



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA CEPA DEL
VIADUCTO LÍNEA 5 DEL METRO, A PARTIR DE
REGISTROS SÍSMICOS DEL 27F**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
CARLOS ANDRÉS HENRÍQUEZ MUÑOZ**

PROFESOR(A) GUÍA:
MARÍA OFELIA MORONI YADLIN

PROFESOR CO-GUÍA:
MAURICIO SARRAZÍN ARELLANO

PROFESOR INTEGRANTE:
PEDRO ASTABURUAGA GUTIÉRREZ

SANTIAGO DE CHILE
ENERO 2014

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TITULO DE: Ingeniero Civil
POR: Carlos Henríquez Muñoz
FECHA: 13/01/2014
PROFESOR GUÍA: María Ofelia Moroni Yadlin**

**DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA CEPA DEL
VIADUCTO LÍNEA 5 DEL METRO, A PARTIR DE
REGISTROS SÍSMICOS DEL 27F**

El presente trabajo tuvo por objetivo analizar el comportamiento de las columnas que soportan el viaducto de la línea 5 del Metro de Santiago, específicamente al sur de la estación Mirador, ubicada en la comuna de La Florida, Santiago; durante el terremoto del 27 de febrero del 2010.

El análisis en el tiempo se realizó mediante un modelo de elementos finitos utilizando el software SAP 2000, usando como input los registros de aceleración del terremoto y obteniendo los esfuerzos en la base de las columnas. El objetivo de esto fue determinar la demanda sobre las cepas producidas por el evento sísmico.

Se determinó la capacidad nominal a flexo-compresión utilizando los planos estructurales facilitados por Metro y la rutina Section Designer de SAP2000, obteniendo así los diagramas de interacción de las cepas los que se compararon con las solicitaciones determinadas en el análisis en el tiempo.

Por otro lado, se determinó la resistencia nominal al corte para contraponerlos con las fuerzas obtenidas anteriormente. Además, se estudió el comportamiento de los aisladores instalados entre los viaductos y las cepas ante las solicitaciones sísmicas.

Finalmente, se concluye que las cepas no incursionaron en el rango plástico durante el terremoto del 27 de febrero del 2010, evidenciando el buen comportamiento de la estructura.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradezco a mis padres, Carlos y Patricia, por su gran apoyo a lo largo de mi vida, sin su apoyo incondicional no sería la persona que soy. A mis hermanas, Angeles y Carolina, que me han brindado su amor, cariño y acompañado en las distintas etapas de mi vida. A mi familia en general que me hacen sentir su amor y respaldo todos los días.

También quiero agradecer a mis amigos: Raúl, Jorge, Oscar, Viky, Carlos, Cristobal, Sebastián, Ignacio, Ariel, Héctor,... quienes fueron y serán una parte muy importante de mi vida, sin ustedes nada de esto sería posible.

A los que colaboraron en este trabajo, agradezco el constante apoyo por parte de la profesora María Ofelia Moroni y de los profesores Mauricio Sarrazín y Pedro Astaburuaga. que con sus permanentes comentarios pude sortear cada uno de los obstáculos que se presentaban en el desarrollo de este trabajo. Agradecer también a Don Rolando Zúñiga de Metro S. A. por su gran aporte a este trabajo.

A todos ustedes muchas gracias, sin su apoyo este trabajo de título no existiría.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivos Generales:.....	3
1.2.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Estructura de trabajo	3
Capítulo 2: Caracterización de la estructura.....	5
2.1. Antecedentes de la estructura en estudio	5
2.2. Dimensiones de la estructura	5
2.3. Propiedades de los materiales	12
2.3.1. Hormigón armado.....	12
2.3.2. Hormigón no armado.....	12
2.3.3. Hormigón para elementos pre o post tensados	13
2.3.4. Acero de armado.....	14
2.3.5. Cables	14
2.4. Propiedades del suelo.....	14
2.5. Sistema de aislación.....	14
2.6. Sistema de instrumentación	19
2.7. Análisis de los registros sísmicos	20
Capítulo 3: Desarrollo del modelo matemático.....	28
3.1. Criterios de modelación.....	28
3.1.1. Propiedades geométricas	28
3.1.2. Propiedades de los materiales.....	29
3.2. Comparación del registro del modelo con el experimental	30
3.3. Respuesta del modelo	36
3.3.1. Periodo de la estructura	37
3.3.2. Comportamiento de los aisladores.....	38
3.3.3. Solicitaciones sobre las columnas tipo estación.....	41
3.3.4. Solicitaciones sobre las columnas tipo interestación.....	47
Capítulo 4: Determinación de la resistencia de los elementos	53
4.1. Diagramas de interacción.....	53
4.1.1. Columnas tipo estación.....	54
4.1.2. Columnas tipo interestación	55

