros de hormigón armado de mediana altura. En *Actas del XIII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica*. ACHISINA.
- Guendelman, T., Medina, F., Guendelman, M., & Figueroa, L. (2017). Perfil bio-sísmico de edificios 3.0: Un instrumento para la calificación sísmica de edificios de hormigón armado. La experiencia chilena. En *Actas del XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica, ACHISINA 2017*. Valparaíso, Chile
- Hudson, M., Idriss, I. M., & Beikae, M. (1994). *User's manual for QUAD4M*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
- Instituto Nacional de Normalización. (2025). *Propuesta de norma. Hormigón armado — Requisitos de diseño y cálculo* (prNCh430). INN.
- Jiménez, F. J., & Massone, L. M. (2018). Experimental seismic shear force amplification in scaled RC cantilever shear walls with base irregularities. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(10), 4735–4760. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0343-7>
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
- Kawamoto, J. D. (1983). *Solution of nonlinear dynamic structural systems by a hybrid frequency-time domain approach* [Tesis doctoral, Massachusetts Institute of Technology]. MIT Libraries.
- Keintzel, E. (1990). Seismic design shear forces in reinforced concrete cantilever shear wall structures. *European Journal of Earthquake Engineering*, 3(1), 7–16.
- Kolay, C., Prashant, A., & Jain, S. K. (2013). Nonlinear dynamic analysis and seismic coefficient for abutments and retaining walls. *Earthquake Spectra*, 29(2), 427–451. <https://doi.org/10.1193/1.4000141>
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). *Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading* (PEER Report 2015/12). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Kusanovic, D. S., Seylabi, E., & Asimaki, D. (2021). Optimization of frequency domain impedances for time-domain response analyses of building structures with rigid shallow foundations. *Earthquake Spectra*, 37(3), 1955–1979. <https://doi.org/10.1177/8755293020981994>
- Luu, H. Q., Ghorbanirenani, I., Léger, P., & Tremblay, R. (2011). Structural dynamics of slender ductile reinforced concrete shear walls. En G. De Roeck, G. Degrande, G. Lombaert, & G. Müller (Eds.), *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011* (pp. 355–362). Leuven, Bélgica.
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95(4), 859–877. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144>
- Massone, L. M., & Bass, E. (2020). Dynamic shear amplification of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures*, 220, 110867. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110867>
- Massone, L. M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J., & Wallace, J. W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S245–S256. <https://doi.org/10.1193/1.4000046>
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile. (2011). *Decreto Supremo N° 61: Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*. Diario Oficial de la República de Chile.
- Miranda, V., Pinto, F., Pastén, C., & Gesche, R. (2025). Efecto de la variabilidad espacial de las propiedades geotécnicas en la estabilidad de taludes de un tranque de relaves. En *Actas del XII Congreso de Geotecnia, SOCHIGE 2025*. Santiago, Chile.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Mock, A., Behrouzi, A., Lowes, L. N., Lehman, D. E., & Kuchma, D. A. (2015). *Empirically derived effective stiffness expressions for concrete walls* [Reporte técnico final]. Charles Pankow Foundation.
- Morales, A., Ceresa, P., & Hube, M. (2019). Seismic shear and moment demands in reinforced concrete wall buildings. En *COMPDYN 2019 — 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (Vol. 3, pp. 4115–4127). <https://doi.org/10.7712/120119.7211.20160>
- NEHRP Consultants Joint Venture. (2012). *Soil-structure interaction for building structures* (NIST GCR 12-917-21). National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce.

- Standards Association of New Zealand. (1982). *Code of practice for the design of concrete structures (NZS 3101)*. Standards New Zealand.
- Orakcal, K., Massone, L. M., & Wallace, J. W. (2006). *Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses* (PEER Report 2006/07). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Panagiotou, M., & Restrepo, J. I. (2007). Lessons learnt from the UCSD full-scale shake table testing on a 7-story residential building. En *Proceedings of the SEAOC Convention*. Squaw Creek, CA.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons.
- Petracca, M., Candeloro, F., & Camata, G. (2017). *STKO user manual*. ASDEA Software Technology.
- Pinto, F., Urrutia, Y., Ledezma, C., Abell, J., & Astroza, R. (2023). Efectos de la interacción suelo-estructura en edificios altos chilenos con subterráneos. En *Actas del XIII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica, ACHISINA 2023*. Viña del Mar, Chile. <https://www.researchgate.net/publication/375116668>
- Priestley, M. J. N. (2003). Does capacity design do the job? An examination of higher mode effects in cantilever walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 36(4), 276–292. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.36.4.276-292>
- Rejec, K., Isaković, T., & Fischinger, M. (2012). Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 567–586. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9294-y>
- Rejec, K., Isaković, T., & Fischinger, M. (2012). Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 567–586. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9294-y>
- Rivard, G., Ambroise, S., & Paultre, P. (2022). Inelastic seismic shear amplification due to higher mode effects in reinforced concrete coupled walls. *Earthquake Spectra*, 38(2), 1148–1170. <https://doi.org/10.1177/87552930211053347>
- Rutenberg, A. (2013). Seismic shear forces on RC walls: Review and bibliography. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5), 1727–1751. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9464-1>
- Sáez, E., Lopez-Caballero, F., & Modaressi-Farahmand-Razavi, A. (2013). Inelastic dynamic soil-structure interaction effects on moment-resisting frame buildings. *Engineering Structures*, 51, 166–177. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.020>
- Sangarayakul, C., & Warnitchai, P. (2004). Approximate modal decomposition of inelastic dynamic responses of wall buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(9), 999–1022. <https://doi.org/10.1002/eqe.379>
- Sharma, N., Dasgupta, K., & Dey, A. (2019). Optimum lateral extent of soil domain for dynamic SSI analysis of RC framed buildings on pile foundations. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*. <https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1633129>
- Sharma, N., Dasgupta, K., & Dey, A. (2020). Natural period of reinforced concrete building frames on pile foundation considering seismic soil-structure interaction effects. *Structures*, 27, 1594–1612. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.010>
- Taha, A., Malekghaini, N., Ebrahimian, H., & Motamed, R. (2022). Time-domain analysis approaches of soil-structure interaction: A comparative study. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Wallace, J. W. (1998). A designer's guide to displacement-based design of RC structural walls [Material de curso, CE243A]. Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles.*
- Wallace, J. W. (2020). ACI 318-19 code: New seismic provisions. En *Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE)* (Paper N° C004092). Sendai, Japón, septiembre 13–18, 2020.
- Wiebe, L., & Christopoulos, C. (2015). A cantilever beam analogy for quantifying higher mode effects in multistorey buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(11), 1697–1716. <https://doi.org/10.1002/eqe.2549>
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice-Hall.

