

UNIVERSIDAD DEL BÍO – BÍO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Mg. Franco Benedetti L.

Profesores Comisión: Mg. Gilda Espinoza V.

Mg. Alexander Opazo V.

**ESTUDIO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS FUNDADAS
EN SITIOS DE IGUAL CLASIFICACIÓN DE DISEÑO**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de Ingeniero Civil

FERNANDO EMANUEL ZÚÑIGA VALDEBENITO

Concepción, septiembre 2016

A mi hijo Franco.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por todo lo que me ha dado.

Agradezco a mis padres, Rosa Valdebenito y Luis Zúñiga, que con sacrificio han dado todo por la educación de sus hijos. Ellos me incentivaron a estudiar y a superarme cada día. Además les agradezco por su apoyo incondicional en todas las circunstancias de mi vida.

Agradezco a mi novia, Melissa Bari, que siempre me motivó y apoyó en el trascurso de la carrera, y por su infinita paciencia en el desarrollo de esta investigación.

Agradezco a mi profesor guía, Franco Benedetti, por su paciencia y voluntad para resolver cualquier duda que se presentó.

Gracias a mis compañeros, Gabriel Burgos y Daniela Ojeda, por su ayuda y por todos los momentos que compartimos mientras desarrollábamos nuestras memorias.

Gracias a mi hermano Pedro Zúñiga y a mis amigos Diego Uribe, Carlos Taiba y Stephanie Díaz, que siempre estuvieron dispuestos a ayudarme en el desarrollo de esta tesis.

NOMENCLATURA

OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation

B: Ancho de la fundación o ancho de base

Vs: Velocidad de ondas de corte

V_{S30}: Velocidad promedio de ondas de corte en los primeros 30 metros de un sitio

V_{sB}: Velocidad de ondas de corte equivalente a la base

T: Periodo de la estructura

H: Altura de la estructura

PGA: Aceleración máxima de un registro

CONTENIDO

RESUMEN.....	1
1. INTRODUCCIÓN	2
2. OBJETIVOS.....	4
Con el desarrollo de esta investigación se pretende lograr los siguientes objetivos:	4
3. GENERALIDADES	5
3.1 Efecto de Sitio.....	5
3.2 Clasificación de Sitios de Fundación Mediante Velocidad de Onda de Corte (V_{s30})	6
3.3 Interacción Suelo Estructura	8
4. METODOLOGIA.....	9
4.1 Enfoque del Problema.....	9
4.2 Dominio de Estructura y Fundación	10
4.3 Capacidad de la Estructura	11
4.4 Masa.....	11
4.5 Suelos Analizados.....	12
4.6 Demanda Sísmica	13
4.7 Construcción de modelos.....	15
4.7.1 Dominio del suelo	15
4.7.2 Fundación	16
4.7.3 Estructura	16
4.7.4 Contacto fundación-estructura	17
4.7.5 Contacto suelo fundación	17
4.7.6 Aplicación de demanda sísmica	17
4.8 Análisis	18
4.9 Casos modelados.....	19
5. RESULTADOS	20
5.1 Resultados Ordenados Por Sitio	20
5.2 Resultados Ordenados Por Ancho de Base.....	27
6. CONCLUSIONES.....	33
7. REFERENCIAS	35

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Espectros de aceleración y PGA en San Francisco.....	5
Figura 2: Espectro elástico de la NCh433 y de sismos reales.....	7
Figura 3: Simplificación de un edificio a un sistema equivalente.....	9
Figura 4: Curvas elastoplásticas consideradas en los modelos para $T=1.2$	11
Figura 5: Sitios clasificados como tipo D según NCh 433.....	12
Figura 6: Espectro de respuestas para los sismos aplicados.....	14
Figura 7: Aplicación de los desplazamientos sísmicos en el modelo.....	18
Figura 8: Resultados de drift ordenados por sitio, para periodo $T=0.3s$	20
Figura 9: Curvaturas para el sismo NCh433-2 en el sitio 4 y capacidad $0.1g$	21
Figura 10: Resultados de giro ordenados por sitio, para $T=0.3s$	22
Figura 11: Resultados de drift ordenados por sitio, para $T=0.7s$	23
Figura 12: Resultados de drift ordenados por sitio, para periodo $1.2s$	23
Figura 13: Resultados de giro ordenados por sitio, para $T=0.7s$	24
Figura 14: Resultados de giro ordenados por sitio, para $T=1.2s$	25
Figura 15: Diferencias estadísticamente significativas entre anchos de fundación.....	26
Figura 16: Analogía entre el indicador VsB y los bulbos de esfuerzos.....	27
Figura 17: Resultados de drift ordenados por base, para $T=0.3s$	28
Figura 18: Resultados de giro ordenados por base, para $T=0.3s$	29
Figura 19: Resultados de drift ordenados por base, para $T=0.7s$	29
Figura 20: Resultados de drift ordenados por base, para $T=1.2s$	30
Figura 21: Resultados de giro ordenados por base, para $T=0.7s$	30
Figura 22: Resultados de giro ordenados por base, para $T=1.2s$	31
Figura 23: Diferencias estadísticamente significativa entre sitios de fundación.....	32

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resumen comparativo de distintas normas que incluyen V_{s30}	7
Tabla 2: Dominio estructural.....	10
Tabla 3: Parámetros elásticos para definir los suelos.....	12
Tabla 4: Registros sísmicos y sus parámetros.....	13
Tabla 5: Casos de modelamientos.....	19
Tabla 6: Valores V_{sB} según el sitio y el ancho de fundación.....	32

ESTUDIO DEL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS FUNDADAS EN SITIOS DE IGUAL CLASIFICACIÓN DE DISEÑO

Autor: Fernando Zúñiga Valdebenito

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad Del Bío Bío

fezuniga@alumnos.ubiobio.cl

Profesor Patrocinante: Mg. Franco Benedetti Leonelli

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad Del Bío Bío

fbenedetti@ubiobio.cl

RESUMEN

En la actualidad, la mayoría de los países con alto riesgo sísmico incorporan en sus normas de diseño estructural (Nch 433, IBC, Eurocode, etc) la clasificación de sitios de fundación a través de la rigidez media que presenta el suelo, la cual es obtenida a partir de la velocidad promedio de ondas de corte en los primeros treinta metros de terreno (V_{s30}). Sin embargo, al obtenerse por un promedio, la clasificación no considera directamente las características de los estratos cercanos a la fundación ni el hecho de que sitios con distinta configuración de rigideces son clasificados como un mismo tipo. Con el fin de analizar estas situaciones, se crearon y ejecutaron modelos numéricos de sistemas suelo-fundación-estructura en dos dimensiones, considerando fenómenos no-lineales como la incursión en el rango plástico de la estructura y del suelo, además del deslizamiento y giro de la fundación.

Finalmente se logra encontrar evidencia de que existen diferencias estadísticamente significativas entre sitios clasificados como un mismo tipo, pero con distinta configuración de rigideces, especialmente cuando la estructura se mantiene en el rango lineal.

6601 Palabras Texto + 23 Figuras * 250 + 6 Tablas * 250 = 13851 Palabras Totales.

1. INTRODUCCIÓN

En el diseño y análisis de una estructura, se consideran una serie de supuestos con el fin de simplificar y disminuir el tiempo y costo del estudio. En particular, al realizar el análisis del sitio de fundación, se realizan simplificaciones que a veces están alejadas del comportamiento que se exhibe en la realidad. Por ejemplo, la norma chilena NCh433 no considera el hecho que el movimiento provocado por un sismo en una superficie de terreno sin estructura (campo libre) es diferente al movimiento del mismo sitio con estructura, o dicho de otra manera, la presencia de la estructura modifica el movimiento, lo que se conoce como interacción suelo-estructura.

Por otro lado, Chile y la mayoría de los países sísmicos clasifican los sitios de acuerdo a su rigidez promedio en los primeros 30 metros, medida indirectamente por medio de la velocidad de ondas de corte. Esta es la principal manera que tienen los códigos para incorporar, de manera simplificada, el fenómeno de respuesta de sitio en el diseño estructural. Sin embargo, no se consideran ciertos fenómenos que pueden cobrar relevancia en eventos sísmicos importantes y que podrían modificar el desempeño estructural. Por ejemplo, la clasificación se define en función de un parámetro (rigidez) que describe el comportamiento elástico-lineal de un suelo, aun cuando éste comportamiento en sismos de gran magnitud y en las vecindades de la estructura pudiese ser mejor representado como no-lineal e inelástico. Por otra parte, las normas no especifican si existe algún efecto en el comportamiento estructural cuando sitios con distinta configuración de rigideces clasifican como un mismo tipo.

Esta última situación es la que será evaluada en esta investigación a través de modelos numéricos no-lineales en dos dimensiones, los cuales considerarán también el fenómeno de interacción suelo-estructura. A través de estos sistemas se estudiarán los efectos –si es que existen- y si estos pueden influenciar significativamente el comportamiento de estructuras fundadas en sitios de igual clasificación de diseño, pero distinta distribución de rigideces, cuando son sometidas a demandas sísmicas elevadas.

Los modelos serán construidos en OpenSEES (Open System for Earthquak Engineering Simulation), un software de código abierto altamente validado y muy utilizado para investigación en el campo de la ingeniería sísmica, el cual es capaz de simular incluso el comportamiento no lineal de los sistemas. Esta capacidad de representar la no-linealidad implica que la ejecución de los modelos no tenga asegurada la convergencia y si logra converger, el resultado no necesariamente es correcto.

Para finalizar, es necesario aclarar que en este documento se considerará el concepto de “sitio” como la suma de los estratos de suelos de un determinado lugar, a diferencia de la NCh 433 donde el concepto de “sitio” y “suelo” es el mismo.

2. OBJETIVOS

Con el desarrollo de esta investigación se pretende lograr los siguientes objetivos:

2.1 Objetivo General

Analizar, mediante modelos numéricos, el comportamiento sísmico de estructuras fundadas en sitios de igual clasificación de diseño, pero con distinta distribución de rigidez.

2.2 Objetivos Específicos

- Sintetizar los criterios de clasificación sísmica de sitios de fundación de distintos códigos de diseño del mundo.
- Definir las variables, procedimientos y casos de modelamiento para el estudio.
- Implementar modelos de elementos finitos para realizar los análisis de comportamiento estructural.
- Analizar la variación del desempeño estructural de acuerdo a las características de los distintos sitios de fundación.

3. GENERALIDADES

Para el desarrollo de esta investigación es necesario comprender muchos temas y conceptos que se relacionan entre sí. Algunos de estos se presentan a continuación.

3.1 Efecto de Sitio

En numerosas observaciones a quedado demostrado que los daños ocasionados por un sismo son, en general, mayores en la superficie de depósitos de suelo blando que sobre afloramientos rocosos. Si consideramos que muchos de los asentamientos humanos se ubican en valles de ríos sobre depósitos no con solidados, este fenómeno adquiere particular relevancia.

Los depósitos de suelo, debido a sus características físicas (rigidez, densidad, etc.) distintas a la roca, pueden influenciar de manera significativa la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración del movimiento de superficie. Esta es la principal razón que para un mismo evento sísmico estructuras de características similares, equidistantes a la zona de ruptura, pero fundadas en sitios diferentes, tengan un desempeño estructural muy distinto.

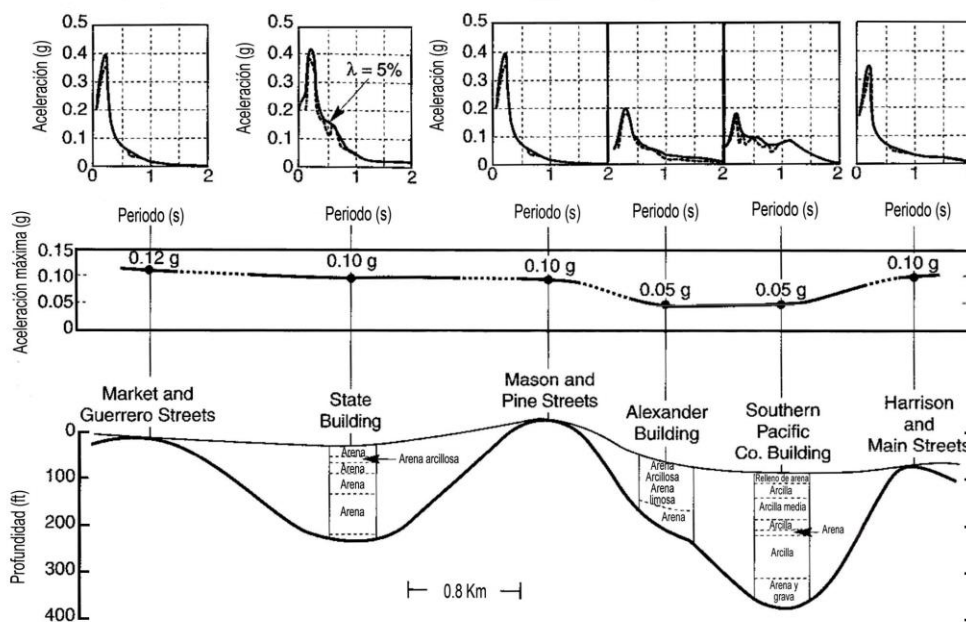


Figura 1. Espectros de aceleración y PGA en distintos lugares de medición terremoto de San Francisco

La figura 1 muestra como el sismo de San Francisco (Estados Unidos, 1952) produce distintos espectros de aceleración y aceleración máxima del suelo (PGA) dependiendo del lugar de medición. Por ejemplo en el sitio “Mason and Pine Street” se registró un PGA de 0.1g y un espectro

con energía concentrada en bajos periodos, mientras el sitio “Alexander Builder” a solo 1 km de distancia registró un PGA de 0.05g y un espectro con un ancho de banda más amplio. Esta es la típica comparación entre un afloramiento rocoso, donde la roca vibra con una alta frecuencia, versus un suelo de densidad media a baja, donde la frecuencia es mucho menor.

3.2 Clasificación de Sitios de Fundación Mediante Velocidad de Onda de Corte (V_{s30})

En ingeniería, 30 metros es una profundidad típica de perforaciones para caracterizar sitios. Por lo tanto, gran parte de los estudios de efecto de sitio se basan en los 30 primeros metros de profundidad.

Por ejemplo, Boore (1993) basa sus regresiones para sismos en la velocidad media de ondas de corte en los primeros 30 m. Borchardt (1992, 1994) y Dobry (1994) también sugieren basar el diseño en estas propiedades. El concepto de los primeros 30 m es ampliamente utilizado para la zonificación sísmica teniendo en cuenta los datos experimentales de la geotecnia y las pruebas geofísicas.

En la actualidad, la mayoría de las normas de diseño estructural en el mundo incorporan el fenómeno de respuesta de sitio clasificando los suelos a través de un promedio ponderado de las ondas de corte en los primeros 30 metros. En Chile, el decreto supremo 61 declara que “la clasificación sísmica de suelos depende principalmente de la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} ” definida por:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}} \quad (1)$$

La tabla 1 muestra un resumen comparativo de normas de diseño en las que la clasificación sísmica de sitios depende principalmente de V_{s30} . Los códigos comparados son: NCh433-decreto 61(2012), National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (BSSC, 2001), International Building Code (IBC, 2009) y el Eurocode 8 (2007). Con el fin de evitar la confusión de las especificaciones detalladas, sólo se entrega información clave para una comparación directa.

Tabla 1. Resumen Comparativo de Distintas Normas que Incluyen Vs30

Descripción General	SITIO	NCh 433 Dto. 61 (2012)		SITIO	Eurocode 8 (2007)		SITIO	NEHRP (BSSC, 2001)		IBC (2009)	
		Vs30	NSPT		Vs30	NSPT		Vs30	NSPT	Vs30	NSPT
Roca Dura	-	-	-	-	-	-	A	≥ 1500	N/A	≥ 1524	N/A
Roca	A	≥ 900	N/A	A	≥ 800	N/A	B	≥ 760	N/A	≥ 762	N/A
Roca blanda y suelo muy denso	B	≥ 500	≥ 50	-	-	-	-	-	-	-	-
Suelo denso o firme	C	≥ 350	≥ 40	B	≥ 360	> 50	C	≥ 360	> 50	≥ 350	> 50
Suelos densos a medianamente densos	D	≥ 180	≥ 30	C	≥ 180	15-50	D	≥ 180	15-50	≥ 182	15-50
Suelos medios a blandos	E	< 180	≥ 20	D	≥ 180	< 15	E	≥ 180	< 15	≥ 182	< 15
Otros	F	-	-	E S_{1,2}	-	-	F	-	-	-	-

Nota: N/A, no aplica. Vs30 y NSPT no son los únicos parámetros presentes en las normas, pero son los más relevantes para la comparación.

Como se observa en la tabla 1, en Chile se clasifican los sitios en orden alfabético desde A hasta F, donde A es muy buena calidad y F es un sitio de características especiales, generalmente de mala calidad. Además, la NCh 433 específica para el análisis modal espectral una demanda distinta para cada sitio, de esta manera un sitio que clasifique como tipo E tendrá asociado un espectro de diseño de mayor amplitud que uno clasificado como tipo A.

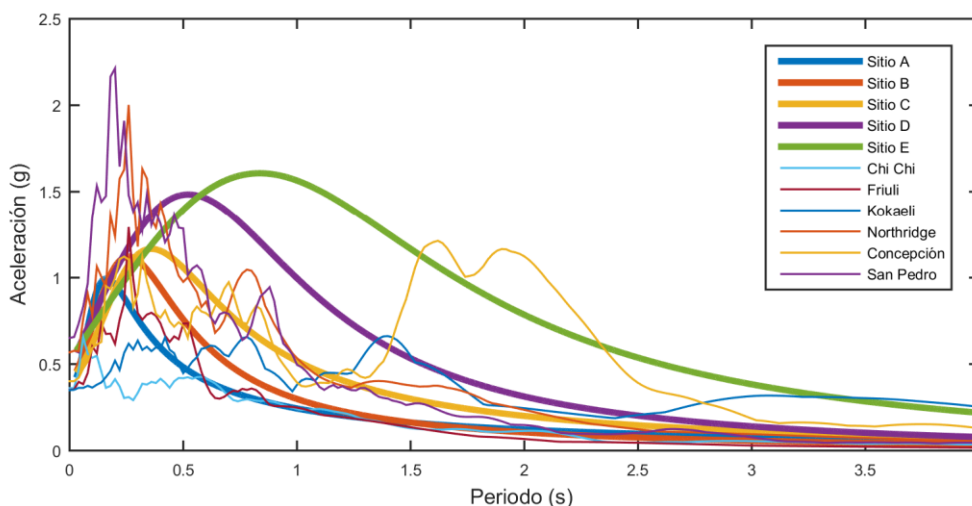


Figura 2. Espectros elásticos de la NCh 433 y de sismos reales.

