

# Universidad del Bío-Bío

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

**Profesor Patrocinante:** Ing. Franco Benedetti

**Profesores Comisión:** Mg. Alexander Opazo

Mg. Veronica Lazcano



## **INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO- FUNDACIÓN-ESTRUCTURA EN EL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

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

**PAULINA RIQUELME CONTRERAS  
CLAUDIO SEPÚLVEDA RIFFO**

**Concepción, abril de 2015**

## INDICE

INDICE .....	¡Error! Marcador no definido.
NOMENCLATURA.....	¡Error! Marcador no definido.
1. INTRODUCCIÓN .....	¡Error! Marcador no definido.
2. OBJETIVOS .....	¡Error! Marcador no definido.
2.1. Objetivo General .....	¡Error! Marcador no definido.
2.2. Objetivos Específicos.....	¡Error! Marcador no definido.
3. METODOLOGIA .....	¡Error! Marcador no definido.
3.1. Variables .....	¡Error! Marcador no definido.
3.1.1. <i>Independientes</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.1.2. <i>Dependientes</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.2. Modelación Sub – dominio de Suelo. ....	¡Error! Marcador no definido.
3.2.1. <i>Materiales y Modelo constitutivo</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.2.2. <i>Elementos</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.2.3. <i>Condiciones de borde</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.3. Sub-dominio Estructura.....	¡Error! Marcador no definido.
3.3.1. <i>Modelo constitutivo</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.3.2. <i>Secciones</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.3.3. <i>Materiales</i> .....	¡Error! Marcador no definido.
3.4. Interfaz Suelo – Fundación .....	¡Error! Marcador no definido.
3.5. Demanda sísmica.....	¡Error! Marcador no definido.
3.6. Ejecución de las Simulaciones Transientes.....	¡Error! Marcador no definido.
3.7. Plataforma de simulación .....	¡Error! Marcador no definido.
4. ANALISIS Y RESULTADOS .....	¡Error! Marcador no definido.
4.1. Análisis global con respecto al Factor de Seguridad (F.S) del suelo .....	¡Error! Marcador no definido.
5. CONCLUSIONES .....	¡Error! Marcador no definido.
REFERENCIAS.....	¡Error! Marcador no definido.

## NOMENCLATURA

B : Ancho de fundación.

C : Coeficiente de amortiguamiento.

DRM : Método de reducción del dominio.

FEM : Modelo de elementos finitos.

$f_{max}$  : mayor frecuencia de onda que viaja por el dominio de suelo (15 Hz).

F.S. : Factor de seguridad de tensión admisible del suelo.

Hmax : Espaciamiento máximo entre nodos en función de Vs.

Np : Número de pisos.

Sa : Espectro de aceleraciones.

SFSI : Interacción suelo-fundación-estructura.

SFS : Suelo-fundación-estructura.

Tn : Periodo natural de la estructura.

Vs : velocidad de propagación de ondas.

$\Delta h$  : Espaciamiento entre nodos del dominio de suelos.

$\Delta t$  : Paso de tiempo para el análisis transiente.

$\lambda_{min}$  : menor longitud de onda que viaja por el dominio de suelo.

# **INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-FUNDACIÓN-ESTRUCTURA EN EL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

**Autores:** [1] **Paulina Riquelme Contreras**, [2] **Claudio Sepúlveda Riffo**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile

**Correos:** [1] **pcriquel@alumnos.ubiobio.cl**, [2] **csepulri@alumnos.ubiobio.cl**

**Profesor Patrocinante:** Ing. Franco Benedetti Leonelli

**Correo:** **fbenedet@ubiobio.cl**

## **RESUMEN**

En el presente estudio se analizan distintos casos en los que se considera un amplio rango de variables, para así obtener conclusiones acerca del desempeño estructural al tener en cuenta el efecto de la interacción suelo-fundación-estructura (SFSI) y verificar si al tener diferentes niveles de flexibilidad del suelo, los esfuerzos y deformaciones en la estructura se ven reducidos o amplificados. Para esto, se realizan modelaciones numéricas utilizando softwares especializados en ingeniería sísmica (OpenSEES), e interpretación de datos para obtener gráficos que permitan analizarlos (MATLAB). Los parámetros a utilizar representan distintos niveles de rigidez de la estructura, suelo, y fundaciones, considerando también una interfaz entre el suelo y la estructura que limita ciertas no linealidades que puedan de alguna manera distorsionar los resultados. En el transcurso de la codificación y procesamiento de los modelos se resuelven ciertos desafíos complejos computacionalmente hablando, en los cuales se buscan soluciones prácticas aplicando recomendaciones encontradas en la literatura. Finalmente, se determinó que bajo ciertas combinaciones hay mayor o menor incidencia de las deformaciones y esfuerzos del suelo en la estructura o viceversa al considerar la influencia de la interfaz entre el suelo y las fundaciones.

**Palabras claves:** Interacción suelo-fundación-estructura (SFSI), Desempeño estructural, Interfaz.

6069 Palabras Texto + 18 Figuras/Tablas \* 250 + 1 Figuras/Tablas \* 300 = 11069 Palabras Totales

## 1. INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de estructuras, normalmente la interacción entre el suelo y la estructura no es considerada y la respuesta dinámica de la estructura es evaluada bajo el supuesto de que la base es fija. No obstante, durante un movimiento sísmico, el suelo desarrolla deformaciones que son traspasadas a la fundación, por lo tanto la interrogante es “¿Cómo el movimiento del suelo en la vecindad de la estructura es alterado por la presencia de ésta? y ¿De qué forma la respuesta de la estructura se ve modificada?”. Esta interacción es conocida como Interacción Suelo-Fundación-Estructura (SFSI).

En investigaciones realizadas se ha demostrado que el suelo bajo la estructura afecta a la respuesta estructural a través del efecto de sitio y SFSI, pero el estudio de este último ha sido poco tomado en cuenta, incluso considerando que SFSI afecta a la respuesta estructural en los rangos elásticos e inelásticos, es así como los desplazamientos inelásticos son usados como un parámetro clave para evaluar el desempeño estructural.

Otro de los grandes problemas es que se han desarrollado diversos métodos que permiten evaluar SFSI, pero algunos no lo vinculan con el efecto de sitio ni el desempeño estructural ya que no existe consenso en relación a cómo SFSI influye en el daño y en el aumento de la demanda de deformaciones de la estructura.

A pesar de los múltiples estudios realizados sobre este efecto, aún hay controversia acerca si considerar el efecto de SFSI es beneficioso o no en el desempeño de una estructura fundada en suelo blando, de hecho, SFSI ha sido tradicionalmente considerado beneficioso en muchos códigos de diseño teniendo un efecto conservador que debería llevar a mejorar los márgenes de seguridad.

Algunos de los efectos beneficiosos que se han estudiado son: (1) Espectro de aceleración de diseño decrece al aumentar el periodo de la estructura; (2) los coeficientes de modificación de respuesta son constantes o pueden aumentar al crecer el periodo estructural.

Como justificación adicional, en algunas investigaciones se han hecho estudios analíticos con osciladores con comportamiento elasto-plástico, cuyos resultados hechos al considerar base fija

(Newmark and Hall,1973; Ridell y Newmark, 1979; Hidalgo y Arias, 1990) mientras que otros sistemas se han considerado con base flexible (Ciampoli y Pinto, 1995 ; Elnashai y McClure, 1996), han demostrado que la demanda de ductilidad impuesta en una estructura de comportamiento elasto-plástico tiende a disminuir al crecer el periodo estructural.

Sin embargo, otros análisis (Miranda y Bertero, 1994) en los que se tienen respuestas de suelo blando, indican que en ciertos rangos de frecuencias esta tendencia se podría revertir, esto significa que la demanda de ductilidad puede aumentar al crecer el periodo estructural, teniendo un efecto perjudicial el SFSI.

Debido a lo mencionado anteriormente, la importancia de este estudio recae en el poco consenso acerca de cómo SFSI afecta al desempeño estructural, por lo que se busca determinar qué parámetros influyen más o menos en el comportamiento inelástico de la estructura así como también en el suelo que la rodea, estableciendo así variables como el nivel de rigidez del suelo, de la estructura, y de las fundaciones, las que se modificarán y por medio de modelaciones numéricas se hará un análisis de demanda de deformación y esfuerzos, los cuales representan de mejor manera el desempeño de la estructura al considerar distintos niveles de flexibilidad del suelo.

Para realizar estas simulaciones se utilizará la herramienta computacional OpenSEES en conjunto con otros softwares que ayudarán a la codificación de los modelos que se simularán.

Para cada modificación de variables, se realizarán análisis de la respuesta del sistema suelo-fundación-estructura (SFS), de los cuales se obtendrán variables como la demanda de ductilidad de la estructura, demandas de giro de la fundación, y demandas de drift globales luego de realizar simulaciones numéricas en historia del tiempo para un mismo registro sísmico dado, con el propósito de determinar la influencia de cada variable en la demanda de desplazamientos inelásticos, y por ende el impacto en el desempeño estructural.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo General**

- Analizar la influencia de las propiedades del sitio de fundación y sus características en el desempeño de estructuras de hormigón armado con fundaciones aisladas.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Definir variables dependientes e independientes que permitan evaluar el comportamiento sísmico de sistemas suelo – fundación – estructura simples.
- Elaborar modelos numéricos para simular el comportamiento dinámico de sistemas estructurales simples de hormigón armado fundados en suelos granulares.
- Determinar la variación en el desempeño sísmico de estructuras simples de hormigón armado debido a cambios en la configuración del sistema suelo – estructura.
- Analizar la relación entre la capacidad de soporte estática de la fundación y el desempeño sísmico de estructuras simples de hormigón armado.

### 3. METODOLOGIA

Para desarrollar esta investigación se debe tener en consideración ciertas complejidades a la hora de construir los modelos que se explicarán enseguida, como tamaño del dominio de suelo, condiciones de borde, elementos finitos (FEM), entre otros; que se deben resolver para crear modelos computacionalmente óptimos.

Se construyen modelos que constan con un sub-dominio de suelo, sub-dominio de estructura, e interfaz, con los cuales se busca simular el comportamiento de SFSI para poder evaluar el desempeño de las estructuras al considerar este efecto.

De los modelos construidos se ejecutan 27 casos, los cuales resultan de la combinación de los parámetros que modifican la rigidez del suelo, rigidez de la estructura, y tamaño de las fundaciones.

#### 3.1. Variables

##### 3.1.1. Independientes

Para la construcción de los modelos a analizar se determinaron variables que al combinarlas dieron lugar a los 27 casos que fueron ejecutados, estas variables son las que se muestran en la Tabla 1.

**Tabla 1. Variables independientes (Elaboración propia)**

(a)			(b)		(c)		
<b>B</b>			<b>N pisos</b>		<b>Vs</b>		
<b>B1</b>	1	m	<b>Np1</b>	5	<b>Vs1</b>	180	m/s
<b>B2</b>	3	m	<b>Np2</b>	10	<b>Vs2</b>	360	m/s
<b>B3</b>	4	m	<b>Np3</b>	15	<b>Vs3</b>	500	m/s

La Tabla 1.a muestra los diferentes tamaños de las base de fundación a utilizar, éstas serán cuadradas y tendrán la misma dimensión para ambas fundaciones, éstas fueron establecidas de tal



forma que se pueda medir el comportamiento tanto para fundaciones pequeñas como para fundaciones muy grandes.

La Tabla 1.b muestra los diferentes números de pisos a utilizar. Se eligió esta diferencia de pisos para evaluar estructuras con distintos niveles de rigidez, teniendo estructuras rígidas, intermedias y flexibles con 5, 10 y 15 pisos respectivamente.

Finalmente, la Tabla 1.c muestra las distintas velocidades de onda de corte del suelo a considerar, éstas se seleccionan para poder evaluar distintos tipos de suelo que se muestran en D.S. N° 61 (V. y U.), 2011. De esta forma se busca evaluar el comportamiento del sistema estructural para un suelo tipo B, C, y D, los que están representados por  $V_{s3}$ ,  $V_{s2}$ , y  $V_{s1}$  respectivamente.

### *3.1.2. Dependientes*

Antes de ejecutar los 27 casos se definieron las variables independientes, las cuales permiten interpretar de mejor manera el desempeño del suelo, fundaciones, y estructura. Estas variables son las siguientes:

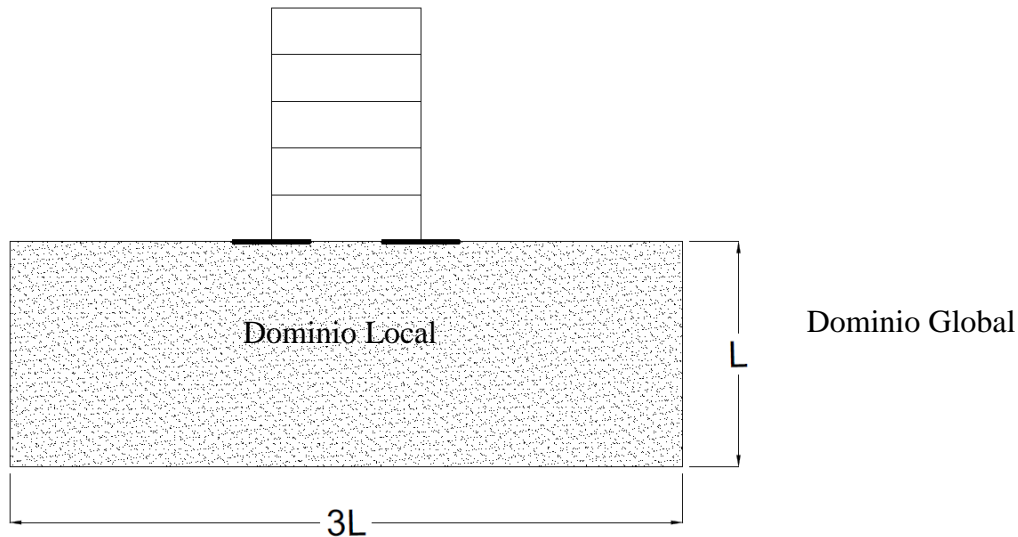
- Demandas de ductilidad de curvatura.
- Demandas de drift globales.
- Asentamientos.
- Giro de fundaciones.
- Factor de seguridad de capacidad de soporte del suelo (F.S.)

Estas variables se miden en el eje de la columna derecha del modelo estructural.

### **3.2. Modelación Sub – dominio de Suelo.**

Para determinar el dominio de suelo que se modela se hace de acuerdo al Método de reducción del dominio (DRM) (Bielak, 2003; Yoshimura ,2003), el cual es un método directo en el dominio del tiempo, que se puede aplicar a cualquier problema donde se puede aislar una condición local mediante una frontera al interior de un medio global de mayor escala.

El tamaño del dominio de suelo se determinará según recomendaciones que se dan en la literatura, el sub – dominio en dos dimensiones se construye, a lo menos, de dimensiones aproximadas según la Figura 1, expresado como función del ancho de la estructura  $L$ , el cual al ser esta dimensión de 8 metros, la dimensión  $L$  del dominio local se le asigna el valor de 20 metros para así tener un dominio local más grande que el mínimo recomendado por la literatura.



**Figura 1. Dimensiones del sub – dominio de suelo como función del ancho de la estructura.  
(Elaboración propia)**

### 3.2.1. Materiales y Modelo constitutivo

El modelo constitutivo utilizado para modelar el sub-dominio de suelo es el propuesto por *Elgamal, 2003*, el cual queda controlado por un modelo elasto-plástico. Sin embargo para esta investigación sólo se evalúa en el rango lineal debido a que al evaluarlo en el rango plástico, se presentaron problemas de convergencia numérica y poca eficiencia computacional.

El modelo constitutivo es complejo y posee 23 parámetros, muchos de los cuales son de difícil cuantificación, en *Elgamal, 2008*, se recomiendan los parámetros para el modelo.

En la Tabla 2 se muestran los parámetros más importantes utilizados para el modelo constitutivo del suelo, para cada tipo de suelo a utilizar.

**Tabla 2. Parámetros del suelo. (OpenSeesWiki)**

<b>Parámetros</b>	<b>Tipo de Suelo</b>		
	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>Peso específico</b>	2.1 [Ton/m <sup>3</sup> ]	2 [Ton/m <sup>3</sup> ]	1.9 [Ton/m <sup>3</sup> ]
<b>Módulo de corte</b>	1.3x10 <sup>5</sup> [kPa]	1.0x10 <sup>5</sup> [kPa]	7.5x10 <sup>4</sup> [kPa]
<b>Angulo de fricción</b>	40°	37°	33°
<b>Deformación de esfuerzo de corte máximo</b>	0.1	0.1	0.1
<b>Relación de vacios</b>	0.45	0.55	0.7
<b>Velocidad onda de corte (Vs)</b>	500 [m/s]	360 [m/s]	180 [m/s]

### 3.2.2. Elementos

Para el correcto funcionamiento del modelo constitutivo del suelo se debe utilizar elementos FEM adecuados, en este estudio se utilizan elementos triangulares para así obtener un enmallado de mayor calidad.

Además, para garantizar la estabilidad del modelo y disminuir el riesgo de sobre amortiguamiento numérico, la precisión de la simulación numérica de la propagación de ondas en problema de SFSI dinámica es controlada por dos parámetros:

- Espaciamiento entre nodos en un modelo de elementos finitos,  $\Delta h$ .
- Duración del paso de tiempo,  $\Delta t$ .

#### a) Espaciamiento entre nodos

La discretización del sub – dominio de suelo debe cumplir con 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 Ec. (1) (*Jeremic, 2009*).

$$\Delta h \leq \frac{\lambda_{min}}{10} = \frac{Vs}{10f_{max}} \quad \text{Ec. (1)}$$

donde:

$\Delta h$  : espaciamiento entre nodos del dominio de suelo,

$\lambda_{min}$  : menor longitud de onda que viaja por el dominio de suelo

$V_s$  : velocidad de propagación de ondas

$f_{max}$  : mayor frecuencia de onda que viaja por el dominio de suelo (15 Hz)

En la Tabla 3 se muestra el tamaño de elemento (espaciamiento) máximo que corresponde para velocidades de onda de corte de 180 [m/s], 360 [m/s], y 500 [m/s], las cuales se utilizarán en los casos a analizar.

**Tabla 3. Espaciamientos máximos entre nodos en función de  $V_s$ . (Elaboración propia)**

$V_s$ [m/s]	$H_{MAX}$ [m]
180	1.2
360	2.4
500	3.3

Por lo tanto, el espaciamiento máximo a utilizar será el espaciamiento mínimo que fue calculado, es decir, de 1.2 metros.

En este estudio se determinó utilizar triángulos con espaciamiento mínimo de 80 centímetros.

### 3.2.3. Condiciones de borde

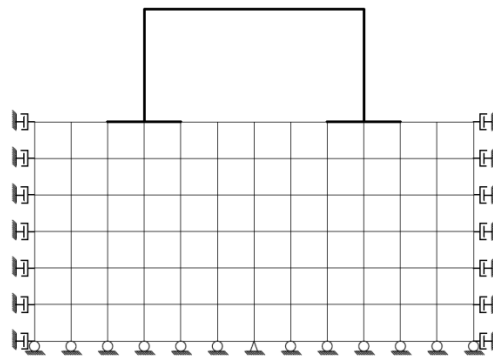
Al utilizar el DRM uno de los problemas que se debe resolver es la adecuada aplicación de las condiciones de borde que permitan compatibilizar los dominios locales y globales del sistema.

Se disponen de nodos fijos en las fronteras laterales del dominio de suelo, el objetivo de esto es representar de esta forma, que el subdominio de suelo es parte de un dominio global de suelo, considerando así las presiones geostáticas existentes en éste al realizar el análisis estático.

Luego de realizar el análisis estático, los nodos fijos son reemplazados por amortiguadores fijos en los bordes laterales del sub-dominio de suelo. Estos corresponden a las fronteras absorbentes de Lysmer y Kuhlemeyer (*Lysmer and Kuhlemeyer, 1969*), las cuales se utilizan para poder simular el comportamiento de las ondas sísmicas que llegan a la frontera al hacer el análisis dinámico del sistema SFS, de esta forma se permite absorber las ondas sísmicas que viajan hacia el exterior del dominio de suelo y así evitar que estas se reflejen amplificando la demanda sísmica.

Por otra parte, en el borde inferior se disponen de apoyos móviles permitiendo desplazamientos horizontales debido a la dirección a la que se aplica la demanda sísmica.

De esta forma, las condiciones de borde se aplican según lo que se muestra en la Figura 2.



**Figura 2. Condiciones de borde en un problema 2D. (Elaboración propia)**

### 3.3.Sub-dominio Estructura

Los modelos estructurales que se analizan corresponden a una estructura tipo marco conformada por 2 columnas y una viga, de dimensiones 0.70x0.25 y 0.60x0.25 metros respectivamente, la cual se replica verticalmente tantas veces como el número de pisos requeridos para cada análisis.

Los elementos en que se espera un comportamiento no lineal, como vigas y columnas, se modelaron con elementos tipo barras no lineales con plasticidad distribuida integrados por desplazamiento, esto es debido a su rápida convergencia. En cambio, para elementos en que se espera un comportamiento elástico, como las fundaciones, se consideraron como elementos de barra elásticas.

### 3.3.1. Modelo constitutivo

Para los elementos no lineales, se utiliza el modelo constitutivo de Filippou (*Filippou, 1983*) para el acero de refuerzo y Hisham and Yassin (*Hisham and Yassin, 1994*) para el hormigón, ya sea confinado o no confinado, debido que están ampliamente probados y son simples.

### 3.3.2. Secciones

Esta estructura tiene 2 tipos de secciones, vigas y columnas. Las secciones son compuestas por capas y parches para los distintos materiales que la constituyen.

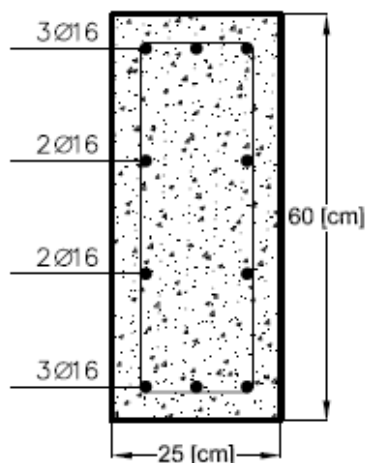
Para poder analizar y comparar los diferentes casos se necesita que la estructura tenga un comportamiento no lineal, ya que para poder estudiar la respuesta sísmica de ésta se medirán los desplazamientos y deformaciones plásticas de la estructura, así como también poder comparar con casos en que la estructura no alcance el rango no lineal al aplicar esfuerzos dinámicos.

Se hicieron múltiples iteraciones para determinar el tamaño de las secciones así como también para determinar la disposición y cantidad de armadura de refuerzo, esto se realizó para asegurarse que los elementos incursionaran en el rango no lineal al hacer el análisis dinámico, lo que dio como resultado lograr un equilibrio con las secciones respetando cuantías mínimas y máximas según disposiciones del ACI-318 2011.

#### a) Vigas

Las vigas se modelan como secciones rectangulares de 0.25x0.6 metros, estas tienen armaduras Ø16 dispuestas como se muestra en la Figura 3, y en la Tabla 4 se muestra la verificación de cuantías para la sección propuesta. Además, se cuenta con estribos de diámetro Ø10 con un espaciamiento de 20 centímetros, lo cual corresponde a lo mínimo exigido por la normativa chilena.