Wolf, J. P. (1989). Soil-structure-interaction analysis in time domain. *Nuclear Engineering and Design*, 111(3), 381–393. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(89\)90249-5](https://doi.org/10.1016/0029-5493(89)90249-5)

Yang, Z., Lu, J., & Elgamal, A. (2008). *OpenSees soil models and solid-fluid fully coupled elements: User's manual* (Versión 1.0). University of California, San Diego. <http://cyclic.ucsd.edu/openses>

Zhang, Y., Conte, J. P., Yang, Z., Elgamal, A., Bielak, J., & Acero, G. (2008). Two-dimensional nonlinear earthquake response analysis of a bridge-foundation-ground system. *Earthquake Spectra*, 24(2), 343–386. <https://doi.org/10.1193/1.2923925>

Zolghadr Jahromi, H., Izzuddin, B. A., & Zdravkovic, L. (2007). *Partitioned analysis of nonlinear soil-structure interaction* [Technical Report]. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London.

9 Anexos

A. Resultados análisis modales SSI

Desde la Figura 9-1 hasta la Figura 9-4 se muestran las formas modales de los primeros dos modos de vibrar de la estructura en los modelos de SSI.

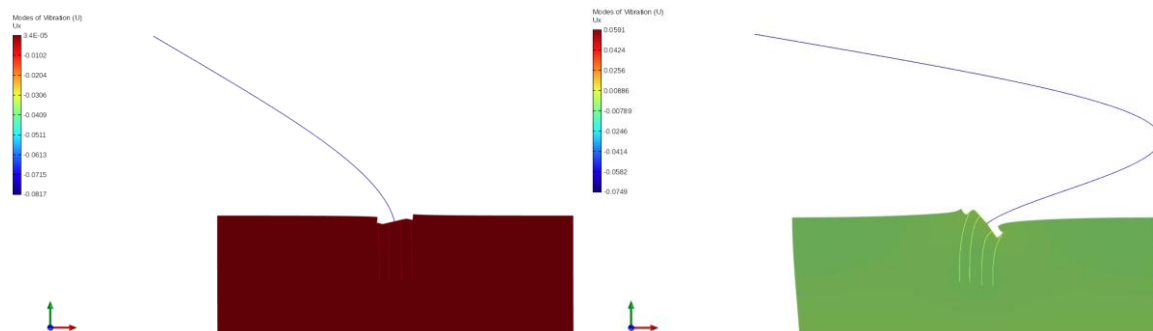


Figura 9-1. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 1.78$ s / $T_2 = 0.28$ s, SSI A

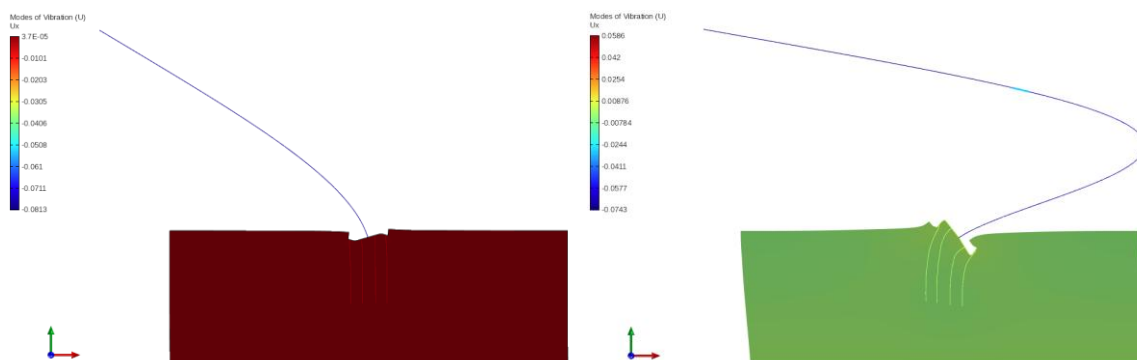


Figura 9-2. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 1.83$ s / $T_2 = 0.29$ s, SSI B

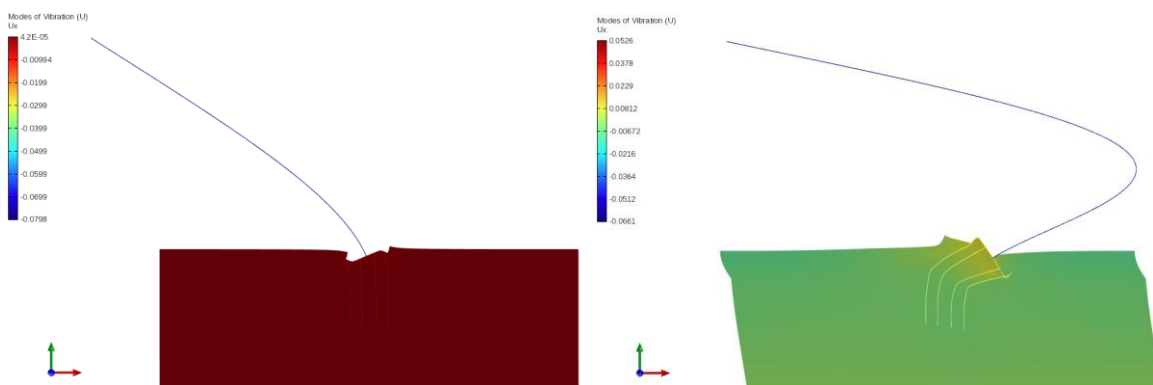


Figura 9-3. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 2.00$ s / $T_2 = 0.32$ s, SSI C