En la figura 2 se muestran los distintos espectros elásticos de aceleración para cada tipo de sitio y algunos espectros de sismos reales. Se observa como los espectros elásticos disminuyen su magnitud a medida que aumenta el periodo de forma similar a lo que pasa con los espectros de sismos reales, a excepción del terremoto del Maule del 2010 (medido en Concepción), donde hay un aumento significativo de demanda para las estructuras con periodo entre 1.5 y 2.5 segundos. Es importante señalar que en la práctica se diseña con espectros de menor amplitud que los mostrados en la figura 2, porque se considera que las estructuras disipan energía a través de la ductilidad.

3.3 Interacción Suelo Estructura

Si se consideran dos estructuras iguales, una fundada sobre un lecho rocoso, mientras que la otra sobre un suelo de baja rigidez, tenemos para el primer caso que los movimientos de la fundación y el suelo son muy parecidos por lo que se considera que el sistema es de base rígida. Por otro lado, para la segunda condición el análisis es más complicado. En primer lugar la fundación es incapaz de ajustarse a los movimientos de campo libre (movimiento de suelo sin estructura), lo que provoca que el movimiento en la base de la estructura sea distinto al de campo libre, fenómeno conocido como interacción cinemática. En segundo lugar la respuesta dinámica de la estructura inducirá deformaciones en el suelo, lo que se conoce como interacción inercial. Este proceso, en el que la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influye en el movimiento del suelo, se conoce como interacción suelo-estructura.

La interacción suelo–estructura actúa sobre el comportamiento de la estructura de dos formas. La primera es alargando el periodo fundamental del sistema estructural, ya que, por medio de la interacción cinemática el periodo fundamental se alarga. Por otro lado, la interacción inercial provoca un aumento del amortiguamiento del sistema.

Estos fenómenos son considerados generalmente beneficiosos en los pocos códigos de diseño que incorporan la ISFE (EUROCODE 8, FEMA 440), debido a que un aumento del periodo fundamental implicaría que la estructura pasaría a una zona del espectro de diseño con menos demanda (lo que no es cierto en el caso de estructuras muy rígidas fundadas en suelo blando) y por otro lado un aumento del amortiguamiento reduce todo el espectro de respuesta.

Si bien en la actualidad no hay consenso absoluto acerca de si la ISFE es beneficiosa o no (Gazetas, 2000; Moghaddasi, 2010), algunos autores postulan una nueva forma de diseñar empleando este fenómeno de tal manera que el suelo concentre el daño y no la estructura (Anastasopoulos, 2009).

4. METODOLOGIA

4.1 Enfoque del Problema

La investigación consistió en analizar la influencia de la distribución de rigideces de las capas superiores de sitios con igual clasificación de diseño (Vs30) en el desempeño sísmico estructural, considerando el fenómeno de interacción suelo-fundación-estructura. Este problema se abordó mediante la construcción y ejecución de modelos numéricos (elementos finitos) de sistemas suelo-fundación-estructura en dos dimensiones a través del software Opensees, el cual posibilita la simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos no lineales ante una sollicitación sísmica.

Las estructuras modeladas representan simplificada mente edificios simétricos, regulares, estructurados en base a pórticos, con losas que desarrollan la función de diafragma rígido, con la masa total distribuida de manera equitativa y aplicada al nivel del cielo de cada piso. Este tipo de construcciones tiene como modo predominante de vibración el traslacional, por lo que es posible representarlas idealizadamente como sistemas de un grado de libertad. Esto se ilustra en la figura 2, donde k , m y h son la rigidez de piso, la masa a nivel de piso y la altura del edificio respectivamente, mientras que k_e , m_e y h_e son la rigidez, masa y altura equivalentes. B es la base de la estructura.

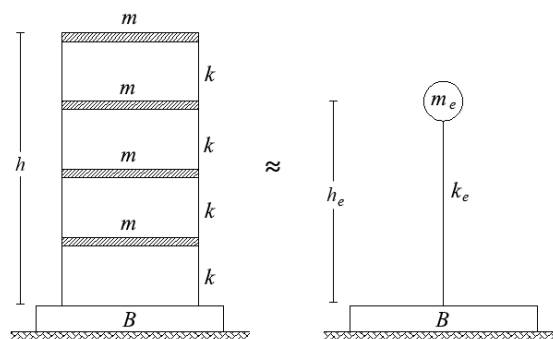


Figura 3. Simplificación de un edificio a un sistema equivalente.

El sistema modelado está empotrado en una losa de fundación muy rígida y sin confinamiento, la cual se conectó al suelo de forma que se permitiera la interacción cinemática e inercial, pudiendo desarrollar no-linealidades como el deslizamiento y el levantamiento de la estructura.

Es importante mencionar que la estructura y el suelo se definieron de manera que tuvieran un comportamiento de tipo elasto-plástico, mientras que la fundación se definió para representar un comportamiento elástico lineal.

Luego de definir las propiedades, se aplicaron al modelo varios registros sísmicos con distintas amplitudes, duraciones y contenidos de frecuencia, con el fin de que la estructura sea sometida a distintas demandas.

El dominio consta de estructuras con distintos periodos y con distintos anchos de fundación, con el fin de abarcar distintas situaciones estructurales. En las secciones siguientes se explican de manera detallada los procedimientos, casos estudiados y consideraciones realizadas.

4.2 Dominio de Estructura y Fundación

Los periodos seleccionados para este estudio fueron 0.3, 0.7 y 1.2 segundos, los que permiten el estudio de estructuras de distintas características dinámicas. El hecho de que sean solo tres casos responde principalmente al costo computacional que implica la ejecución de los modelos.

Un estudio de desempeño sísmico de edificios de hormigón, determinó los periodos fundamentales de muchos edificios en Chile, además definió relaciones entre la altura (H) y el periodo fundamental (T) para estructuras rígidas, de rigidez media y flexibles (Guendelman et al., 2010). En esta investigación se utilizó la relación para edificios de rigidez media, dada por la ecuación 2. Por medio de esta relación se determinaron las alturas de estructura asociadas a los diferentes periodos de estudio, las que se muestran en la tabla 2.

$$\frac{H}{T} = 70 \tag{2}$$

Respecto al tamaño de la fundación, se seleccionaron seis anchos distintos los cuales se muestran en la tabla 2. Los anchos de fundación se variaron para estudiar la influencia de esta variable en el fenómeno.

Tabla 2. Dominio Estructural

Modelos	1						2						3					
T (s)	0.3						0.7						1.2					
H (m)	21						49						84					
B (m)	9	12	17	20	23	26	9	12	17	20	23	26	9	12	17	20	23	26

4.3 Capacidad de la Estructura

La curva que modela el comportamiento de la estructura sometida a un sismo, está caracterizada como elastoplástica y su drift de fluencia se definió como 0.002, el que está establecido en el documento “VISION 2000” para diseño con desempeño operacional (SEAOC,1995).

Para considerar el efecto de la resistencia de la estructura en el fenómeno, se establecieron tres niveles de capacidad: 0.1, 0.2 y 0.4g. En la figura 3 se observan las curvas de capacidad utilizadas, en ellas se puede observar que para un drift aproximadamente superior a 0.002 la capacidad permanece relativamente constante.

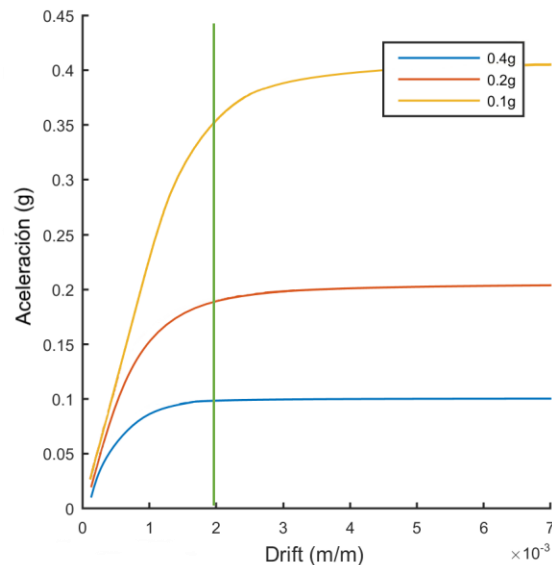


Figura 4. Curvas elastoplásticas consideradas en los modelos para T=1.2.

Las curvas de la figura 3 se obtuvieron calibrando la estructura para los periodos mencionados anteriormente. Este proceso no fue simple, ya que requirió el análisis de sensibilidad de muchas variables, por este motivo la fluencia comienza en un rango en torno a 0.002 y no en el valor exacto.

4.4 Masa

Para todas las estructuras se consideró la misma masa de 8163 Ton lo que resulta en un peso de 80000 kN. La razón de considerar solo un valor fue para independizar el sistema de esta variable y simplificar el problema.

4.5 Suelos Analizados

Para esta investigación se modeló el suelo como una arena drenada y los sitios analizados poseen un $V_{s30}=250$ m/s, clasificando como suelo “D” según decreto DS 61 (2011). Se consideraron cuatro sitios para el análisis, cada uno con distinta distribución de rigideces en los primeros 30 metros de profundidad. Las distribuciones o estratos considerados se muestran en la figura 5.

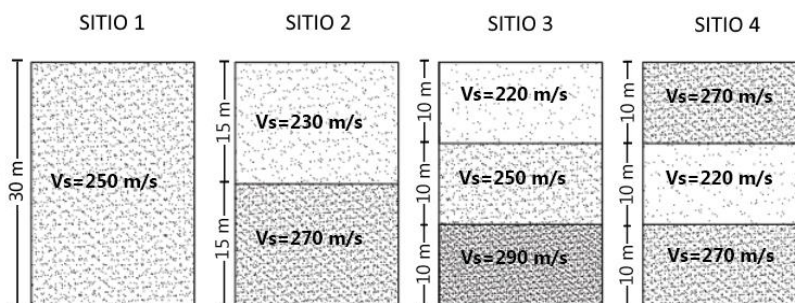


Figura 5. Sitios clasificados como tipo D según NCh433

El parámetro de velocidad de onda de corte (V_s), es el dato de entrada para definir los parámetros Densidad (γ), Modulo de corte (G), Modulo de Bulk (K) y Angulo de fricción (Φ), mediante la utilización de relaciones matemáticas. Respecto a los parámetros que regulan el comportamiento no lineal del suelo, no se variaron los que trae por defecto el modelo constitutivo usado (Yang, 2009).

Tabla 3 parámetros elásticos para definir los suelos.

V_s (m/s)	220	230	250	270	290
γ (Ton/m ³)	1.7	1.75	1.8	1.9	2.1
Φ (grados)	29	30	32	34	36.5
G (Kpa)	55.08	65.03	87.12	110.10	131.25
K (Kpa)	257,04	325.03	406,52	507.53	612,50
e	0.7	0.65	0,6	0.58	0.55
ν poisson	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

La variabilidad de rigideces usadas está acotada principalmente por el modelo constitutivo usado, entre más contraste entre las velocidades de ondas de corte mayores son los problemas de convergencia numérica.

4.6 Demanda Sísmica

Se utilizaron sólo seis registros sísmicos para el análisis transiente, debido principalmente a la escasez de recursos computacionales y tiempo. Si bien es una cantidad insuficiente para representar cabalmente la demanda sísmica -sumamente variable y complicada por su naturaleza estocástica-, puede ser suficiente para encontrar patrones y describir tendencias.

La tabla 4 muestra propiedades de los sismos aplicados a los modelos. En ella se aprecia que todos los sismos tienen una aceleración máxima superior a 0.35g, mientras que la velocidad y desplazamiento máximos tienen mayor variabilidad. Por otro lado la duración efectiva mayor la tiene el sismo de Kocaeli de 1999 con casi 16 segundos. En la tabla los sismos “NCh 433, suelo D 1” y “NCh 433 suelo D 2” tienen una característica destacable: son registros creados sintéticamente que poseen un espectro elástico de respuesta similar al que la NCh433 define para sitios de clasificación D.

Tabla 4 registros sísmicos y sus parámetros

N°	Registro sísmico	Magnitud (Mw)	Aceleración máxima(g)	Velocidad máxima(cm/s)	Desplazamiento máximo(cm)	Duración efectiva(s)
1	Chi Chi 1999,Taiwán	7.7	0.36	21.54	21.88	11.55
2	Friuli 1976,Italia	6.5	0.35	22.02	4.07	4.21
3	Kocaeli 1999,Turquía	7.4	0.35	62.18	51.30	15.90
4	NCH433.Suelo D 1, Chile	-	0.56	63.74	10.49	3.53
5	NCH433.Suelo D 2, Chile.	-	0.46	57.2	13.8	8.5
6	Northridge 1994,EUA	6.7	0.57	51.83	9.03	9.06

La figura 4 muestra los espectros de respuesta de los sismos estudiados. En el espectro de aceleración puede observarse como la energía se concentra principalmente entre los periodos 0 a 1.5 segundos, además de que los espectros sintéticos (NCh 443 1 y 2) prácticamente envuelven a los otros espectro en el rango de 0 a 2 segundos.

En los espectros de velocidad y desplazamiento, también se puede ver el predominio en magnitud de los sismos sintéticos al menos hasta los periodos cercanos a los 2 segundos, desde donde el registro Kocaeli empieza a cobrar especial relevancia.

La aceleración máxima (PGA) de todos los registros se encuentra en torno a los 0.5 g.

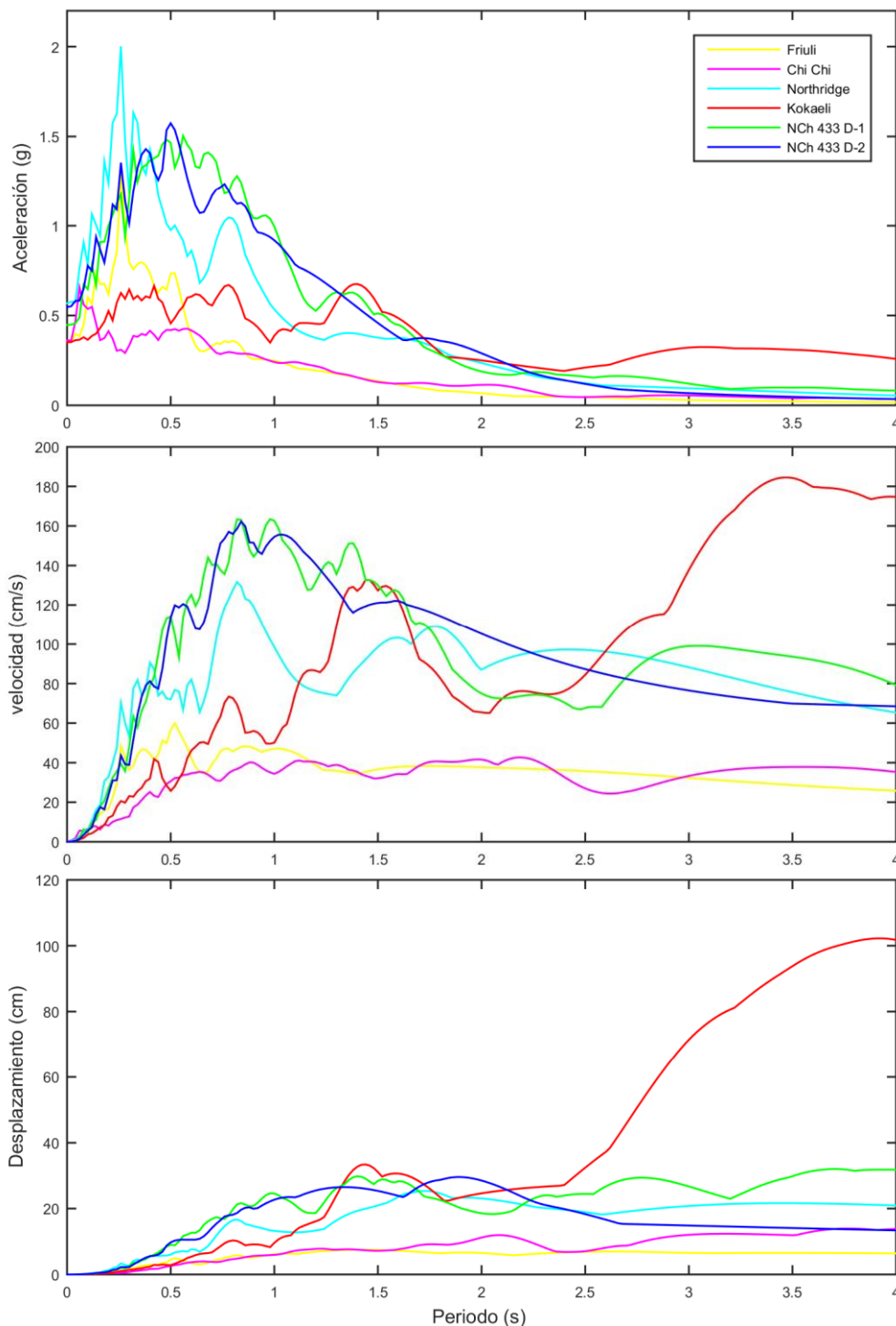


Figura 6. Espectros de Respuesta de Aceleración, Velocidad y Desplazamiento para los sismos modelados.

4.7 Construcción de modelos

Como ya se mencionó, el modelo fue construido en el software OpenSEES y se consideraron los siguientes aspectos:

4.7.1 Dominio del suelo

Con el fin de modelar el comportamiento no lineal del suelo, es necesario el uso de mallas de elementos finitos para un análisis preciso. La creación de esta malla se realizó con el software especializado GMSH.

Como el suelo modelado es una arena drenada, los nodos de la malla tendrán solo dos grados de libertad (NF2), esto es desplazamiento horizontal y vertical. Para obtener mayor precisión en los resultados, el mallado es más fino debajo de la fundación.

Para la construcción de la malla se consideró lo siguiente:

a) Material de suelo

A cada elemento de la malla se le asoció un material con la particularidad de simular el comportamiento de arenas sueltas a densas, con velocidades de ondas de corte entre 250 a 290 m/s. Además, el material es capaz de representar el comportamiento elasto-plástico del suelo para condiciones de cargas generales (Yang, 2009).

b) Elementos de suelo

Los elementos finitos de suelo son de tipo triangular, y con un solo punto de integración en el centro (McGann 2012). Esta configuración facilita la convergencia y en general requiere menos tiempo de ejecución.

c) Condiciones de contorno y tamaño de malla

Debido a las limitaciones existentes en los recursos computacionales y de tiempo el dominio debe ser suficientemente acotado, tal que un análisis pueda ser llevado a cabo en una cantidad razonable de tiempo. A medida que el dominio se reduce las condiciones de contorno se vuelven cada vez más importantes (Zhang et al; 2003), Por lo que las fronteras del dominio de suelo deben ser adecuadamente definidas.

Una frontera artificial debe ser modelada de tal forma que absorba todas las ondas que llegan a ésta sin que exista reflexión al dominio computacional, para que no se produzcan amplificaciones u otros fenómenos que pudieran interferir en los resultados. El método utilizado para resolver este problema, es el propuesto por Lysmer y Kuhlemeyer en el año 1969 el cual consistió en desarrollar fronteras absorbentes solo con amortiguadores de tipo viscoso.