**Tabla 4. Verificación de viga. (Elaboración propia)**



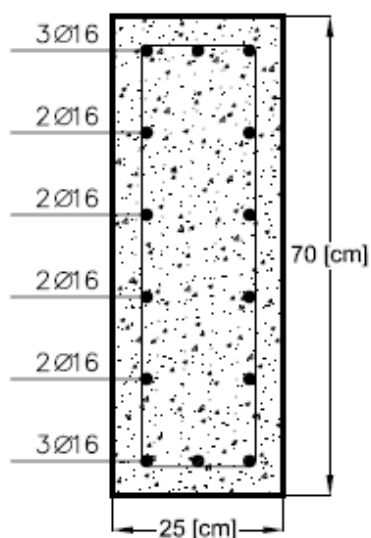
**Figura 3. Sección viga**

Viga			
<b>B</b>	25	[cm]	Ancho viga
<b>H</b>	60	[cm]	Altura viga
<b>A<sub>g</sub></b>	1500	[cm <sup>2</sup> ]	Area bruta
<b>D</b>	16	[mm]	Diámetro refuerzo longitudinal
<b>n<sub>barras</sub></b>	10		número barras
<b>A<sub>t</sub></b>	20.106	[cm <sup>2</sup> ]	Area acero
<b>ρ<sub>prop</sub></b>	0.01340		Cuantía propuesta
<b>ρ<sub>min</sub></b>	0.00333		Cuantía mínima
<b>ρ<sub>bal</sub></b>	0.02580		Cuantía de balance
<b>ρ<sub>max</sub></b>	0.01613		Cuantía máxima

b) Columnas

Las columnas se modelan como secciones rectangulares de 0.25x0.7 metros, éstas tienen armaduras Ø16 dispuestas como se muestra en la Figura 4, y la verificación de cuantías se muestra en la Tabla 5. Además, se cuenta con estribos de diámetro Ø10 con un espaciamiento de 20 centímetros, lo cual corresponde a lo mínimo exigido por la normativa chilena.

**Tabla 5. Verificación columna. (Elaboración propia)**



**Figura 4. Sección Columna**

Columna			
<b>B</b>	25	[cm]	Ancho columna
<b>H</b>	70	[cm]	Altura columna
<b>A<sub>g</sub></b>	1750	[cm <sup>2</sup> ]	Area bruta
<b>D</b>	16	[mm]	Diámetro refuerzo longitudinal
<b>N<sub>barras</sub></b>	14		número barras
<b>A<sub>t</sub></b>	28.149	[cm <sup>2</sup> ]	Area acero
<b>ρ<sub>prop</sub></b>	0.01608		Cuantía propuesta
<b>ρ<sub>min</sub></b>	0.01		Cuantía mínima
<b>ρ<sub>max</sub></b>	0.06		Cuantía máxima

## 3.3.3. Materiales

Los materiales usados y sus respectivas propiedades se muestran en la siguiente tabla Tabla 6.

**Tabla 6. Materiales estructurales. (Elaboración propia)**

<b>Hormigón</b>			
<b>Calidad:</b>	H30		
$E_c$	238752	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de Elasticidad
<b>Hormigón no confinado:</b>			
$f'_c$	250	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia compresión hormigón no confinado (modelo de Todeschini)
$f'_{cu}$	25	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo último
$f'_{tu}$	25	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tracción
$\epsilon_{cu}$	0.003		Deformación a esfuerzo máximo
$\epsilon_u$	0.006		Deformación última
<b>Hormigón confinado:</b>			
$f''_c$	$1.26f'_c$	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia hormigón confinado
$f'_{tc}$	31.5	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tracción hormigón confinado
$\epsilon_{cc}$	0.0026		Deformación esfuerzo máximo hormigón confinado
$\epsilon_{ccu}$	0.0132		Deformación esfuerzo máximo hormigón confinado
<b>Acero de Refuerzo</b>			
<b>Calidad:</b>	A44-28H		
$f_y$	2800	kg/cm <sup>2</sup>	Tensión de fluencia
$f_u$	4400	kg/cm <sup>2</sup>	Tensión última
$E_s$	2100000	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad del acero
$\epsilon_y$	0.00133		Deformación de fluencia
$\epsilon_u$	0.1		Deformación última

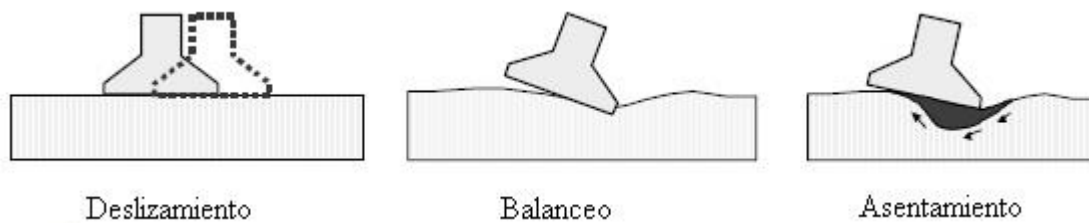
Cabe mencionar que para el hormigón confinado se utiliza el modelo de Mander (*J.B Mander et al, 1988*), en cuyos estudios se muestra que el confinamiento del hormigón con refuerzo transversal mediante una disposición adecuada resulta en un aumento significativo de resistencia y ductilidad del hormigón, para considerar esto la resistencia del hormigón confinado (núcleo)  $f''_c$  se obtiene multiplicando  $f'_c$  por 1.26, cuyo valor se obtiene de los procedimientos dispuestos en *J.B Mander et al, 1988*.



### 3.4. Interfaz Suelo – Fundación

Un aspecto relevante en la calidad del modelo SFS es el comportamiento de la interfaz suelo – fundación, ya que el desempeño estructural depende de variables como la rigidez al balanceo y al deslizamiento de la fundación. Además, la interfaz debe permitir todas las no linealidades posibles, tales como el levantamiento y el deslizamiento (Zhang, G. & Zhang, J. ,2009) y (Gazetas, G., & Apostolou, M. ,2004).

Por otro lado, la interfaz Suelo – Fundación conecta y compatibiliza los subdominios del FEM, lo que presenta el problema de que, en un modelo 2D, el subdominio estructural y el subdominio de suelo se constituyen por nodos de 3 y 2 grados de libertad respectivamente, los cuales no pueden conectarse directamente. Por este motivo, es necesaria la creación de nodos auxiliares (2 DOFs) entre los subdominio, que se conecten por elementos no lineales con el suelo y posean igualdad de desplazamientos con los nodos de la estructura. En la Figura 5 se puede ver los tipos de no linealidades que se deben limitar al considerar la interfaz entre el suelo y la fundación.

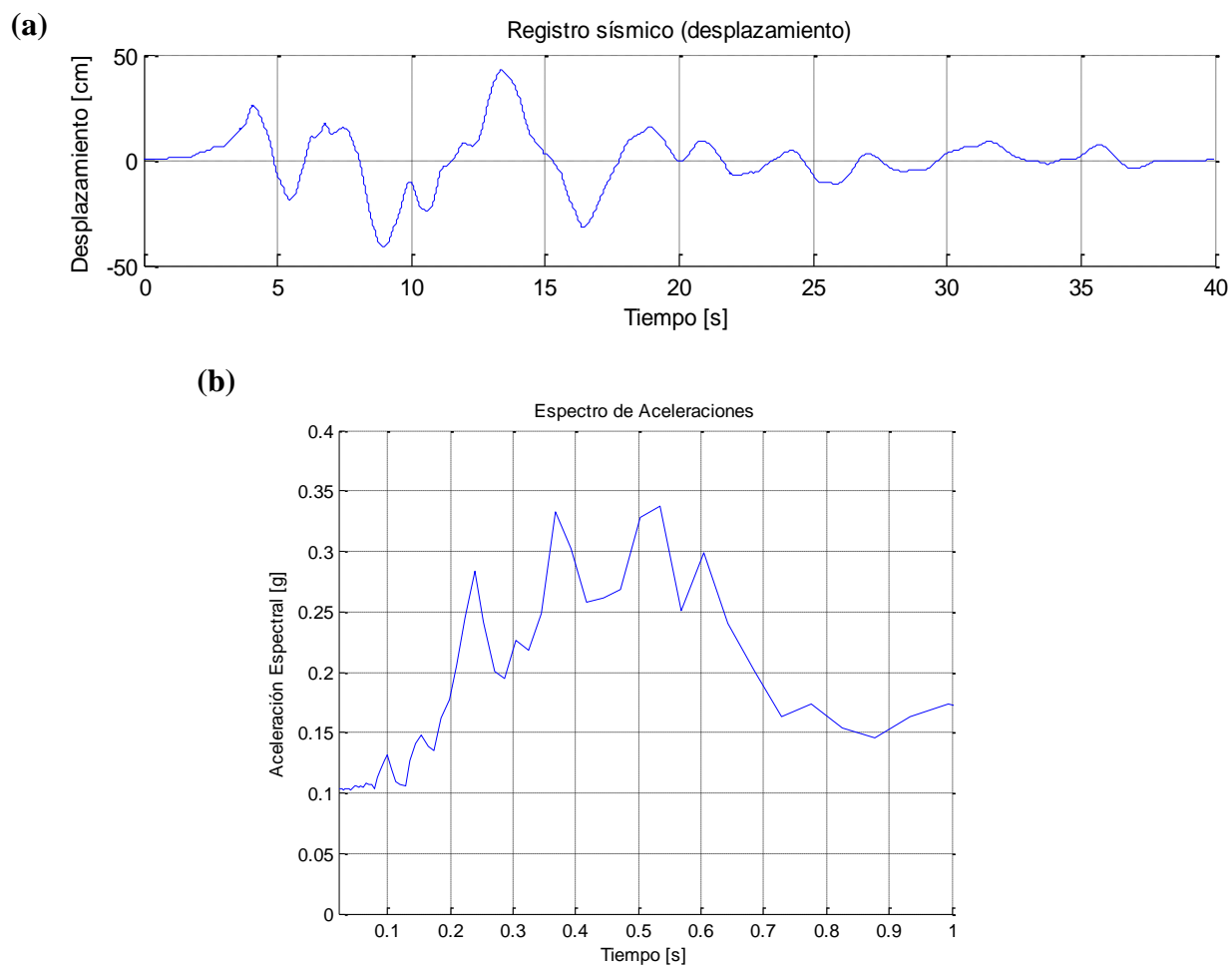


**Figura 5. Tipos de no linealidades en la interacción suelo-fundación. (Gazetas. 2004)**

Los elementos no lineales de la interface son elementos friccionales de contacto, que permitan el deslizamiento paralelo a las caras de contacto y que compatibilicen los desplazamientos de los subdominios cuando se comprimen los elementos de suelo.

### 3.5.Demanda sísmica

Una parte importante del análisis SFSI es la aplicación de la demanda sísmica, la que consiste en aplicar registros de desplazamiento en todos los nodos de la frontera, este registro se muestra en la Figura 6(a), el cual corresponde a un sismo corto obtenido del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), y su respectiva aceleración espectral se muestra en la Figura 6(b).



**Figura 6. (a) Registro sísmico (desplazamiento), (b) Espectro de aceleraciones. (PEER)**

### 3.6. Ejecución de las Simulaciones Transientes

Para el análisis dinámico del SFSI se requiere de la ejecución de simulaciones en el dominio del tiempo (análisis transiente), éste análisis se ejecuta por etapas, ya que el estado de esfuerzo inicial en el suelo afecta significativamente la respuesta. Las etapas de análisis que se consideran son las siguientes:

1. **Peso Propio del Suelo:** análisis realizado en 10 pasos de carga, para garantizar una convergencia óptima de la curva del modelo constitutivo. No considera la estructura. Todos los nodos laterales del dominio suelo tienen restringido el desplazamiento horizontal, en cambio los nodos inferiores tienen restringido solamente el desplazamiento vertical.
2. **Peso Propio de la Estructura y la Fundación:** al igual que en el caso anterior, se ejecutan 10 pasos de carga, y considera el peso de la estructura y las fundaciones.
3. **Análisis Sísmico:** corresponde a la última etapa del análisis aplicando el input sísmico como registro de desplazamiento en la frontera.

Paso de tiempo:

El paso de tiempo  $\Delta t$  utilizado para el análisis transiente es clave para garantizar la estabilidad numérica de las simulaciones (*Jeremic, 2009*). Como se ve en Ec.(2),  $\Delta t$  debe ser menor que el tiempo que demora el frente de ondas en alcanzar dos nodos consecutivos del medio que las propaga.

$$\Delta t < \Delta h/v \quad \text{Ec. ( 2)}$$

Luego de aplicar los criterios mencionados anteriormente, el paso de tiempo  $\Delta t$  ocupado es de 0.005 segundos.

### **3.7. Plataforma de simulación**

Los FEM contruidos con la metodología descrita, se implementan en OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), ya que es una herramienta libre, de gran calidad y muy validada por distintos estudios. Además, posee todas las características (modelos constitutivos, elementos, etc.) necesarias para crear modelos SFSI.

#### 4. ANALISIS Y RESULTADOS

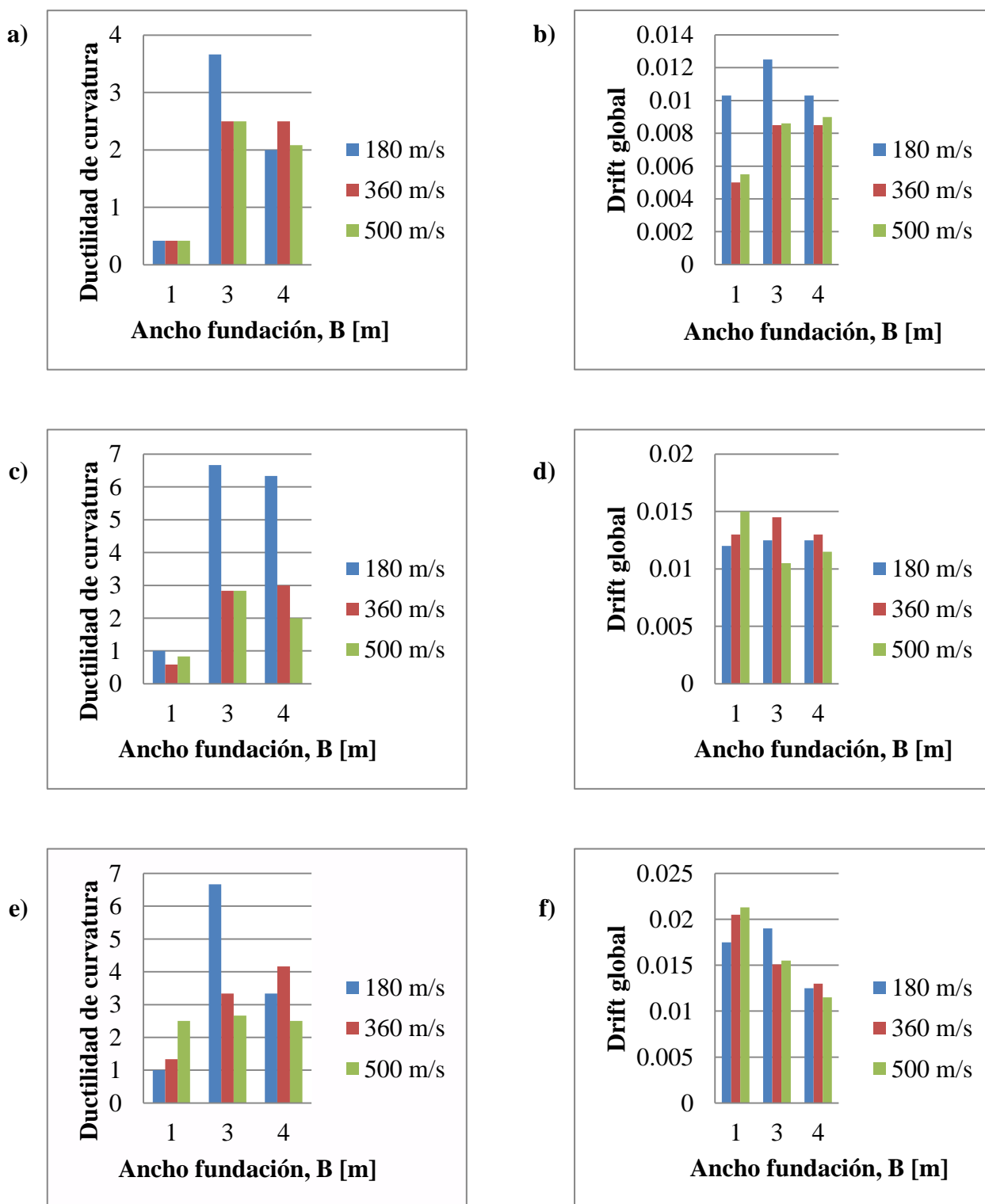
Luego de construir los modelos SFSI de acuerdo a lo mencionado en la metodología, y posteriormente aplicar el input sísmico como registro de desplazamientos, se procedió a procesar los modelos para luego obtener los datos de salida que permitieron realizar los siguientes análisis y resultados en función de las variables independientes.

- **Demanda de ductilidad de curvatura:**

Para evaluar el desempeño a nivel estructural, en este estudio se utilizará la demanda de ductilidad de curvatura medida en la columna derecha del primer piso, que es donde se encontraron las mayores sollicitaciones en relación a momento-curvatura.

Enseguida se analiza la demanda de ductilidad en las estructuras de 5, 10, y 15 pisos:

De la **Figura 7.a), c), y e)** se puede observar que para todos los tipos de suelo utilizando tamaños de fundación de 1 metro se tiene una menor demanda de ductilidad de curvatura, con valores cercanos a 1, lo que implica un comportamiento lineal de la estructura. Por el contrario, se puede observar que para tamaños de fundaciones más grandes, las demandas de ductilidad de curvatura aumentan considerablemente en rangos entre 2.5 y cercanos a 7, esto quiere decir que en estos últimos casos la estructura estaría disipando la energía del input sísmico ocasionando deformaciones plásticas en esta.



**Figura 7.** a), c) y e) Gráfico de ductilidad de curvatura v/s ancho de fundación para 5, 10 y 15 pisos respectivamente. b), d) y f) Gráfico de Drift global v/s Ancho de fundación para 5, 10 y 15 pisos respectivamente.

- **Demanda de drift global:**

En esta variable se analizan los drift globales de la estructura, el cual en este caso representa el giro de la estructura a nivel global como si fuese un sólido. El criterio para evaluar los drifts es mencionado en René Lagos (2009), en el cual se determinan distintos niveles de daño con respecto a los drifts y se mide con respecto a la techumbre en el eje de la columna derecha.

De la **Figura 7. b)** se puede ver que las mayores demandas de drift en estructuras de 5 pisos ocurren para el suelo más blando en todos los tamaños de fundación analizados, teniendo valores entre 0.01 y 0.0125.

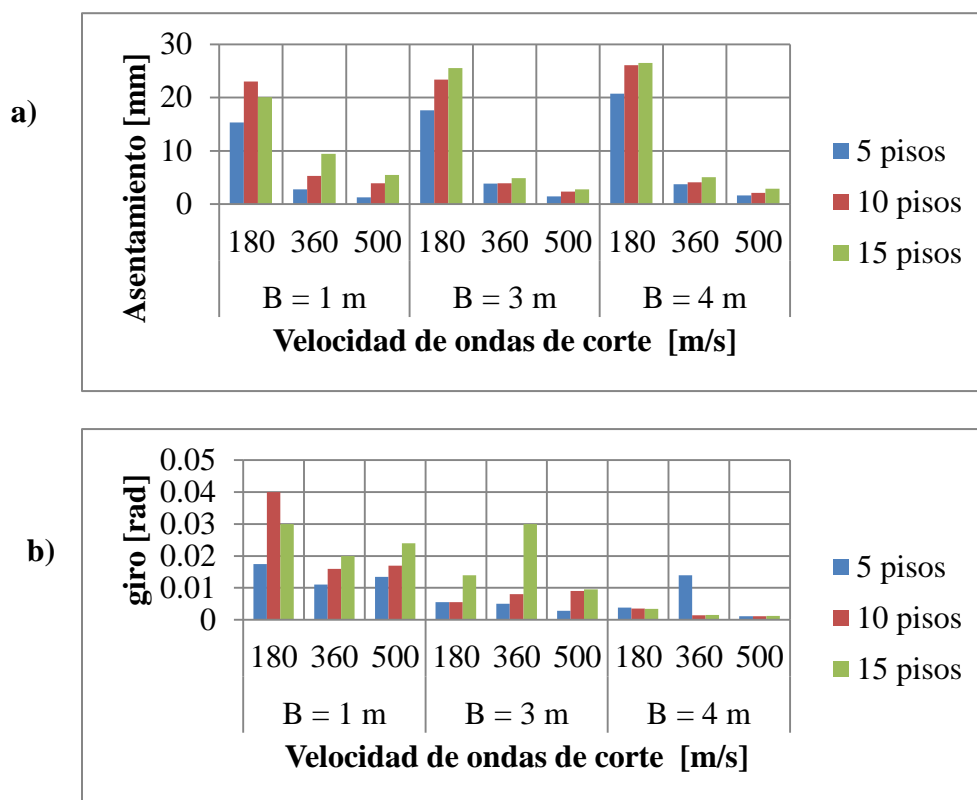
En cambio, como se puede ver en las **Figura 7. d), f)** para las estructuras con 10 y 15 pisos las demandas de drift globales aumentan a valores cercanos a 0.015 y mayores a este valor respectivamente, independiente del tipo de suelo que se tenga. Agregado a lo anterior, las demandas de drift tienden a ser mayores cuando se tienen tamaños de fundación de 1 metro con valores iguales o mayores a 0.015 para estructuras de 10 y 15 pisos.

- **Giros y Asentamientos**

Otras variables que se analizan son los giros y asentamientos, estos se utilizan para evaluar las deformaciones plásticas en el suelo, estos se miden en la fundación de la columna derecha de la estructura.

Como se observa en la **Figura 8. a)** el asentamiento máximo ocurre para el tamaño de fundación de 4 metros al considerar suelo blando, en cambio el mayor giro de fundación como se observa en la **Figura 8. b)** ocurre con tamaños de fundación de 1 metro para ese mismo tipo de suelo. No obstante, se observa que en el caso en que se tiene un suelo muy rígido considerando un tamaño de fundación de 4 metros, ocurre el menor giro de fundación.

Para los casos con estructuras de 5, 10, y 15 pisos se observa que al haber tamaños de fundación de 1 metro considerando suelo blando, se tienen las mayores demandas de giros de fundación.



**Figura 8. a) Asentamientos máximos v/s velocidad de ondas de corte. b) Giro de fundación v/s velocidad de ondas de corte.**



#### 4.1. Análisis global con respecto al Factor de Seguridad (F.S) del suelo

Para entender mejor los resultados obtenidos de las simulaciones se construyeron gráficos de dispersión que servirán para evaluar el nivel de daño tanto del suelo como de la estructura, analizando así variables dependientes como la demanda de ductilidad de curvatura de la estructura, demanda de drift globales, y giro de la fundación.

No obstante, para evaluar también el nivel de daño del suelo se calculó el Factor de seguridad de capacidad de soporte del suelo (F.S) para cada caso, éste factor corresponde a la relación entre la capacidad de carga máxima del suelo con la demanda estática de la fundación.

- FS tiende a 0 (menores a 2) :

Se puede observar en la **Figura 9** que para F.S bajos en que éste valor es menor a 2, el giro de las fundaciones tienden a ser altos como se muestra en la Figura 9.c), en cambio observar la Figura 9. b), las demandas de drift tienden a tener valores intermedios, y las demandas de ductilidad bajan con respecto a los demás casos, lo que se puede ver en la Figura 9. a). Lo anterior ocurre en los casos en que el suelo es blando con un tamaño de fundación de 1 metro.

Esto se debe a que una fundación pequeña no permite que el suelo transmita mayores esfuerzos a la estructura en comparación a los que transmitiría una fundación más grande, lo que se transforma en una menor demanda de ductilidad de curvatura en los elementos de la estructura. No obstante, al tener un dominio de suelo muy blando, éste permite generar mayores giros en la fundación, lo que agregado a su condición de base pequeña restringe menos la demanda de desplazamientos y giros en la base de la estructura, permitiendo así que ésta tienda a girar más obteniendo como resultado demandas de drift globales mayores en la estructura.

Debido a lo explicado anteriormente se puede inferir que existen excesivas deformaciones en el suelo bajo la fundación, no así en la estructura.