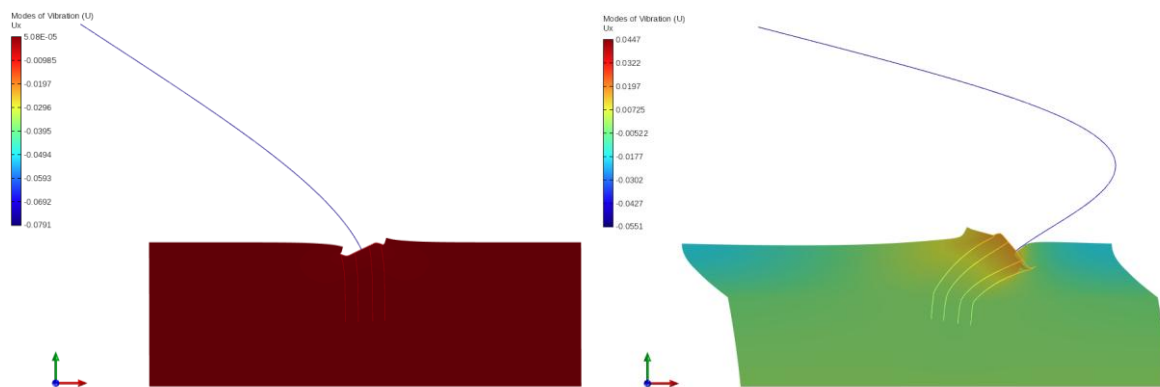


Figura 9-4. Modo 1 / 2 estructura: $T_1 = 2.08$ s / $T_2 = 0.34$ s, SSI D

B. Comparación espectral: NCh433 y ASCE 7

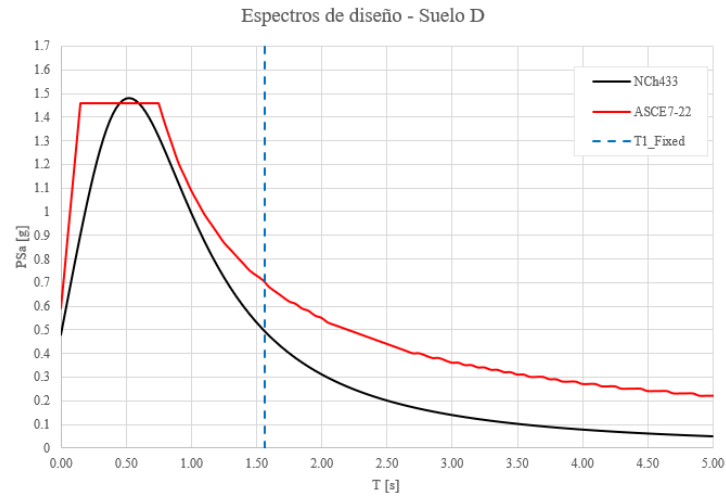


Figura 9-5. Espectros de diseño NCh433 y ASCE 7 para suelo D

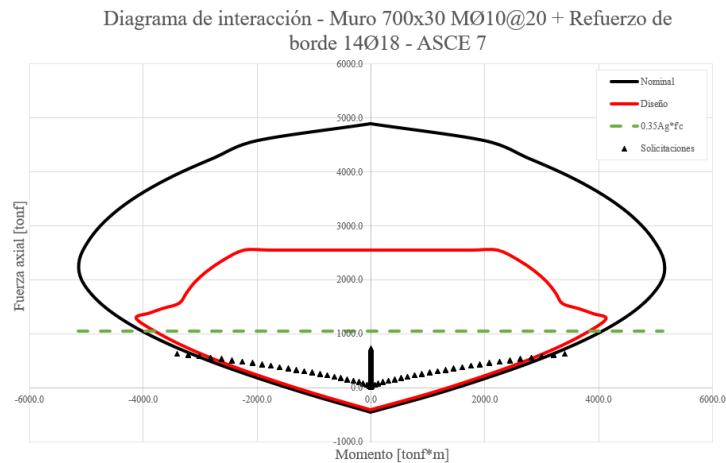


Figura 9-6. Diagrama de interacción para diseño provisto vs Solicitaciones de diseño según ASCE 7