Respecto a las dimensiones del dominio, se definieron cuatro tamaños diferentes de mallas de FEM, donde cada tamaño es construido acorde a la dimensiones de los sistemas fundación-estructura estudiados, los que consideran como mínimo tres veces el ancho de la fundación.

d) Espaciamiento entre nodos

El dominio de suelo debe cumplir con la condición de que la más pequeña longitud de onda que viajará por el medio, debe ser mayor que la distancia entre 10 nodos consecutivos de acuerdo a la ecuación 3 (Jeremic, 2009).

$$\Delta h \leq \frac{\lambda_{\min}}{10} = \frac{v_s}{10f_{\max}} \quad (3)$$

Donde " Δh " es el espaciamiento entre nodos de suelo; " λ_{\min} " es la longitud de onda mínima que viaja por el suelo; " v_s " es la velocidad de propagación de ondas y " f_{\max} " la frecuencia máxima que viaja por el suelo.

Se estableció que la velocidad mínima a la cual viaja una onda en el modelo, es de 100 m/s y cuenta con una frecuencia de 10 Hz por lo que la longitud de onda resulta en 10 m y el espaciamiento final es de 1 m para todas las mallas de elementos finitos.

4.7.2 Fundación

Para modelar la fundación, se crearon nodos espaciados 50 cm y se unieron con elementos que simulan el comportamiento de un material elástico. El módulo de elasticidad se definió de magnitud muy grande para que la fundación tuviera un comportamiento muy rígido.

La cantidad de nodos se definió en función del tamaño de la fundación.

4.7.3 Estructura

La estructura se modelo con propiedades que simulan un comportamiento elastoplástico. Fue calibrada con un proceso de pushover y utilizando una rigidez estructural compatible con el periodo

del primer modo de vibrar (modo fundamental), el resultado de estas calibraciones dio lugar a las curvas mostradas en la sección 3.3.

4.7.4 Contacto fundación-estructura

El contacto entre la fundación y la estructura se consideró como una unión monolítica, lo cual hace posible el traspaso de momento y deflexión.

4.7.5 Contacto suelo fundación

Los nodos del suelo poseen 2 grados de libertad y los nodos de la fundación poseen 3 grados de libertad, por lo tanto, para unirlos se crearon nodos auxiliares en las mismas coordenadas de los nodos de suelo y fundación. Estos nodos auxiliares se unen a los nodos del suelo mediante elementos no lineales de longitud cero (ZeroLength), y luego se igualaron los grados de libertad de los nodos ficticios con los nodos de la fundación.

Esta forma de unir el suelo y la fundación en el modelo, permite que se desarrollen no linealidades como el levantamiento y el deslizamiento (Zhang, G. & Zhang, J., 2009; Gazetas, G., & Apostolou, M., 2004).

4.7.6 Aplicación de demanda sísmica

El software utilizado permite el análisis dinámico (transiente), utilizando registros sísmicos de desplazamiento. Los diversos registros vistos en la sección 3.4 fueron ingresados a los modelos y aplicados, en cada paso de tiempo, como desplazamientos en los nodos de las fronteras laterales. En la figura 9 se observan los puntos de aplicación de los desplazamientos sísmicos en función del tiempo $X_g(t)$. T , k y m son el periodo, la rigidez y la masa respectivamente, mientras que B es la base de la estructura.

El paso de tiempo (Δt) utilizado para el análisis transiente, depende de cada registro y es clave para la estabilidad numérica (Jeremic, 2009).

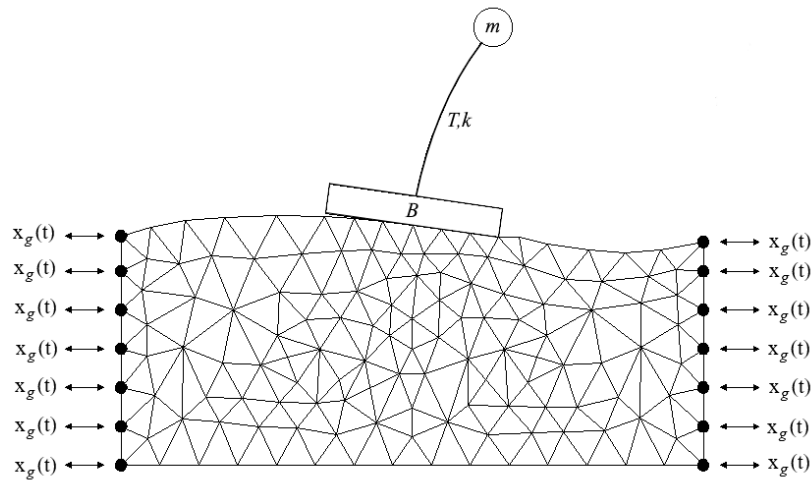


Figura 7. Aplicación de los desplazamientos sísmicos en el modelo.

4.8 Análisis

Los análisis realizados al modelo fueron los siguientes:

- 1) **Análisis gravitacional del suelo:** Consistió en el análisis gravitacional del sistema de suelo, sin estructura, para emular el fenómeno de consolidación. El análisis fue controlado por fuerza y realizado en 10 pasos de tiempo.
- 2) **Análisis gravitacional de la fundación y estructura:** Consistió en el análisis gravitacional considerando el peso del suelo y de la estructura. Luego del análisis, se recobró la geometría inicial, pero ahora con tensiones debido al peso de la estructura y el suelo. El análisis fue controlado por fuerza y realizado en 10 pasos de tiempo.
- 3) **Análisis Sísmico:** Consistió en la aplicación de seis registros de desplazamiento en los nodos laterales de la malla de suelo, obteniendo como resultados datos de desplazamiento tensiones y deformaciones.

4.9 Casos modelados

Para este estudio se utilizaron cuatro variables para generar casos de modelamiento: Capacidad, periodo, ancho de base, sitio de fundación y sismo. Por ejemplo, un modelo sería un sistema con una estructura de capacidad de 0.4 g, de periodo 0.3 s, con una base de 9 m, sometido al sismo de Kokaeli y fundado en el sitio 2.

Tabla 5 Casos de modelamiento.

Capacidades (g)	Periodos (s)	Combinación de estratos	Anchos de Bases (m)	Sismos
0.1	0.3	1	9	Chi-Chi
0.2	0.7	2	12	Friuli
0.4	1.2	3	17	Kokaeli
		4	20	NCh 433-D1
			23	NCh 433-D2
			26	Northridge

La tabla 5 muestra las variables que se combinan para obtener los 1296 modelos ejecutados, que arrojan como resultado más de 100Gb de datos. Esta enorme cantidad de datos debió ser procesada por medio del software Matlab.

El modelamiento en Opensees sumado a las rutinas creadas para el procesamiento de los datos, resultan en una cantidad importante de líneas de código.

5. RESULTADOS

5.1 Resultados Ordenados Por Sitio

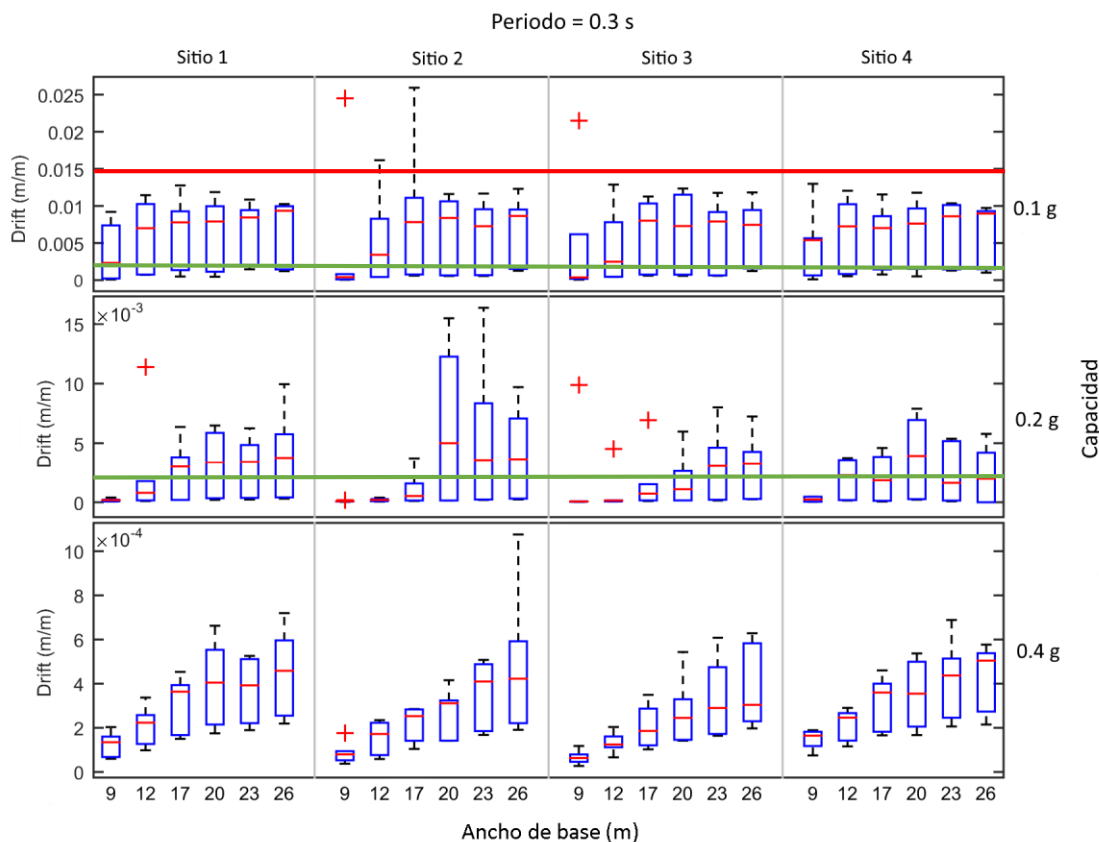


Figura 8. Resultados de drift ordenados por sitio para periodo de 3 segundos.

La figura 8 muestra el drift para el periodo 0.3 s en función del ancho de fundación (o ancho de base), para los distintos sitios y capacidades estudiados. Los sismos están agrupados en los diagramas de caja. En los ejes horizontales se encuentran los sitios y el ancho de base, mientras que en los ejes verticales están el drift y las capacidades.

La línea verde indica el drift de fluencia (0.002), el que para el caso de la capacidad 0.1g es sobrepasado por más del 50% de los datos, incluso algunos sobrepasan la línea roja de “seguridad de la vida” (0.015). La capacidad 0.2g también tiene una cantidad importante de sismos que incursionan en el rango no lineal (línea verde), especialmente en los anchos de fundación mayor a 17m, pero menos que la capacidad 0.1g. La capacidad 0.4g mantiene todos sus puntos en el rango lineal.

Se puede observar que en las capacidades 0.2g y 0.4g existe una tendencia creciente, donde los datos del drift aumentan su mediana y su dispersión a medida que aumenta el ancho de base. En la

capacidad 0.1g no hay una tendencia clara de la mediana ni de la dispersión de los datos, lo que puede deberse a la gran incursión en el rango no lineal que tienen estas estructuras. Por ejemplo, en la figura 9 se muestran las curvaturas de los anchos de fundación 12 y 26, en el sitio 4, para la capacidad de 0.1g y producidas por el sismo NCh433-1. En ellas se marcan con una línea vertical verde la curvatura de fluencia y con líneas verticales violeta las curvaturas máximas de cada ancho de fundación. Considerando la curvatura de fluencia igual para ambas curvas y aprox. 0.3×10^{-4} , la curvatura máxima para el ancho de fundación 12 m igual 8.9×10^{-4} y la curvatura máxima para el ancho de fundación de 26 m igual a 10.1×10^{-4} , las demandas de ductilidad en términos de curvatura resultan en 30 y 33 para la base 12 y 26 m respectivamente, es decir son muy parecidas a pesar de la diferencia entre anchos de fundación mayor al 50%.

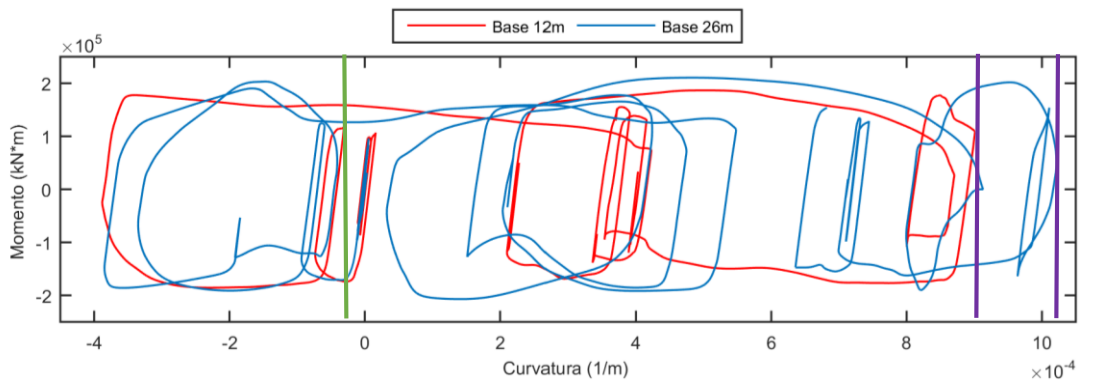


Figura 9. Curvaturas para el sismo NCh433-2 en el sitio 4 y capacidad 0.1g.

De la forma presentada en la figura 9, no se observan en los resultados tendencias atribuibles a las diferencias de los sitios de fundación.

La figura 10 muestra el giro en función de la capacidad, del sitio de fundación y del ancho de base para el periodo 0.3 s. Para la capacidad 0.1g se aprecia una tendencia decreciente, tanto en la mediana como en la dispersión de los datos, a medida que aumenta el ancho de fundación. Esta tendencia es menos pronunciada a medida que aumenta la capacidad. Además, a medida que aumenta la capacidad se aprecia un leve aumento de la magnitud del giro.

No se observa una clara influencia de los sitios de fundación, aunque hay una leve mayor magnitud en el giro para las estructuras fundadas en los sitios 2 y 3, donde los suelos superficiales son más blandos.

Las figuras 11 y 12 muestran nuevamente el drift en función del ancho de base, el sitio de fundación y la capacidad, pero para los periodos 0.7 y 1.2 s. Debido a las características de la demanda, existen

pocos datos que incursionan en el rango no-lineal y los que lo hacen se encuentran principalmente en la menos capacidad (0.1g). Se aprecia una tendencia creciente del drift en ambos periodos a medida que aumenta el ancho de base. Al igual que para el periodo 0.3 s, no se aprecian en los gráficos diferencias significativas entre un sitio y otro.

Es importante destacar que con el aumento del periodo aparecen una cantidad importante de puntos atípicos, los cuales son producidos principalmente por el registro de Kokaeli. No se logró determinar la razón de esta situación, pero se cree que podría deberse a la duración efectiva del sismo de Kokaeli (15.9s) muy por encima del promedio de los sismos estudiados (8.8s), o también a que las estructuras alargaron su periodo hasta ingresar al rango donde el sismo Kokaeli es dominante, según la figura 6. Ambas razones son supuestos no comprobados.

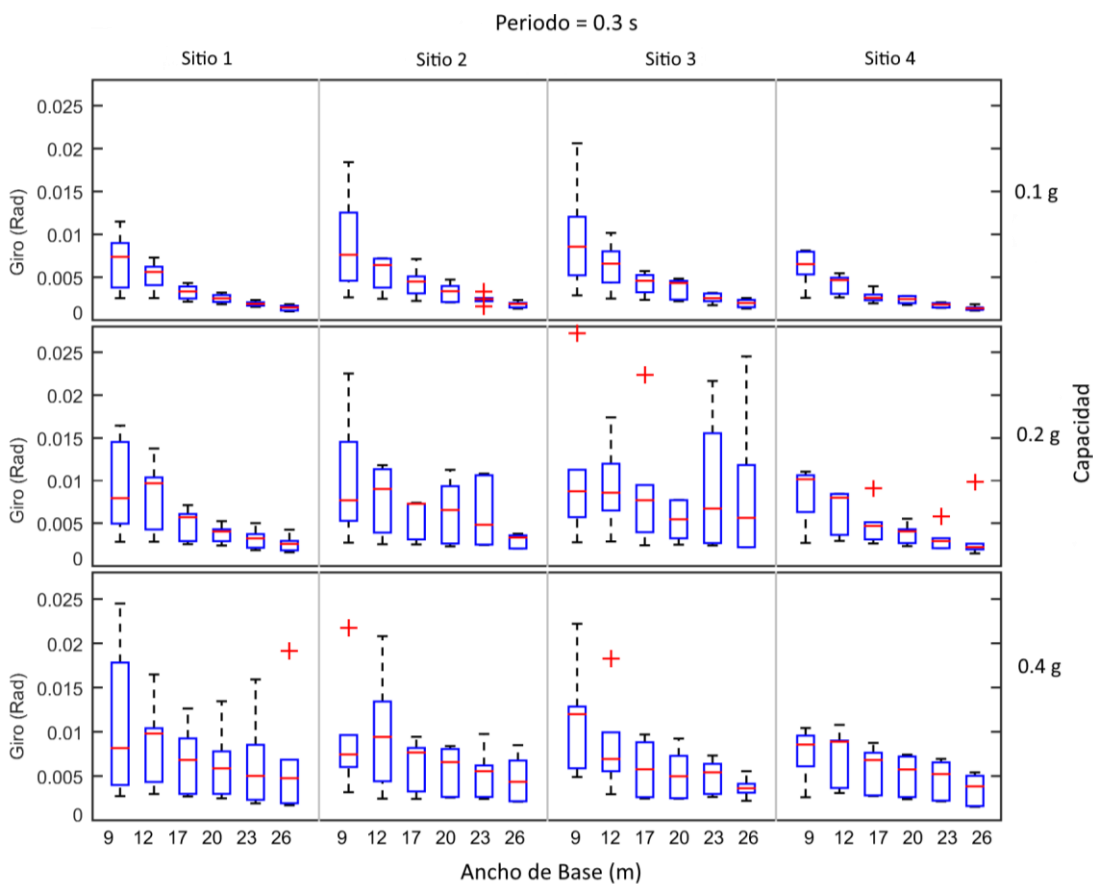


Figura 10. Resultados de giro ordenados por sitio, para periodo 0.3s.