4.2.	Capacidad al corte.....	56
4.2.1.	Columnas tipo estación.....	57
4.2.2.	Columnas tipo interestación	59
4.3.	Comparación de las solicitaciones con la capacidad	60
4.3.1.	Columnas tipo estación.....	60
4.3.2.	Columnas tipo interestación	62
Capítulo V: Comentarios y conclusiones		65
5.1.	Análisis de las solicitaciones	65
5.2.	Respuesta de los elementos.....	66
5.3.	Comentarios finales	66
Referencias		67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Sección viga y losa del viaducto	6
Figura 2.2: Detalle del talón de la viga.....	6
Figura 2.3: Planos de forma columna estación [cm]	7
Figura 2.4: Plano de forma columna interestación [cm]	7
Figura 2.5: Elevación de las columnas	8
Figura 2.6: Armadura columna estación.....	9
Figura 2.7: Armadura columna interestación	10
Figura 2.8: Forma de las fundaciones.....	11
Figura 2.9: Armadura fundación típica	12
Figura 2.10: Detalle placa de neopreno reforzada (mm) (Ref. 1).....	15
Figura 2.11: Disposición de los sensores (Ref. 1)	19
Figura 2.12: Registros de aceleración en la dirección longitudinal (Ref. 1)	22
Figura 2.13: Registros de aceleración en la dirección transversal (Ref. 1)	23
Figura 2.14: Registro de aceleraciones en la dirección vertical (Ref. 1).....	24
Figura 2.15: Desplazamientos en la dirección longitudinal (Ref. 1).....	25
Figura 2.16: Desplazamientos en la dirección transversal (Ref. 1).....	26
Figura 2.17: Desplazamientos en la dirección vertical (Ref. 1)	27
Figura 3.1: Modelo matemático (Ref. 1)	28
Figura 3.2: Secciones de la estructura (Ref. 1).....	29
Figura 3.3: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 4.....	33
Figura 3.4: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 8.....	34
Figura 3.5: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 10.....	35
Figura 3.6: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 11.....	36
Figura 3.7: Distribución de los aisladores	38
Figura 4.1: Deformaciones y tensiones en una columna (Ref. 5).....	53
Figura 4.2: Modelo columna estación completa SAP2000	54
Figura 4.3: Modelo columna estación hueca SAP2000.....	55
Figura 4.4: Modelo columna interestación completa SAP2000	55
Figura 4.5: Modelo columna interestación hueca SAP2000	56
Figura 4.6: Sección columna estación	57
Figura 4.7: Sección columna interestación.....	59

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Resultados ensayo probetas de neopreno (Ref. 1).....	16
Tabla 2.2: Parámetros de los aisladores (Ref. 1)	18
Tabla 2.3: Características de los sensores (Ref. 1).....	20
Tabla 2.4: Aceleraciones registradas (Ref. 1).....	20
Tabla 2.5: Razón de aceleraciones máximas (Ref. 1).....	21
Tabla 3.1: Propiedades de las secciones (Ref. 1)	30
Tabla 3.2: Comparación del factor de amplificación	32
Tabla 3.3: Comparación del error.....	32
Tabla 3.4: Periodos modales 27/02/2010	37
Tabla 3.5: Periodos modales micro-vibraciones y sismos de baja intensidad.....	37
Tabla 3.6: Periodos modales según el modelo	38
Tabla 3.7: Deformación máxima en los aisladores.....	41
Tabla 3.8: Deformaciones máximas en los aisladores, según modelo	41
Tabla 3.9: Solicitaciones máximas columnas interestación	52
Tabla 4.1: Capacidad al corte columna estación	58
Tabla 4.2: Capacidad al corte columna interestación.....	59
Tabla 5.1: Reacciones en la base	65

Capítulo 1: Introducción

1.1.Introducción

La ubicación geográfica de Chile lo transforma en uno de los países con mayor sismicidad a nivel mundial. Por lo anterior es de gran importancia diseñar las estructuras para soportar terremotos de gran intensidad, para lo cual se requiere información sobre espectros de diseño de aceleración y modelos calibrados, entre otros.

El año 1997, se inauguró la línea 5 del metro la cual se proyectó con tramos subterráneos y 5810 m. de viaductos elevados sobre cepas de hormigón. Esta línea transporta cerca de 120 millones de pasajeros al año, siendo la segunda más utilizada después de la línea 1 que transporta cerca de 250 millones de pasajeros¹.