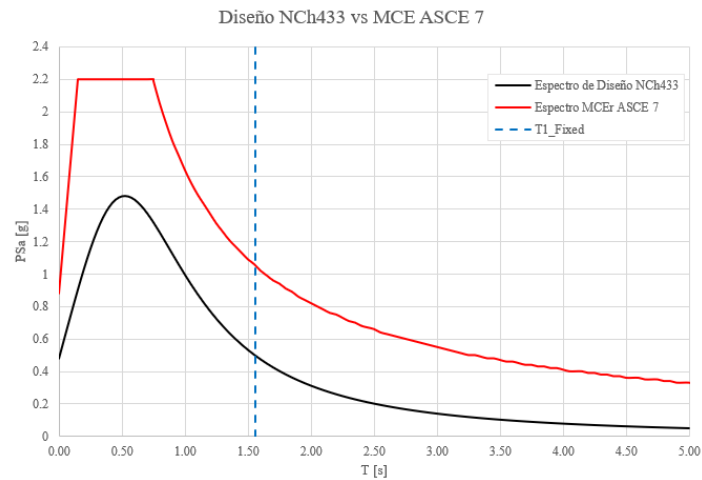


Figura 9-7. Espectro de diseño NCh433 vs Espectro MCE ASCE 7

C. Distribuciones ajustadas por base de datos

NGAWest

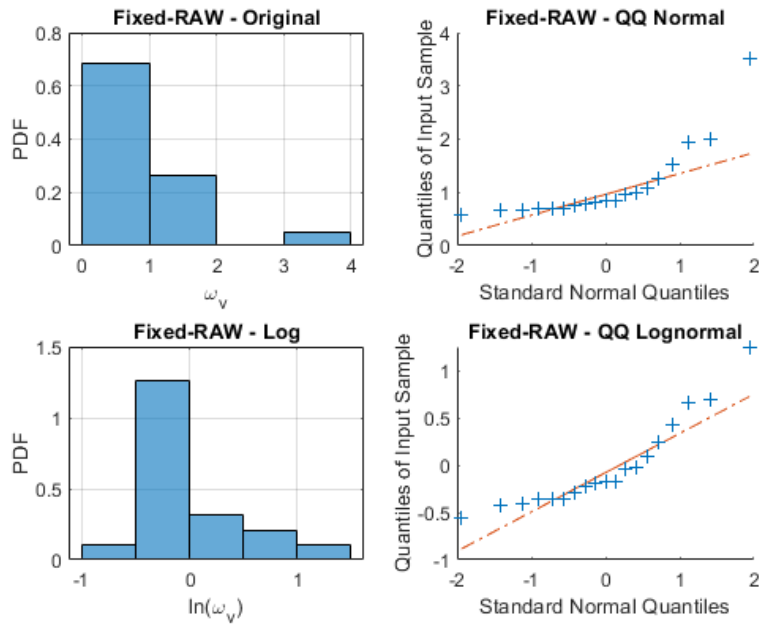


Figura 9-8. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-RAW

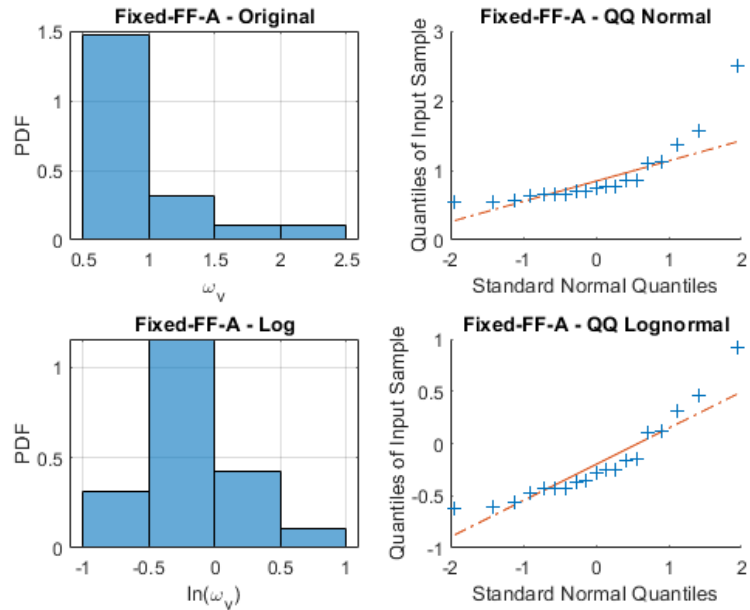


Figura 9-9. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-A

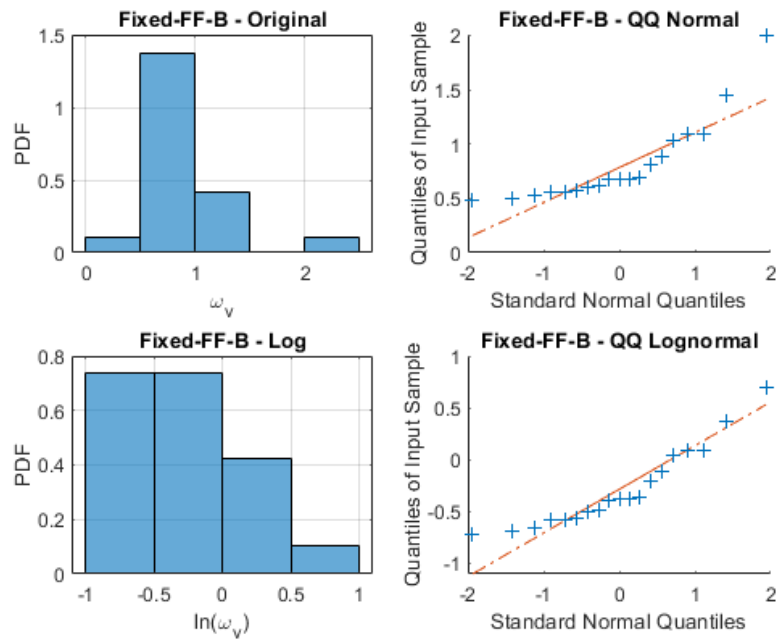