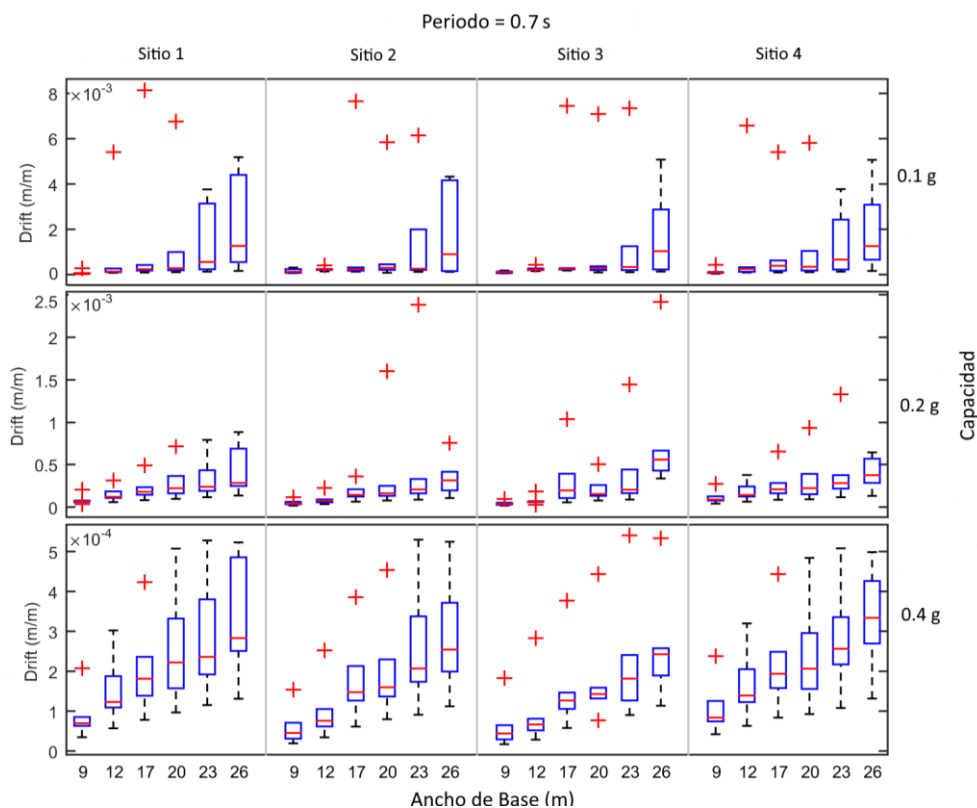


Figura 11. Resultados de drift ordenados por sitio, para periodo 0.7s.

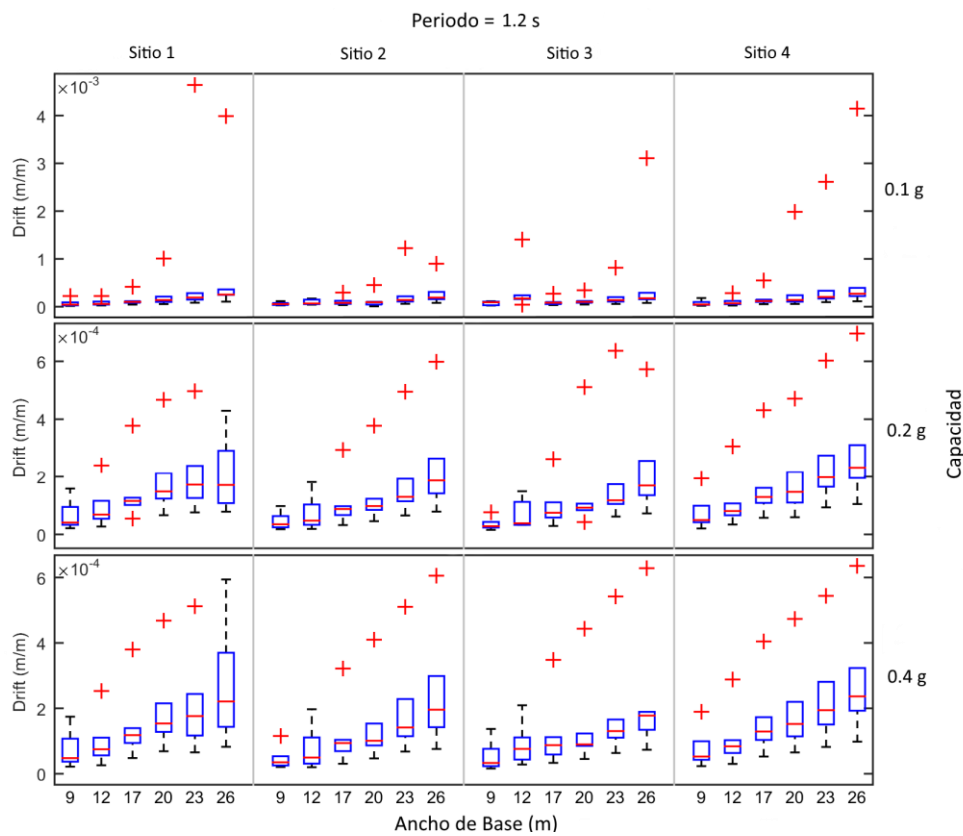


Figura 12. Resultados de drift ordenados por sitio, para periodo 1.2s.

Las figuras 13 y 14 muestran el giro en función del ancho de base, el sitio de fundación y la capacidad, para los periodos 0.7 y 1.2 segundos. En ellos se aprecia una leve tendencia donde el giro descende a medida que aumenta el ancho de la fundación. No se aprecian grandes diferencias entre un sitio y otro.

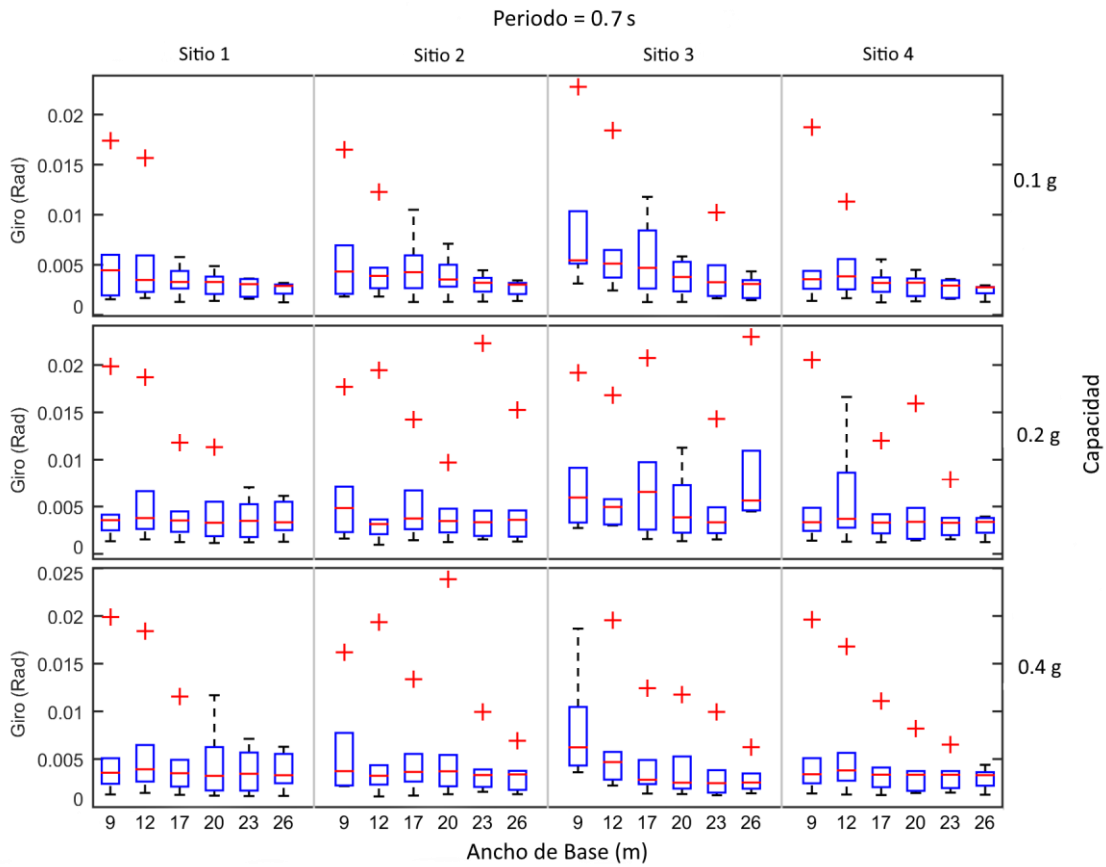


Figura 13. Resultados de giro ordenados por sitio, para periodo 0.7s.

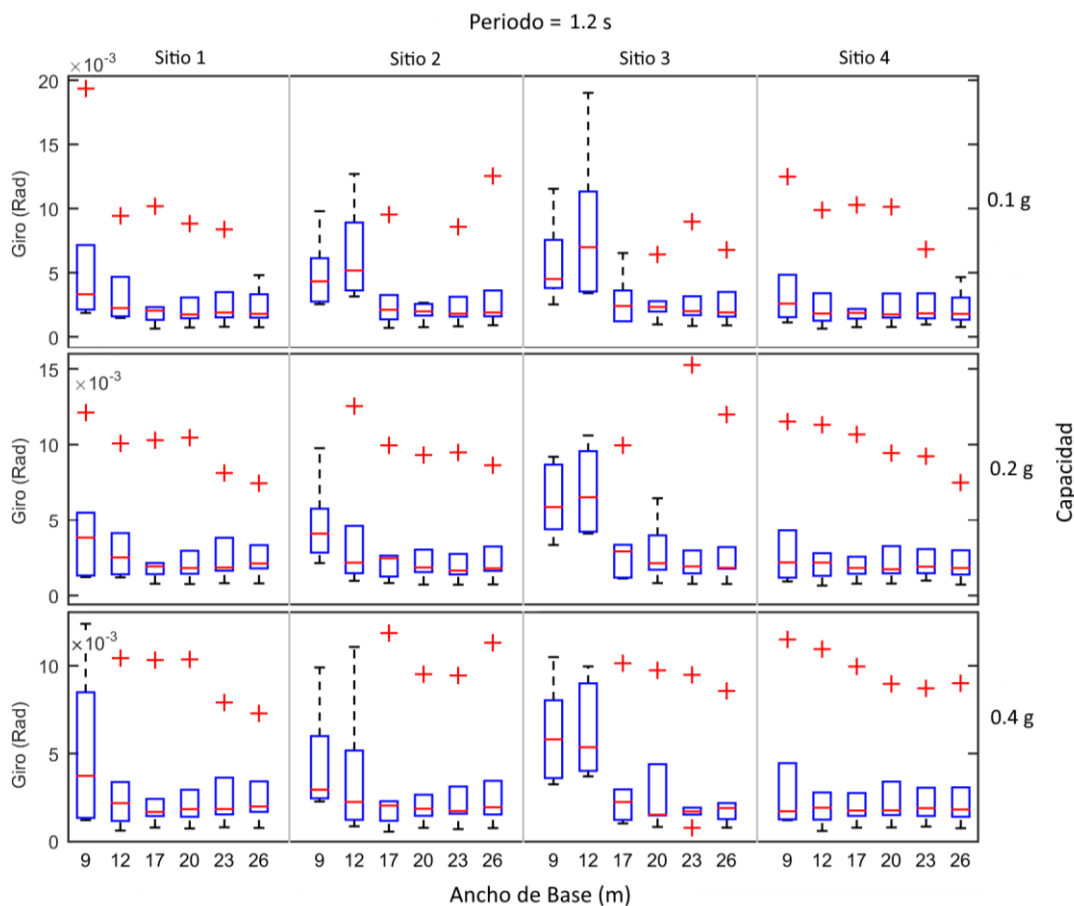


Figura 14. Resultados de giro ordenados por sitio, para periodo 1.2s.

Para observar en cuál de los sitios es más relevante el ancho de fundación se utilizó la prueba estadística de Wilcoxon, donde H_0 : drift estructura ancho a = drift de estructura ancho b. Se optó por esta prueba ya que los datos se trataron como independientes y es menos sensible al supuesto de que éstos provienen de una distribución normal, contrario a lo que ocurre en las pruebas paramétricas.

La figura 15 muestra un gráfico con los resultados de la prueba estadística. Los cuadros blancos indican que no hay evidencia estadísticamente significativa para rechazar la hipótesis nula o dicho de otra manera, no hay evidencia estadística suficiente para concluir que las diferencias entre los grupos de datos comparados no se deben al azar. Los cuadros verdes indican que existe diferencia estadísticamente significativa entre los grupos comparados, ya que los valores están por debajo del valor de significancia dado como 0.1 ($p < 0.1$). Los cuadros con “X” indican que existe diferencia estadísticamente significativa entre los grupos comparados, ya que los valores están por debajo del valor de significancia dado como 0.05 ($p < 0.05$). Se definieron 2 niveles de significancia para

considerar de manera indirecta los errores de tipo 1 y 2. La figura muestra en los ejes verticales los anchos de fundación comparados, la diferencia entre estos anchos y el periodo. En el eje horizontal se muestran los sitios y las capacidades.

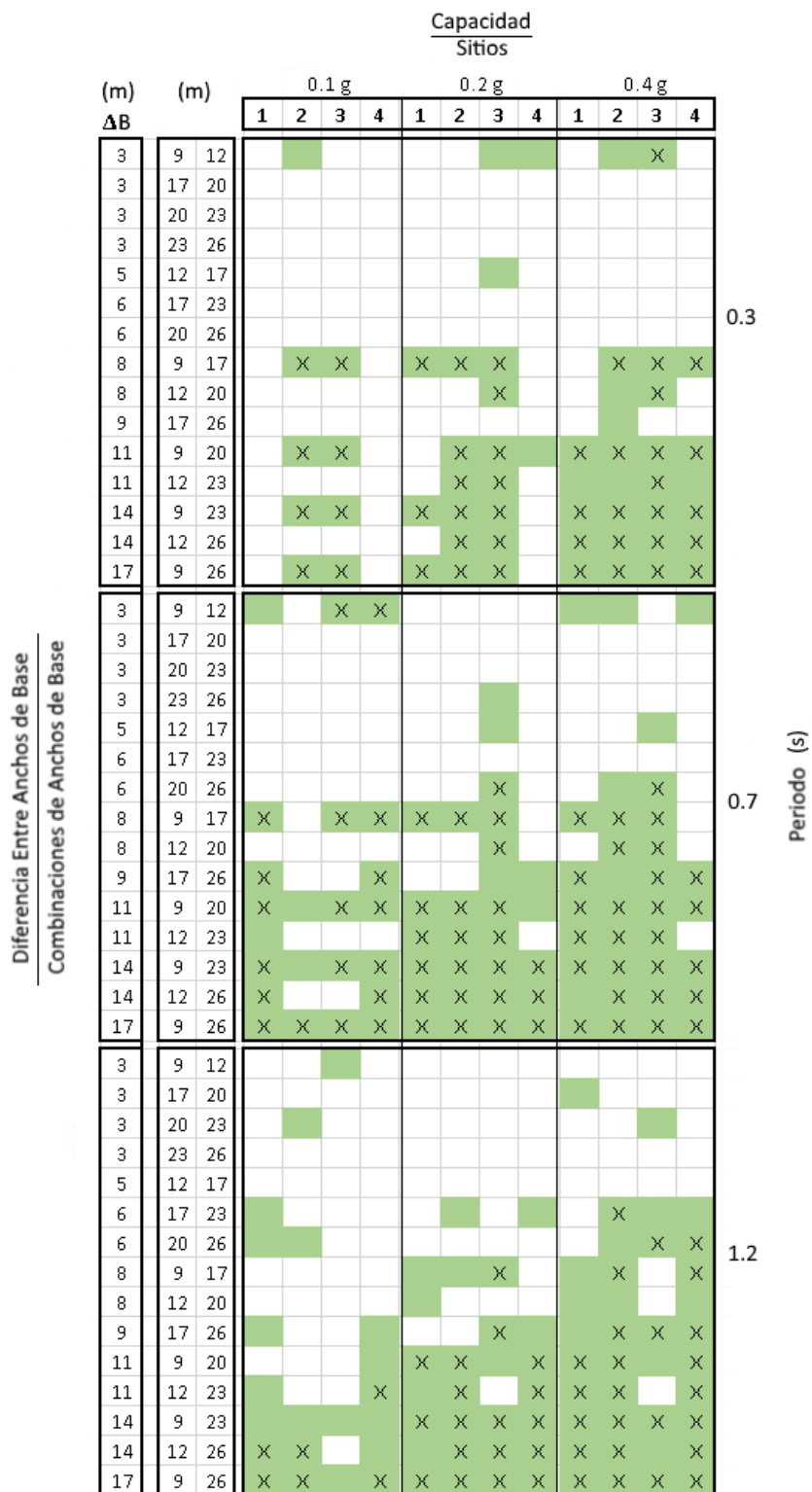


Figura 15. Diferencias estadísticamente significativas entre anchos de fundación.

5.2 Resultados Ordenados Por Ancho de Base

Para realizar otro análisis a los datos se creó el indicador “Vs equivalente a la base (VsB)” el cual consiste en el cálculo de velocidad de ondas de corte a una profundidad igual al ancho de la fundación. Este indicador se basa en el hecho de que fundaciones más grandes influenciaran más volumen de suelo que fundaciones de menor tamaño, como lo indica la teoría de bulbos de esfuerzos.

Es importante mencionar que a pesar que algunos autores consideran que el suelo influenciado por una fundación superficial cuadrada aislada se extiende a una profundidad de entre 1,5 a 2 veces el ancho de fundación (Coduto, 1999; Berry, 2000), el parámetro VsB considera una profundidad de un ancho de fundación (1 B) debido principalmente a que la profundidad de los sitios es de solo 30 metros, luego de los cuales la rigidez tiende a infinito.

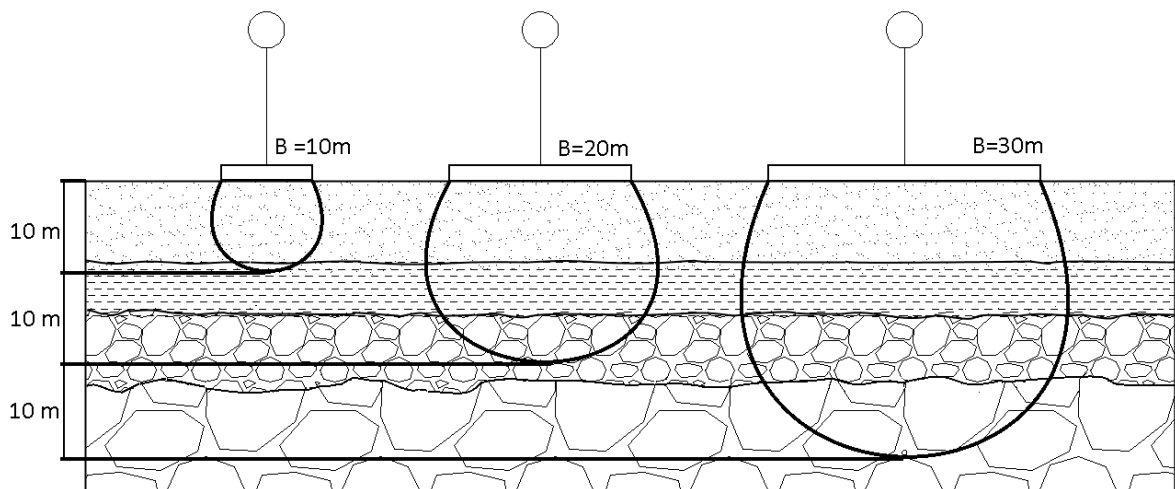


Figura 16. Analogía entre el indicador Vs equivalente a la base y los bulbos de esfuerzos.

