



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS SÍSMICO DE TURBINAS  
EÓLICAS INCORPORANDO  
INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA  
EN EL ENTORNO CHILENO**

**IÑIGO ARRARÁS BASTERRA**

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

Profesor Supervisor:

**CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA**

Santiago de Chile, Junio, 2014.

A mi familia, en especial a mis  
padres, por su inestimable apoyo y  
constante motivación.

## **AGRADECIMIENTOS**

Aprovecho la oportunidad para agradecer a tantas personas que me ayudaron en este proceso.

A los profesores del magíster IEG y a Elena Cornejo por su entusiasmo y compromiso con la enseñanza. Agradezco particularmente al profesor Christian Ledezma que me guió en el desarrollo de este trabajo. Su dedicación, paciencia y buenos consejos fueron fundamentales.

En general a todos los compañeros del magíster con los que tuve la oportunidad de compartir y aprender; en especial a mis compañeros: Luis Mendoza, Víctor Ramírez, Stalin Alcívar, Iván Molina, Fredy Betín, Jorge Palomino, Nacho Fuenzalida y Jaime Gómez.

A mi familia por su incesante apoyo a pesar de la distancia. A Stephanie que siempre estuvo a mi lado en los buenos y malos momentos, su afecto y apoyo fueron un gran impulso. A Pedro y Mónica que me acogieron como una familia y me hicieron sentir como en casa.

A mis compañeros de trabajo Iñigo Diego y Javier Irazábal por su inestimable ayuda en la búsqueda de información para este trabajo.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
INDICE DE TABLAS.....	vi
INDICE DE FIGURAS .....	vii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT .....	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE .....	2
III. MODELACIÓN TURBINA 78M .....	5
III.1. Modelo de la turbina .....	5
III.2. Parámetros modales.....	8
III.3. Interacción suelo-estructura .....	11
III.3.1. Efectos cinemáticos .....	11
III.3.2. Efectos inerciales .....	14
IV. ANÁLISIS SÍSMICO.....	29
IV.1. Demanda sísmica.....	29
IV.2. Análisis modal espectral según normativa.....	36
IV.3. Análisis tiempo-historia .....	45
IV.3.1. Efecto de la componente vertical.....	47
IV.3.2. Efecto de la interacción suelo-estructura .....	60
V. AMPLIACIÓN DE RESULTADOS, TURBINA 120M .....	73
V.1. Modelo de la turbina .....	73
V.2. Parámetros modales .....	74
V.2. Análisis sísmico .....	76
V.3. Direccionalidad de efectos sísmicos, componente vertical.....	88
V.3.1. Combinatoria en análisis modal espectral .....	88
V.3.2. Análisis tiempo historia, estudio de tensiones.....	90
V.4. Comparativa de resultados.....	93
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	99
BIBLIOGRAFÍA .....	101



A N E X O S.....	104
ANEXO A: DEFORMACIONES POR CORTE .....	105
ANEXO B: ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS (TERREMOTO 2010) .....	109
ANEXO C: CLASIFICACIÓN ESTACIONES (TERREMOTO 1985) .....	120
ANEXO D: ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIONES.....	122

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla III.1: Características del suelo según modelo.....	8
Tabla III.2: Parámetros modales en base fija .....	8
Tabla III.3: Valores aproximados para el factor reductor de la velocidad de corte: n (FEMA 440).....	13
Tabla III.4: Relación entre velocidad de onda de corte y modelo .....	13
Tabla III.5: Deformación por corte (expresada en % ).....	26
Tabla IV.1: Características del suelo en función del modelo .....	38
Tabla IV.2: Incremento porcentual del momento flector en el extremo inferior de la torre	45
Tabla IV.3: Clasificación de suelos según DS61 .....	46
Tabla IV.4: Clasificación de estaciones en función del tipo de suelo .....	46
Tabla IV.5: Valores de resortes y amortiguadores adoptados .....	60
Tabla V.1: Parámetros modales en base fija.....	74
Tabla V.2: Valores de resortes y amortiguadores adoptados .....	82
Tabla V.3: Incremento porcentual del momento flector en el extremo inferior de la torre..	88

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura III.1: Modelo de turbina considerado (torre 78m) .....	5
Figura III.2: Esquema del rotor y la nacelle .....	6
Figura III.3: Dimensiones de la fundación (torre 78m).....	7
Figura III.4: Disposición de los ejes de referencia .....	8
Figura III.5: Modos de vibración (1° - 4°) .....	9
Figura III.6: Modos de vibración (5° - 8°) .....	10
Figura III.7: Variación del período fundamental, modos: 1 y 2 .....	10
Figura III.8: Variación del período fundamental, modos: 3 al 8 .....	11
Figura III.9: Reducción de la ordenada espectral (RRS) vs. Periodo (T).....	13
Figura III.10: Variación de $k_z$ en función del $a_0$ y L/B (Gazetas, 1991) .....	15
Figura III.11: Variación de $c_z$ en función del $a_0$ y L/B (Gazetas, 1991).....	17
Figura III.12: Variación de $c_\theta$ en función del $a_0$ y L/B (Gazetas, 1991) .....	18
Figura III.13: Variación de $c_t$ en función del $a_0$ y L/B (Gazetas, 1991).....	18
Figura III.14: Esquema del modelo asumido.....	20
Figura III.15: Mallado del modelo .....	21
Figura III.16: Restricción de cuerpo rígido para conectar el nodo de aplicación de carga ..	21
Figura III.17: Desplazamiento vertical de los nodos de contacto.....	23
Figura III.18: Desplazamiento vertical de los nodos de contacto (fundación rígida).....	24
Figura III.19: Relación entre rigidez y giro de la fundación (Gazetas et al., 2013) .....	28
Figura IV.1: Espectros de pseudo-aceleraciones, NCh2369-2003 .....	30
Figura IV.2: Espectros de desplazamiento, NCh2369-2003 .....	30
Figura IV.3: Diagrama tripartito del espectro de diseño (Chopra, 2012).....	31
Figura IV.4: Comparativa $S_d$ en suelo rocoso (I o A) .....	32
Figura IV.5: Comparativa $S_d$ en roca fracturada, grava o arenas densas (II o B).....	32
Figura IV.6: Comparativa $S_d$ en suelo (II o B y III, C) .....	33
Figura IV.7: Comparativa $S_d$ en suelos blandos (IV o D) .....	33
Figura IV.8: Factor corrector vs. amortiguamiento .....	35
Figura IV.9: Factor corrector vs. periodo a partir de registros .....	35
Figura IV.10: Espectros $S_{da}$ según DS61 .....	37
Figura IV.11: Espectros $S_{da}$ según NCh2369 .....	37
Figura IV.12: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 1 .....	39
Figura IV.13: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 2 .....	40
Figura IV.14: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 3 .....	41
Figura IV.15: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 4 .....	42
Figura IV.16: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 5 .....	43
Figura IV.17: Desplazamiento del extremo superior en función del modelo y normativa ..	44
Figura IV.18: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, sin/con componente vertical.....	48
Figura IV.19: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, sin/con componente vertical .....	49
Figura IV.20: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, sin/con componente vertical .....	50
Figura IV.21: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, sin/con componente vertical....	51
Figura IV.22: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, sin/con componente vertical .....	52
Figura IV.23: Comparativa de presiones sobre el terreno, sin/con componente vertical .....	53

Figura IV.24: Incremento en la presiones sobre el terreno al incorporar la componente vertical .....	54
Figura IV.25: Comparativa del FS frente a vuelco, sin/con componente vertical.....	54
Figura IV.26: Reducción del FS frente a vuelco al incorporar la componente vertical .....	55
Figura IV.27: Incremento del F.U. a fluencia al incorporar la componente vertical.....	57
Figura IV.28: Incremento del F.U. a pandeo al incorporar la componente vertical.....	59
Figura IV.29: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, base fija/flexible .....	61
Figura IV.30: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, base fija/flexible.....	62
Figura IV.31: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, base fija/flexible .....	63
Figura IV.32: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, base fija/flexible .....	64
Figura IV.33: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, base fija/flexible.	65
Figura IV.34: Comparativa de presiones sobre el terreno, base fija sin comp. vertical / base flexible con comp. vertical .....	66
Figura IV.35: Incremento en la presiones sobre el terreno al incorporar la flexibilidad y la componente vertical.....	66
Figura IV.36: Comparativa del FS frente a vuelco, base fija sin comp. vertical / base flexible con comp. vertical .....	67
Figura IV.37: Reducción del FS frente a vuelco al incorporar la flexibilidad y la componente vertical.....	67
Figura IV.38: Incremento del F.U. a fluencia al incorporar la flexibilidad y la componente vertical .....	69
Figura IV.39: Incremento del F.U. a pandeo al incorporar la flexibilidad y la componente vertical .....	71
Figura V.1: Dimensiones de la fundación .....	73
Figura V.2: Variación del período fundamental, modos: 1 y 2 .....	75
Figura V.3: Variación del período fundamental, modos: 3 al 7 y 10 .....	75
Figura V.4: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, sin/con componente vertical .....	77
Figura V.5: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, sin/con componente vertical.....	78
Figura V.6: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, sin/con componente vertical .....	79
Figura V.7: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, sin/con componente vertical .....	80
Figura V.8: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, sin/con componente vertical .....	81
Figura V.9: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, base fija/flexible .....	83
Figura V.10: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, base fija/flexible .....	84
Figura V.11: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, base fija/flexible.....	85
Figura V.12: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, base fija/flexible .....	86
Figura V.13: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, base fija/flexible ..	87
Figura V.14: Razón entre aceleración vertical en $t_{maxh}$ y la máxima aceleración vertical según evento .....	89
Figura V.15: Razón entre aceleración vertical en $t_{maxh}$ y la máxima aceleración vertical según tipo de suelo .....	89
Figura V.16: Tensiones verticales (2 componentes) vs. tensiones verticales (3 componentes), registro Concepción .....	91
Figura V.17: Recta ajuste, tensiones verticales (2 componentes) vs. tensiones verticales (3 componentes), registro Concepción .....	92
Figura V.18: Porcentaje promedio de contribución según evento en la base de la torre.....	92

Figura V.19: Porcentaje promedio de contribución según evento en el extremo superior de la torre.....	93
Figura V.20: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo A-I .....	94
Figura V.21: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo B-II .....	95
Figura V.22: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo C-III.....	96
Figura V.23: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo D-IV .....	97

## RESUMEN

El presente estudio analiza el comportamiento sísmico de turbinas eólicas en el entorno chileno. Para ello se han escogido dos modelos de turbina representativos de un tamaño mediano y grande. El alcance de este estudio está limitado a turbinas “onshore” o terrestres.

A partir de los requisitos de la actual norma vigente: NCh2369, se investigan los aspectos más relevantes de dicha norma con el objetivo de lograr una mayor comprensión de la mismos y poder establecer una serie de recomendaciones de diseño y análisis enfocados a la práctica profesional.

En este trabajo se han estudiado más a fondo los siguientes aspectos asociados al análisis sísmico de las turbinas: elección de la demanda sísmica, factor corrector de espectros por amortiguamiento, interacción suelo-estructura y direccionalidad de los efectos sísmicos.

Las normativas chilenas presentan diferencias significativas en la definición de la demanda sísmica en cuanto a los espectros de diseño propuestos. Por este motivo, se ha analizado la respuesta de las turbinas comparando los resultados del análisis modal espectral según las normativas: DS61 y NCh2369, con los resultados del análisis tiempo historia en base a un set de registros de terremotos chilenos. A partir de los resultados se concluye que el análisis en base a los espectros de desplazamiento del DS61 parece ser más apropiado para este tipo de estructuras.

Se han investigado los efectos de interacción suelo-estructura a partir de un modelo simplificado de parámetros concentrados. De los análisis se desprende que los efectos de interacción no parecen tener una gran relevancia en la respuesta, salvo en términos de esfuerzos axiales en terrenos blandos. En cualquier caso, estos resultados deben ser tomados con cierta cautela ya que el modelo de parámetros concentrados está basado en una serie de hipótesis simplificadoras. La validez de dichas suposiciones se analiza en este trabajo.

Finalmente, se han estudiado los efectos de incorporar la componente vertical del sismo en la respuesta de la turbina, ya que la normativa vigente no considera dicha componente. A partir de los resultados se observa que las aceleraciones verticales dan lugar a un incremento relevante en términos de esfuerzos axiales, si bien es cierto que dichos esfuerzos tienen un impacto relativamente bajo en el diseño de la torre y la fundación.

## ABSTRACT

The present study analyzes the seismic behavior of wind turbines in the Chilean environment. Two wind turbine models have been selected representing a medium and a large size turbine. The scope of this project is limited to onshore wind turbines.

Considering the requirements given in the current code provisions: NCh2369, the most relevant aspects of the code are investigated for better understanding. The objective of this study is to establish certain design and analysis recommendations related to professional practice.

The following aspects associated with the seismic analysis of wind turbines have been studied: selection of seismic demand, damping correction factor for spectra, soil-structure interaction and combination of earthquake directional effects.

The current Chilean seismic codes have significant differences in terms of defining the seismic demand through design spectra. For this reason, the seismic behavior of wind turbines has been investigated by comparison of results from response spectrum analysis according to DS61 and NCh2369, with results from time history analysis considering a selected set of Chilean ground motions. It is concluded that displacement spectra defined according to DS61 seem to be more appropriate for this type of structures.

Soil-structure interaction effects have been investigated by means of a simplified lumped parameter model. Results show that interaction effects don't seem to have a significant relevance in the wind turbine response, except for axial forces on soft soils. However, some caution should be applied to conclusions since the lumped parameters model lays on certain simplifying assumptions. The limitations of these assumptions are discussed in this document.

Finally, effects of the vertical seismic component on the wind turbine response have been studied, since the current code doesn't consider the vertical component for analysis. From results it is observed that vertical accelerations produce a relevant increment in terms of axial force, however this force increment has a relatively low impact regarding the tower and foundation design.

## I. INTRODUCCIÓN

La actual dependencia energética que experimenta Chile ha impulsado el afán por el desarrollo de fuentes de abastecimiento internas que puedan satisfacer la demanda. En este contexto es de interés generar un modelo energético basado en fuentes renovables que dependan de recursos ilimitados y minimicen el impacto medioambiental. Teniendo en cuenta los recursos eólicos disponibles es de esperar un crecimiento de este sector en los próximos años en Chile.

En este sentido, dadas las características sísmicas del país, es fundamental poder analizar el comportamiento de las turbinas eólicas frente a la solicitación de un eventual terremoto. La normativa NCh2369: “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” establece los requisitos para el diseño sísmico de tales estructuras.

El presente trabajo se enfoca en comprender los aspectos más relevantes de la normativa de tal forma que se logre una correcta aplicación de los mismos. Además, se busca investigar ciertos aspectos y prácticas comúnmente adoptadas como son: demanda sísmica, combinación de efectos sísmicos e interacción suelo-estructura.

Las normativas sísmicas chilenas establecen demandas sísmicas en base a espectros de diseño que son significativamente diferentes entre una u otra normativa. Así por ejemplo, los espectros asociados a la norma NCh2369, aplicable al diseño de turbinas, son notablemente diferentes a los establecidos en el Decreto 61 publicado después del terremoto del Maule de 2010 y asociado a edificación. Por este motivo se ha utilizado las mediciones de registros durante eventos sísmicos para establecer algunas recomendaciones al respecto.

Por otra parte, las normativas sísmicas en algunos casos establecen un análisis con una única componente horizontal (como la NCh2369), mientras que otras consideran una cierta combinación considerando la otra componente horizontal y en algunos casos la componente vertical. En este trabajo se ha profundizado en las consecuencias asociadas a la elección de una u otra combinatoria de efectos sísmicos.

Finalmente, es habitual en la práctica no considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis de turbinas eólicas. Sin embargo, algunos estudios muestran que la interacción sí puede tener un efecto importante sobre la respuesta de la turbina. Un objetivo de este estudio es analizar dichos efectos para poder valorar su importancia e identificar aquellas situaciones en las cuales se hace imprescindible considerar los efectos de interacción.



## II. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

Se ha recopilado un conjunto de normas específicas de aerogeneradores relevantes para este trabajo. A continuación se detallan dichas normativas.

- IEC 61400-1 (2005) y IEC 61400-1 (2010). En esta normativa se detallan principalmente los casos de carga a analizar y las condiciones de viento ligadas a dichos casos de carga. Además, en esta normativa se establecen los factores de seguridad y las combinaciones de carga relevantes para el diseño. En el anexo C de IEC 61400-1 (2005) se propone una metodología simplificada para cuantificar la relevancia de las cargas sísmicas en comparación con las cargas de viento.
- Germanischer Lloyd (GL) (2010). En esta normativa se encuentran recogidos los límites de diseño y las verificaciones más relevantes para el desarrollo de turbinas eólicas. Cabe destacar que prácticamente la totalidad de turbinas comerciales se encuentran certificadas bajo dicha normativa y por tanto su cumplimiento es prácticamente obligado. En esta normativa se sugiere la utilización de resortes para modelar la fundación en el cálculo de las frecuencias fundamentales.
- Det Norske Veritas (DNV, 1992) y Det Norske Veritas (DNV, 2002). De manera similar a la anterior esta normativa establece los parámetros de diseño para aerogeneradores. Aunque esta normativa está más orientada a turbinas “offshore” o marinas, también contiene recomendaciones asociadas a turbinas “onshore”. En esta norma sí que se enfatiza la necesidad de considerar la interacción suelo-estructura en el diseño. En DNV (2002) se propone un modelo basado en resortes para el caso de carga de viento y se sugiere que para el caso sísmico la rigidez de dichos resortes debe reducirse en función de la frecuencia. En DNV (1992) se presenta una metodología más detallada para incorporar la interacción suelo-estructura bajo ciertas situaciones basada en los trabajos de Gazetas (1983). En esta metodología, además de los resortes de rigidez, se incorporan una serie de masas efectivas (para introducir el efecto de reducción de rigidez en las altas frecuencias) y amortiguadores para simular el amortiguamiento geométrico e hysterético.

Las siguientes normativas incorporan recomendaciones específicas para la consideración de la interacción suelo-estructura en el análisis de respuesta sísmica de estructuras.

- FEMA 440 (2005). En el capítulo 8 de dicha normativa se propone una metodología simplificada de tres etapas que permite analizar de una manera sencilla los efectos más importantes de la interacción suelo-estructura: rigidez de los resortes en la fundación, efectos cinemáticos y disipación de energía por amortiguamiento adicional. En el apéndice E se recoge una explicación más en detalle de dicha metodología.
- FEMA 356 (2000) y ATC 40 (1996). En estas dos normativas se explica cómo incluir los resortes de rigidez en la fundación requeridos para el análisis presentado en FEMA 440 (2005). Esta metodología es similar en ambas normativas y se encuentra recogida en el apartado 4.4.2 de FEMA 356 (2000) y en los apartados 10.3 y 10.4 de ATC 40 (1996).

En el libro “Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics” (Hau, 2005) se recogen los aspectos más fundamentales de las turbinas eólicas. En el capítulo 6 se explica de manera cualitativa las cargas y los esfuerzos inducidos en la turbina debidos a las cargas de viento. En el capítulo 11 se analizan los problemas de vibración y resonancia en los diferentes componentes. El capítulo 12 recoge los aspectos más relevantes de las torres y las fundaciones.

En Zhang y Huang (2011) se encuentran recogidos los principales programas aero-elásticos utilizados en la industria para el diseño y verificación de componentes. No es habitual que dichos programas incorporen los efectos de interacción. El software FAST (Jonkman y Marshall, 2005) está desarrollado por el centro de energías renovables de Estados Unidos (NREL), es de libre utilización y cuenta con ejemplos de modelos reales de turbinas eólicas.

NREL cuenta con una gran cantidad de artículos y publicaciones disponibles relacionados con el análisis de turbinas eólicas. Además, NREL ha publicado informes en la evaluación de respuesta sísmica de aerogeneradores, incluyendo un análisis experimental, en colaboración con la Universidad de California en San Diego (UCSD), de una turbina sometida a registros sísmicos (Prowell, 2011). Adicionalmente, en Prowell (2001) se analizan los efectos de interacción suelo-estructura para una fundación profunda.

En el capítulo 7.5 del libro “Geotechnical Earthquake Engineering” (Kramer, 1996) se aborda el efecto de interacción suelo-estructura orientado al caso sísmico. En este capítulo se explican los conceptos más relevantes y los parámetros determinantes para cuantificar los efectos de interacción. Además, en el punto 7.5.2 se exponen brevemente las metodologías existentes para resolver el problema.

En (Harte, Basu y Nielsen, 2012) se analizan los efectos de la interacción suelo-estructura para una turbina sometida a cargas de viento únicamente. El modelo escogido es el de un aerogenerador de 1.5MW con una fundación superficial. La turbina se ha simulado a través de un modelo aero-elástico que integra la parte aerodinámica con la parte estructural. La interacción suelo-estructura se ha incorporado mediante funciones de impedancia complejas obtenidas del modelo de cono. Dicho modelo está basado en los trabajos de Wolf y Deeks (2004). En este estudio se tomaron en cuenta diferentes estratigrafías para analizar el efecto del tipo de suelo de fundación en la respuesta del aerogenerador. De los resultados de dicho estudio se desprenden las siguientes conclusiones:

- En líneas generales, el período y el amortiguamiento aumentan al incorporar los efectos de interacción en terrenos “blandos”. Además, dicho aumento de período hace que bajo determinados tipos de suelo la turbina entre en la zona 1P de vibraciones lo cual podría dar lugar a un problema de resonancia en la estructura.
- Los desplazamientos relativos de la nacelle apenas se ven influenciados por el tipo de suelo, sin embargo los desplazamientos absolutos sí que se ven aumentados en suelos “blandos”, debido principalmente al movimiento de rotación que experimenta la fundación. Dicho movimiento de rotación supera los valores permitidos por la normativa en suelos “blandos”.

- El efecto del tipo de suelo en las palas es despreciable ya que la interacción con la fundación se filtra a través de la superestructura.
- Por último, el esfuerzo de corte y el momento en la base de la torre son similares en los diferentes suelos en cuanto al valor máximo, sin embargo el contenido frecuencial de las respuestas es completamente diferente. Esto sugiere que dicho efecto no es relevante en un análisis de carga última, pero sí que lo es para un análisis de fatiga.

En Gazetas (1991) se presenta una metodología concisa para implementar un modelo de parámetros concentrados (resortes y amortiguadores) enfocado a fundaciones de máquinas vibratorias. En la parte inicial se presentan los parámetros geotécnicos más relevantes para el análisis, así como los diferentes ensayos empleados para obtener dichos parámetros. En el punto 15.4 se explica el origen del modelo de parámetros concentrados a partir de las ecuaciones básicas que gobiernan el problema. Finalmente, se proponen las expresiones a utilizar para obtener los parámetros concentrados en 6 situaciones diferentes de estratigrafías del terreno y geometrías de fundación.

Stewart, Fenves y Seed (1999) explican el concepto de función de impedancia para la modelación de la interacción. Además, se describe cómo se ve afectada la función de impedancia debido a: perfiles no uniformes del suelo, fundaciones embebidas, diferentes geometrías de fundación y flexibilidad en la fundación. Adicionalmente, se presentan los enfoques empíricos disponibles, basados en las teorías de identificación de sistemas, para cuantificar los efectos de la interacción. Finalmente se expone un ejemplo real que ilustra la aplicación de esta técnica.

### III. MODELACIÓN TURBINA 78M

En este capítulo se presenta el modelo de turbina adoptado para los análisis sísmicos posteriores. En el apartado III.1 se detalla el modelo de la estructura, mientras que en el apartado III.2 se explica el modelo de interacción suelo-estructura considerado y se discute la validez de las suposiciones asociadas a este modelo.

#### III.1. Modelo de la turbina

Para poder desarrollar el estudio sísmico de la turbina se ha creado un modelo utilizando el programa SAP2000 (Computers and Structures, 2013). Para este estudio se ha considerado una turbina “intermedia” con una potencia de 2MW, un diámetro de 97m y una altura de torre de 78m; diseñada para una clase de viento IIIA de acuerdo a IEC 61400-1 (2005). A continuación se muestra una figura del modelo de turbina considerado.



Figura III.1: Modelo de turbina considerado (torre 78m)

La torre es de acero y está formada por tres secciones. Las secciones están unidas entre sí mediante bridas con pernos postensados. Cada una de las secciones está compuesta por

virolas tronco-cónicas soldadas entre sí. En el modelo se han utilizado 34 elementos tipo “frame” para construir la torre. Cada uno de estos elementos tiene una sección cilíndrica con el diámetro medio de la virola tronco-cónica correspondiente. Se han introducido masas concentradas en cada uno de los nodos teniendo en cuenta la masa de las virolas, la masa de las bridas y la masa de los elementos internos de la torre. La constitutiva del acero se ha tomado como lineal elástica ya que en general no se permite ningún tipo de plastificación en la torre.

El rotor y la nacelle se han representado mediante masas concentradas en sus respectivos centros de gravedad. Las masas están unidas entre sí y con el extremo superior de la torre a través de la condición “body” de SAP2000. Esta condición impone una unión de sólido rígido, es decir no existe movimiento relativo entre estos tres nodos (extremo superior de la torre, nacelle y rotor). Esta aproximación es razonable y está comúnmente aceptada en la práctica profesional.

Se considera el momento de inercia de la nacelle sólo en el eje vertical. Mientras que para el rotor, se considera el momento de inercia asociado a un disco de espesor despreciable, de tal forma que el momento de inercia en los ejes del plano es la mitad del momento de inercia en el eje perpendicular al plano. El rotor se considera con una pequeña inclinación de  $6^\circ$  tal y como se muestra en la Figura III.2.

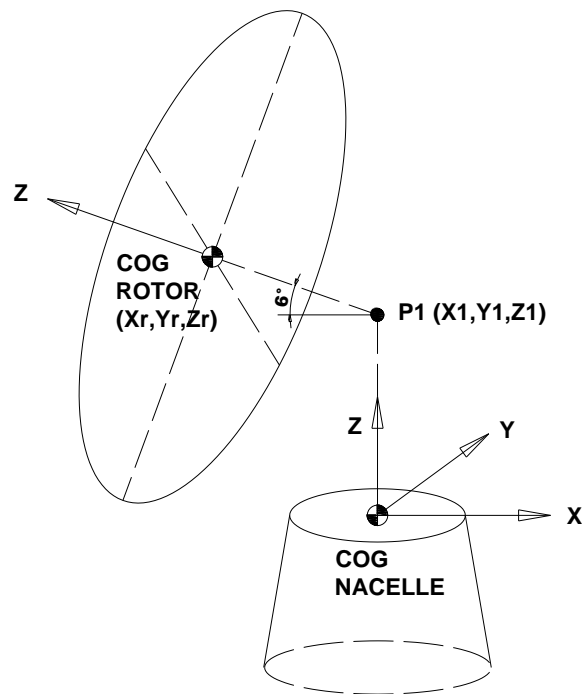


Figura III.2: Esquema del rotor y la nacelle

Para poder establecer una comparativa se ha generado un modelo en el que no se tiene en cuenta los efectos de interacción, de tal forma que el último nodo de la torre se encuentra empotrado. Por otra parte, y como primera aproximación a la interacción suelo estructura,

se ha considerado un modelo que concentra en el nodo inferior la masa e inercia de la fundación y se encuentra unido a apoyos fijos a través de resortes elásticos que simulan dicha interacción.

Se ha asumido una fundación “estándar” circular de 17m de diámetro con las dimensiones mostradas en la Figura III.3.

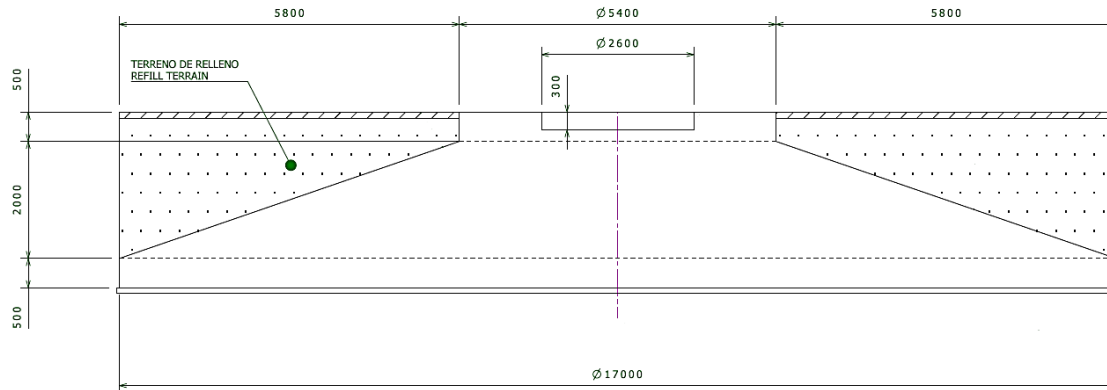


Figura III.3: Dimensiones de la fundación (torre 78m)

El relleno compactado se ha tenido en cuenta en el cálculo de la masa e inercia de la fundación. La inercia se ha aproximado considerando un volumen cilíndrico y se ha calculado para los ejes situados en la base de la fundación tal y como se indica en Gazetas (1991).

Los resortes elásticos de la fundación son los correspondientes a una fundación circular rígida que trabaja en rango elástico sin despegue entre suelo y fundación:

$$\text{Rigidez traslacional horizontal: } K_x = \frac{8 \cdot G \cdot R}{2 - \nu} \quad [\text{III. 1}]$$

$$\text{Rigidez traslacional vertical: } K_z = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu} \quad [\text{III. 2}]$$

$$\text{Rigidez rotacional: } K_\theta = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \quad [\text{III. 3}]$$

$$\text{Rigidez torsional: } K_t = \frac{16 \cdot G \cdot R^3}{3} \quad [\text{III. 4}]$$

Siendo:

G: módulo de corte del terreno

R: radio de la fundación

$\nu$ : coeficiente de Poisson

Por simplicidad se han considerado suelos homogéneos con diferentes valores de velocidad de onda de corte representando las diferentes categorías de suelos reflejadas en la clasificación del Decreto 61 (2011). Se ha asumido una densidad de  $1800\text{kg/m}^2$  y un módulo de Poisson de 0.3 en todos los casos. La siguiente tabla muestra los diferentes modelos considerados:

Tabla III.1: Características del suelo según modelo

<b>V<sub>s</sub> (m/s)</b>	1500	1000	700	425	265
<b>modelo</b>	1	2	3	4	5
<b>G (MPa)</b>	4050.0	1800.0	882.0	325.1	126.4
<b>Tipo de Suelo (según DS61)</b>	A	A	B	C	D

### III.2. Parámetros modales

Inicialmente se calculan los modos fundamentales en base fija (nodo inferior empotrado). Los ejes se han establecido de tal forma que el eje Z corresponde a la dirección vertical, mientras que los ejes X-Y están en un plano horizontal y el eje X está alineado con la dirección del viento (ver Figura III.4).

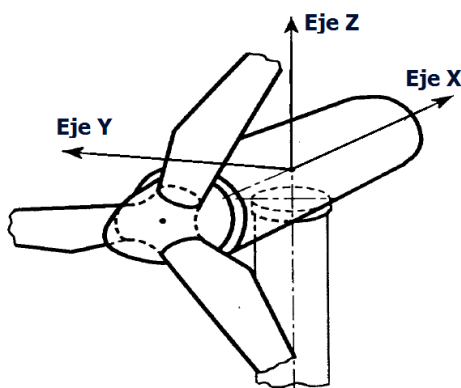


Figura III.4: Disposición de los ejes de referencia

La siguiente tabla muestra la información modal de los 15 primeros modos: periodo y porcentaje de la masa total efectiva en cada dirección.

Tabla III.2: Parámetros modales en base fija

Periodo (Seg)	Porcentaje de la masa modal efectiva					
	UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ
<b>2.946</b>	0.0000	0.6200	0.000	0.000	0.620	0.000
<b>2.927</b>	0.6300	0.0000	0.000	0.630	0.620	0.000
<b>0.641</b>	0.0000	0.0001	0.000	0.630	0.620	0.000
<b>0.524</b>	0.0000	0.1100	0.000	0.630	0.730	0.000
<b>0.464</b>	0.1200	0.0000	0.008	0.750	0.730	0.008

<b>0.232</b>	0.0000	0.0808	0.000	0.750	0.810	0.008
<b>0.215</b>	0.0668	0.0000	0.011	0.820	0.810	0.018
<b>0.101</b>	0.0094	0.0000	0.600	0.830	0.810	0.620
0.098	0.0000	0.0531	0.000	0.830	0.870	0.620
0.095	0.0426	0.0000	0.100	0.870	0.870	0.720
0.054	0.0000	0.0272	0.000	0.870	0.900	0.720
0.054	0.0268	0.0000	0.000	0.900	0.900	0.720
0.035	0.0000	0.0195	0.000	0.900	0.910	0.720
0.035	0.0194	0.0000	0.000	0.910	0.910	0.720
0.029	0.0000	0.0000	0.150	0.910	0.910	0.870

Los ocho primeros modos de vibración se describen a continuación:

- T1=2.946 seg. Modo de “rocking” u oscilante en la dirección perpendicular a la dirección de incidencia del viento (“side to side”).
- T2=2.946 seg. Modo de “rocking” u oscilante en la misma dirección de incidencia del viento (“fore aft”).
- T3=0.614 seg. Modo torsional.
- T4=0.524 seg. Segundo Modo de “rocking” (“side to side”).
- T5=0.464 seg. Segundo Modo de “rocking” (“fore aft”).
- T6=0.232 seg. Tercer Modo de “rocking” (“side to side”).
- T7=0.215 seg. Tercer Modo de “rocking” (“fore aft”).
- T8=0.101 seg. Modo vertical.

Las Figuras III.5 y III.6 muestran los modos de vibración descritos previamente.

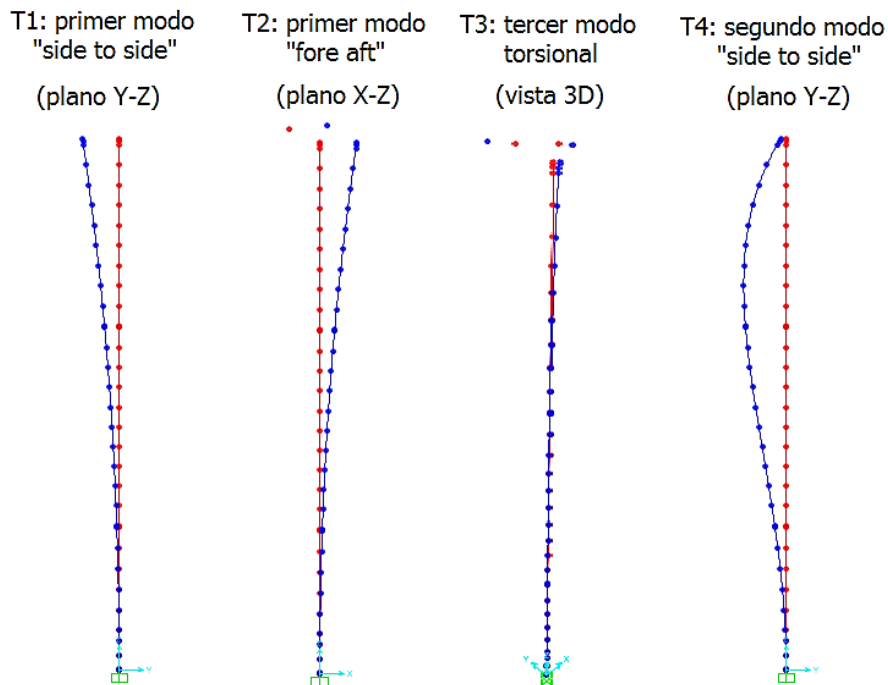


Figura III.5: Modos de vibración (1° - 4°)



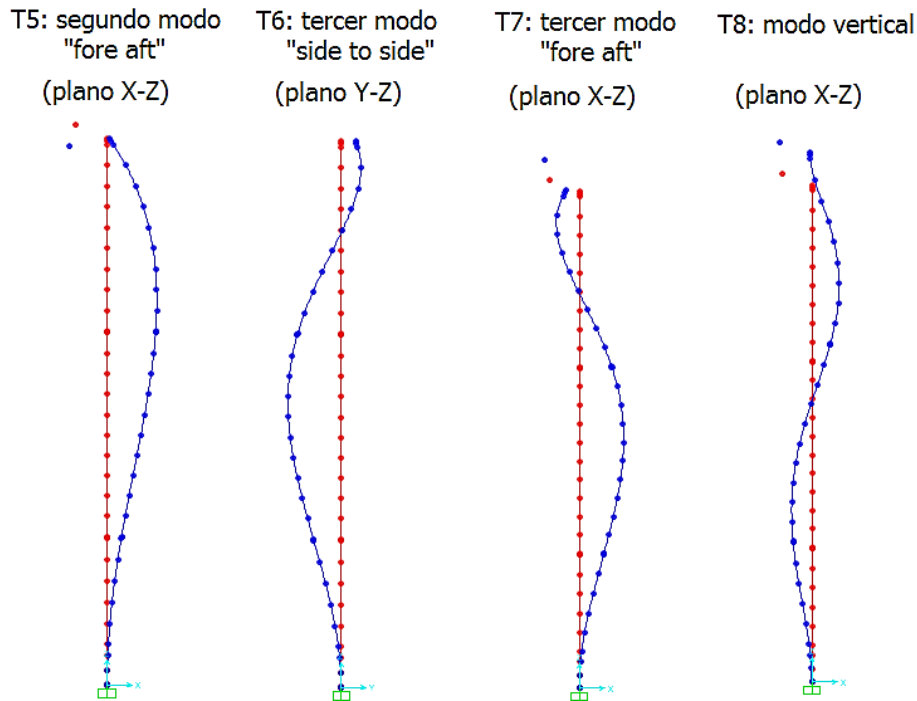


Figura III.6: Modos de vibración (5° - 8°)

A continuación se incorpora la masa e inercia de la fundación, así como los resortes. En los resultados se observan diferencias muy pequeñas en los modos fundamentales, siendo las más notables las que ocurren en terrenos con menor velocidad de corte. Los incrementos máximos del periodo de vibración son del orden del 1%, salvo en el 8° modo en el que se alcanza un incremento del 17%.

La siguiente gráfica muestra la variación del período en los dos primeros modos propios de la estructura.

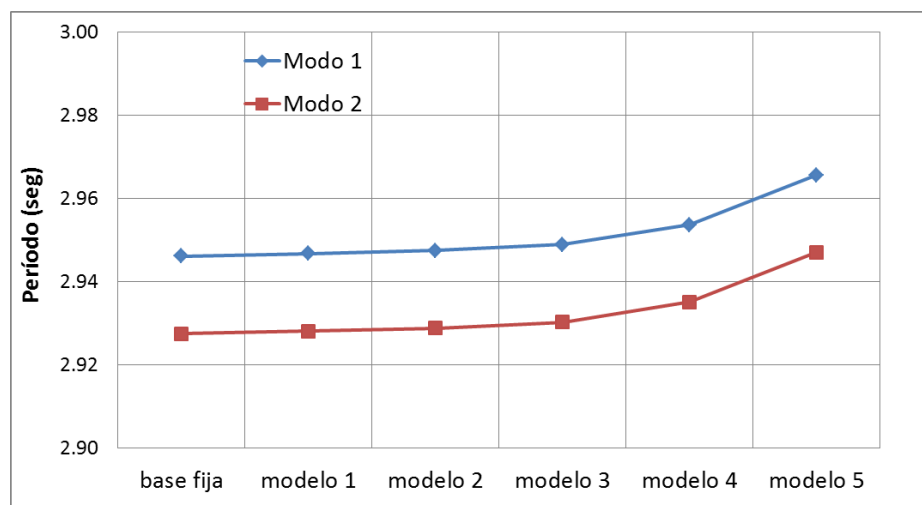


Figura III.7: Variación del período fundamental, modos: 1 y 2

Y la siguiente gráfica presenta la variación para los seis modos sucesivos:

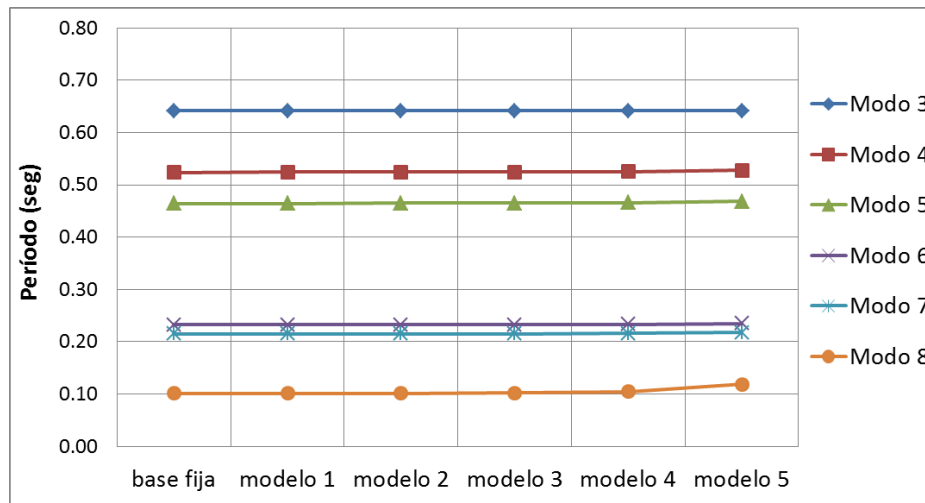


Figura III.8: Variación del período fundamental, modos: 3 al 8

De los resultados se observa que los periodos fundamentales cambian muy poco. Si bien es cierto que las masas modales efectivas se ven modificadas, ya que la suma de la masa de la fundación junto con la del relleno es muy superior a la masa de la torre.

En un principio se podría pensar que los modos principales oscilantes o de “rocking” se podrían ver influenciados al incorporar los efectos de interacción. Sin embargo, la masa de la nacelle y el rotor están situadas a una altura ( $h$ ) tal que su inercia ( $m \cdot h^2$ ) resulta relativamente grande en comparación con la inercia de la fundación.

### III.3. Interacción suelo-estructura

De acuerdo a Kramer (1996) el problema de interacción suelo-estructura se puede abordar desde dos enfoques: método directo y método de múltiples pasos. En el primer método se modela por completo el sistema suelo-fundación-estructura y se analiza el problema en un único paso. Por otra parte, en el segundo método el análisis se divide en dos etapas. En este estudio, por simplicidad, se ha optado por el método de múltiples pasos. Este método utiliza el principio de superposición para combinar las dos causas principales de la interacción: efectos cinemáticos y efectos inerciales.

#### III.3.1. Efectos cinemáticos

Los efectos de interacción cinemáticos son debidos a la presencia de una fundación relativamente rígida, en comparación con el terreno, que causa una desviación de los movimientos sísmicos respecto a los de campo libre.

En general, el movimiento sísmico varía de un punto a otro del terreno. La presencia de la fundación da lugar a un efecto que trata de promediar dichos movimientos. Como

resultado, la acción sísmica que recibe la estructura se ve reducida respecto a la acción puntual que ocurre en el campo libre.

Este efecto es dependiente del período de la excitación sísmica, siendo más relevante a medida que el período disminuye (i.e., en las altas frecuencias). Por esta razón, el efecto de interacción cinemática se puede interpretar como un filtro de alta frecuencia aplicado al movimiento en campo libre.

Cualitativamente los efectos cinemáticos tienden a ser relevantes en la medida en que: la estructura sea rígida (su período fundamental sea bajo), las dimensiones en planta sean elevadas, y/o la estructura se encuentre embebida a una gran profundidad en el terreno.

Para cuantificar este efecto se ha hecho uso del procedimiento propuesto en el capítulo 8 de la normativa FEMA 440. Dicho procedimiento consiste en obtener un factor dependiente del período que escala el espectro de diseño en base a las dimensiones en planta y la profundidad de enterramiento.

$$S_a^*(T) = S_a(T) \cdot RRS(T) = S_a(T) \cdot RRS_{bsa}(T) \cdot RRS_e(T) \quad [\text{III. 5}]$$

$RRS_{bsa}(T)$  factor corrector según dimensiones en planta

$$RRS_{bsa}(T) = 1 - \frac{1}{14100} \cdot \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq RRS_{bsa}(T = 0.2 \text{ seg}) \quad [\text{III. 6}]$$

Siendo  $b_e = \sqrt{a \cdot b}$  donde  $a, b$  son las dimensiones en planta expresadas en pies (ft)

En este caso se tiene una fundación circular de diámetro 17m, de tal forma que para el análisis se ha asumido una planta cuadrangular equivalente en términos de superficie.

$$b_e = a = b = \sqrt{\frac{\pi}{4}} \cdot D = \sqrt{\frac{\pi}{4}} \cdot 17m \cong 15.07m \cong 49.43 \text{ ft} \quad [\text{III. 7}]$$

$$RRS_e(T) = \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot e}{T \cdot n \cdot v_s}\right) \geq \max\{0.453; RRS_e(T = 0.2 \text{ seg})\} \quad [\text{III. 8}]$$

Siendo:

$e$ : la cota de apoyo de la fundación expresada en pies (ft)

$v_s$ : la velocidad promedio de las ondas de corte expresada en ft/s

$n$ : factor reductor en función del PGA considerado

Tabla III.3: Valores aproximados para el factor reductor de la velocidad de corte:  $n$  (FEMA 440)

	Peak Ground Acceleration (PGA)			
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
$n$	0.90	0.80	0.70	0.65

En este estudio se desea considerar un PGA de 0.4g, así que se ha asumido un valor de  $n=0.6$ . La cota de apoyo de la fundación es de  $3\text{m} \approx 9.84\text{ ft}$ .

Se han tenido en cuenta diferentes perfiles homogéneos de terreno con velocidades de onda de corte diferentes:

Tabla III.4: Relación entre velocidad de onda de corte y modelo

Tipo de Suelo	A	A	B	C	D
modelo	1	2	3	4	5
$V_s$ (m/s)	1500	1000	700	425	265
$V_s$ (ft/s)	4920	3280	2296	1394	869.2

El siguiente gráfico muestra el factor de escalado de las ordenadas espectrales (RRS) en función del período ( $T$ ) para los distintos tipos de suelo considerados.

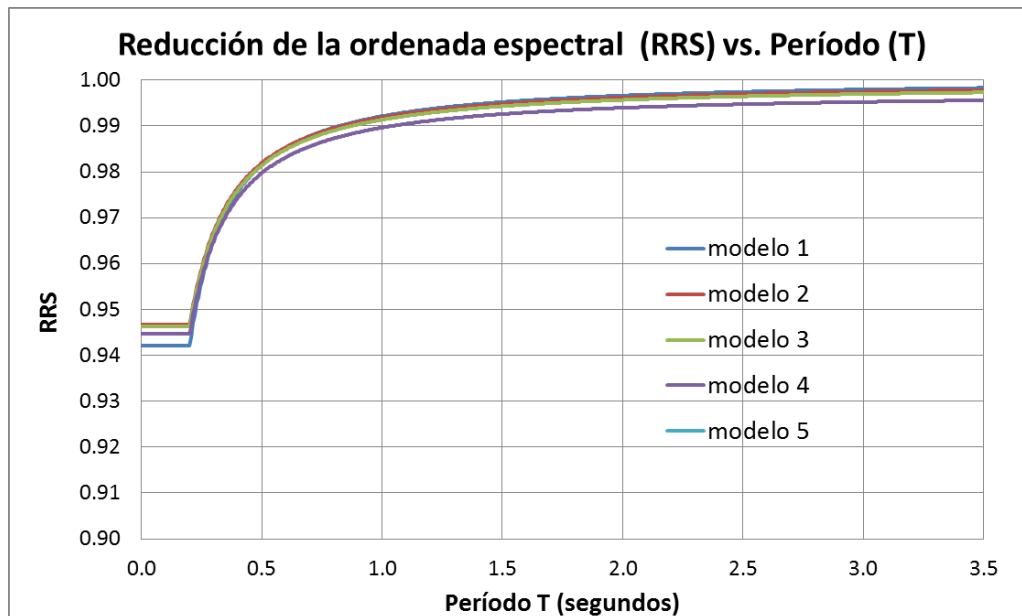


Figura III.9: Reducción de la ordenada espectral (RRS) vs. Período (T)

En base al gráfico anterior se puede observar que:

- Para períodos superiores a 0.5 segundos el factor de escala es superior a 0.98.
- En ningún caso el factor de escala es inferior a 0.94.

Teniendo en cuenta que los modos fundamentales con mayor contribución a la respuesta tienen períodos altos (superiores a 0.5 segundos), entonces parece razonable despreciar los efectos cinemáticos asociados a las componentes horizontales del sismo.

### III.3.2. Efectos inerciales

Los efectos inerciales están asociados a la flexibilidad del sistema suelo-fundación, así como a la disipación de energía (amortiguamiento) mediante radiación y comportamiento histerético del terreno.

#### A. Modelo de Parámetros Concentrados

Con el objetivo de incluir los efectos de interacción en el modelo de turbina eólica se ha optado por un modelo de parámetros concentrados. Dicho modelo está basado en la utilización de resortes y amortiguadores para simular la interacción. Las propiedades de estos resortes y amortiguadores son dependientes de la frecuencia de excitación. Este modelo está basado en los estudios de Gazetas (1991).

##### A.1. Resortes

Los valores adoptados para los resortes provienen de las soluciones propuestas por la teoría de la elasticidad. Estas expresiones están basadas en una serie de supuestos:

- Fundación relativamente rígida en comparación con el terreno.
- Contacto permanente entre el terreno y la fundación.
- Pequeñas deformaciones en el terreno (comportamiento elástico).

En estricto rigor, las condiciones anteriores no siempre se cumplen en los análisis realizados; sin embargo, como punto de partida se han considerado las expresiones propuestas por la teoría de la elasticidad para fundaciones circulares: ecuaciones III.1 a III.4 presentadas anteriormente.

Teniendo en cuenta que la fundación tiene una altura más bien baja no se ha considerado una posible interacción entre las fuerzas horizontales y el correspondiente momento de vuelco asociado.

La dependencia de los resortes con la frecuencia de excitación se ha incorporado a través del método propuesto por Gazetas (1991) para depósitos de suelo uniformes. Se ha asumido un coeficiente de Poisson de 0.3 en todos los terrenos.

$$\bar{K}(w) = K (\text{estática}) \cdot k(w) \quad \text{[III. 9]}$$

El movimiento de traslación horizontal se puede considerar independiente de la frecuencia de excitación (Gazetas, 1991).

$$\text{Traslación horizontal: } k_x(w) \cong 1 \quad [\text{III. 10}]$$

En el caso del movimiento de traslación vertical, el siguiente gráfico muestra la variación de  $k_z(w)$  en función del parámetro adimensional  $a_0$ .