Figura 9-10. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-B

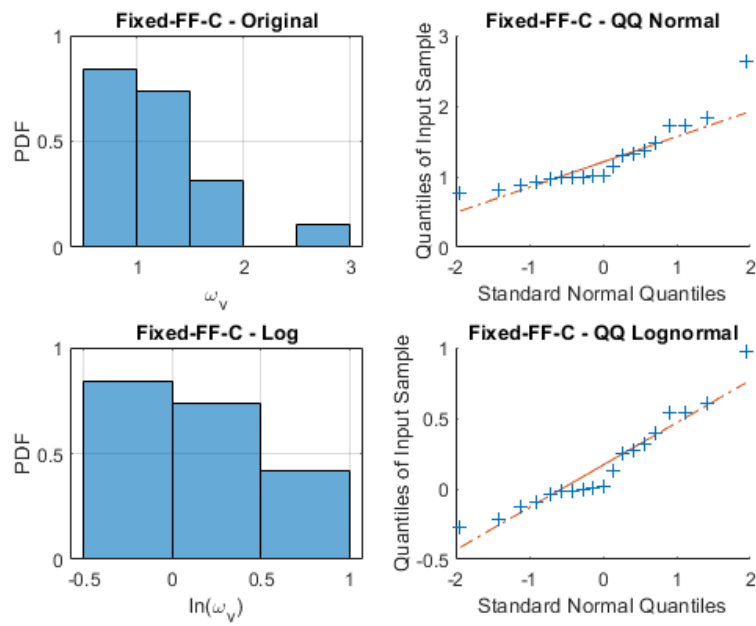


Figura 9-11. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-C

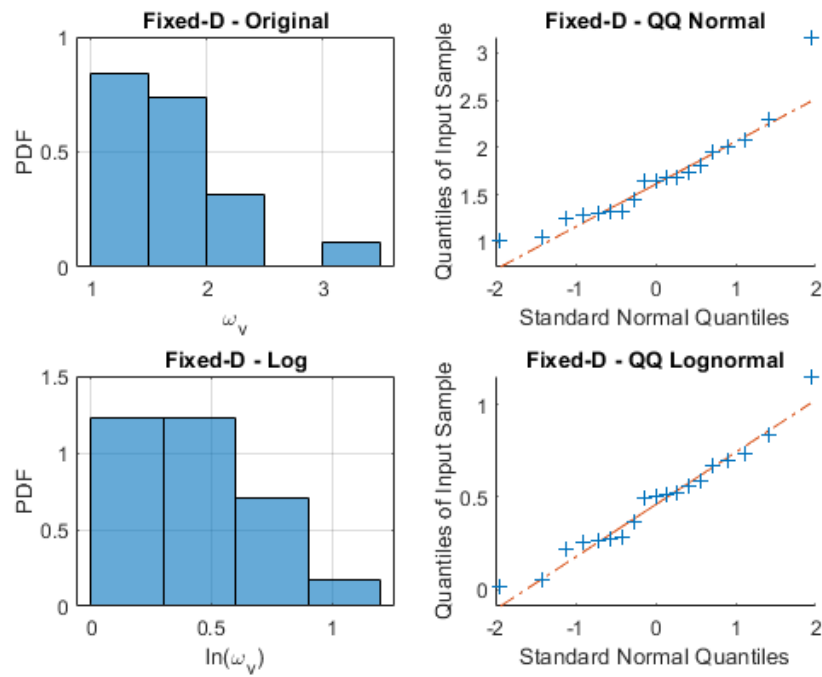


Figura 9-12. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, Fixed-D

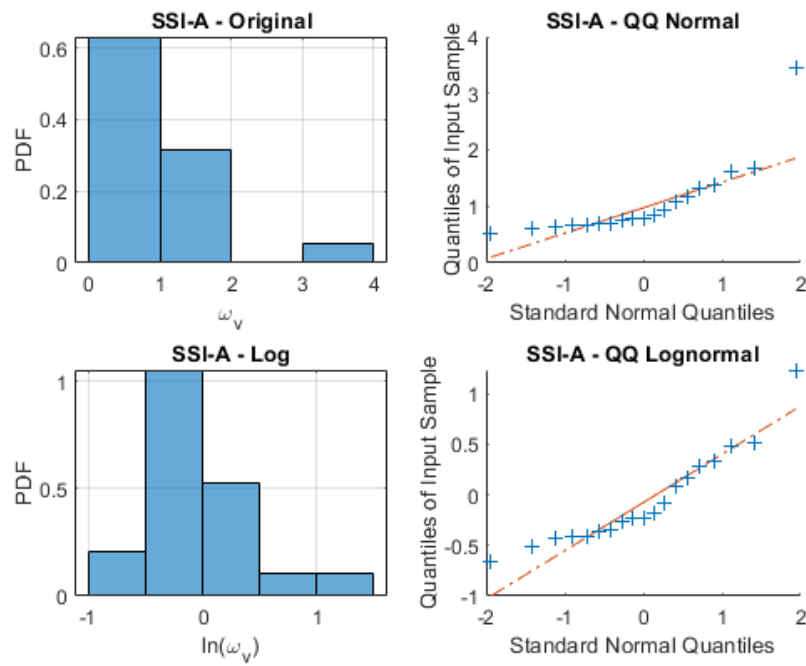


Figura 9-13. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-A

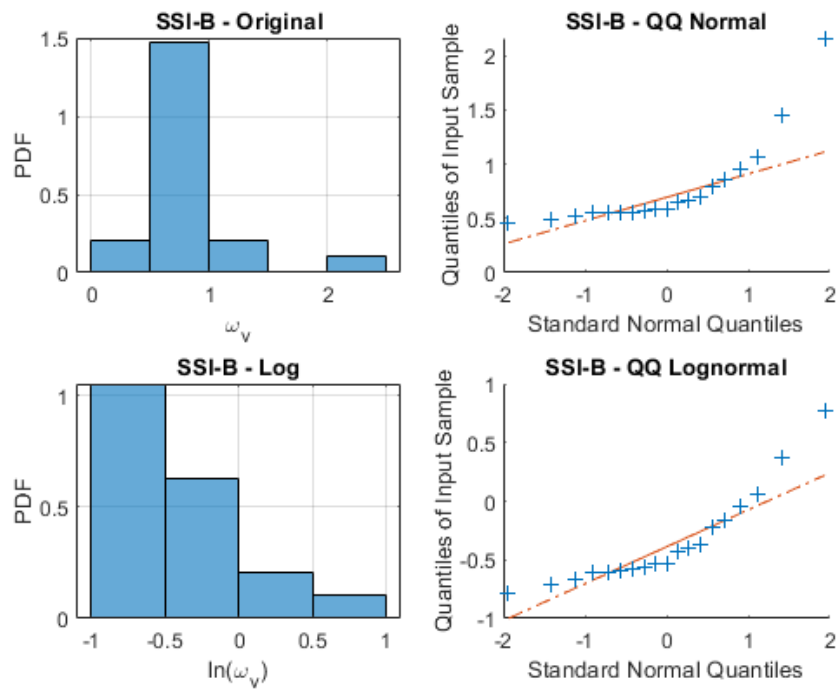