A las 3:34 am del sábado 27 de febrero de 2010, un terremoto de magnitud (M) 8.8 sacudió la región centro-sur de Chile. Este se produjo en la interfaz entre las placas de Nazca y América del Sur, con una zona de ruptura que se extiende sobre una área de aproximadamente 500 km de largo y 100 km de ancho.

El terremoto provocó daños en carreteras, puentes, ferrocarriles, puertos y aeropuertos, además de 40 hospitales y más de 4000 colegios. Las estimaciones sugieren que alrededor de 50 a 100 edificios de varios pisos de hormigón armado presentaron daños graves y 4 se derrumbaron parcial o totalmente. Sin embargo, el servicio del Metro de Santiago solo fue interrumpido para realizar una inspección visual de la estructura en general, rieles, viaductos y cepas; después de lo cual el servicio fue normalizado. Por lo anterior es de gran importancia estudiar el comportamiento de los elementos estructurales del metro y así determinar si la decisión de reestablecer el servicio fue correcta.

En el presente trabajo se estudia el comportamiento de un tramo del viaducto elevado de la línea 5, específicamente un tramo al sur de la estación Mirador el cual está instrumentado con acelerógrafos que registraron el sismo.

¹ Reporte operacional primer semestre de 2013, Metro de Santiago www.metro.cl

En estudios anteriores se han elaborado distintos modelos que representan el comportamiento de dicho tramo, comprobándose las respuestas de aceleraciones y desplazamientos para micro vibraciones (Ref. 2) y para sismos moderados (Ref. 3). El último análisis realizado a la estructura corresponde a un modelo que fue calibrado para reproducir las aceleraciones registradas por los sensores instalados en el tramo en estudio durante el sismo del 27 de febrero del 2010 (Ref. 1).

Para la calibración del modelo se modificaron las propiedades del hormigón y del suelo de fundación, por otro lado se impusieron distintos amortiguamientos para los modos de la estructura, para así mantener las deformaciones de los aisladores dentro de lo medido.

El presente trabajo tiene como objetivo estudiar las solicitaciones sobre los elementos que soportan las vías. Además, se determina la resistencia nominal de cada elemento con la ayuda de los planos estructurales y las normativas vigentes.

Finalmente, se compara la capacidad de los elementos con las solicitaciones registradas por el modelo calibrado.

1.2.Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales:

Determinar el factor de utilización de los elementos estructurales que soportan las vías del metro en un tramo elevado de la línea 5, para el terremoto del 2010.

1.2.2. Objetivos Específicos

Determinar la resistencia nominal de los elementos utilizando los planos estructurales y la normativa vigente.

Determinar los esfuerzos a los que estuvieron sometidos los elementos estudiando el modelo computacional realizado en los estudios anteriores.

Comparar la sollicitación con la capacidad calculada y verificar si los elementos incursionaron en el rango plástico.

1.3.Estructura de trabajo

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN GENERAL

En este capítulo se presenta el tema de memoria en forma general, los objetivos generales y específicos.

CAPÍTULO 2: CARACTERIZACION DE LA ESTRUCTURA

Haciendo uso de la bibliografía recopilada se presentan las dimensiones y armaduras instaladas en los pilares y fundaciones, además se detallan las propiedades del suelo de fundación, los materiales utilizados durante la construcción y del sistema de aislación instalado en el tramo de estudio.

Finalmente se realiza un análisis de los registros sísmicos captados por la red de acelerógrafos instalados en las cepas y viaducto del tramo en estudio.

CAPÍTULO 3: DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO

Se detallan los criterios de modelación, especificando las propiedades de la estructura y de los materiales. Posteriormente se compara la respuesta del modelo con las aceleraciones registradas en el terremoto. Se estudia el comportamiento de los aisladores y sus deformaciones.

Al comparar las fuerzas generadas a lo largo de las cepas se determina la zona más solicitada para estudiarla en mayor detalle. Finalmente se grafican las solicitaciones a lo largo del tiempo en la zona de estudio.

CAPITULO 4: DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS

Se detalla la metodología necesaria para determinar los diagramas de interacción y la resistencia al corte en las direcciones principales de las cepas.

Finalmente se comparan los resultados anteriores para determinar si la resistencia de los elementos estructurales fue suficiente para soportar las solicitaciones del terremoto y observar si se incursionó o no en el estado plástico.

CAPITULO 5: CONCLUSIONES

Se entregan los resultados finales, considerando las solicitaciones con las resistencias de los elementos. Finalmente se concluye acerca del comportamiento y refuerzo de los elementos estructurales.

Capítulo 2: Caracterización de la estructura

2.1. Antecedentes de la estructura en estudio

La línea 5 del Metro fue inaugurada el año 1997 con un recorrido entre la estación Bellavista de La Florida hasta Baquedano. Entre las estaciones Rodrigo de Araya, Carlos Valdovinos, Camino Agrícola, San Joaquín, Pedreros y Mirador se proyectó un tramo elevado de 5810 m. de longitud.