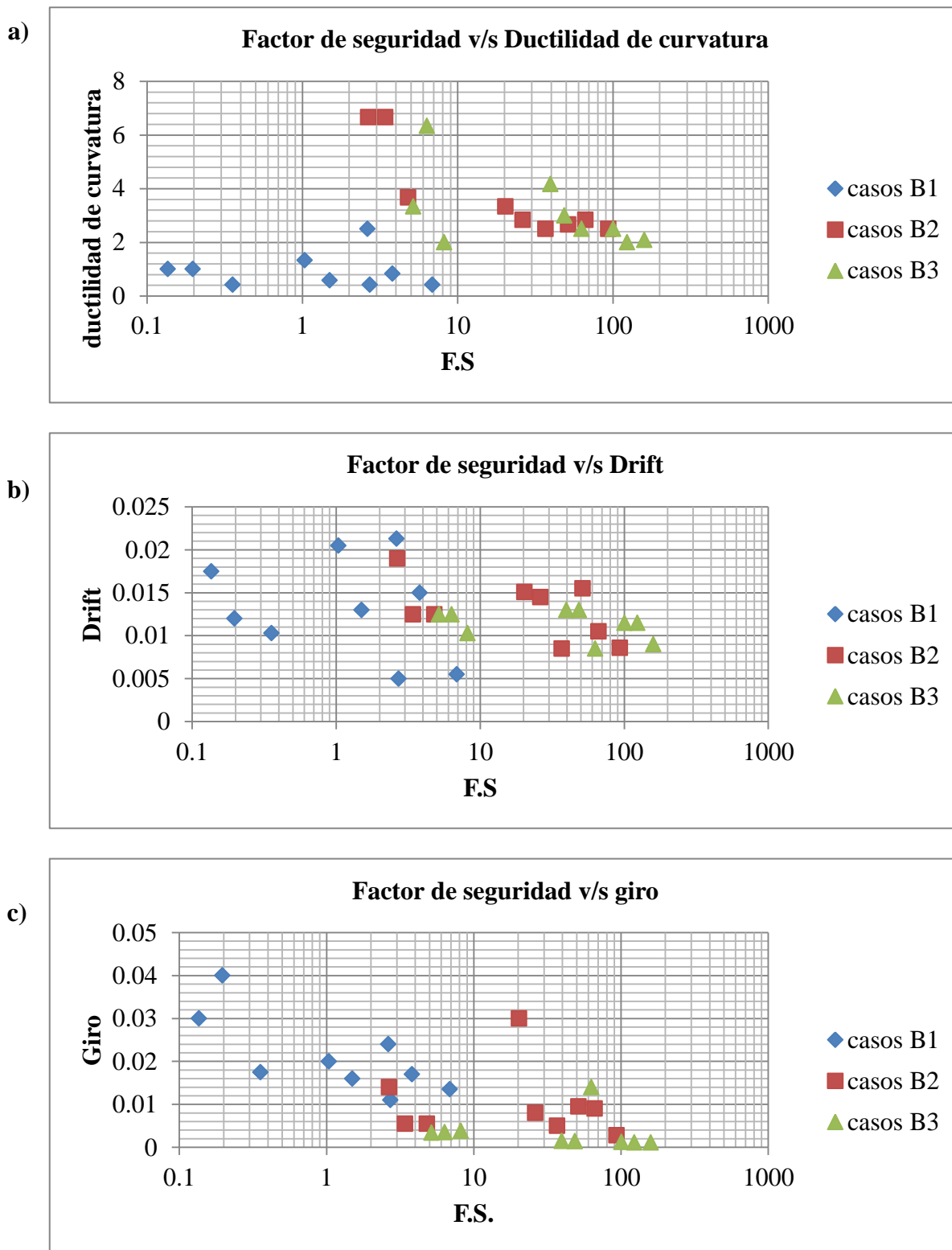


Figura 9. a) Ductilidad de curvatura V/s factor de seguridad, b) Drift global v/s factor de seguridad, c) Giro de fundación v/s factor de seguridad.

- F.S relevantes

Cuando F.S se encuentra en el rango mayor a 2 y menor a 4 se observa en la Figura 9. b) que la demanda de drift sigue la misma tendencia que en lo analizado para F.S cercanos a cero, pero la demanda de ductilidad de curvatura aumenta de manera considerable a valores entre 3 y 4, a su vez los giros en la fundación disminuyen. Lo anterior se debe a que la estructura puede que esté girando globalmente igual que en los casos en que F.S tiende a 0, pero las deformaciones plásticas se estarían concentrando más en la estructura que en el suelo provocando así una demanda de ductilidad de curvatura mayor y F.S mayor, lo que explica que el suelo tiene menores deformaciones plásticas, por lo que el desempeño estructural queda controlado por la demanda de ductilidad de curvatura.

En los casos en que la fundación es de 1 metro se observa que el factor de seguridad del suelo alcanza su máximo valor alrededor de  $FS = 8$ , teniendo demandas de ductilidad de curvatura del orden de 2.5; De lo anterior, se puede decir que el daño se encontraría en el suelo debido a que un FS menor implica que la demanda es grande y al observarse una demanda de ductilidad pequeña se puede decir que no estaría provocando algún nivel de daño importante al sistema estructural.

Finalmente, se observa que en la Figura 9. b) para todos los casos hay un nivel de daño importante en la estructura al evaluar las demandas de drift globales según René Lagos (2009), pero en los casos en que el F.S tiene un valor mayor a 5 este queda controlado por las demandas de ductilidad de curvatura, en cambio cuando se tiene un valor de F.S menor a 5 queda controlado por las demandas de giro de las fundaciones.

## 5. CONCLUSIONES

En este trabajo se logró analizar la influencia de las propiedades del sitio de fundación y las fundaciones de estructuras de hormigón armado en el desempeño sísmico del sistema SFS, de lo que se pudo concluir que tanto las características del suelo, así como también de las fundaciones influyen en gran medida en el desempeño sísmico de la estructura y del suelo considerando la misma demanda en los diferentes casos a analizar con suelo no plástico.

Se definieron variables dependientes tales como el ancho de las fundaciones, número de pisos de la estructura, y velocidad de ondas de corte del suelo. De lo anterior, se observó que las variables más relevantes son la rigidez del suelo (velocidad de onda de corte) y ancho de fundación, ya que al analizar los resultados de las simulaciones se observaron grandes diferencias del orden de un 200% hasta 600% en las demandas de ductilidad de curvatura cuando se está en el rango no lineal, alcanzando valores desde 3 hasta incluso cercanos a 7 al considerar anchos de fundación de 3 y 4 metros con suelos blandos. Esta corresponde a una de las variables independientes, además de las demandas de giro en fundaciones y demandas de drift globales, que permiten evaluar el desempeño estructural en función de los giros de las fundaciones.

Se realizaron distintos modelos numéricos con parámetros representativos que permiten variar la rigidez del suelo y de la estructura, cuyos modelos matemáticos se resolvieron mediante integraciones numéricas (Newmark), una adecuada tolerancia de convergencia de resultados (0.00001), y un paso de tiempo de análisis óptimo de 0.005 segundos.

Al analizar la incidencia de las características del sistema SFS se obtuvo que los casos más desfavorables para la estructura, es decir, en que las deformaciones plásticas se concentran en la estructura y no en el suelo corresponde a los casos con tamaños de fundación mayores (3 y 4 metros) con suelo muy blando, teniendo demandas de ductilidad de curvatura de 3.5 a incluso valores cercanos a 7. Lo anterior se debe a que al tener un suelo de estas características la demanda sísmica se amplifica, a su vez, al tener una fundación grande ésta traspassa la energía a la estructura logrando que ésta se disipe más en la estructura aumentando en algunos casos hasta un 600% las demandas de ductilidad de curvatura. Debido a lo explicado anteriormente se puede decir que el tamaño de la fundación influye en gran medida en las demandas de ductilidad de curvatura de la estructura.

Los casos más desfavorables para el suelo, en los que la disipación de energía ocurre más en el suelo que en la estructura, corresponden a los casos con fundaciones de 1 metro de ancho, considerando cualquier tipo de suelo, pero especialmente con suelo muy blando. Esto se puede explicar debido a que estas fundaciones se oponen mucho menos al giro que las fundaciones más grandes, por lo que los giros de la fundación y por ende las demandas de drift de la estructura a nivel global son mayores, alcanzando valores de 0.04 radianes y 2.3% respectivamente al considerar este tipo de fundaciones. Por el contrario, en los casos en que se tienen fundaciones de 3 y/o 4 metros de ancho para todos los tipos de suelo, las demandas de drift globales alcanzan valores entre 0.8% y 1.2% con demandas de giros de fundación de 0.001 a 0.015 radianes. De lo anterior, se puede concluir que al tener fundaciones de 1 metro para todos los tipos de suelo, pero especialmente con suelo muy blando, la disipación de energía estaría concentrándose en el suelo y no así en la estructura.

Un Factor de seguridad mayor implica una capacidad del suelo mayor producto de un ancho de fundación mayor con lo que se tiende a pensar que esto debería ser más favorable tanto para la estructura como para el suelo, sin embargo, las tendencias indican que al ocurrir esto la estructura alcanza demandas de ductilidad de curvatura de 3 a 6 para Factores de seguridad de 10 a 100 en escala logarítmica, por lo que la estructura se ve mayormente afectada más que beneficiada debido al mayor traspaso de deformaciones del suelo a la estructura y posteriormente mayor disipación de energía de ésta.

Finalmente, se puede concluir que hay una mayor tendencia de disipación de energía de la estructura al contar esta con fundaciones mayores (3 y 4 metros) considerando suelos no plásticos de muy poca rigidez, mientras que la energía se disipa más en el suelo cuando las fundaciones son pequeñas considerando un suelo blando, teniendo en este caso un mejor desempeño a nivel estructural al considerar SFSI.

**REFERENCIAS**

1. Boris Jeremic, Guanzhou Jie, Matthias Preisig, Nima Tafazzoli. Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils.(2009) *Earthquake Engng Struct. Dyn*; 38:699–718.
2. Matthias Preisig, Boris Jeremic . Nonlinear Finite Element Analysis of Dynamic Soil-Foundation-Structure Interaction.(2005).
3. Shehata E. Abdel Raheem, Mohamed M. Ahmed, Tarek M.A.Alazrak. Evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic response demands of multi-story MRF buildings on raft foundations.(2015) *Journal of Structures*; 7:11–30.
4. George Mylonakis, George Gazetas. Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?.(2000) *Journal of Earthquake Engineering*; 4:3, 277-301.
5. Jian-Min Zhang, Gang Wang. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm. *Acta Geotechnica*. 2012; 7:69-113.
6. Steven L. Kramer. *Geotechnical Earthquake Engineering*. (1996).
7. René Lagos, Marianne Kupfer, Jorge Lindenberg, Patricio Bonelli, Rodolfo Saragoni, Tomas Guendelman, Leonardo Massone, Ruben Boroschek, and Fernando Yañez.( 2012) *Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile*. *International Journal of High-Rise Buildings*.; Vol 1, No 3, 181-194.
8. J.B Mander, M.J.N Priestley, R. Park. Theoretical stress-strain model for confined-concrete. 1988.
9. Zhang, G., and Zhang, J. (2009). State of the art: Mechanical behavior of soil–structure interface. *Progress in Natural Science*, 19(10), 1187–1196.
10. 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.
11. Filippou, F. C., Popov, E. P., and Berterto, V. V. (1983). Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19. *Earthquake Engineering Reserach Center, University of California, Berkeley*.

12. Yoshimura, C., Bielak, J., Hisada, Y., and Fernández, A. (2003). Domain Reduction Method for Three-Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part II: Verification and Applications. *Bull. of the Seismological Soc. of America*, 93(2), 825–841.
13. Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., and Ragheb, A. (2003). Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils. *Int. Journal of Plasticity*, 19(6), 883–905.
14. Wolf, J. P. (1988). *Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall College Div.
15. Yang, Z., Lu, J., and Elgamal, A. (2008). *OpenSees Soil Models and Solid-Fluid Fully Coupled Elements*.
16. Hisham, M., and Yassin, M. (1994). *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads*.
17. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11)*. 2011.
18. Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves. (2007) *OpenSees Command Language Manual*.
19. Joseph E. Bowles.(1997) *Foundation Analysis and Design*.
20. Braja M. Das.( 2001). *Principio de Ingenieria de Cimentaciones*.
21. *Decreto Supremo N°61. MINVU*. 2011.

**ANEXOS**



## A. ANEXO A

### INDICE DE ANEXOS

A. ANEXO A.....	29
A.1 Casos analizados .....	30
A.2 Gráficos de diagramas momento-curvatura .....	31
A.3 Gráficos Giro v/s Asentamientos .....	58

**A.1. Casos analizados**

<b>Casos</b>	<b>Ancho fundación</b>	<b>Número pisos</b>	<b>Vel. Ondas corte</b>
1 1 1	<b>B1</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs1</b>
1 1 2	<b>B1</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs2</b>
1 1 3	<b>B1</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs3</b>
1 2 1	<b>B1</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs1</b>
1 2 2	<b>B1</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs2</b>
1 2 3	<b>B1</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs3</b>
1 3 1	<b>B1</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs1</b>
1 3 2	<b>B1</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs2</b>
1 3 3	<b>B1</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs3</b>
2 1 1	<b>B2</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs1</b>
2 1 2	<b>B2</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs2</b>
2 1 3	<b>B2</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs3</b>
2 2 1	<b>B2</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs1</b>
2 2 2	<b>B2</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs2</b>
2 2 3	<b>B2</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs3</b>
2 3 1	<b>B2</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs1</b>
2 3 2	<b>B2</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs2</b>
2 3 3	<b>B2</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs3</b>
3 1 1	<b>B3</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs1</b>
3 1 2	<b>B3</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs2</b>
3 1 3	<b>B3</b>	<b>nPisos1</b>	<b>Vs3</b>
3 2 1	<b>B3</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs1</b>
3 2 2	<b>B3</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs2</b>
3 2 3	<b>B3</b>	<b>nPisos2</b>	<b>Vs3</b>
3 3 1	<b>B3</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs1</b>
3 3 2	<b>B3</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs2</b>
3 3 3	<b>B3</b>	<b>nPisos3</b>	<b>Vs3</b>

**Tabla A1. Enumeración de casos analizados.**

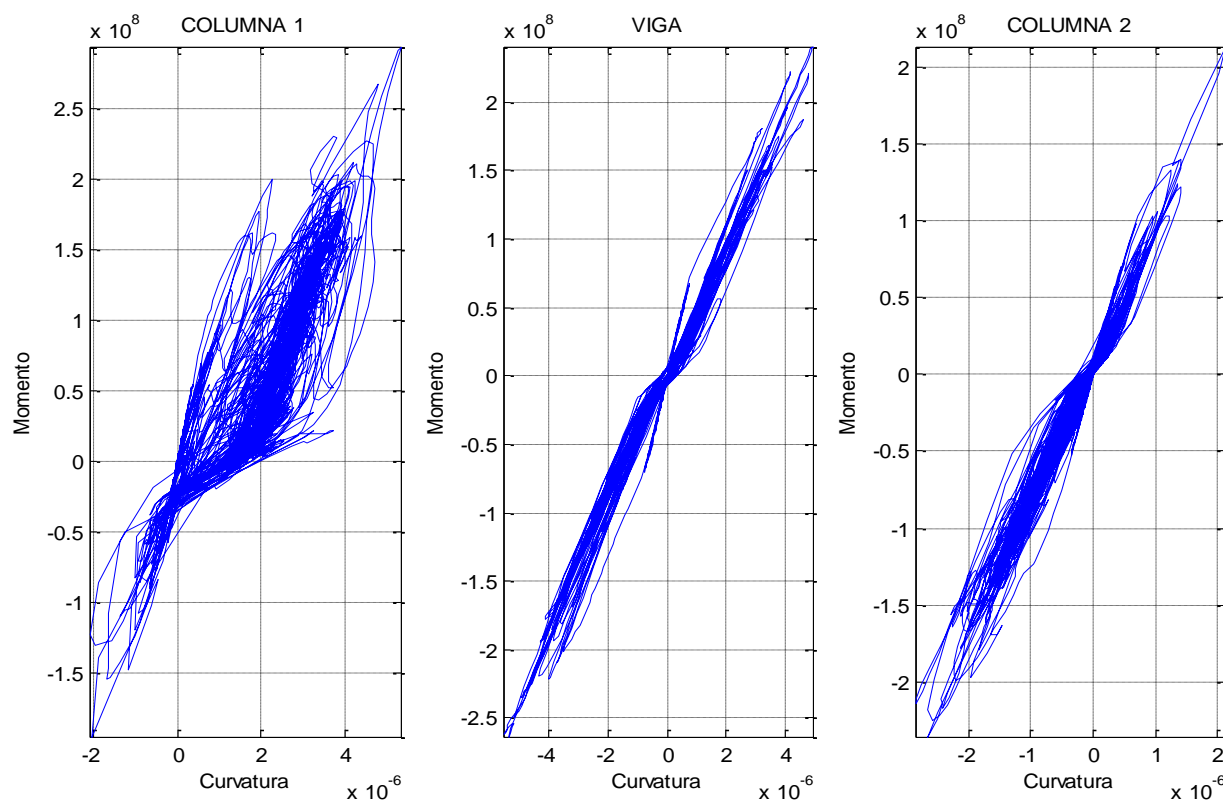
## A.2. Gráficos de diagramas momento-curvatura

### Caso 111

B : 1m

N pisos : 5

Vs : 180 m/s



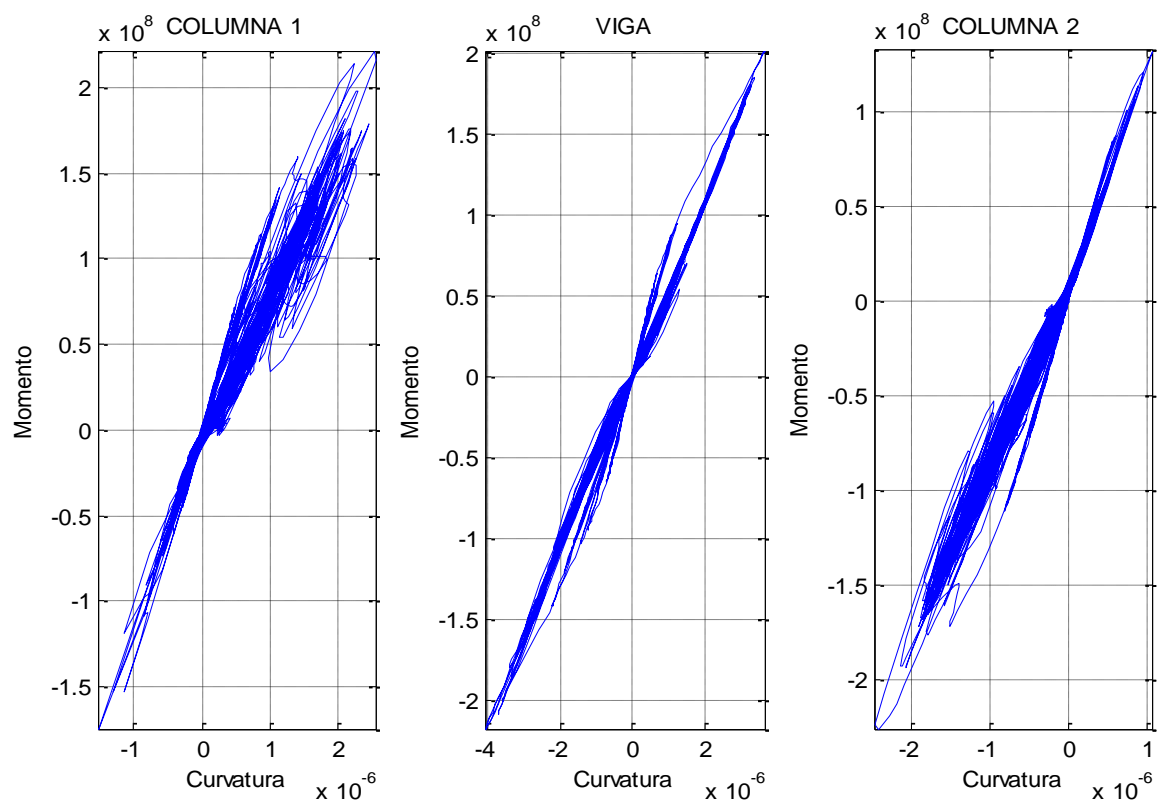
**Figura A1. Diagrama de momento-curvatura para caso 111.**

Caso 112

B : 1m

N pisos : 5

Vs : 360 m/s



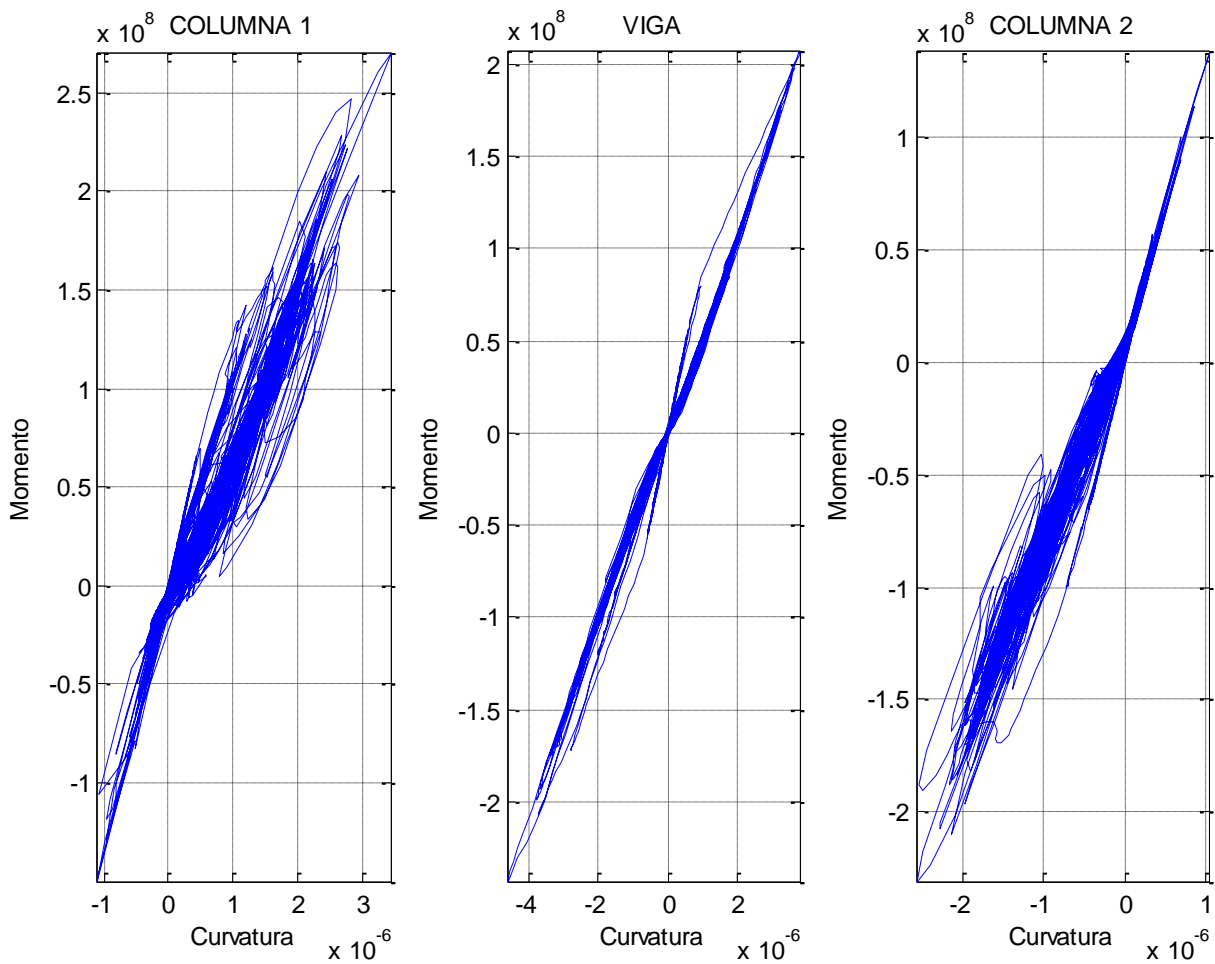
**Figura A2. Diagrama de momento-curvatura para caso 112.**