Figura 9-14. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-B

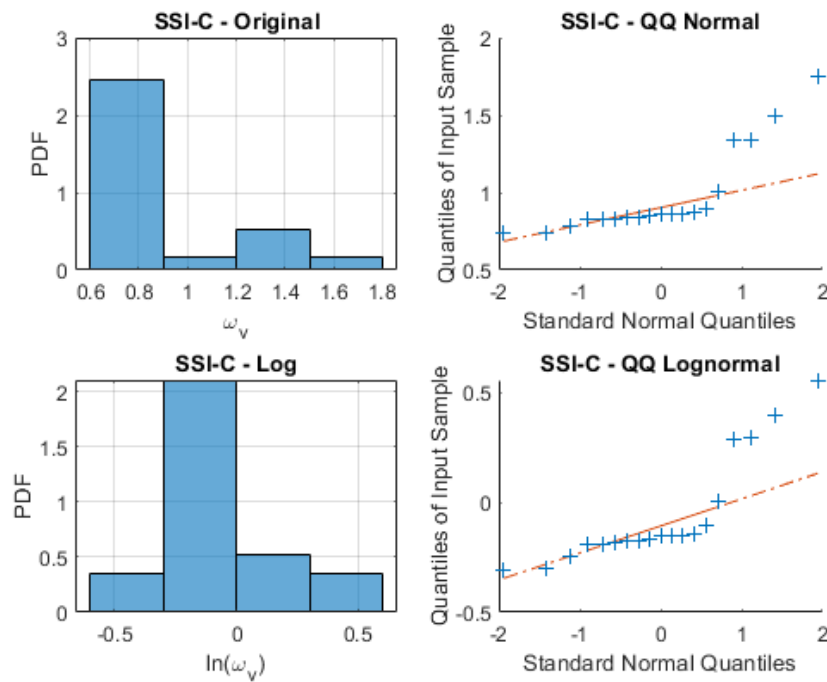


Figura 9-15. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-C

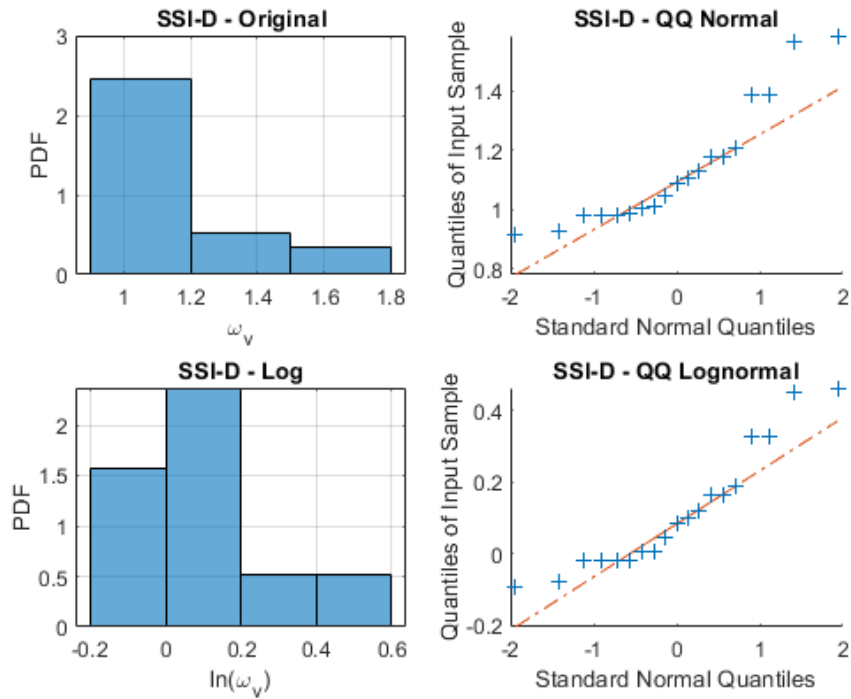


Figura 9-16. Histogramas y QQ-Plots: NGAWest, SSI-D

NGASubduction

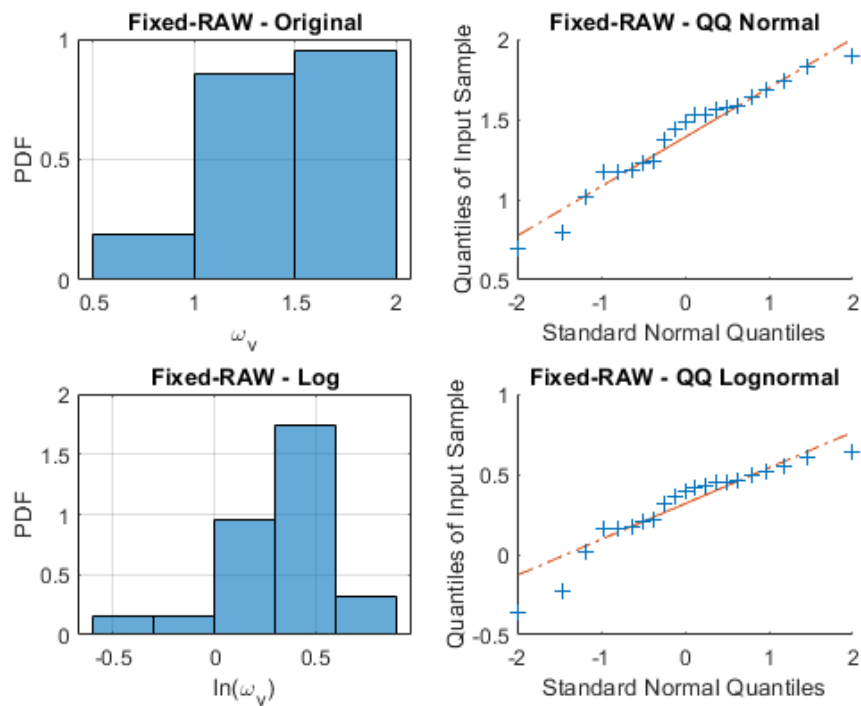


Figura 9-17. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-RAW