La figura 16 muestra la idea del vs equivalente, donde los bulbos considerados tienen una profundidad igual al ancho de fundación. Se observa como la estructura con ancho de base de 10m, influencia principalmente al primer estrato, mientras que la estructura con ancho de base de 30 m influencia todos los estratos.

La figura 17 muestra el drift en función del ancho de base, la capacidad, el sitio de fundación y el Vs equivalente a la base para estructuras con periodo de 0.3s. En ella se ve que en las bases pequeñas, independiente de la capacidad, existe una tendencia a aumentar el drift (mediana y

dispersión de los datos) a medida que aumenta el vs equivalente. Por otro lado, para bases grandes, donde el VsB es muy parecido, no se observa una tendencia clara.

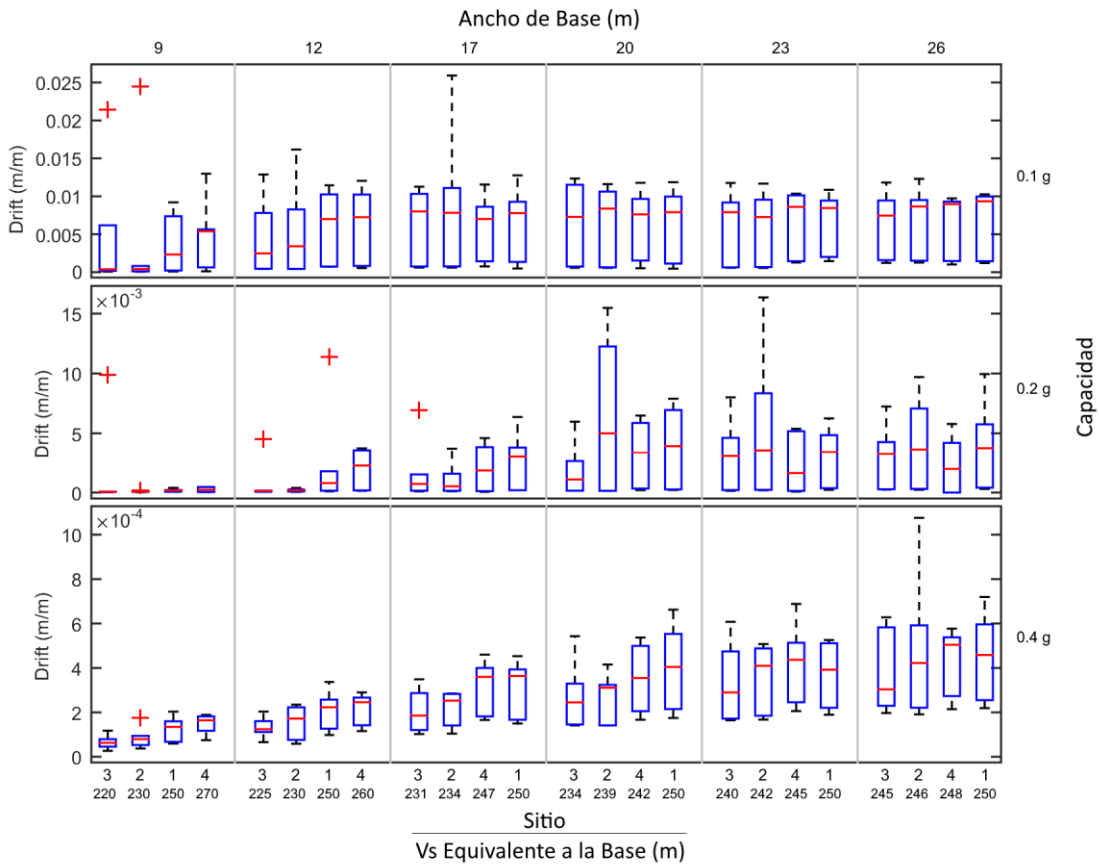


Figura 17. Resultados de Drift ordenados por base, para T=0.3s.

La figura 18 muestra el giro en función del ancho de base, del sitio de fundación y del VsB, por capacidad y para las estructuras de periodo 0.3s. Se aprecia que en algunos casos, especialmente para la capacidad 0.1g, existe una tendencia decreciente a medida que aumenta el VsB, esta tendencia no se aprecia para la capacidad de 0.4g.

Las figuras 19 y 20 muestran el drift de la misma forma que la figura 17, pero para los periodos 0.7 y 1.2s. Nuevamente se puede apreciar que en varios gráficos existe una tendencia creciente a medida que aumenta el VsB.

Las figuras 21 y 22 muestran el giro de la misma forma que la figura 18, pero para los periodos 0.7 y 1.2s. Se sigue produciendo una tendencia decreciente a medida que aumenta el VsB, especialmente para las bases más pequeñas.

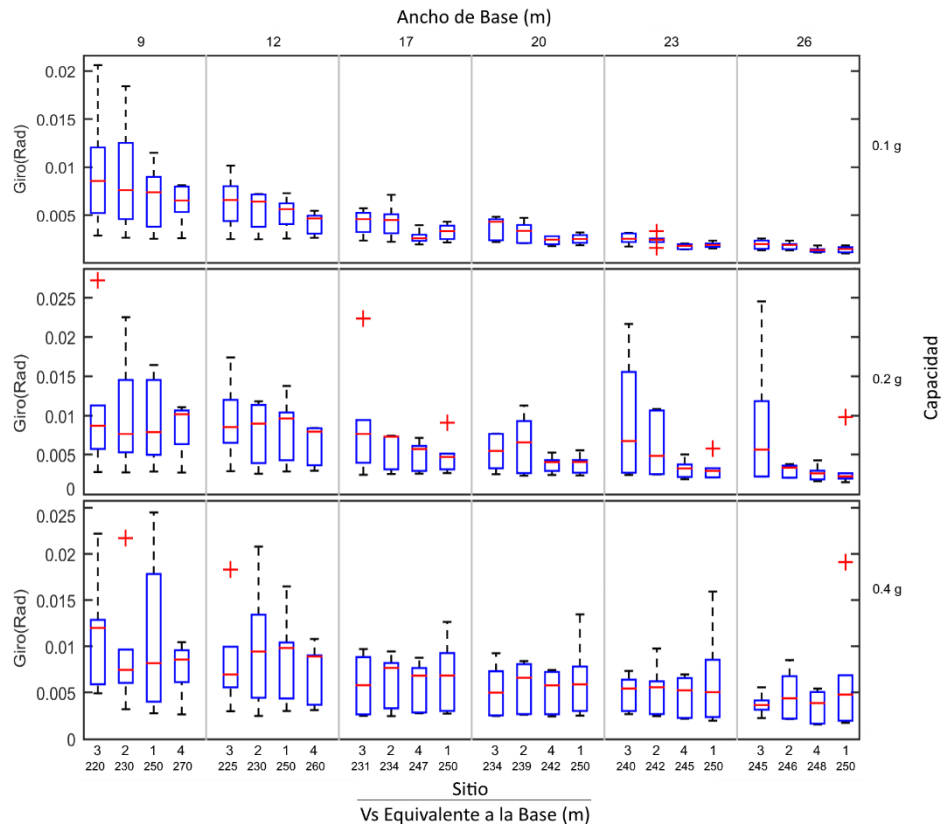


Figura 18. Resultados de giro ordenados por base, para T=0.3s.

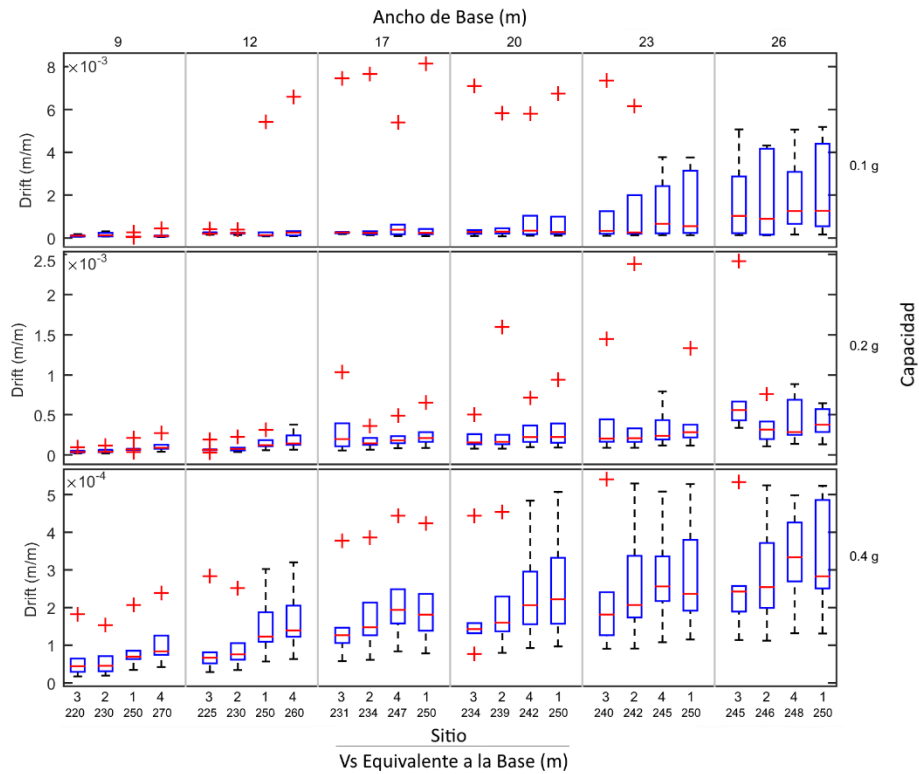


Figura 19. Resultados de drift ordenados por base, para T=0.7s.

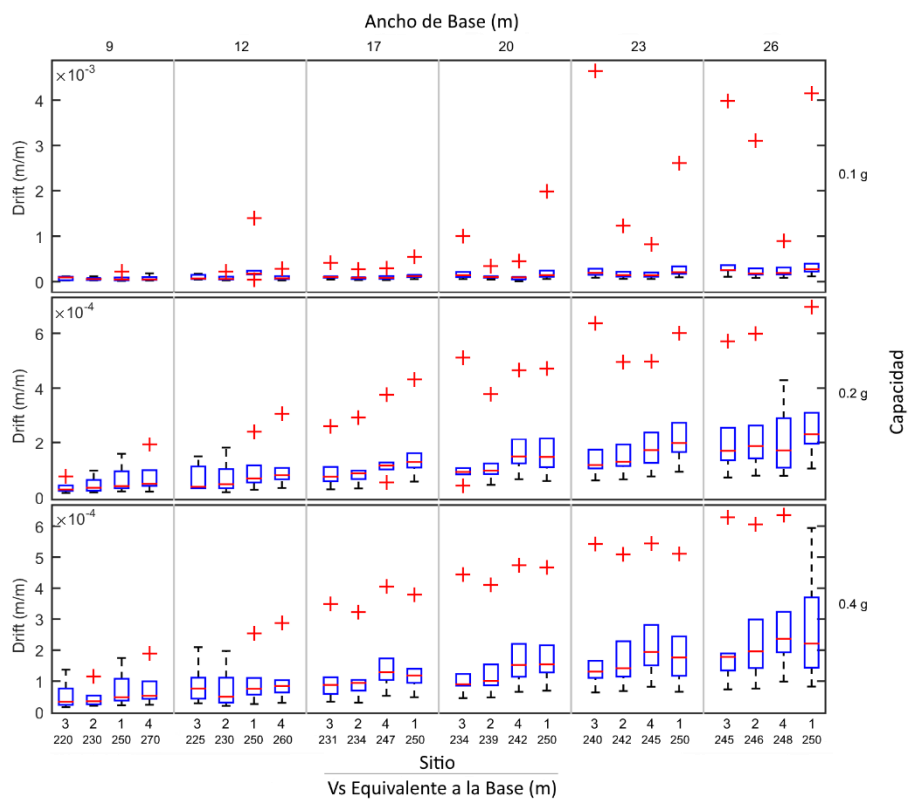


Figura 20. Resultados de drift ordenados por base, para $T=1.2s$.

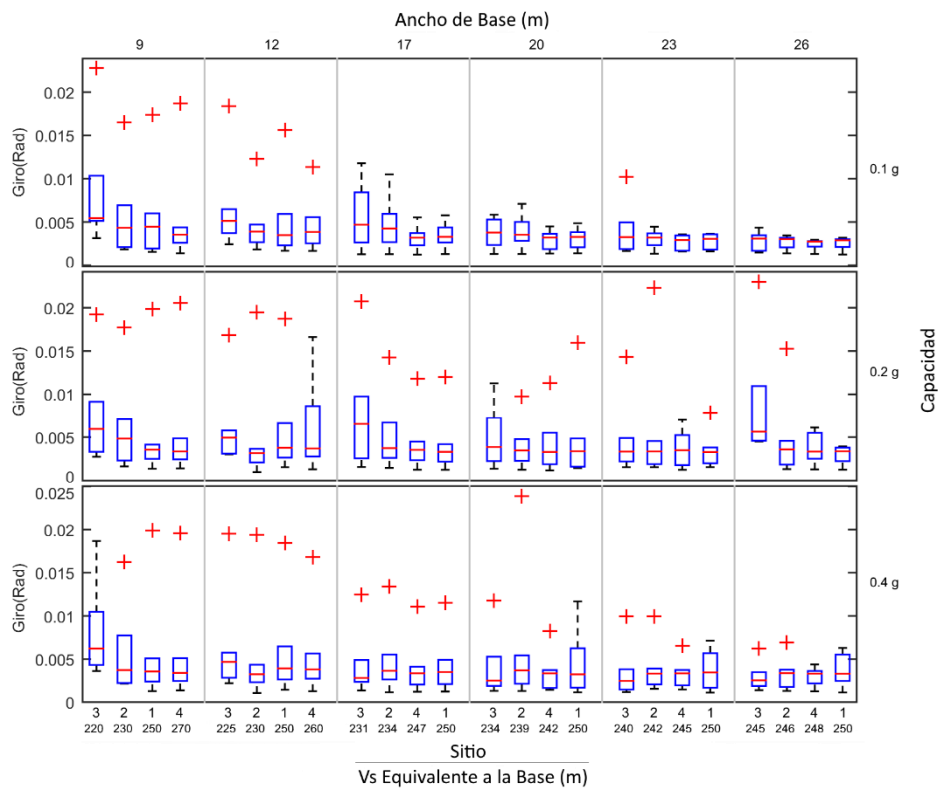


Figura 21. Resultados de giro ordenados por base, para $T=0.7s$.

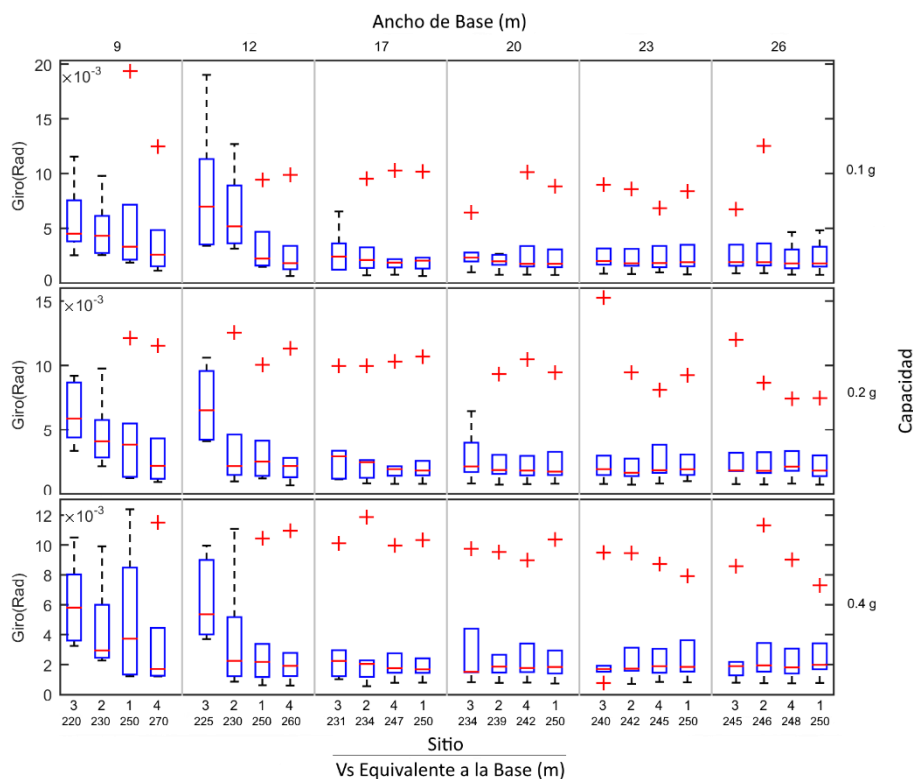


Figura 22. Resultados de giro ordenados por base, para T=1.2s.

La figura 23 muestra los resultados de la prueba de Wilcoxon para las combinaciones de sitios, en función del ancho de base, para distintos periodos y distintas capacidades. Puede observarse que, en general, a medida que aumentan las capacidades aumenta la cantidad de diferencias encontradas. Además las diferencias se concentran en las bases más pequeñas, donde se concentran los mayores contrastes de VsB según lo que muestra la tabla 6.

Aunque no se puede comparar directamente por periodo, ya que las estructuras de periodo distinto reciben distintas sollicitaciones, se puede ver que existen menos diferencias en el periodo 0.3s que en los demás periodos.

Se puede inferir que a mayor capacidad de las estructura, o a menor demanda solicitada, la configuración estratigráfica se hace más importante. Lo que es consecuente con el análisis anterior.

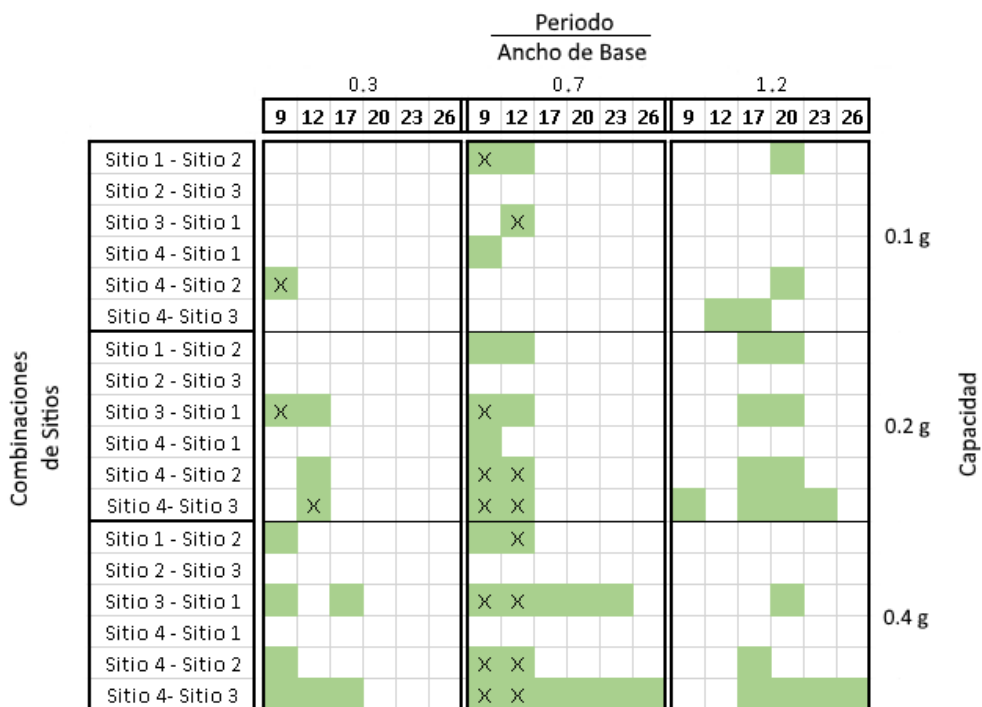


Figura 23. Diferencias estadísticamente significativas entre sitios de fundación.