**Caso 113**

B : 1m

N pisos : 5

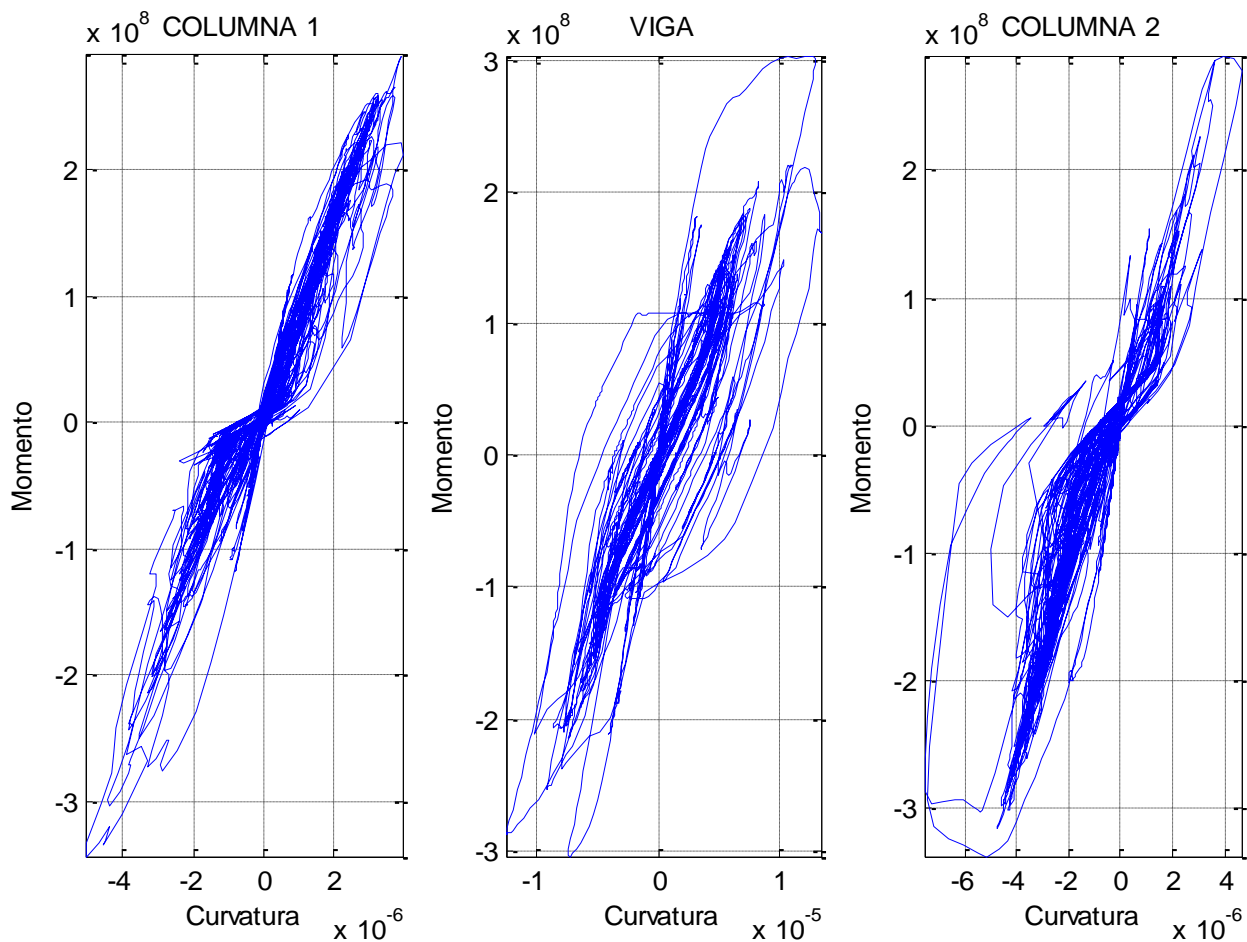
Vs : 500 m/s



**Figura A3. Diagrama de momento-curvatura para caso 113.**

Caso 121

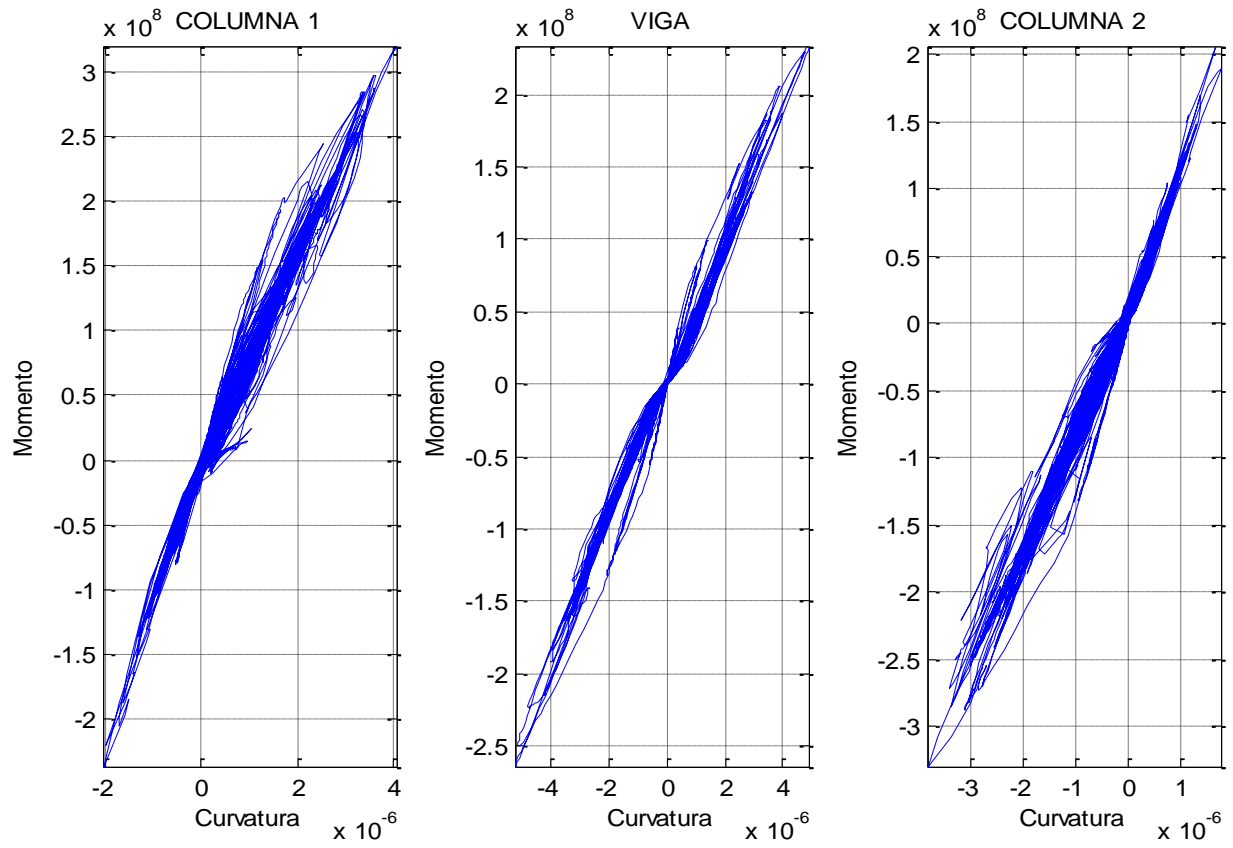
B : 1m  
 N pisos : 10  
 Vs : 180 m/s



**Figura A4. Diagrama de momento-curvatura para caso 121.**

Caso 122

B : 1m  
 N pisos : 10  
 Vs : 360 m/s



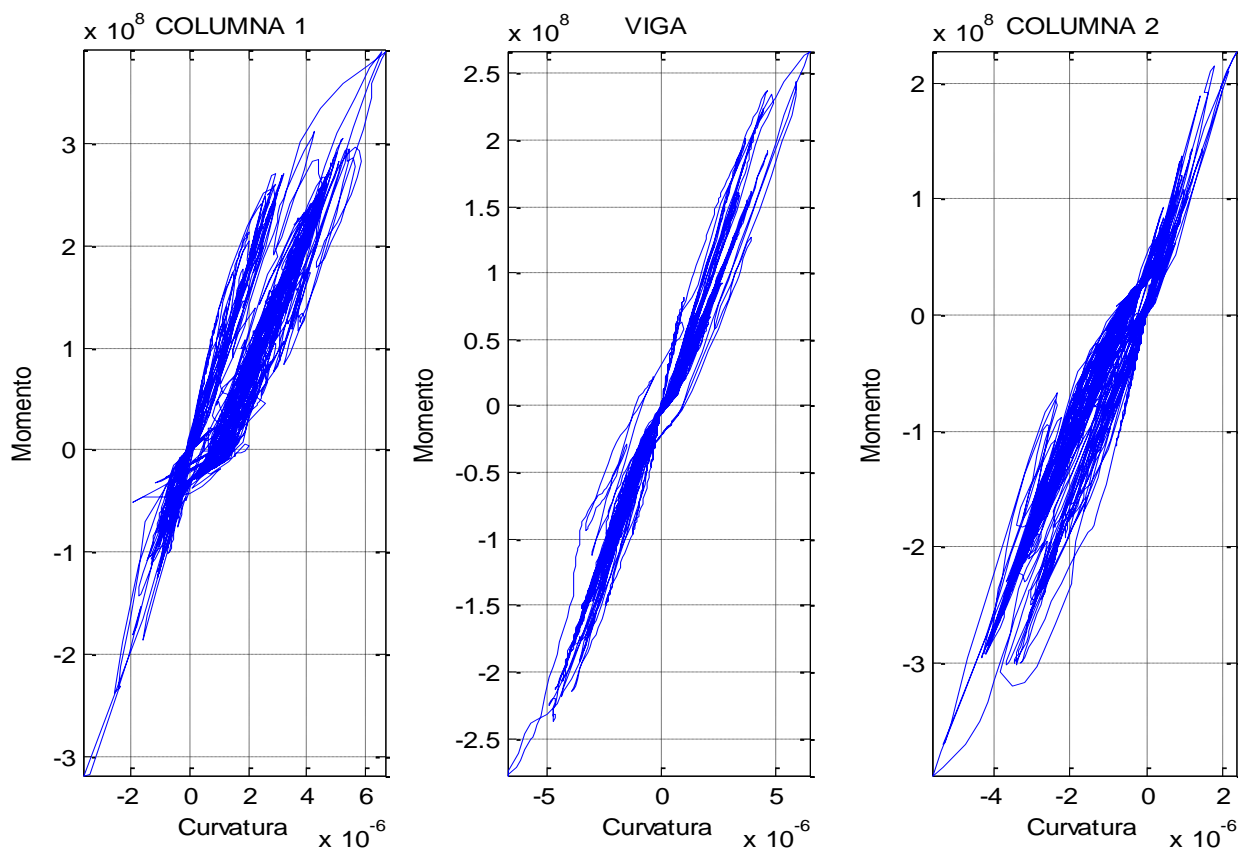
**Figura A5. Diagrama de momento-curvatura para caso 122.**