La estructuración del viaducto es con losas de hormigón fabricadas en sitio, las que descansan sobre vigas prefabricadas que se unen a la losa en su ala inferior. Dichas vigas están simplemente apoyadas sobre placas de neopreno reforzadas, en los extremos de capiteles de hormigón apoyados, a su vez, sobre una columna central.

2.2. Dimensiones de la estructura

Las losas son de 30 centímetros de espesor, largos variables de 27 a 36 metros y anchos entre 6.3 a 7.5 metros, y fueron pre comprimidas en las direcciones principales con cables postensados.

Las vigas prefabricadas son de 1.8 metros de alto, de largos variables de 27 a 36 metros pre comprimidas con cables pre y post tensados. En la Figura 2.1 se muestra la sección de la viga y losa del viaducto, y en la Figura 2.2 el detalle del talón que conecta ambos elementos.

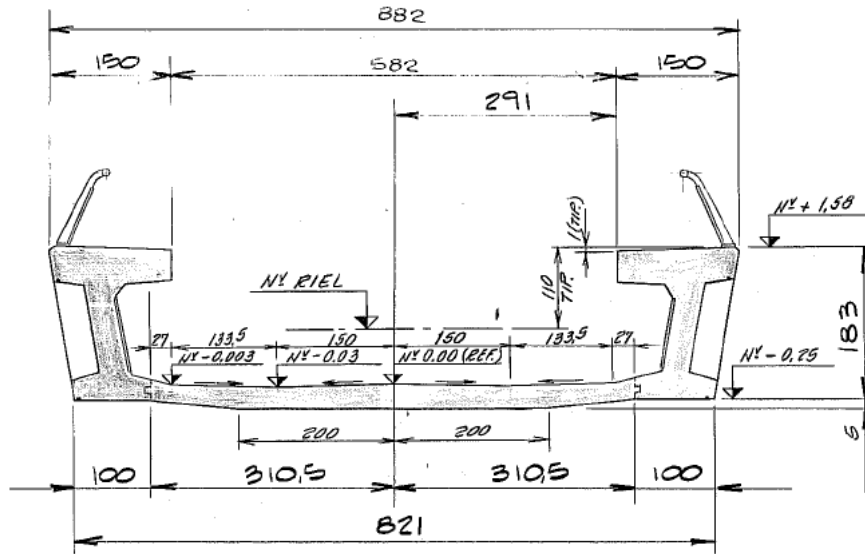


Figura 2.1: Sección viga y losa del viaducto

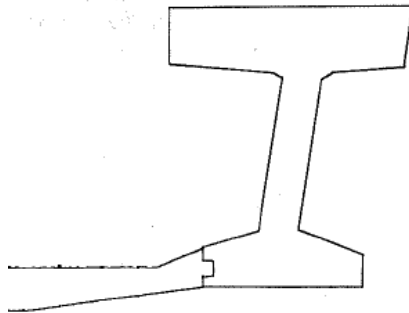


Figura 2.2: Detalle del talón de la viga

Las columnas son de hormigón armado y tienen 2 secciones típicas, una para las columnas estación (Figura 2.3) y otras para las interestación (Figura 2.4); en ambos casos tienen una altura de 8 metros.

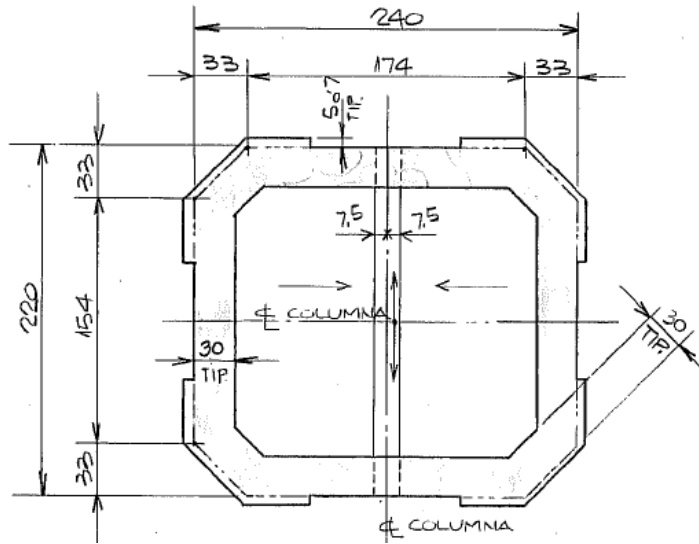


Figura 2.3: Planos de forma columna estación [cm]