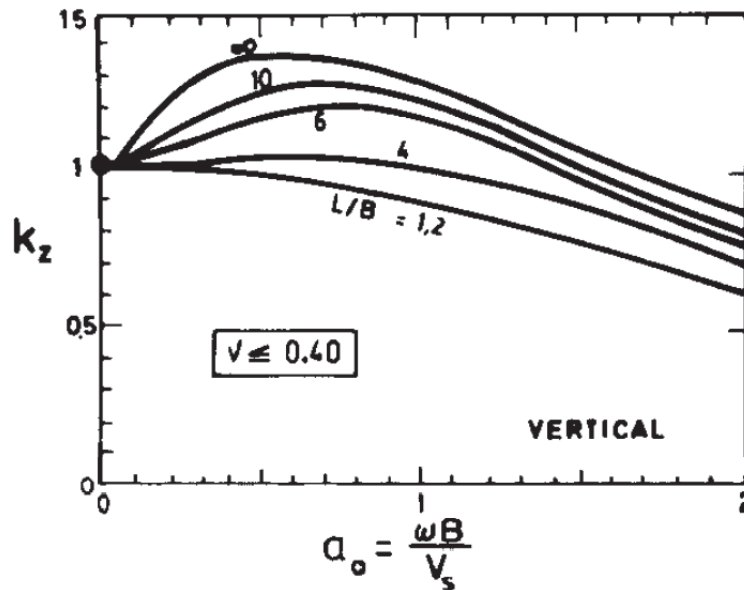


Figura III.10: Variación de  $k_z$  en función del  $a_0$  y  $L/B$  (Gazetas, 1991)

Considerando que el período fundamental en la dirección vertical es de 0.1 segundos aproximadamente se tiene que para suelos firmes (rocas y gravas)  $k_z(w)$  se encuentra cercano a 1, mientras que para suelos más blandos ( $V_s \sim 250\text{m/s}$ )  $k_z(w)$  se encuentra cercano 0.7.

En el caso del giro por balanceo en torno a los ejes horizontales el factor  $k_\theta(w)$  se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{Giro balanceo: } k_\theta(w) \cong 1 - 0.2 \cdot a_0 \quad [\text{III. 11}]$$

Teniendo en cuenta que los periodos fundamentales de giro son períodos altos, entonces  $k_\theta(w)$  es aproximadamente igual a 1 independientemente del tipo de terreno.

Finalmente, el factor  $k_t(w)$  asociado al giro torsional en torno al eje vertical se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Giro torsional: } k_t(w) \cong 1 - 0.14 \cdot a_0 \quad [\text{III. 12}]$$

Al igual que en el caso anterior,  $k_t(w)$  es aproximadamente igual a 1 independientemente del tipo de terreno.

En base a estos resultados se concluye que los resortes son aproximadamente independientes de la frecuencia de excitación, salvo el resorte vertical. La rigidez de dicho resorte vertical se ve reducida en terrenos con velocidades de onda de corte más bien bajas (suelos tipo C o D de acuerdo a la clasificación del DS 61).

## A.2. Amortiguadores

Los amortiguadores representan la disipación de energía que se produce en la interacción suelo-estructura. Una parte de esta disipación es debida a la energía radiada por la fundación hacia el terreno y otra parte es debida al comportamiento histerético del terreno. Gazetas (1991) propone la siguiente expresión para calcular dicho amortiguamiento:

$$Total C = radiation C + \frac{2 \cdot \bar{K}(w)}{w} \cdot \beta_0 \quad [III. 13]$$

El amortiguamiento por radiación es dependiente de la frecuencia de excitación, mientras que el amortiguamiento histerético del terreno, a efectos de diseño, se asume independiente de la frecuencia.

La dependencia del amortiguamiento por radiación con la frecuencia de excitación se ha incorporado a través del método propuesto por Gazetas (1991) para depósitos de suelo uniformes:

$$\bar{C}(w) = C (estática) \cdot c(w) \quad [III. 14]$$

Para un fundación circular se tienen los siguientes valores de amortiguamiento por radiación en condición estática. Las expresiones para la traslación vertical y el giro torsional provienen de Gazetas (1991), mientras que las expresiones para la traslación horizontal y el giro por balanceo provienen de Kramer (1996).

$$Traslación horizontal: C_x = \frac{4.64}{2 - \nu} \cdot R^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad [III. 15]$$

$$Traslacional vertical: C_z = \frac{3.4}{1 - \nu} \cdot R^2 \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad [III. 16]$$

$$Giro por balanceo: C_\theta = \frac{0.4}{1 - \nu} \cdot R^4 \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad [III. 17]$$

$$Giro torsional: C_t = \frac{\pi}{2} \cdot R^4 \cdot \sqrt{G \cdot \rho} \quad [III. 18]$$

A continuación se analiza el factor  $c(w)$  que tiene en cuenta la variación del amortiguamiento por radiación en función de la frecuencia de excitación:  $w$ .

En el caso del movimiento de traslación horizontal,  $c_x(w)$  se puede considerar independiente de la frecuencia de excitación (Gazetas, 1991):

$$\text{Traslación horizontal: } c_x(w) \cong 1 \quad [\text{III. 19}]$$

El coeficiente  $c_z(w)$  asociado al movimiento de traslación vertical se obtiene a partir del siguiente gráfico:

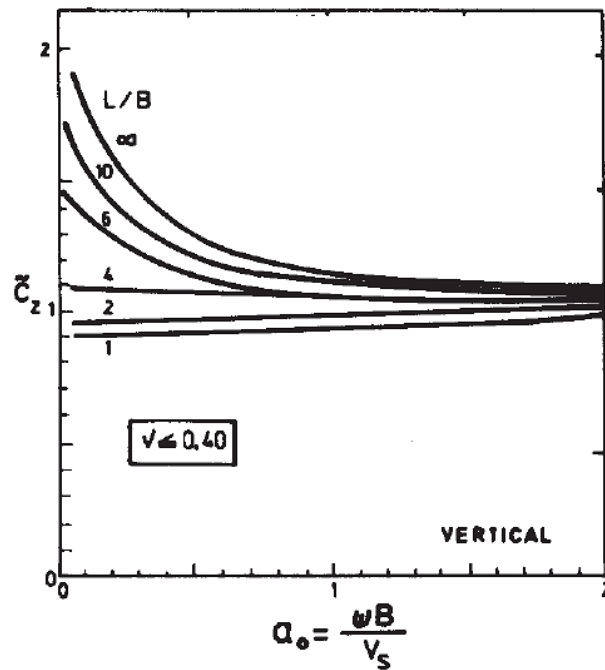


Figura III.11: Variación de  $c_z$  en función del  $a_0$  y  $L/B$  (Gazetas, 1991)

En el caso de fundación circular se tiene  $L/B=1$ , y entonces  $c_z(w)$  varía entre 0.9-1 dependiendo del valor de  $a_0$ . En general, parece razonable asumir  $c_z(w)$  aproximadamente igual a 1.

En el caso del giro por balanceo, el coeficiente  $c_\theta(w)$  se obtiene en función del gráfico mostrado a continuación:



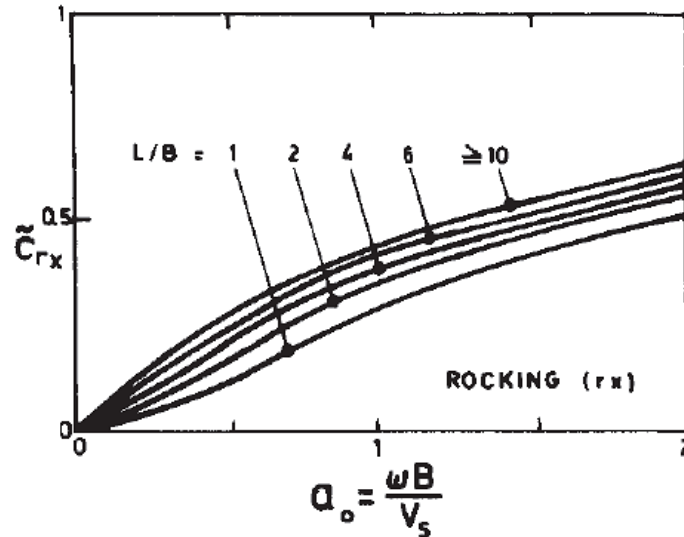


Figura III.12: Variación de  $c_{\theta}$  en función del  $a_0$  y  $L/B$  (Gazetas, 1991)

Teniendo en cuenta que los periodos fundamentales de giro por balanceo son períodos altos, entonces  $c_{\theta}(\omega)$  es aproximadamente igual a 0 independientemente del tipo de terreno.

Por último, en el caso del giro torsional, el factor  $c_t(\omega)$  se calcula en base al siguiente gráfico.

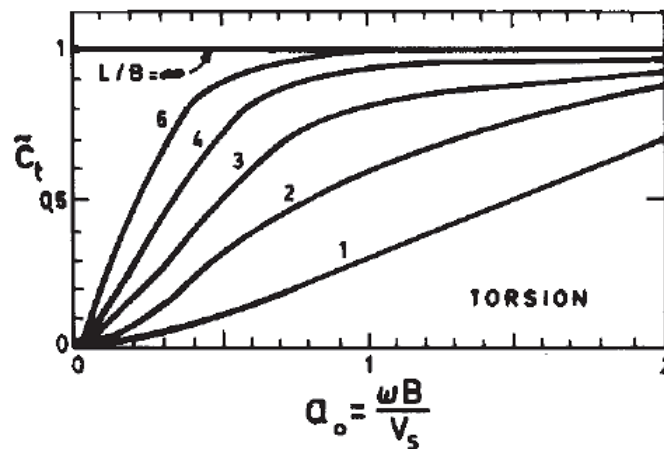


Figura III.13: Variación de  $c_t$  en función del  $a_0$  y  $L/B$  (Gazetas, 1991)

Al igual que para el giro por balanceo el período fundamental de torsión es suficientemente elevado como para considerar  $c_t(\omega)$  aproximadamente igual a 0 independientemente de la frecuencia.

Se tiene por tanto que el amortiguamiento por radiación para los giros por balanceo y giros torsionales es aproximadamente nulo.

En general, el amortiguamiento histerético del terreno representa una fracción menor del amortiguamiento total. De acuerdo a Gazetas (1991) los valores de  $\beta_0$  típicamente varían

entre el 2 y el 6 por ciento para fundaciones de máquinas vibratorias. Excepción aparte son los movimientos de rotación a bajas frecuencias que sí generan un amortiguamiento histerético más relevante.

## B. Validez del modelo de parámetros concentrados

Tal y como se mencionó anteriormente las expresiones propuestas anteriormente están sujetas al cumplimiento de las siguientes hipótesis:

- Fundación relativamente rígida en comparación con el terreno.
- Contacto permanente entre el terreno y la fundación.
- Pequeñas deformaciones en el terreno (comportamiento elástico).

Uno de los parámetros que más condiciona la interacción suelo-estructura de la turbina es la rigidez al giro de la fundación. Por este motivo se ha profundizado en la validez de las hipótesis anteriores en la evaluación de la rigidez para el caso de turbinas eólicas.

Se han implementado dos modelos de elementos finitos para simular la interacción entre la fundación y el suelo. El primer modelo es bidimensional y se ha realizado mediante el software SAP2000, mientras que el segundo es tridimensional y se ha realizado mediante el software Abaqus. Las dimensiones de la fundación adoptada son las mismas que las consideradas en el apartado III.1 (véase Figura III.3).

### B.1. Modelo Bidimensional (SAP2000)

Se ha planteado un modelo bidimensional en deformaciones planas. Dado que la fundación considerada es circular se han calculado las dimensiones de una fundación cuadrada con la misma inercia al giro:

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = \frac{B^4}{12} \quad \rightarrow \quad B = L = (3 \cdot \pi)^{1/4} \cdot R = 14.89m \cong 15m \quad \text{[III. 20]}$$

Este ancho B es el que se ha utilizado para la fundación corrida. El espesor de la zapata es variable, de tal forma que se ha asumido un espesor promedio de 2m. El terreno tiene un sobreebanco de 2B a ambos lados y una profundidad de 3B. Se han empleado elementos isoparamétricos de 4 nodos con un tamaño de 1x1 metros en la fundación y en el suelo. Además, se han activado los modos incompatibles. La condición de borde viene dada por la restricción de los desplazamientos en el contorno del suelo. El comportamiento del suelo y de la fundación es elástico. El módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson de la fundación son los siguientes:

$$E_f (\text{hormigón H35}) = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cong 25.88 \text{ GPa} \quad v_f = 0.2 \quad \text{[III. 21]}$$

El peso de la fundación se ha introducido como una fuerza volumétrica, mientras que el peso de relleno se ha distribuido en los nodos de la zona superior. Las cargas provenientes de la torre se han incorporado a través de un nodo que representa la base de la torre, dicho nodo se ha unido a la zona superior de la zapata mediante una restricción del tipo “body”. Esta restricción asume que los nodos quedan conectados como cuerpo rígido.

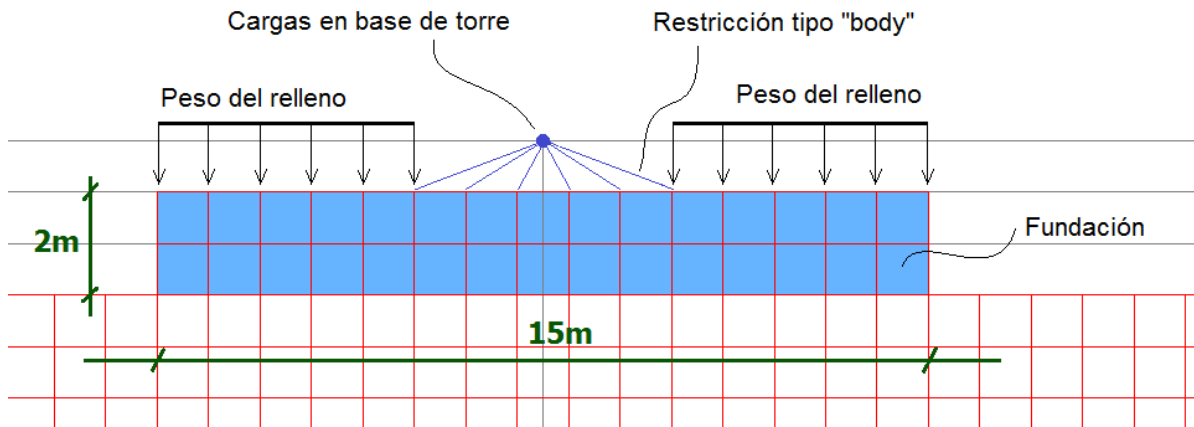


Figura III.14: Esquema del modelo asumido

Los nodos en contacto entre la fundación y el suelo están perfectamente unidos y se desplazan, por tanto, de manera idéntica. Esta condición es válida siempre y cuando los elementos del terreno en contacto trabajen en compresión, es decir cuando no se produzca despegue y todos los nodos desciendan verticalmente.

## B.2. Modelo Tridimensional (Abaqus)

El modelo tridimensional se ha simplificado mediante una fundación cuadrada de lado 15m de acuerdo a los cálculos anteriores. Se ha añadido un pedestal cuadrado de dimensiones 5x5m en planta y 1m de alto. El sobrecancho y la profundidad del terreno es la misma que en el modelo bidimensional: 2B a cada lado y 3B en profundidad. La fundación está formada por elementos sólidos de 1x1x1 metros de tamaño, mientras que los elementos del terreno tienen un tamaño variable. Los elementos del suelo en la zona cercana a la fundación tienen un tamaño de 1x1x1 metros, y a medida que se alejan de la fundación los elementos son de tamaño mayor. La siguiente figura muestra el mallado del terreno:

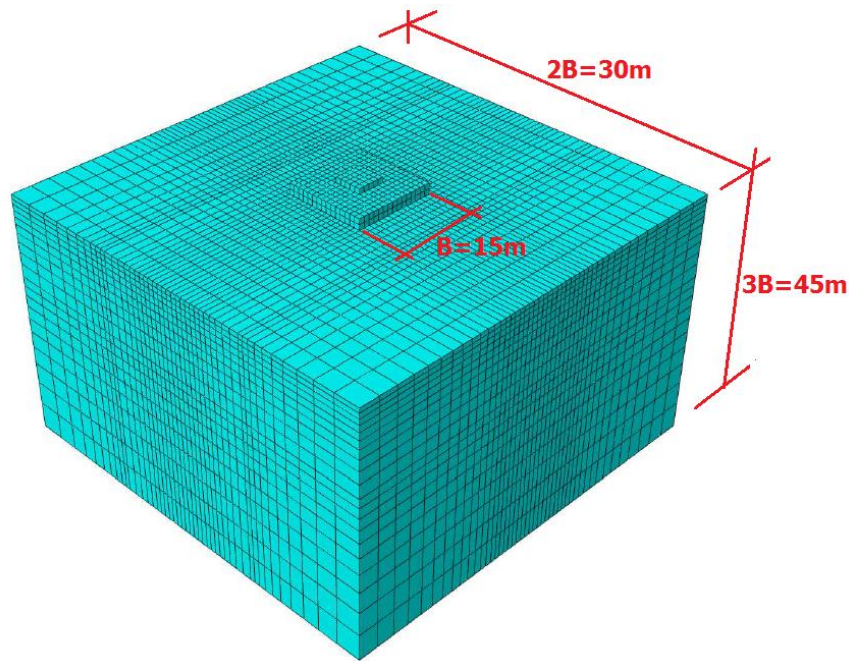


Figura III.15: Mallado del modelo

De manera análoga al modelo bidimensional, se han restringido los desplazamientos en el contorno del suelo. El comportamiento del suelo y de la fundación es elástico, y la fundación tiene las mismas propiedades que en el modelo bidimensional.

El peso de la fundación se ha introducido como una fuerza volumétrica, mientras que el peso de relleno se ha aplicado como una presión en los nodos de la zona superior. Las cargas provenientes de la torre se han introducido a través de un nodo que representa la base de la torre, dicho nodo se ha unido a la zona superior del pedestal mediante una restricción del tipo cuerpo rígido tal y como muestra la Figura III.16.

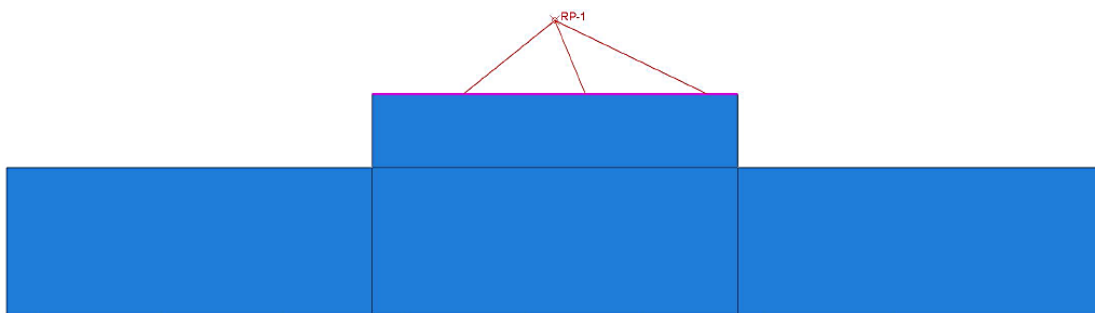


Figura III.16: Restricción de cuerpo rígido para conectar el nodo de aplicación de carga

Se ha aplicado otra restricción en los nodos de contacto entre la zapata y el suelo para que éstos queden unidos y se desplacen de manera idéntica. Al igual que en el caso anterior esta condición es válida mientras no se produzca despegue entre la fundación y el suelo.

### B.3. Rigidez fundación-suelo

La fundación debiera ser suficientemente rígida en comparación con el suelo para poder utilizar las expresiones propuestas en Gazetas (1991). Se ha empleado el siguiente criterio propuesto en FEMA 356 para determinar si es razonable asumir el comportamiento de fundación rígida o no.

*Fundación rígida si se cumple la siguiente condición:*

$$4 \cdot k_{sv} \cdot \sum_{m=1}^5 \sum_{n=1}^5 \frac{\sin^2\left(\frac{m \cdot \pi}{2}\right) \cdot \sin^2\left(\frac{n \cdot \pi}{2}\right)}{\left(\pi^4 \cdot D_f \cdot \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2}\right)^2\right) + k_{sv}} < 0.03 \quad \text{[III. 22]}$$

Donde:

$$D_f = \frac{E_f \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu_f)^2} \quad \text{[III. 23]}$$

$$k_{sv} = \frac{1.3 \cdot G}{B \cdot (1 - \nu)} \quad \text{[III. 24]}$$

Siendo:

$E_f$ : módulo de elasticidad de la fundación.

$\nu_f$ : coeficiente de Poisson de la fundación.

L, B: dimensiones en planta de la fundación.

t: espesor de la fundación.

G: módulo de corte del terreno

$\nu$ : coeficiente de Poisson del terreno

Dado que la fundación considerada es circular se han calculado las dimensiones de una fundación cuadrada con la misma inercia al giro (ver ecuación III.20). Por otra parte, el espesor es variable, de tal forma que se ha asumido un espesor promedio de 2m.

Se ha considerado el siguiente módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson de la fundación:

$$E_f \text{ (hormigón H35)} = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cong 25.88 \text{ GPa} \quad \nu_f = 0.2 \quad \text{[III. 25]}$$

A partir de los parámetros anteriores y asumiendo un coeficiente de Poisson de 0.3 para el suelo se obtiene que el terreno ha de tener un módulo de corte (G) inferior a 12MPa para satisfacer la desigualdad. Esto sugiere que la fundación se va a comportar de manera flexible en prácticamente la totalidad de terrenos considerados.

A continuación se muestra un ejemplo que ilustra la flexibilidad de la fundación. Se ha aplicado un estado de carga correspondiente a una situación de operación habitual en la turbina eólica en el modelo bidimensional.

- $F_x=363$  kN
- $M_y=26903$  kNm
- $F_z= 2700$  kN

El terreno se ha escogido con las siguientes propiedades:

- Tipo C de acuerdo al DS61,  $v_s$ : 425m/s (arena media)
- Densidad:  $\rho=1800\text{kg/m}^3$
- $G = v_s^2 \cdot \rho = 325.1$  MPa.
- Coeficiente de Poisson: 0.3

La siguiente gráfica muestra los desplazamientos verticales de los nodos en contacto entre la fundación y el suelo. Todos los nodos descienden verticalmente de manera que no hay despegue y la condición impuesta es válida.

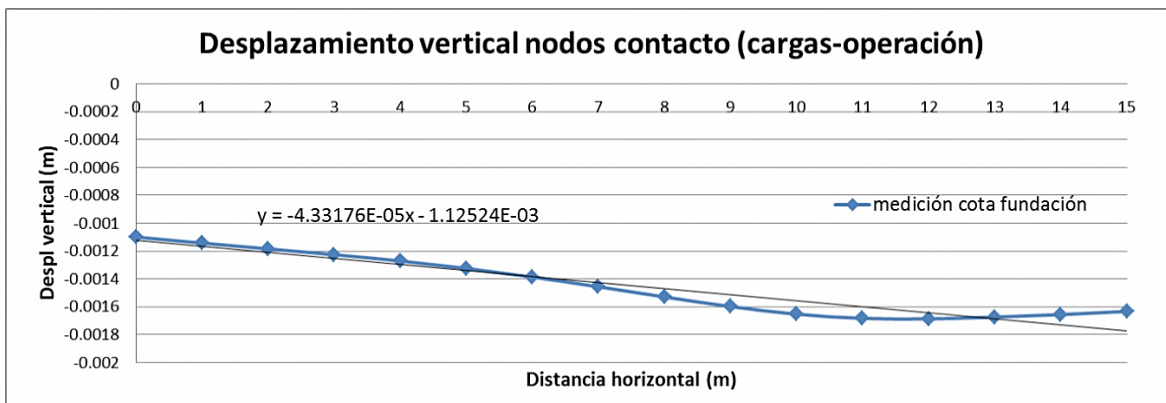


Figura III.17: Desplazamiento vertical de los nodos de contacto

Por otra parte, se ha aumentado el módulo de elasticidad de la fundación de tal forma que se cumpla la condición de zapata rígida. Concretamente se ha utilizado un módulo de elasticidad 100 veces superior. Tal y como se puede apreciar en la siguiente gráfica los desplazamientos, en este caso, sí que corresponden a los de sólido rígido (línea recta), mientras que en el caso anterior se puede apreciar una cierta curvatura debida a la flexibilidad de la zapata.

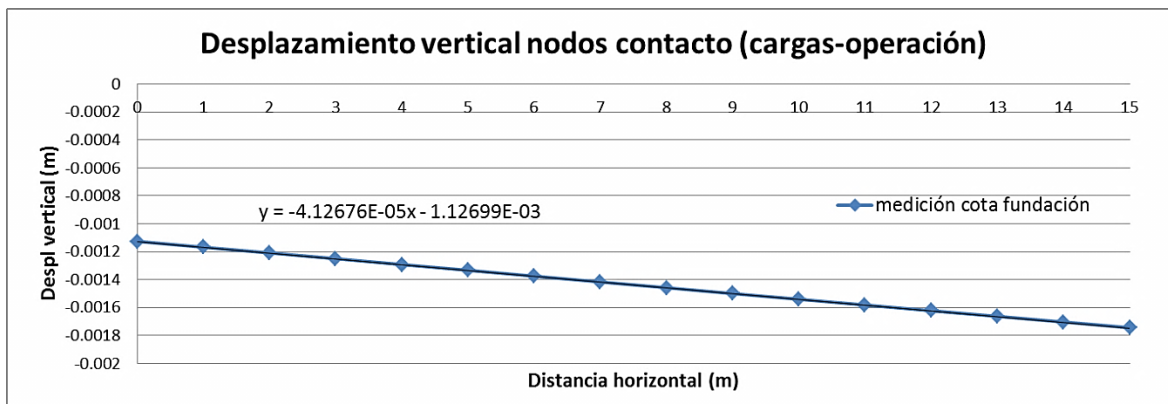


Figura III.18: Desplazamiento vertical de los nodos de contacto (fundación rígida)

La curvatura apreciada en el primer caso hace ambigua la interpretación del giro en la fundación. En este sentido, se podría optar por medir el giro en el pedestal, que es en definitiva el giro de la torre y por tanto el parámetro de interés para el estudio de la turbina eólica.

#### B.4. Validación de los modelos de elementos finitos

Para chequear la validez de los modelos de elementos finitos. Se han comparado las expresiones de rigidez al giro proporcionadas en Gazetas et al. (2012) y en Poulos y Davis (1974) con la medida en el modelo. Para poder establecer esta comparación se ha aumentado el módulo de elasticidad de la fundación, de forma que ésta se comporte de manera rígida respecto del suelo (de la misma forma que en el apartado anterior se ha aumentado su módulo de elasticidad en un factor de 100). Las propiedades del suelo son las mostradas anteriormente (suelo tipo C).

Para el caso de una fundación corrida la rigidez al giro por unidad de longitud según Gazetas et al. (2012) viene dada por:

$$K_{r,elastic} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{G \cdot (B/2)^2}{1 - \nu} = 4,104 \cdot 10^{10} \text{ N/rad} \quad [\text{III. 26}]$$

De acuerdo a las expresiones proporcionadas en Poulos y Davis (1974) la rigidez al giro se obtiene de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$K_{r,elastic} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \mu \cdot b^2}{\chi + 1} = 4,104 \cdot 10^{10} \text{ N/rad} \quad [\text{III. 27}]$$

Donde:

$b = B/2$  semiancho de la fundación

$$\chi = \frac{\lambda + 3 \cdot \mu}{\lambda + \mu} \quad [\text{III. 28}]$$

$$\lambda, \mu: \text{parámetros de Lamé} \quad \lambda = \frac{2 \cdot G \cdot \nu}{1 - 2 \cdot \nu} \quad \mu = G \quad \text{[III. 29]}$$

El hecho de que ambas expresiones entreguen valores idénticos no es casualidad, sino que se puede demostrar que ambas expresiones son equivalentes.

La rigidez al giro medida en el modelo es:

$$K_{r,medida} = \frac{M}{\theta} = 4,529 \cdot 10^{10} \text{ N/rad} \quad \text{[III. 30]}$$

Por tanto, se obtiene un error relativo del 10.4%. De acuerdo a Gazetas et al. (2012) el error relativo cometido entre las expresiones analíticas y los modelos de elementos finitos pueden llegar hasta un 10-20%, así que se considera el resultado como válido.

También se ha verificado esta condición en el modelo tridimensional con las mismas propiedades en el suelo y en la fundación. La rigidez al giro según Gazetas et al. (2012) viene dada por:

$$K_{r,elastic} = 3.65 \cdot \frac{G \cdot (B/2)^3}{1 - \nu} = 7,152 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m/rad} \quad \text{[III. 31]}$$

Y la rigidez medida:

$$K_{r,medida} = \frac{M}{\theta} = 8,471 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m/rad} \quad \text{[III. 32]}$$

El error relativo es del 18.4% y se considera válido el resultado por tanto.

#### B.5. Validez de la hipótesis de comportamiento elástico

Se han analizado las deformaciones angulares producidas en el terreno en diferentes casos para tratar de estimar si es razonable asumir un comportamiento elástico del terreno. Se han analizado las siguientes situaciones en ambos modelos bidimensional y tridimensional:

- Suelo tipo “C” ( $v_s=425$  m/s)
  - Cargas de operación.
  - Cargas asociadas a un estado límite de servicio (ELS).
- Suelo tipo “D” ( $v_s=265$  m/s)
  - Cargas de operación.
  - Cargas asociadas a un estado límite de servicio (ELS).

Se han calculado dos medias de las deformaciones angulares: la primera contempla un sobrecarga de  $B/2$  y una profundidad de  $1.5B$ , mientras que la segunda considera un



sobreancho de  $B/2$  y una profundidad de  $B$ . Estos valores se han comparado con el umbral propuesto por Gazetas (1991), es decir:

$$\text{Comportamiento elástico si se cumple: } \gamma_{media} \leq 0.005\% = 5 \cdot 10^{-5} \quad [\text{III. 33}]$$

En el Anexo A se muestran las tensiones de corte inducidas en el terreno para el modelo bidimensional. Las deformaciones de corte son proporcionales a las tensiones de corte a través del módulo  $G$ . Los límites superior e inferior establecidos en los gráficos de contorno corresponden al umbral establecido en la ecuación III.33. Además, en el Anexo A también se muestran las deformaciones de corte inducidas en el terreno para el modelo tridimensional, de la misma forma que en los gráficos anteriores los límites en los gráficos corresponden al límite dado por la ecuación III.33. La siguiente tabla resume los resultados y muestra la deformación de corte media expresada en porcentaje.

Tabla III.5: Deformación por corte (expresada en %)

	Tipo de suelo		Tipo de suelo		Tipo de modelo
	C		D		
	Cargas operación	Cargas ELS	Cargas operación	Cargas ELS	
promedio en (2B x 1.5B)	0.003	0.0035	0.0075	0.0087	bidimensional
promedio en (2B x B)	0.0035	0.0041	0.0086	0.0102	
promedio en (2B x B)	0.0031	0.0044	0.0069	0.0091	tridimensional

A partir de estos resultados se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Las deformaciones son similares en ambos modelos: bidimensional y tridimensional. Y en general, las deformaciones del modelo tridimensional son ligeramente inferiores.
- A medida que el terreno es menos rígido y que la carga aumenta las deformaciones comienzan a superar el umbral establecido. Por tanto, la rigidez del suelo comienza a degradarse y estrictamente la condición de comportamiento elástico no sería válida.

#### B.6. Influencia del FS frente a carga vertical en la rigidez al giro

La rigidez al giro de la fundación tiene una dependencia directa del factor de seguridad frente a cargas puramente verticales tal y como se establece en Gazetas et al. (2012).

$$\text{factor de seguridad: } FS = \frac{N_{u,aplicado}}{N_{u,resistente}} \quad [\text{III. 34}]$$

Si el factor de seguridad es relativamente cercano a la unidad, entonces la rigidez al giro disminuye considerablemente incluso para giros muy pequeños ya que el terreno se encontraría en un rango no-lineal previo a la aplicación del momento.

Por otra parte, si el factor de seguridad es relativamente alto, entonces la rigidez al giro para giros pequeños no se ve disminuida. Sin embargo, la fundación tenderá a despegar del suelo en la medida en que los giros aumenten y este efecto a su vez también hará disminuir la rigidez al giro. De acuerdo a Gazetas et al. (2012), para una fundación circular el giro para el cual se produce el despegue se puede determinar de acuerdo a la siguiente expresión aproximada:

$$\theta_{despegue} \cong \frac{N_u \cdot D}{5,7 \cdot K_{r,elastic}} \quad [\text{III. 35}]$$

En el caso de la turbina considerada el factor de seguridad mínimo que se requiere en la verificación de capacidad portante es de al menos 3. Ahora bien, este factor está dado para un estado de carga que considera el momento en base de torre. Si sólo se consideran las cargas verticales, la tensión transmitida se reduce considerablemente y el factor de seguridad aumenta en consecuencia. Esto conduce a factores de seguridad relativamente altos ( $FS \geq 7$ ). En el caso de turbinas más grandes con torres de hormigón la torre resulta ser bastante más pesada comparativamente. Y las cargas, por tanto, son menos excéntricas lo cual llevaría a pensar que el factor de seguridad es más bajo.

#### B.7. Posibles mejoras al modelo propuesto

En Gazetas et al. (2012) se propone una metodología para tener en cuenta las modificaciones de la rigidez al giro debidas a las no-linealidades que tienen lugar en el suelo. El estudio está realizado para un suelo arcilloso, aunque el método puede ser extensible a otros tipos de terrenos. La limitación de este método es que se ha asumido que la cimentación se comporta de manera rígida.

De acuerdo a este estudio las modificaciones de la rigidez al giro elástica dependerían de los siguientes parámetros:

- $\theta$ : ángulo de giro de la fundación.
- FS: factor de seguridad frente a cargas puramente verticales.
- $T(\gamma)$ : Curva de  $G/G_0$  versus  $\gamma$  del terreno.
- $G_0/S_u$ : cociente de la rigidez al corte en pequeñas deformaciones frente a la resistencia al corte no drenada. Aunque tal y como se explica, la influencia de este factor es despreciable.

Así pues, para una fundación circular la rigidez al giro se puede describir mediante una serie de curvas como las que se muestran a continuación. En ellas se grafica la razón entre la rigidez al giro buscada y la rigidez al giro elástica versus el ángulo de giro en radianes. Cada curva está dada para un determinado factor de seguridad frente a cargas puramente

verticales. Esta familia de curvas son las correspondientes a una determinada función  $G/G_0$  versus  $\gamma$  del terreno.

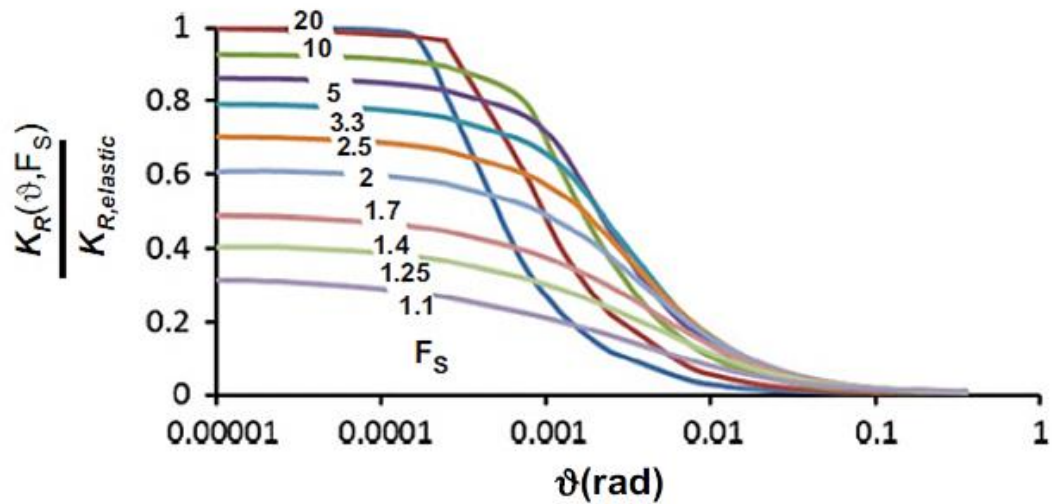


Figura III.19: Relación entre rigidez y giro de la fundación (Gazetas et al., 2013)

Por tanto, de la figura anterior se observa que se podría utilizar la rigidez al giro elástica propuesta en Gazetas (1991) si es que el factor de seguridad frente a cargas verticales es elevado, el giro de la fundación es pequeño y la fundación se comporta de manera rígida.

## IV. ANÁLISIS SÍSMICO

En este capítulo se analiza el comportamiento sísmico de la turbina. En el apartado IV.1 se investiga la demanda sísmica de diseño. En el punto IV.2 se realiza un análisis modal espectral de acuerdo a la normativa. Finalmente, en el apartado IV.3 se realiza un análisis tiempo-historia en base a un set de registros.

### IV.1. Demanda sísmica

Para analizar la turbina frente a acciones sísmicas se hace necesario definir la sollicitación, de tal forma que inicialmente se parte con la determinación de los espectros de demanda.

La normativa sísmica de obligado cumplimiento en Chile para turbinas eólicas es la norma de instalaciones industriales: NCh2369 (2003). A partir de las indicaciones de esta norma se construyen los espectros de pseudo-aceleraciones y de desplazamientos. En un primer paso sólo se han considerado los espectros horizontales con los siguientes parámetros:

- Coeficiente de importancia:  $I=1$ . Si bien es cierto que las centrales eléctricas habitualmente tienen asociados factores de importancia superiores a 1, las turbinas eólicas, en general, no suelen tener un peso importante en la red eléctrica, ya que su aporte depende de algo tan arbitrario como son las condiciones meteorológicas. O desde un punto de vista equivalente, incluso si se asegura el funcionamiento de la turbina después de un terremoto no se puede asegurar que ésta entregue energía a la red si las condiciones eólicas no son las apropiadas.
- Factor de modificación de respuesta:  $R=1$ . Se asume que no se permiten plastificaciones en ningún punto de la torre. Por otra parte, los factores de seguridad del diseño estructural de la torre son cercanos a uno y por tanto parece razonable no considerar una posible sobrerresistencia. Finalmente, dada la estructuración no existe ningún tipo de redundancia. Este resultado es consistente con lo observado por Sepúlveda (2014).
- Aceleración efectiva máxima:  $A_0=0.4g$ . Se asume zona 3 (la más desfavorable).
- Amortiguamiento:  $\xi=2\%$ . Además del amortiguamiento propiamente estructural y el amortiguamiento en la interacción suelo-estructura existe un aporte de amortiguamiento aerodinámico. Este amortiguamiento es más grande en la medida en que la vibración se produzca en la dirección de incidencia del viento (Prowell, 2011). En este caso se ha considerado un valor comúnmente aceptado en la práctica para turbinas eólicas con torres de acero.

La siguiente figura muestra los espectros de pseudo-aceleraciones para los cuatro tipos de suelos reflejados en la norma.

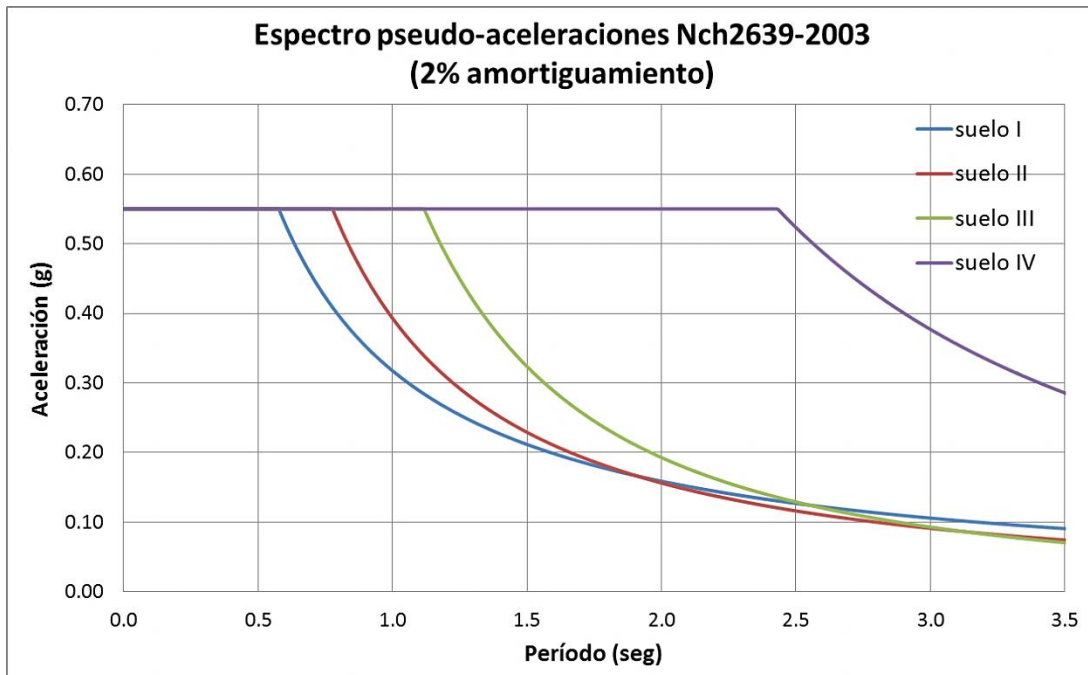


Figura IV.1: Espectros de pseudo-aceleraciones, NCh2369-2003

Y los espectros de desplazamientos son los siguientes:

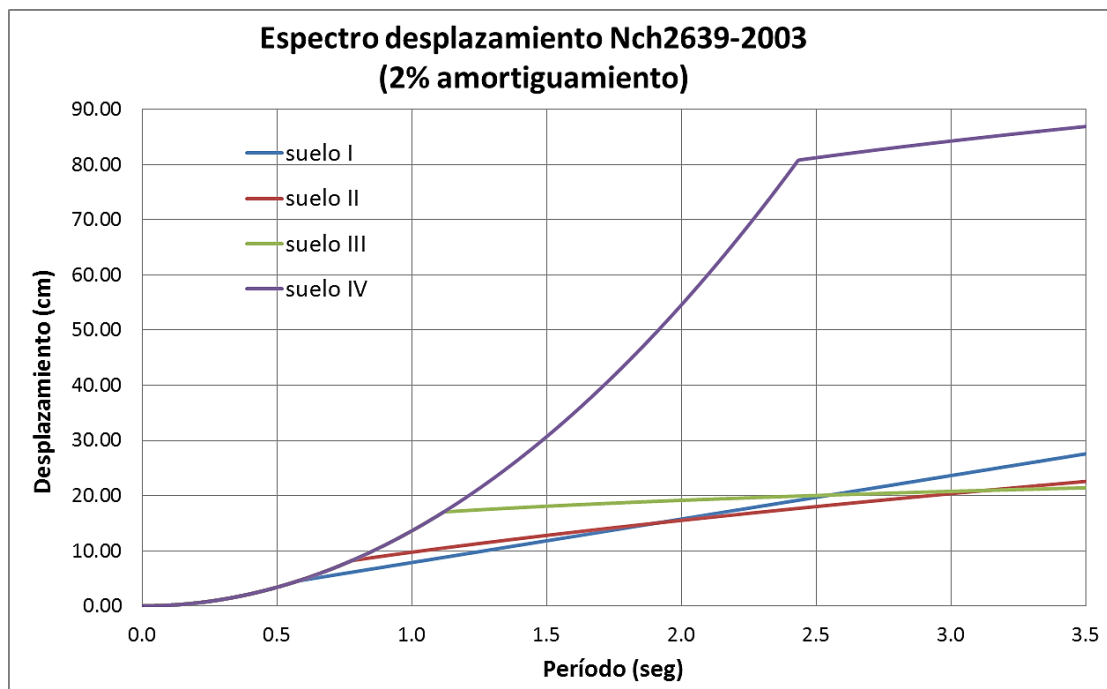


Figura IV.2: Espectros de desplazamiento, NCh2369-2003

De los resultados se observa que los espectros entregan valores similares en la zona de periodos grandes ( $T > 2\text{seg}$ ) para los suelos tipo I, II y III; mientras que para el suelo tipo IV se observa una gran diferencia con valores muy elevados.

La respuesta de la turbina está fuertemente influenciada por el primer modo de vibración que en general tiene asociado un período relativamente grande (superior a 2 segundos). Esta característica implica que el espectro a utilizar debe ser preciso en la zona de amplificación de desplazamientos (tramo d-e en la Figura IV.3) para obtener resultados certeros.

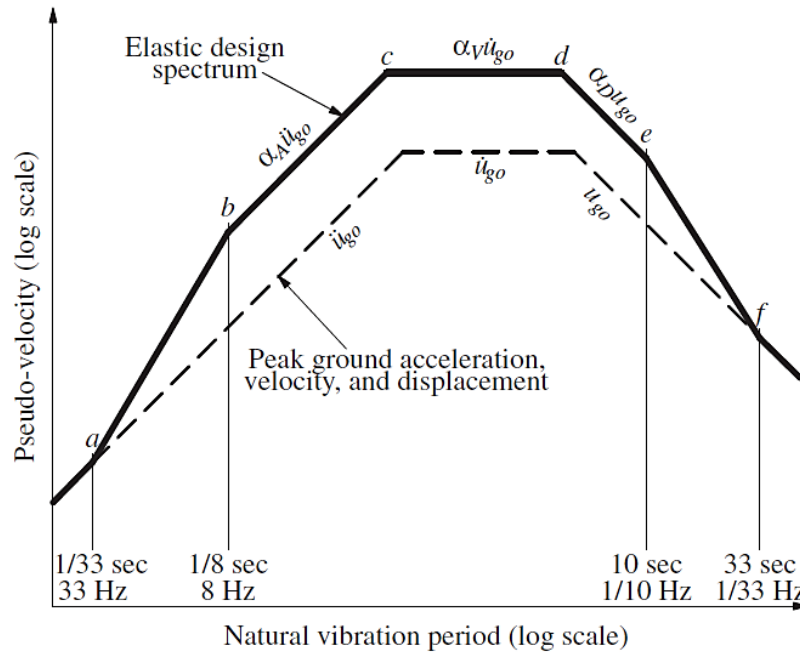


Figura IV.3: Diagrama tripartito del espectro de diseño (Chopra, 2012)

En este sentido, se ha realizado una comparativa entre los espectros de desplazamiento entregados por la norma NCh2369 (2003), el decreto DS61 (2011) y la normativa de estructuras con sistemas de aislamiento: NCh2745 (2003). Se han construido los espectros para el 5% de amortiguamiento para evitar posibles diferencias debidas a los factores de corrección. Las siguientes gráficas muestran los espectros en función del tipo de suelo.

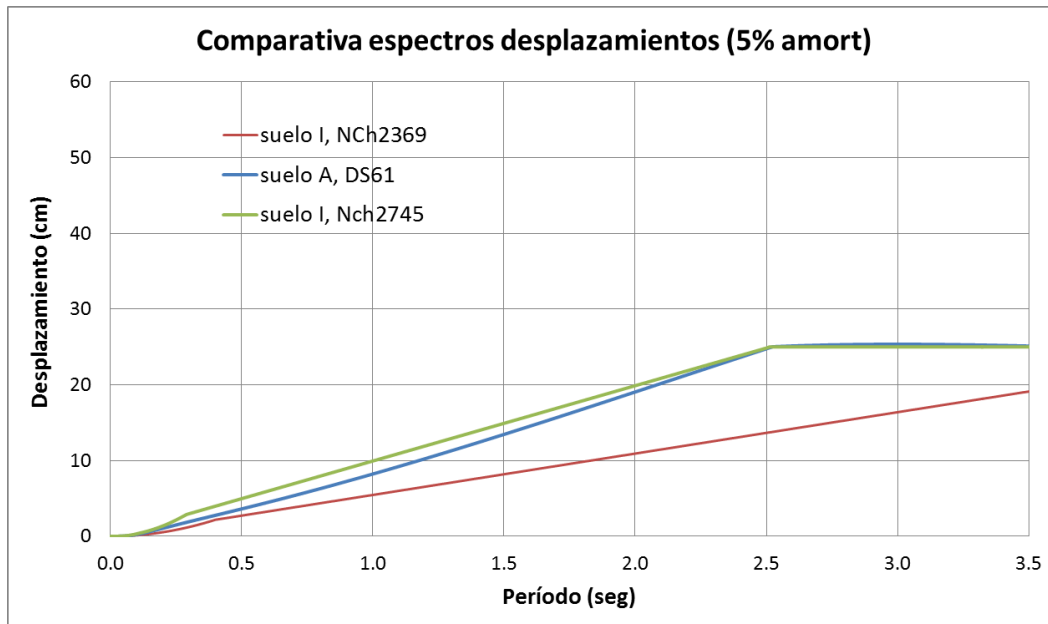


Figura IV.4: Comparativa  $S_d$  en suelo rocoso (I o A)

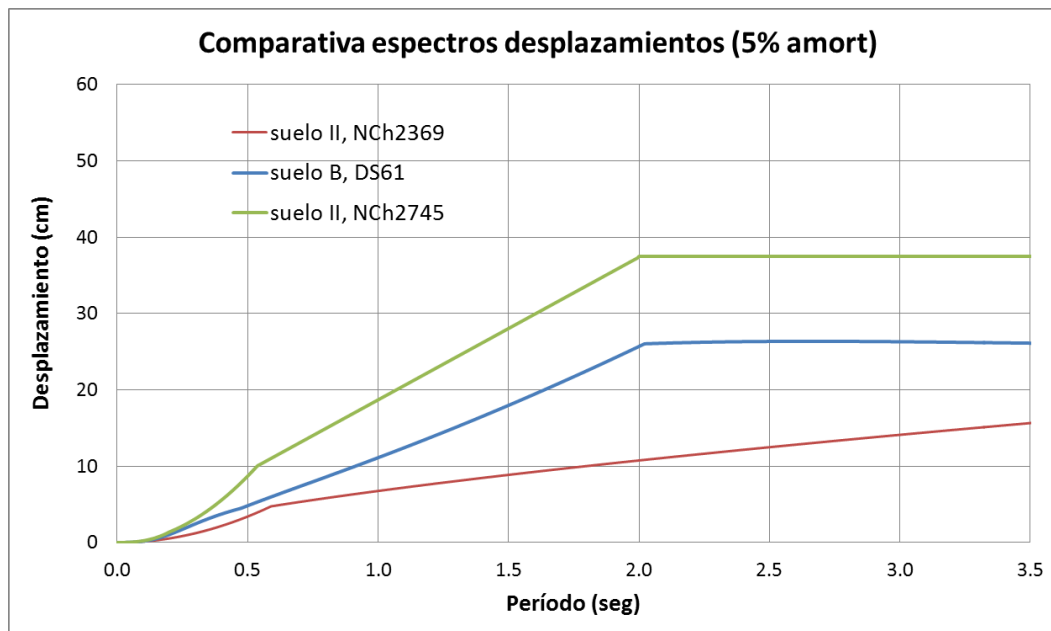


Figura IV.5: Comparativa  $S_d$  en roca fracturada, grava o arenas densas (II o B)

El suelo tipo C definido en el decreto DS61 corresponde a un suelo denso o firme que estaría entre un suelo tipo II y un suelo tipo III a efectos de poder establecer una comparativa.