**Caso 123**

B : 1m

N pisos : 10

Vs : 500 m/s



**Figura A6. Diagrama de momento-curvatura para caso 123.**

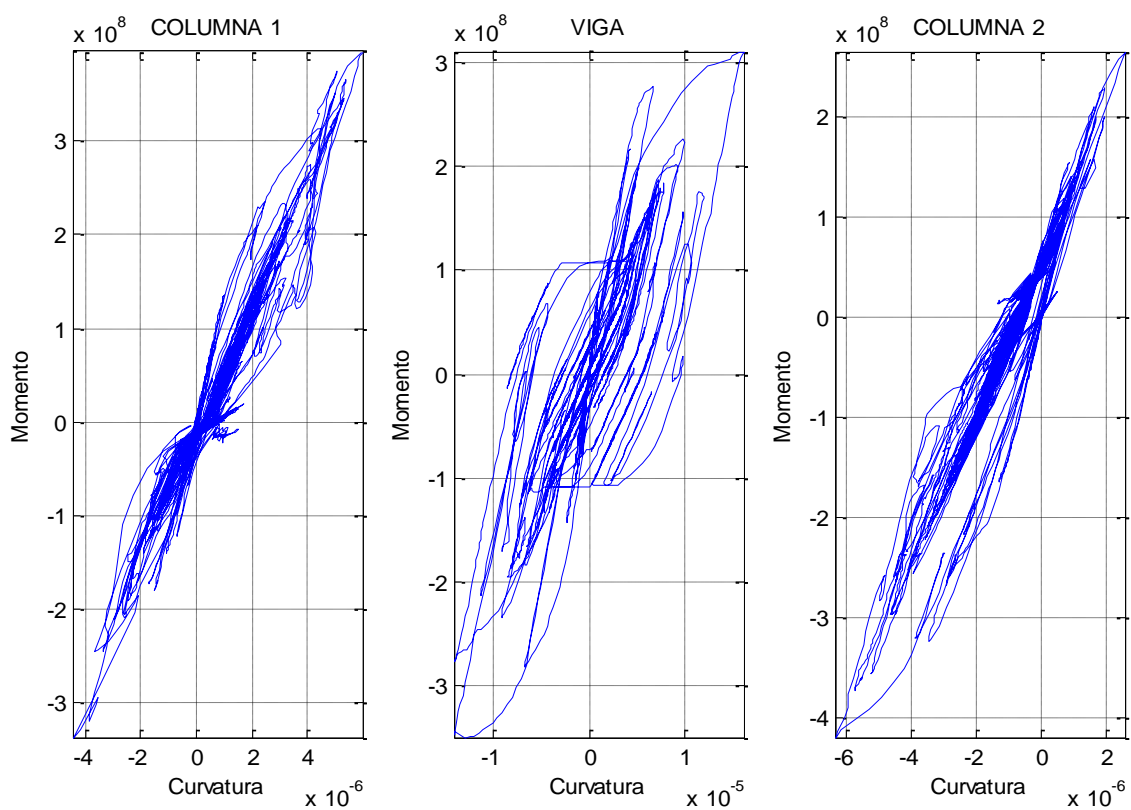


**Caso 131**

B : 1m

N pisos : 10

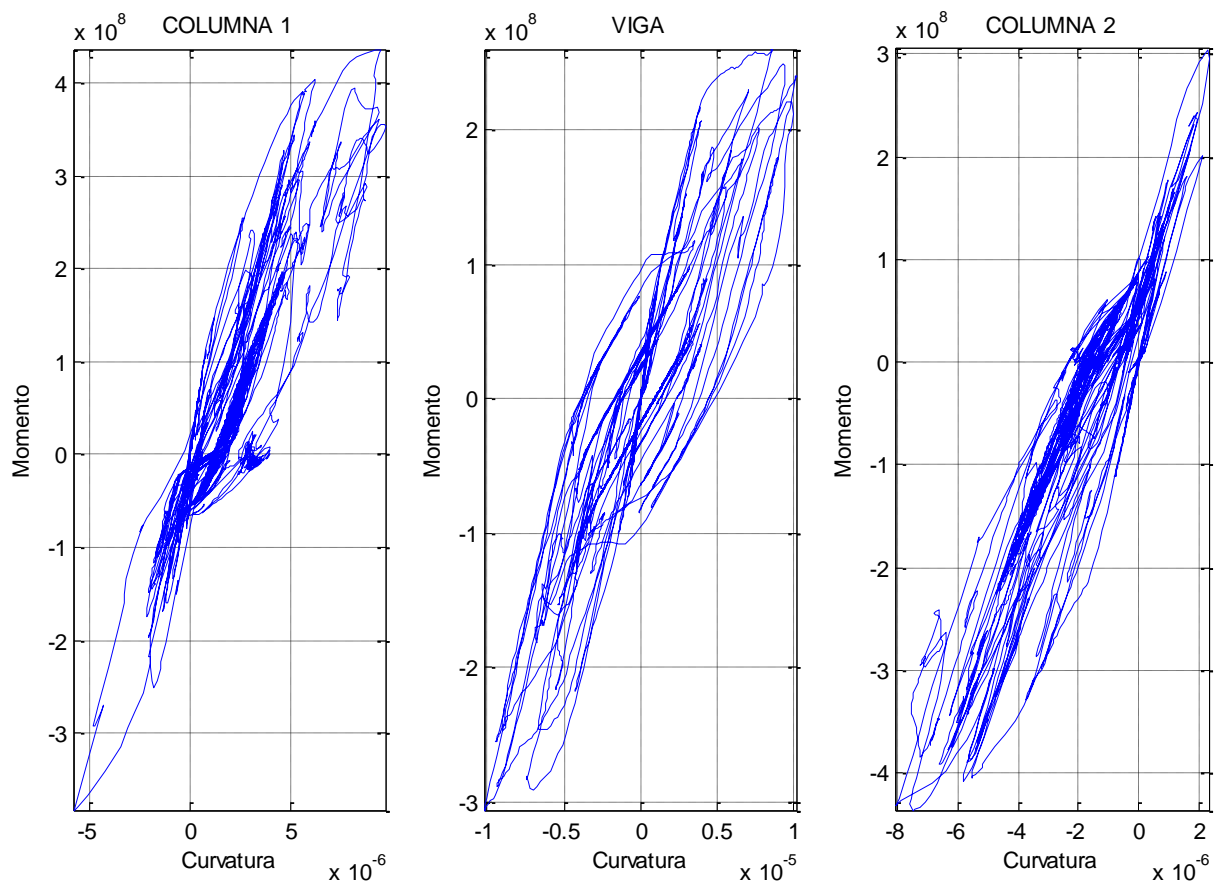
Vs : 180 m/s



**Figura A7. Diagrama de momento-curvatura para caso 131.**

Caso 132

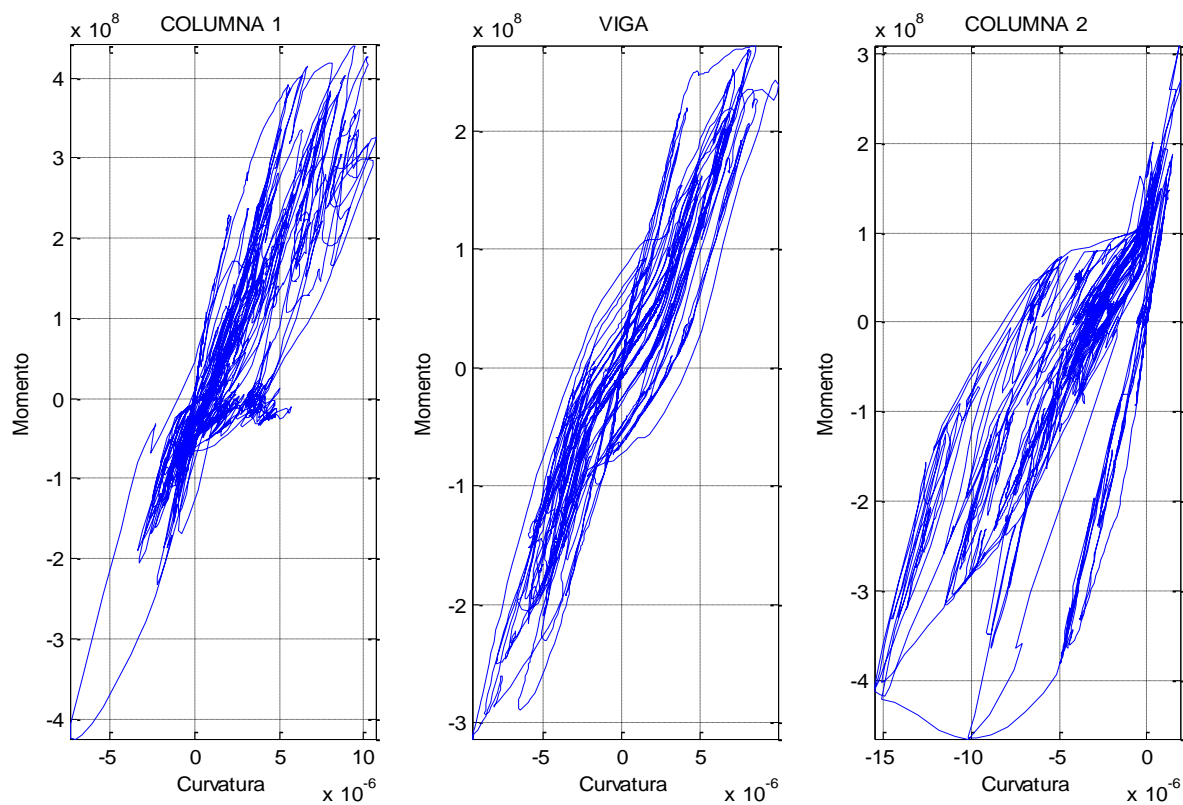
B : 1m  
 N pisos : 10  
 Vs : 360 m/s



**Figura A8. Diagrama de momento-curvatura para caso 132.**

**Caso 133**

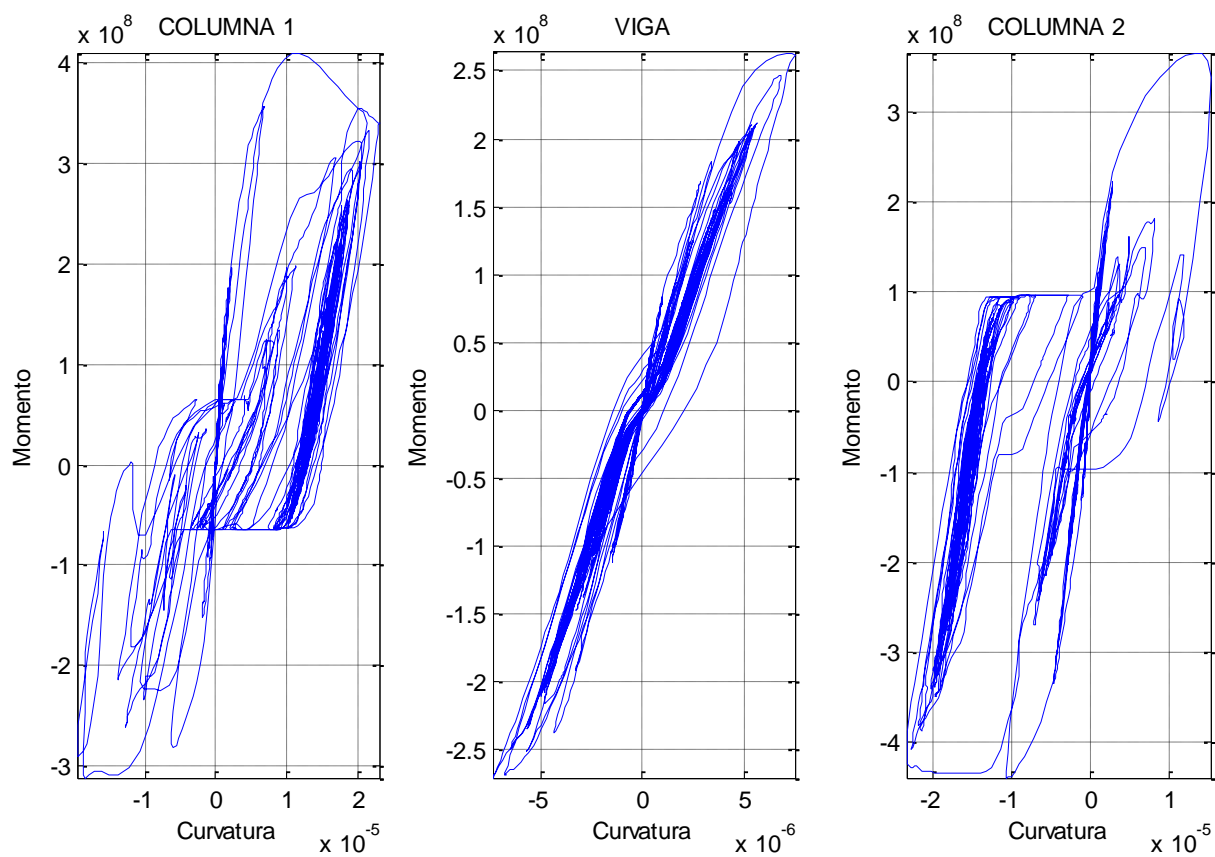
B : 1m  
 N pisos : 10  
 Vs : 500 m/s



**Figura A9. Diagrama de momento-curvatura para caso 133.**

Caso 211

B : 3m  
 N pisos : 5  
 Vs : 180 m/s



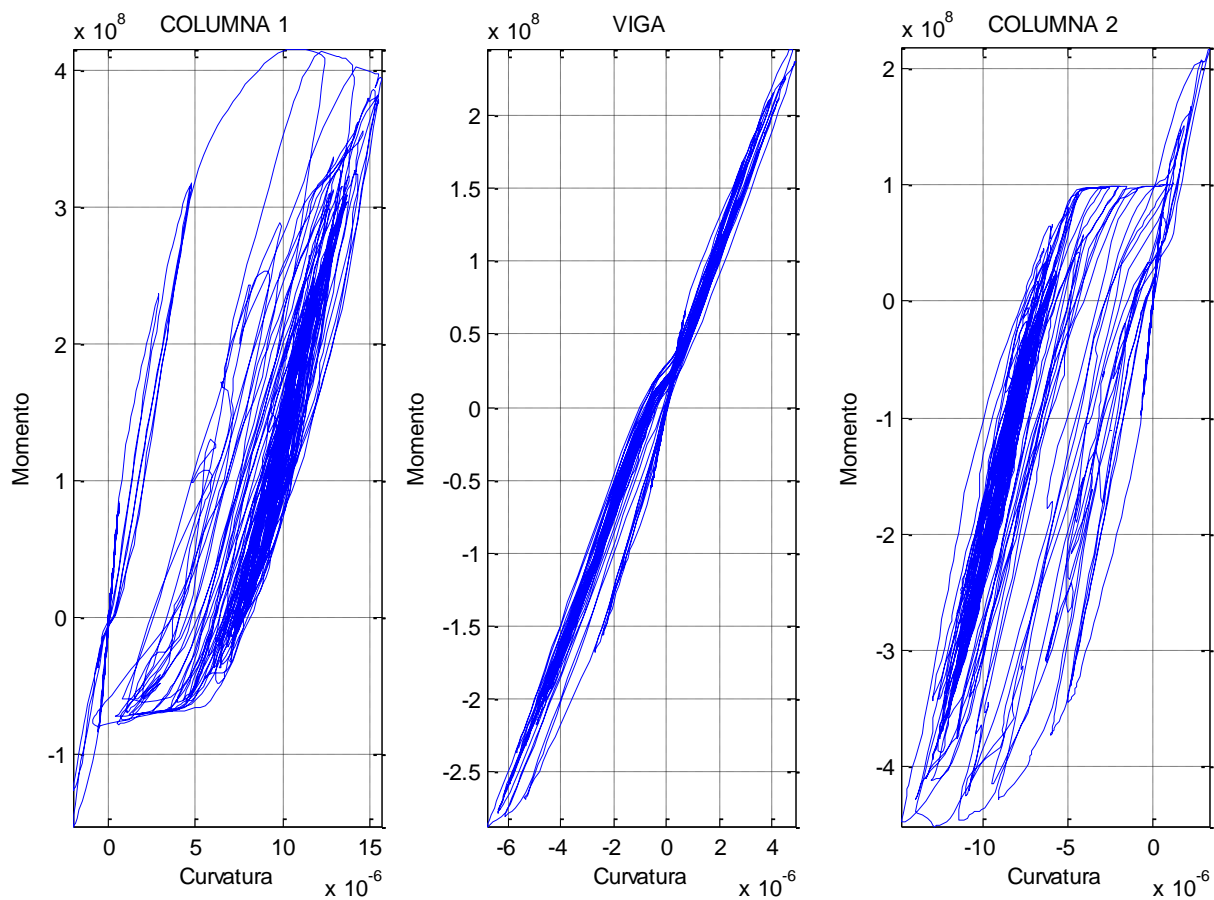
**Figura A10. Diagrama de momento-curvatura para caso 211.**