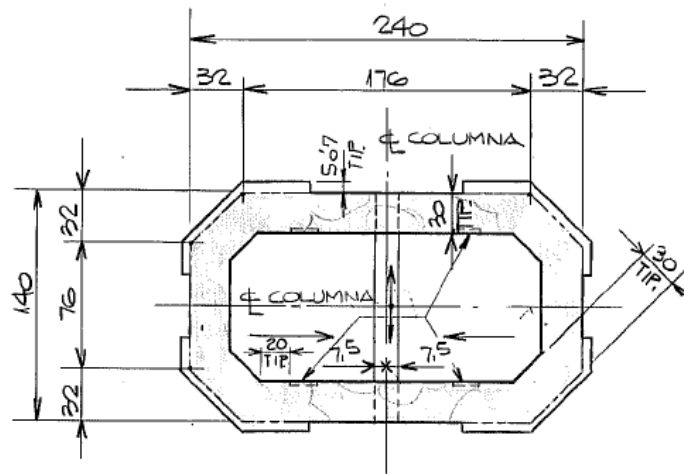


Figura 2.4: Plano de forma columna interestación [cm]

En la Figura 2.5 se puede observar una elevación de las columnas, en ésta se puede apreciar que los primeros 2 metros corresponden a la sección completa y el resto es hueco, el cual se rellenó con hormigón pobre H15 en el primer metro.

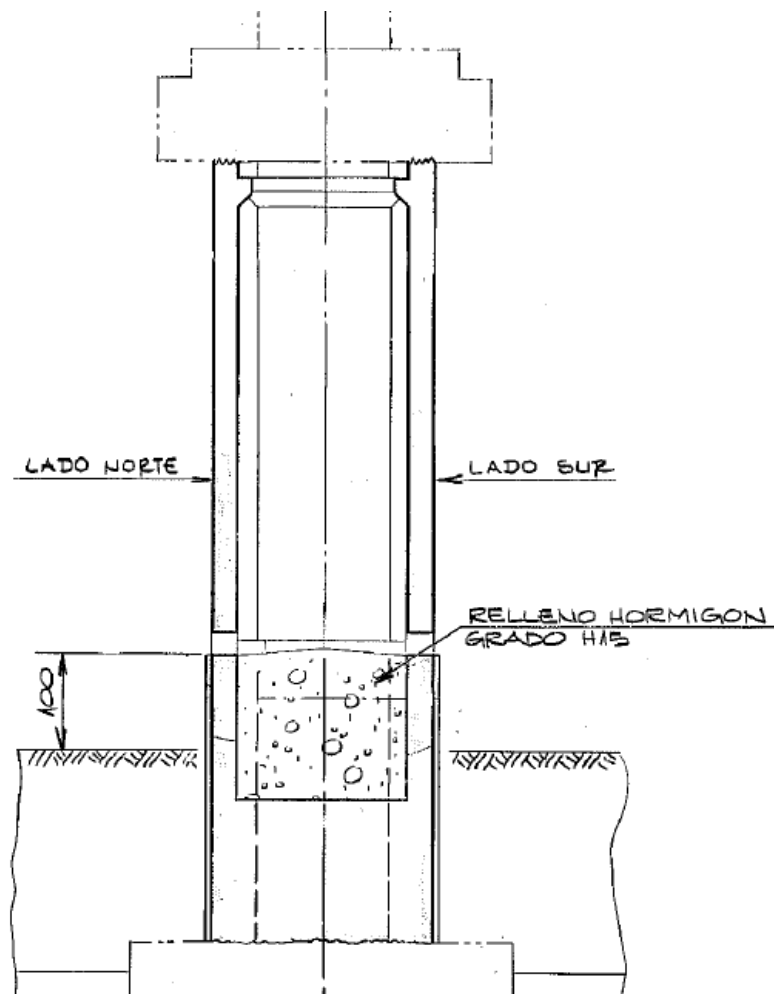


Figura 2.5: Elevación de las columnas

Como es necesario considerar las armaduras instaladas en las distintas columnas para poder determinar los diagramas de interacción de los elementos, en la Figura 2.6 y Figura 2.7 se presentan las armaduras incorporadas en las columnas estación e interestación respectivamente facilitados por Metro S.A., donde la imagen superior corresponde a la sección hueca y la inferior a la sección completa.