Tabla 6 Valores VsB según el sitio y el ancho de fundación.

Sitio\Base	9 m	12 m	17 m	20 m	23 m	26 m
1	250	250	250	250	250	250
2	230	230	234	239	242	245
3	220	225	231	234	240	246
4	270	260	247	242	245	248

6. CONCLUSIONES

Para estructuras fundadas en sitios de igual V_{s30} , pero con distinta configuración de rigidez, se encontraron diferencias de comportamiento estructural tanto desde el punto de vista del desempeño como desde el punto de vista estadístico.

Los resultados ordenados por base, donde se comparaban las diferencias existentes entre un ancho de fundación de distintos sitios, mostraron que a mayor contraste en el V_{sB} se encuentran mayores diferencias estadísticamente significativas y a medida que éste aumentaba el daño también, especialmente para las bases más pequeñas, donde el contraste entre V_{sB} es mayor. Estos resultados sugieren que el parámetro V_{sB} sería un mejor indicador de la rigidez del sitio de fundación que el V_{s30} , especialmente para estructuras con ancho de base pequeño, por lo que se sugiere realizar mayor cantidad de estudios en esta línea con el fin de complementar la norma chilena.

Las estructuras que permanecieron en el rango lineal tuvieron niveles de giro entre 40% y 60% menor que las estructuras que incursionaron en el rango plástico, además las diferencias estadísticas son más numerosas para las estructuras de capacidades mayores. Esto sugiere que estructuras que permanecen elásticas producen que el suelo tenga mayor participación en el control de la respuesta del sistema.

El sitio de fundación es particularmente relevante cuando la demanda sísmica produce que la estructura trabaje en la zona de transición de su curva de capacidad (cercano al 0.002 de drift), donde se encontraron diferencias de drift de hasta 80% entre un sitio y otro.

En los sitios que aumentan su rigidez en profundidad y que tienen el estrato de menor rigidez en contacto con la fundación, las estructuras de baja capacidad y de ancho de fundación pequeño tienen menores niveles de drift.

La realización de esta investigación implicó una serie de consideraciones, simplificaciones y limitaciones, entre las que destaca el poco contraste entre las rigideces que componen los sitios estudiados, la poca variabilidad de la demanda (falta de registros con energía concentrada en periodos largos), el análisis sea realizó sólo a sitios clasificados como D (según NCh433), la incertidumbre respecto a la magnitud de la incursión en el rango no-lineal del suelo y el dominio estructural reducido (solo tres periodos). Todo esto se tuvo en cuenta al momento de comprender e interpretar de manera correcta los resultados obtenidos.

Respecto a la comparación de códigos realizada, se puede decir que la mayoría de las normas de países sísmicos clasifican los suelos principalmente por el V_s30 . Los rangos de valores son muy similares y la principal diferencia es que algunas normas tienen más tipos de sitios que otras. Además no se encontraron normas que incluyeran de manera directa el posible efecto de la configuración de rigidez.

Finalmente es importante mencionar que la realización de esta investigación no es un proceso fácil y requiere de un gran esfuerzo computacional y bastante tiempo, ya que, al ser un problema no lineal la simulación del fenómeno es sumamente compleja.

7. REFERENCIAS

- Ali Ghannad, M., & Jafarieh, A. H. (2014). Inelastic displacement ratios for soil–structure systems allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(9), 1401–1421.
- Anastasopoulos, I., G. Gazetas, M. Loli, M. Apostolou, and N. Gerolymos (2010) Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 8(2). 309–326.
- Berry Peter, L., & Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*.
- Borcherdt, R. D. (1994). “Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification)”, *Earthquake Spectra*, Vol. 10, pp. 617-653.
- CEN (2003). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, part 1: general rules. Seismic actions and rules for buildings, stage 49 draft”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- Decreto supremo 61. Chile. Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile, noviembre de 2011. 9, 13-14p.
- FEMA, A. (2005). 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA-440, Redwood City.
- Gazetas, G., and Apostolou, M. (2004). Nonlinear Soil–Structure Interaction: Foundation Uplifting and Soil Yielding. *Proceeding of the Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*. Menlo Park, California, USA.
- Harden, C., and Hutchinson, T. (2006). Investigation into the effects of foundation uplift on simplified seismic design procedures. *Earthquake Spectra* 22(3):663-692
- IBC (2006). 2006 International Building Code, International Code Council, Inc., Washington, DC.
- Jeremić, B., G. Jie, M. Preisig, and N. Tafazzoli (2009) Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 38(5). 699–718.
- Joyner, W. B., & Boore, D. M. (1993). Methods for regression analysis of strong-motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(2), 469-487.
- Khoshnoudian, F., Ahmadi, E., & Nik, F. A. (2013). Inelastic displacement ratios for soil-structure systems. *Engineering Structures*, 57, 453–464.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.

- Lagos, R., M. Kupfer, J. Lindenberg, P. Bonelli, G. R. Saragoni, T. Guendelman, L. Massone, R. Boroschek and F. Yañez (2012) Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*. 1(3). 181–194
- Martin, G. R., & Dobry, R. (1994). Earthquake site response and seismic code provisions. *NCEER Bulletin*, 8(4), 1-6.
- Moghaddasi, M., M. Cubrinovski, J. G. Chase, S. Pampanin, and A. Carr (2011) Probabilistic evaluation of soil–foundation–structure interaction effects on seismic structural response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 40(2). 135–154.
- Oficial, N. C. (2009). NCh 433(1996).“Diseño Sísmico de Edificios.” Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- Pecker, A., R. Paolucci, C. Chatzigogos, A. A. Correia, and R. Figini (2013). The role of nonlinear dynamic soil-foundation interaction on the seismic response of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 12(3). 1157–1176.
- SEAOC (1995) Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering. Structural Engineers Association of California. USA.
- Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves. (2007) *OpenSees Command Language Manual*.
- Trombetta, N., Mason, H., Hutchinson, T., Zupan, J., Bray, J., & Kutter, B. (2014). Nonlinear Soil–Foundation–Structure and Structure–Soil–Structure Interaction: Centrifuge Test Observations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5), 04013057.
- Yang, Z (2009). Finite element response sensitivity analysis of multi-yield-surface J 2 plasticity model by direct differentiation method.

ANEXOS

1. TAMAÑO DE MALLAS UTILIZADAS

Las mallas de elementos finitos utilizadas están definidas según en ancho de fundación de cada estructura y son las siguientes:

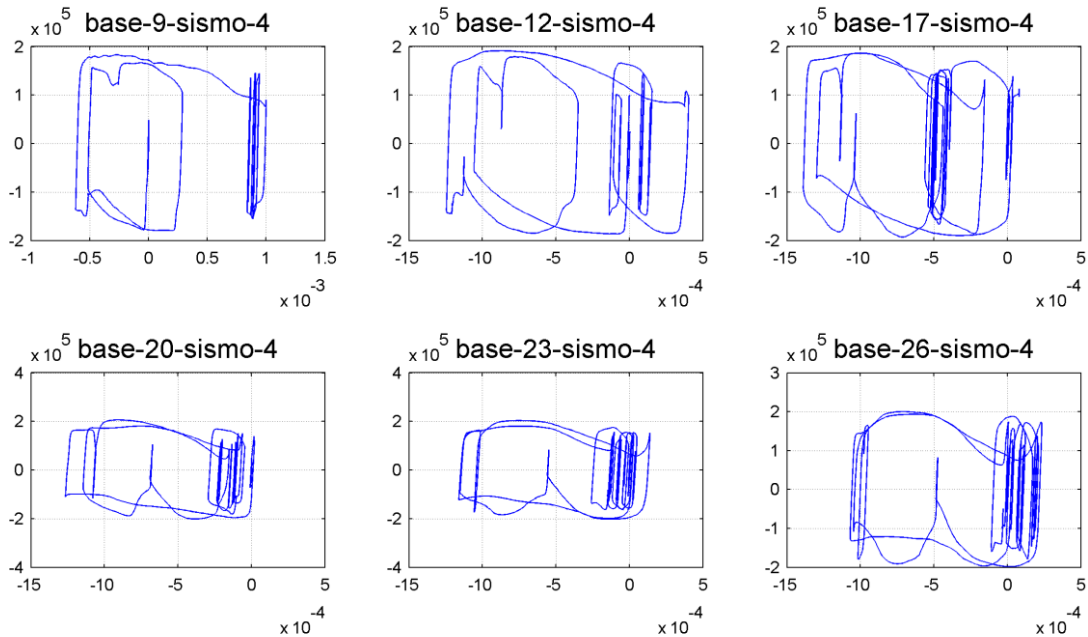
Anchos de fundación (m)	9-12	17-20	23-26
Tamaño de la malla (m)	30x40	30x60	30x100

2. DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA PARA SISMO KOKAELI Y ESTRUCTURAS DE 0.3s

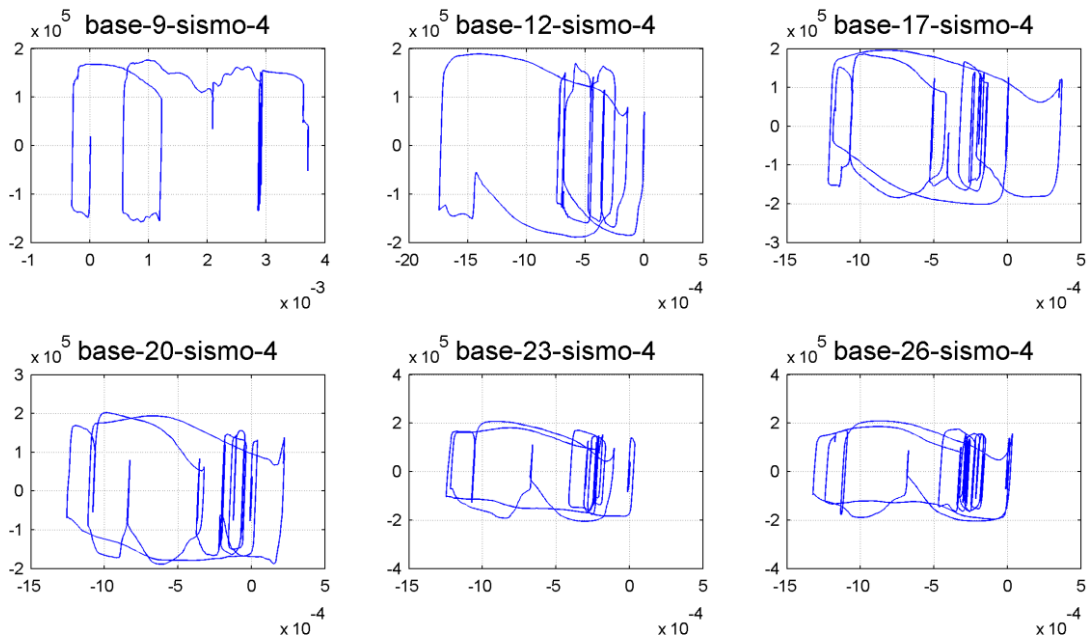
Los siguientes gráficos muestran los diagramas de momento-curvatura, con el momento en el eje vertical y medido en $\text{kN}\cdot\text{m}$ y la curvatura en el eje horizontal y medida en $1/\text{m}$.