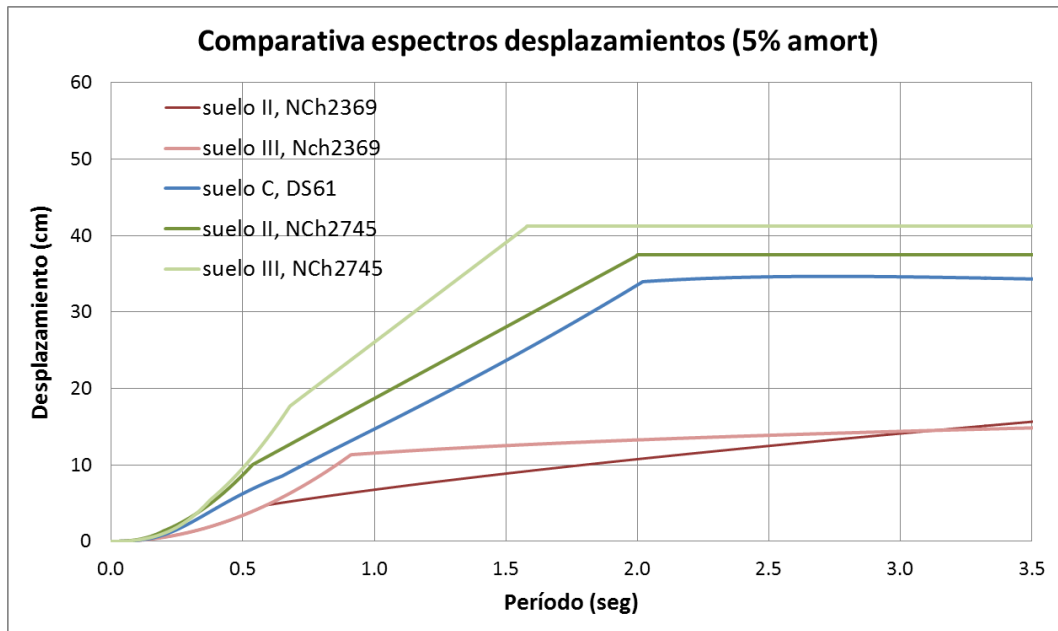


Figura IV.6: Comparativa  $S_d$  en suelo (II o B y III, C)

En suelos relativamente blandos (tipo IV o D), la normativa NCh2745 no entrega un espectro de diseño para suelo tipo IV.

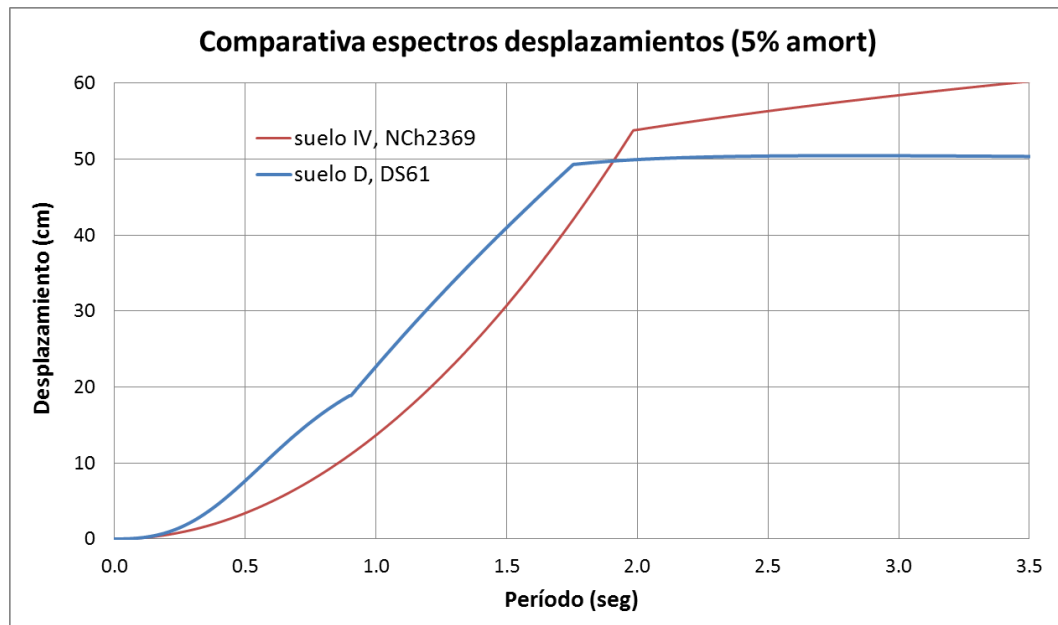


Figura IV.7: Comparativa  $S_d$  en suelos blandos (IV o D)

Idealmente, los espectros debieran ser iguales independientemente de la norma escogida ya que simplemente representan la demanda sísmica. Sin embargo, se aprecian diferencias relativamente grandes, lo cual hace pensar que los resultados que se obtendrán estarán fuertemente influenciados por el tipo de norma que se utilice en la construcción de los espectros.



Los espectros definidos de acuerdo a la normativa NCh2369 entregan valores inferiores al resto de los espectros, salvo para suelos tipo IV. Esto llevaría a pensar que dicha norma estaría del lado de la inseguridad.

En este sentido se ha realizado un estudio tomando registros reales correspondientes al terremoto del Maule del 27 de Febrero de 2010 para comparar sus espectros con los propuestos por la normativa. En cada estación se han considerado las dos componentes horizontales escaladas en función de la aceleración máxima de diseño (0.4g para zona 3). Además, se ha aplicado una corrección añadiendo un pulso inicial de acuerdo a Pecknold y Riddell (1978). La generación de este pulso permite corregir la pérdida de las condiciones iniciales no nulas en el inicio del registro ya que esta pérdida induce errores en la zona de periodos grandes del espectro.

Los espectros obtenidos se muestran en el Anexo B. La dificultad en la interpretación de los resultados surge a la hora de asociar cada estación a un tipo de suelo concreto. En cualquier caso, se puede apreciar como hay bastantes registros que no pertenecen a un suelo tipo IV; y que sin embargo, sus espectros en la zona de periodos elevados se sitúan por encima de los propuestos por la NCh2369 para suelos tipo I, II y III. Este hecho sugiere que los espectros propuestos en dicha normativa no serían apropiados para el análisis sísmico de las turbinas eólicas.

Por otra parte, se ha analizado la corrección por amortiguamiento propuesta en la normativa NCh2369 para pasar del 5% de amortiguamiento al 2%. De acuerdo a la norma, las ordenadas espectrales se debieran multiplicar por el siguiente valor:

$$\left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} = \left(\frac{0.05}{0.02}\right)^{0.4} \cong 1.443 \quad [\text{IV. 1}]$$

Este valor se ha comparado con los factores propuestos por diferentes autores y recogidos en Cardone et al. (2008). La siguiente gráfica muestra la comparativa entre los factores de corrección propuestos.

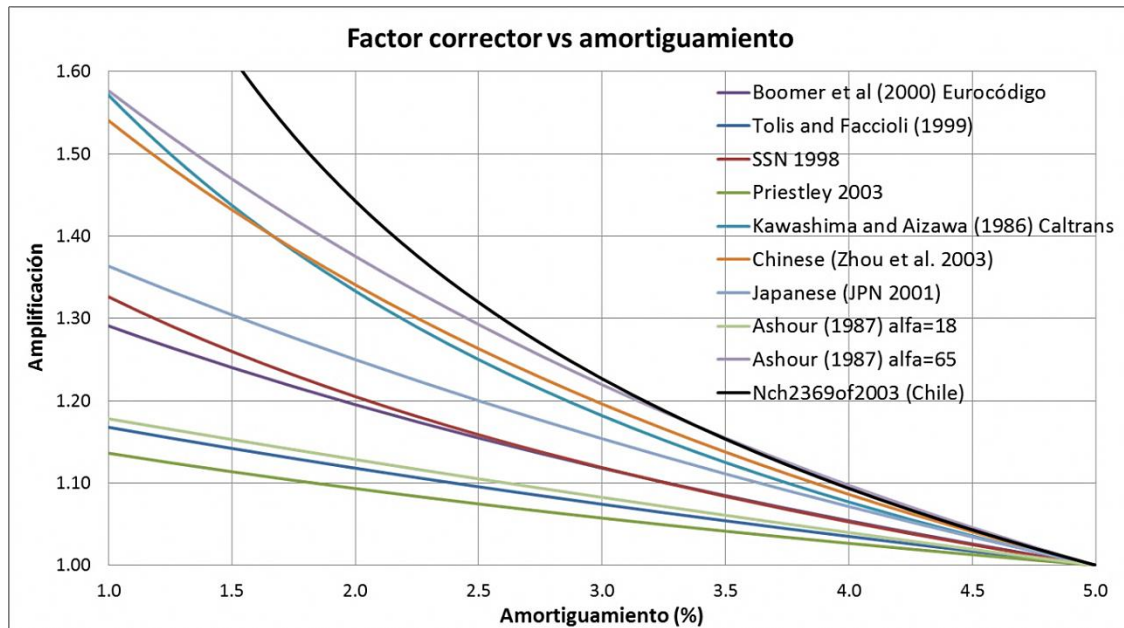


Figura IV.8: Factor corrector vs. amortiguamiento

Se puede apreciar que el factor corrector propuesto en la norma NCh2369 es superior al resto de expresiones propuestas para una corrección del 2% de amortiguamiento.

A partir de los registros del terremoto del Maule de 2010, se han generado los espectros con el 2% y el 5% y se ha calculado su cociente para cada valor del período. Seguidamente se ha obtenida la media y la desviación estándar de la muestra de 21 registros. La siguiente gráfica muestra los resultados.

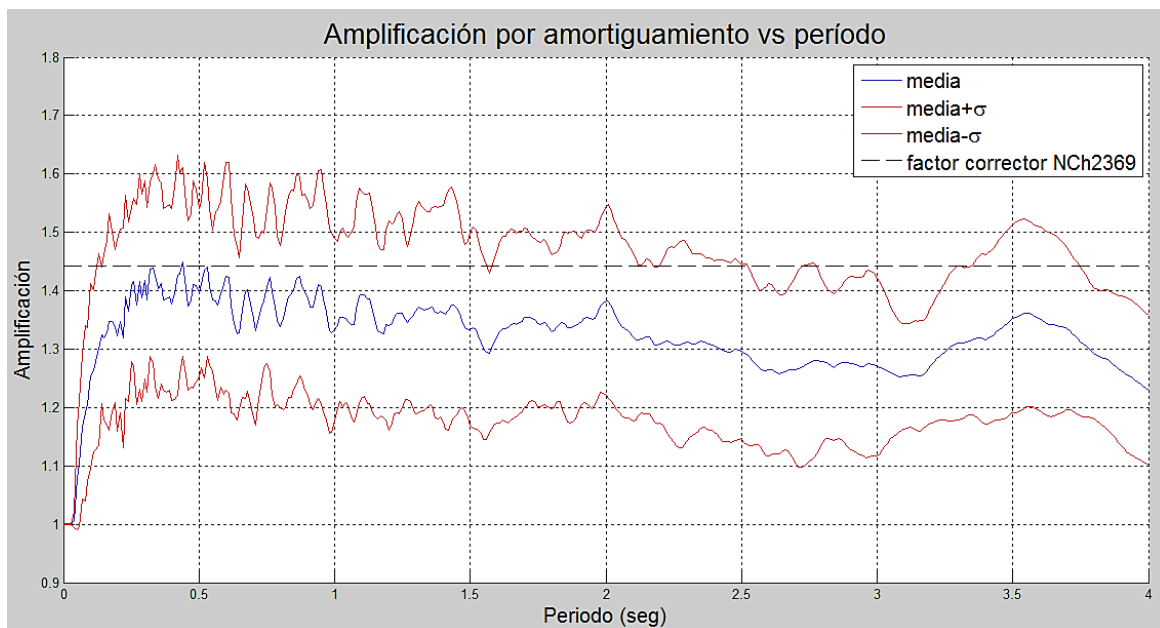


Figura IV.9: Factor corrector vs. periodo a partir de registros

El valor propuesto en la norma NCh2369 es una cota superior de la media obtenida. En cualquier caso, la dispersión es elevada lo cual hace difícil concluir en base a estos resultados.

## IV.2. Análisis modal espectral según normativa

Se ha realizado un análisis modal espectral para el modelo de turbina eólica presentado anteriormente. Este análisis se ha hecho de manera comparativa: en base a la norma NCh2369 y en base al decreto supremo DS61. Para cada tipo de suelo se ha resuelto con un modelo en base fija (nodo inferior empotrado), y con un modelo de base flexible (sólo con los resortes según el apartado III.1) que considera los efectos de interacción de manera simplificada.

Inicialmente sólo se ha tenido en cuenta una componente horizontal para el análisis. Las respuestas modales se han combinado mediante el método CQC. Para construir los espectros se han asumido los siguientes valores:

- Factor de importancia:  $I=1$
- Factor de modificación de respuesta:  $R=1$
- Aceleración efectiva máxima del suelo:  $A_0=0.4g$  correspondiente a zona 3.
- Amortiguamiento:  $\xi=2\%$ . Para pasar del 5% al 2% se han multiplicado las ordenadas espectrales obtenidas según NCh2369, así como las obtenidas mediante DS61 por el mismo factor: 1.443 (ver ecuación IV.1) propuesto en NCh2369.

En el decreto supremo 61 los espectros de pseudo-aceleraciones y de desplazamientos no se relacionan a través del factor  $w^2$  como cabría esperar. En este estudio los espectros de pseudo-aceleraciones considerados según DS61 son los provenientes de los espectros de desplazamientos. Se ha considerado de esta forma ya que son precisamente los espectros de desplazamientos los que están calibrados en la zona de interés (períodos largos).

Hay que tener en cuenta que ambas normativas exigen amplificar los esfuerzos y deformaciones obtenidos del análisis si no se satisface un corte mínimo. El corte mínimo depende de cada normativa:

- NCh2369. El corte mínimo viene dado por:

$$Q_{min} = 0.25 \cdot I \cdot \frac{A_0}{g} \cdot P \quad [IV. 2]$$

- DS61 (proviene de NCh433Of.1996-2003). El corte mínimo viene dado por:

$$Q_{min} = \frac{1}{6} \cdot I \cdot \frac{A_0}{g} \cdot P \quad [IV. 3]$$

A continuación se muestran los espectros utilizados en el análisis.

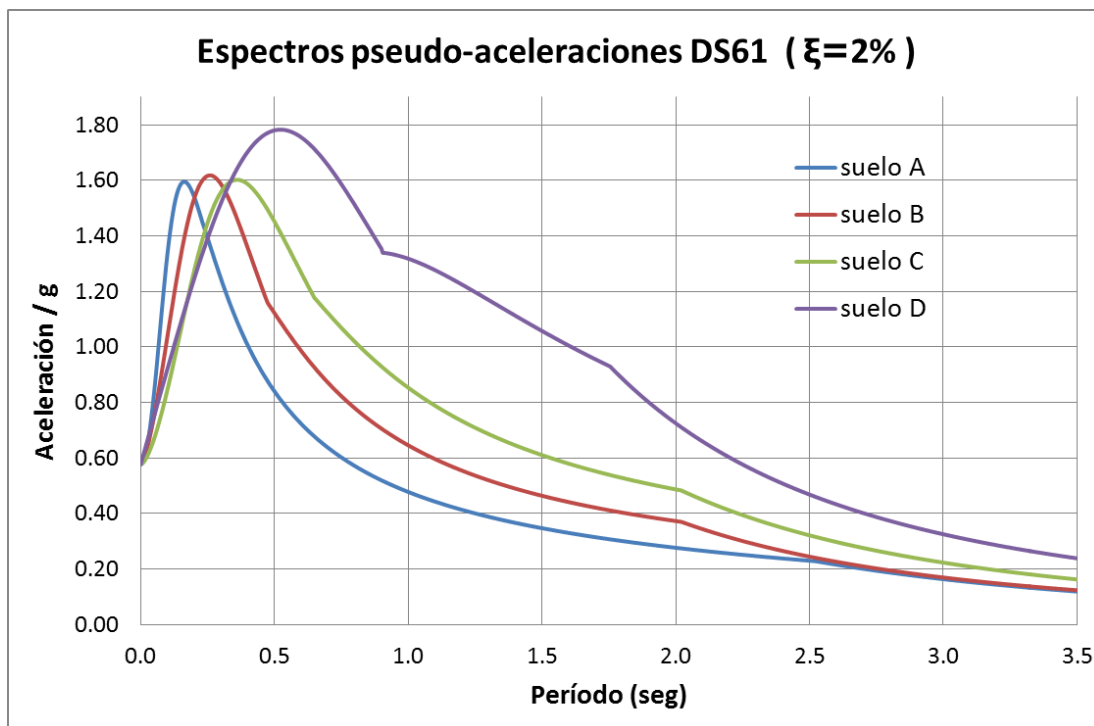


Figura IV.10: Espectros  $S_{da}$  según DS61

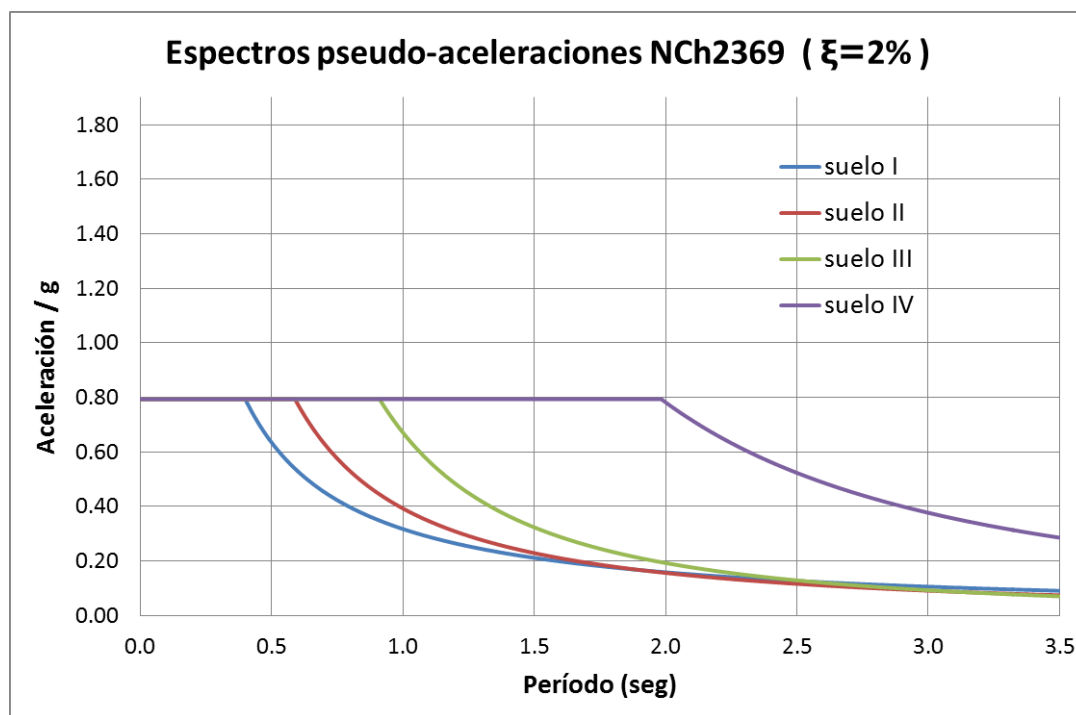


Figura IV.11: Espectros  $S_{da}$  según NCh2369

Los tipos de suelos considerados se muestran en la Tabla IV.1.

Tabla IV.1: Características del suelo en función del modelo

$V_s$ (m/s)	1500	1000	700	425	265
Modelo terreno	1	2	3	4	5
G (MPa)	4050.0	1800.0	882.0	325.1	126.4
Tipo de Suelo (según DS61)	A	A	B	C	D
Tipo de Suelo (según NCh2369)	I	I	II	III	IV

Para cada modelo de terreno se muestran los esfuerzos a lo largo de la torre (esfuerzos de corte, momentos flectores y esfuerzos axiales) en función de las 4 variantes consideradas:

- DS61 con base fija.
- DS61 con base flexible.
- NCh2369 con base fija.
- NCh2369 con base flexible.

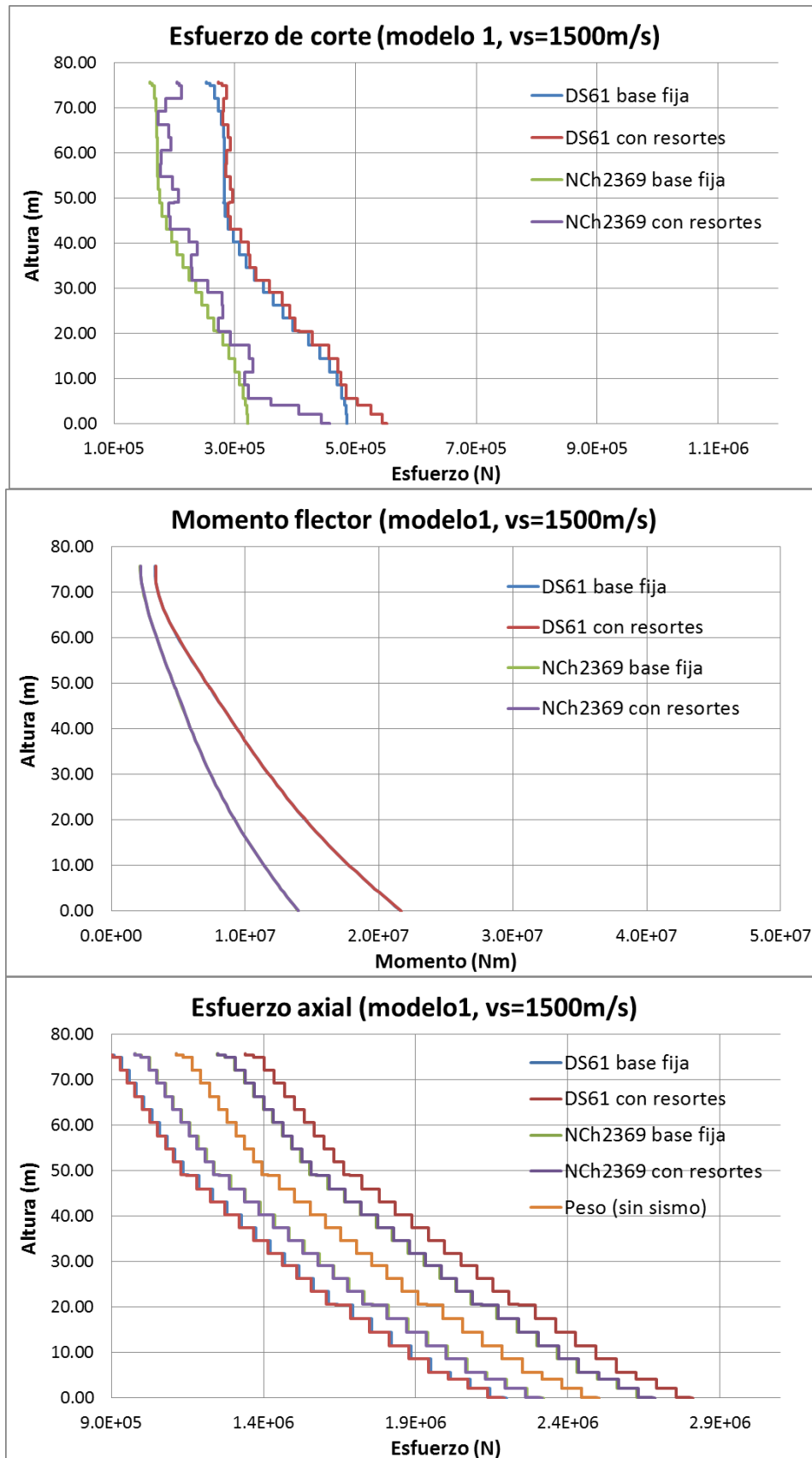


Figura IV.12: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 1

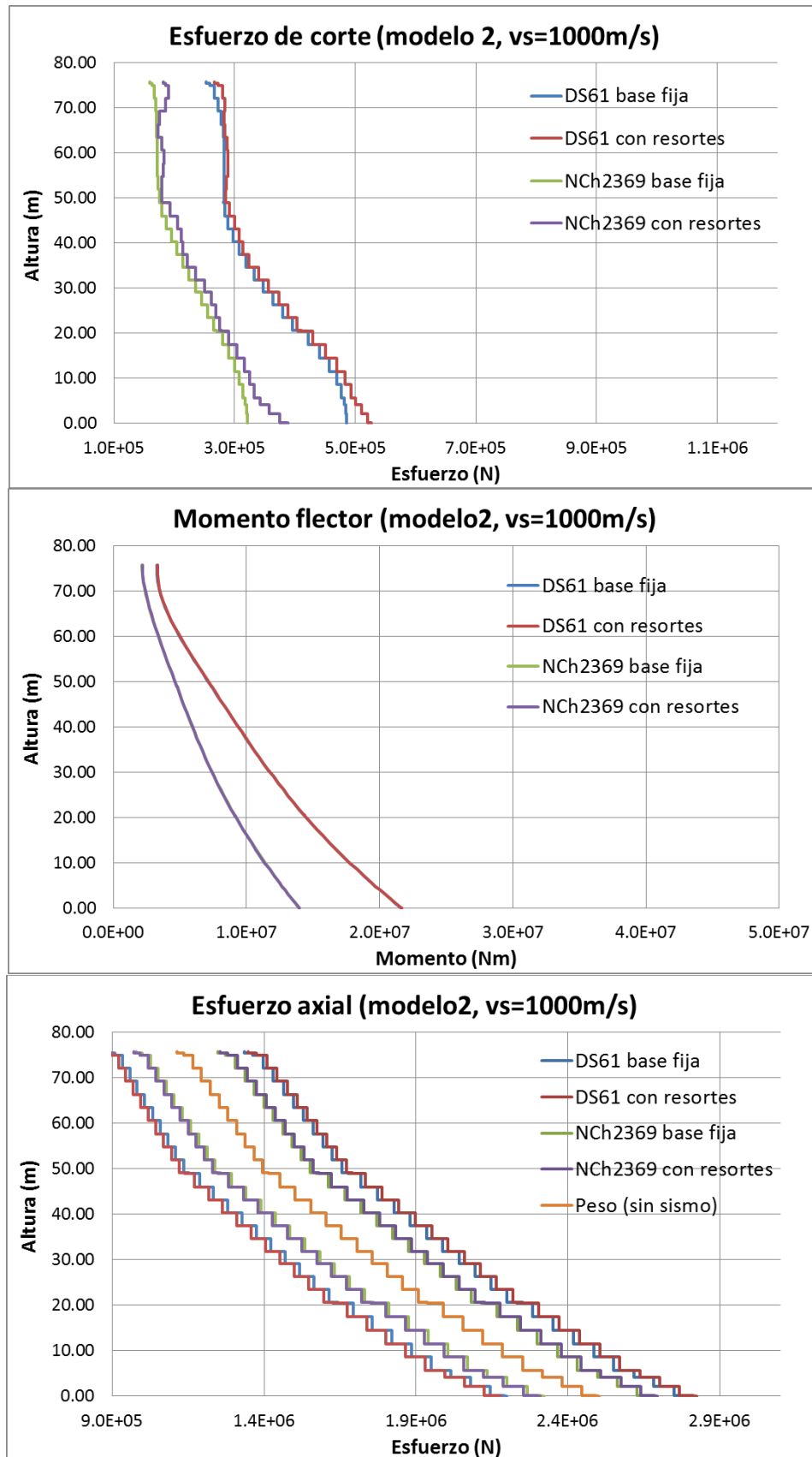


Figura IV.13: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 2

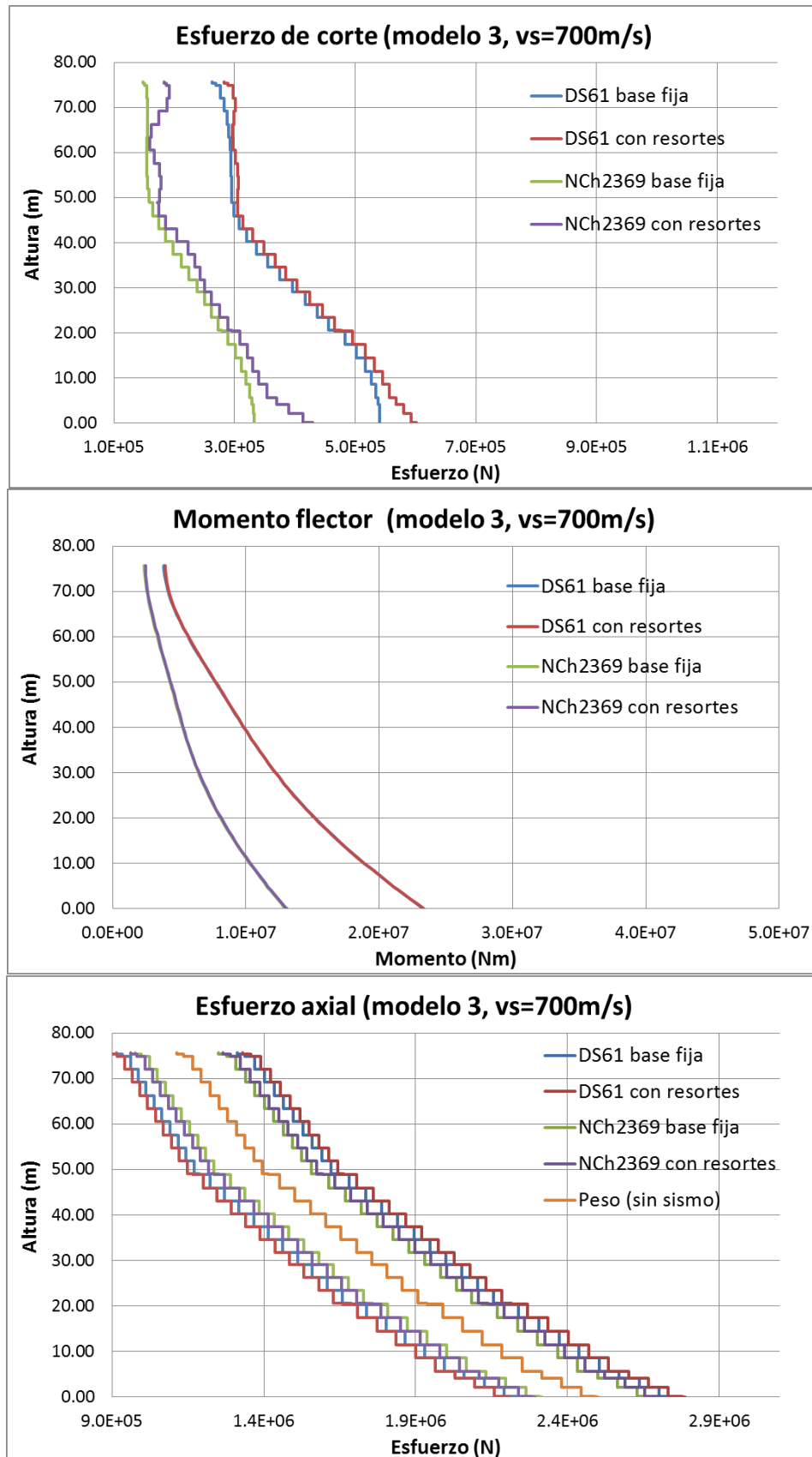


Figura IV.14: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 3



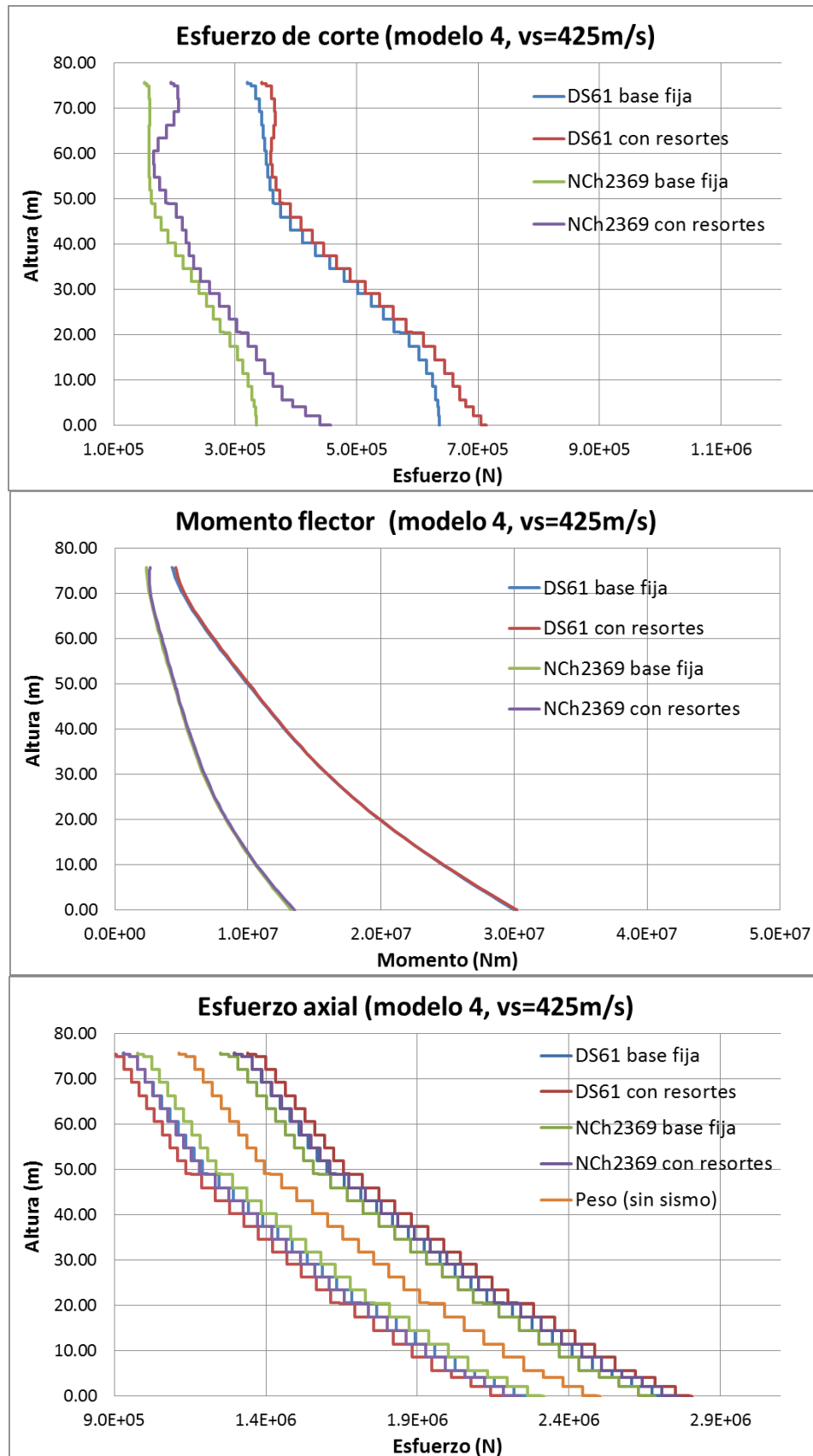


Figura IV.15: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 4

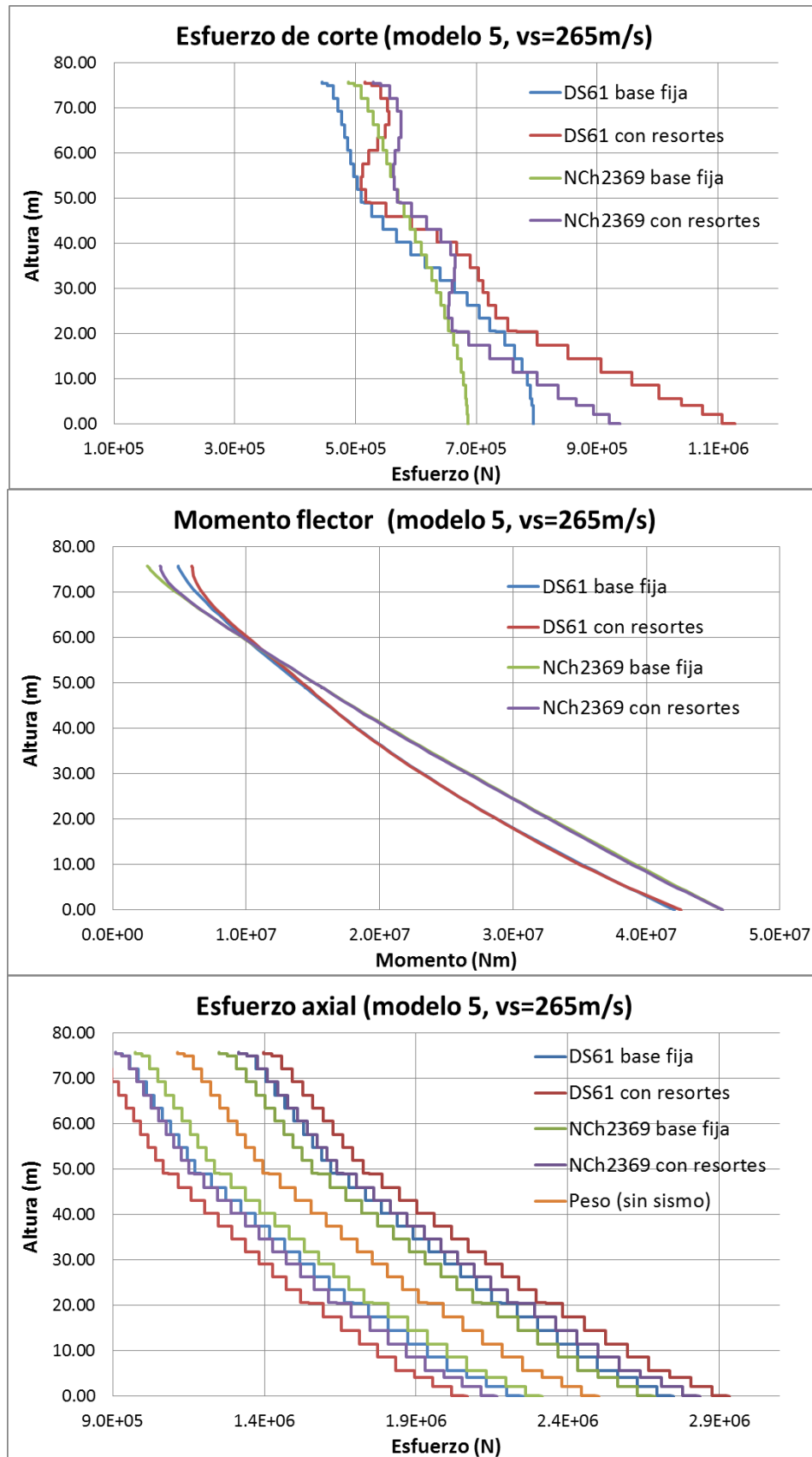


Figura IV.16: Esfuerzos a lo largo de la torre, modelo 5

En vista de los resultados anteriores se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Los esfuerzos aumentan en la medida en la que el terreno es “peor” (su velocidad de onda de corte disminuye).
- Salvo en el caso de terreno tipo D o IV los esfuerzos son mayores para el análisis según DS61 en comparación con NCh2369.
- La fundación flexible tiende a aumentar los esfuerzos de corte en comparación con la fundación en base fija.
- La distribución de momentos flectores apenas se ve influenciada por el hecho de incorporar la flexibilidad de la fundación.
- La fundación flexible tiende a aumentar los esfuerzos axiales en comparación con la fundación en base fija.
- En general las diferencias entre el tipo de espectro utilizado son más grandes que las diferencias entre considerar base fija o base flexible. Es decir, parece ser más relevante el tipo de espectro que se utilice en lugar de si se incorporan o no los efectos de interacción.

Los desplazamientos del extremo superior de la torre también se ven influenciados en gran medida por el tipo de espectro seleccionado, mientras que el efecto de la flexibilidad en la base es despreciable (las curvas con base fija y flexible están superpuestas).

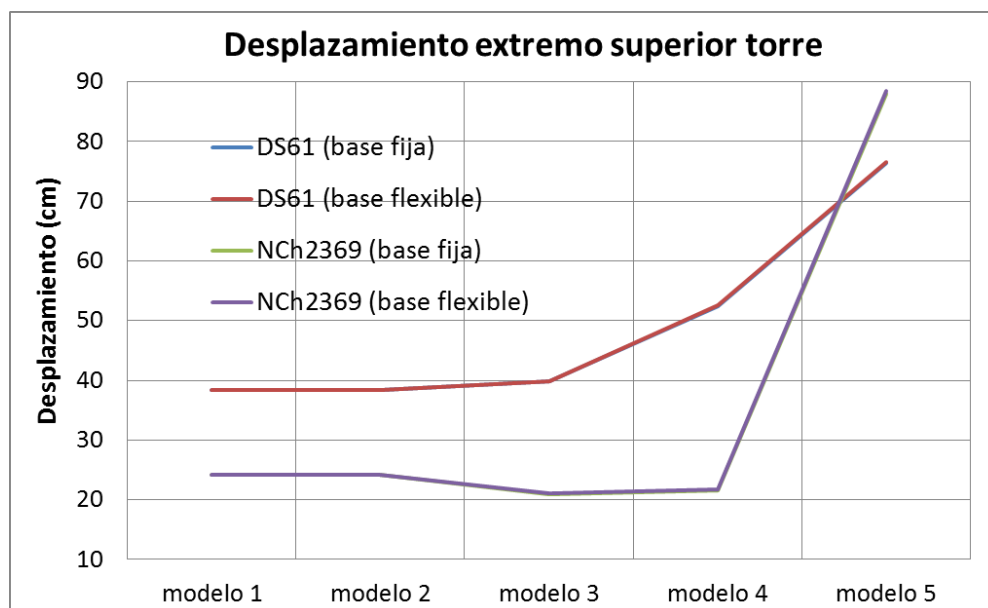


Figura IV.17: Desplazamiento del extremo superior en función del modelo y normativa

Finalmente, se han cuantificado los momentos adicionales de segundo orden debidos al efecto P-delta. La siguiente tabla muestra el incremento porcentual que supone incorporar el momento adicional por efecto P-delta al momento obtenido del análisis modal espectral en el extremo inferior de la torre.

Tabla IV.2: Incremento porcentual del momento flector en el extremo inferior de la torre

	Incremento del momento flector (%)			
	DS61 (base fija)	DS61 (base flexible)	NCh2369 (base fija)	NCh2369 (base flexible)
modelo 1	1.96	1.96	1.92	1.91
modelo 2	1.96	1.96	1.92	1.91
modelo 3	1.89	1.88	1.79	1.66
modelo 4	1.93	1.92	1.81	1.78
modelo 5	2.00	1.99	2.13	2.14

Como se puede apreciar, el incremento es bastante modesto y por tanto, a efectos de diseño, los momentos de segundo orden no son relevantes en este caso.

### IV.3. Análisis tiempo-historia

Se ha analizado la respuesta sísmica de la turbina en base a registros de estaciones chilenas. De esta forma, se ha establecido una comparación con los resultados del análisis modal espectral en base a los espectros propuestos en las normativas: NCh2369 y DS61. Para ello se han seleccionado registros sísmicos de dos eventos diferentes, ambos de gran magnitud:

- Terremoto del 27 de febrero de 2010 (Magnitud de momento:  $M_w=8,8$ )
- Terremoto del 3 de marzo de 1985 (Magnitud de momento:  $M_w=8,0$ )

Los registros del terremoto de 2010 provienen de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC-UCH) y el Centro Sismológico Nacional (SS-UCH), mientras que los registros del terremoto de 1985 provienen de Center for Engineering Strong Motion (CESMED-COSMOS).

En cada estación se han considerado las tres componentes (dos horizontales y una vertical). Dichas componentes se han escalado en función de la aceleración máxima de diseño considerada: 0.4g (zona 3). El factor de escala es el mismo para las tres componentes y es tal que la máxima aceleración en alguna de las direcciones horizontales es 0.4g. En aquellos registros no digitales que incorporan las condiciones iniciales se ha aplicado una corrección añadiendo un pulso inicial de acuerdo a Pecknold y Riddell (1978).

Los registros se han agrupado en función del tipo de suelo según la clasificación propuesta en el Decreto 61 que se muestra a continuación:

Tabla IV.3: Clasificación de suelos según DS61

Suelo Tipo		$V_{s30}$ (m/s)	RQD	$q_u$ (MPa)	$(N_1)$ (golpes/pie)	$S_u$ (MPa)
A	Roca, suelo cementado	$\geq 900$	$\geq 50\%$	$\geq 10$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	$\geq 500$		$\geq 0,40$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 50$	
C	Suelo denso o firme	$\geq 350$		$\geq 0,30$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 40$	
D	Suelo medianamente denso, o firme	$\geq 180$			$\geq 30$	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	$< 180$			$\geq 20$	$< 0,05$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

La clasificación de las estaciones se ha llevado a cabo en base a la información disponible de estudios geotécnicos y geofísicos:

- Boroschek et al. (2012): Resumen, Caracterización Geotécnica, Estaciones de Acelerógrafos de la Universidad de Chile.
- Pinilla (2012). Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos.
- Clasificación de estaciones: terremoto 1985 (ver Anexo C).
- Clasificación Sísmica de suelos. Presentación de Ramón Verdugo.

Adicionalmente, se ha tenido en cuenta la forma espectral para la clasificación de los registros. En el Anexo D se muestran los espectros de pseudo-aceleraciones para el 5% de amortiguamiento de cada una de las estaciones.

Finalmente, la siguiente tabla muestra la agrupación de las estaciones consideradas en el estudio.

Tabla IV.4: Clasificación de estaciones en función del tipo de suelo

Estación	Evento	Clasificación DS61
El Roble	2010	tipo A
Quintay	1985	tipo A
Valp. UTFSM	2010	tipo A
Valp. UTFSM	1985	tipo A
Zapallar	1985	tipo A
Curico	2010	tipo B

Hualañe	2010	tipo B
Hualañe	1985	tipo B
Llolleo	2010	tipo B
Llolleo	1985	tipo B
Melipilla	2010	tipo B
Melipilla	1985	tipo B
Talca	2010	tipo B
Talca	1985	tipo B
Constitución	2010	tipo C
Constitución	1985	tipo C
Stgo. Centro	2010	tipo C
Stgo. Endesa	1985	tipo C
Stgo. Maipú	2010	tipo C
Stgo. Peñalolen	2010	tipo C
Casablanca	2010	tipo D
Concepción	2010	tipo D
Matanzas	2010	tipo D
Las Américas	2010	tipo D
Valp. Almendral	2010	tipo D

#### IV.3.1. Efecto de la componente vertical

Inicialmente se ha partido con un modelo en base fija. Para cada registro se ha obtenido la respuesta considerando la componente vertical y sin considerar la componente vertical. Se ha establecido una comparativa entre ambas situaciones. Además, se han añadido los resultados del análisis modal espectral en base a los espectros propuestos por la normativa.

La norma DS61 no establece ningún espectro para la componente vertical de manera que no se ha tenido en cuenta dicha contribución. Por otra parte, en el caso de la norma NCh2369 sí que se ha considerado la contribución del espectro vertical propuesto.

La respuesta se ha obtenido mediante SAP2000 a través de un análisis tiempo historia modal, la razón de amortiguamiento modal es constante para todos los modos e igual al 2%.

Las siguientes figuras establecen una comparativa de los esfuerzos en la torre (corte, momento flector y esfuerzo axial) para ambas situaciones: con componente vertical y sin componente vertical. Para cada tipo de suelo se ha obtenido un promedio en base a todos los registros analizados. Las líneas punteadas indican el promedio  $\pm$  la desviación estándar, de tal forma que reflejan la dispersión de los resultados.