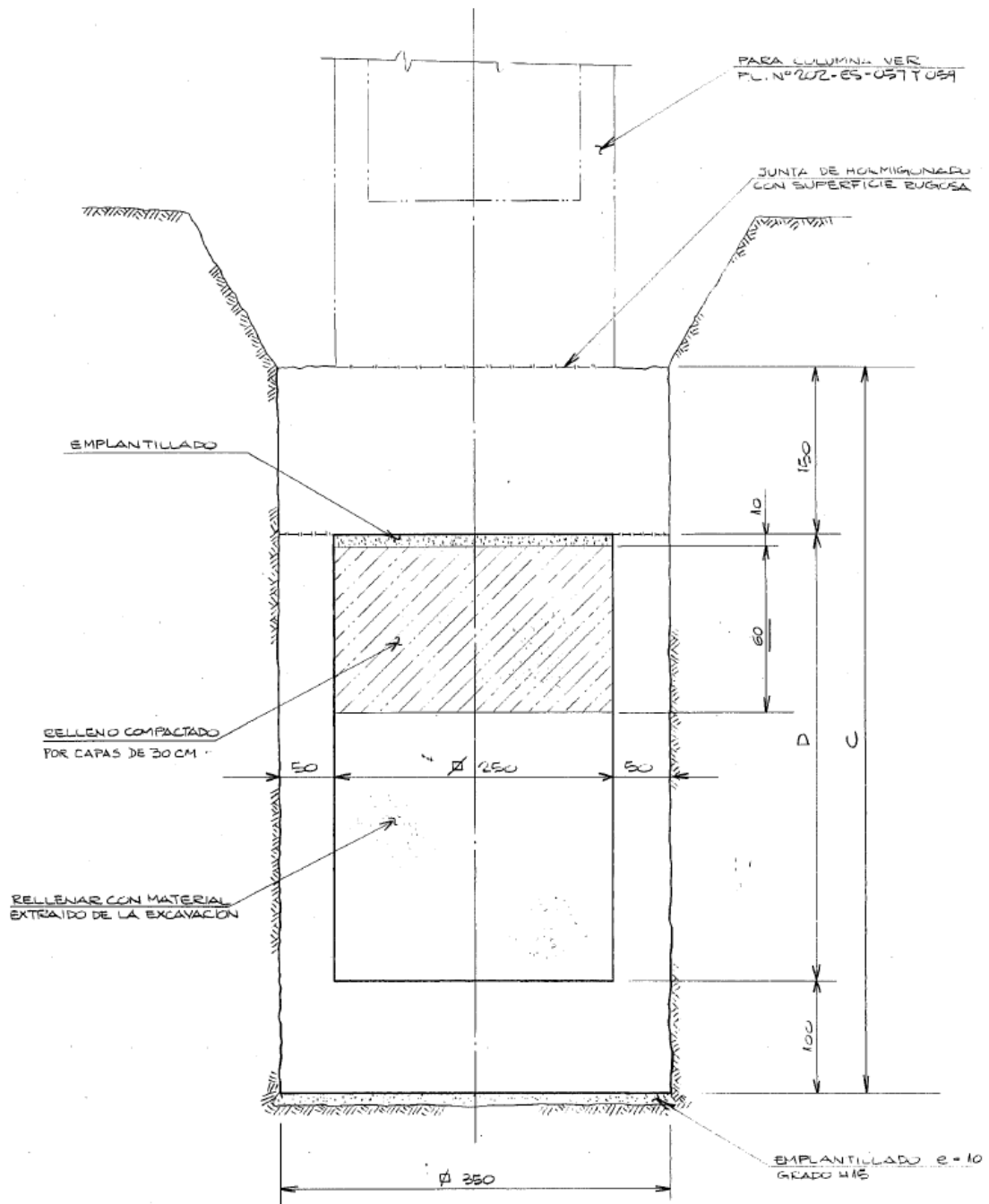


Figura 2.8: Forma de las fundaciones

2.3.3. Hormigón para elementos pre o post tensados

Para los elementos pre o post tensados, entiéndase vigas prefabricadas, losas y capiteles se especificó un H42 con un 95% de confianza, con una resistencia a 28 días de 42 MPa para probetas cúbicas y 37 MPa en el caso de probetas cilíndricas. Para este tipo de elementos es necesario especificar además la resistencia temprana del hormigón, para determinar el momento en el que se pueden cortar los cables.

Vigas prefabricadas, pretensado

$$L= 36 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 27 \text{ MPa}$$

$$L= 33 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 25 \text{ MPa}$$

$$L= 30 \text{ y } 27 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 24 \text{ MPa}$$

Vigas prefabricadas, postensado

$$L= 36 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 32 \text{ MPa}$$

$$L= 33 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 30 \text{ MPa}$$

$$L= 30 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 26 \text{ MPa}$$

$$L= 27 \text{ m} \quad f'_{ci} \geq 24 \text{ MPa}$$

Losa entre vigas, postensado transversal

$$f'_{ci} \geq 20 \text{ MPa}$$

2.3.4. Acero de armado

Para la armadura de todos los elementos ya sean pretensados o no, se consideró acero A63-42H, lo que se traduce en una resistencia a la fluencia f_y de 420 MPa.