Caso 212

B : 3m

N pisos : 5

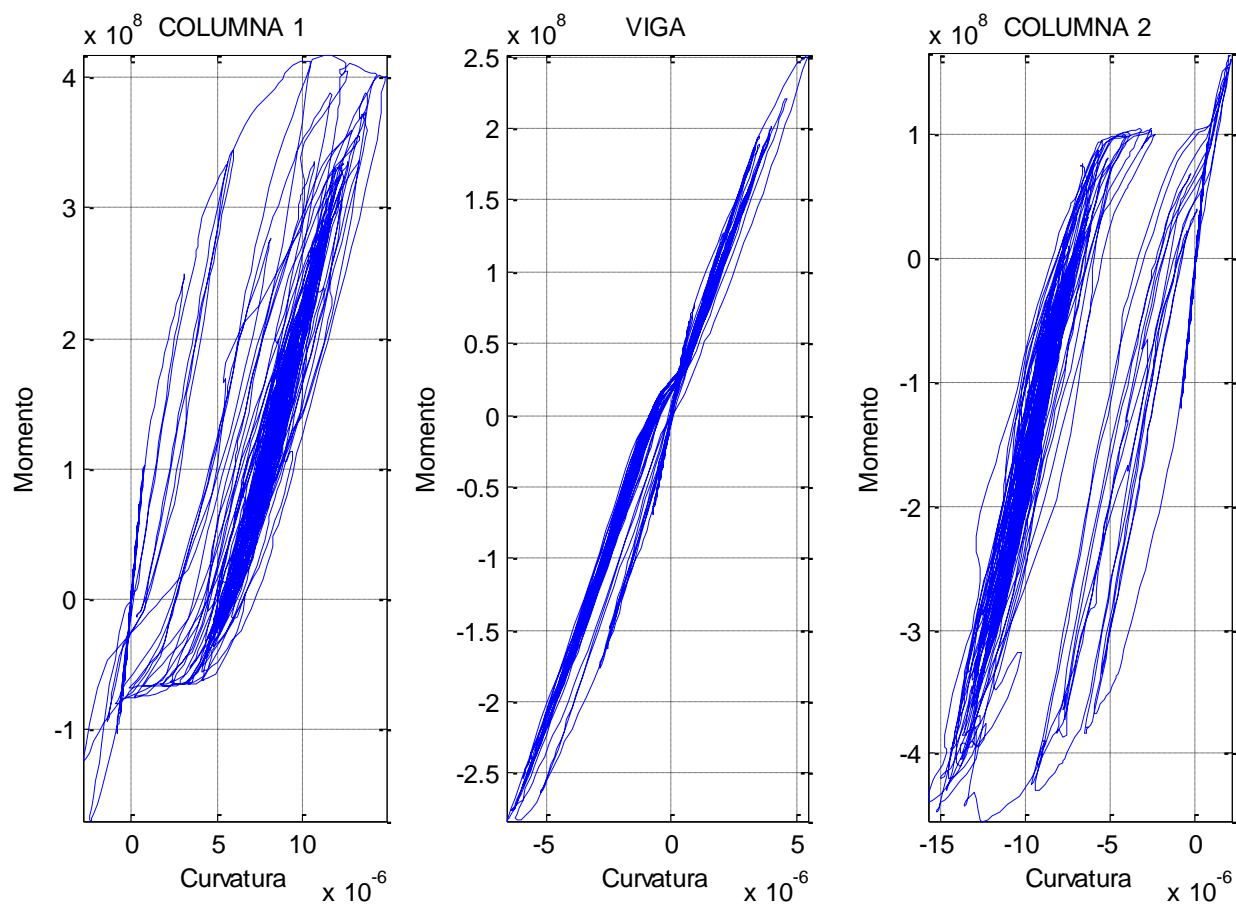
Vs : 360 m/s



**Figura A11. Diagrama de momento-curvatura para caso 212.**

**Caso 213**

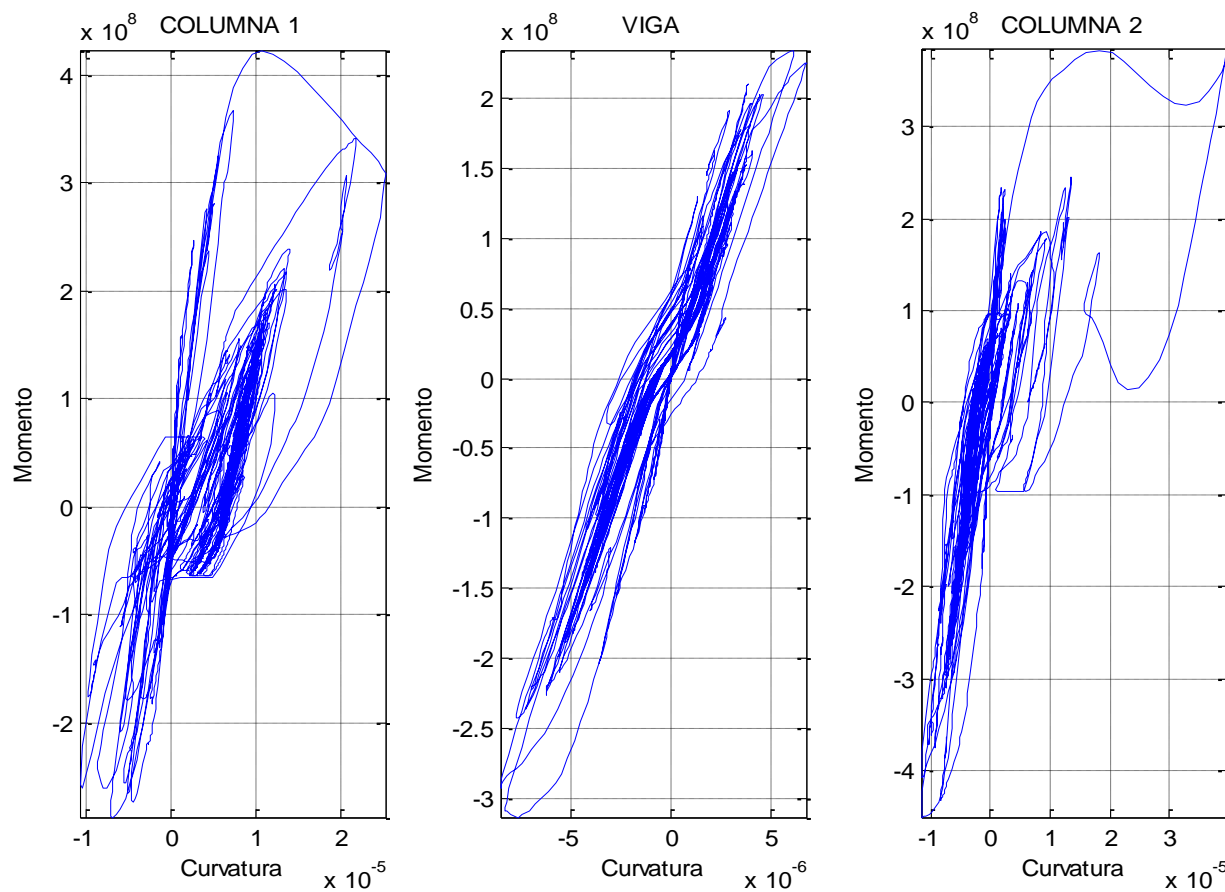
B : 3m  
 N pisos : 5  
 Vs : 500 m/s



**Figura A12. Diagrama de momento-curvatura para caso 213.**

Caso 221

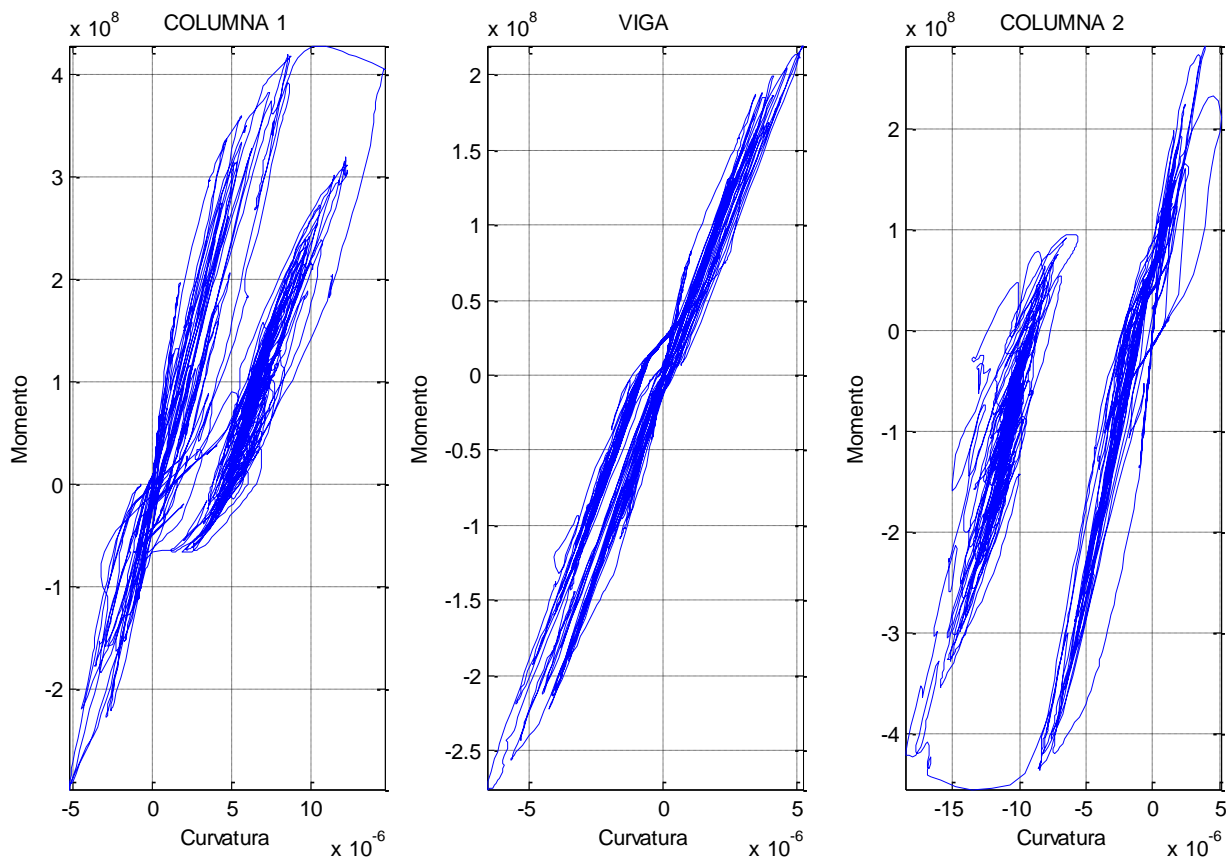
B : 3m  
 N pisos : 10  
 Vs : 180 m/s



**Figura A13. Diagrama de momento-curvatura para caso 221.**

Caso 222

B : 3m  
 N pisos : 10  
 Vs : 360 m/s

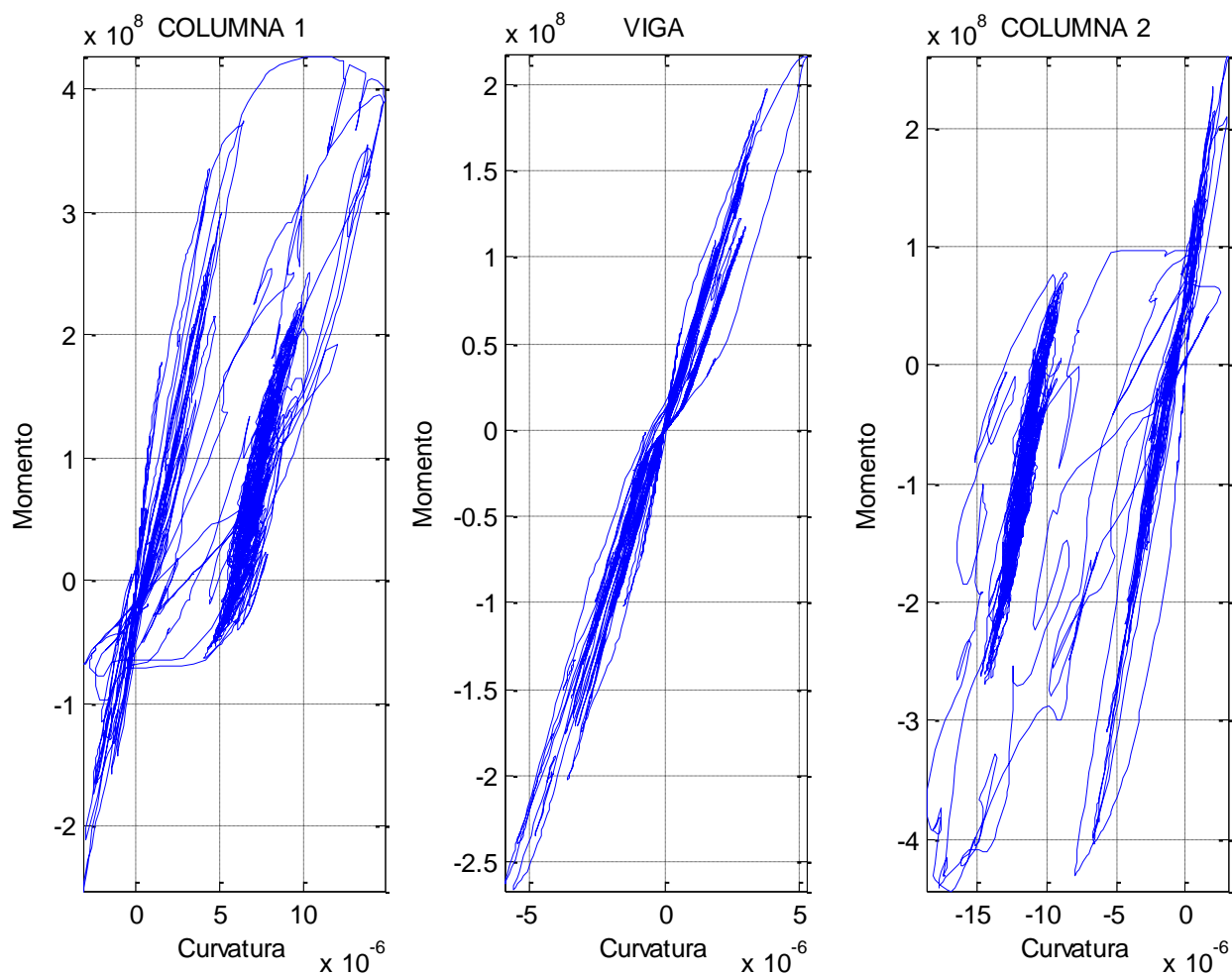


**Figura A14. Diagrama de momento-curvatura para caso 222.**



Caso 223

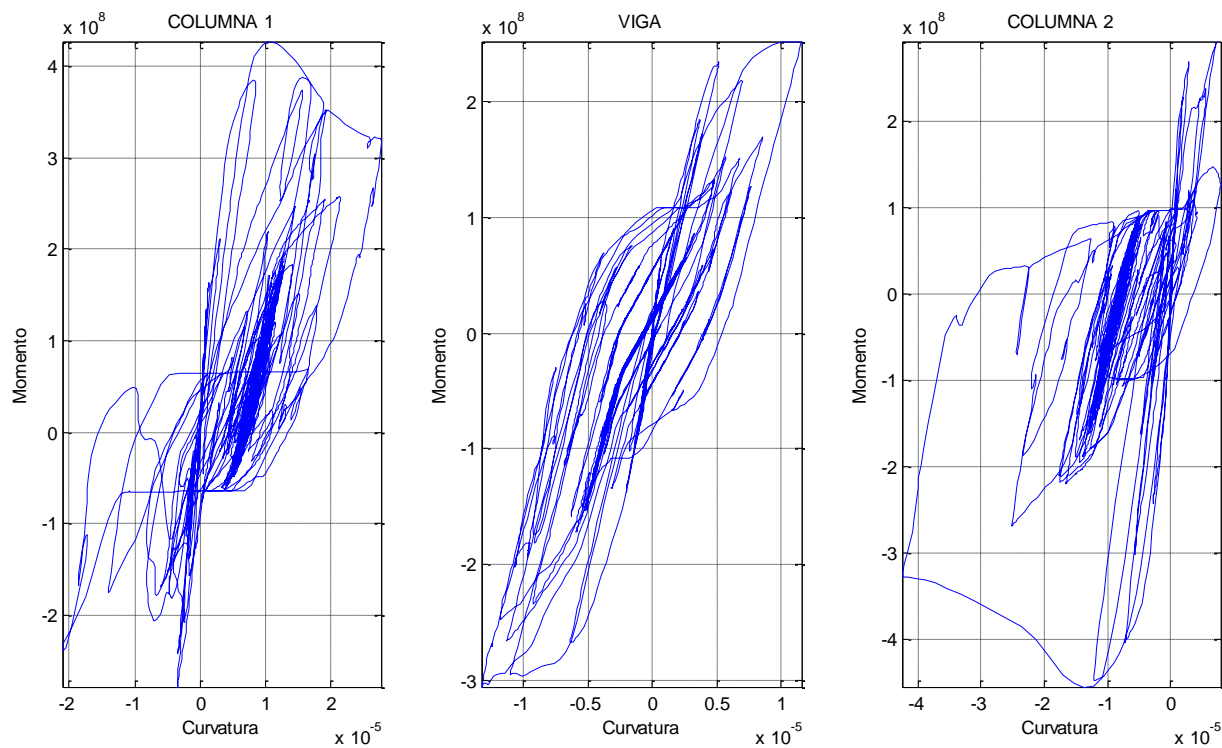
B : 3m  
 N pisos : 10  
 Vs : 500 m/s



**Figura A15. Diagrama de momento-curvatura para caso 223.**

Caso 231

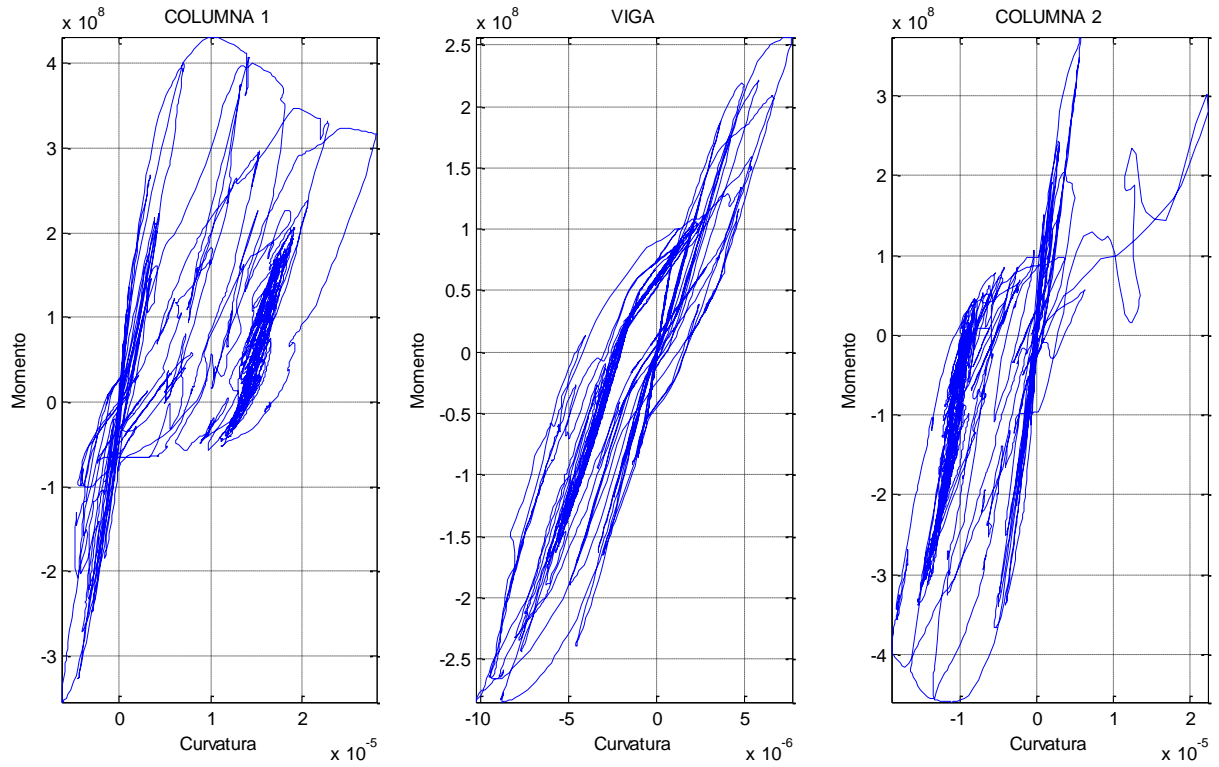
B : 3m  
 N pisos : 15  
 Vs : 180 m/s



**Figura A16. Diagrama de momento-curvatura para caso 231.**

Caso 232

B : 3m  
 N pisos : 15  
 Vs : 360 m/s



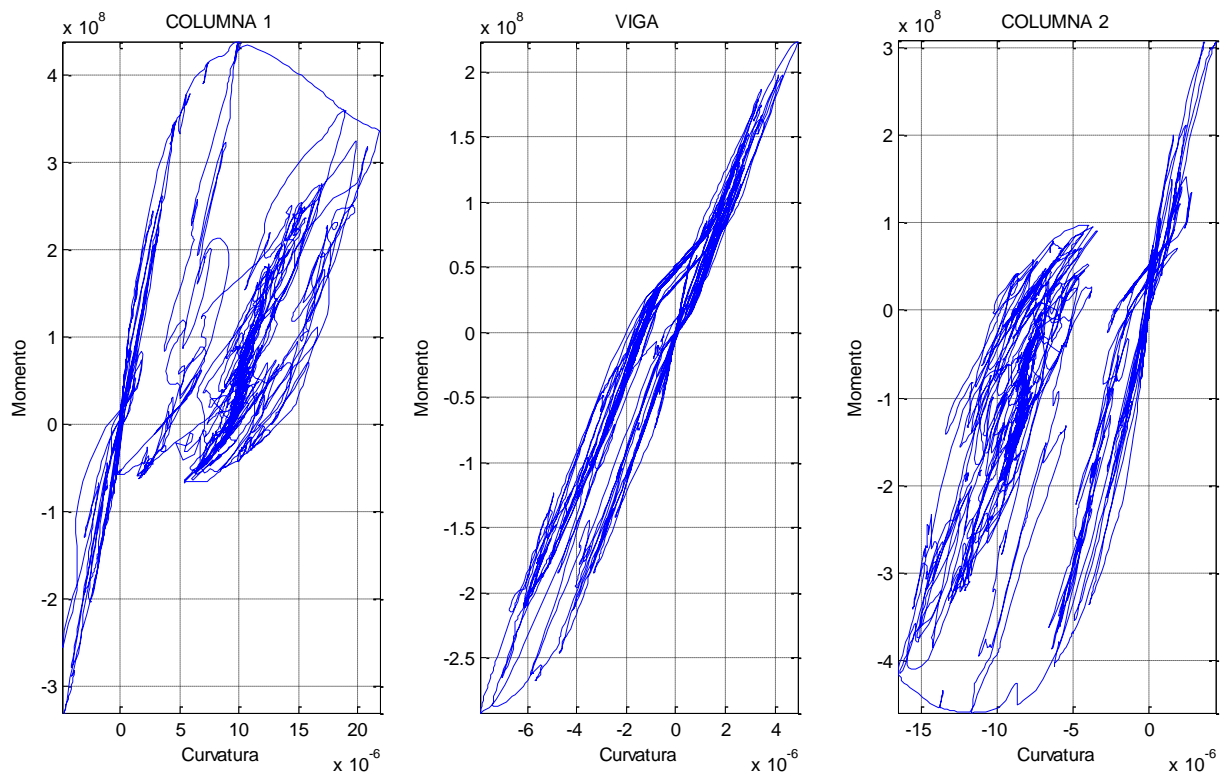
**Figura A17. Diagrama de momento-curvatura para caso 232.**

Caso 233

B : 3m

N pisos : 15

Vs : 500 m/s



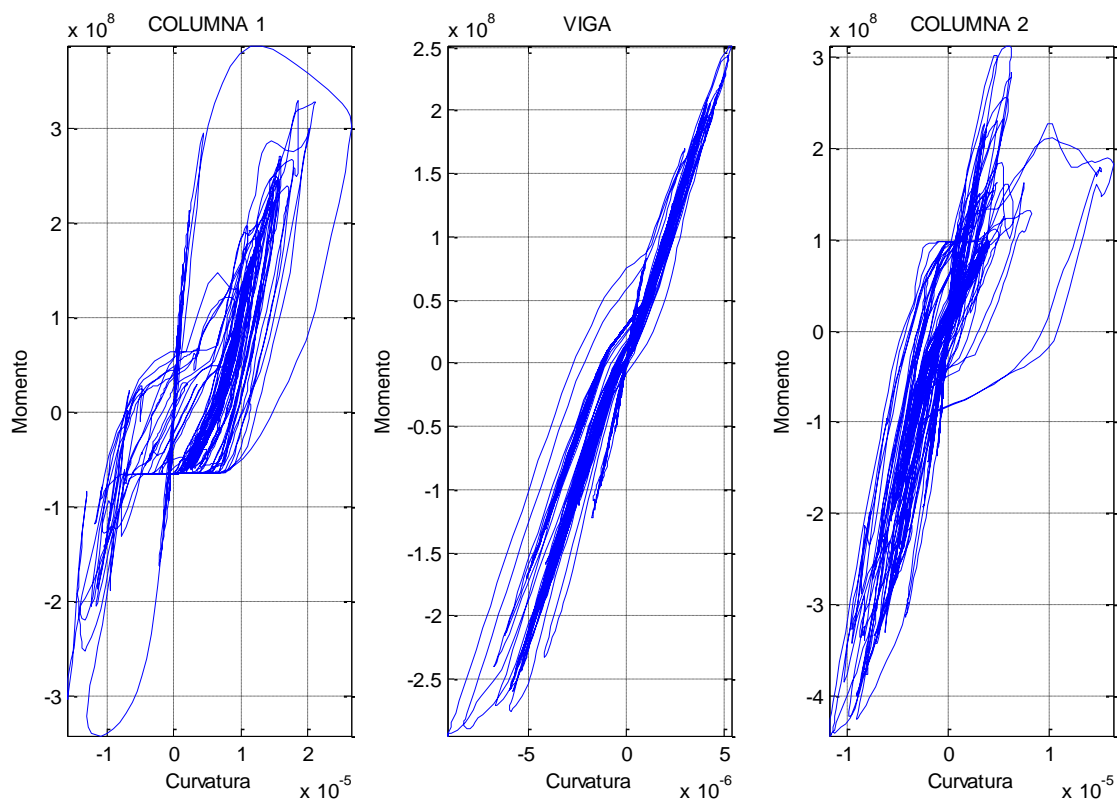
**Figura A18. Diagrama de momento-curvatura para caso 233.**

**Caso 311**

B : 4m

N pisos : 5

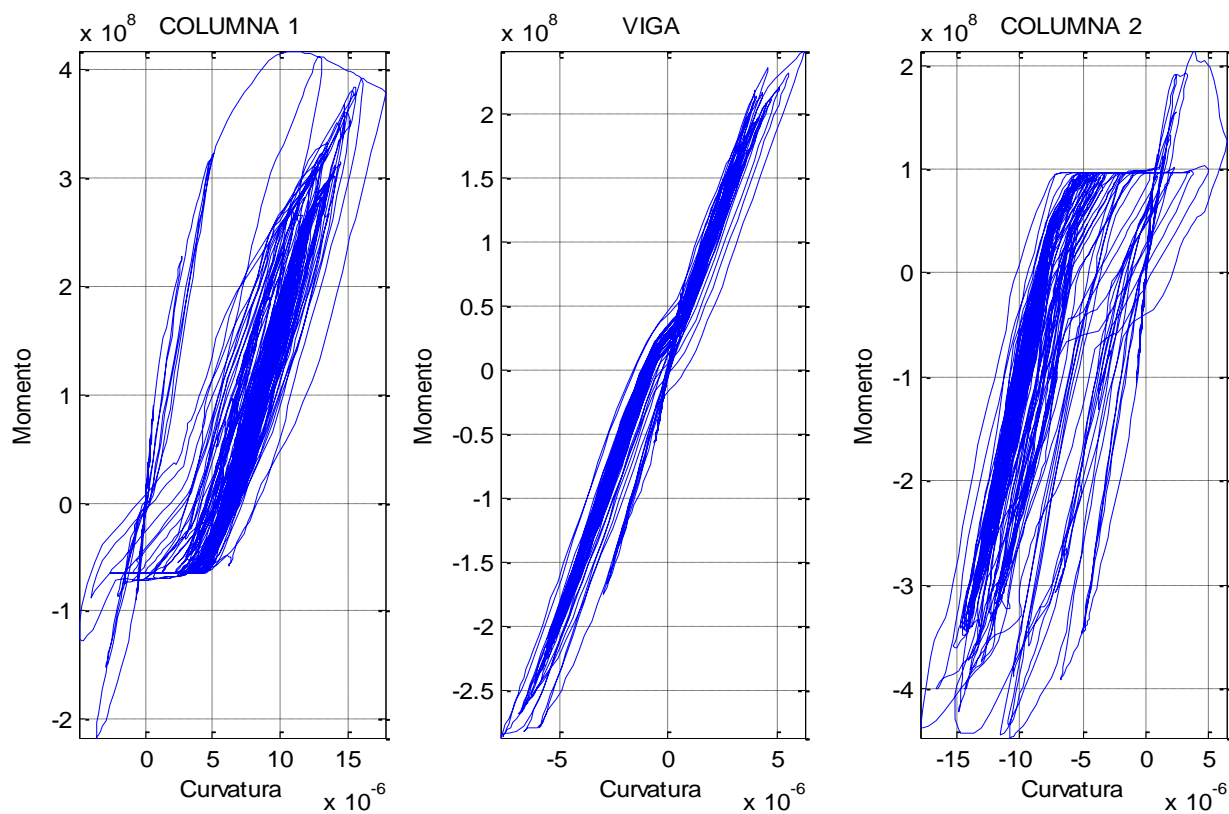
Vs : 180 m/s



**Figura A19. Diagrama de momento-curvatura para caso 311.**

**Caso 312**

B : 4m  
 N pisos : 5  
 Vs : 360 m/s



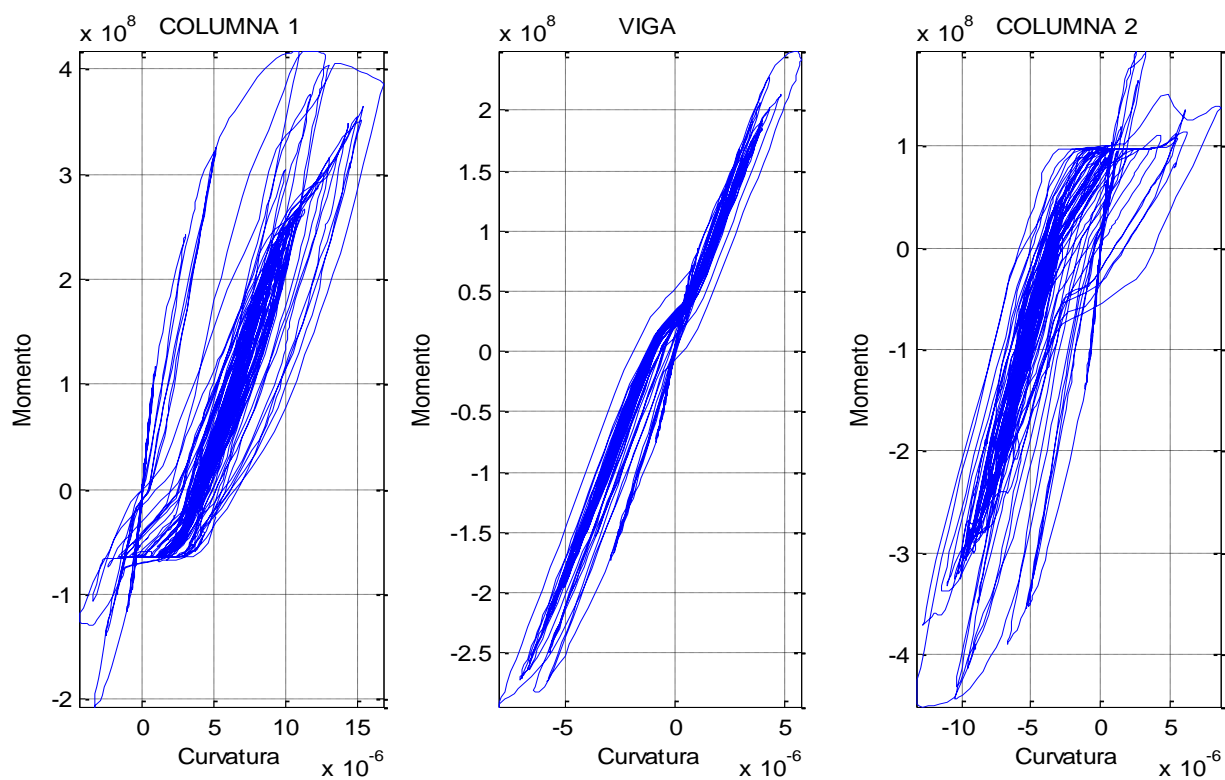
**Figura A20. Diagrama de momento-curvatura para caso 312.**

**Caso 313**

B : 4m

N pisos : 5

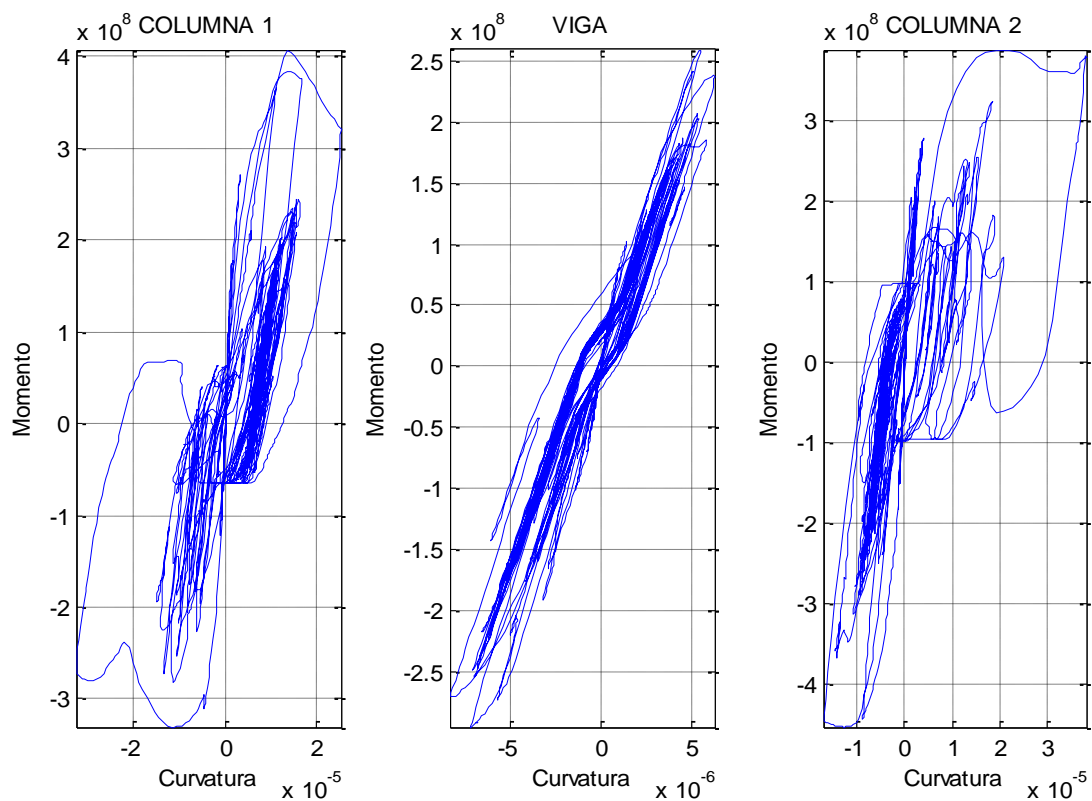
Vs : 500 m/s



**Figura A21. Diagrama de momento-curvatura para caso 313.**

**Caso 321**

B : 4m  
 N pisos : 10  
 Vs : 180 m/s

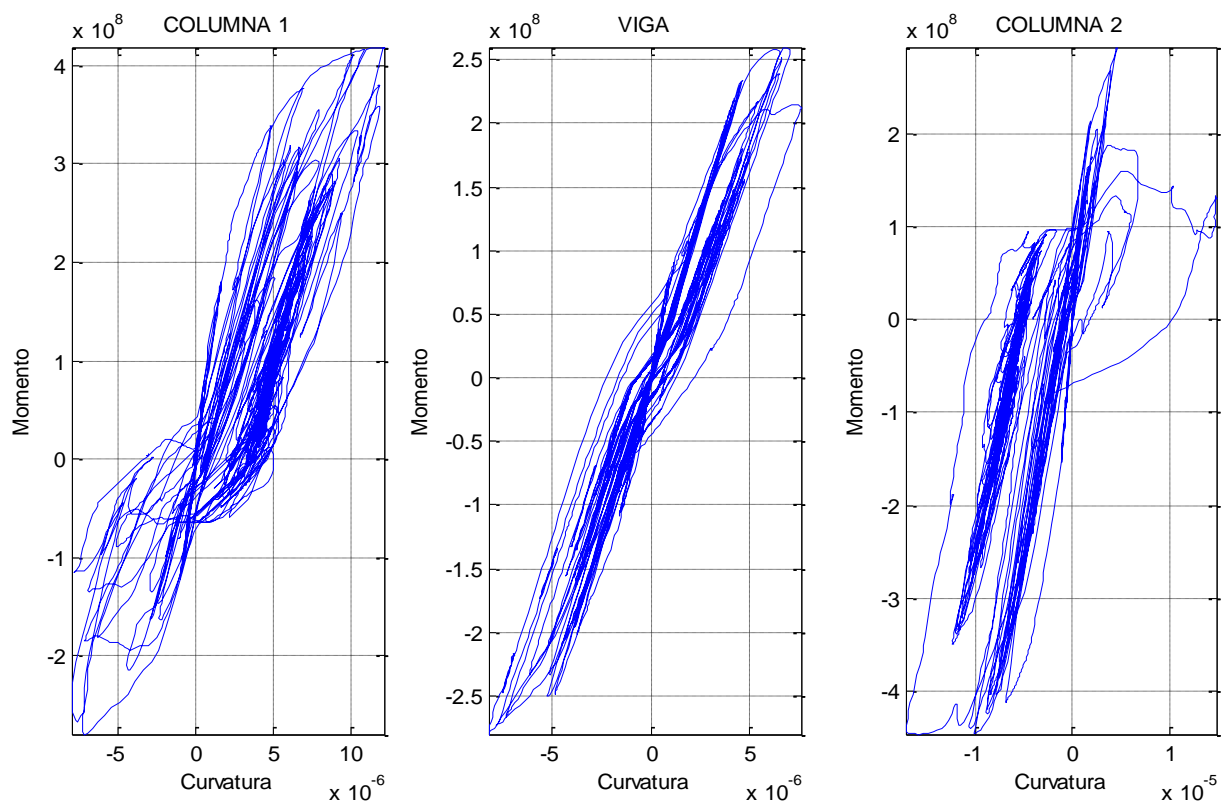


**Figura A22. Diagrama de momento-curvatura para caso 321.**



Caso 322

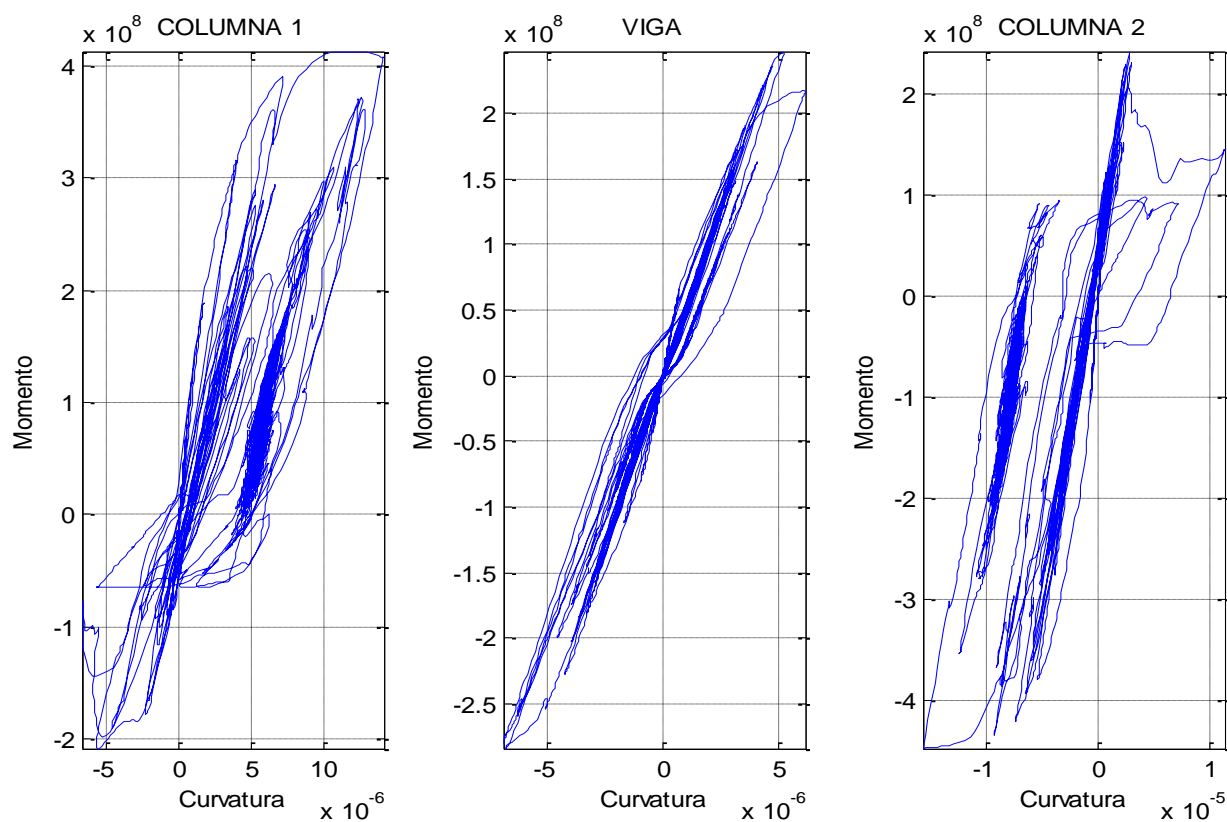
B : 4m  
 N pisos : 10  
 Vs : 360 m/s



**Figura A23. Diagrama de momento-curvatura para caso 322.**

**Caso 323**

B : 4m  
 N pisos : 10  
 Vs : 500 m/s



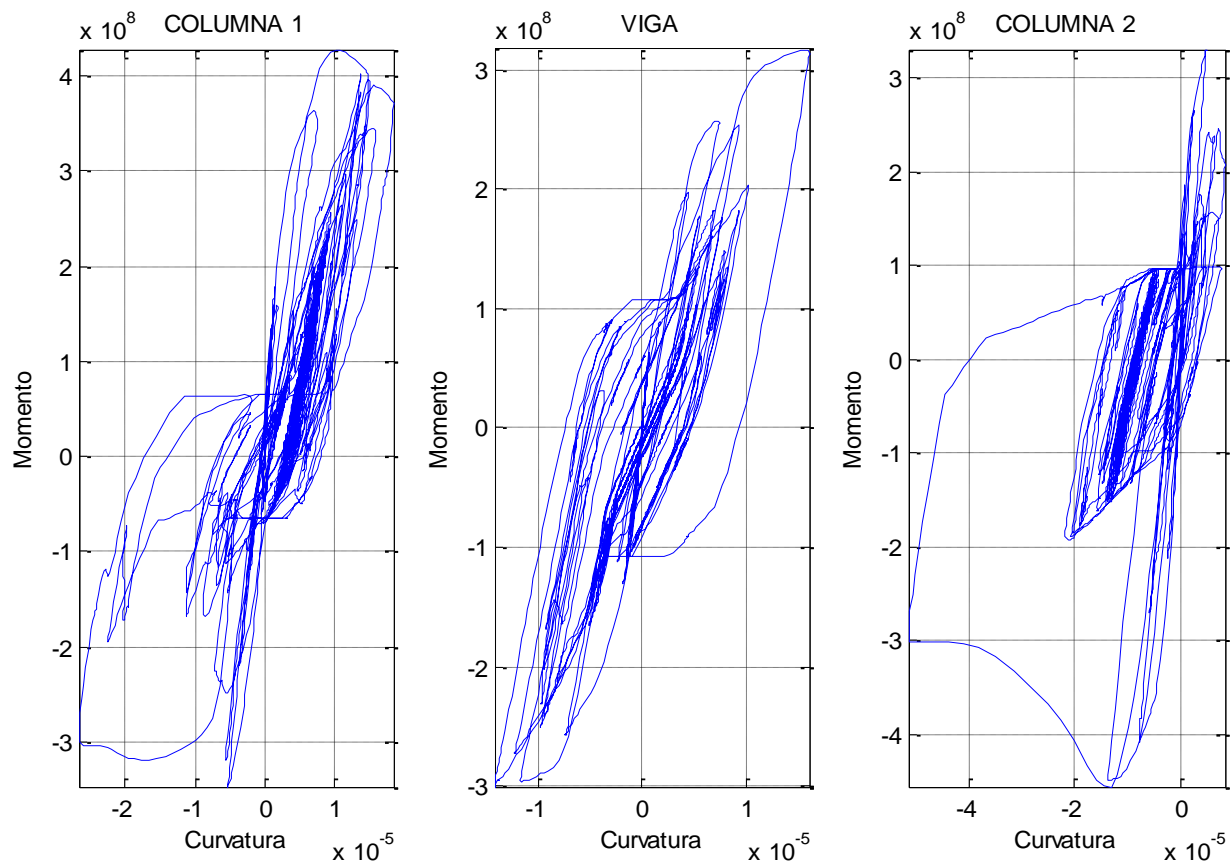
**Figura A24. Diagrama de momento-curvatura para caso 323.**