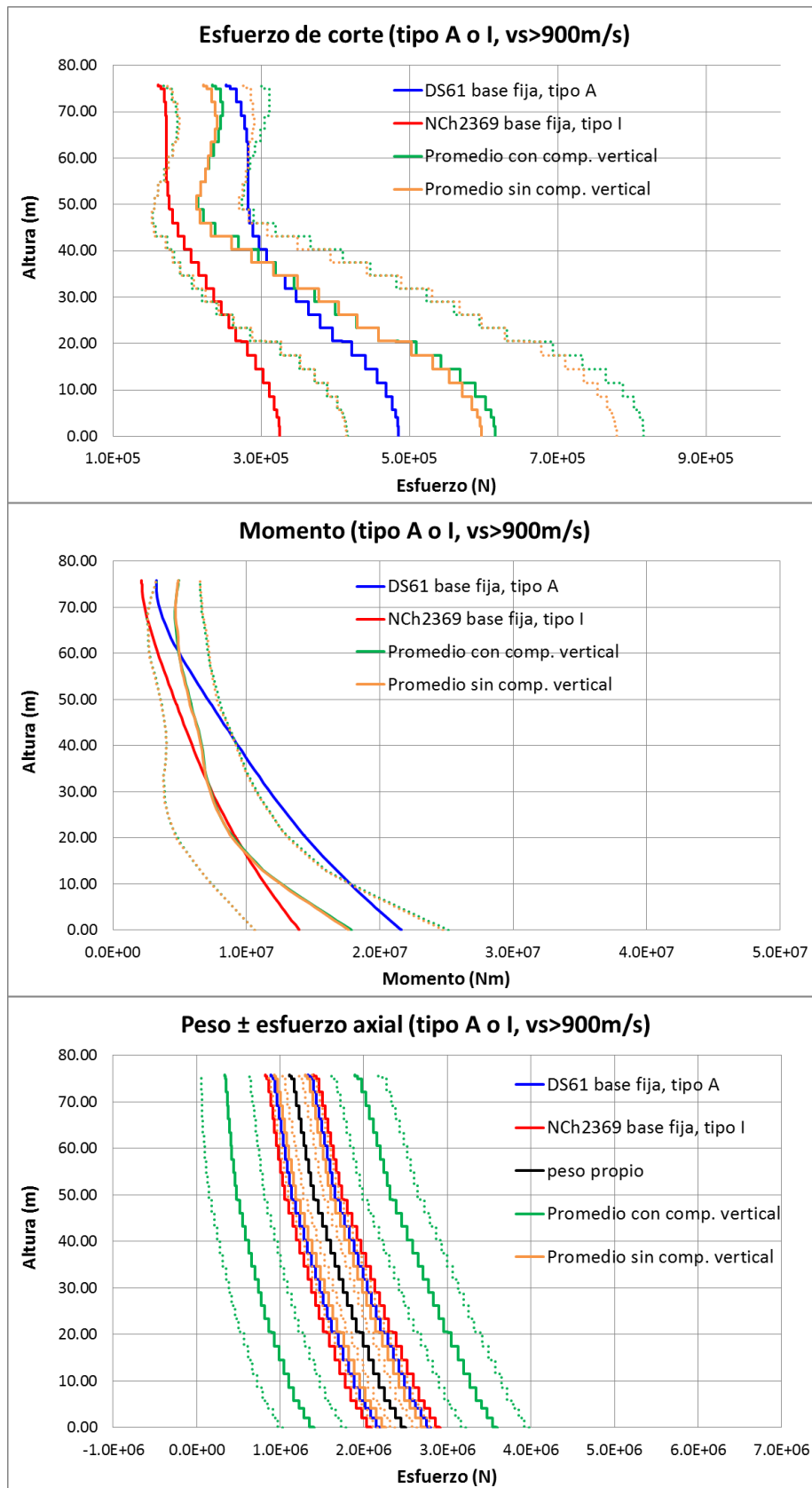


Figura IV.18: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, sin/con componente vertical

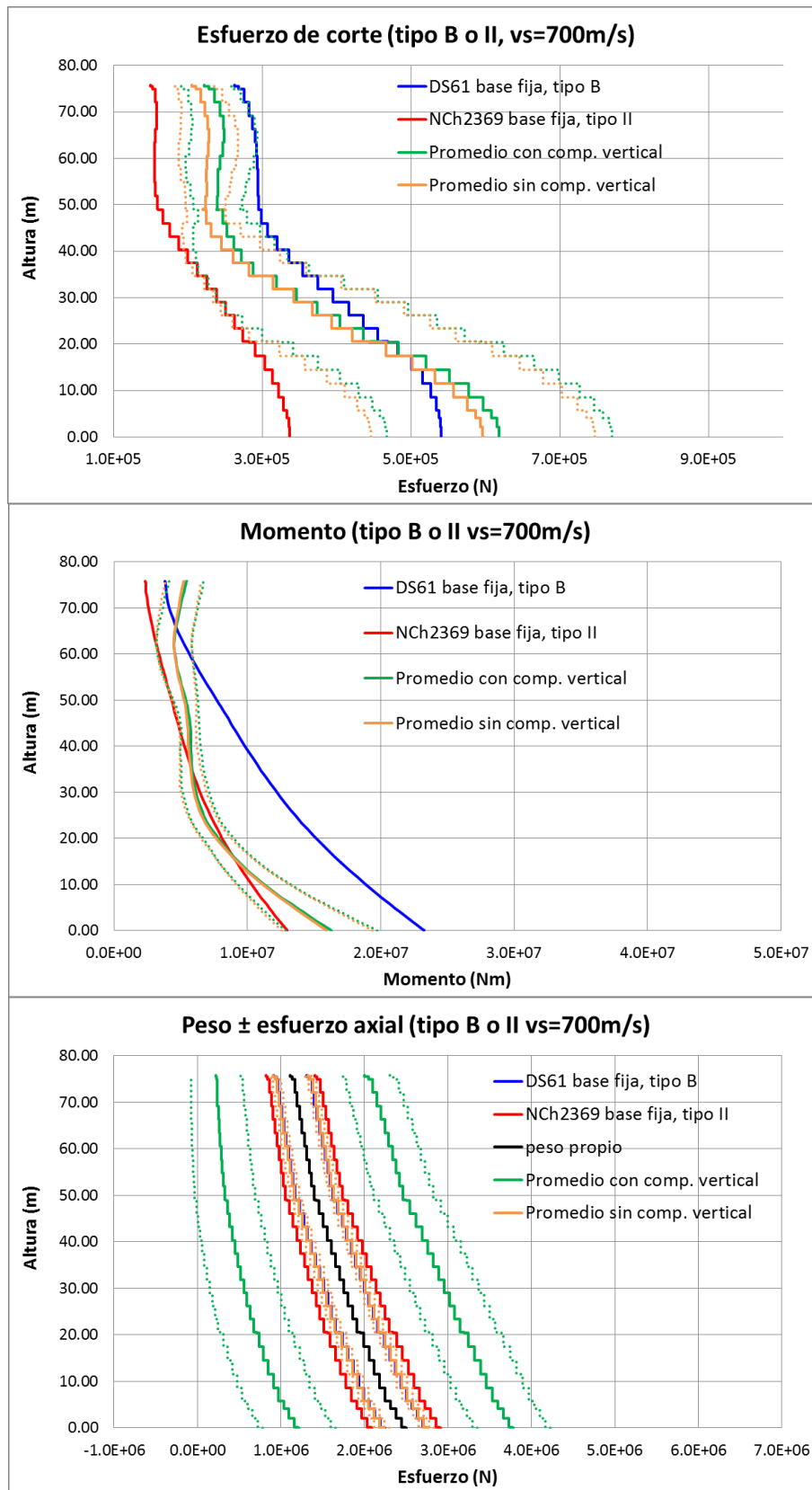


Figura IV.19: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, sin/con componente vertical



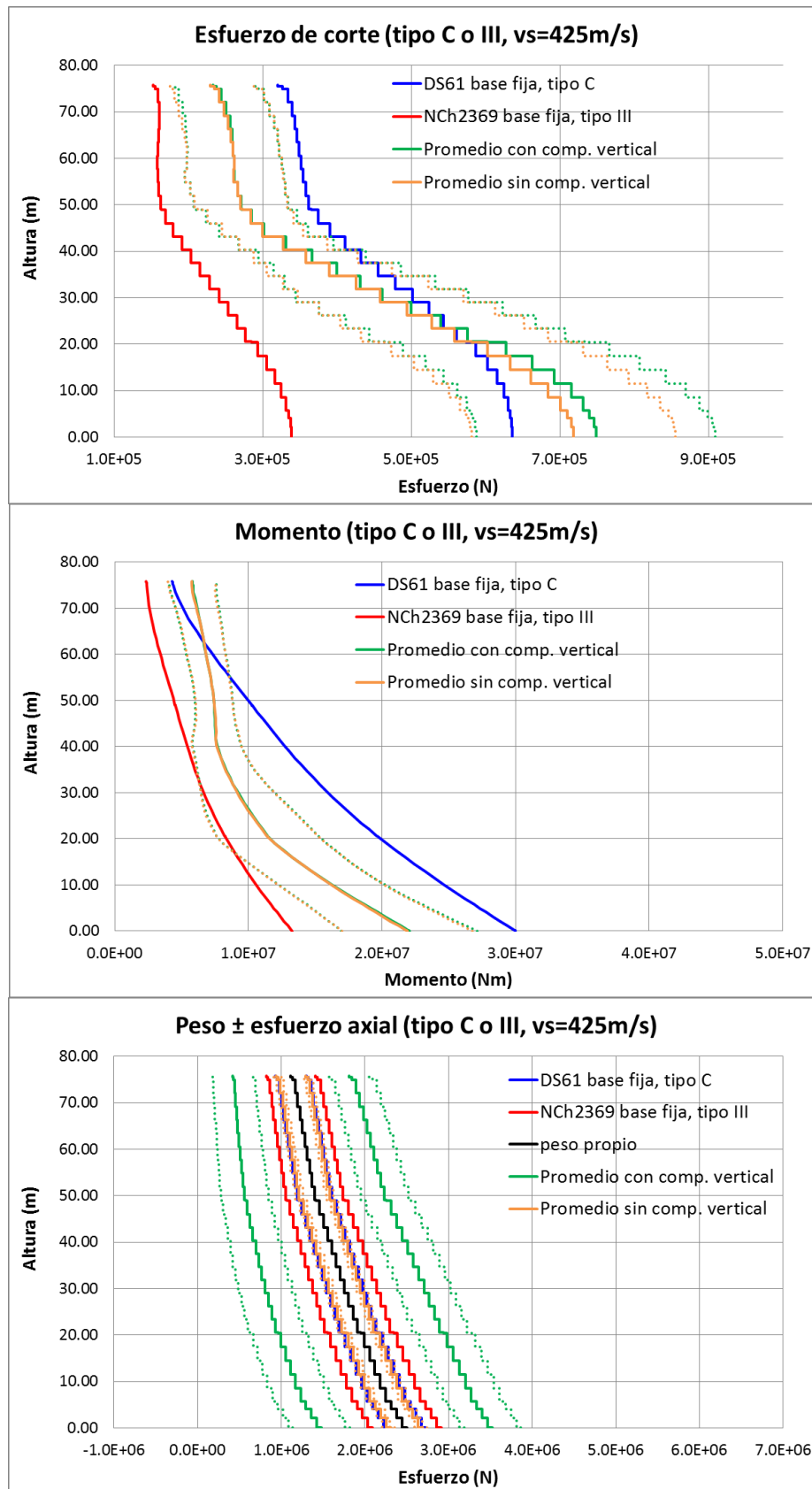


Figura IV.20: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, sin/con componente vertical

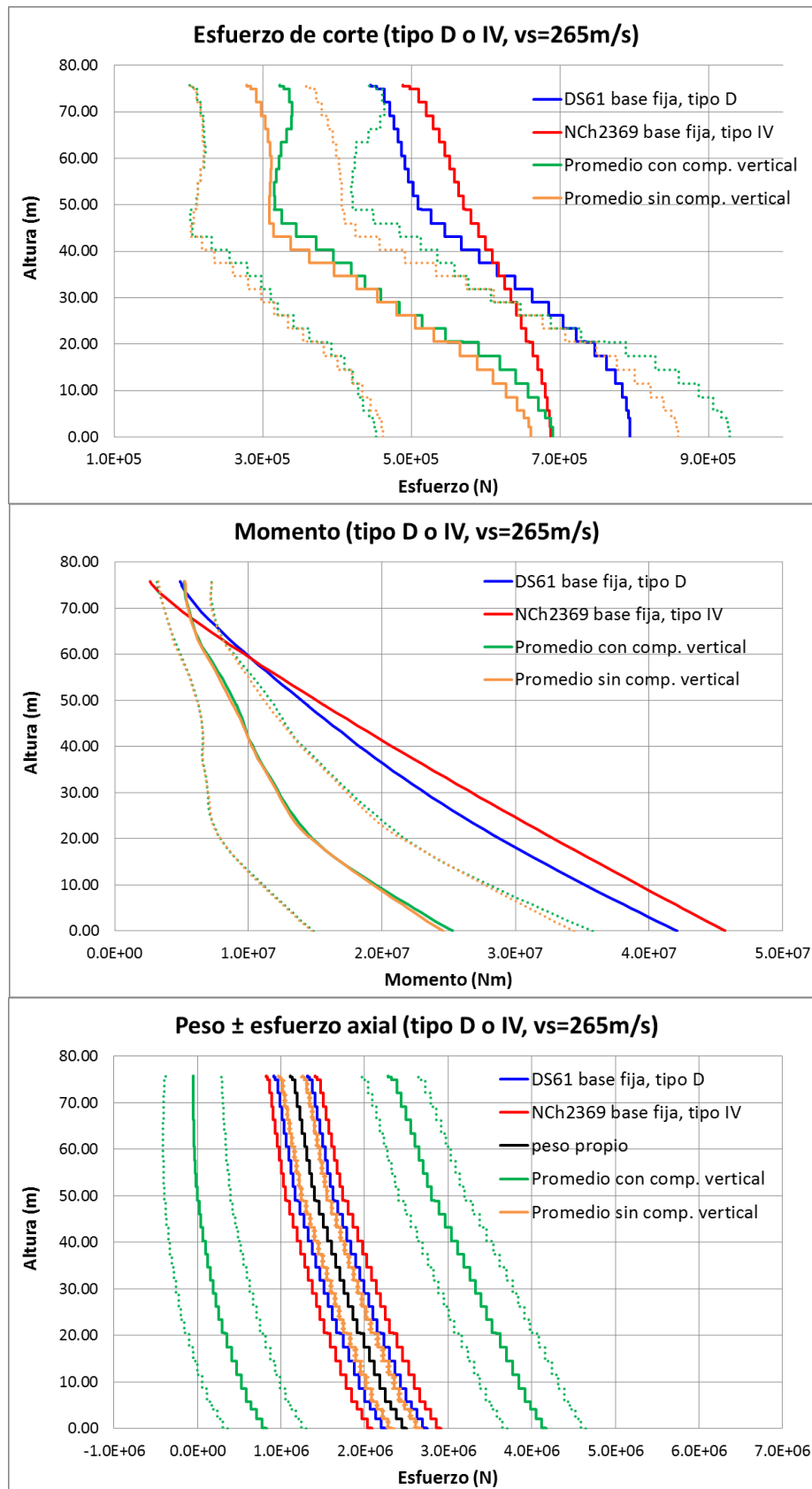


Figura IV.21: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, sin/con componente vertical

A partir de estos gráficos se observan las siguientes tendencias:

- Los esfuerzos de corte y momentos flectores varían muy poco si se considera o no la componente vertical. Sin embargo, los esfuerzos axiales se ven incrementados de manera importante al añadir la contribución vertical.
- En general para los suelos tipo: A, B y C los esfuerzos de corte y momentos flectores son superiores a los entregados por la norma NCh2369 y son inferiores a los entregados por la norma DS61.
- En el suelo tipo D los esfuerzos de corte y momentos obtenidos son inferiores a los entregados por ambas normativas.
- Los esfuerzos axiales obtenidos mediante el uso de la normativa son muy inferiores a los esfuerzos obtenidos si se considera la componente vertical.

Por otra parte, se han obtenido los máximos desplazamientos horizontales del extremo superior de la torre:

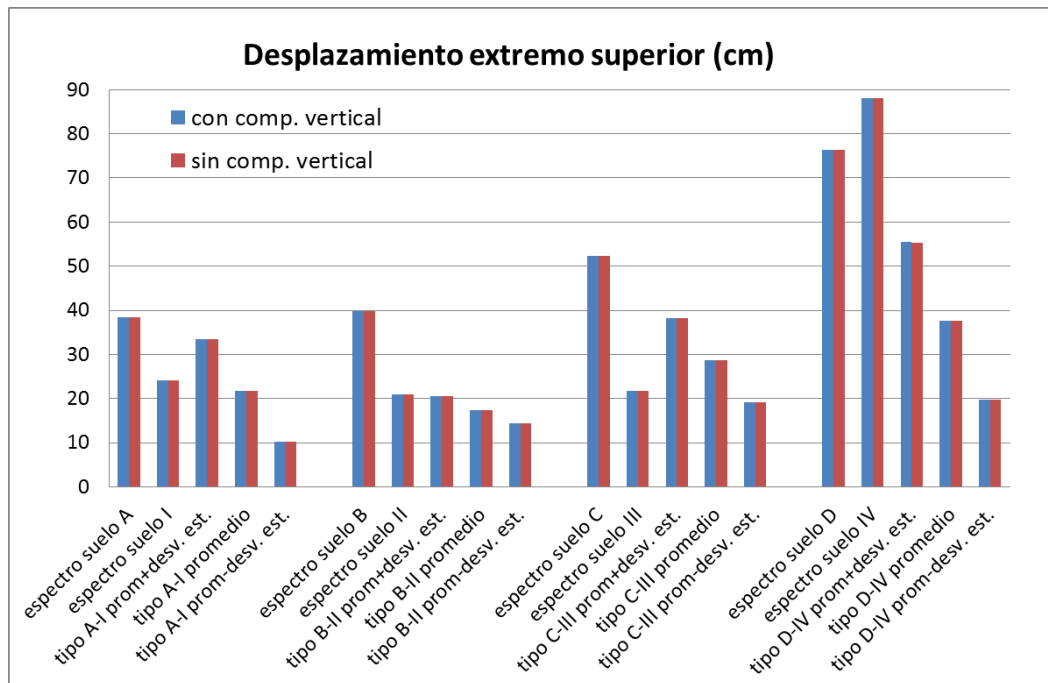


Figura IV.22: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, sin/con componente vertical

Se pueden apreciar las siguientes tendencias para los desplazamientos:

- La componente vertical no tiene influencia alguna en el desplazamiento del horizontal del extremo superior.
- Para los suelos tipo A y B el promedio es similar al entregado por la norma NCh2369.
- Para suelo tipo C el promedio es superior al desplazamiento obtenido mediante NCh2369 e inferior al obtenido mediante DS61.

- Para suelo tipo D, el promedio es inferior a los desplazamientos entregados por ambas normativas.

A continuación se ha analizado el impacto que tiene incluir la componente vertical sobre la fundación en términos de presiones sobre el terreno y factor de seguridad frente a vuelco.

Las cargas sísmicas se han combinado con las máximas cargas operacionales de acuerdo a las recomendaciones propuestas en IEC 61400-1 (2005). Las máximas cargas operacionales aproximadas para esta turbina en la base de la torre son las siguientes:

- $F_{xy} = 410 \text{ kN}$
- $M_{xy} = 32000 \text{ kNm}$
- $F_z = 2502 \text{ kN}$

Las siguientes figuras muestran la comparativa para cada registro.

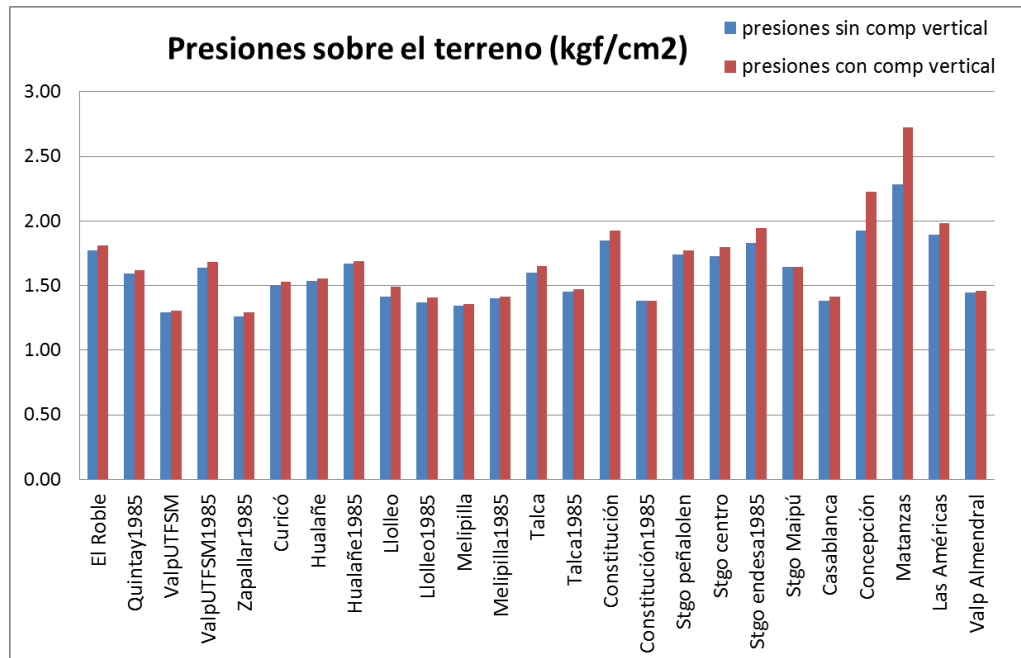


Figura IV.23: Comparativa de presiones sobre el terreno, sin/con componente vertical

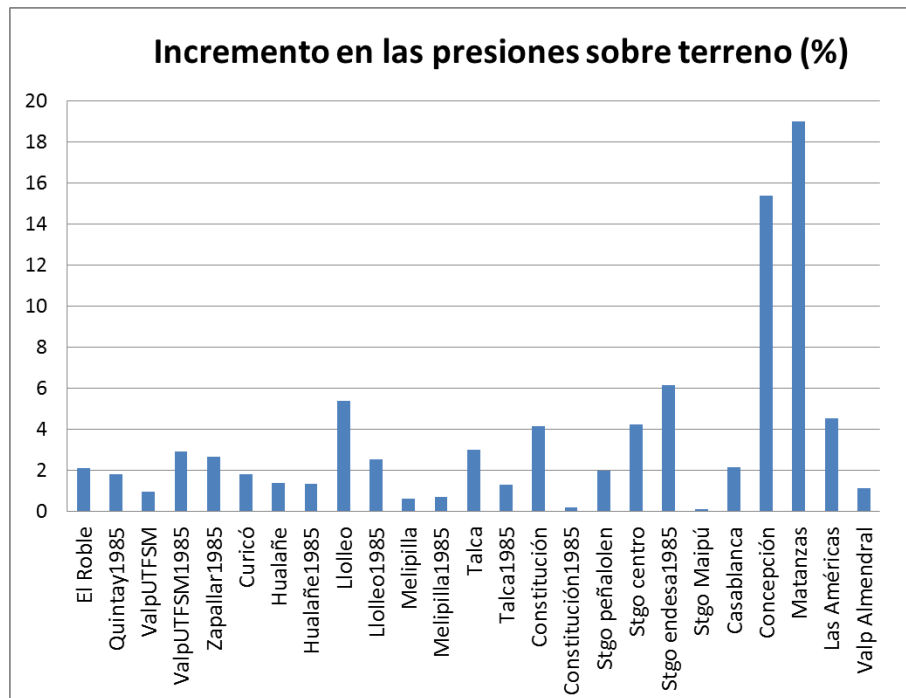


Figura IV.24: Incremento en la presiones sobre el terreno al incorporar la componente vertical

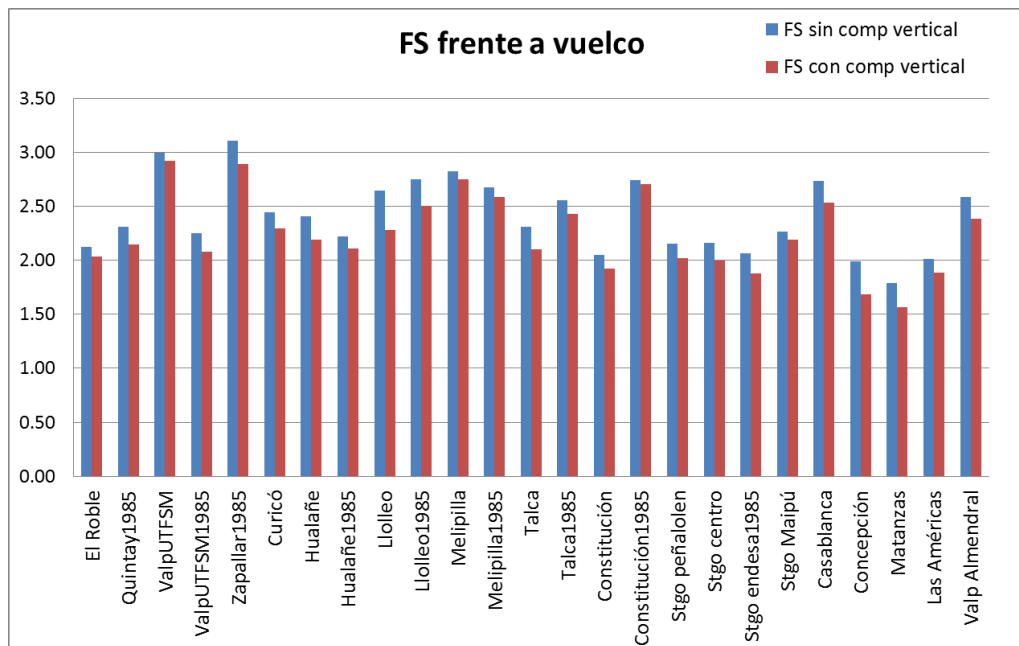


Figura IV.25: Comparativa del FS frente a vuelco, sin/con componente vertical

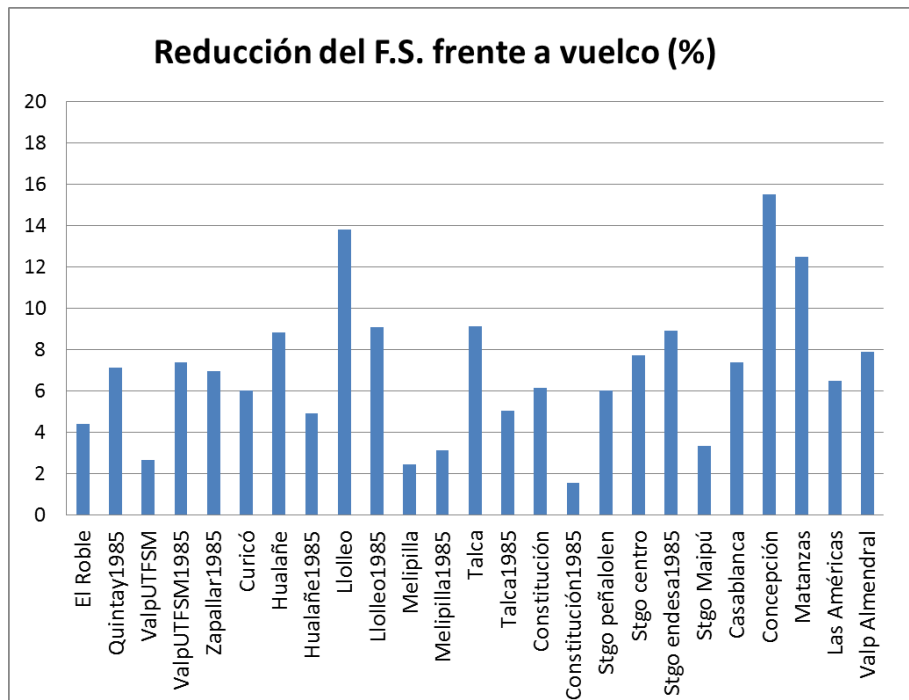


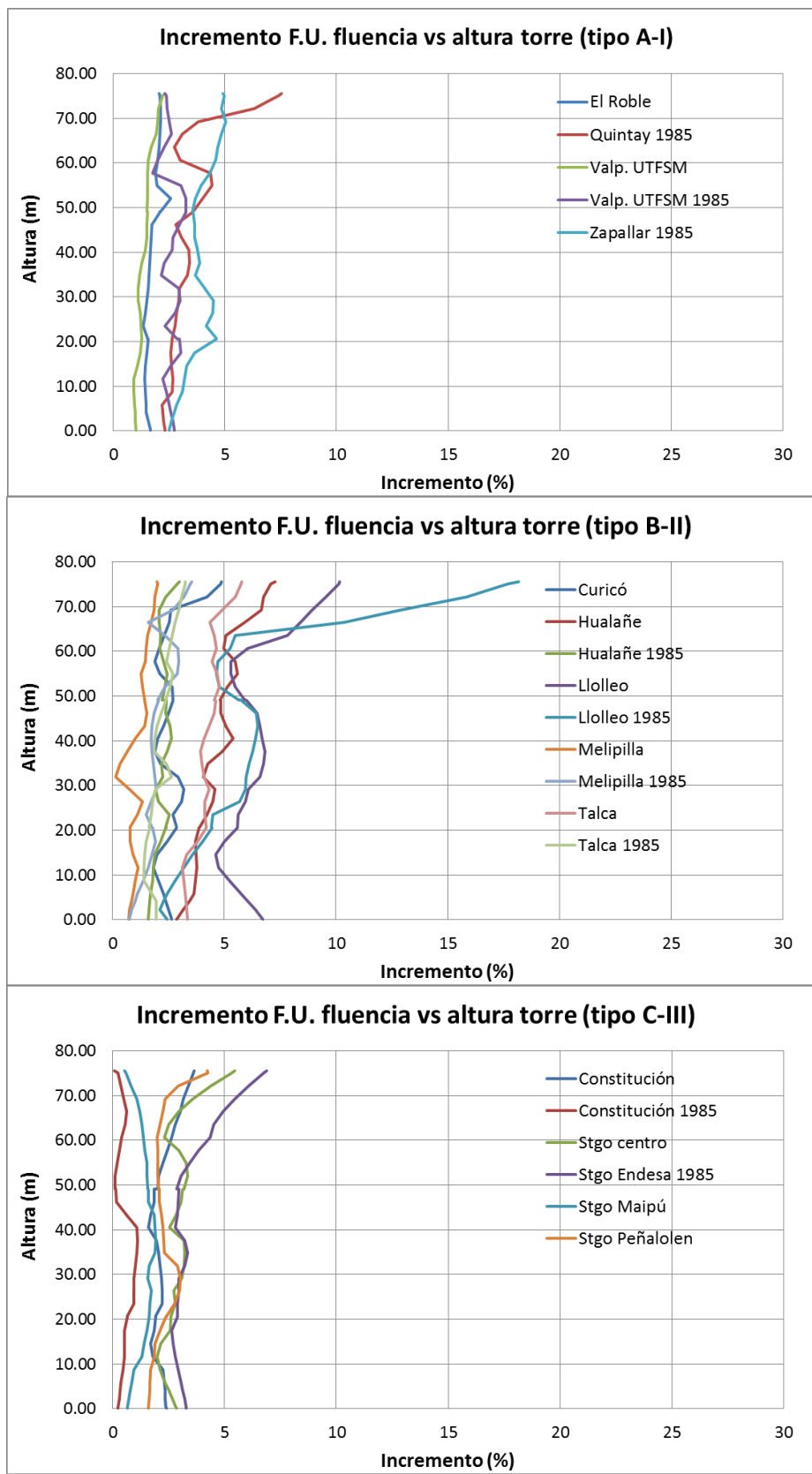
Figura IV.26: Reducción del FS frente a vuelco al incorporar la componente vertical

- El máximo incremento en presiones sobre el terreno es del 19%. En general, el incremento de presiones depende de dos factores:
  - La excentricidad de carga (momento flector en base de torre).
  - El incremento de carga axial debido a la componente vertical.
- La máxima reducción del F.S. frente a vuelco es del 15%. En promedio, el F.S. frente a vuelco se reduce en un 7% al incorporar la componente vertical.

Por otra parte, se ha analizado el impacto que supone incorporar la componente vertical en los factores de utilización de la torre, tanto en la verificación a fluencia como en la verificación a pandeo.

Al igual que para el caso de las presiones y el FS frente a vuelco las cargas sísmicas se han combinado con las máximas cargas operacionales de acuerdo a las disposiciones indicadas en IEC 61400-1 (2005).

Los siguientes gráficos muestran el incremento del factor de utilización a fluencia en función de la altura de la torre.



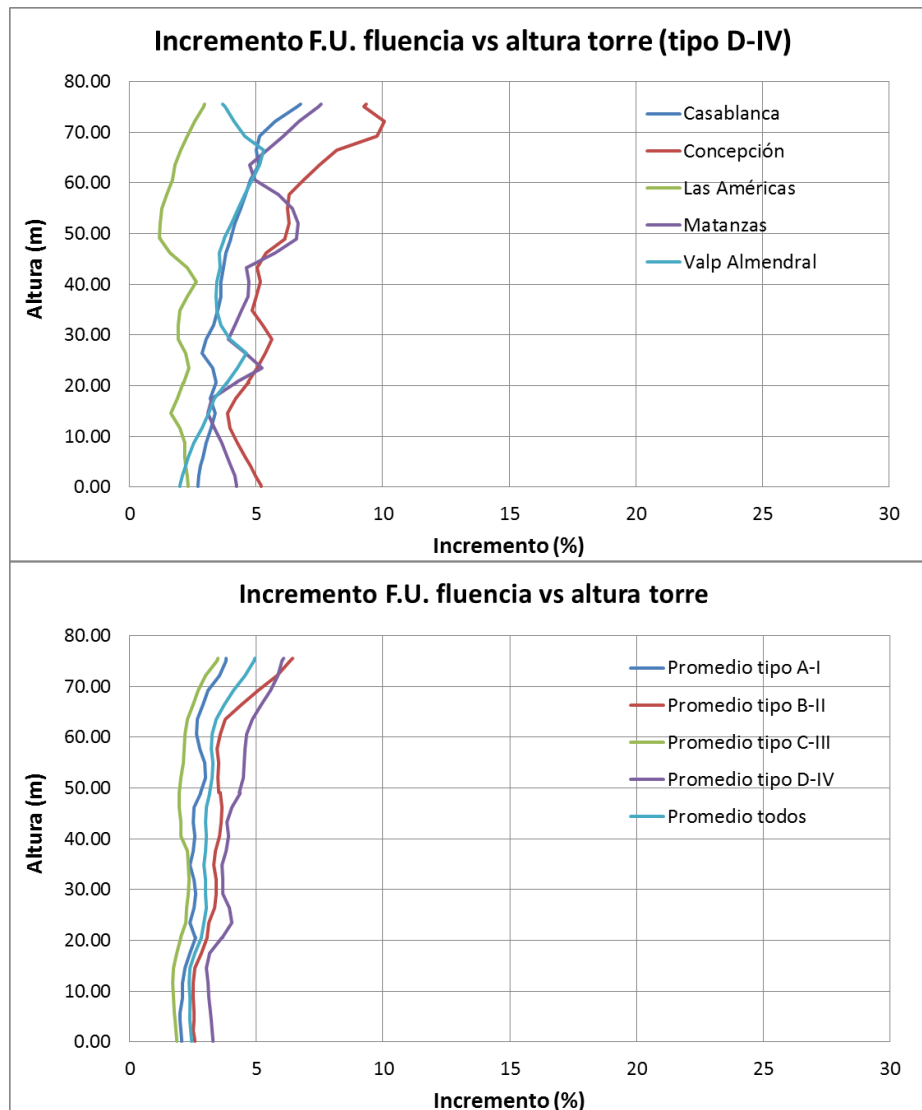
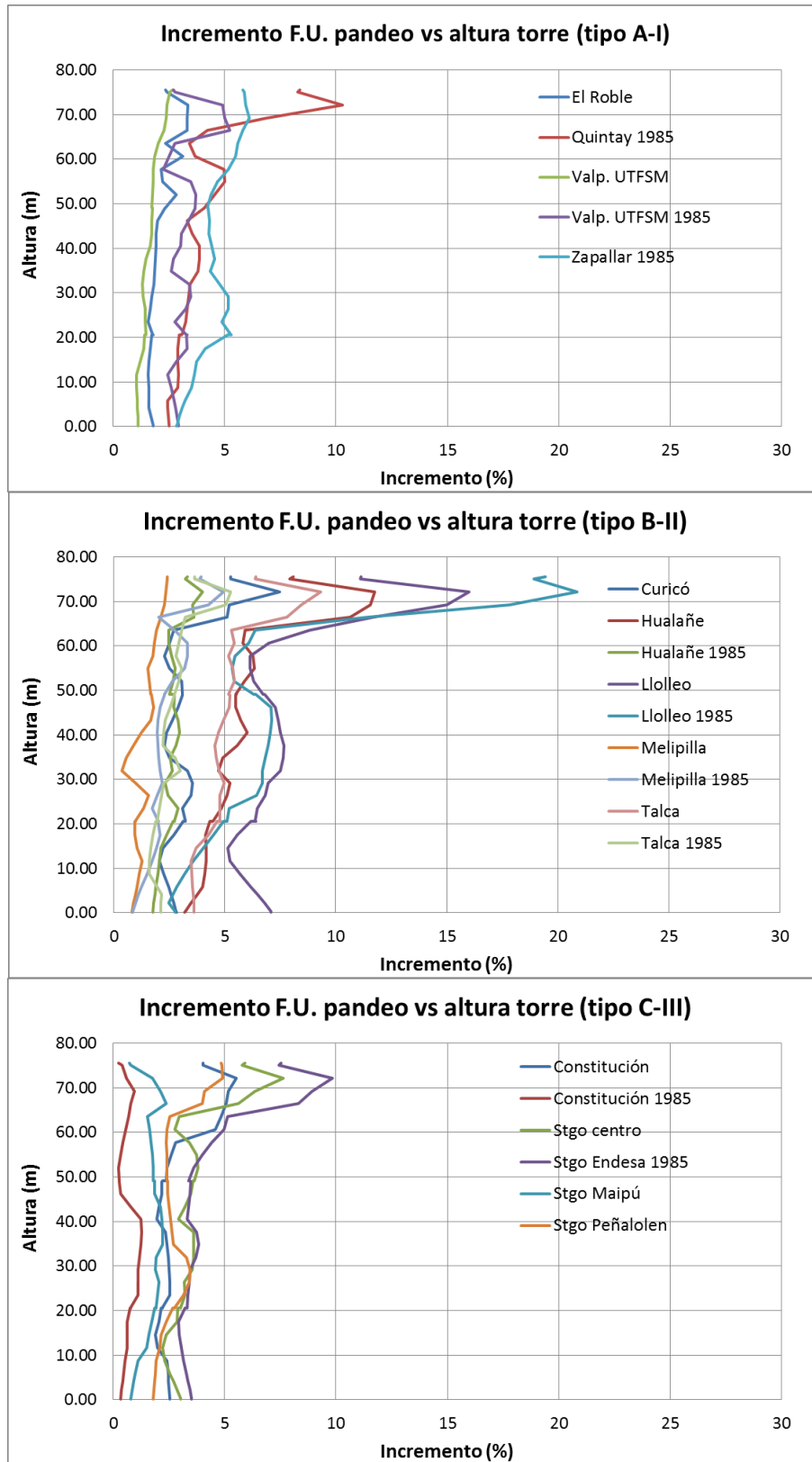


Figura IV.27: Incremento del F.U. a fluencia al incorporar la componente vertical

De manera análoga se obtiene los gráficos que representan el incremento en el factor de utilización a pandeo frente la altura de la torre.





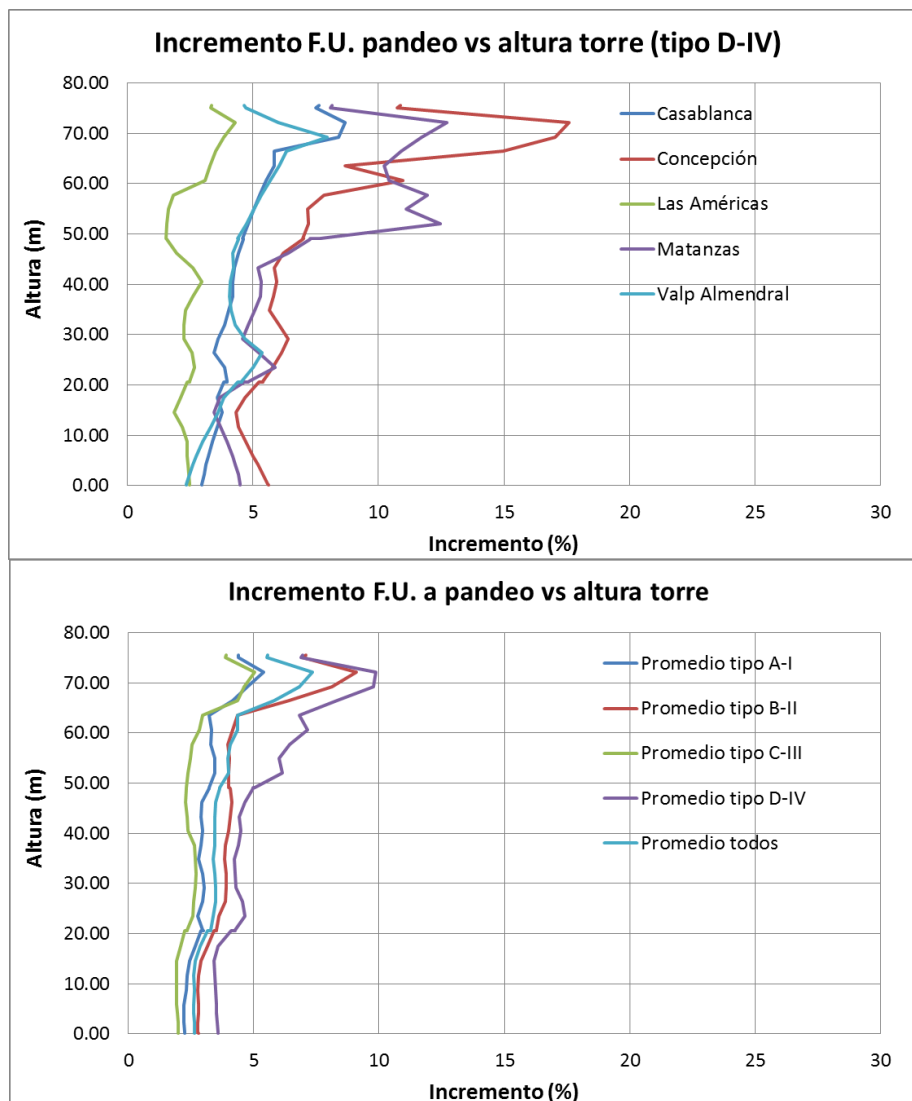


Figura IV.28: Incremento del F.U. a pandeo al incorporar la componente vertical

A partir de estos gráficos se observan las siguientes tendencias:

- En promedio el incremento del factor de utilización a fluencia apenas supera el 5%, aunque es cierto que existe cierta dispersión, ya que en algún caso se supera el 15%. En general, los incrementos son mayores en la parte superior de la torre y para terrenos que clasifican como tipo D o IV.
- En el caso de pandeo los incrementos son mayores a los encontrados para la verificación a fluencia. En este caso, los incrementos son mayores en la parte superior de la torre y para terrenos tipo D o IV también. En promedio el incremento no supera el 10%, aunque en el caso más desfavorable se llega a superar el 20%.

En 4 registros (Constitución, Stgo. Maipú, Las Américas y Matanzas) se alcanzan factores de utilización superiores a 1 tanto a fluencia como a pandeo en la zona superior de la torre

indicando que la torre alcanzaría el rango no-lineal para este estado de carga y por tanto no sería válida para soportar la sollicitación sísmica.

#### IV.3.2. Efecto de la interacción suelo-estructura

A continuación se ha incorporado la interacción suelo-estructura a través del modelo de parámetros concentrados descrito en el apartado III.2.2. Los valores estáticos de rigidez y amortiguamiento se han modificado en función de los factores correctores por frecuencia. Para ello se ha estimado una frecuencia de excitación predominante en cada grado de libertad. En los amortiguadores se ha incluido tanto el efecto de radiación de energía como el amortiguamiento histerético del terreno.

La siguiente tabla muestra los valores de los parámetros utilizados en función del tipo de suelo.

Tabla IV.5: Valores de resortes y amortiguadores adoptados

	Tipo A-I	Tipo B-II	Tipo C-III	Tipo D-IV
$V_{s30}$ (m/s)	1000	700	425	265
$K_x$ (N/m)	7.20E+10	3.53E+10	1.30E+10	5.06E+09
$K_z$ (N/m)	8.31E+10	3.86E+10	1.34E+10	4.30E+09
$K_\theta$ (Nm/rad)	4.20E+12	2.05E+12	7.54E+11	2.92E+11
$K_t$ (Nm/rad)	5.83E+12	2.84E+12	1.04E+12	3.96E+11
$C_x$ (N*seg/m)	3.55E+08	2.48E+08	1.51E+08	9.41E+07
$C_z$ (N*seg/m)	7.01E+08	4.81E+08	2.77E+08	1.75E+08
$C_\theta$ (N*seg*m)	3.91E+11	1.92E+11	7.06E+10	2.74E+10
$C_t$ (N*seg*m)	5.94E+10	2.89E+10	1.05E+10	4.23E+09

Se comparan los resultados obtenidos para el modelo que incorpora la interacción (base flexible) con el modelo de base fija. En ambos casos se ha tenido en cuenta la componente vertical del sismo.

Los siguientes gráficos muestran los esfuerzos promedio en función de la altura de la torre para ambos casos: base fija y base flexible. De manera análoga a la comparativa anterior, las líneas punteadas indican el promedio  $\pm$  la desviación estándar. Adicionalmente se muestra la comparativa para los desplazamientos horizontales máximos del extremo superior de la torre.

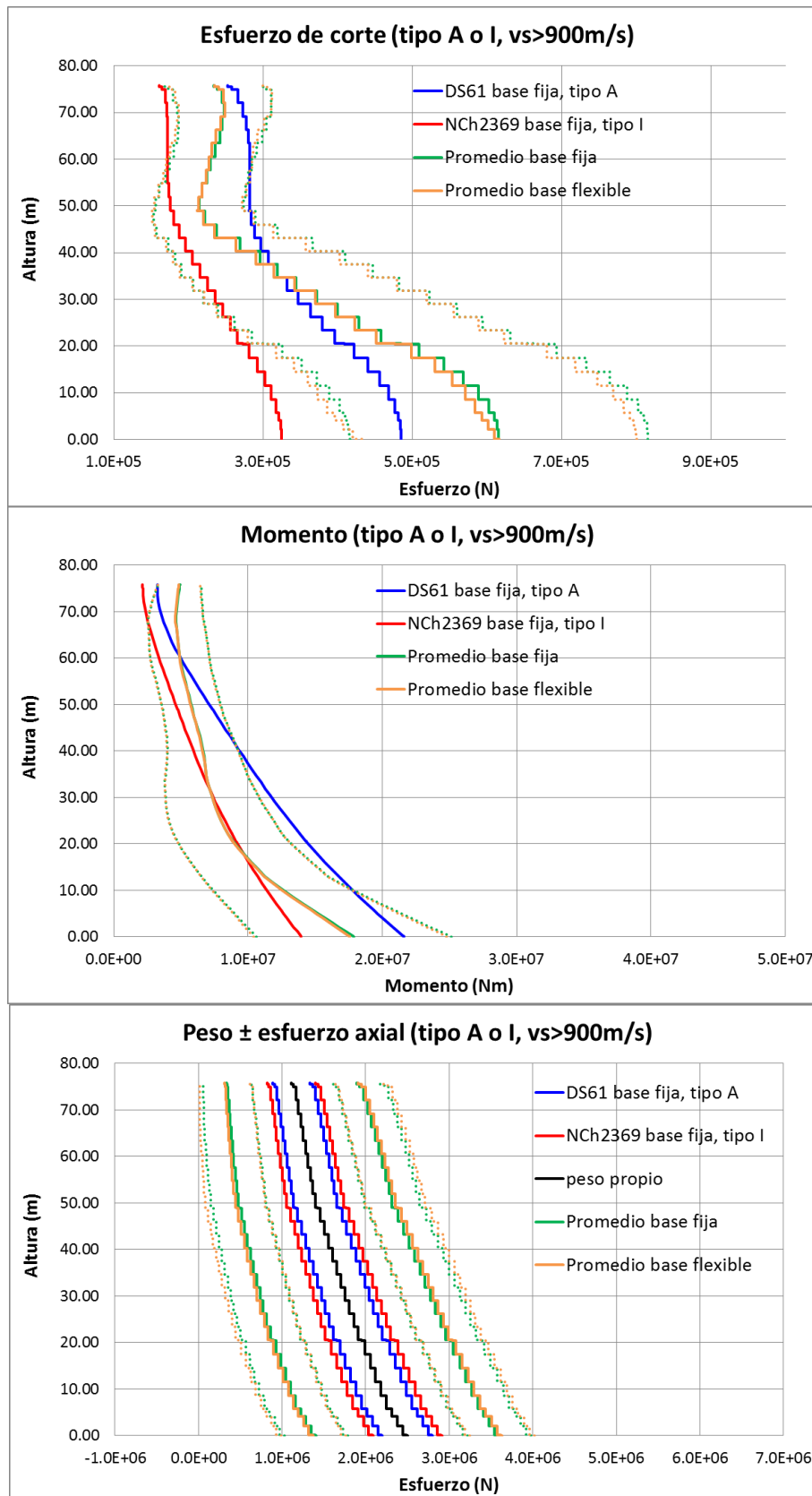


Figura IV.29: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, base fija/flexible

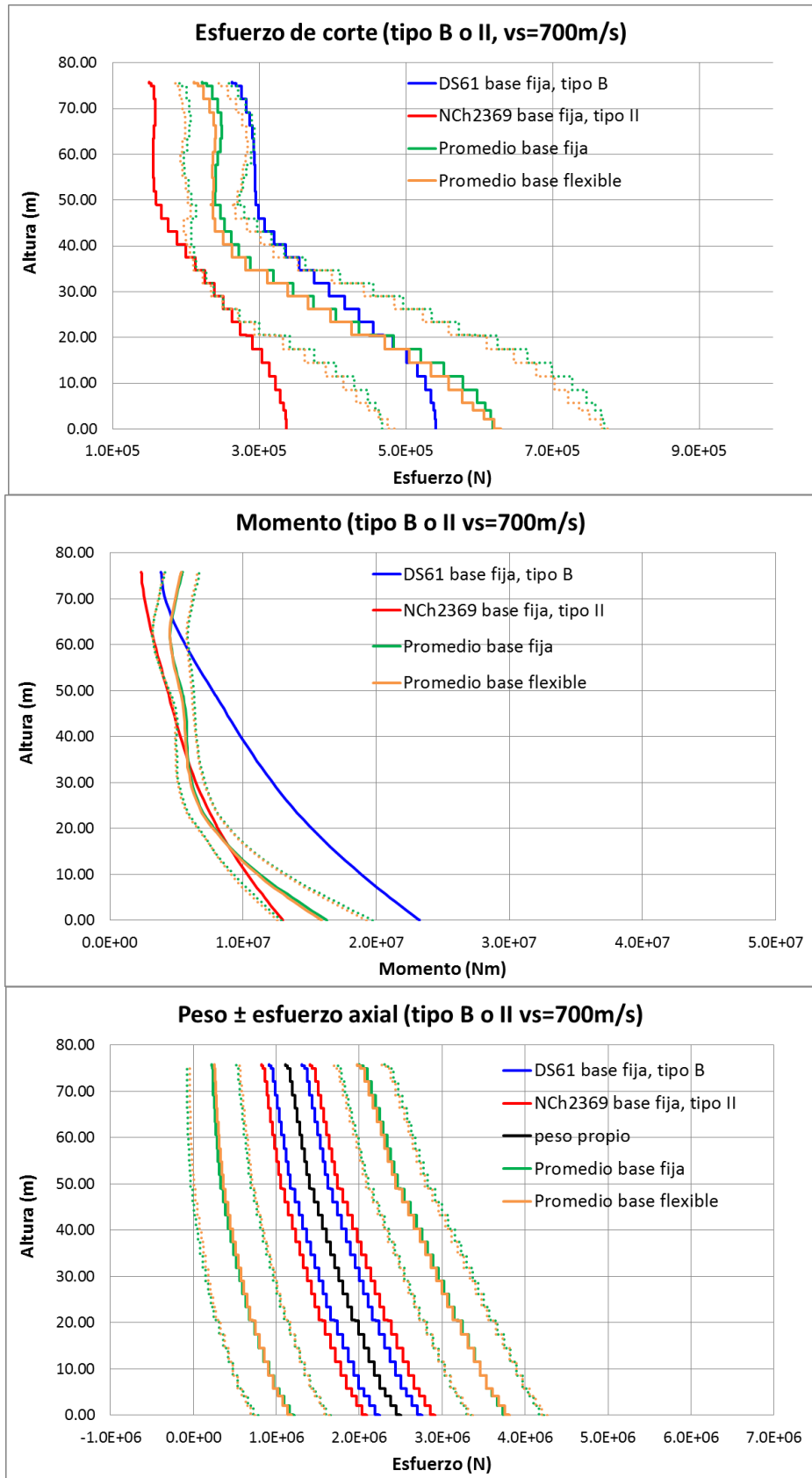


Figura IV.30: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, base fija/flexible

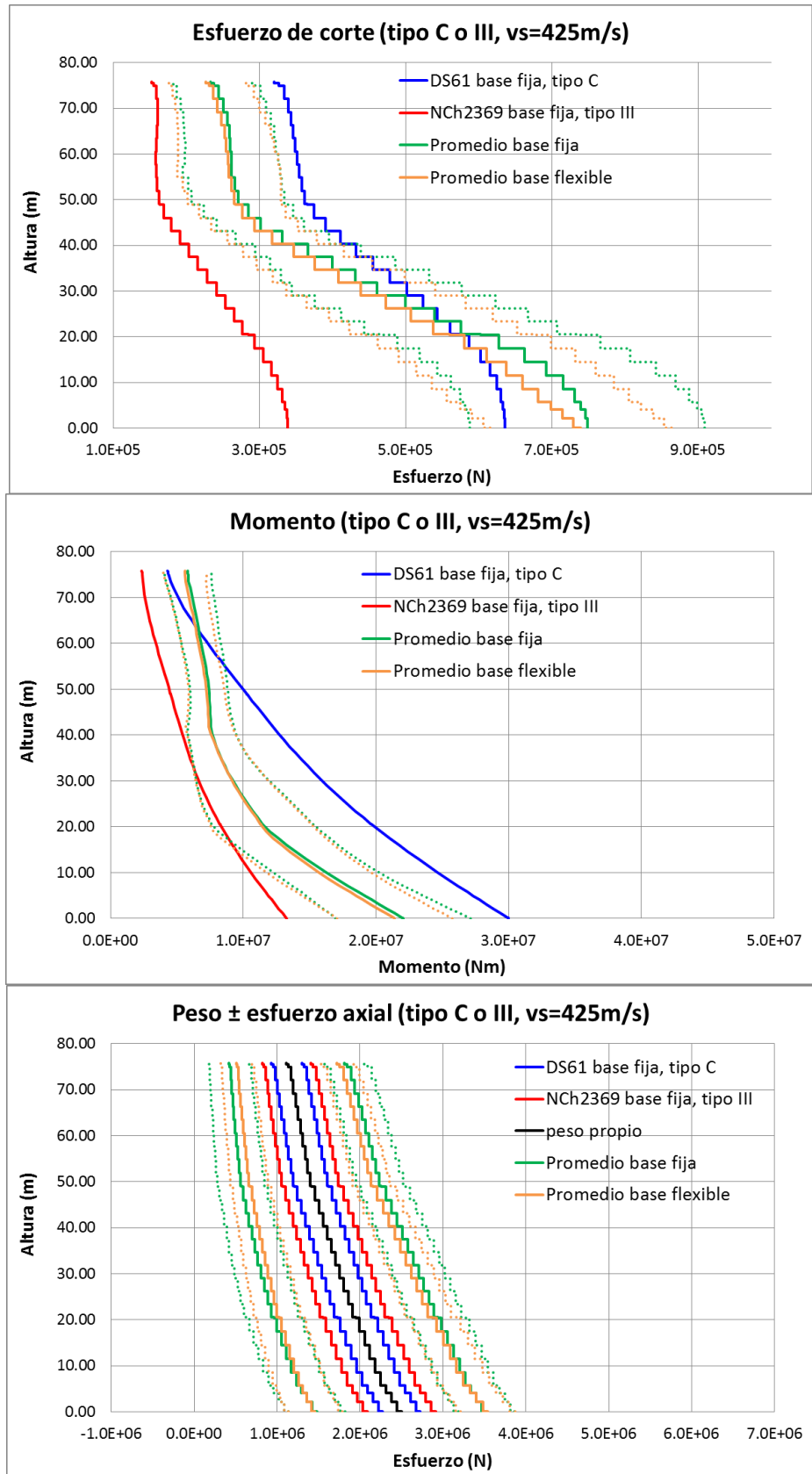


Figura IV.31: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, base fija/flexible

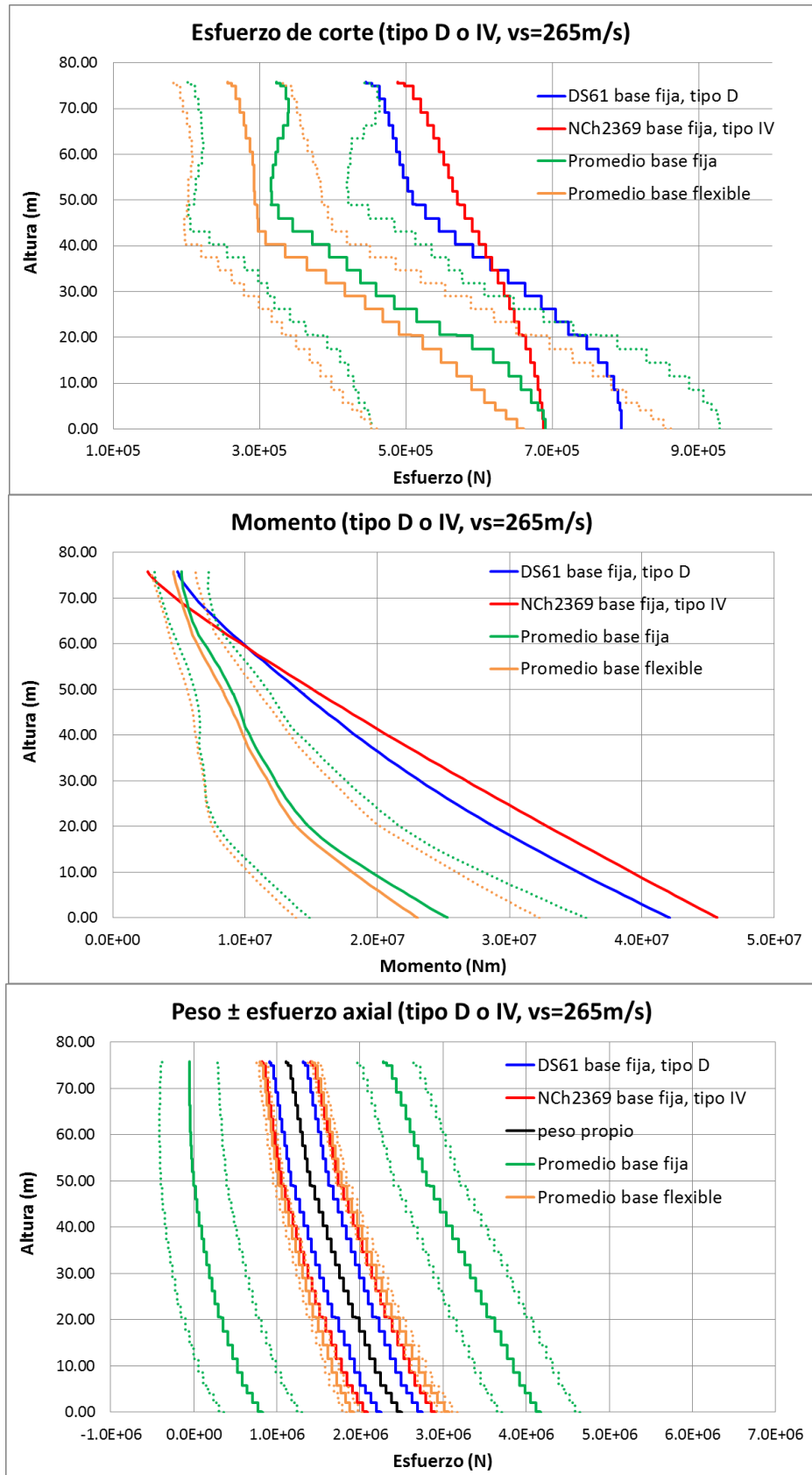


Figura IV.32: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, base fija/flexible

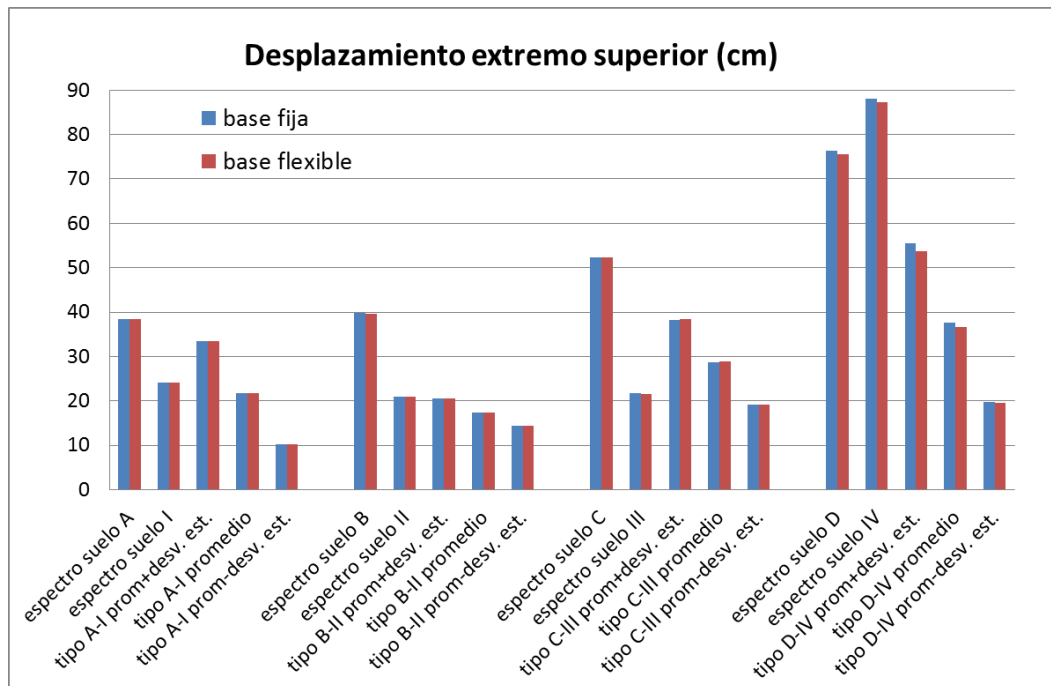


Figura IV.33: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, base fija/flexible

Se observa que en los suelos rígidos la variación de esfuerzos en la torre es pequeña al incorporar los efectos de interacción. En los suelos más flexibles, sin embargo, se aprecian ciertas reducciones de esfuerzos. Los suelos tipo D-IV son los que presentan una mayor variación, en especial en los esfuerzos axiales donde se observa una reducción significativa debida principalmente al amortiguamiento por radiación que tiene lugar en la dirección vertical.