2.3.5. Cables

Para el pre y post tensado se utilizaron cables de calidad ASTM A 416-90 grado 270 K de baja relajación, de 0.5" de diámetro. Se especifica una tensión de rotura mínima f'_s de 1860 MPa y una tensión de fluencia a 1% de deformación f_y de 1676 MPa, módulo de Young 190 GPa.

Se detalló la tensión para los cables de pre y post tensado, siendo ésta de 1450 MPa y 1410 MPa respectivamente.

2.4. Propiedades del suelo

El suelo de fundación presenta el típico ripio de Santiago con un peso unitario de 2.25 Ton/m³, ángulo de fricción 45° y cohesión 1.5 Ton/m².

2.5. Sistema de aislación

Se dispusieron cuatro placas de neopreno reforzado entre la conexión de los capiteles de las cepas con las vigas pretensadas, las cuales cumplen las especificaciones de las normas francesas NF T47-801 a T47-816 o las equivalentes europeas para puentes ferroviarios tipo GUMBA, FREYSSINET, DYWIDAG, ETIC o equivalente.

Se detalló que las placas de neopreno deben presentar como mínimo las siguientes propiedades mecánicas:

Dureza = $65 \pm 5^\circ$ shore

Módulo de corte G = $0.9 \text{ MPa} \pm 0.1$

Compresión admisible en servicio \geq 15 MPa

Alargamiento en rotura mínimo = 450 %

Tensión de rotura mínimo = 6 veces la tensión de servicio

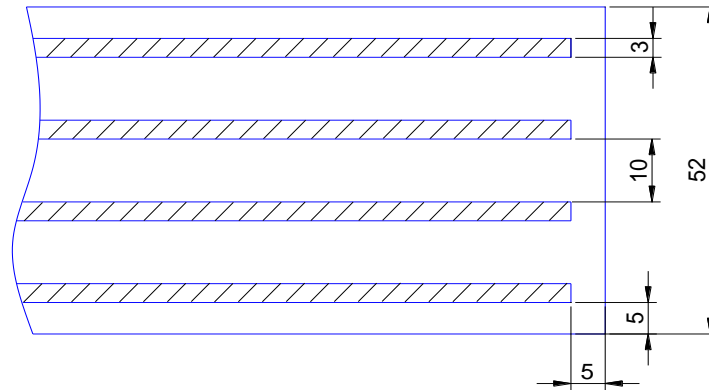


Figura 2.10: Detalle placa de neopreno reforzada (mm) (Ref. 1)

En la Figura 2.10 se presenta un detalle de las placas de neopreno reforzado que se utilizaron en la obra. Se realizó una serie de ensayos (Ref. 2) sobre probetas de neopreno en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, para determinar las propiedades mecánicas de la goma.

Los resultados obtenidos de los ensayos realizados el 24-01-1996, con una carga tipo Seno y frecuencia de carga 1 Hz para las probetas 1, 2 y 3 y 2 Hz para la probeta 4 se presentan en la Tabla 2.1. Con estos valores se puede generar una función de ajuste del módulo de corte, para crear la curva fuerza – deformación efectiva de la goma y de esta forma obtener las propiedades de rigidez del aislador.

Deformación (mm/mm)	G Promedio (Kg/cm/cm)				B Promedio (%)			
	1	2	3	4	1	2	3	4
0.05	21.69	23.12	21.81	19.79	11.61	11.81	11.28	12.92
0.1	18.38	20.4	18.62	16.87	9.89	9.69	9.66	11.12
0.2	15.15	16.84	15.57	14.16	8.61	8.65	8.4	9.84
0.5	11.31	12.42	11.35	9.39	7.99	8.18	8.25	10.28
0.75	9.9	10.87	8.46		7.89	8.05	8.73	
1	8.55	9.74			7.99	8.02		

Tabla 2.1: Resultados ensayo probetas de neopreno (Ref. 1)