2.1 Estructuras de Capacidad 0.1g

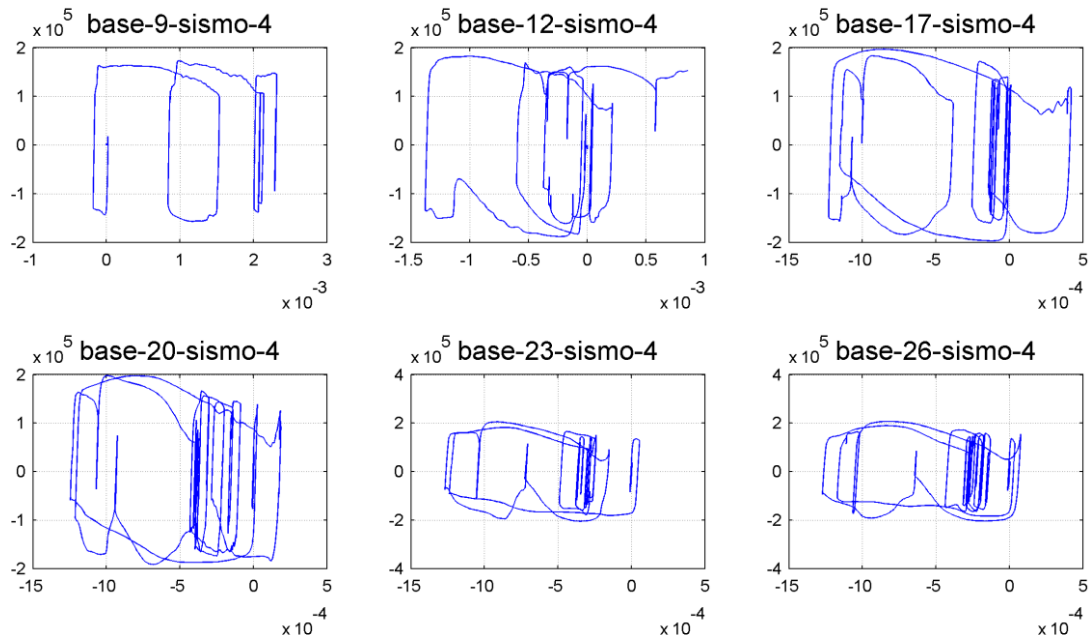
2.1.1 Sitio 1



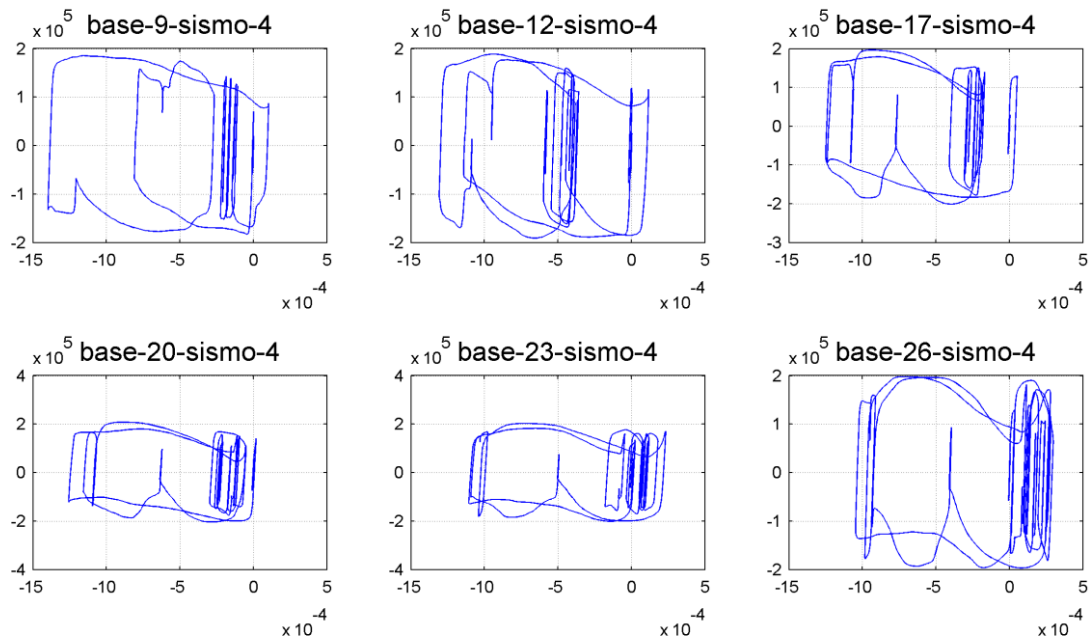
2.1.2 Sitio 2



2.1.3 Sitio 3

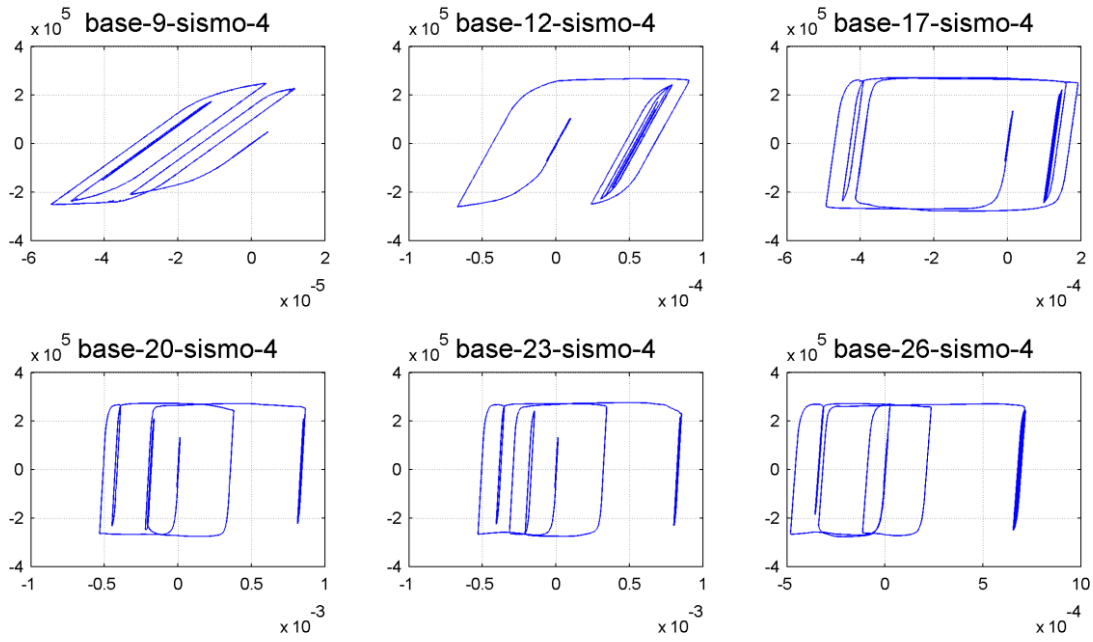


2.1.4 Sitio 4

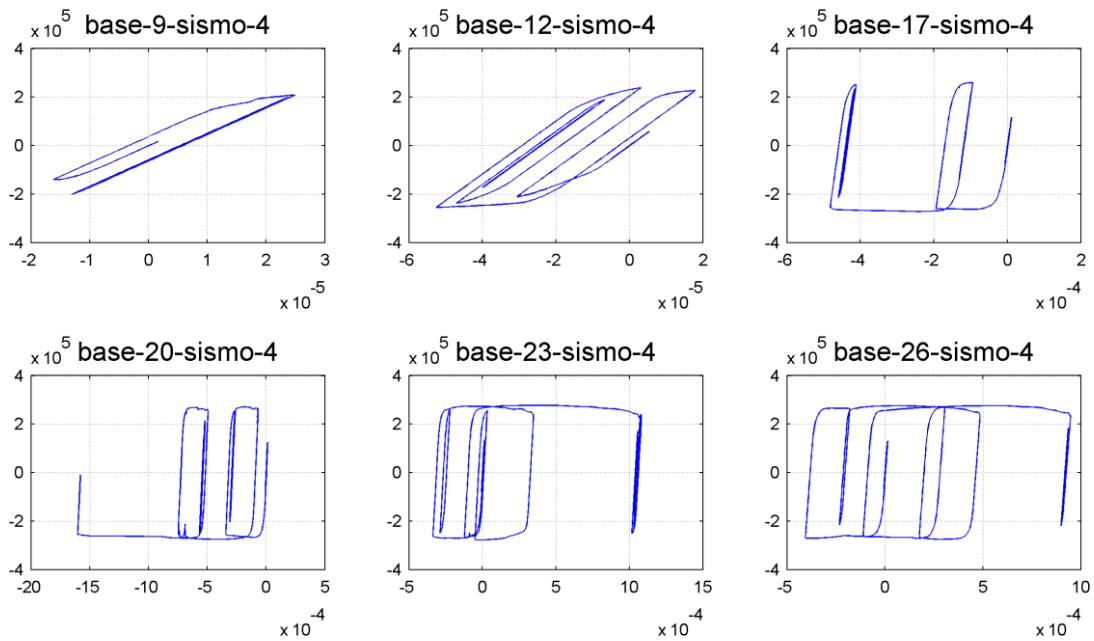


2.2 Estructuras de Capacidad 0.2g

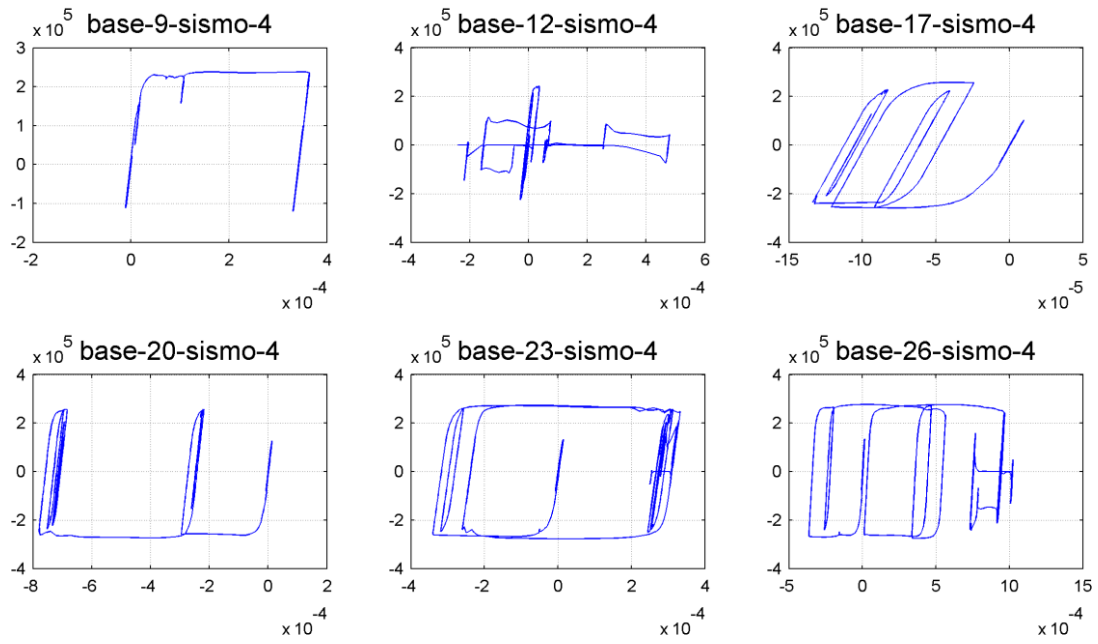
2.2.1 Sitio 1



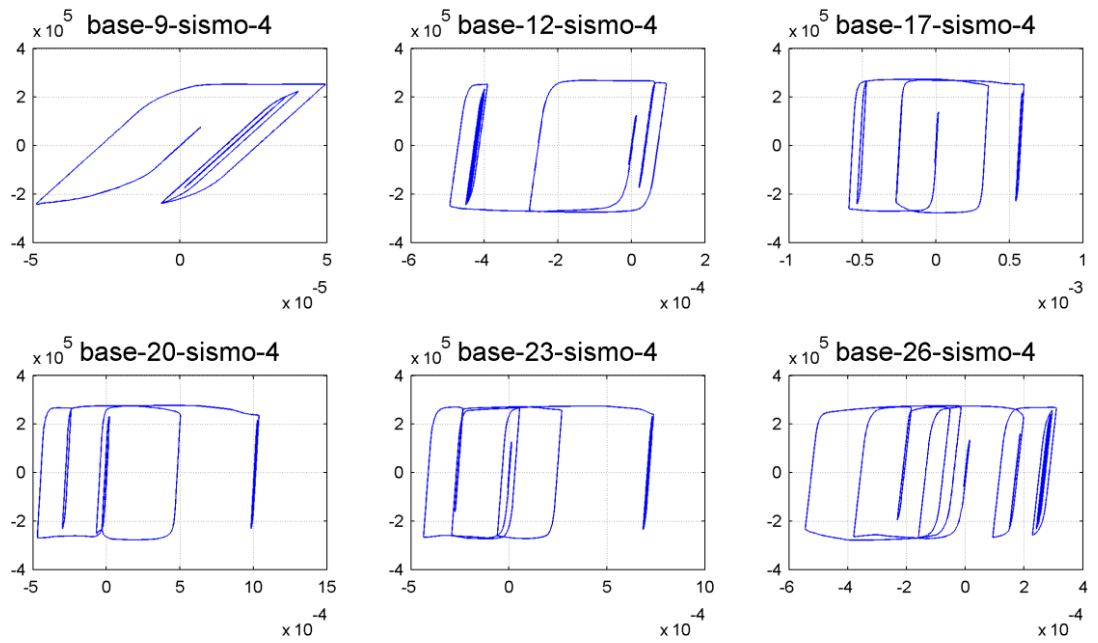
2.2.2 Sitio 2



2.2.3 Sitio 3

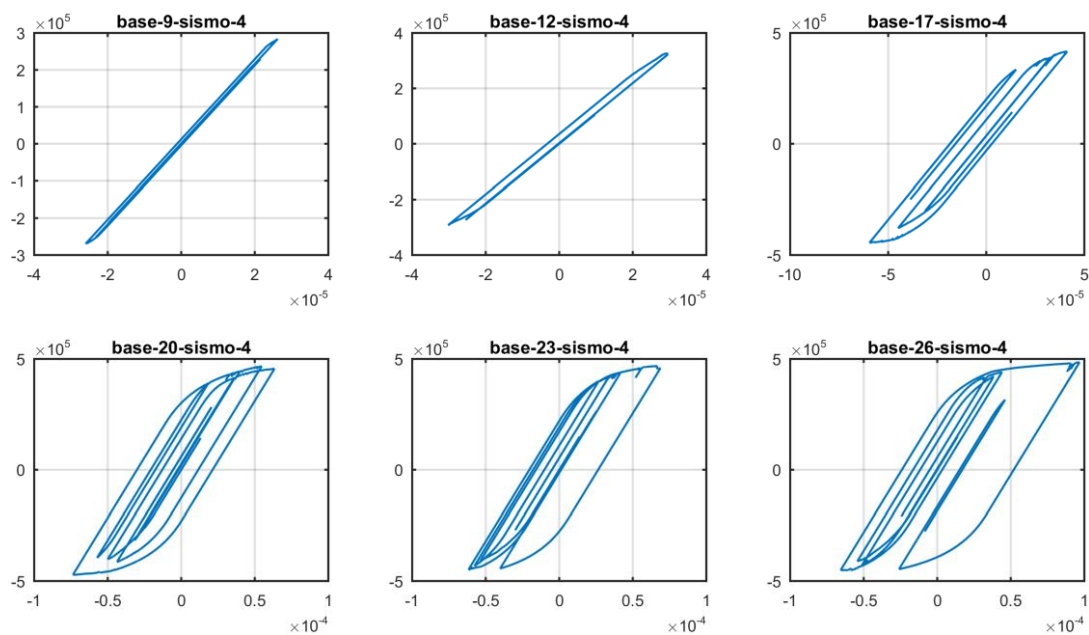


2.2.4 Sitio 4

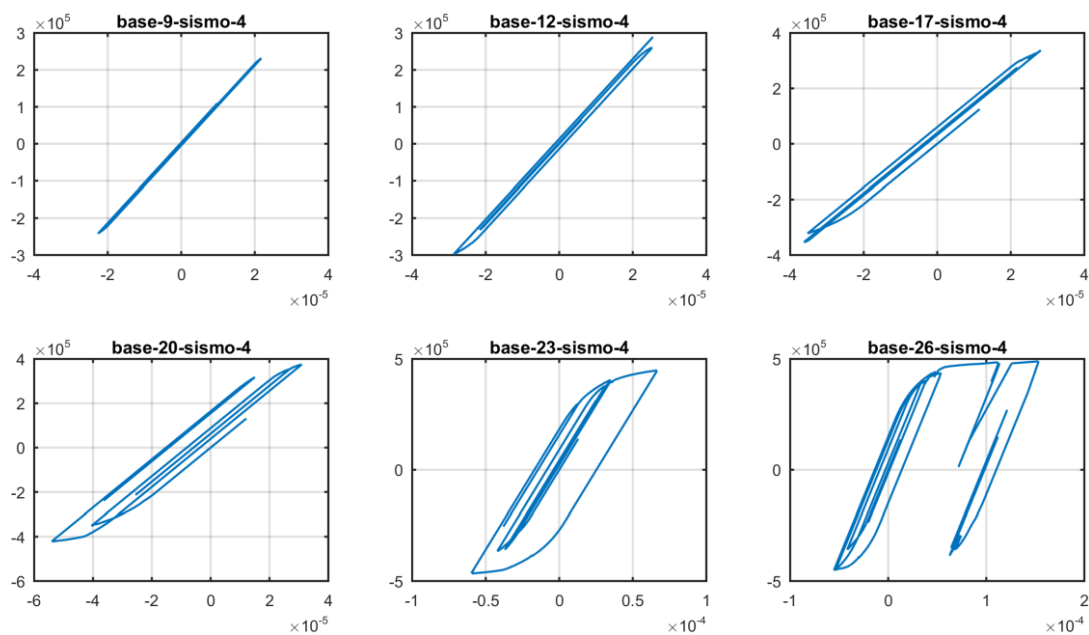


2.3 Estructuras de Capacidad 0.4g

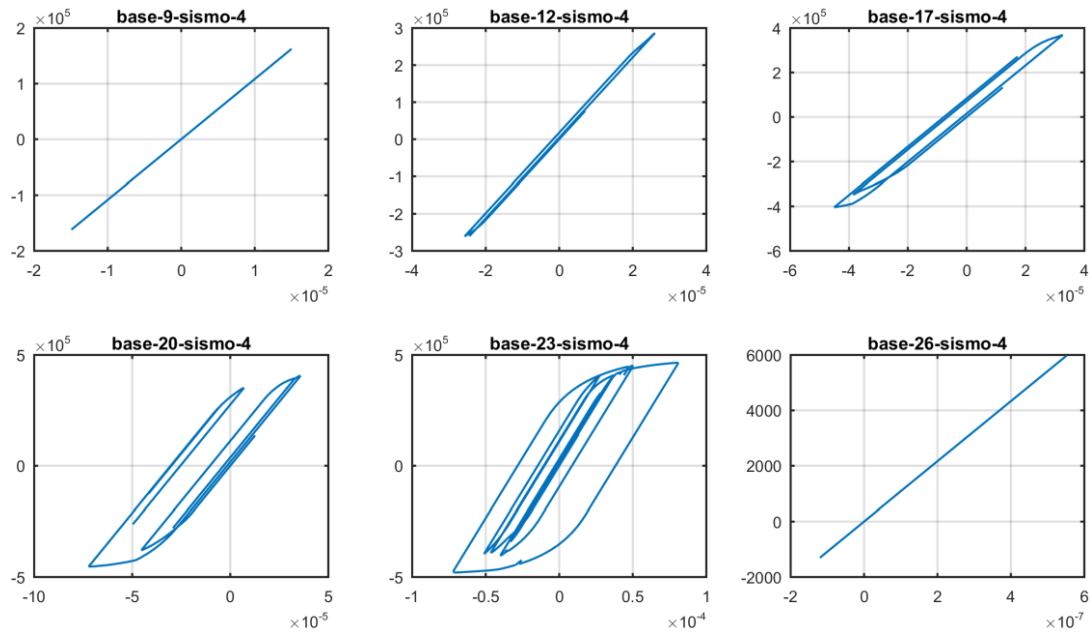
2.3.1 Sitio 1



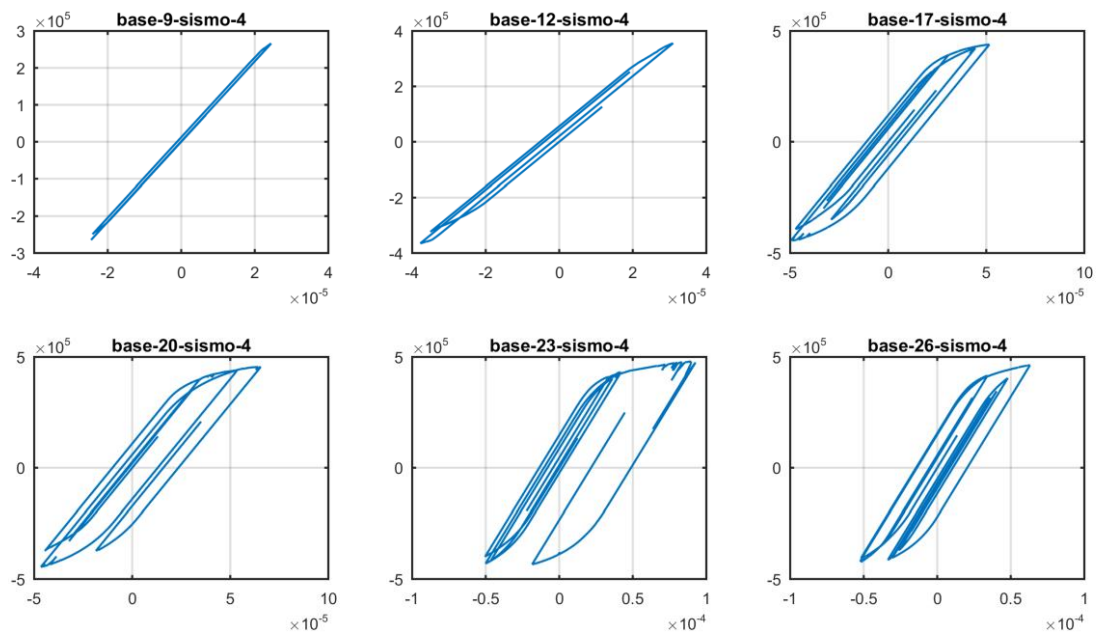
2.3.2 Sitio 2



2.3.3 Sitio 3



2.3.4 Sitio 4

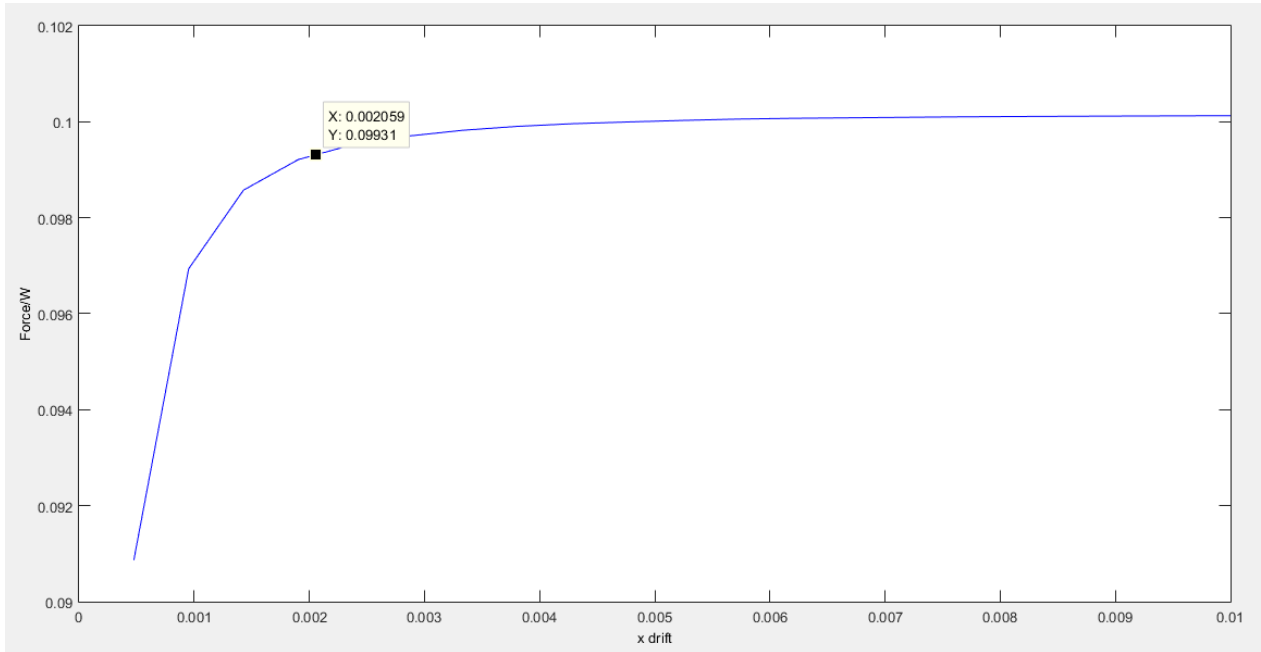


3. CURVAS DE CAPACIDAD

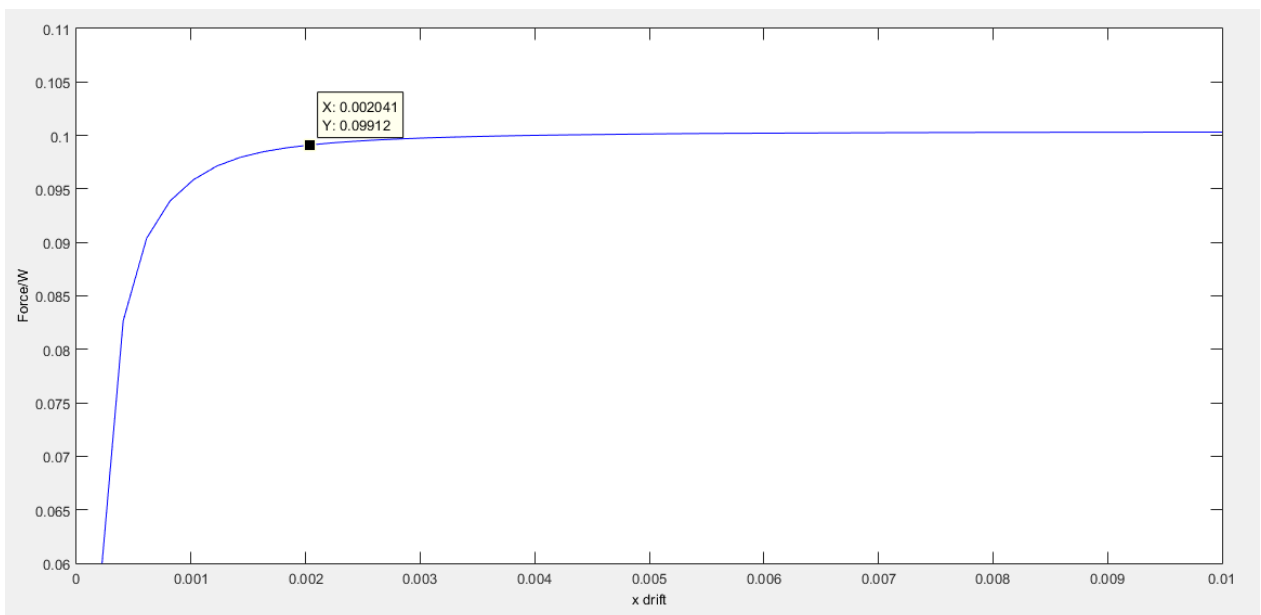
En los siguientes gráficos se muestra las curvas de capacidad para los distintos periodos y las distintas capacidades, estas curvas se obtuvieron de la calibración de la estructura mediante un pushover.