De manera análoga los desplazamientos del extremo superior no se ven afectados apenas por la incorporación de los efectos de interacción en suelos rígidos, aunque en suelos más blandos se observa una pequeña reducción. Esta reducción se explica en base al aporte de amortiguamiento debido al terreno.

A continuación se ha comparado el incremento de presiones en el terreno y la reducción del factor de seguridad a vuelco entre las siguientes situaciones:

- base fija sin componente vertical.
- base flexible con componente vertical.



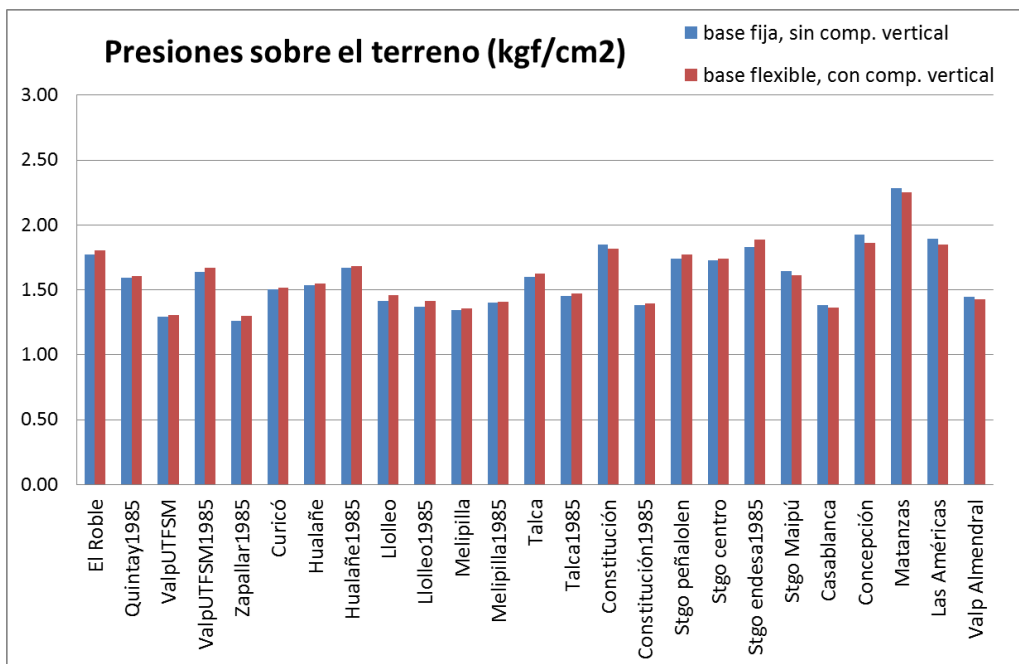


Figura IV.34: Comparativa de presiones sobre el terreno, base fija sin comp. vertical / base flexible con comp. vertical

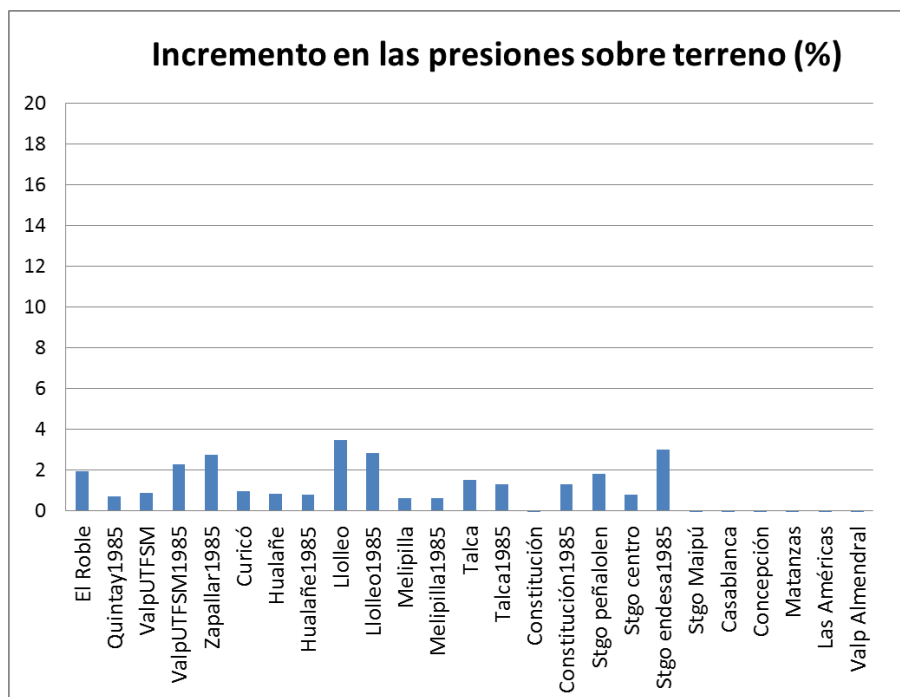


Figura IV.35: Incremento en las presiones sobre el terreno al incorporar la flexibilidad y la componente vertical

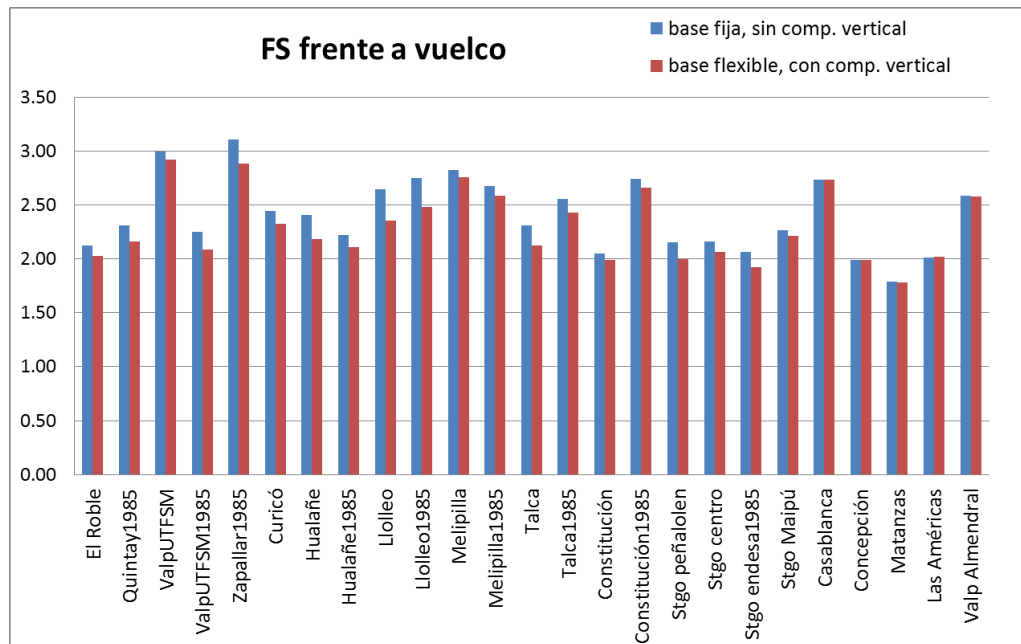


Figura IV.36: Comparativa del FS frente a vuelco, base fija sin comp. vertical / base flexible con comp. vertical

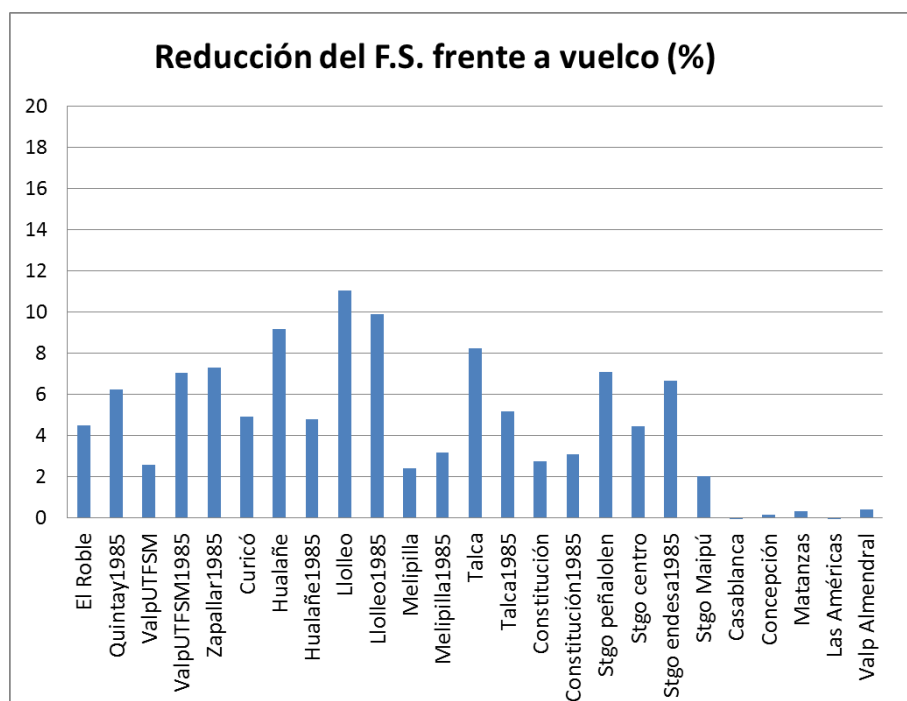


Figura IV.37: Reducción del FS frente a vuelco al incorporar la flexibilidad y la componente vertical

A partir de los gráficos se observan las siguientes tendencias:

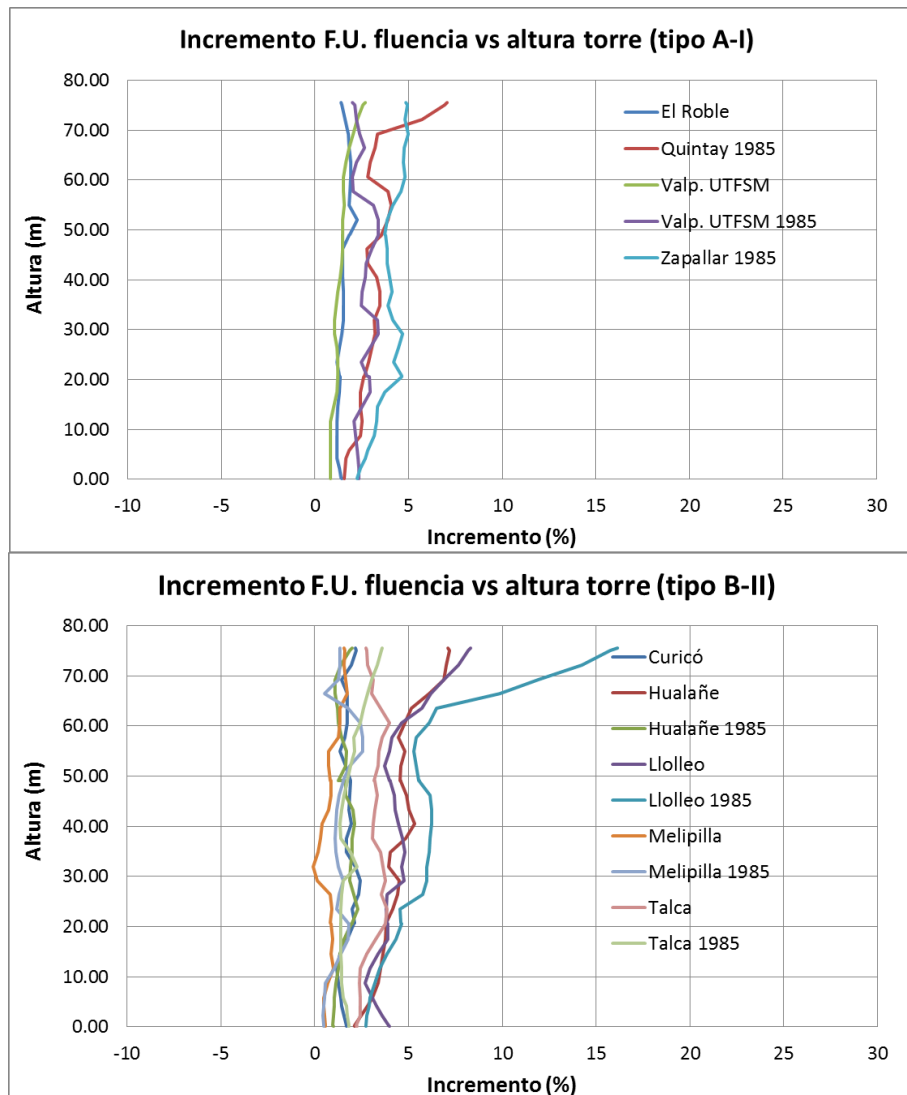
- Los incrementos en las presiones sobre el terreno son más bajos a los encontrados con base fija. La diferencia es más notable para terrenos blandos, en especial para suelos

tipo D-IV donde se observan decrementos en ciertos registros. El máximo incremento es del 19% con base fija; sin embargo, con base flexible, el máximo incremento es de 3.5%.

- De manera análoga las reducciones en el F.S. frente a vuelco son más bajas a las encontradas con base fija, y las diferencias más importantes tienen lugar en suelos blandos.
- Estos resultados son consecuencia de la reducción de esfuerzos que tiene lugar al incorporar los efectos de interacción y que se acentúa en terrenos más blandos.

Finalmente, se comparan los resultados en la verificación a fluencia y en la verificación a pandeo para las siguientes situaciones: base fija sin componente vertical y base flexible con componente vertical.

Los siguientes gráficos muestran el incremento del factor de utilización a fluencia en función de la altura de la torre.



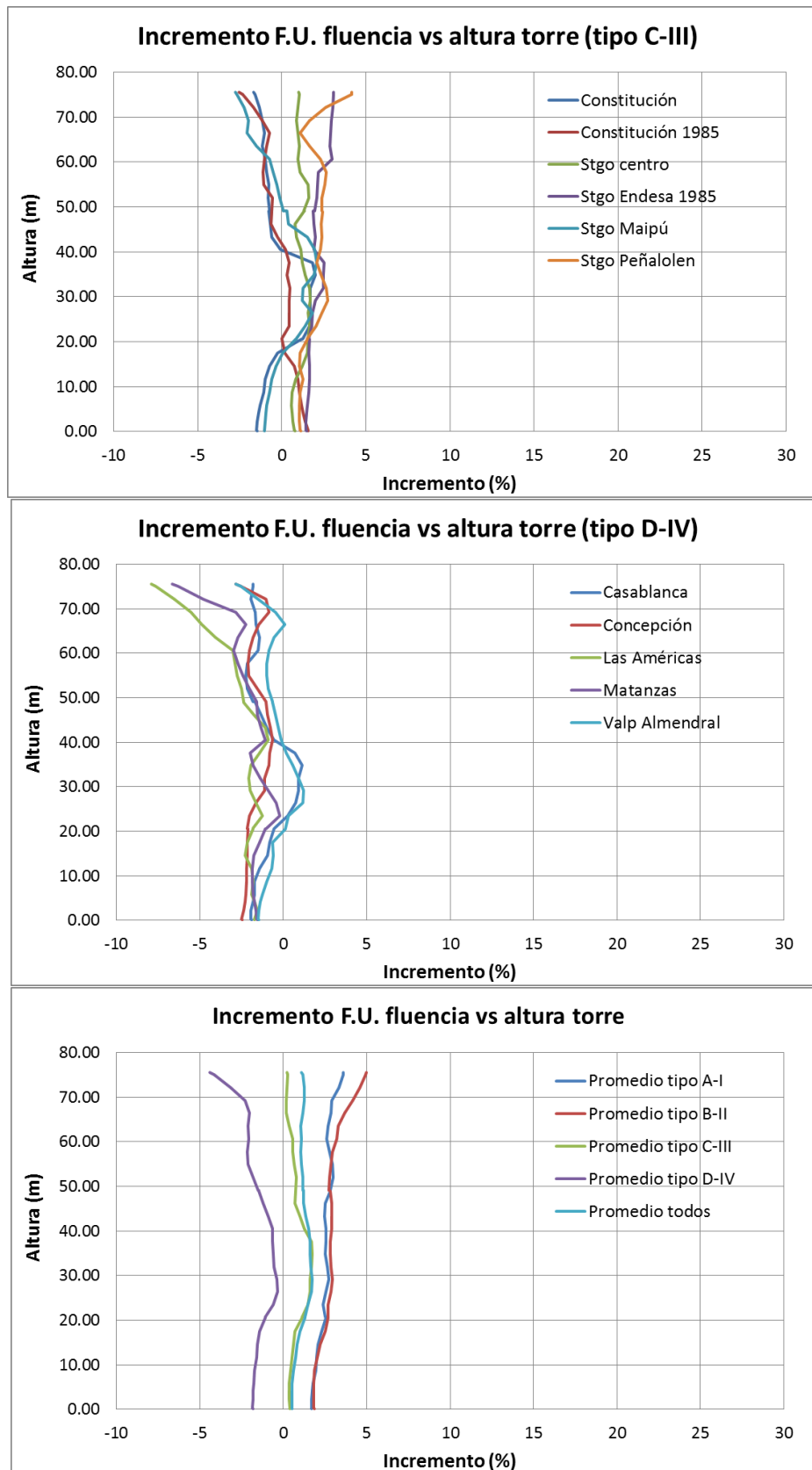
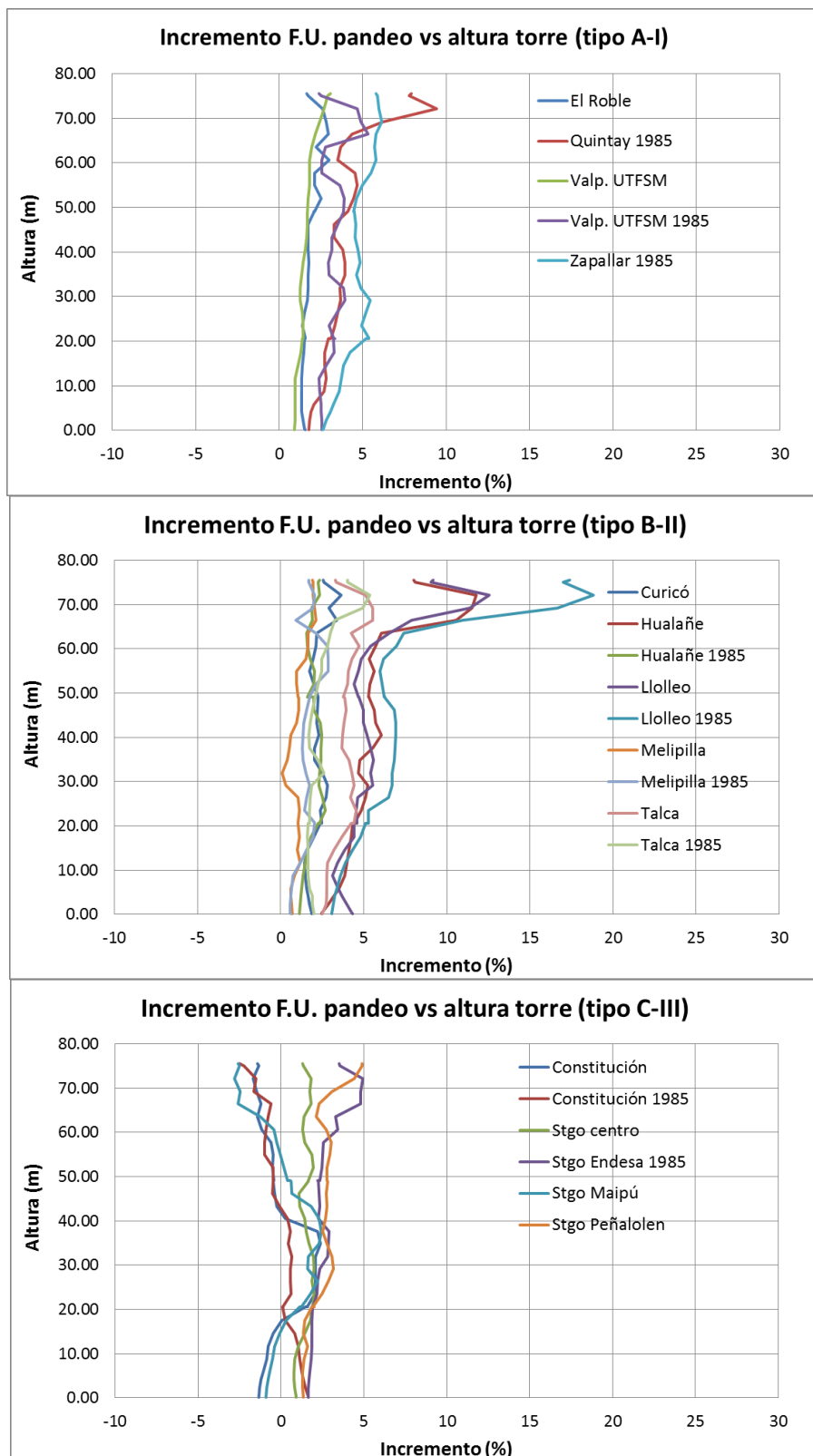


Figura IV.38: Incremento del F.U. a fluencia al incorporar la flexibilidad y la componente vertical

De manera análoga se obtiene los gráficos que representan el incremento en el factor de utilización a pandeo frente la altura de la torre.



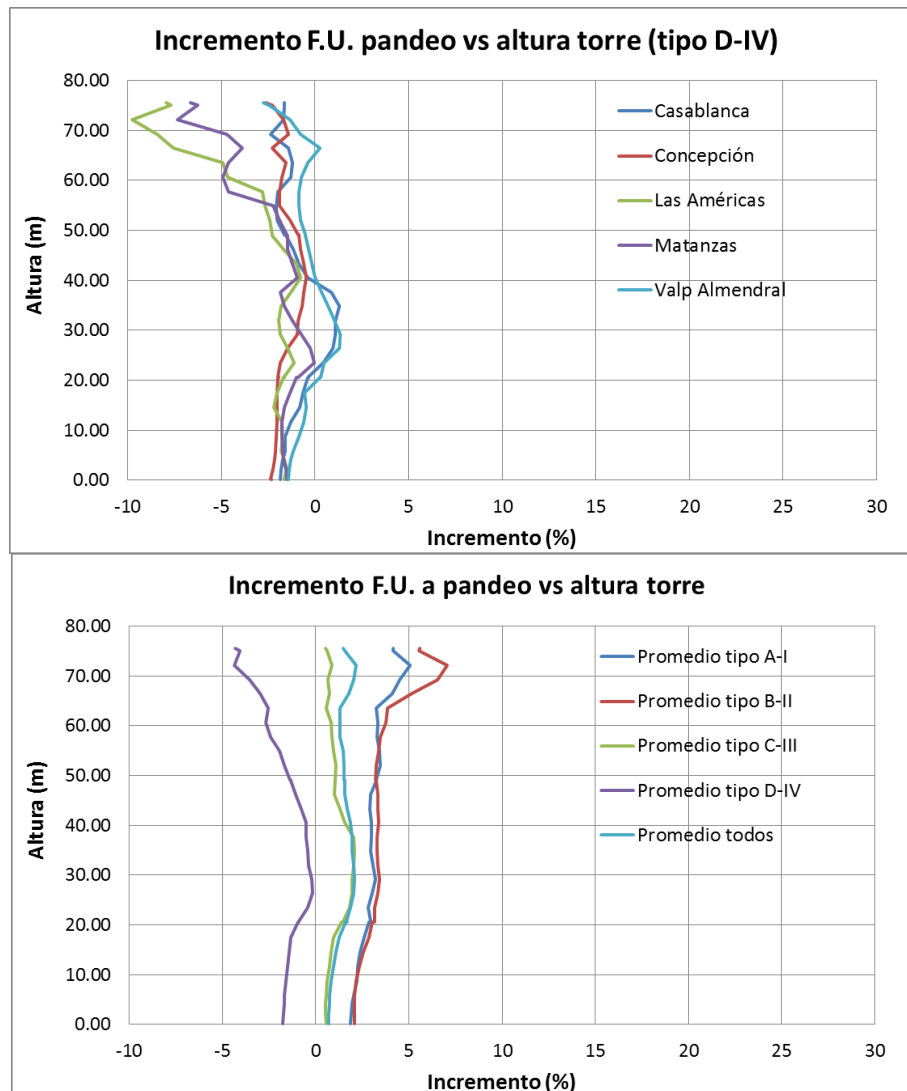


Figura IV.39: Incremento del F.U. a pandeo al incorporar la flexibilidad y la componente vertical

A partir de estos gráficos se observan las siguientes tendencias:

- Los efectos de interacción reducen los esfuerzos en la torre de manera que los incrementos tanto a fluencia como a pandeo se reducen considerablemente con respecto al caso de base fija.
- En los suelos blandos, en especial suelo tipo D-IV, los efectos de interacción son más notables. Concretamente en suelos tipo D-IV es más desfavorable la situación con base fija sin componente vertical que con base flexible y componente vertical.
- Los incrementos en los factores de utilización son modestos en general.

De los análisis realizados en este capítulo se desprenden las siguientes conclusiones:

- En general los esfuerzos entregados por la normativa NCh2369 (asociada a este tipo de estructura) se encuentran por debajo de los promedios obtenidos para suelos tipo: I-A, II-B y III-C, siendo el suelo tipo III-C el que presenta una mayor discrepancia con la norma. En este sentido el DS61 parece entregar resultados más acordes a los promedios encontrados.
- Tanto la norma NCh2369 como el DS61 no entregan espectros que representen apropiadamente los esfuerzos axiales derivados de la componente vertical.
- En general los esfuerzos en la torre se ven reducidos ligeramente por la incorporación de los efectos de interacción. En terrenos más blandos las reducciones son mayores, si bien es cierto que dichas variaciones son pequeñas, salvo en el caso de los esfuerzos axiales en terrenos que clasifican como tipo D o IV.
- Los esfuerzos de corte y momentos flectores obtenidos de los análisis que no consideran la componente vertical son muy similares a los que se obtienen considerando dicha componente. Sin embargo, los esfuerzos axiales sí se ven incrementados al incorporar la aceleración vertical.
- En este caso la inclusión de la componente vertical no tiene un gran impacto en términos de los factores de utilización a fluencia y pandeo en este modelo de torre. Tampoco se ha detectado una influencia significativa en las presiones transmitidas por la fundación o el factor de seguridad frente a vuelco para este diseño de fundación.

## V. AMPLIACIÓN DE RESULTADOS, TURBINA 120M

Para poder evaluar posibles tendencias en los resultados obtenidos anteriormente se ha considerado otro modelo de turbina eólica. Se ha escogido una turbina de mayor tamaño siguiendo la tendencia actual de mercado en la que se identifica un crecimiento en las dimensiones y potencia de las turbinas. En el apartado V.1 se explica la modelación de la turbina.

### V.1. Modelo de la turbina

Este modelo de turbina posee un rotor similar al anterior modelo con un diámetro de 97m y una potencia de 2MW. La torre, sin embargo, tiene una altura considerablemente mayor, de unos 120m aproximadamente.

Al igual que en el caso anterior se trata de una torre de acero formada por 5 secciones unidas entre sí mediante bridas con pernos postensados. Las tres secciones inferiores están formadas por virolas tubulares cilíndricas, mientras que las dos secciones superiores están formadas por virolas tronco-cónicas.

Se ha generado un modelo análogo al anterior en SAP2000. En este caso se han utilizado 54 elementos tipo “frame” para formar la torre. La modelación de la masa de la torre, el rotor y la nacelle es equivalente a la adoptada en el modelo anterior.

Al igual que en el caso anterior se han generado dos modelos: uno en base fija y otro con base flexible incorporando los resortes a través de la misma metodología que en el apartado III.

Se ha asumido una fundación “estándar” circular con las siguientes dimensiones de acuerdo a la figura:

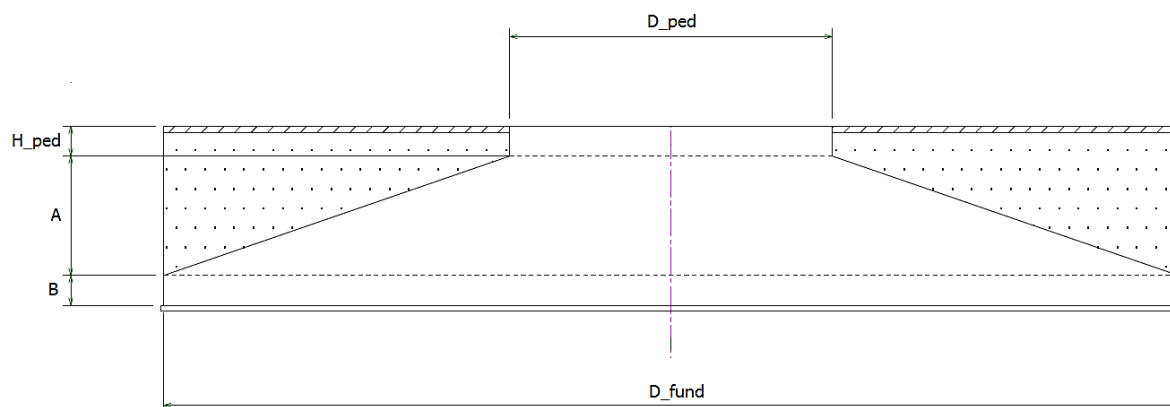


Figura V.1: Dimensiones de la fundación

- Diámetro: 21m ( $D_{fund}$ )
- Diámetro del pedestal: 5.5m ( $D_{ped}$ )



- Canto máximo: 3m (A+B)
- Canto mínimo : 0.5m (B)
- Altura del pedestal: 0.5m (H\_ped)
- Cota de apoyo: 3.5m (A+B+H\_ped)

## V.2. Parámetros modales

Se ha repetido el mismo análisis modal que en el caso anterior y se han considerado los mismos tipos de suelos homogéneos con las mismas características que se resumen en la Tabla III.1.

Inicialmente se calculan los modos fundamentales en base fija (nodo inferior empotrado). La siguiente tabla muestra la información modal de los 15 primeros modos.

Tabla V.1: Parámetros modales en base fija

Periodo (Seg)	Porcentaje de la masa modal efectiva					
	UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ
<b>4.553</b>	0.000	0.510	0.000	0.000	0.510	0.000
<b>4.540</b>	0.520	0.000	0.000	0.520	0.510	4.540
<b>0.830</b>	0.000	0.160	0.000	0.520	0.670	0.830
<b>0.792</b>	0.170	0.000	0.002	0.690	0.670	0.792
<b>0.674</b>	0.000	0.000	0.000	0.690	0.670	0.674
<b>0.378</b>	0.000	0.075	0.000	0.690	0.750	0.378
<b>0.339</b>	0.073	0.000	0.008	0.760	0.750	0.339
<b>0.201</b>	0.000	0.064	0.000	0.760	0.810	0.201
<b>0.193</b>	0.056	0.000	0.010	0.810	0.810	0.193
<b>0.118</b>	0.005	0.000	0.560	0.820	0.810	0.118
4.540	0.520	0.000	0.000	0.520	0.510	4.540
0.830	0.000	0.160	0.000	0.520	0.670	0.830
0.792	0.170	0.000	0.002	0.690	0.670	0.792
0.674	0.000	0.000	0.000	0.690	0.670	0.674
0.378	0.000	0.075	0.000	0.690	0.750	0.378

Los 10 primeros modos de vibración se describen a continuación:

- T1=4.55 seg. Modo de “rocking” u oscilante en la dirección perpendicular a la dirección de incidencia del viento (“side to side”).
- T2=4.54 seg. Modo de “rocking” u oscilante en la misma dirección de incidencia del viento (“fore aft”).
- T3=0.83 seg. Segundo Modo de “rocking” (“side to side”).
- T4=0.79 seg. Segundo Modo de “rocking” (“fore aft”).
- T5=0.67 seg. Modo torsional.

- $T_6=0.38$  seg. Tercer Modo de “rocking” (“side to side”).
- $T_7=0.34$  seg. Tercer Modo de “rocking” (“fore aft”).
- $T_8=0.20$  seg. Cuarto Modo de “rocking” (“side to side”).
- $T_9=0.19$  seg. Cuarto Modo de “rocking” (“fore aft”).
- $T_{10}=0.12$  seg. Modo vertical.

A continuación se incorpora la masa e inercia de la fundación, así como los resortes. En los resultados se observan diferencias pequeñas en los modos fundamentales, siendo las más notables las que ocurren en terrenos con menor velocidad de corte. Los incrementos máximos del periodo de vibración son del orden del 0.5%, salvo en el 10º modo (modo vertical) en el que se alcanza un incremento del 17%. La siguiente gráfica muestra la variación del período en los dos primeros modos propios de la estructura.

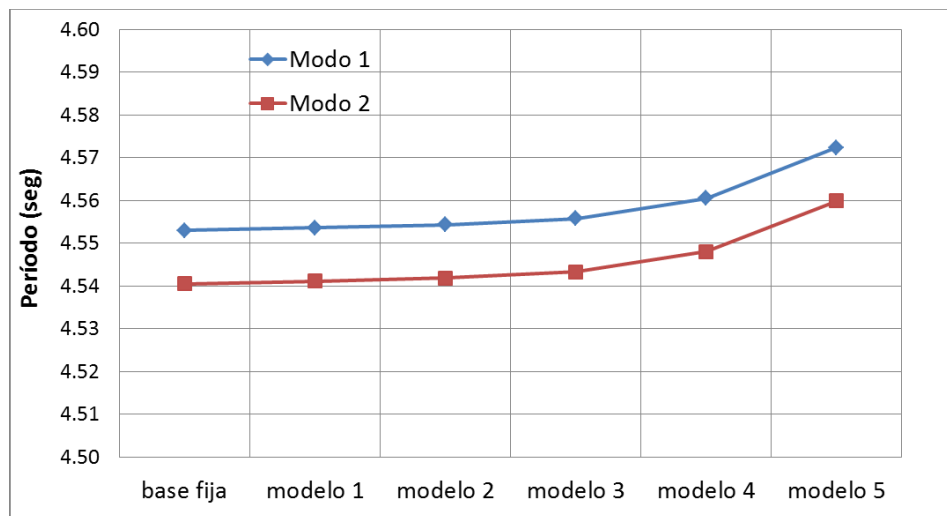


Figura V.2: Variación del período fundamental, modos: 1 y 2

Y la gráfica siguiente presenta la variación para los modos siguientes:

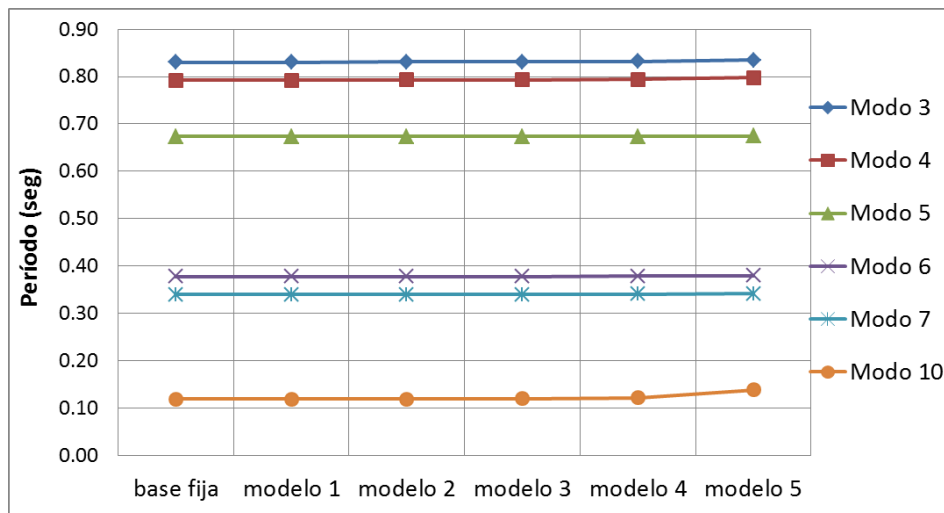


Figura V.3: Variación del período fundamental, modos: 3 al 7 y 10

De la misma que para la turbina de menor tamaño se observa que los periodos fundamentales apenas cambian al incorporar la flexibilidad en la interacción.

## V.2. Análisis sísmico

Una vez generado el modelo para la turbina de mayor tamaño se ha procedido a realizar los mismos análisis sísmicos que se realizaron para la turbina anterior:

- Análisis modal espectral de acuerdo a NCh2369.
- Análisis modal espectral de acuerdo a DS61.
- Análisis tiempo historia en base a los 25 registros seleccionados.

Además, y de la misma forma que se hizo previamente, estos tres análisis se han realizado para cada una de las tres condiciones siguientes:

- Base fija con las dos componentes horizontales.
- Base fija con las tres componentes (dos horizontales y una vertical).
- Base flexible con las tres componentes (dos horizontales y una vertical).

En este caso el período fundamental es bastante elevado: 4.6 segundos aproximadamente. Dado que los instrumentos de medición comienzan a perder precisión en períodos grandes, el análisis podría dar lugar a resultados erróneos. Por este motivo, previamente a la realización del análisis, se han expandido los espectros de respuesta de los 25 registros (ver Anexo D) hasta un período de 6 segundos. De esta forma se ha comprobado visualmente que todos los registros presentan un comportamiento razonable en el rango de periodos altos.

Las siguientes figuras establecen una comparativa de los esfuerzos en la torre (corte, momento flector y esfuerzo axial) para ambas situaciones: con componente vertical y sin componente vertical. Para cada tipo de suelo se ha obtenido un promedio en base a todos los registros analizados. Las líneas punteadas indican el promedio  $\pm$  la desviación estándar, de tal forma que reflejan la dispersión de los resultados.