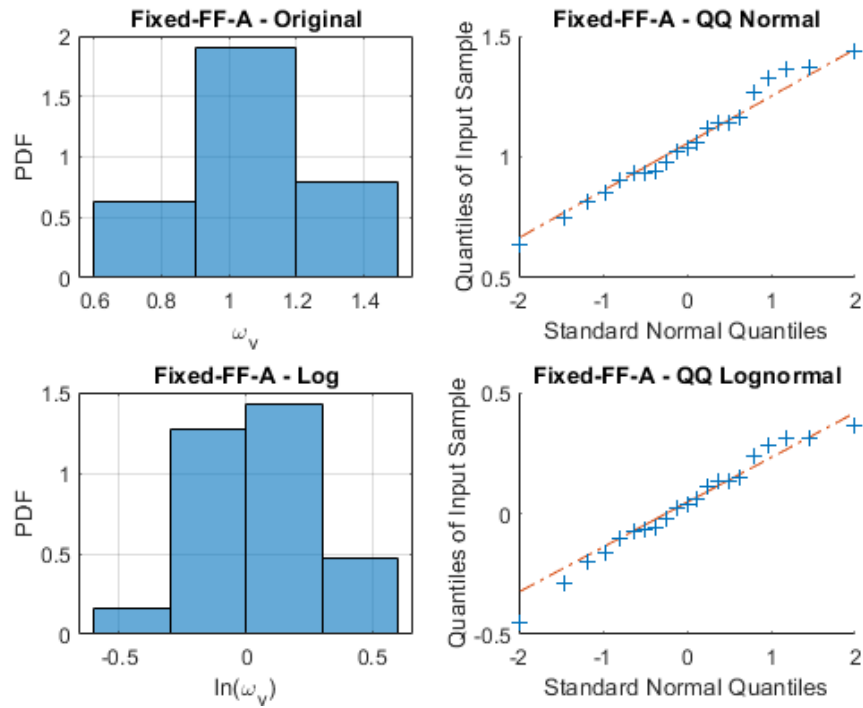


Figura 9-18. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-A

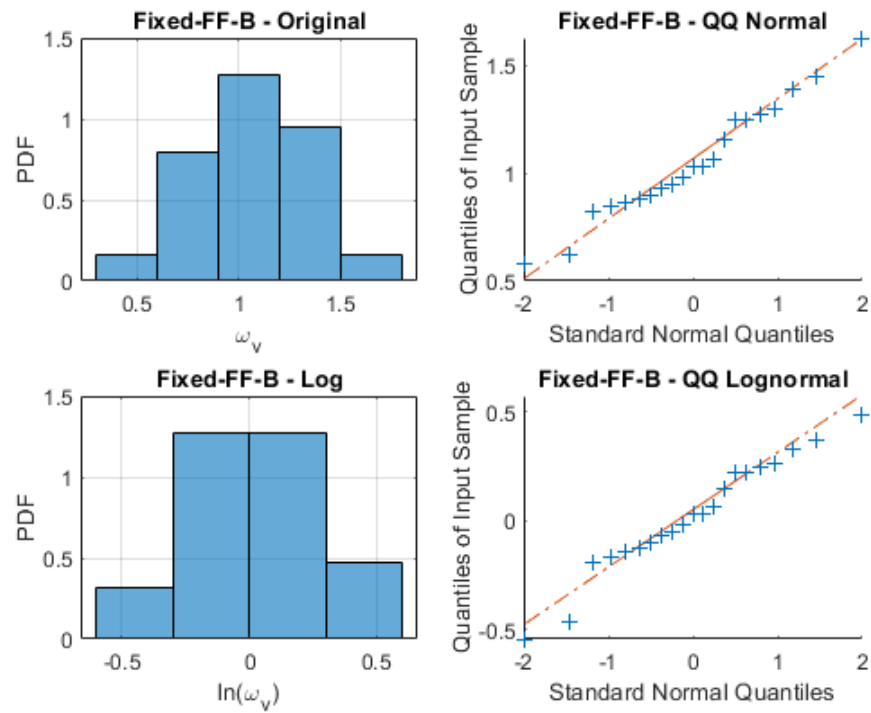


Figura 9-19. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-B

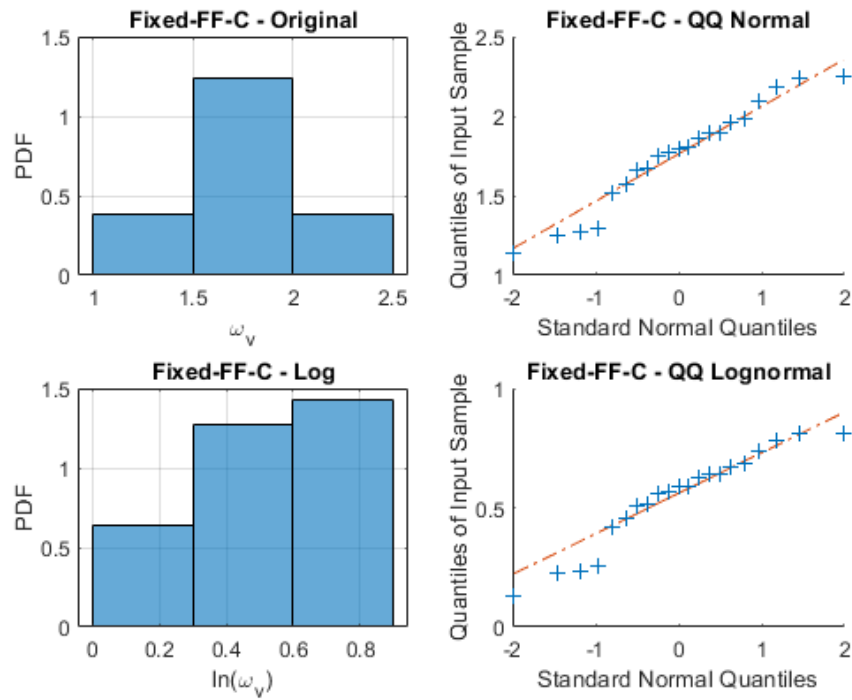


Figura 9-20. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-C

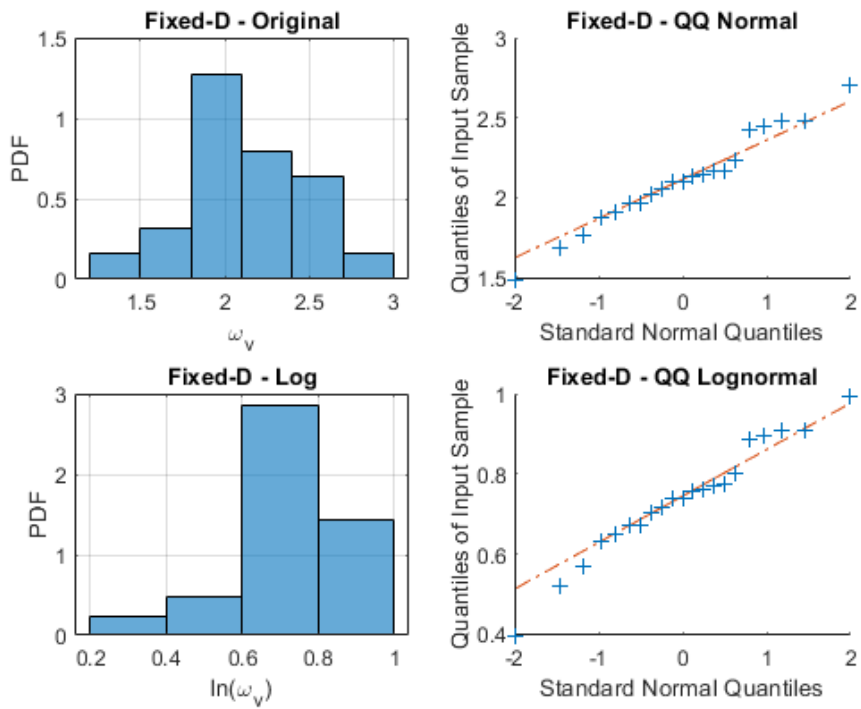


Figura 9-21. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, Fixed-D