Caso 331

B : 4m

N pisos : 15

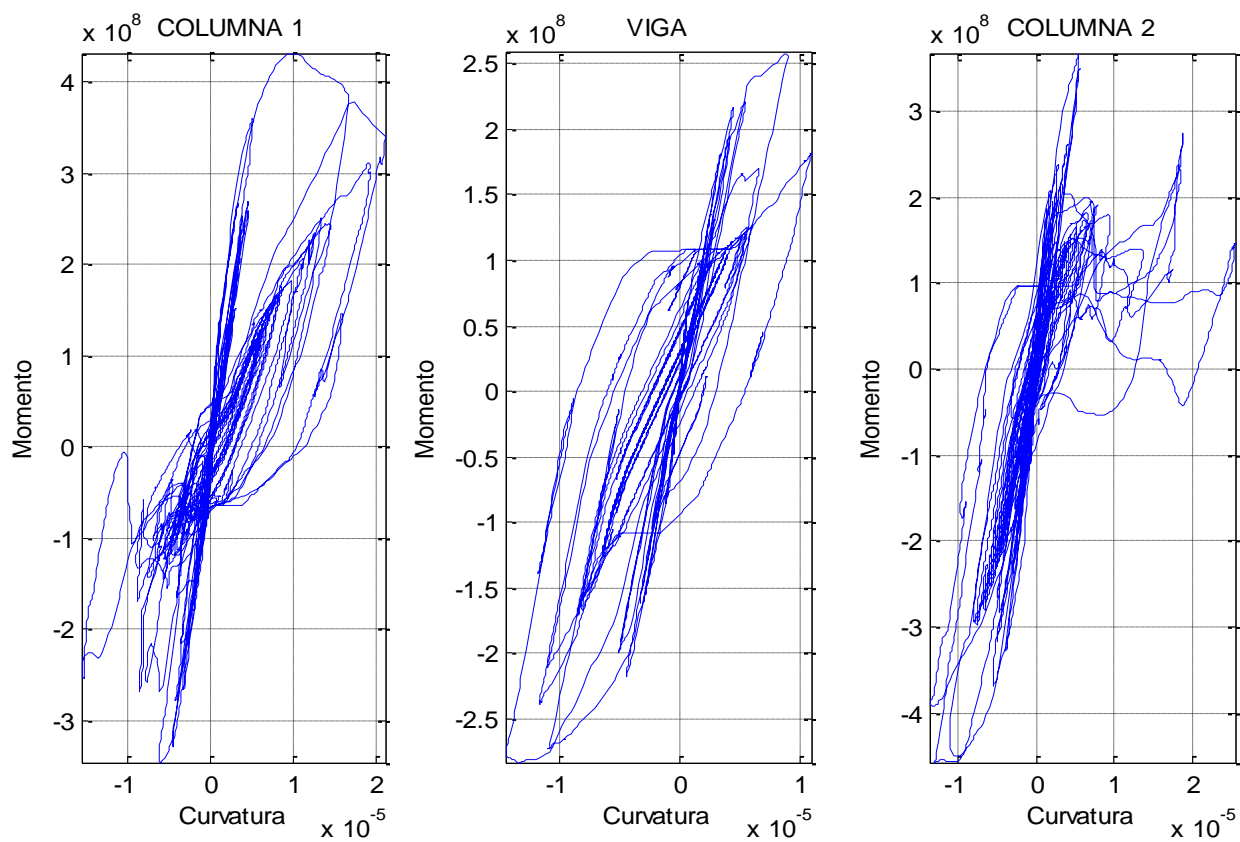
Vs : 180 m/s



**Figura A25. Diagrama de momento-curvatura para caso 331.**

Caso 332

B : 4m  
 N pisos : 15  
 Vs : 360 m/s



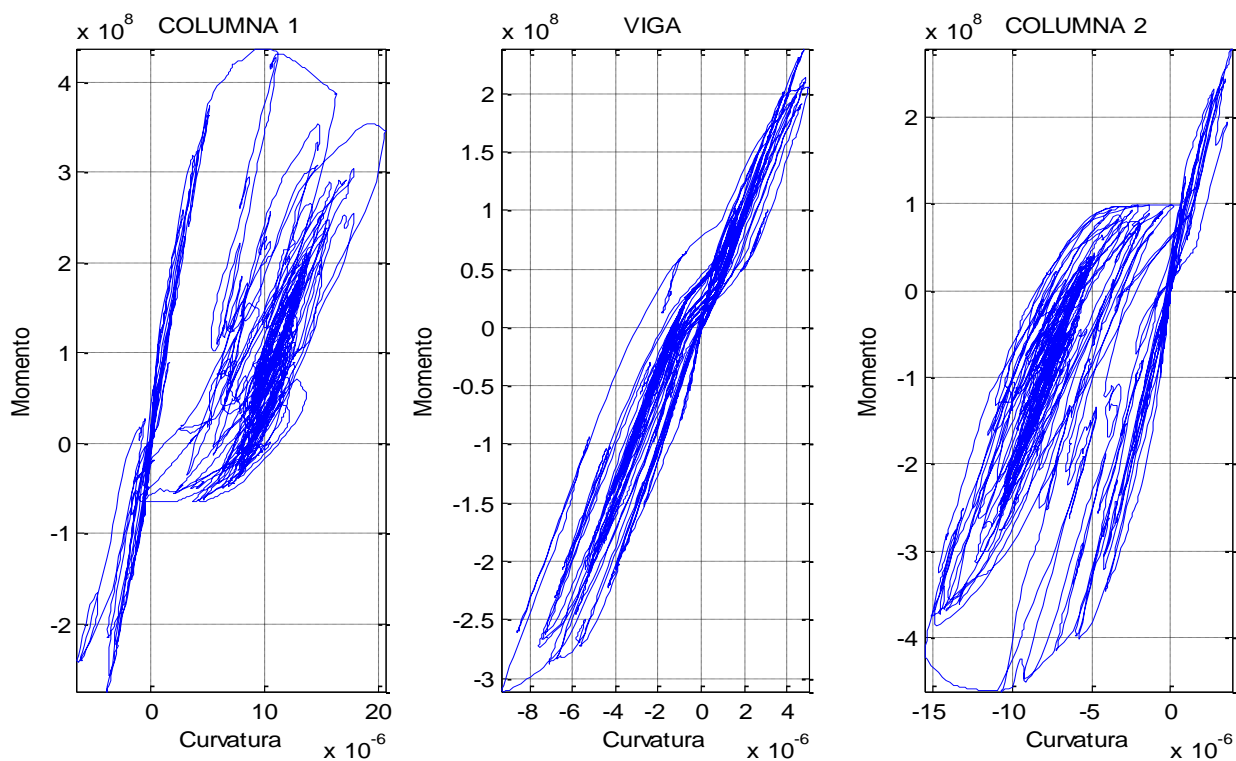
**Figura A26. Diagrama de momento-curvatura para caso 332.**

Caso 333

B : 4m

N pisos : 15

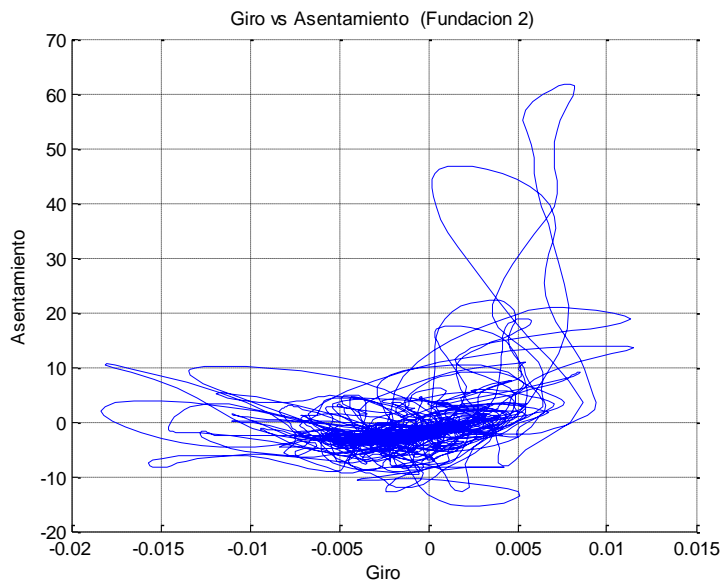
Vs : 500 m/s



**Figura A27. Diagrama de momento-curvatura para caso 333.**

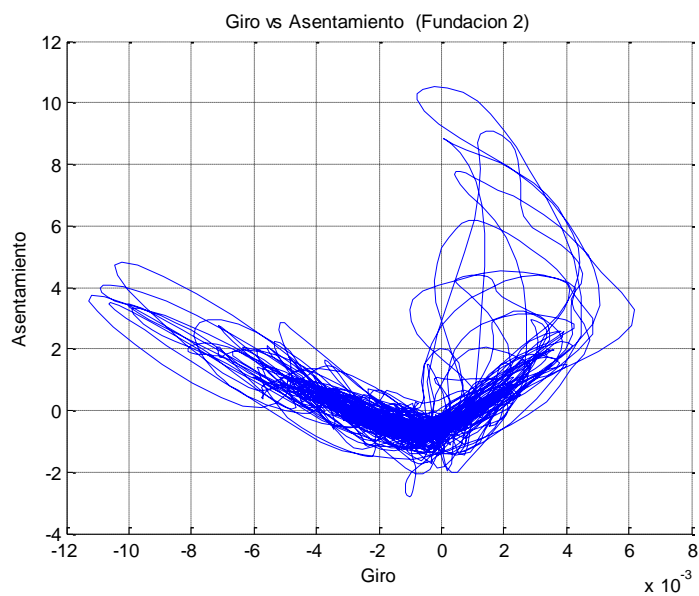
### A.3. Gráficos Giro v/s Asentamientos

#### Caso 111



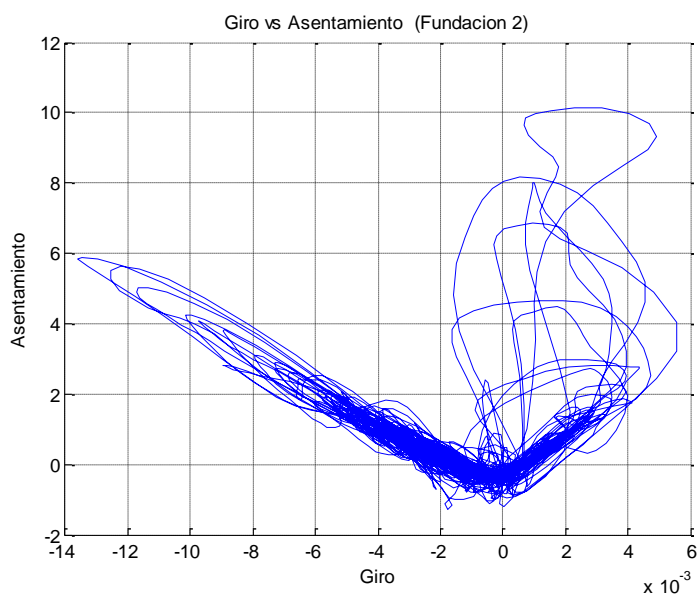
**Figura A28. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 111.**

#### Caso 112



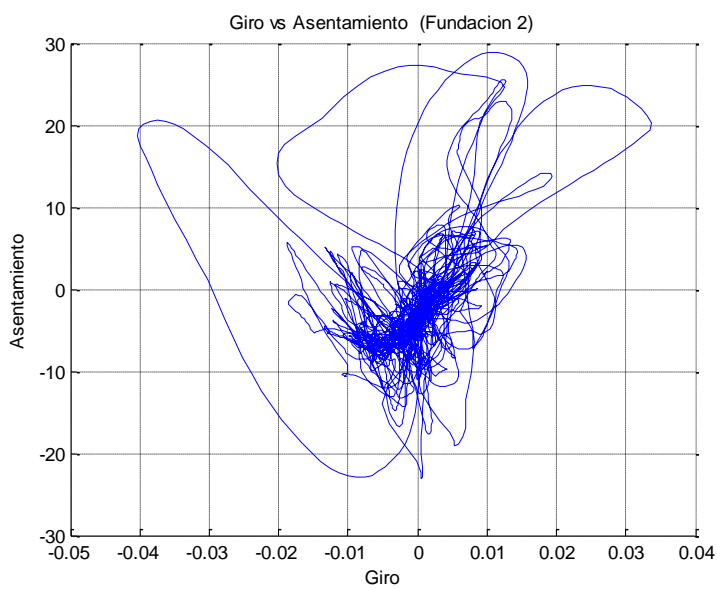
**Figura A29. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 112.**

Caso 113



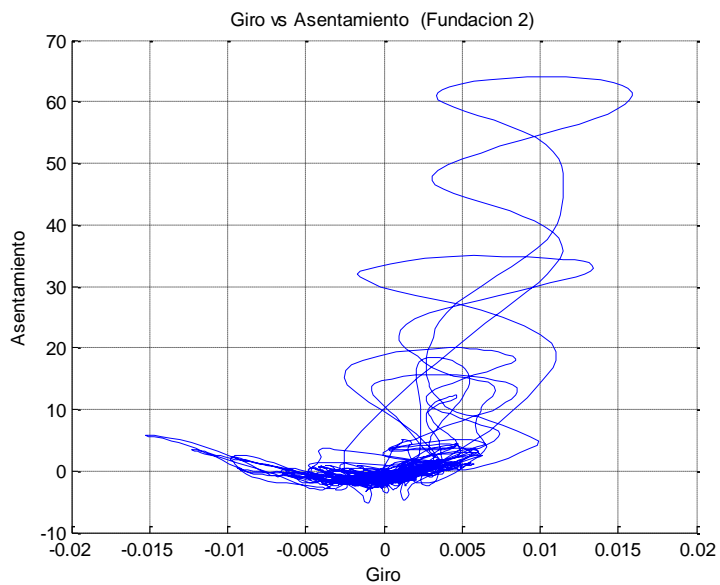
**Figura A30. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 113.**

Caso 121



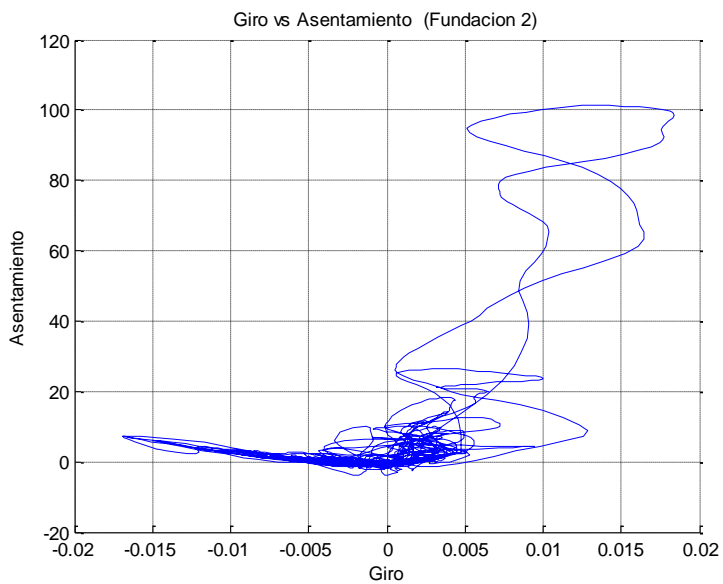
**Figura A31. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 121.**

Caso 122



**Figura A32. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 122.**

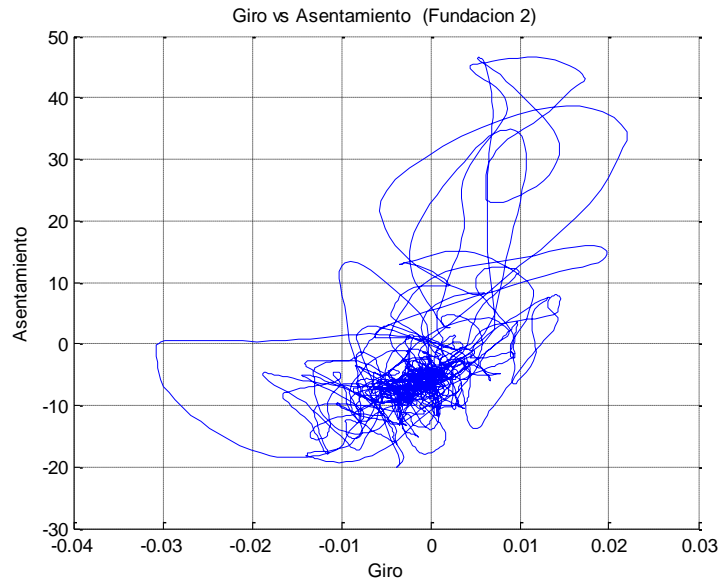
Caso 123



**Figura A33. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 123.**

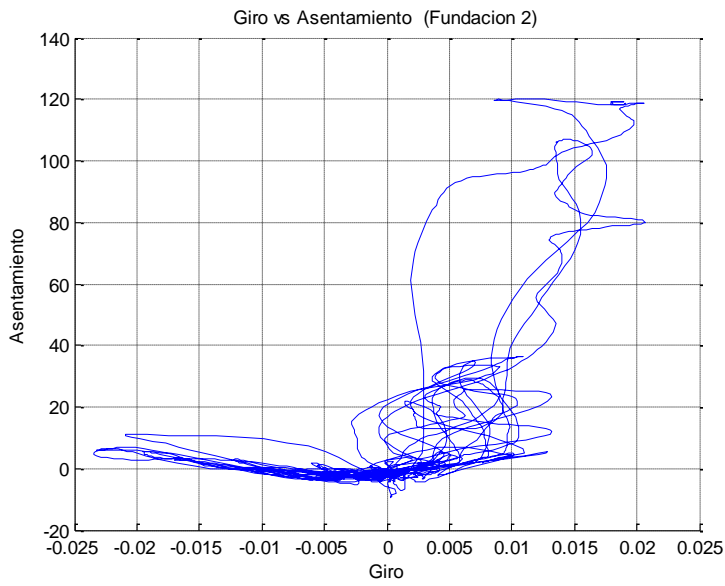


Caso 131



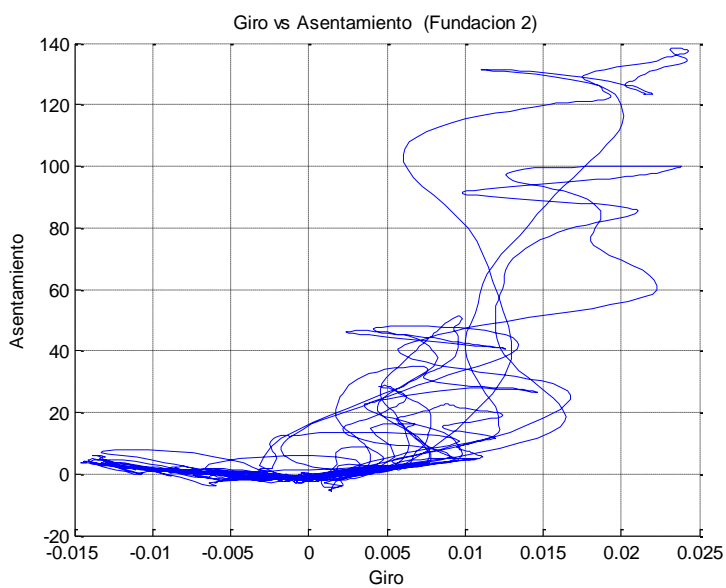
**Figura A34. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 131.**

Caso 132



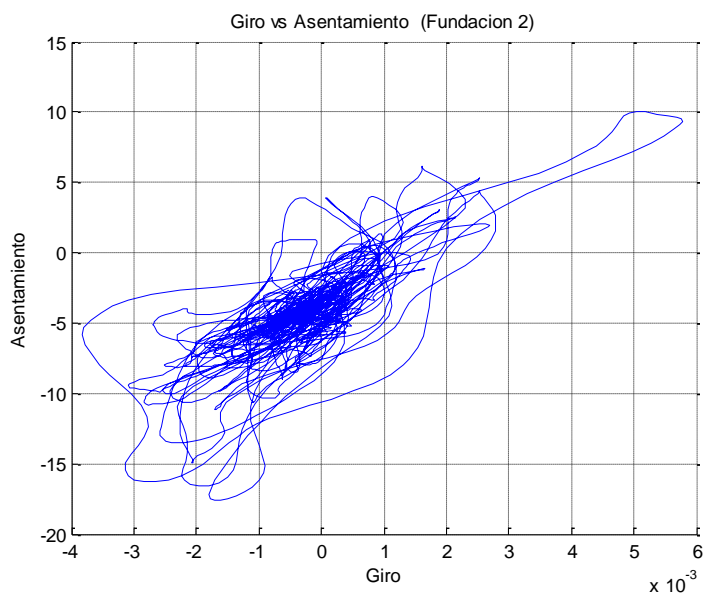
**Figura A35. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 132.**