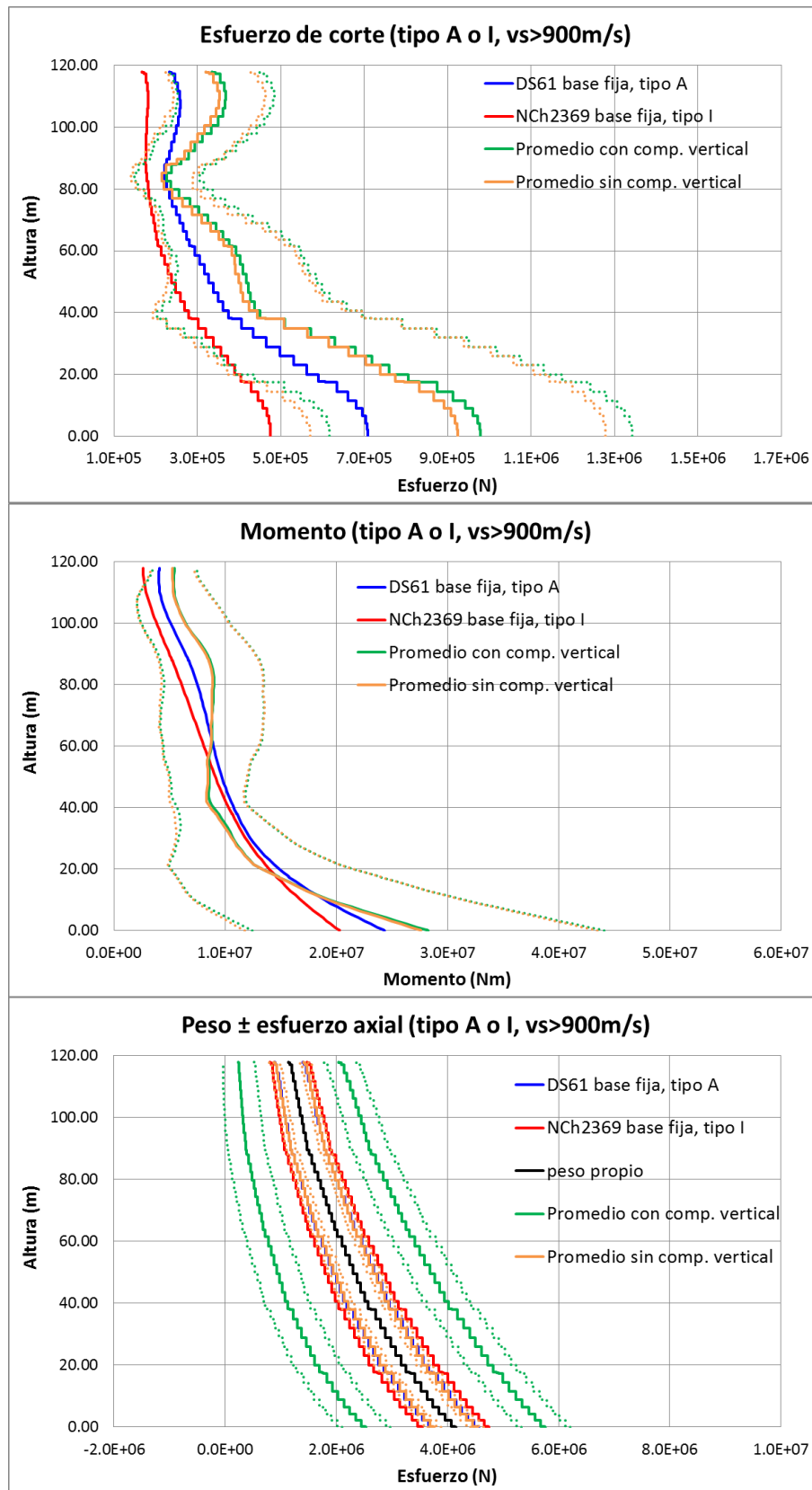


Figura V.4: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, sin/con componente vertical

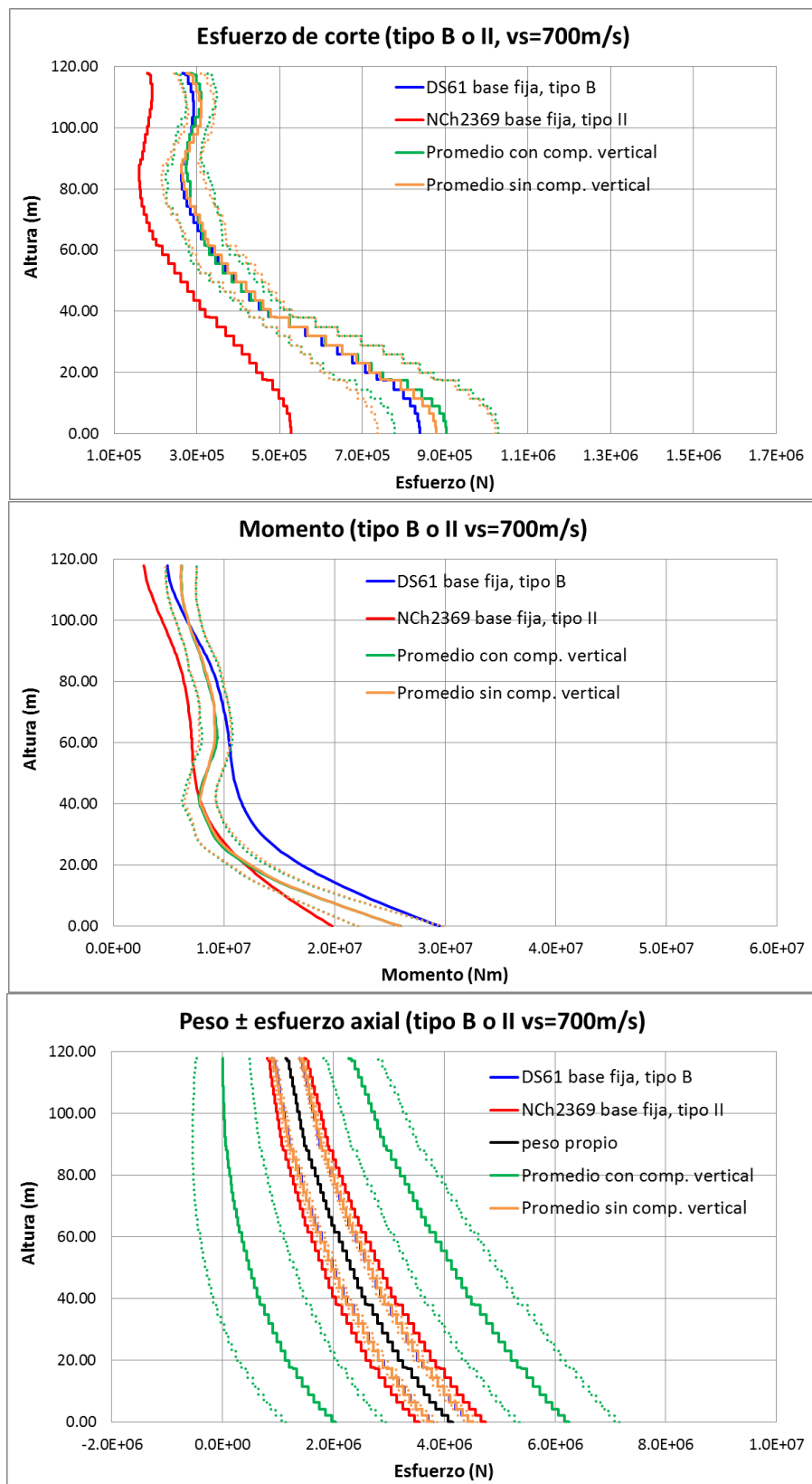


Figura V.5: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, sin/con componente vertical

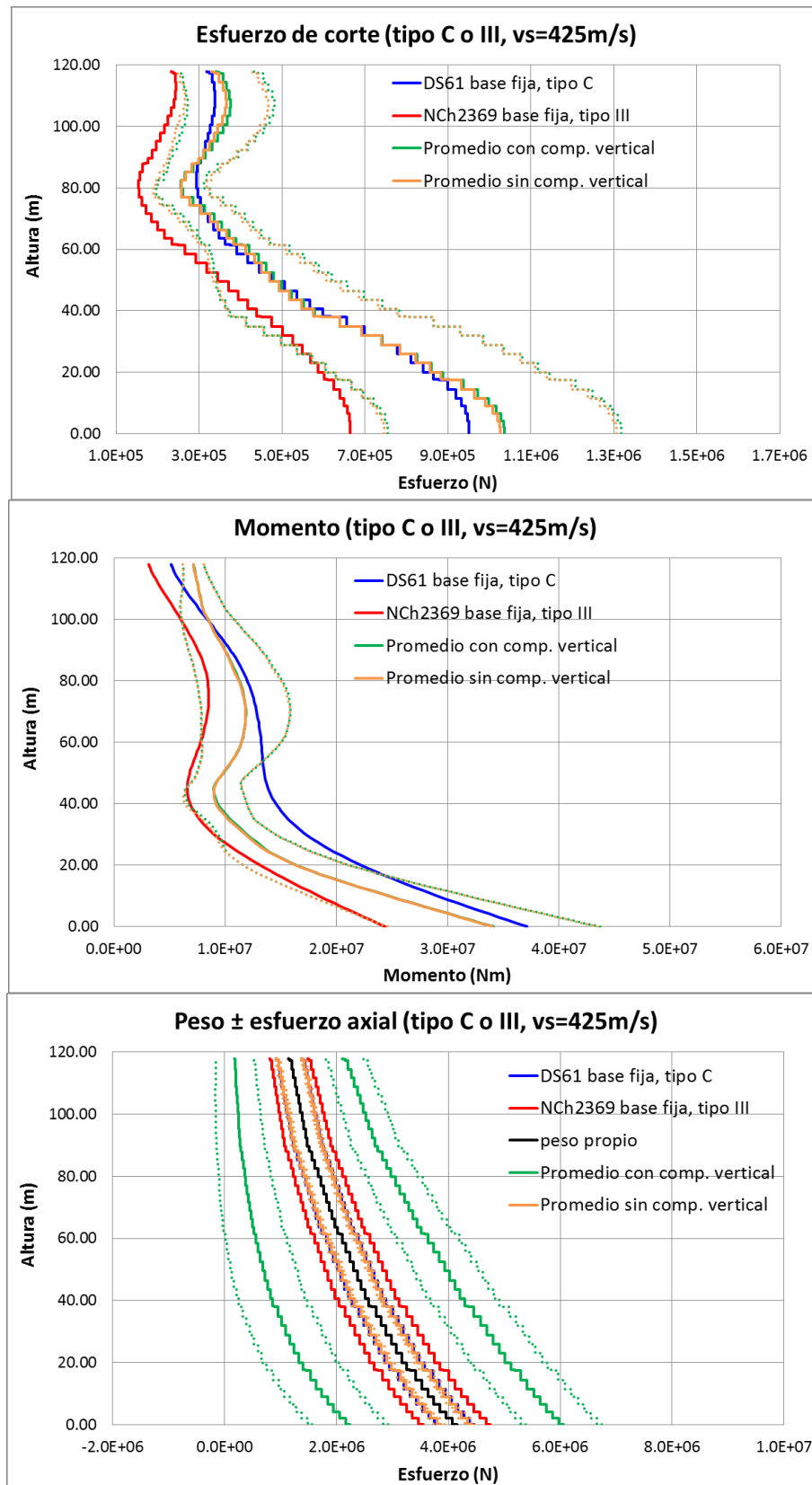


Figura V.6: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, sin/con componente vertical

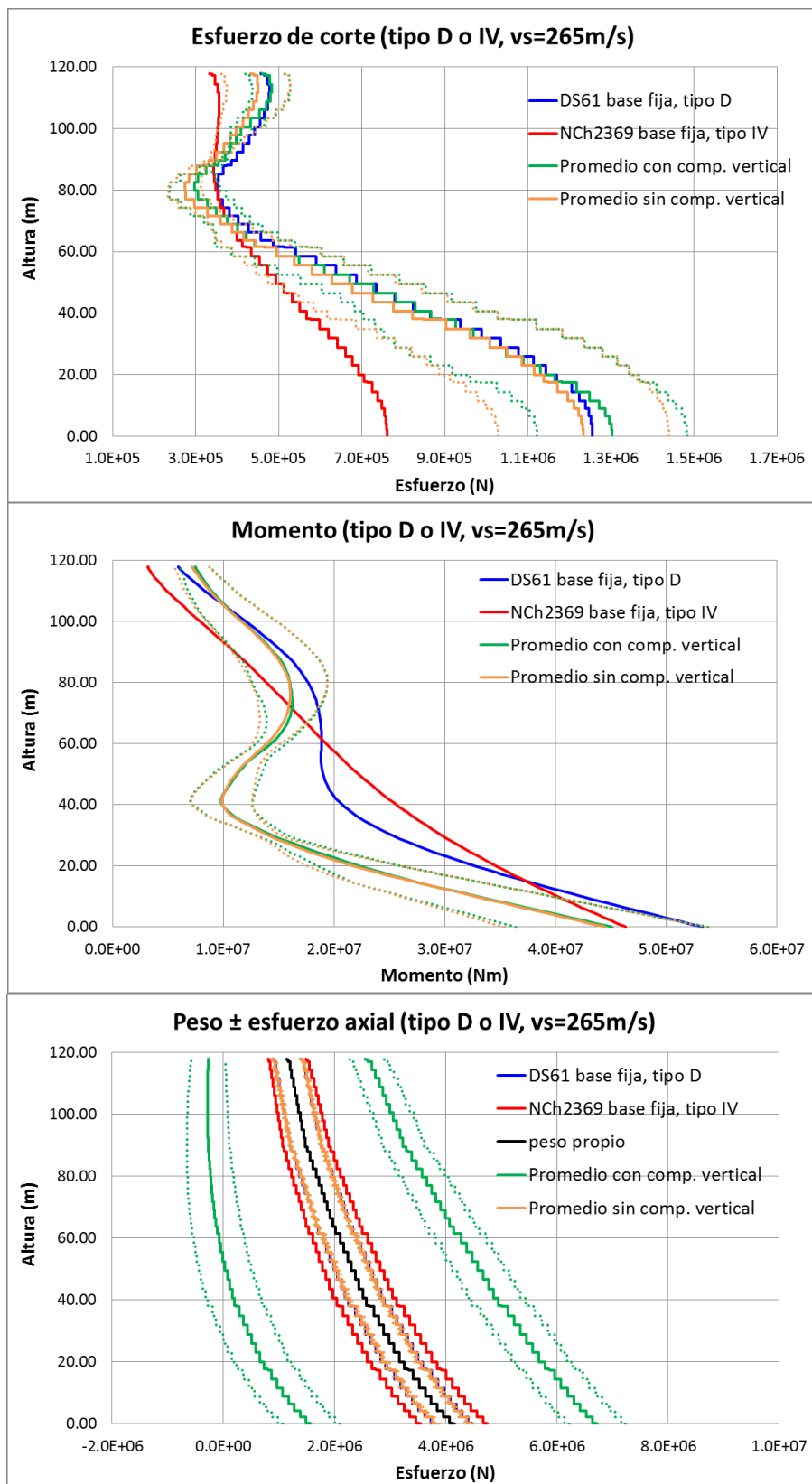


Figura V.7: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, sin/con componente vertical

Por otra parte, se han obtenido los máximos desplazamientos horizontales del extremo superior de la torre:

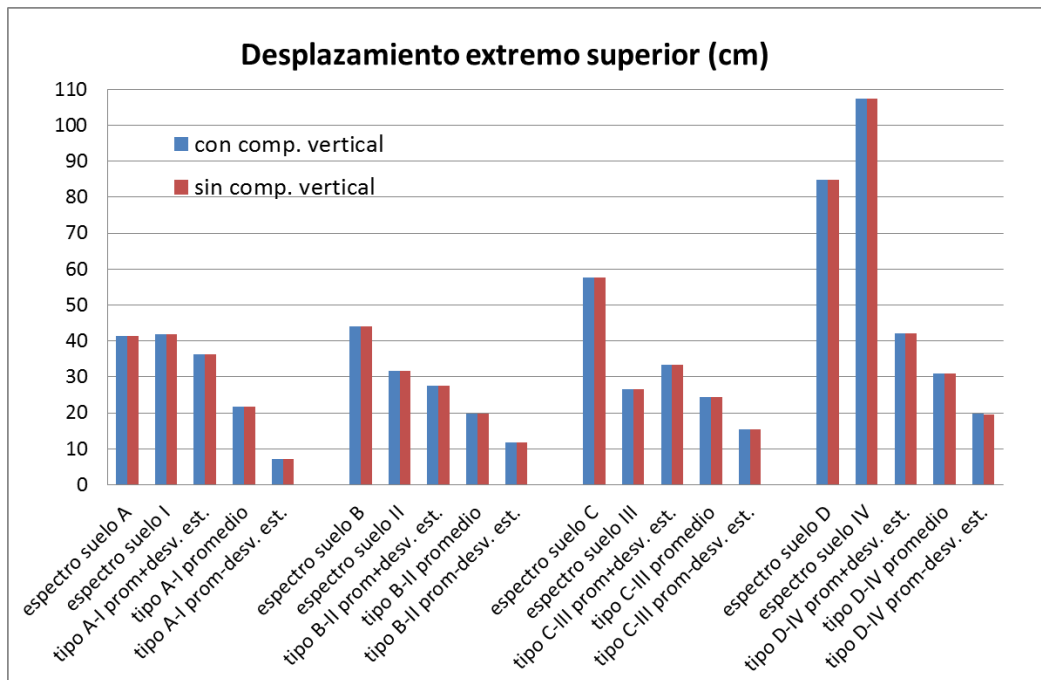


Figura V.8: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, sin/con componente vertical

A partir de estos gráficos se observan las siguientes tendencias:

- Los esfuerzos de corte y momentos flectores varían muy poco si se considera o no la componente vertical. Sin embargo, los esfuerzos axiales se ven incrementados de manera importante al añadir la contribución vertical.
- Los esfuerzos axiales obtenidos mediante el uso de la normativa son muy inferiores a los esfuerzos obtenidos si se considera la componente vertical.
- En general los esfuerzos de corte son superiores a los entregados por la norma NCh2369 y similares a los entregados por la norma DS61.
- Los momentos flectores son superiores a los entregados por la norma NCh2369 e inferiores a los entregados por la norma DS61, salvo para suelo tipo D.
- La componente vertical no tiene influencia alguna en el desplazamiento del horizontal del extremo superior.
- Los desplazamientos obtenidos según normativa entregan valores conservadores en todos los tipos de suelos.

A continuación se ha incorporado la interacción suelo-estructura a través del modelo de parámetros concentrados descrito en el apartado III.2.2, de la misma forma que se hizo para el modelo de turbina anterior.



La siguiente tabla muestra los valores de los parámetros utilizados en función del tipo de suelo.

Tabla V.2: Valores de resortes y amortiguadores adoptados

	Tipo A-I	Tipo B-II	Tipo C-III	Tipo D-IV
$V_{s30}$ (m/s)	1000	700	425	265
$K_x$ (N/m)	8.89E+10	4.36E+10	1.61E+10	6.25E+09
$K_z$ (N/m)	9.94E+10	4.82E+10	1.56E+10	5.31E+09
$K_\theta$ (Nm/rad)	7.91E+12	3.87E+12	1.42E+12	5.51E+11
$K_t$ (Nm/rad)	1.10E+13	5.34E+12	1.94E+12	7.40E+11
$C_x$ (N*seg/m)	5.42E+08	3.79E+08	2.30E+08	1.44E+08
$C_z$ (N*seg/m)	1.06E+09	7.12E+08	4.19E+08	2.54E+08
$C_\theta$ (N*seg*m)	1.15E+12	5.61E+11	2.06E+11	8.01E+10
$C_t$ (N*seg*m)	1.18E+11	5.73E+10	2.08E+10	8.39E+09

Se comparan los resultados obtenidos para el modelo que incorpora la interacción (base flexible) con el modelo de base fija. En ambos casos se ha tenido en cuenta la componente vertical del sismo.

Los siguientes gráficos muestran los esfuerzos promedio en función de la altura de la torre para ambos casos: base fija y base flexible. De manera análoga a la comparativa anterior, las líneas punteadas indican el promedio  $\pm$  la desviación estándar. Adicionalmente se muestra la comparativa para los desplazamientos horizontales máximos del extremo superior de la torre.

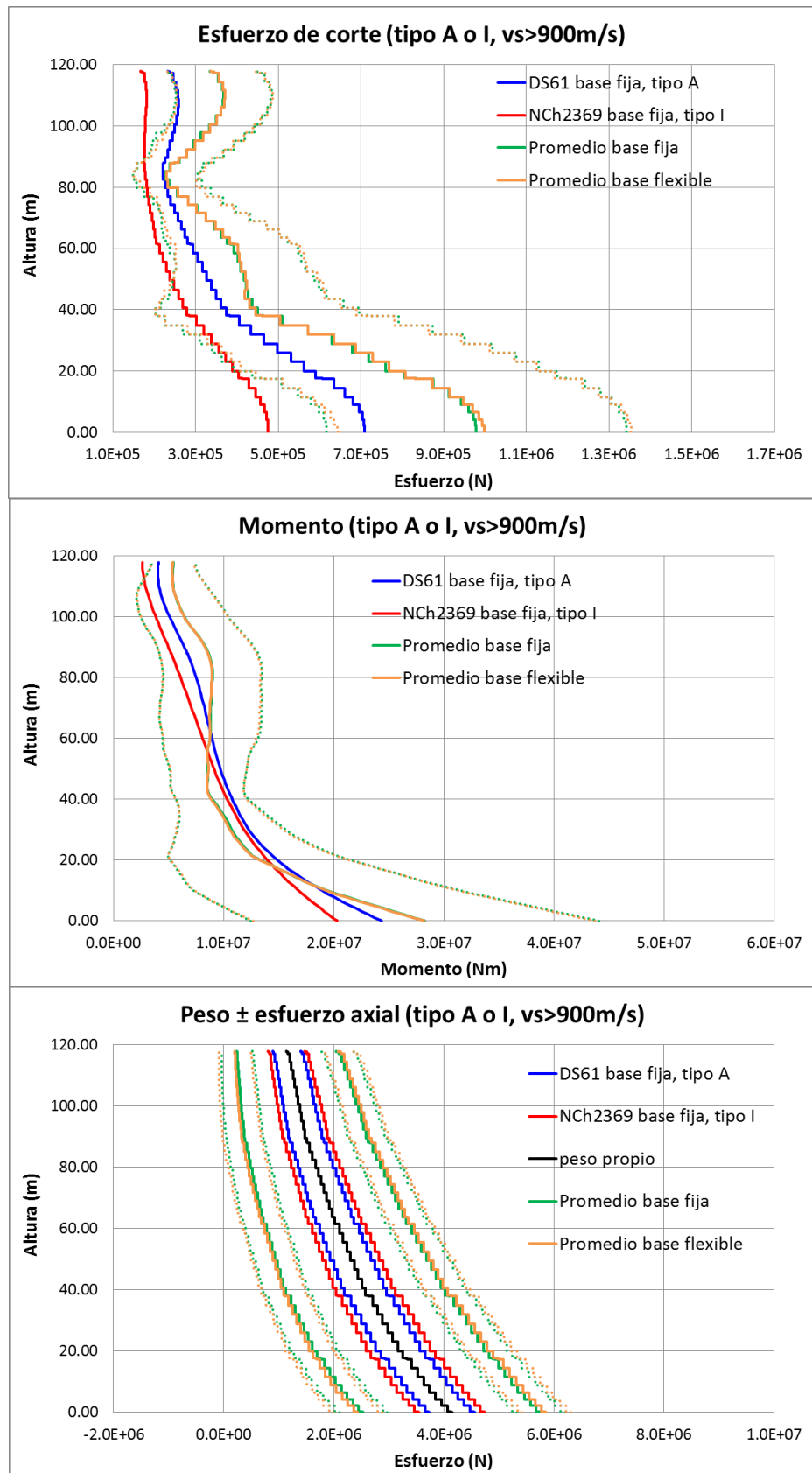


Figura V.9: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo A-I, base fija/flexible

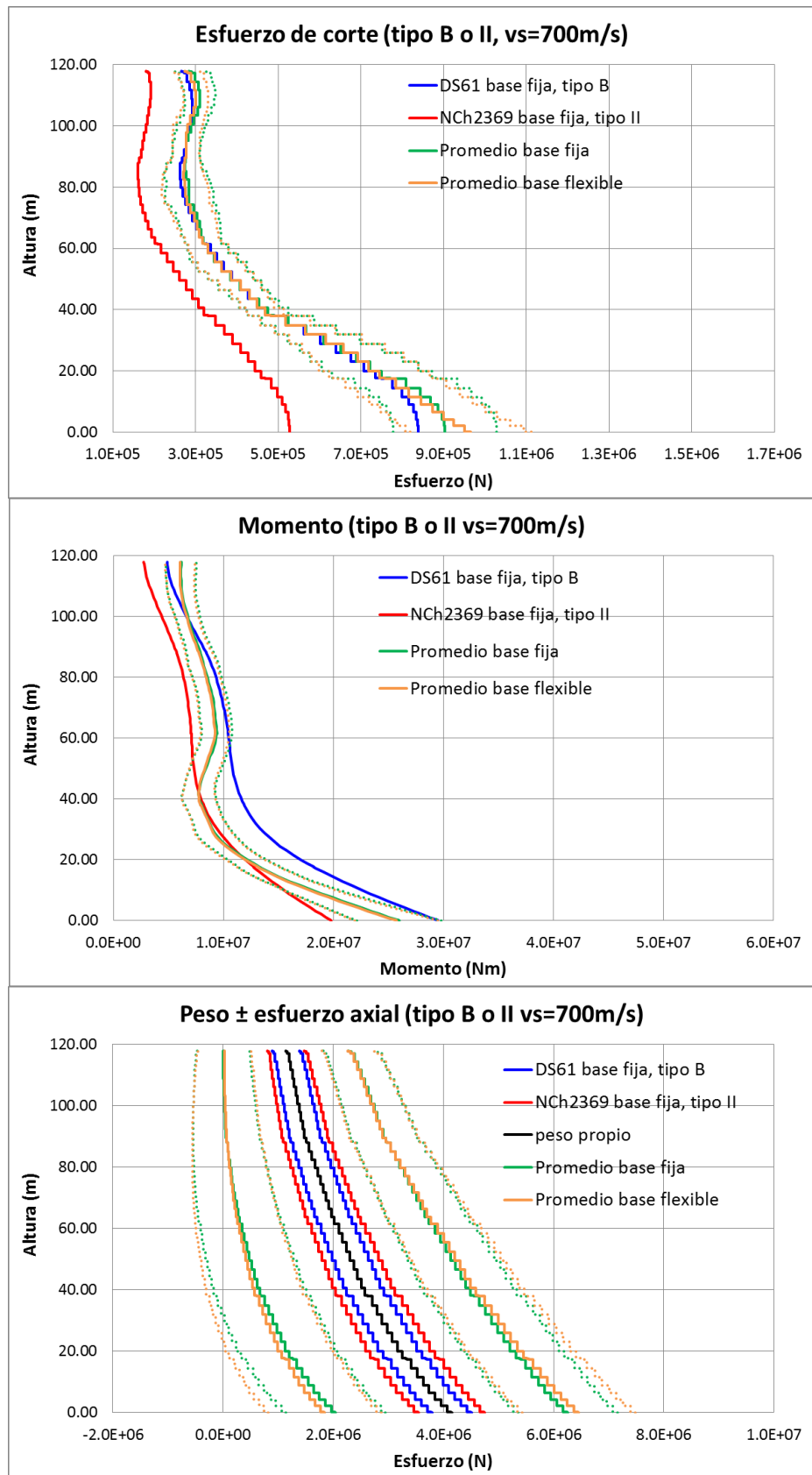


Figura V.10: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo B-II, base fija/flexible

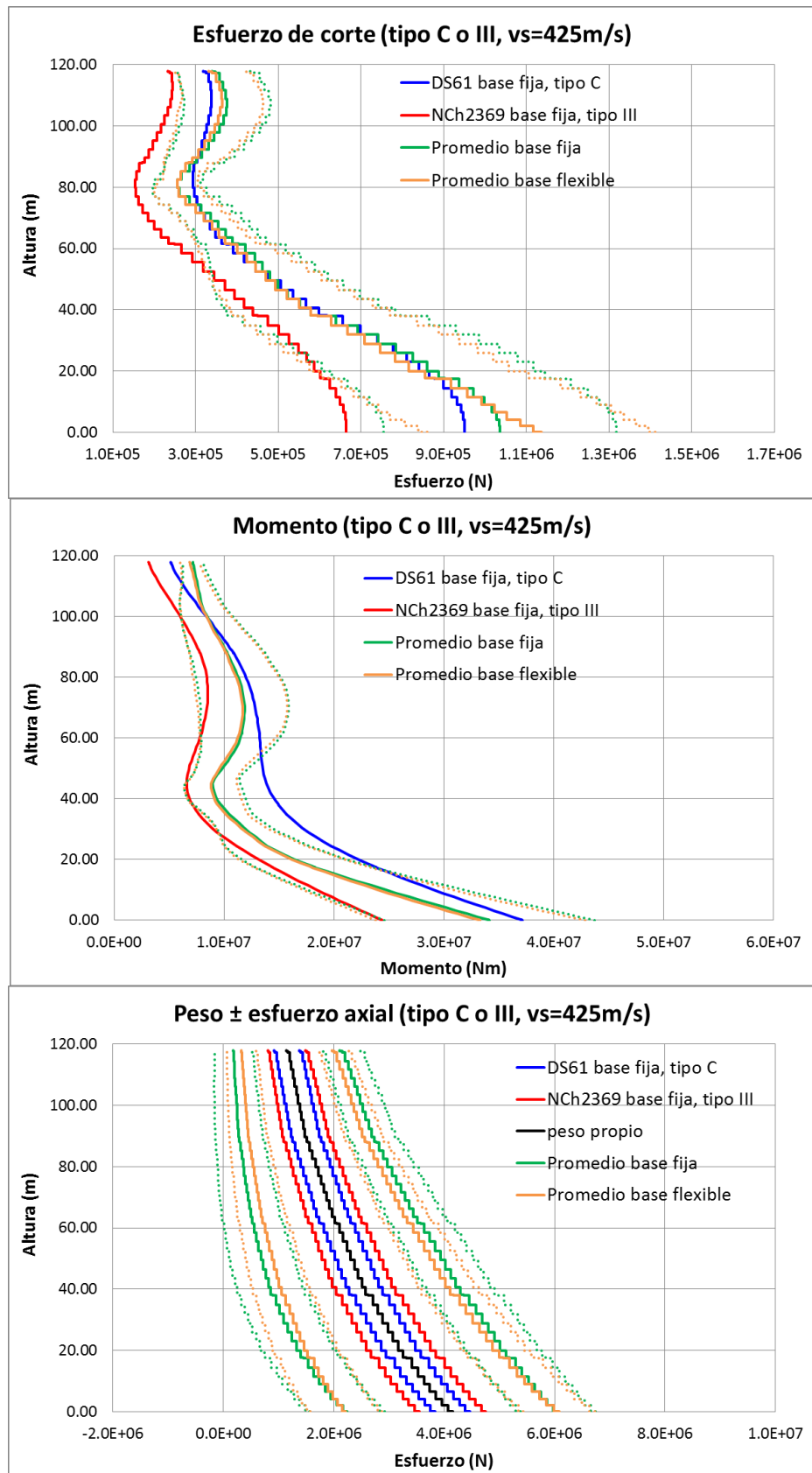


Figura V.11: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo C-III, base fija/flexible

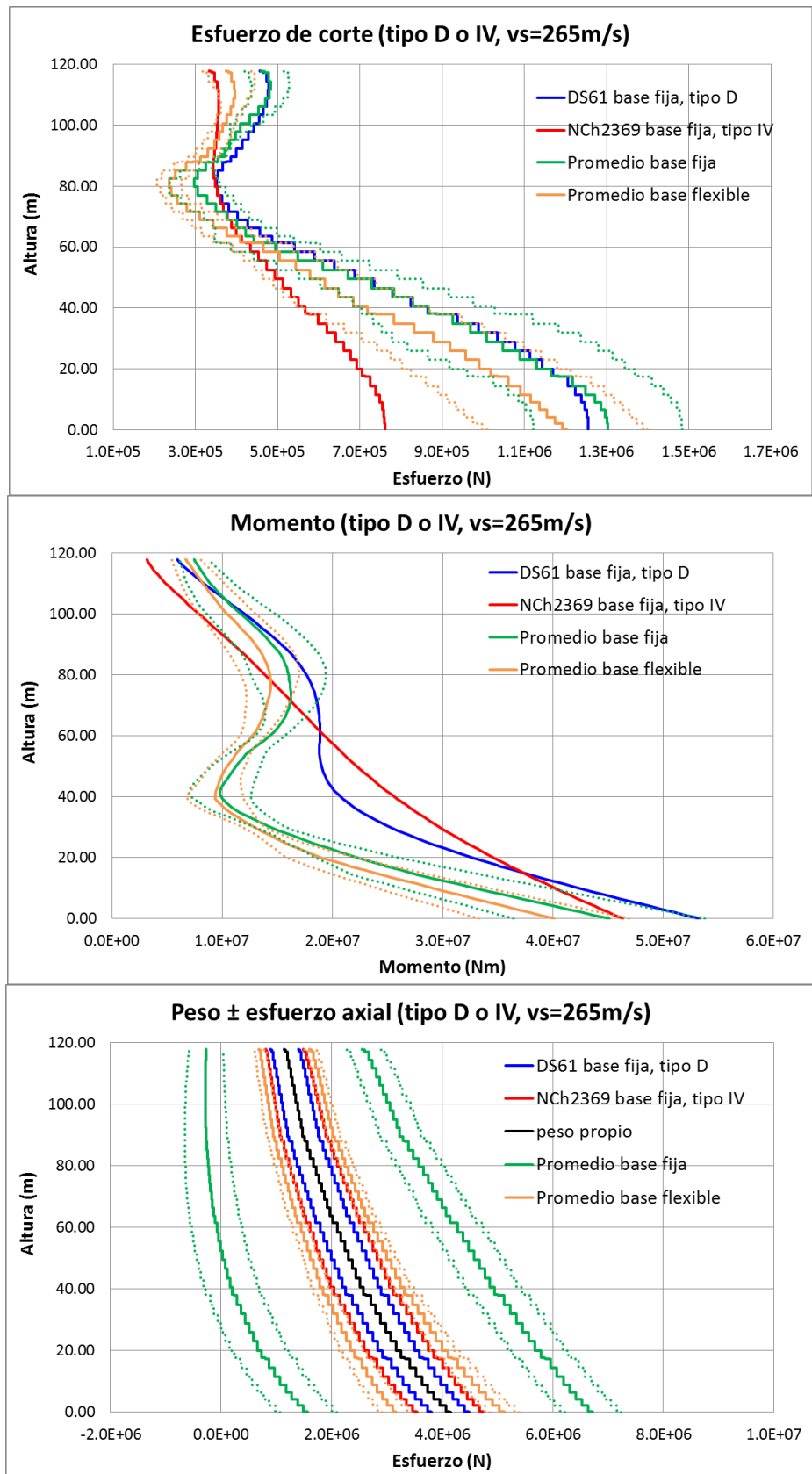


Figura V.12: Comparativa de esfuerzos, suelo tipo D-IV, base fija/flexible

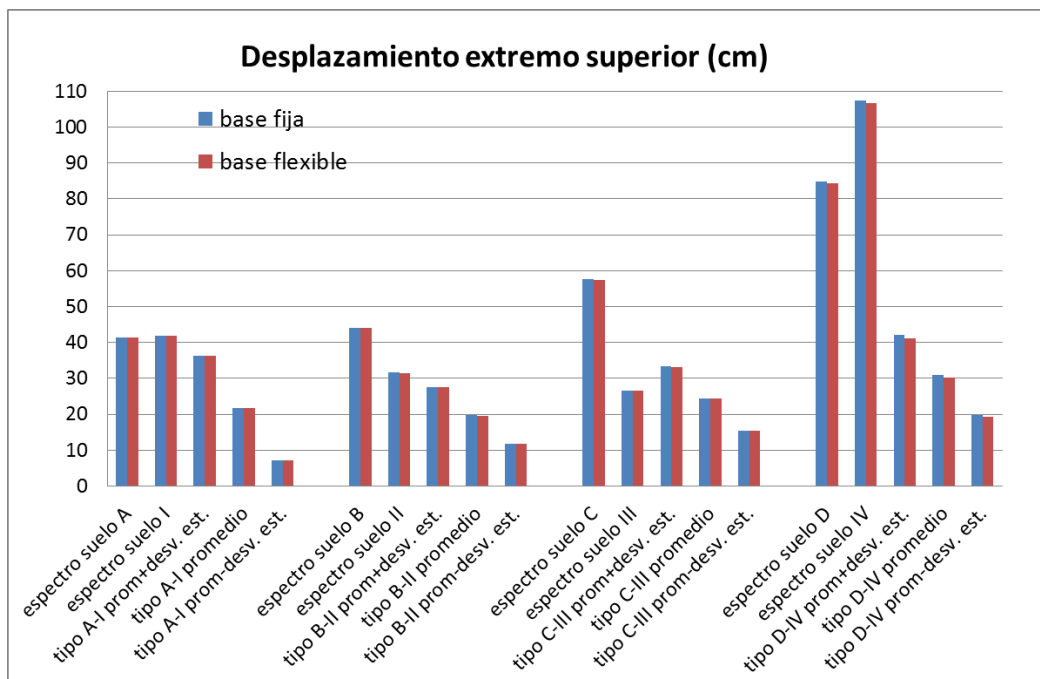


Figura V.13: Comparativa de desplazamientos en el extremo superior, base fija/flexible

Se observa que en los suelos rígidos la variación de esfuerzos en la torre es pequeña al incorporar los efectos de interacción. En los suelos más flexibles, sin embargo, se aprecian ciertas reducciones de esfuerzos. Los suelos tipo D-IV son los que presentan una mayor variación, en especial en los esfuerzos axiales donde se observa una reducción significativa debida principalmente al amortiguamiento por radiación que tiene lugar en la dirección vertical.

De manera análoga los desplazamientos del extremo superior no se ven afectados apenas por la incorporación de los efectos de interacción en suelos rígidos, aunque en suelos más blandos se observa una pequeña reducción. Esta reducción se explica en base al aporte de amortiguamiento debido al terreno.

Del análisis de este modelo de turbina se han podido identificar las mismas tendencias que en el caso anterior, a excepción de ciertas diferencias menores:

- En este caso la normativa DS61 parece ajustarse mejor a los resultados, en especial en términos de esfuerzos de corte.
- La normativa NCh2369 parece ser poco conservadora en cuanto a esfuerzos, incluso en suelos tipo D.
- Los desplazamientos obtenidos son conservadores en comparación con ambas normativas.

Teniendo en cuenta que este modelo de turbina tiene una altura mayor, se han investigado los efectos P-delta. De la misma forma que para la turbina anterior se ha calculado el

incremento porcentual que supone incorporar el momento adicional por efecto P-delta al momento obtenido del análisis modal espectral en el extremo inferior de la torre:

Tabla V.3: Incremento porcentual del momento flector en el extremo inferior de la torre

	Incremento porcentual en el extremo inferior de la torre			
	DS61 (base fija)	DS61 (base flexible)	NCh2369 (base fija)	NCh2369 (base flexible)
modelo 1	1.93	2.31	2.35	2.34
modelo 2	1.93	2.31	2.35	2.34
modelo 3	1.69	1.69	1.81	1.76
modelo 4	1.76	1.77	1.23	1.24
modelo 5	1.81	1.83	2.63	2.65

Como se puede observar el incremento es bastante modesto y parece razonable despreciar los efectos de segundo orden.

### V.3. Direccionalidad de efectos sísmicos, componente vertical

#### V.3.1. Combinatoria en análisis modal espectral

Tanto la normativa NCh2369 como el DS61 consideran válido un análisis modal espectral que contempla un espectro en la dirección horizontal. Sin embargo, si se quisiera realizar un análisis modal espectral con espectros en las tres direcciones surge la duda de cómo combinar los efectos, ya que en general las respuestas obtenidas ocurren en instantes diferentes.

En este sentido se ha querido estimar el factor de contribución del espectro vertical en la combinación de efectos. Para ello se ha empleado el siguiente ratio:

$$ratio = \frac{|Acel\ vert\ (t_{max-horizonta})|}{|Max.\ Acel\ vert|} \quad [V. 1]$$

El numerador es igual al valor de la aceleración vertical en el instante en que se alcanza la máxima aceleración horizontal, y el denominador es la máxima aceleración vertical, ambos expresados en valor absoluto.

Se ha calculado este ratio para los 25 registros, así como la media y la desviación estándar. La siguiente figura refleja los resultados, agrupados en función del evento: terremoto de 1985 y terremoto de 2010.

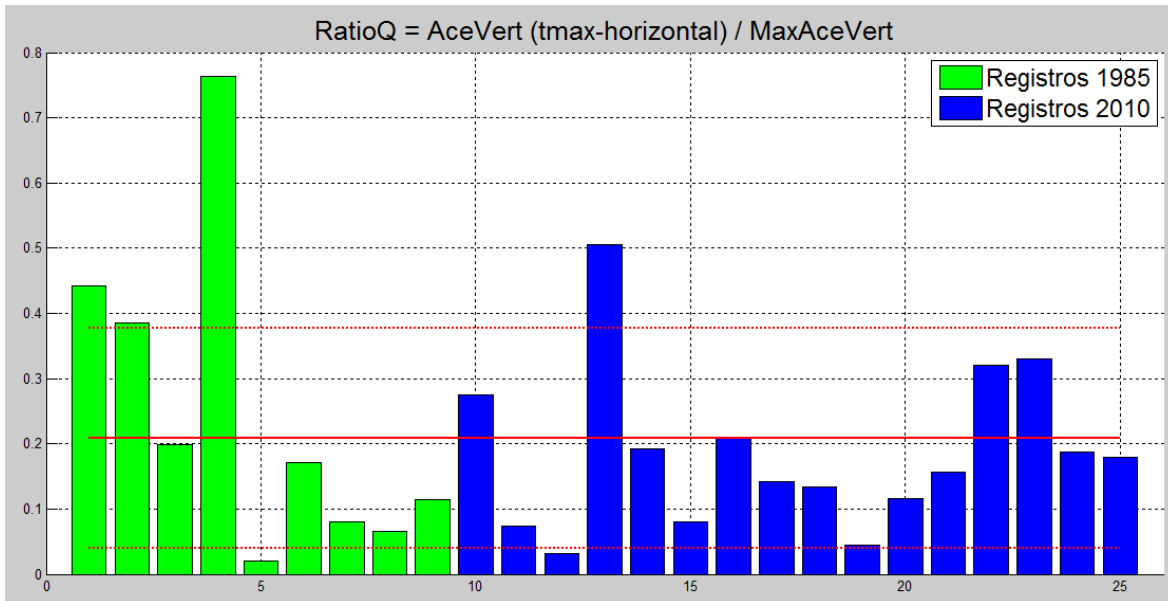


Figura V.14: Razón entre aceleración vertical en  $t_{maxh}$  y la máxima aceleración vertical según evento

Los mismos resultados se agrupan en función del tipo de suelo:

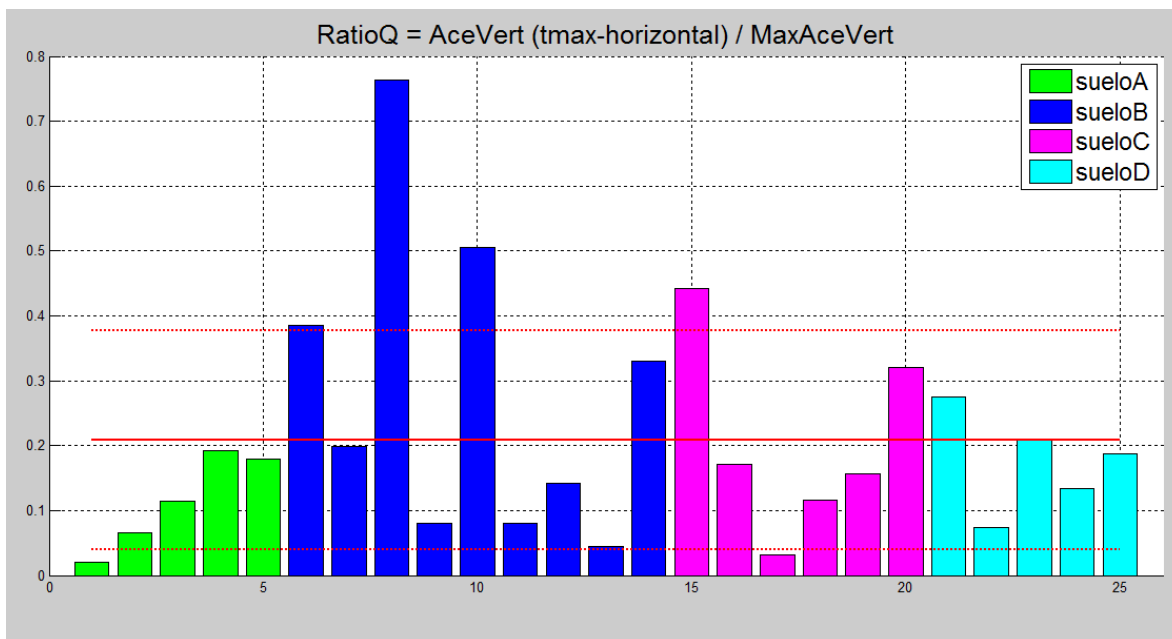


Figura V.15: Razón entre aceleración vertical en  $t_{maxh}$  y la máxima aceleración vertical según tipo de suelo

Tal y como se puede apreciar la media obtenida es aproximadamente un 20%, aunque la dispersión es alta. Este valor es más o menos cercano al 30% que se propone en algunas normativas como el eurocódigo por ejemplo. Por otra parte, al agrupar los resultados en función del tipo de suelo, se observa que en los suelos tipo A y D la razón parece ser



menor, si bien es cierto que sería necesario un estudio estadístico más riguroso para poder concluir al respecto.

### V.3.2. Análisis tiempo historia, estudio de tensiones

A partir de los análisis anteriores se ha comprobado que añadir la componente vertical produce una variación en la carga axial, mientras que su influencia en el resto de esfuerzos y desplazamientos es prácticamente despreciable. Por este motivo se ha querido estimar la importancia que tiene este esfuerzo axial en términos de las tensiones verticales. Para ello se ha hecho uso del siguiente ratio entre la tensión vertical obtenida mediante el uso de 2 componentes horizontales y la tensión vertical obtenida mediante el uso de las 3 componentes.

$$ratio (\%) = \frac{\sigma_{vert\_2comp}}{\sigma_{vert\_3comp}} \cdot 100 \quad [V. 2]$$

Donde las tensiones verticales se puede expresar como:

$$\sigma_{vertical} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot R}{I} \quad [V. 3]$$

Siendo N la carga axial, A el área de la sección, M el momento flector, R el radio de la sección e I la inercia de la sección.

Hay que tener en cuenta que para un registro dado esta razón depende de varios factores:

- Instante t de tiempo del registro
- Altura de la sección considerada, ya que A, R, I, M son variables en altura.
- Para una sección dada a una cierta altura, las tensiones son diferentes en uno u otro punto de la sección, ya que el momento M proviene de la combinación de los momentos en X e Y, los cuales dependen de las componentes horizontales que en general son diferentes.

Inicialmente se ha estudiado la base de la torre (sección inferior). Para cada registro se ha graficado la tensión vertical obtenida mediante el uso de 2 componentes horizontales frente a la tensión vertical obtenida mediante el uso de las 3 componentes en cada instante. Se han tomado 8 puntos igualmente espaciados en la sección para incluir la variabilidad entre las dos componentes horizontales mencionada previamente.

Se han filtrado el total de puntos, escogiendo únicamente aquellos en los cuales la componente vertical tiene un efecto perjudicial, de tal manera que aumentan la tensión vertical en valor absoluto. A modo de ejemplo, se muestra un gráfico para el registro de Concepción:

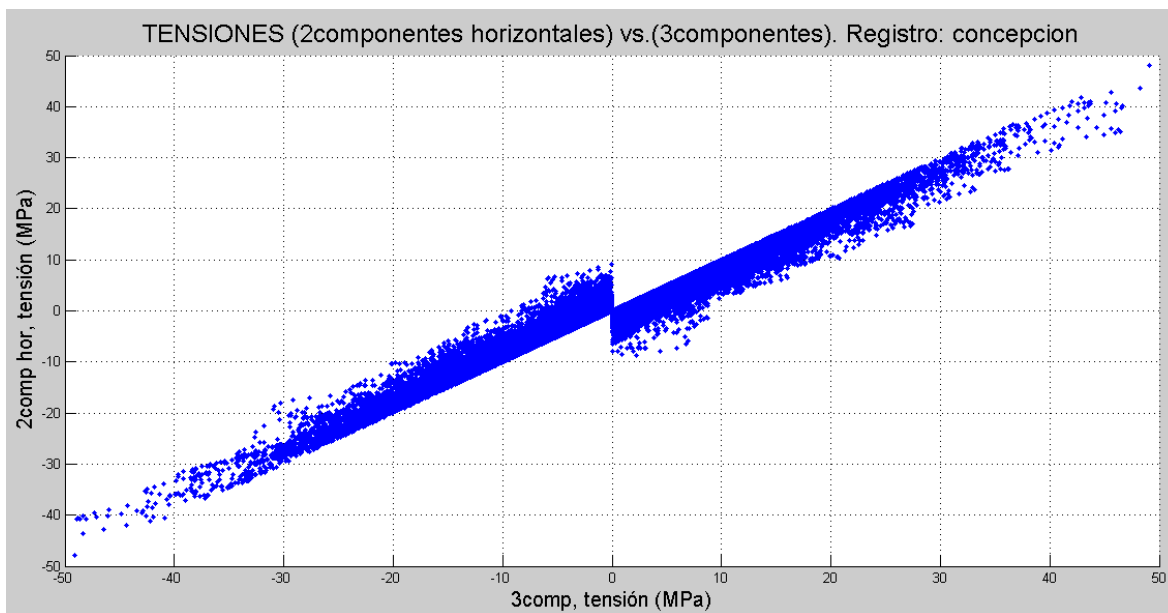


Figura V.16: Tensiones verticales (2 componentes) vs. tensiones verticales (3 componentes), registro Concepción

A continuación con el objetivo de obtener un ratio representativo de cada registro, se ha realizado una regresión lineal. De tal forma que para cada registro se puede establecer la siguiente relación:

$$ratio (\%) = \frac{\sigma_{vert\_2comp}}{\sigma_{vert\_3comp}} \cdot 100 \cong \left( \frac{\alpha \cdot \sigma_{vert\_3comp} + \beta}{\sigma_{vert\_3comp}} \right) \cdot 100 \quad [V.4]$$

Además, la ordenada en el origen del ajuste:  $\beta$  es prácticamente nula en todos los casos (se trata de una recta que pasa por el origen) de tal forma que es razonable asumir la siguiente aproximación:

$$ratio (\%) \cong \left( \frac{\alpha \cdot \sigma_{vert\_3comp} + \beta}{\sigma_{vert\_3comp}} \right) \cdot 100 \cong \frac{\alpha \cdot \sigma_{vert\_3comp}}{\sigma_{vert\_3comp}} \cdot 100 \cong \alpha \cdot 100 \quad [V.5]$$

De esta manera se obtiene un valor para cada registro y se calcula además la desviación estándar asociada a alfa, pendiente de la recta de ajuste. La dispersión en el ajuste es baja.

A continuación, y a modo de ejemplo, se muestra la recta de ajuste para el registro de Concepción junto con las desviaciones estándar (líneas punteadas). A simple vista pareciera que la desviación fuera mayor que la obtenida, pero se trata simplemente de un efecto de percepción. En este registro, por ejemplo, el 84% de los puntos se encuentran entre las dos franjas punteadas.

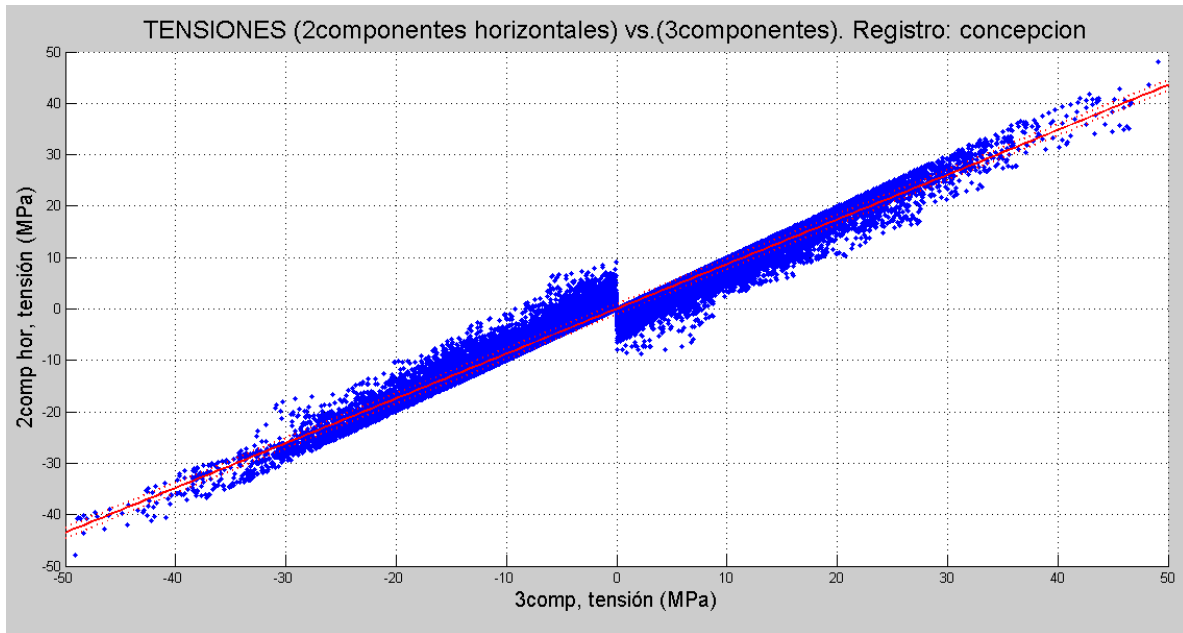


Figura V.17: Recta ajuste, tensiones verticales (2 componentes) vs. tensiones verticales (3 componentes), registro Concepción

En la Figura V.18 se muestra el ratio para cada registro con una barra vertical indicando  $\pm$  la desviación estándar. La línea negra representa la media de todos los registros  $\pm$  la desviación estándar. De los resultados se puede concluir que, en promedio, si se hace el cálculo sólo con las dos componentes horizontales se obtiene un 93% aproximadamente de la tensión vertical total (la obtenida con las tres componentes) en la sección inferior de la torre.

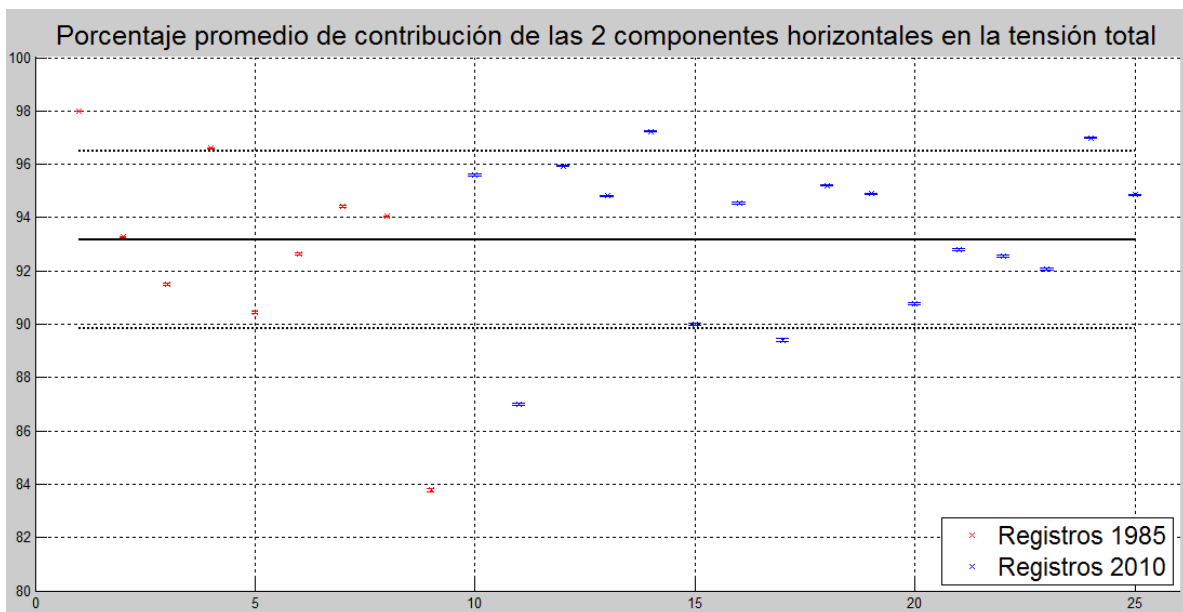


Figura V.18: Porcentaje promedio de contribución según evento en la base de la torre

El mismo análisis se ha repetido para la sección superior de la torre (ver Figura V.19). Se ha obtenido un porcentaje del 89% aproximadamente, es decir en esta sección la componente vertical tiene una importancia un poco mayor. Y en esta sección la dispersión es mayor.