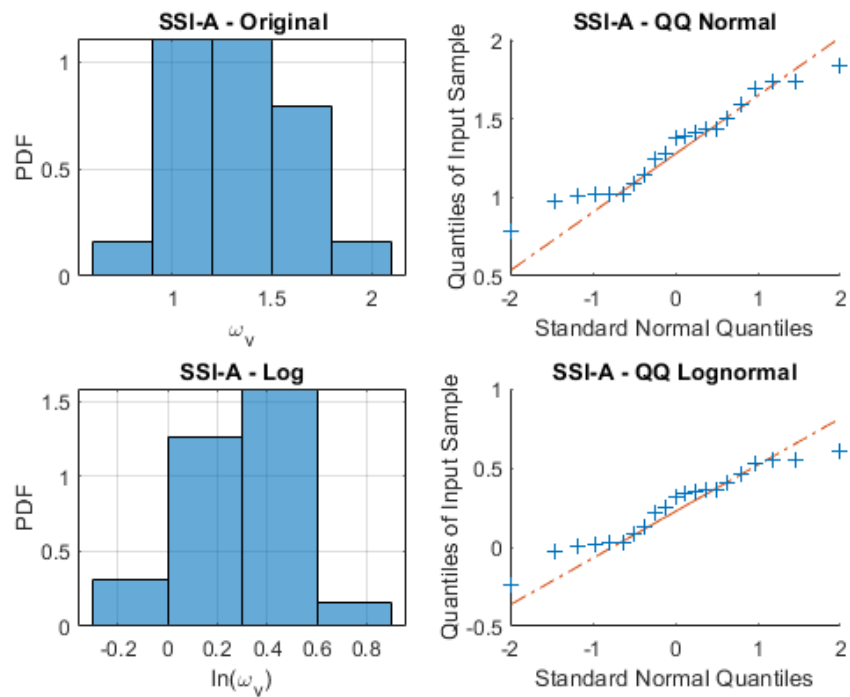


Figura 9-22. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-A

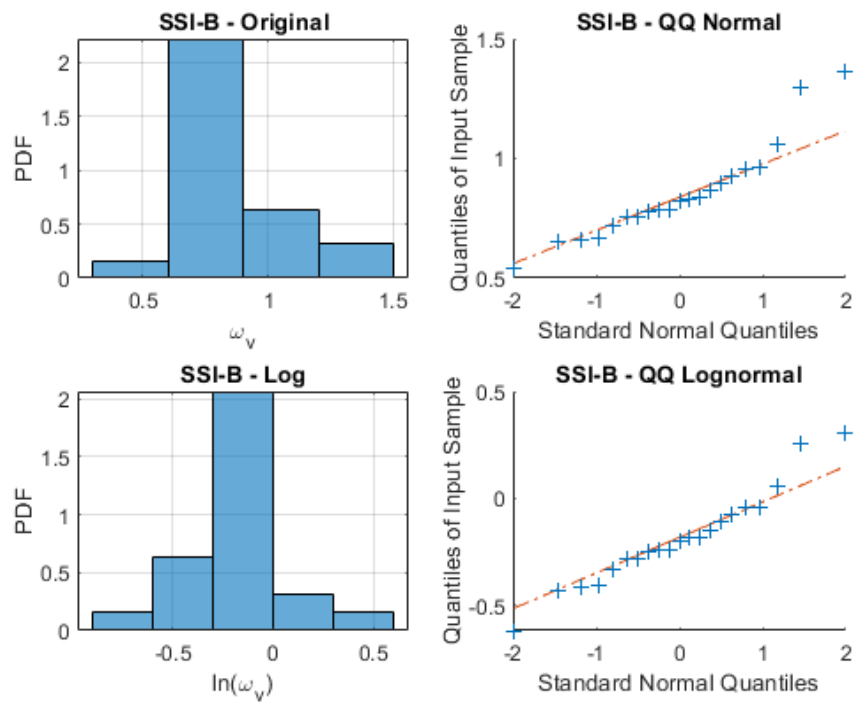


Figura 9-23. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-B

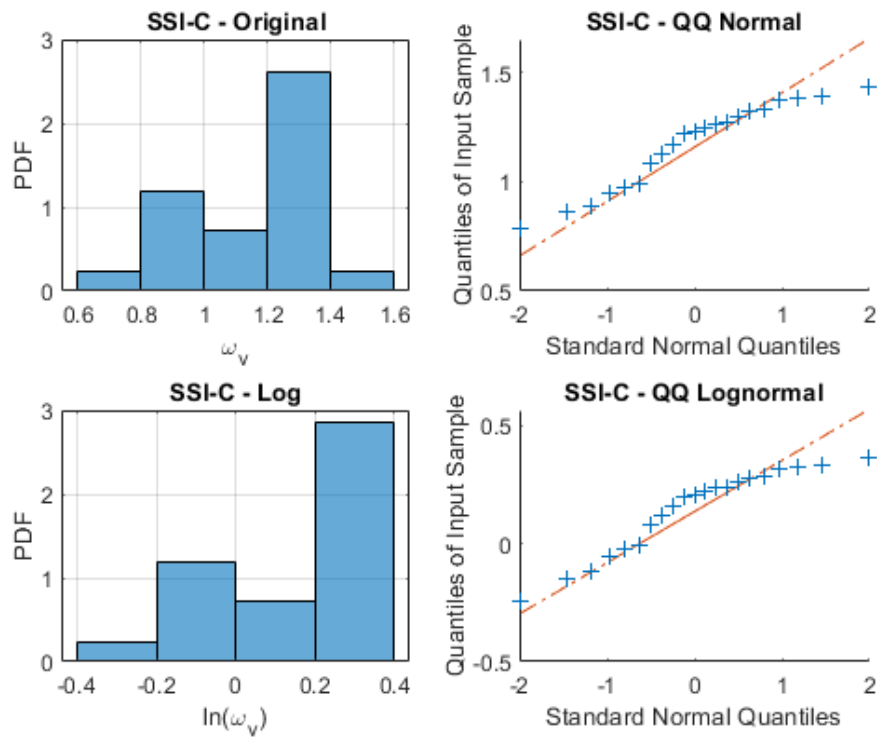


Figura 9-24. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-C

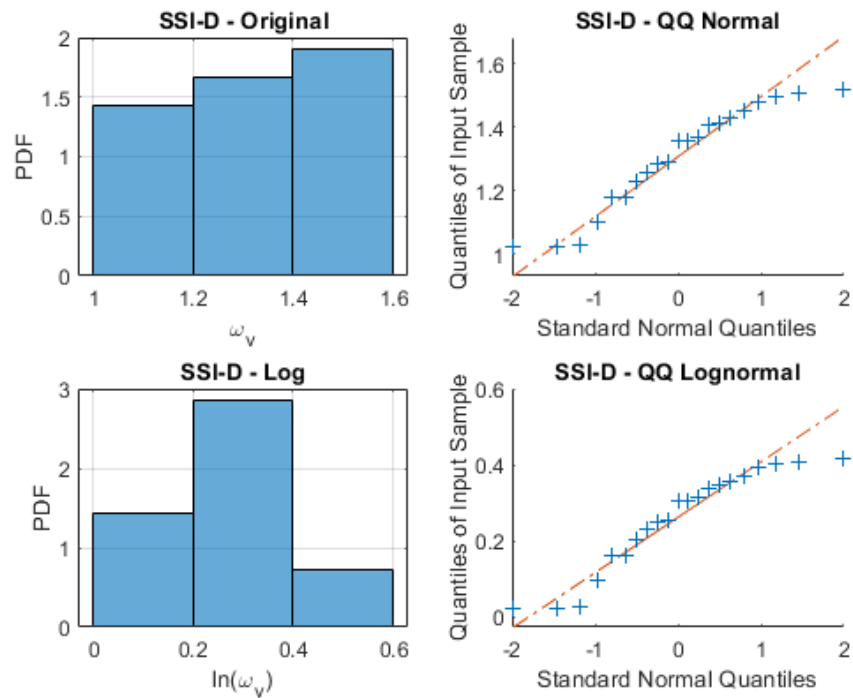


Figura 9-25. Histogramas y QQ-Plots: NGASubduction, SSI-D