Caso 133



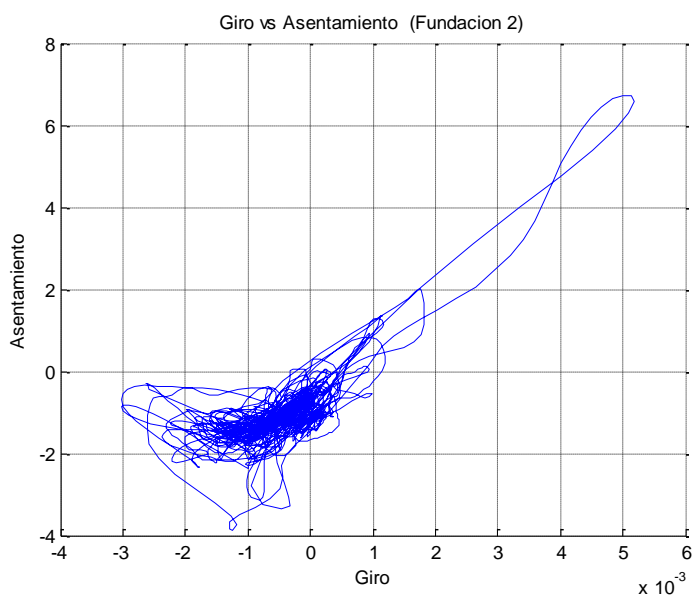
**Figura A36. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 133.**

Caso 211



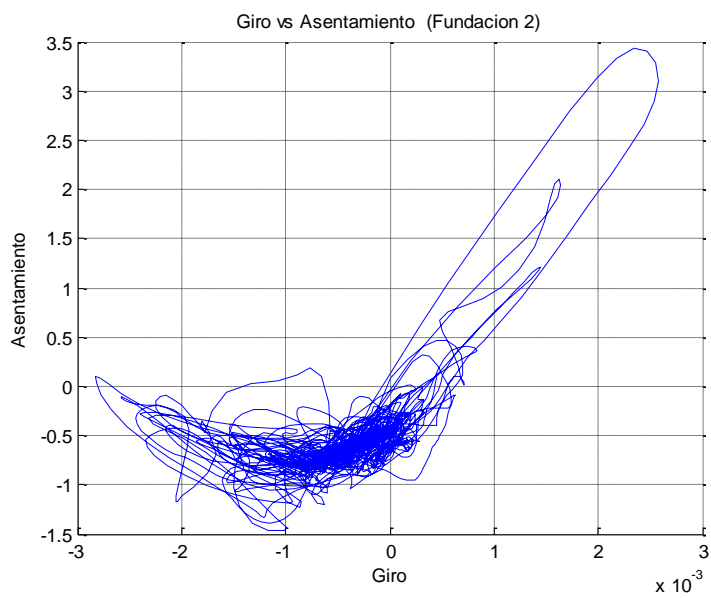
**Figura A37. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 211.**

Caso 212



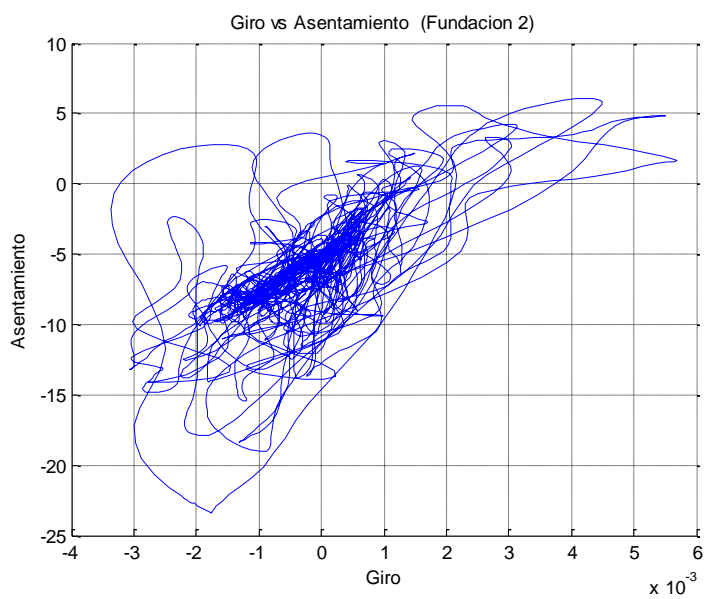
**Figura A38. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 212.**

Caso 213



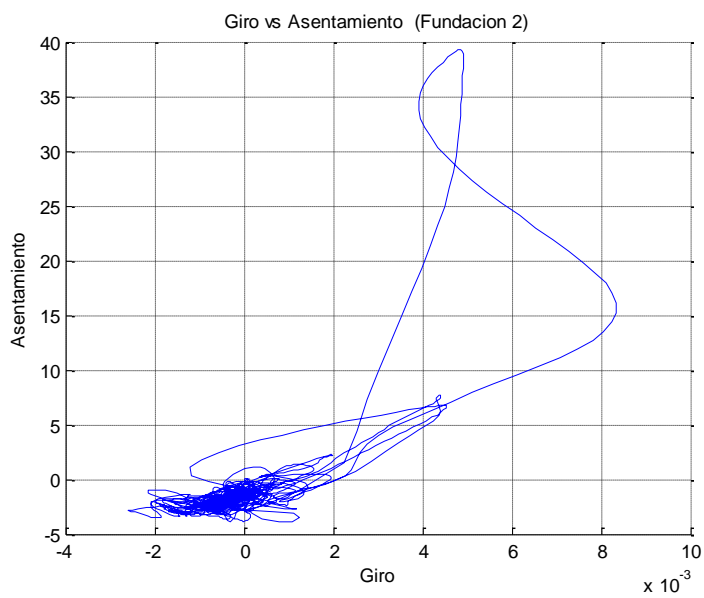
**Figura A39. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 213.**

Caso 221



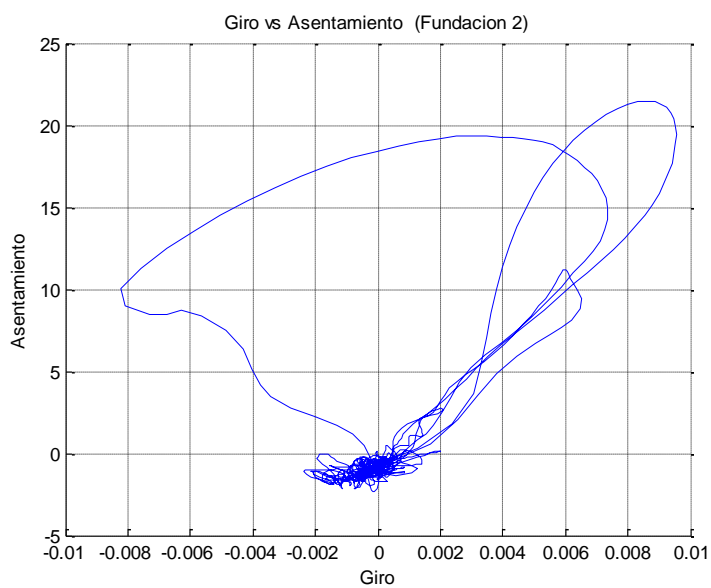
**Figura A40. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 221.**

Caso 222



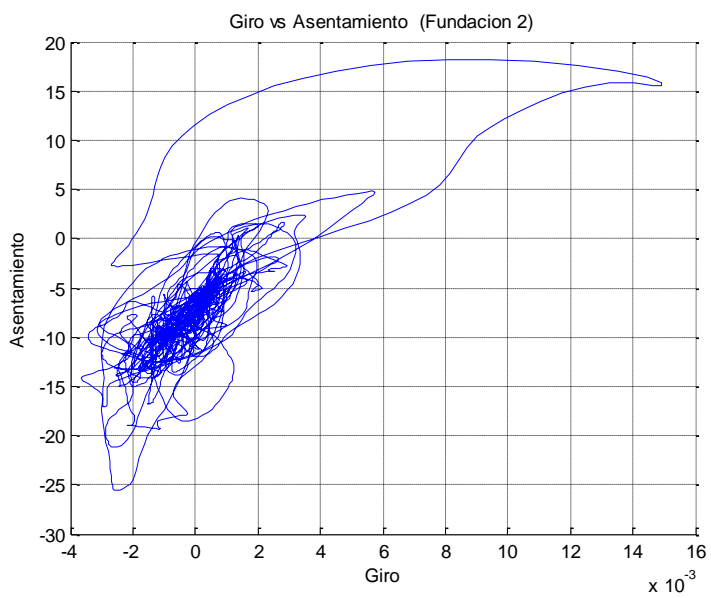
**Figura A41. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 222.**

Caso 223



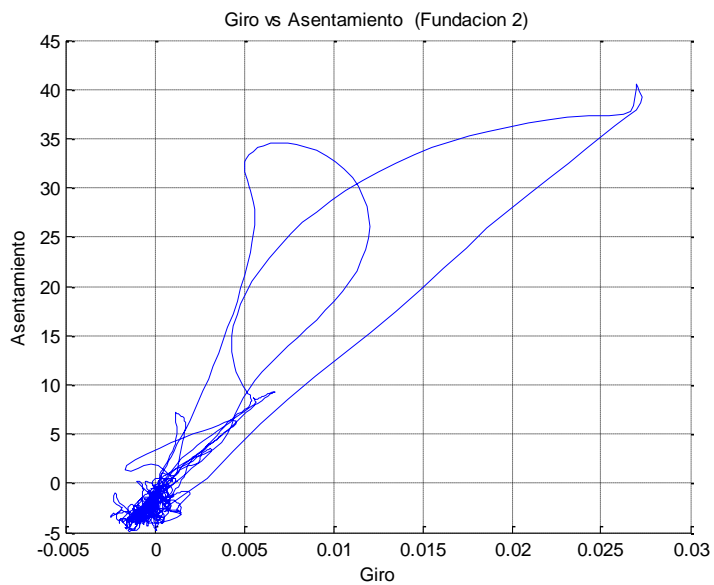
**Figura A42. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 223.**

Caso 231



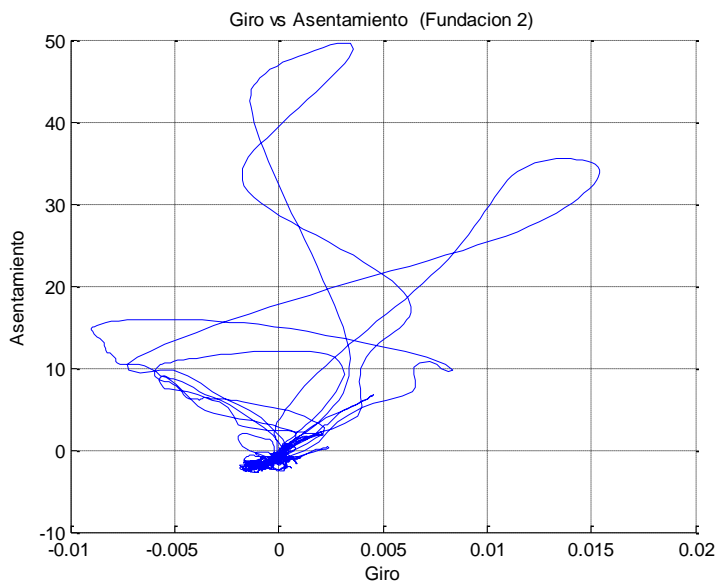
**Figura A43. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 231.**

Caso 232



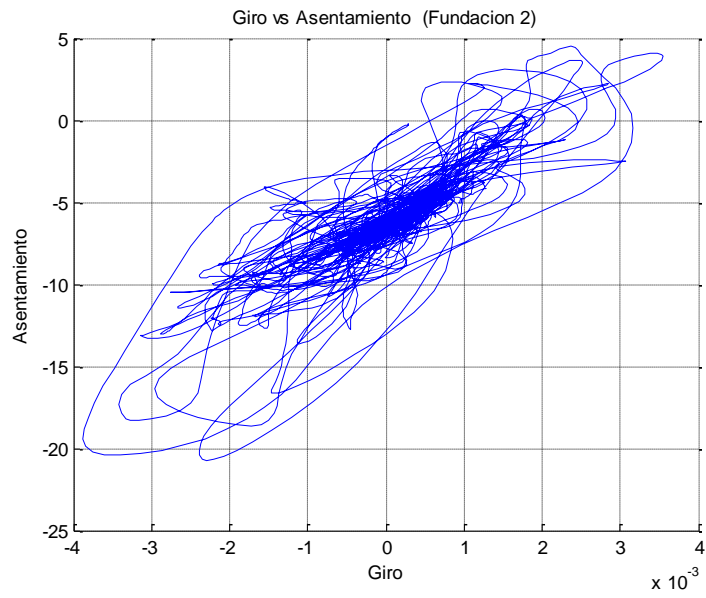
**Figura A44. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 232.**

Caso 233



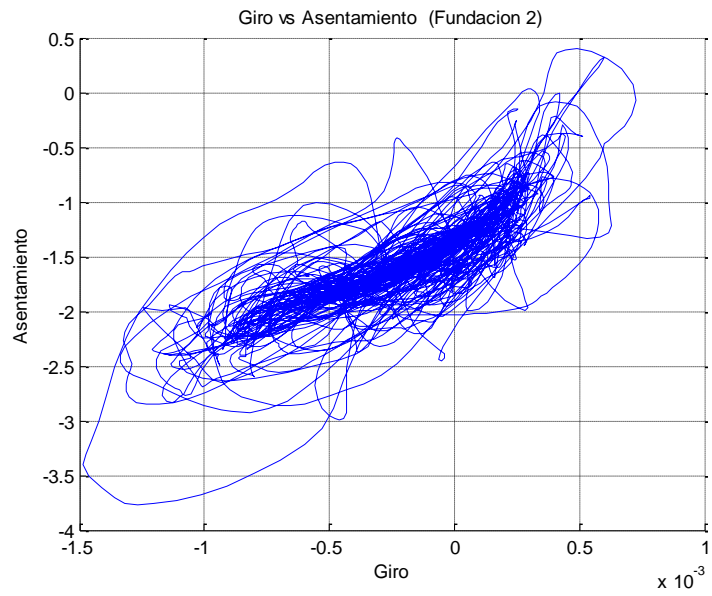
**Figura A45. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 233.**

Caso 311



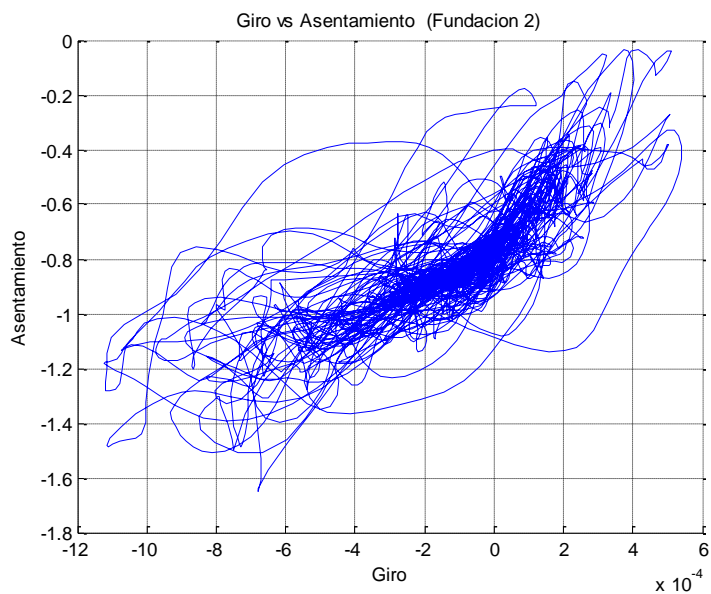
**Figura A46. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 311.**

Caso 312



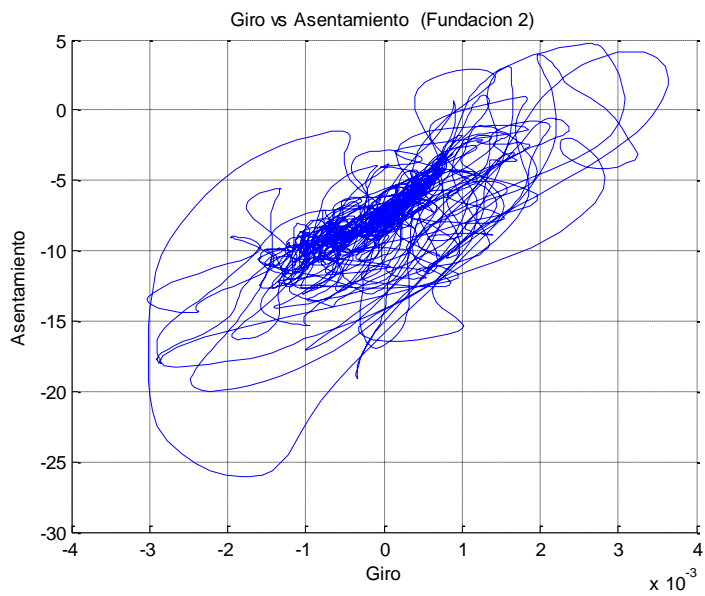
**Figura A47. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 312.**

Caso 313



**Figura A48. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 313.**

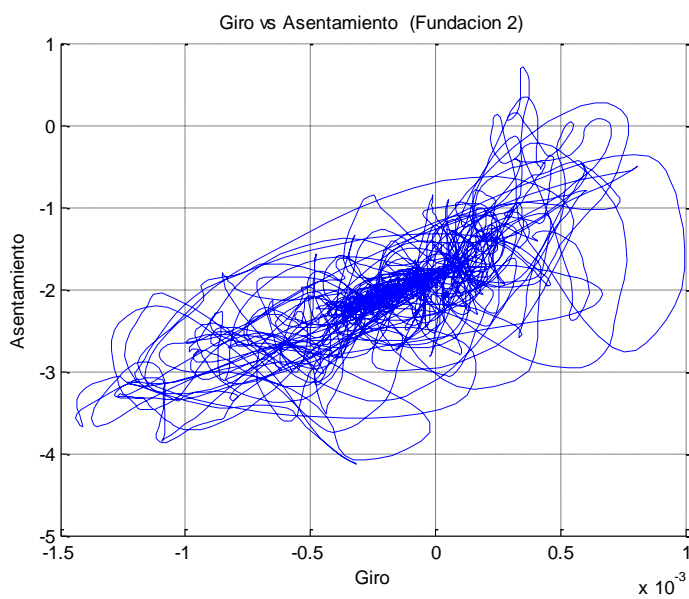
Caso 321



**Figura A49. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 321.**

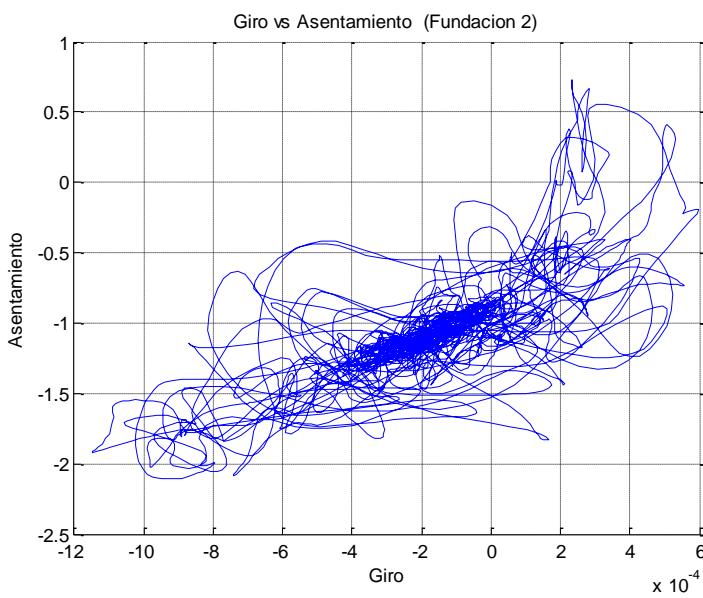


Caso 322



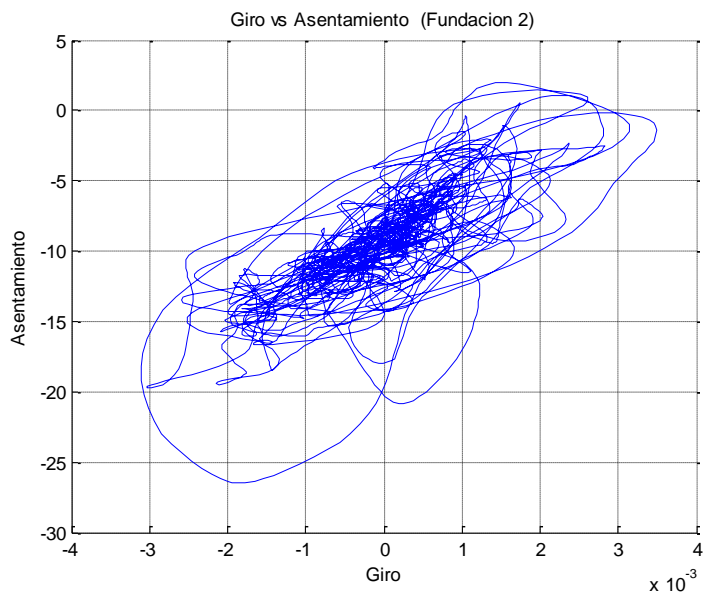
**Figura A50. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 322.**

Caso 323



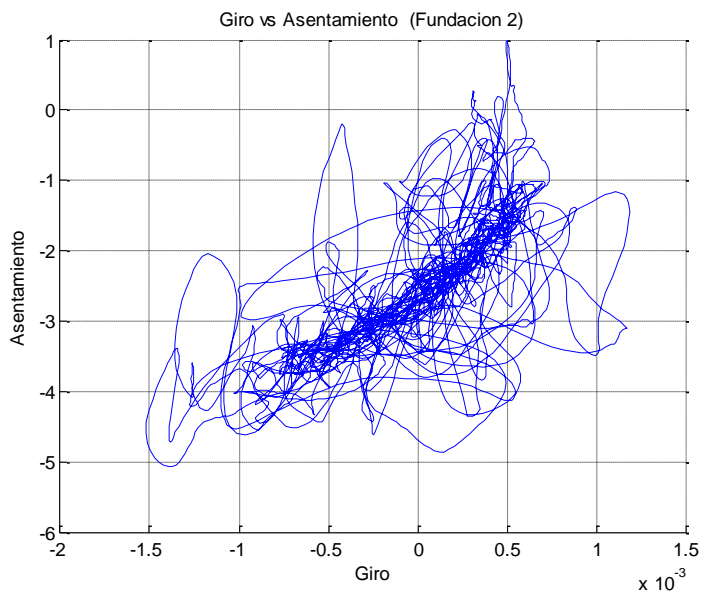
**Figura A51. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 323.**

Caso 331



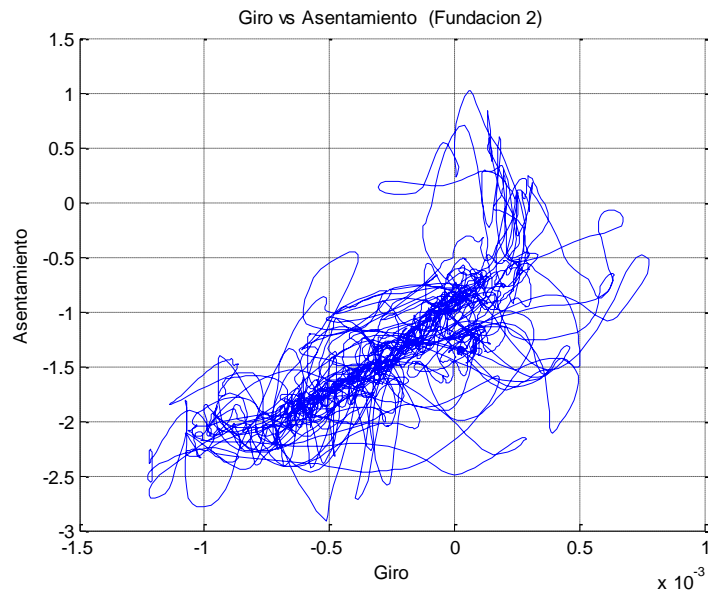
**Figura A52. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 331.**

Caso 332



**Figura A53. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 332.**

Caso 333



**Figura A54. Gráfico de giro v/s asentamiento para caso 333.**