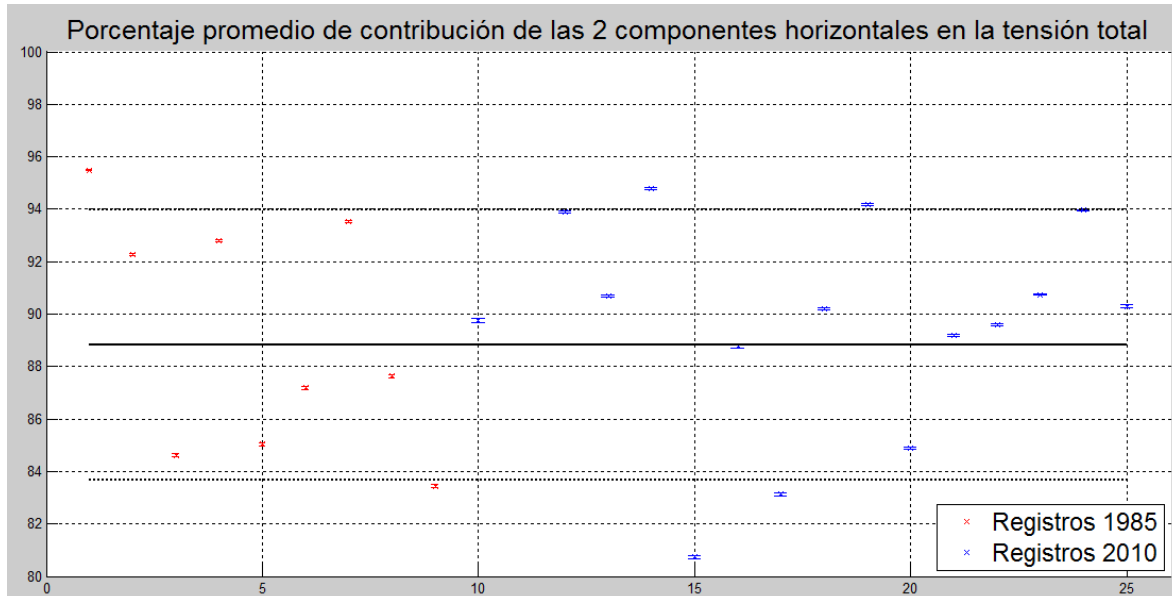


Figura V.19: Porcentaje promedio de contribución según evento en el extremo superior de la torre

#### V.4. Comparativa de resultados

Finalmente, se han parametrizado las curvas de esfuerzos para ambos modelos de turbina estudiados. Ya que los efectos de interacción en general no tienen un gran efecto se han utilizado los resultados obtenidos en base fija considerando la componente vertical.

Los esfuerzos se han parametrizado de acuerdo a los siguientes factores asociados a las características de la turbina:

$$\text{Esfuerzo de corte: } \text{factor} = \text{peso total} \cdot 0.005 \quad [\text{V. 6}]$$

$$\text{Momento flector: } \text{factor} = \text{peso total} \cdot 0.005 \cdot \text{altura total} \quad [\text{V. 7}]$$

$$\text{Esfuerzo axial: } \text{factor} = \text{peso total} \quad [\text{V. 8}]$$

A continuación se muestran las gráficas comparativas en función del tipo de suelo. En el caso de los esfuerzos axiales sólo se han reflejado los incrementos positivos para no dificultar la interpretación de los resultados.

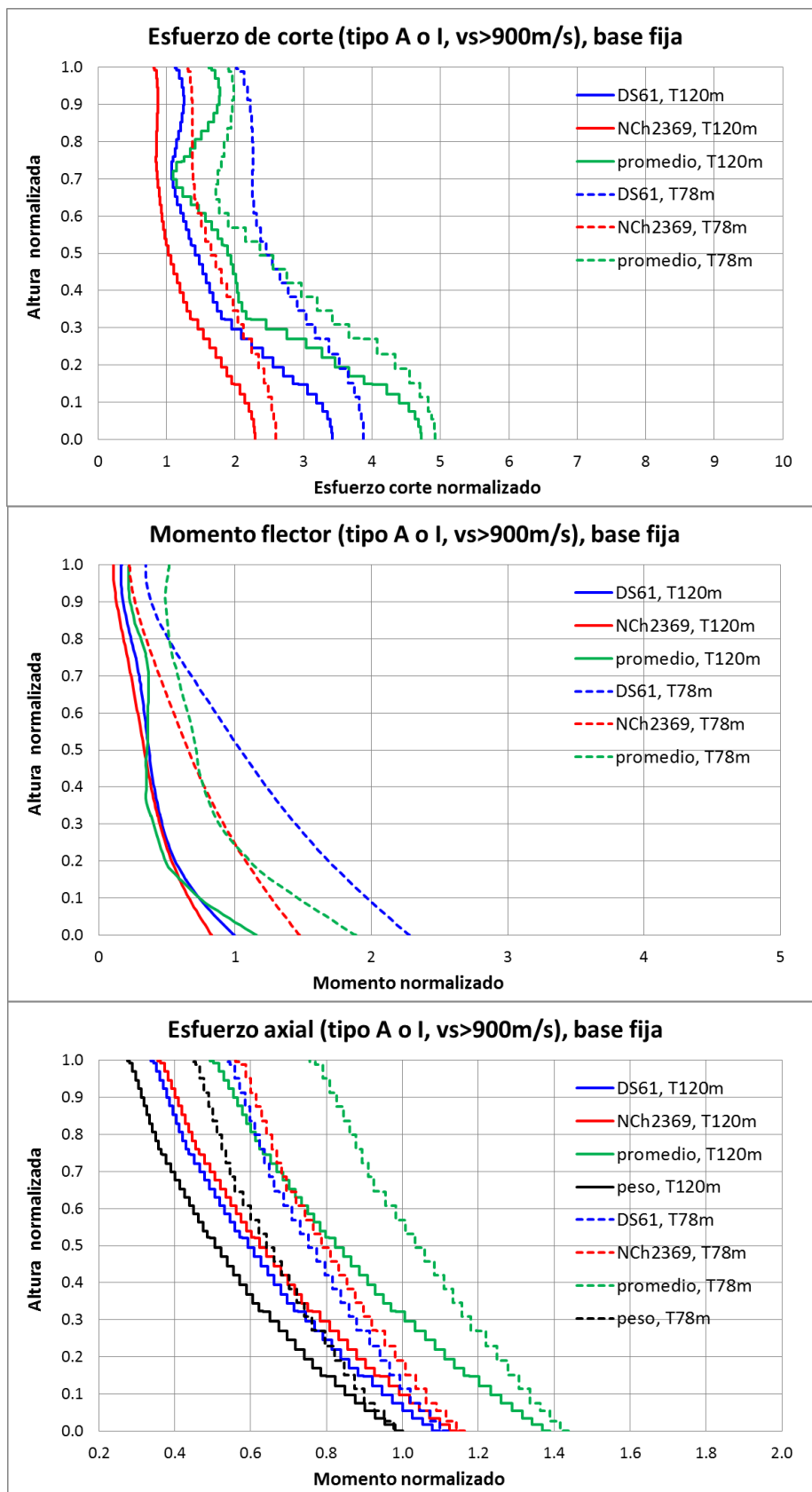


Figura V.20: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo A-I

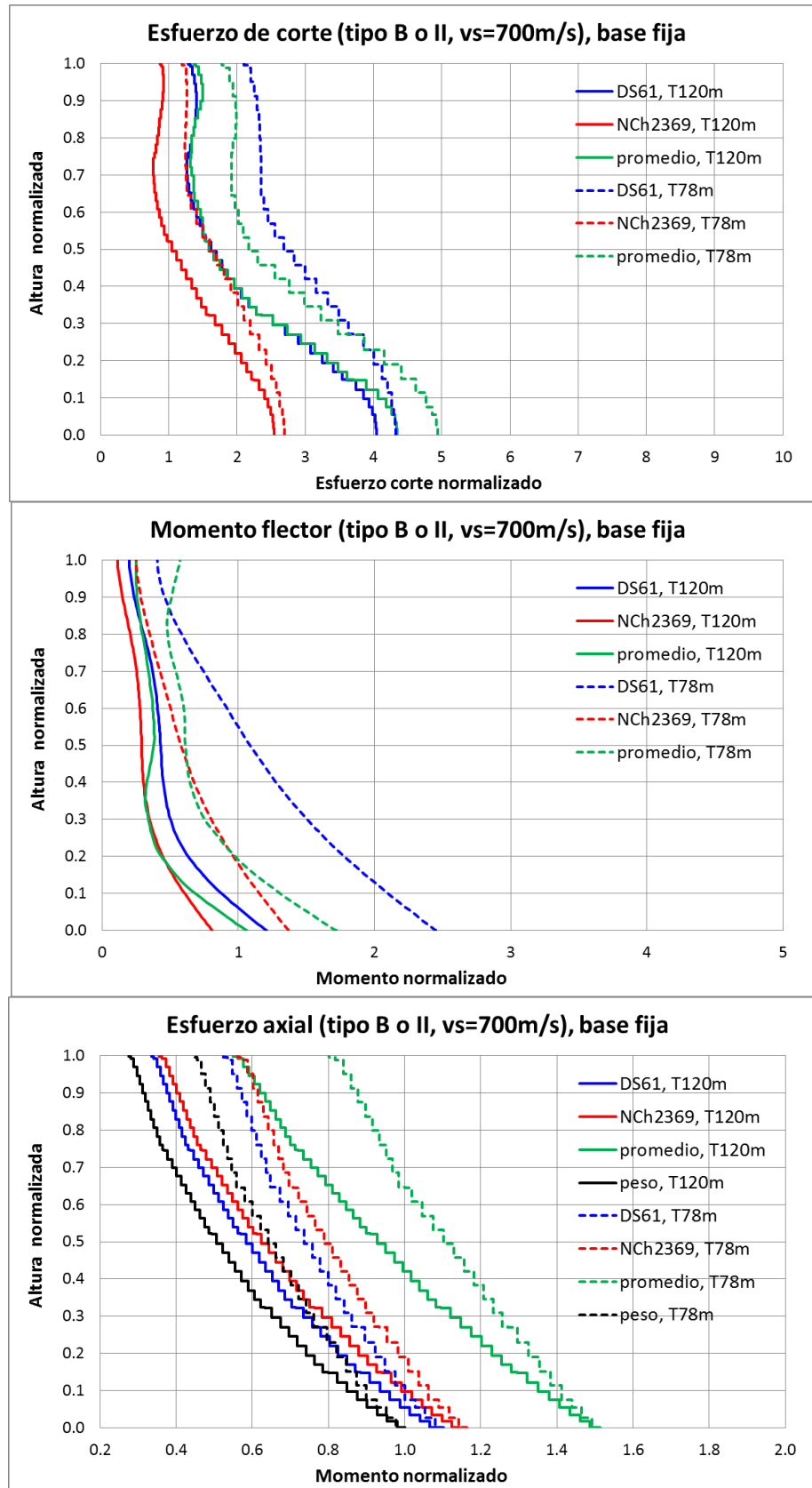


Figura V.21: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo B-II

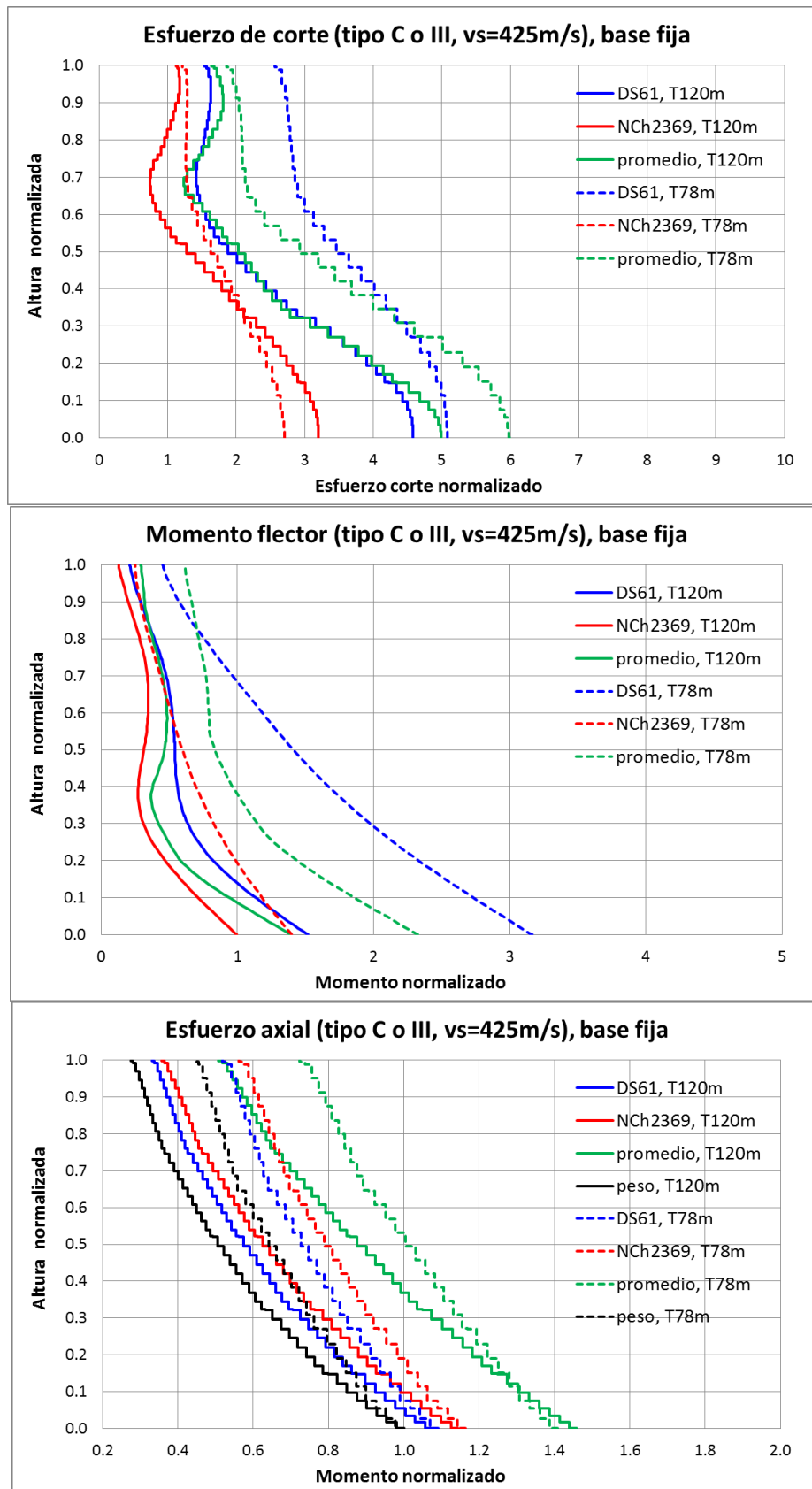


Figura V.22: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo C-III

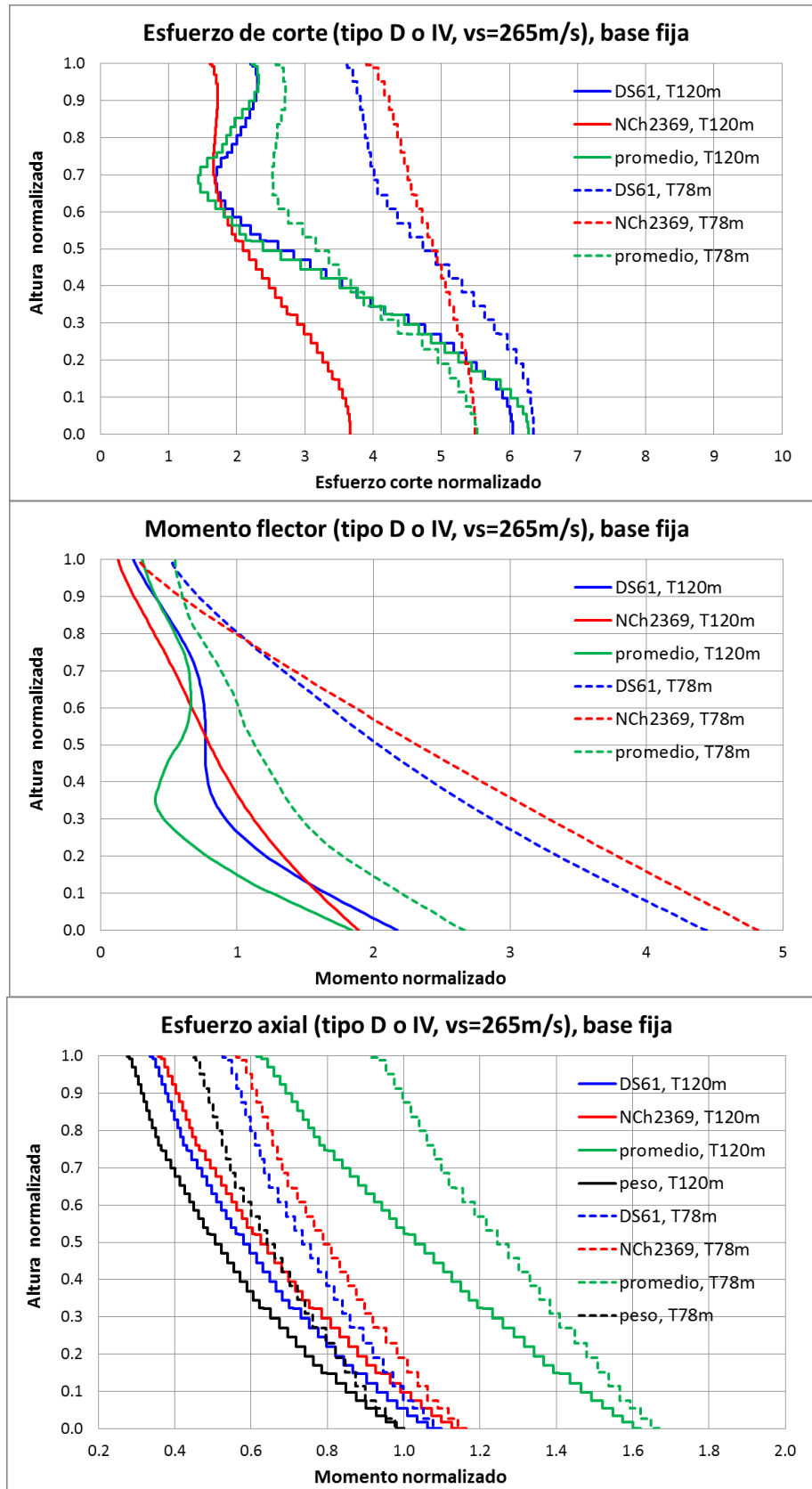


Figura V.23: Esfuerzos parametrizados, suelo tipo D-IV



A partir de las curvas anteriores se pueden observar las siguientes tendencias:

- Los esfuerzos de corte promedio se ajustan mejor a la respuesta obtenida según DS61 y en general son superiores a los obtenidos según NCh2369.
- Los momentos flectores promedio se sitúan por encima de los resultados según NCh2369 y por debajo de los resultados según DS61, salvo para suelo tipo D.
- Ambas normativas entregan esfuerzos axiales inferiores a los promedios en todos los tipos de suelo.

## VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de los análisis presentados en este documento se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El modelo de parámetros concentrados está basado en una serie de hipótesis simplificadoras: fundación relativamente rígida, contacto permanente entre suelo y fundación y deformaciones pequeñas en el terreno. En general, estas condiciones no se cumplen en el análisis sísmico de turbinas eólicas.
- Los efectos cinemáticos en la interacción suelo-estructura para turbinas con fundaciones superficiales son bajos y parece razonable despreciarlos. Esto es debido precisamente a que la fundación es superficial y sus dimensiones son relativamente pequeñas.
- El factor corrector por amortiguamiento presentado en NCh2369 es mayor al propuesto por numerosos autores. Sin embargo, la dispersión en el factor calculado en base a registros chilenos no permite concluir que la expresión recomendada en NCh2369 sea inapropiada.
- Los efectos de segundo orden debidos a la no linealidad geométrica (efecto p-delta) son bajos en ambas turbinas estudiadas. De tal forma que si se desprecian, el error cometido es pequeño.
- La incorporación de la flexibilidad mediante resortes en la interacción con la fundación no produce un cambio significativo en los modos fundamentales de la estructura.
- En términos de cálculo de esfuerzos y desplazamientos la elección de los espectros de diseño es más relevante que la elección entre un modelo de base fija o un modelo de parámetros concentrados que represente la interacción suelo-estructura.
- Los efectos de la interacción son generalmente modestos, siendo más relevantes en la medida en que el terreno es más blando. El efecto más notable es la reducción de esfuerzos axiales en terrenos blandos debido principalmente el amortiguamiento por radiación.
- Los esfuerzos promedio a partir de registros (corte y momento flector) a lo largo de la torre se ajustan mejor a la respuesta obtenida según DS61 en comparación con la respuesta obtenida según NCh2369. Además, salvo para terrenos tipo D-IV, los valores entregados por NCh2369 estarían del lado de la inseguridad.
- Las aceleraciones verticales del sismo únicamente afectan a los esfuerzos axiales. Para el modelo de turbina “grande” se comprueba que la inclusión de la componente vertical en el análisis no supone una gran contribución en términos de las tensiones verticales a lo largo de la torre.

- Los análisis realizados de acuerdo a las normas NCh2369 y DS61 subestiman los esfuerzos axiales máximos en la torre. Sin embargo, para el modelo de turbina “mediana” este incremento de esfuerzos axiales no es de gran relevancia a efectos de diseño de la torre y de la fundación. En cualquier caso, otros diseños de torre y/o fundación podrían ser más susceptibles a los efectos de las aceleraciones verticales.

Por tanto, para el análisis sísmico de las turbinas parece más adecuado la utilización de los espectros de desplazamiento presentados en el Decreto Supremo 61. En la medida en que el terreno sea más blando será necesario incorporar los efectos de interacción, aunque si se omiten se obtiene una respuesta razonablemente buena para los modelos de turbina considerados en este trabajo. Por otra parte, es aceptable la omisión de las no linealidades geométricas. Finalmente, en aquellos diseños de turbinas o fundaciones susceptibles a la variación de la carga axial será necesario incluir las aceleraciones verticales en el análisis.

Por último, sería interesante mejorar algunos de los análisis presentados en este trabajo, así como ampliar ciertos aspectos:

- Tal y como se discute en el apartado III.2.2 el modelo de interacción tiene ciertas limitaciones. Una alternativa sería utilizar el enfoque directo, incluyendo el terreno, la fundación y la estructura en conjunto. El modelo del terreno debiera ser capaz de reflejar las no-linealidades del material, la fundación tendría que incorporar su flexibilidad y la interacción suelo-fundación debiera permitir el despegue. Otra alternativa sería la modificación del modelo de parámetros concentrados para incorporar las no-linealidades mencionadas previamente.
- En los análisis tiempo historia se han utilizado 25 registros provenientes de dos eventos sísmicos. Sería conveniente ampliar el número de registros y añadir registros medidos en otros eventos de características similares, como por ejemplo el terremoto de Iquique de 2014.
- Este estudio se limita a fundaciones superficiales, en las fundaciones profundas los efectos cinemáticos son mayores y los efectos de interacción podrían modificar la respuesta de manera más significativa.
- El método de combinación de cargas operacionales con cargas sísmicas es aproximado en cuanto a que no logra captar la interacción entre la carga dinámica y la carga de viento o la respuesta del control automático de la turbina (Witcher, 2004). En este sentido, sería necesario incorporar en el modelo la parte aerodinámica y el control de la máquina y realizar un análisis tiempo-historia que pueda reflejar la interacción.
- La tendencia actual hacia el desarrollo de turbinas más potentes ha hecho que las torres de hormigón o híbridas se presenten como una alternativa a las torres de acero desde el punto de vista económico. Estas torres son considerablemente más masivas y como consecuencia los esfuerzos sísmicos cobran una mayor relevancia. Por este motivo, sería interesante ampliar este estudio a torres de hormigón.

## BIBLIOGRAFÍA

Applied Technology Council (ATC) (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Volume 1), California, United States.*

Boroschek, R.L, Yáñez, F., Bejarano, B., Molnar, S. y Torres A. (2012). Resumen, Caracterización Geotécnica, Estaciones de Acelerógrafos de la Universidad de Chile.

Cardone, D., Dolce, M. and Rivelli, M. (2008). [Evaluation of reduction factors for high-damping design response spectra](#). *Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 7, Issue 1, pp 273-291.*

Center for Engineering Strong Motion Data (COSMOS). Enlace: <http://www.strongmotioncenter.org/vdc/scripts/earthquakes.plx#CHIL>

Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile. Enlace: <http://www.sismologia.cl/>

Chopra, A.K. (2012). Dynamics of Structures, Fourth Edition (ISBN 978-0-13-285803-8). *Prentice Hall.*

Computers and Structures, Inc. (2013). SAP2000, Version 16.0.0.

Det Norske Veritas (DNV) (1992). *Classification Notes: No.30.4. Foundations, Copenhagen, Denmark.*

Det Norske Veritas (DNV) (2002). *Guidelines for design of wind turbines. Second edition. Technical report (ISBN 87-550-2870-5), Copenhagen, Denmark.*

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, Washington, D.C., United States.*

Federal Emergency Management Agency (FEMA) and American Society of Civil engineers (ASCE) (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, United States.*

Gazetas, G. (1983). [Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art](#). *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, Issue 1, pp. 2-42.*

Gazetas, G. (1991). [Foundation vibrations](#). *Foundation Engineering Handbook, 2<sup>nd</sup> edition, pp 553-593.*

Gazetas, G., Anastasopoulos I., Adamidis O. and Kontoroupi, Th. (2013). [Nonlinear rocking stiffness of foundations](#). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 47, pp. 83-91.*

Germanischer Lloyd (GL) (2010). *Rules and Guidelines, IV Industrial Services. Guideline for the Certification of Wind Turbines, Hamburg, Germany.*

Harte, M., Basu, B. and Nielsen, S.R.K. (2012). [Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction](#). *Engineering Structures*, Vol. 45, pp. 509-518.

Hau, E. (2005). [Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics, 2<sup>nd</sup> edition](#) (ISBN 10-3-540-24240-6). *Springer*.

International Electrotechnical Commission (IEC) (2005). *International Standard, Wind turbines – Part 1: Design requirements, IEC 61400-1:2005.*

International Electrotechnical Commission (IEC) (2010). *International Standard, Amendment 1 Wind turbines – Part 1: Design requirements, IEC 61400-1 (Edition 3.0 2010-10).*

Instituto Nacional de Normalización (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369.Of2003, Santiago, Chile.*

Instituto Nacional de Normalización (2003). *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, NCh2745-2003, Santiago, Chile.*

Instituto Nacional de Normalización (2011). [Decreto Supremo 61 \(DS61\): Diseño Sísmico de Edificios](#), Santiago, Chile.

Jonkman, J.M. and Marshall L.B. (2005) FAST user's guide. *Technical report NREL/EL-500-38230, National Renewable Energy Laboratory (NREL).*

Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1<sup>st</sup> edition (ISBN 978-0133749434). *Prentice Hall*.

Pecknold, D.A., ASCE, A.M. and Riddell, R. (1978). [Effect of Initial Base Motion on Response Spectra](#). *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 104, No. 2, pp. 485-491.

Pinilla, C. I. (2012). [Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos](#). *Tesis, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.*

Poulos, H. G. and Davis, E.H. (1974). [“Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics”](#). Chapter 7: “Rigid Loaded Areas”.

Prowell, I. (2011). [An experimental and numerical study of wind turbine seismic behavior](#). Ph.D. thesis, Department of Structural Engineering, University of San Diego, United States.

Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC-UCH). Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Enlace: <http://www.renadic.cl/>

Stewart, J.P., Fenves, G.L. and Seed, R.B. (1999). [Seismic soil-structure interaction in buildings I: Analytical aspects](#), *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, Issue 1, pp. 26-37.*

The Mathworks, Inc. (2009). MATLAB R2009b.

Witcher, D. (2005). [Seismic Analysis of Wind Turbines in the Time Domain](#). *Wind Energy, Vol. 8, Issue 1, pp. 81-91. (DOI: 10.1002/we.135.*

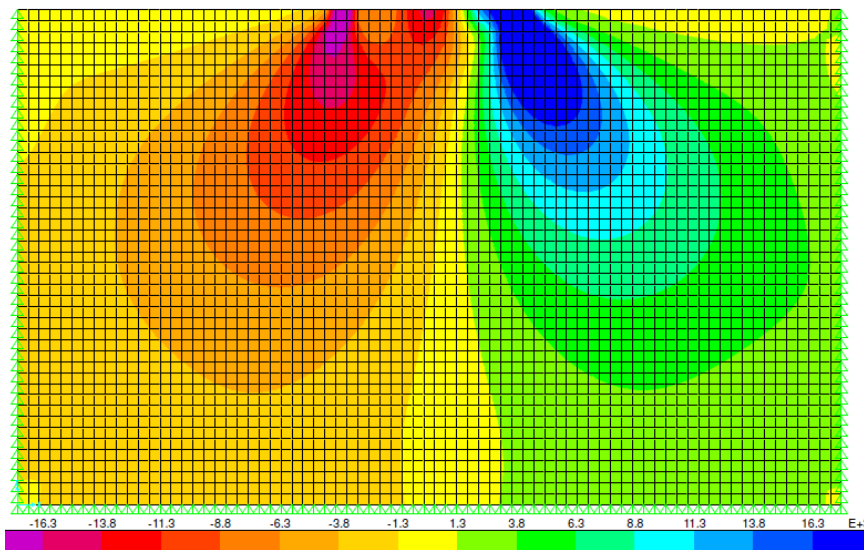
Wolf, J.P. and Deeks, A.J. (2004). Foundation vibration analysis: a strength-of-materials approach. 1<sup>st</sup> edition (ISBN 978-0750661645). *Elsevier.*

Zhang, P., Huang, S. (2011). [Review of aeroelasticity for wind turbine: Current status, research focus and future perspectives](#). *Frontiers in Energy, Vol. 5, Issue 4, pp. 419-434.*

**ANEXOS**

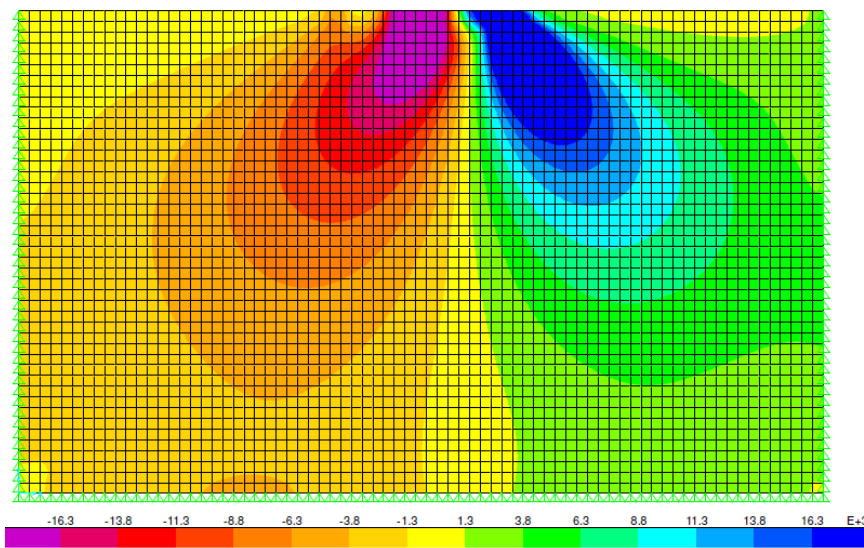
## ANEXO A: DEFORMACIONES POR CORTE

### Modelo bidimensional, Suelo tipo "C", cargas de operación



- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: 1.5B):  $0.003\% \leq 0.005\%$
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B):  $0.0035\% \leq 0.005\%$

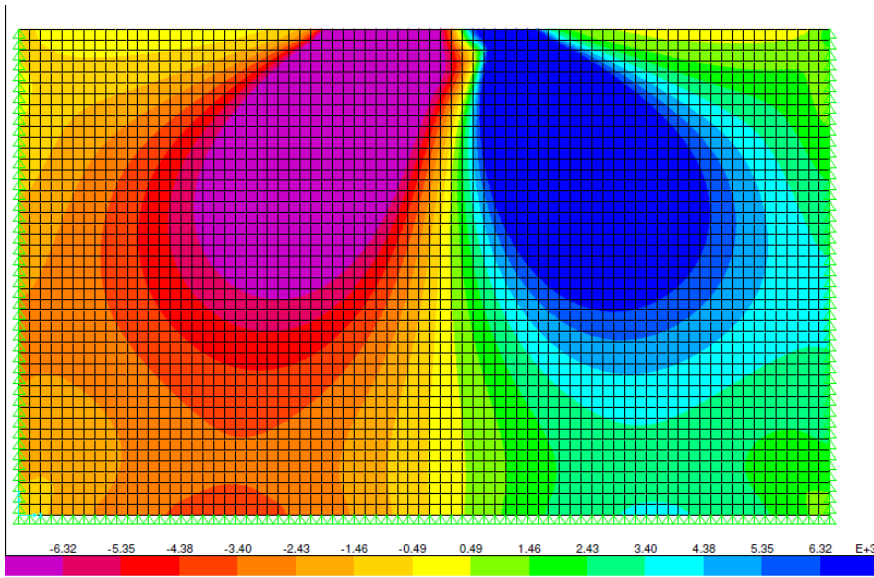
### Modelo bidimensional, Suelo tipo "C", cargas de ELS



- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: 1.5B):  $0.0035\% \leq 0.005\%$
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B):  $0.0041\% \leq 0.005\%$

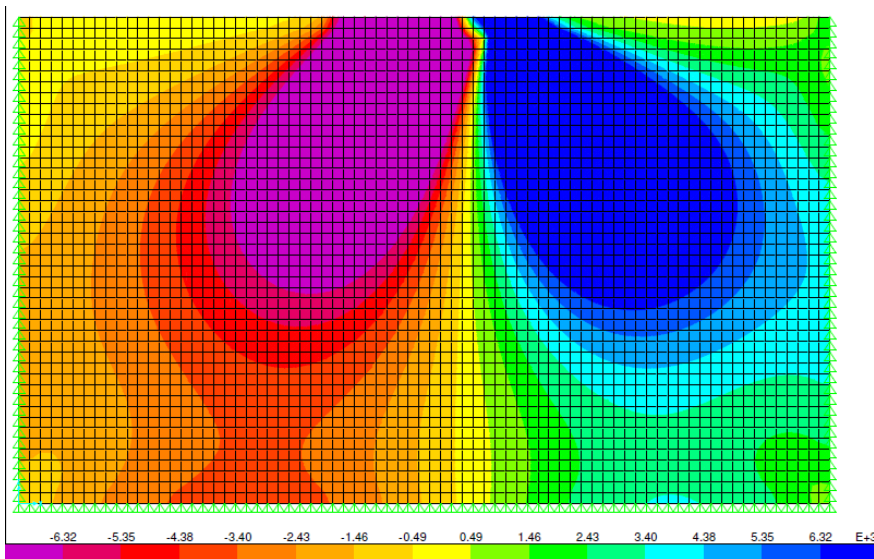


Modelo bidimensional, Suelo tipo “D”, cargas de operación



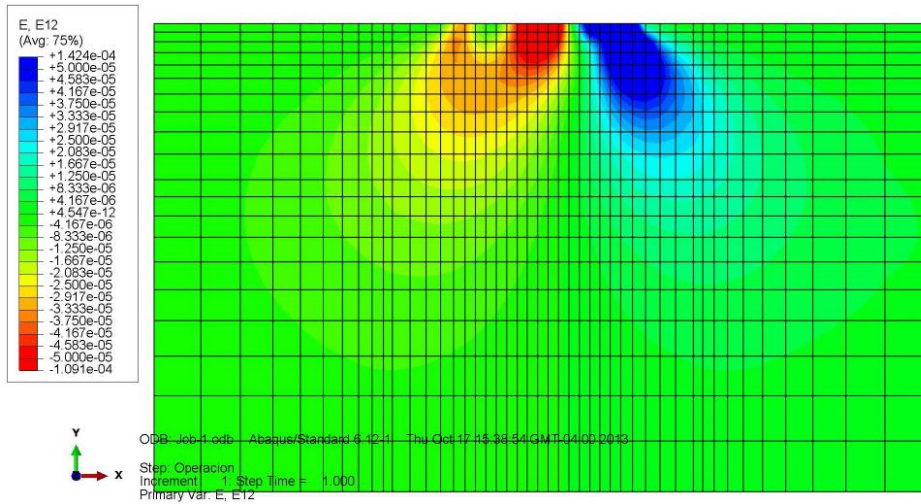
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: 1.5B): 0.0075% > 0.005%
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B): 0.0086% > 0.005%

Modelo bidimensional, Suelo tipo “D”, cargas de ELS



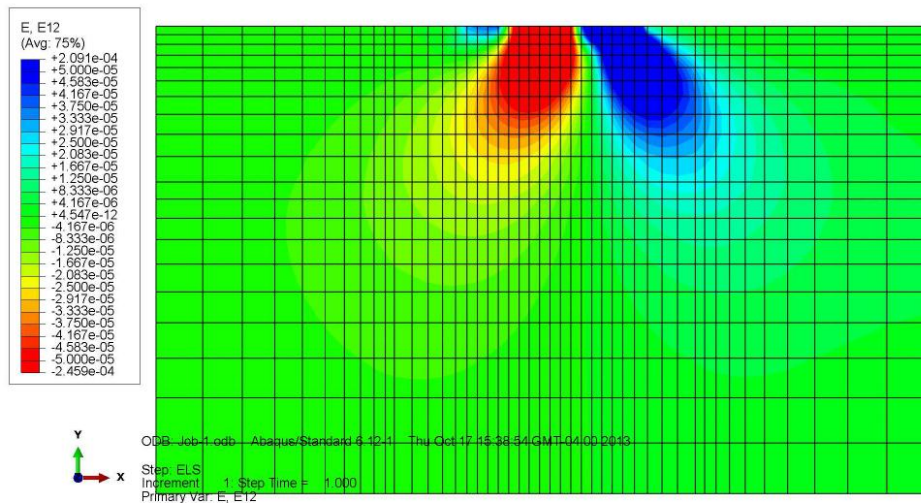
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: 1.5B): 0.0087% > 0.005%
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B): 0.01021% > 0.005%

### Modelo tridimensional, Suelo tipo "C", cargas de operación



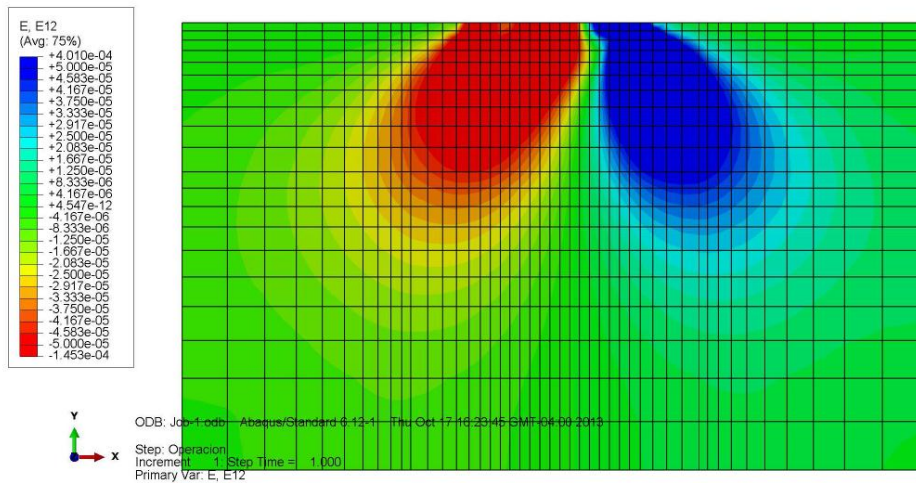
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B):  $0.0031\% \leq 0.005\%$

### Modelo tridimensional, Suelo tipo "C", cargas de ELS



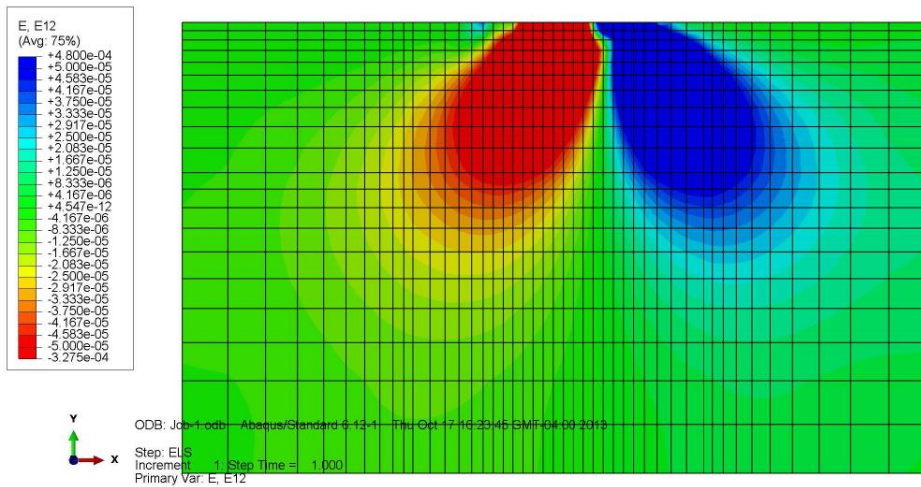
- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B):  $0.0044\% \leq 0.005\%$

### Modelo tridimensional, Suelo tipo "D", cargas de operación



- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B): 0.0069% > 0.005%

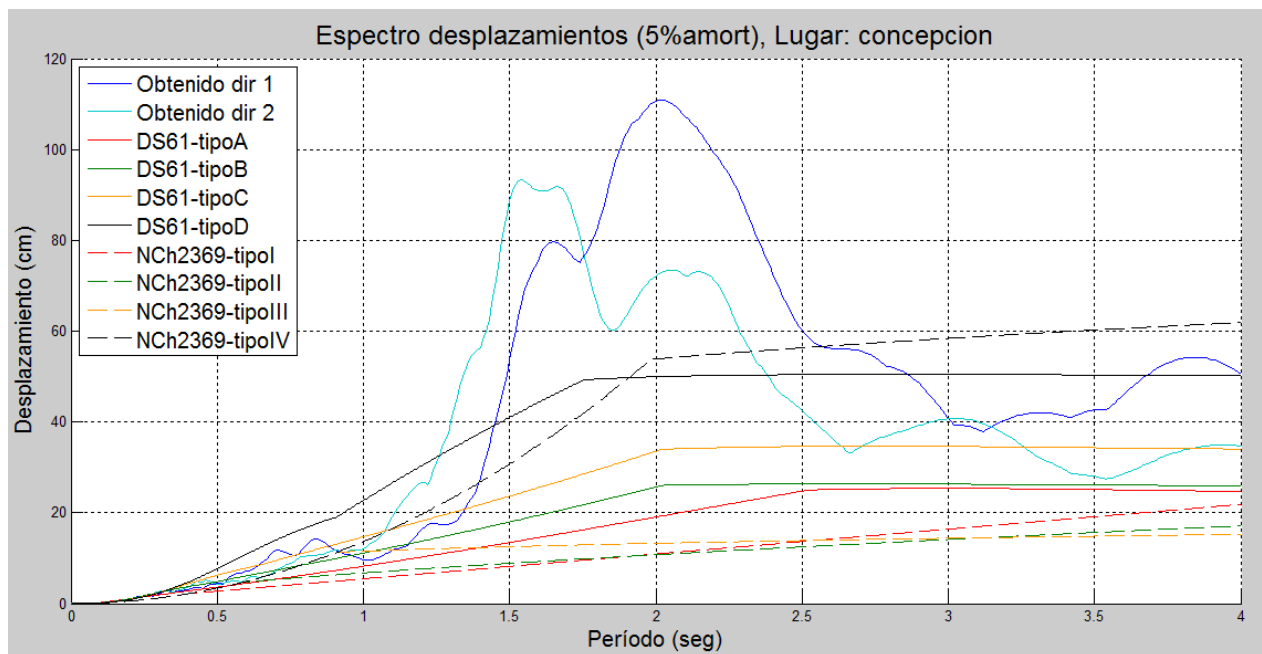
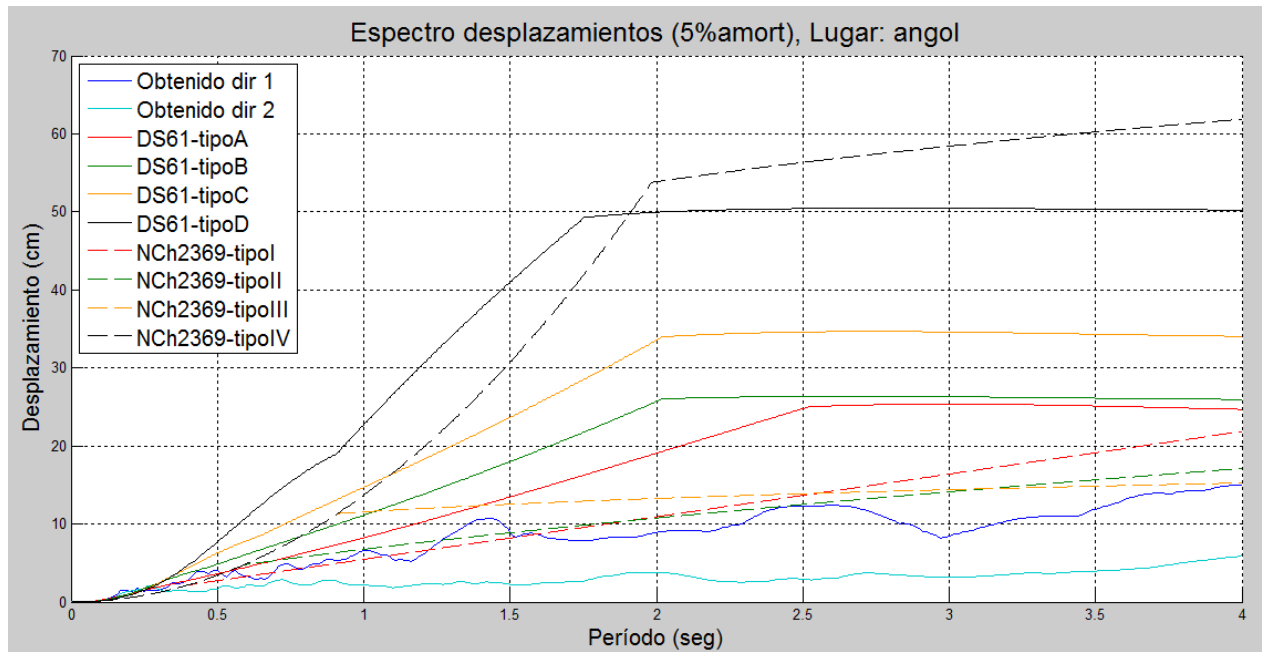
### Modelo tridimensional, Suelo tipo "D", cargas de ELS

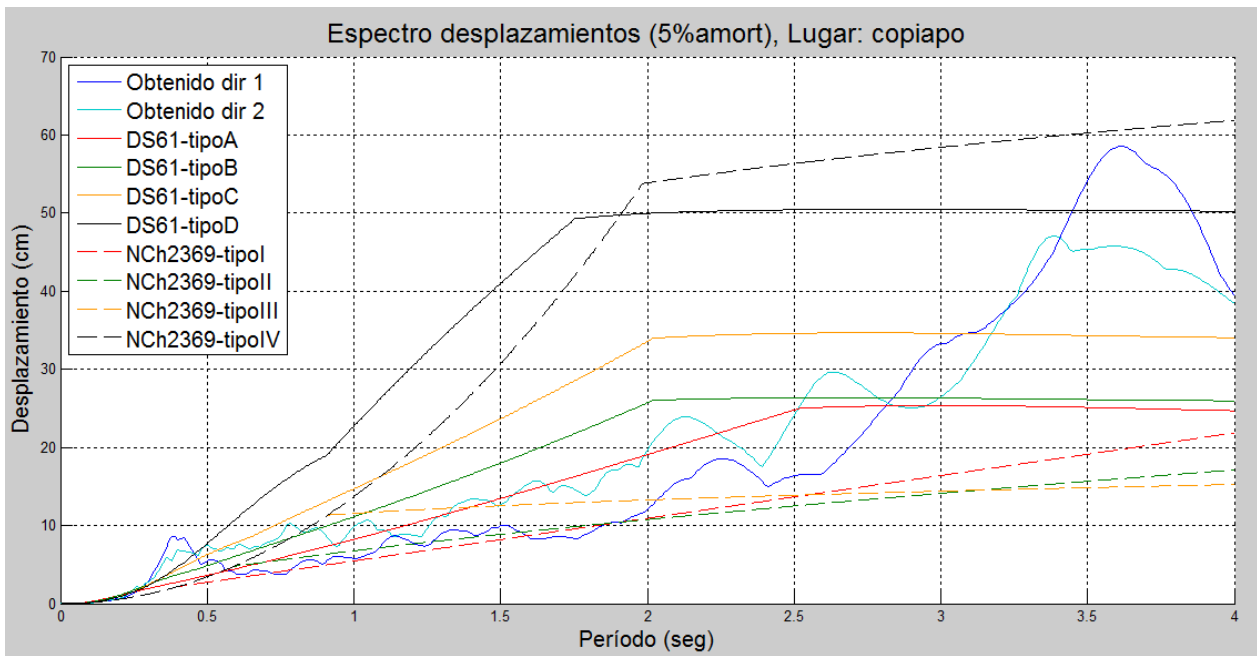
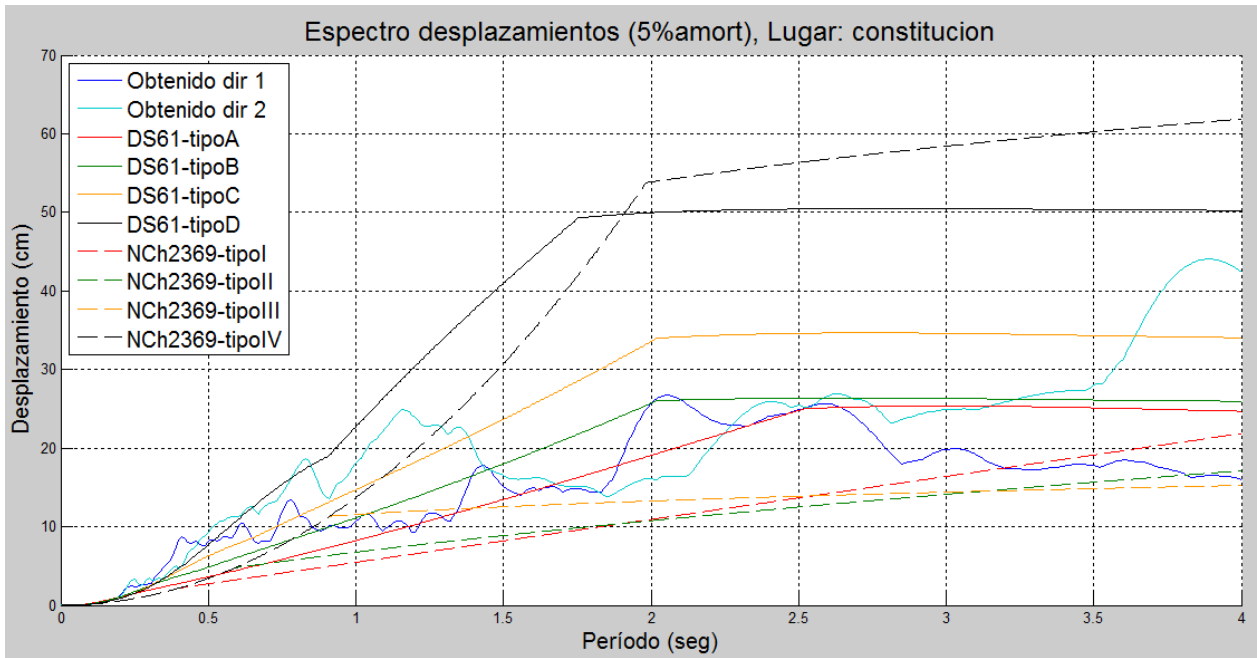