3.1 Capacidad de 0.1g

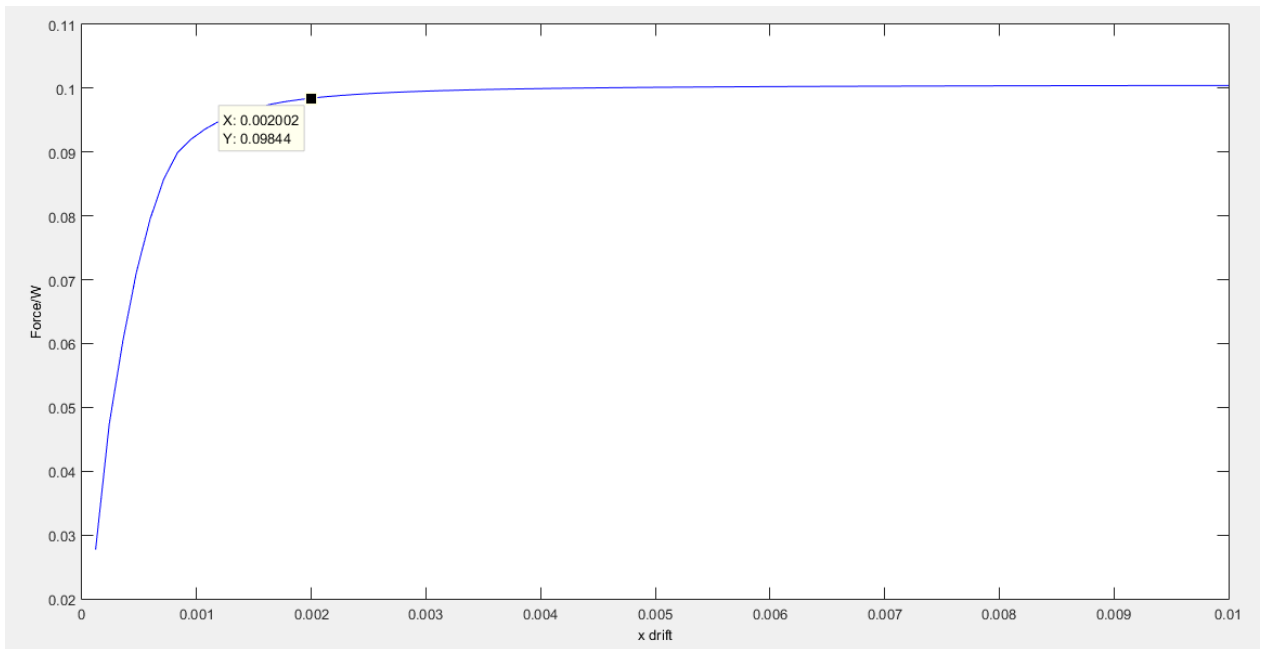
3.1.1 Periodo 0.3s



3.1.2 Periodo 0.7 s

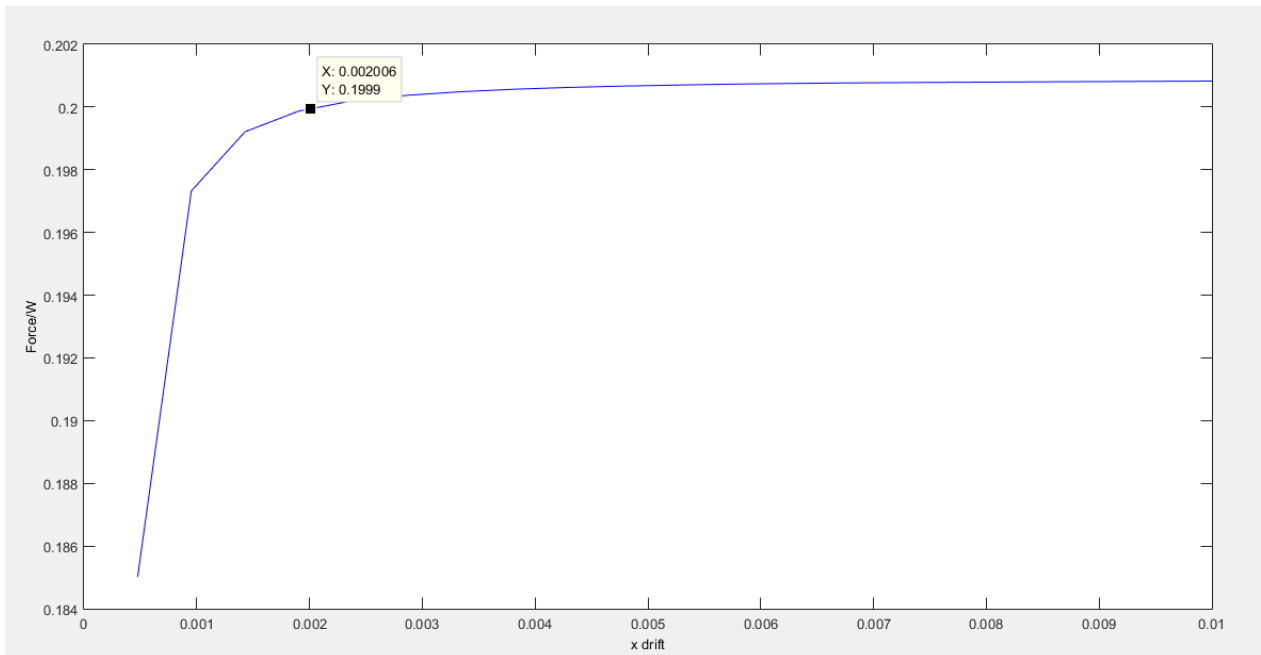


3.1.3 Periodo 1.2 s

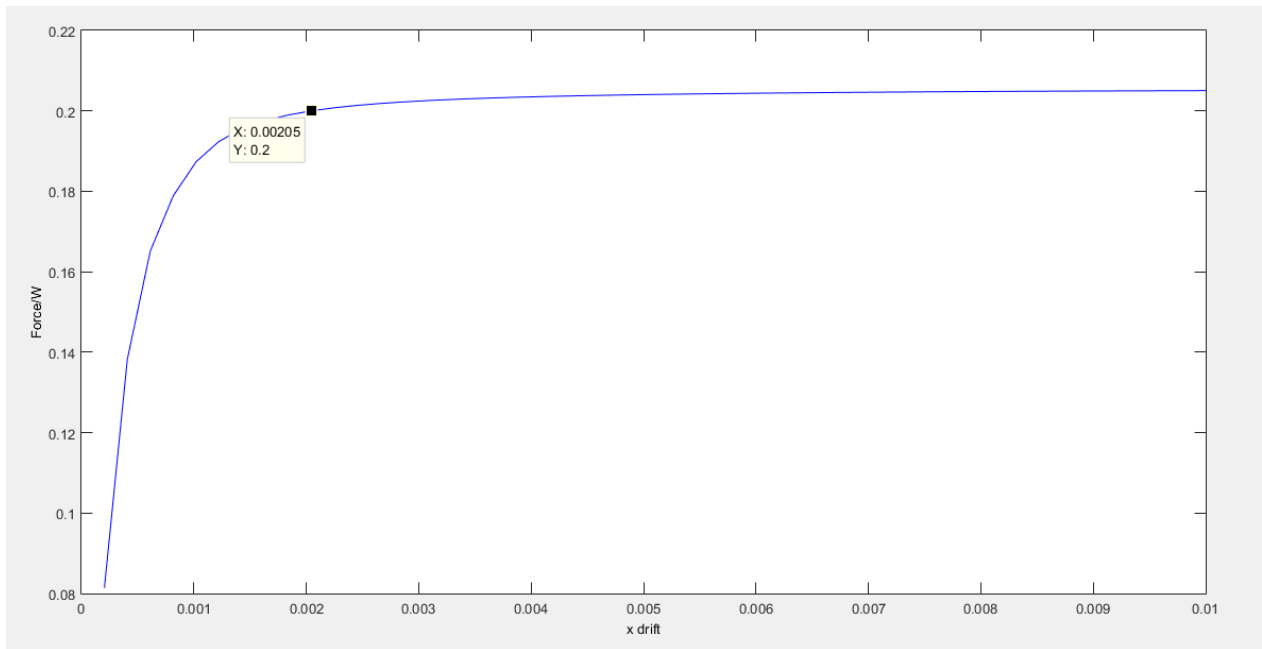


3.2 Capacidad de 0.2g

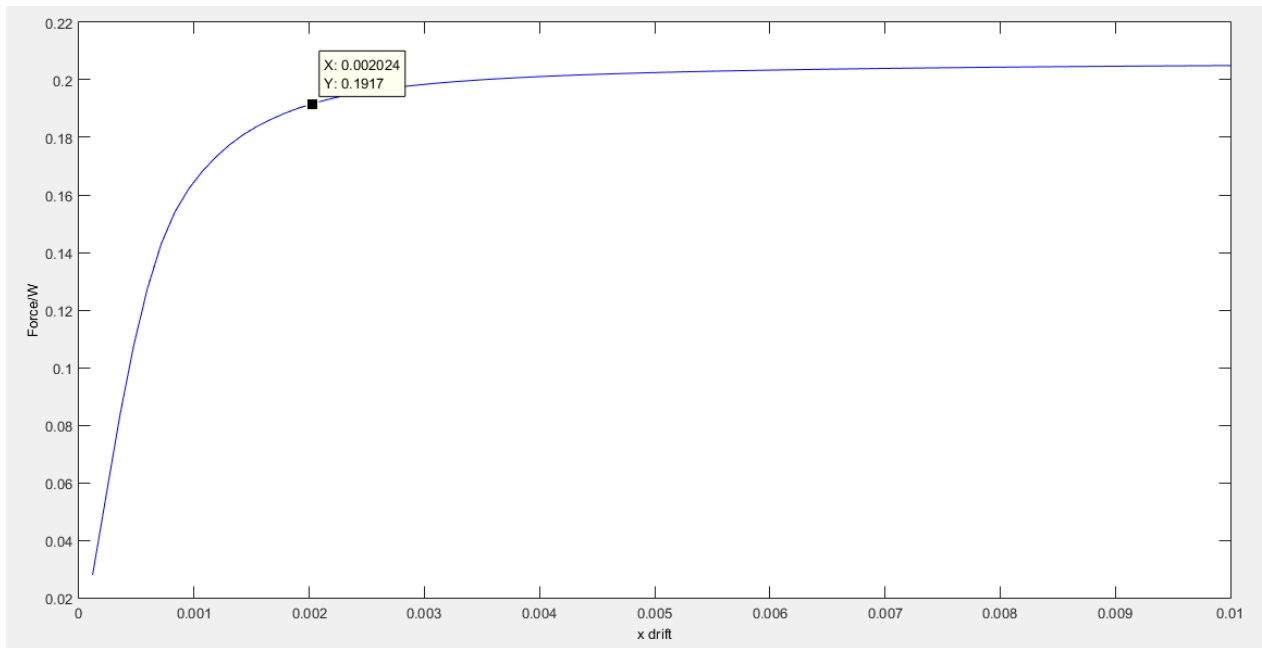
3.2.1 Periodo 0.3s



3.2.2 Periodo 0.7 s

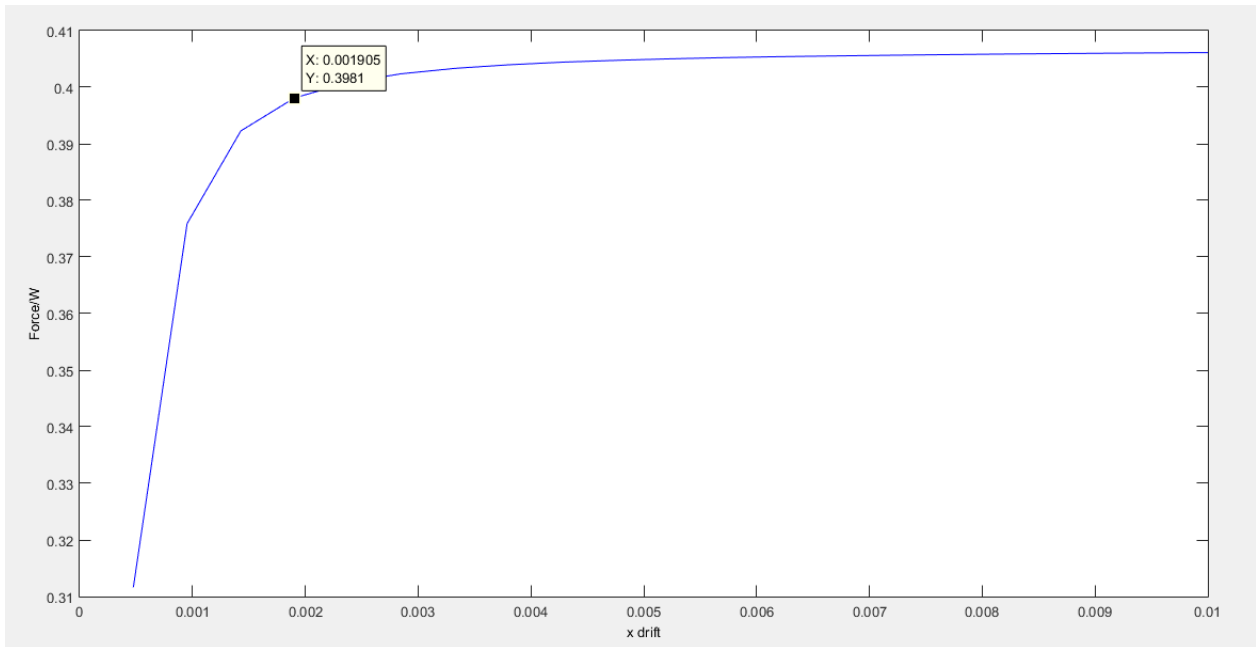


3.2.3 Periodo 1.2 s

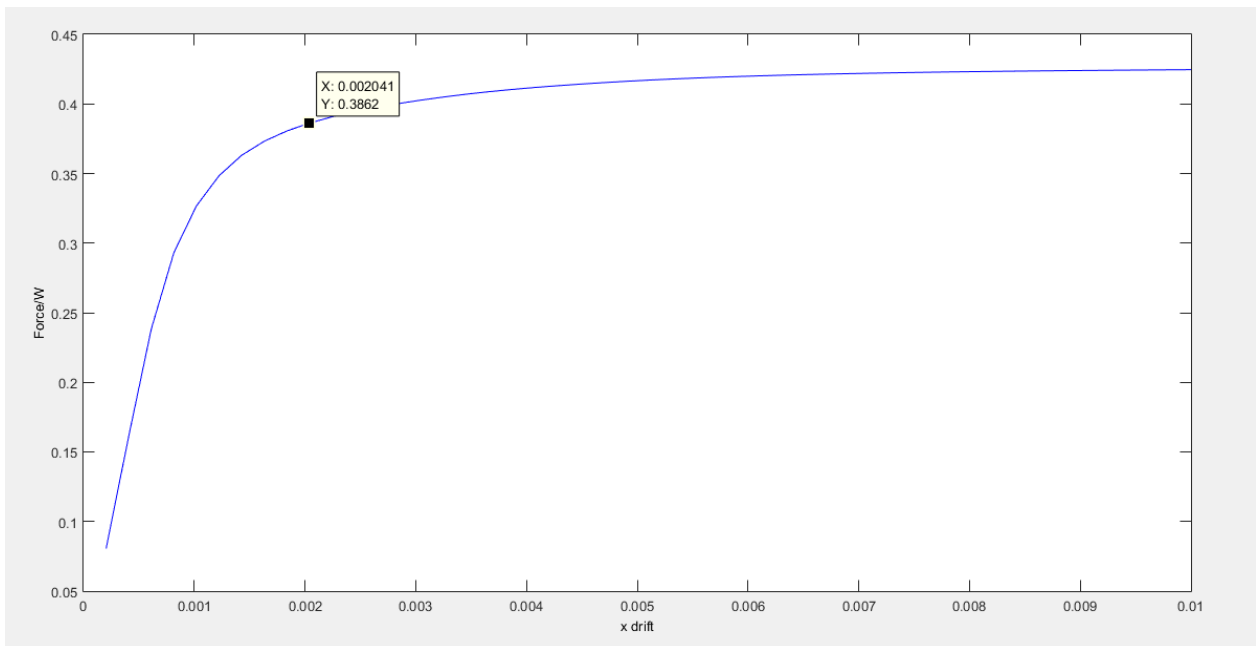


3.3 Capacidad de 0.4g

3.3.1 Periodo 0.3s



3.3.2 Periodo 0.7s



3.3.3 Periodo 1.2 s