- Media deformaciones (ancho: 2B, prof: B): 0.0091% > 0.005%

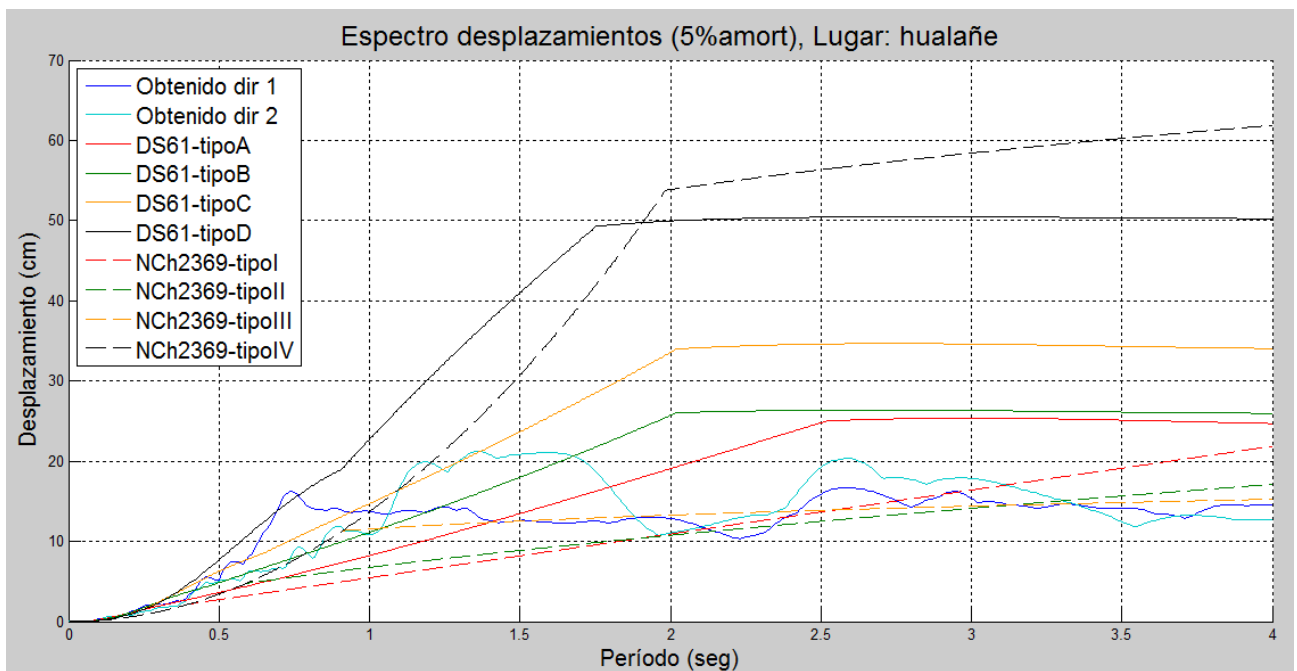
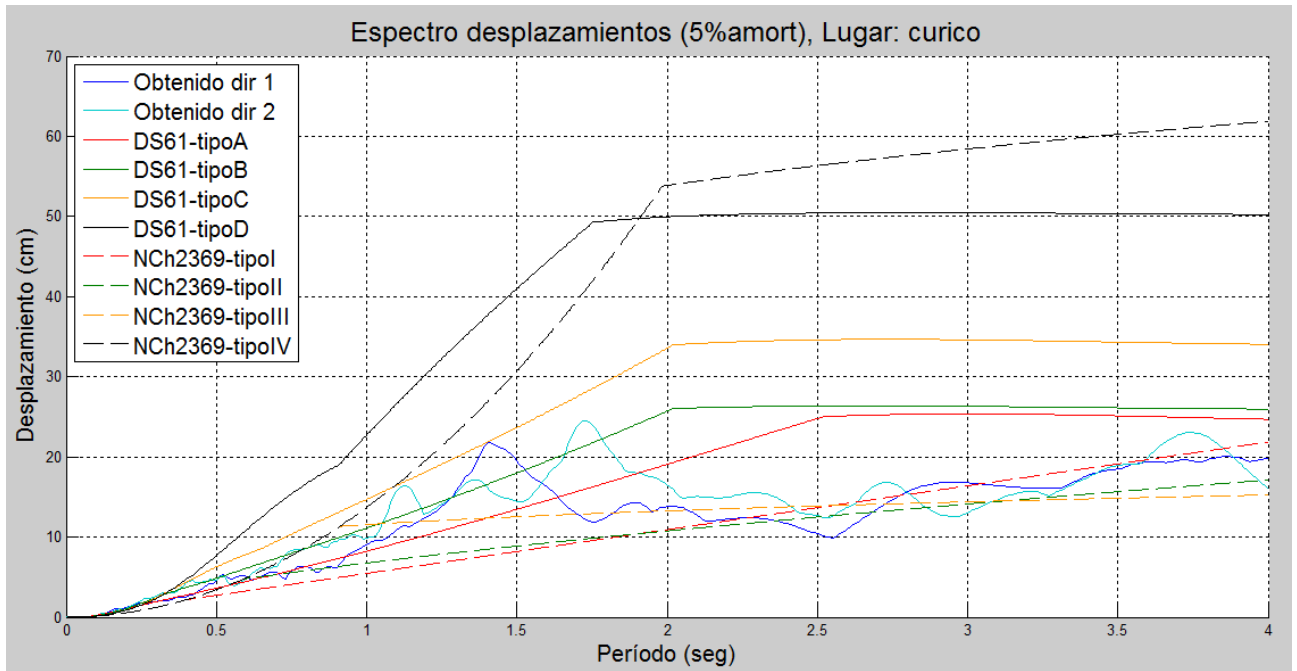
## ANEXO B: ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS (TERREMOTO 2010)

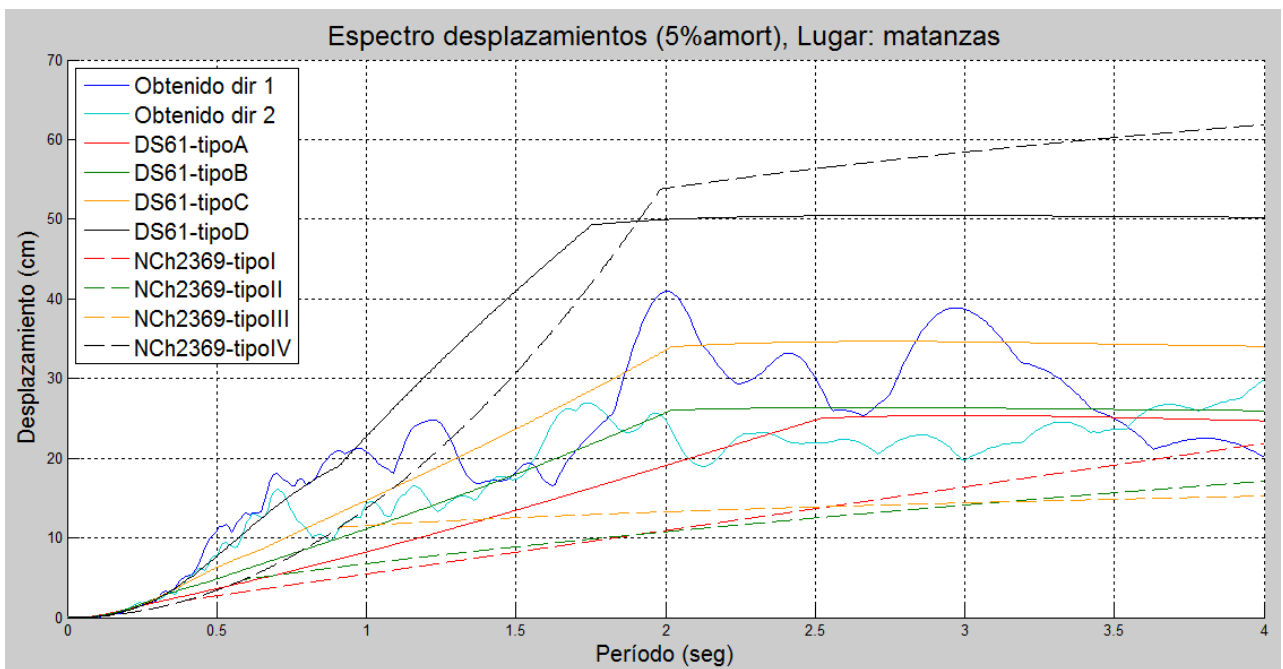
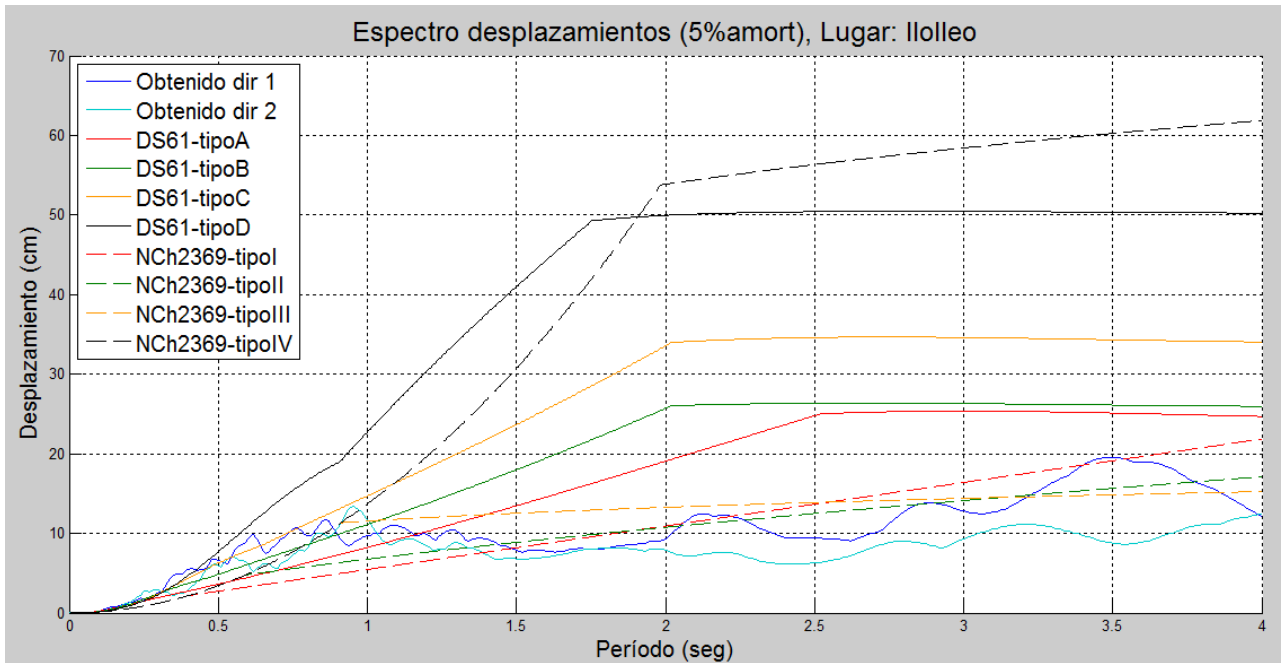
Los espectros correspondientes al decreto supremo DS61 se muestran en línea continua, mientras que los espectros asociados a la norma NCh2369 se muestran en trazo discontinuo.

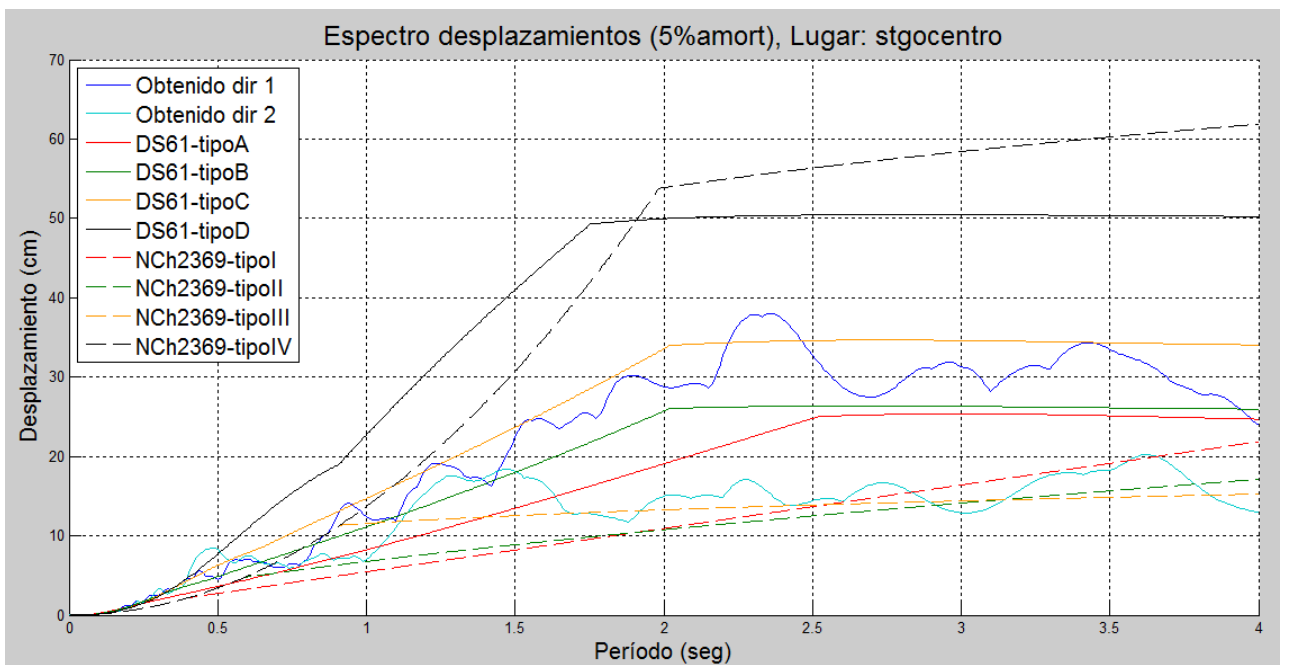
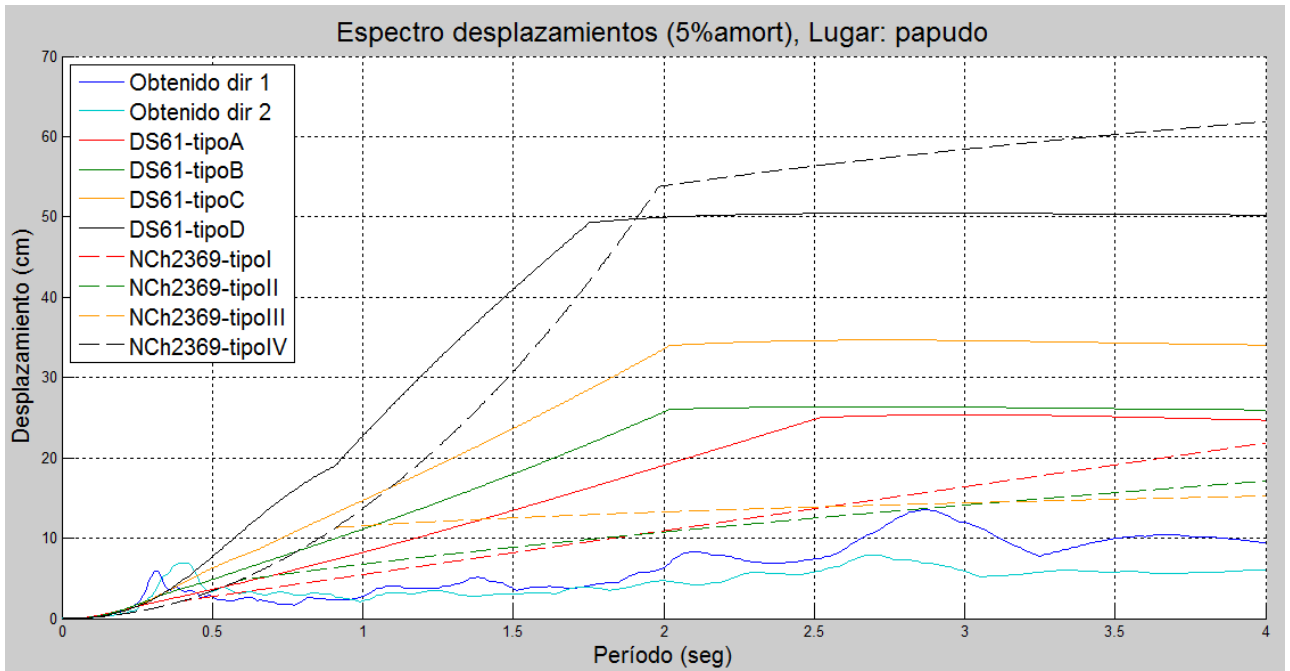




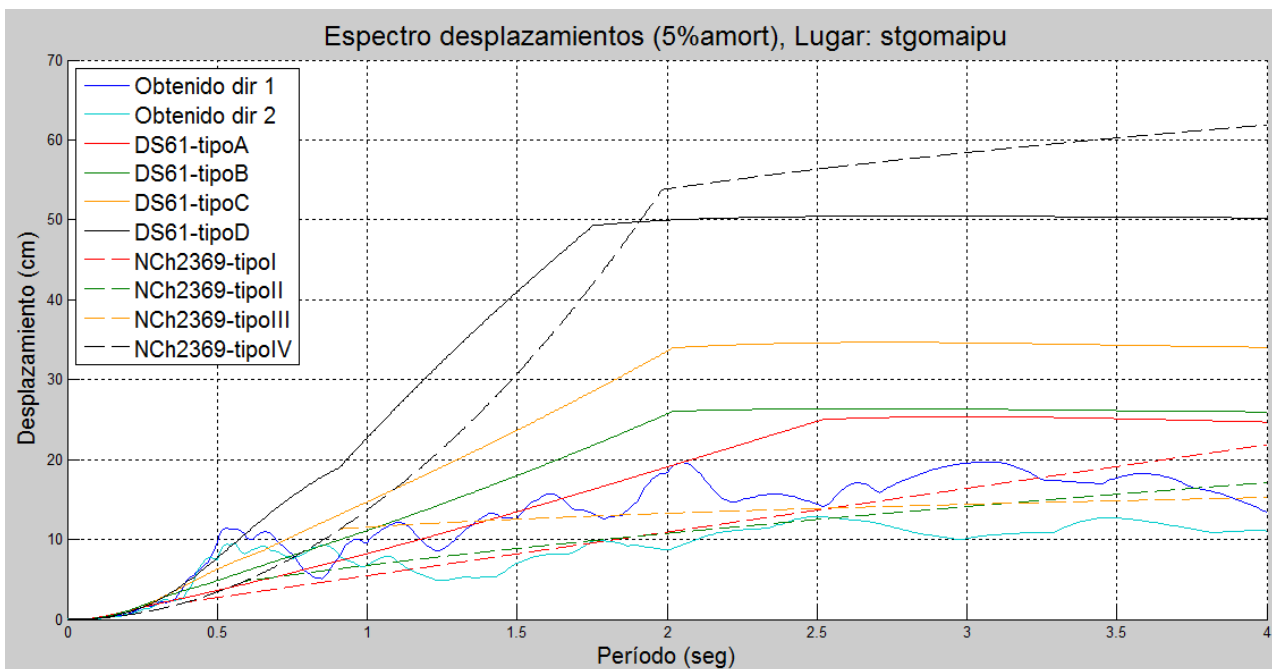
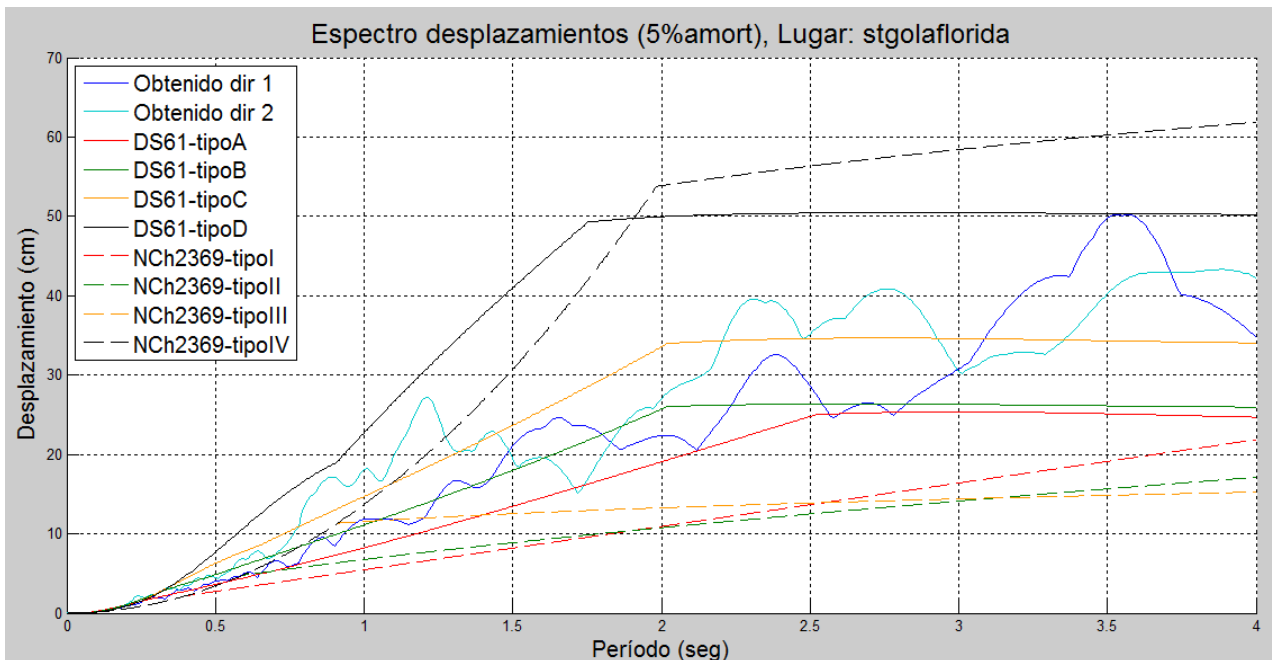


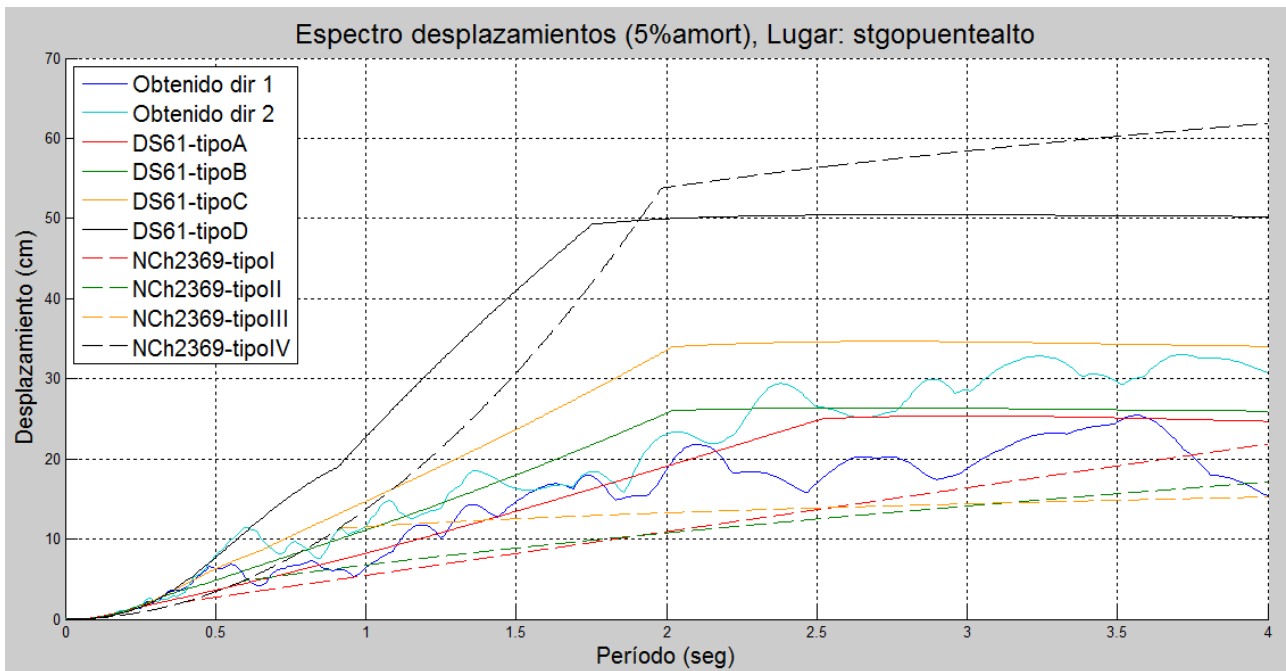
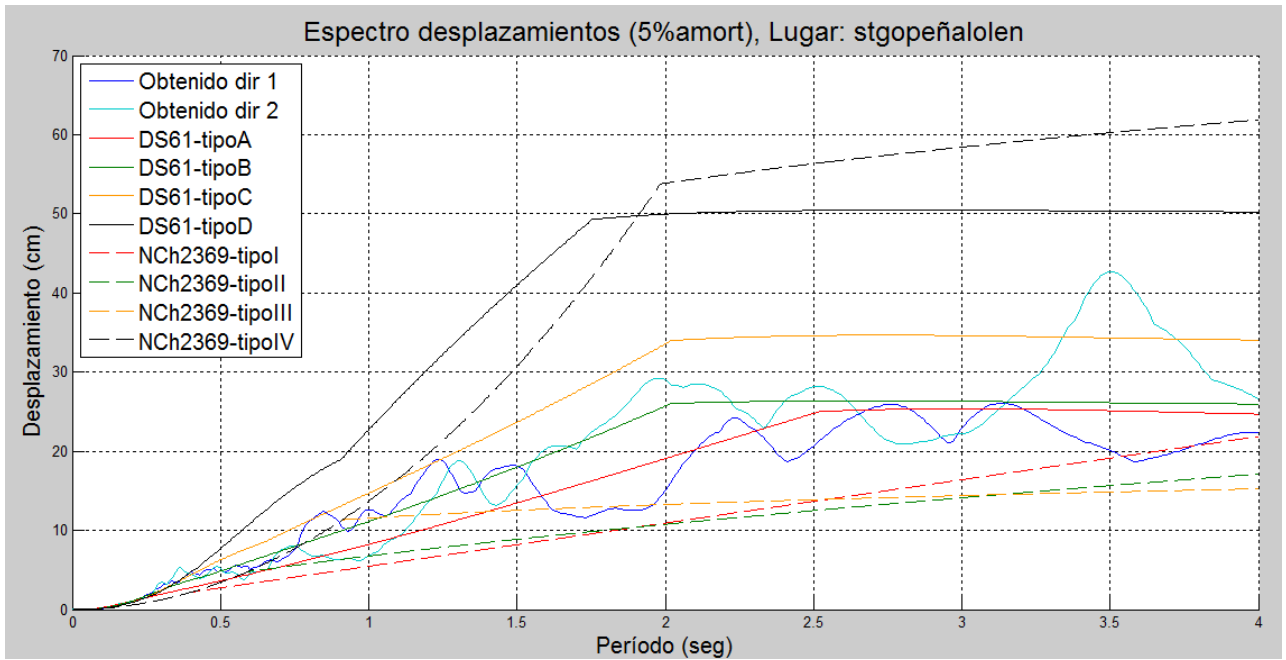


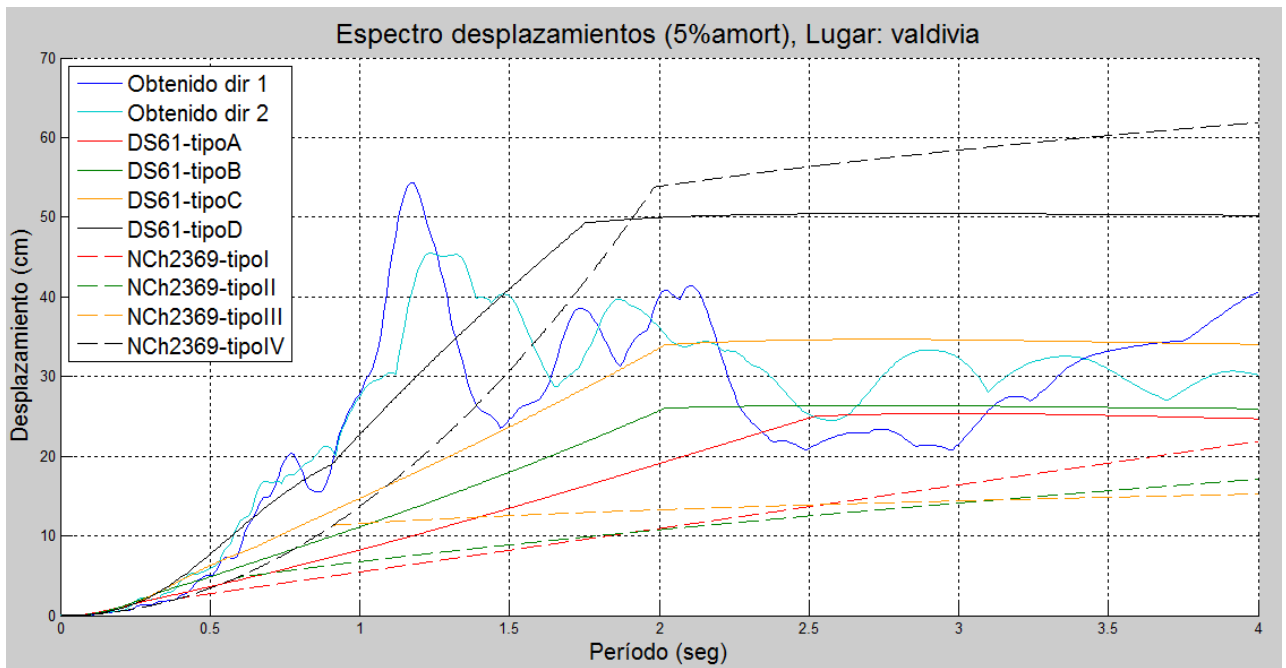
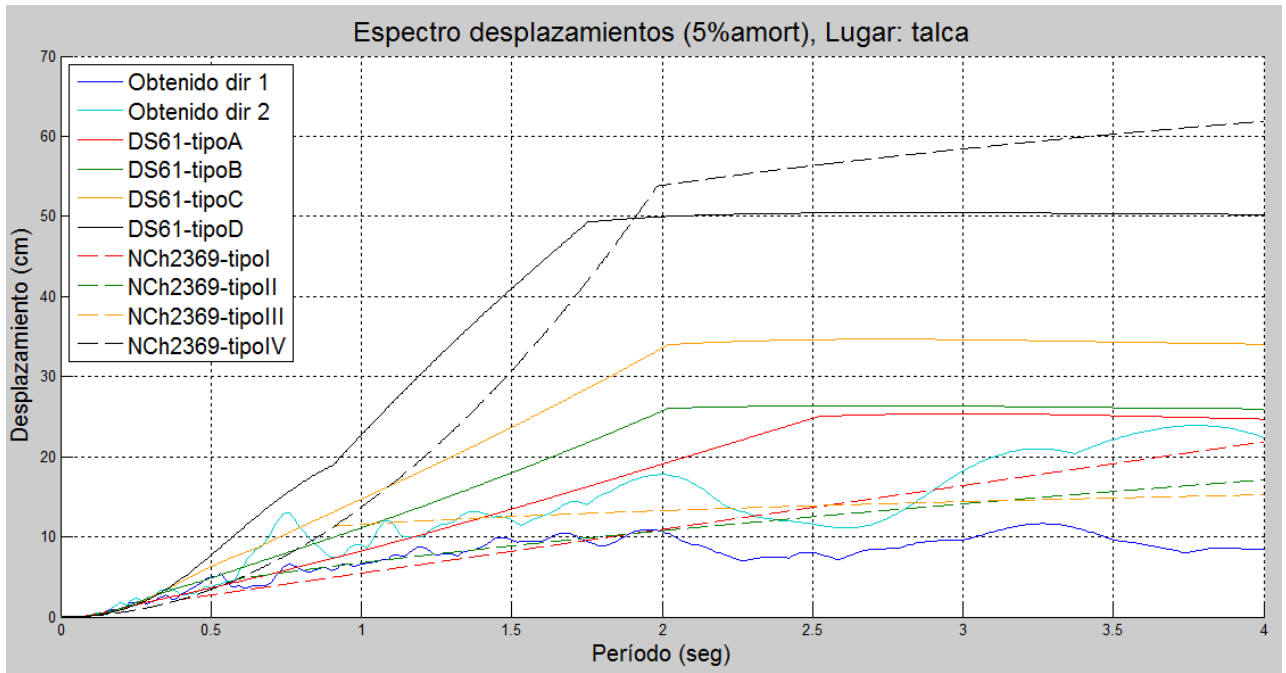


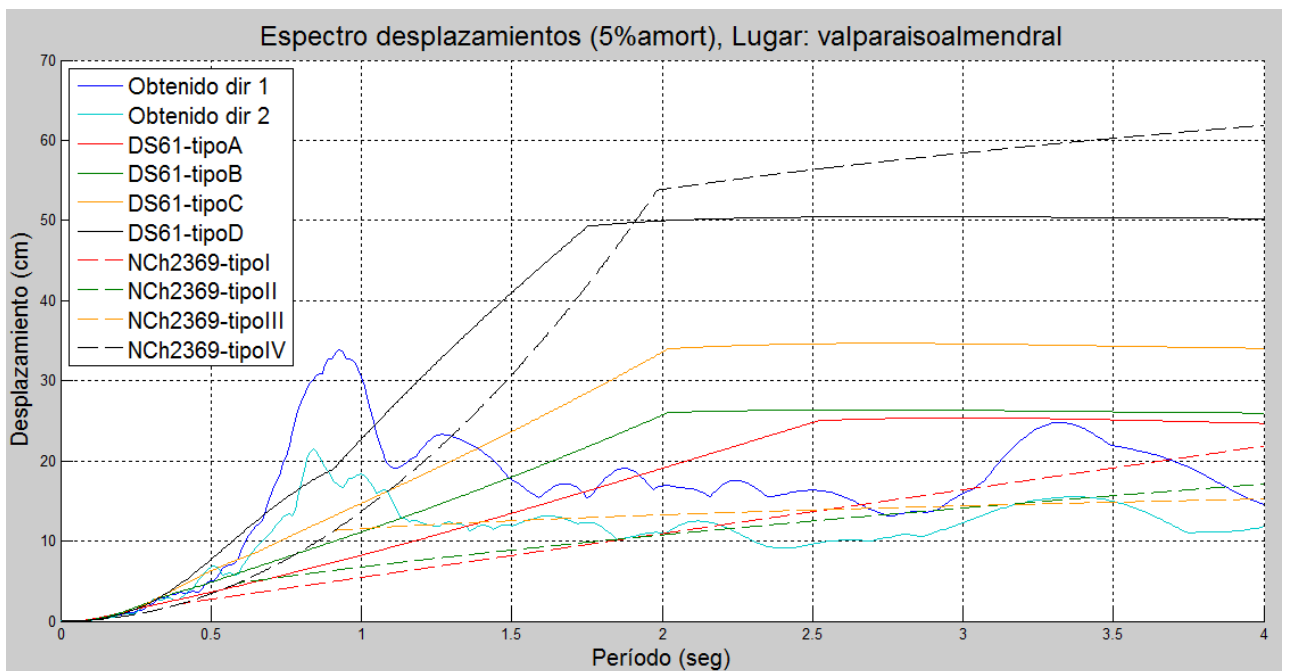
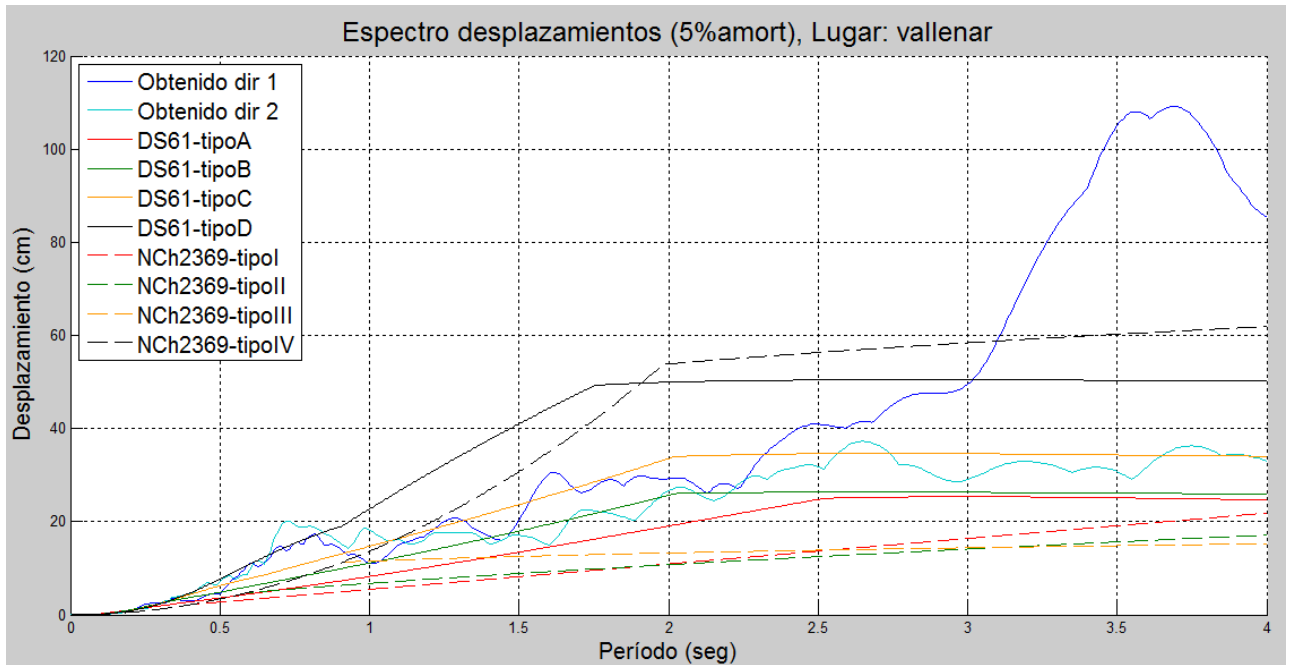


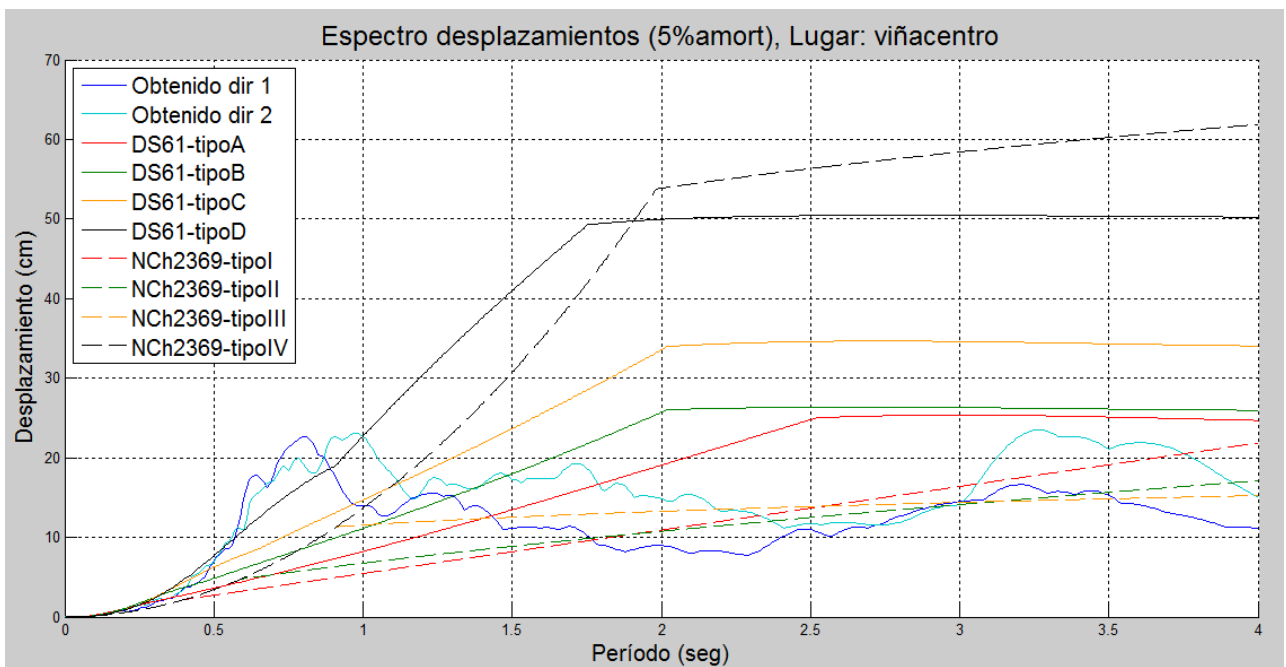
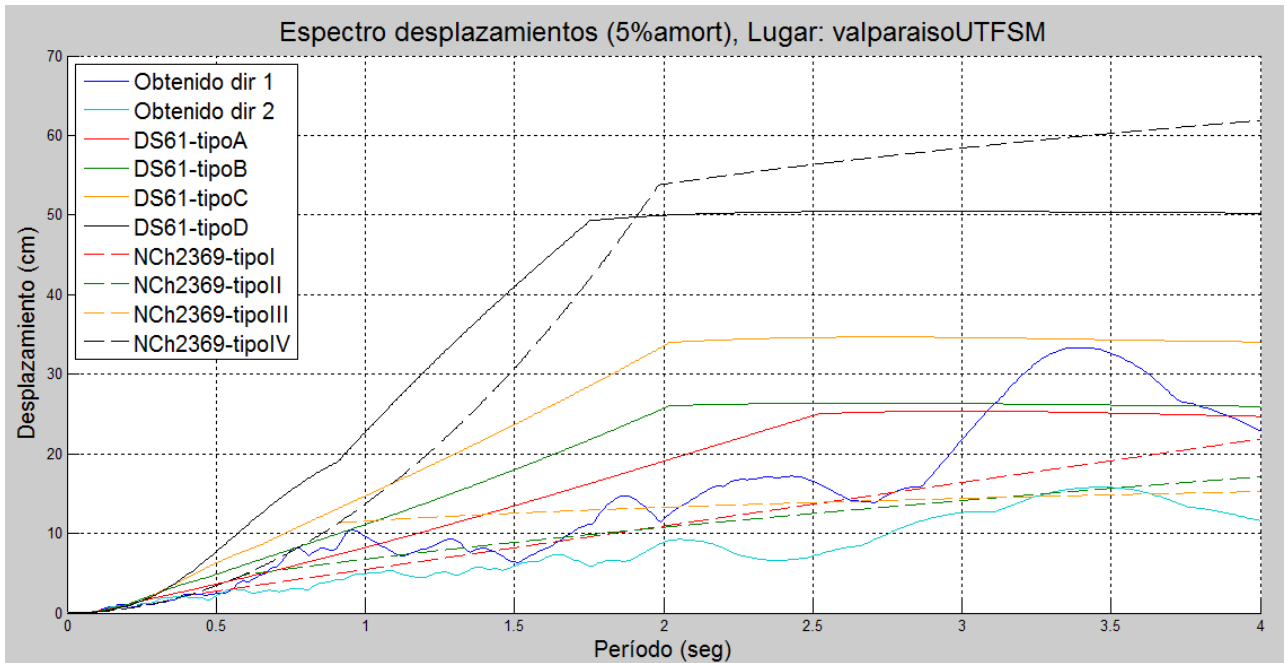


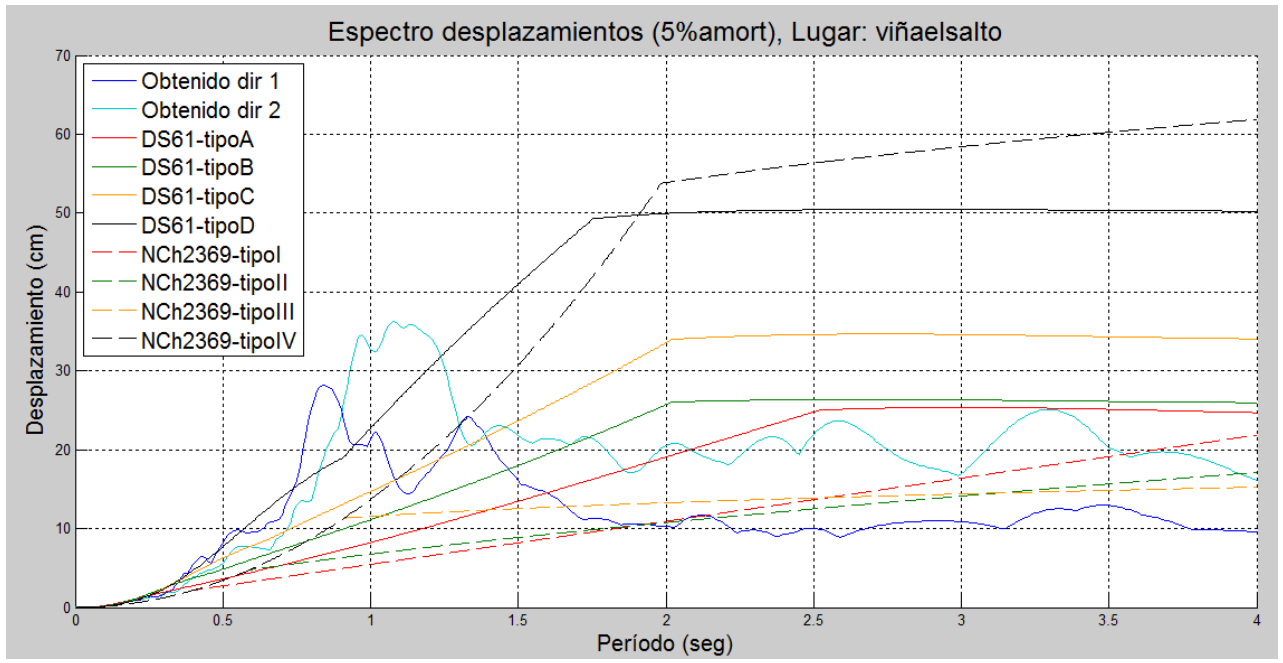












### ANEXO C: CLASIFICACIÓN ESTACIONES (TERREMOTO 1985)

Clasificación de estaciones para el terremoto de 1985 en función del tipo de suelo

ESTACION	TIPO DE SUELO	FECHA SISMO	COMP	A g	V cm/s	D cm
Papudo	I: Roca maicillo	7/11/81	L	-0.603	-18.92	-7.42
			T	0.397	-17.20	5.05
		3/03/85 22:47 GMT	S40E	0.231	12.41	1.60
Los Vilos	I: Roca	3/03/85	NS	0.025	2.83	0.49
		22:47 GMT	EW	0.035	-2.85	-0.53
Zapallar	I: Roca	3/03/85	NS	-0.270	-11.22	1.15
		22:47 GMT	EW	0.304	13.46	-1.69
Valparaíso (UTFSM)	I: Roca	3/03/85	S20E	0.165	-6.31	1.25
		22:47 GMT	N70E	0.176	14.60	3.11
		3/03/85	S20E	0.040	-2.70	0.83
		23:38 GMT	N70E	0.033	-2.46	0.71
Quintay	I: Roca	3/03/85	NS	0.236	12.51	2.82
		22:47 GMT	EW	0.260	-19.34	-3.48
		9/04/85	L	-0.032	-1.31	0.14
Rapel	I: Roca	3/03/85	NS	0.223	-10.38	-3.07
		22:47 GMT	EW	0.089	6.06	-1.76
		9/04/85	NS	0.051	5.21	-2.18
			EW	-0.110	6.70	3.41
Pichilemu	I: Roca	3/03/85	NS	0.259	-11.68	3.73
		22:47 GMT	EW	-0.178	12.53	3.89
La Ligua	II:Grava densa	7/11/81	L	-0.469	-18.82	4.49
			T	-0.371	-13.02	2.45
		3/03/85	N70W	-0.177	7.47	-1.15
		S20W	-0.133	7.69	1.34	
Illapel	II:Grava densa	3/03/85	N20W	-0.117	5.42	-0.67
		22:47 GMT	N70E	-0.091	3.47	-0.90
San Felipe	II:Grava densa	3/03/85	S10E	0.309	16.17	-3.58
		22:47 GMT	N80E	0.434	-17.77	-3.51
Llo Lleo	II:Arena densa	3/03/85	S80E	0.446	23.30	4.26
		22:47 GMT	N10E	-0.712	-40.29	-10.5
		3/03/85	S80E	-0.191	-13.39	-1.97
		23:38 GMT	N10E	-0.186	10.88	1.59
		9/04/85	S80E	-0.170	-6.10	1.10
		N10E	0.204	-13.94	-2.10	



ESTACION	TIPO DE SUELO	FECHA SISMO	COMP	A g	V cm/s	D cm
Melipilla	II:Arena densa	3/03/85 22:47	EW	0.528	40.35	6.02
			NS	-0.686	34.25	12.02
San Fernando	II:Grava densa	3/03/85 22:47	NS	0.291	24.47	-4.24
			EW	0.340	-23.89	-5.45
		9/04/85	NS	-0.062	-3.98	-1.10
			EW	0.066	3.63	-0.50
Iloca	II:Arena	3/03/85 22:47	NS	-0.226	9.34	-1.11
			EW	0.278	15.09	1.39
		9/04/85	NS	-0.162	-8.87	0.78
			EW	-0.112	8.89	-1.37
Hualañe	II:Grava densa	3/03/85 22:47	NS	0.170	11.42	1.51
			EW	0.136	11.02	-2.41
Talca	II:Grava densa	3/03/85 22:47	N80W	0.167	11.86	3.48
			N10E	-0.171	8.89	-1.36
Cauquenes	II:Grava densa	3/03/85 22:47	NS	0.086	6.05	0.80
			EW	0.113	-8.62	-1.16
		9/04/85	NS	0.055	-3.86	-0.29
			EW	-0.074	4.63	0.45
Chillán	II:Grava densa	3/03/85 22:47	N80E	0.062	-9.35	-3.80
			N10W	-0.055	-8.81	3.49
Ventanas	III: Arena	7/11/81	L	-0.284	15.55	4.51
			T	0.268	-17.86	-8.04
		3/03/85	L	-0.213	-23.23	-4.09
			T	0.227	-24.55	-4.47
		9/04/85	L	-0.068	-8.38	1.28
			T	0.075	-6.58	-1.19
Llay Llay	III:Grav y Limo Blando	3/03/85 22:47 GMT	N80W	-0.475	36.66	6.37
			S10W	-0.352	-41.79	8.42
Viña del Mar	III: Arena	3/03/85 22:47	N70W	-0.237	25.51	4.11
			S20W	0.363	30.74	-5.42
		3/03/85 23:38	N70W	0.083	6.06	-1.10
			S20W	0.081	5.43	1.31
Valparaíso El Almendral	III: Relleno artif.	3/03/85 22:47	N50E	0.297	-28.58	-5.78
			S40E	-0.166	16.97	2.76
Constitución	III: Arena de densidad media	3/03/85	NS	0.130	-17.82	2.62
			EW	0.080	7.96	1.67
		9/04/85	NS	0.049	-4.8	-0.86
			EW	0.044	-3.53	-0.77



## ANEXO D: ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIONES

Los espectros del decreto supremo DS61 provienen del espectro de desplazamientos expresado en pseudo-aceleraciones. Para cada estación se grafican las tres componentes (2 horizontales: dir1, dir2; y la vertical). Se muestran los registros según orden alfabético.