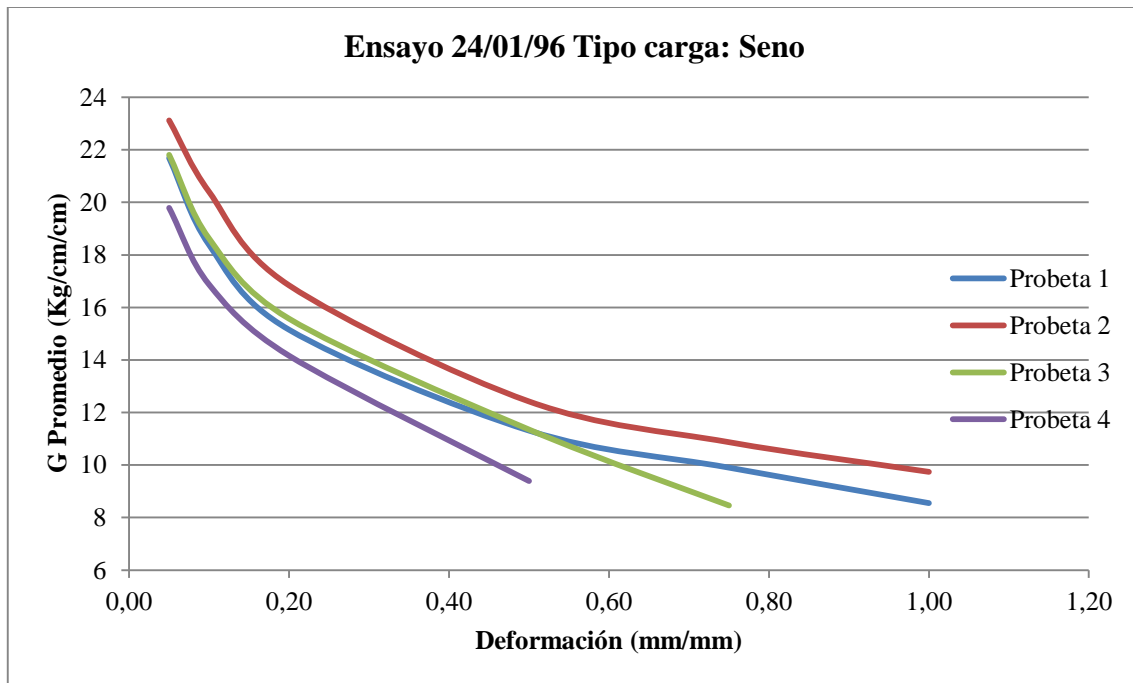


Gráfico 2.1: G Promedio v/s Deformación (Ref. 1)

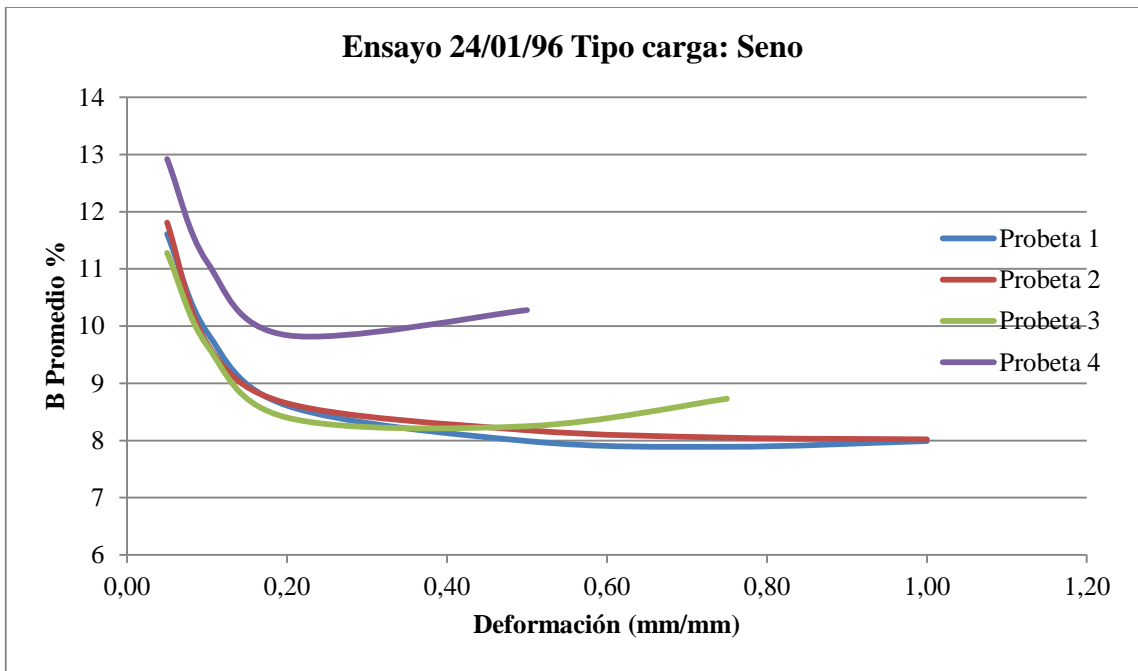


Gráfico 2.2: B Promedio v/s Deformación (Ref. 1)

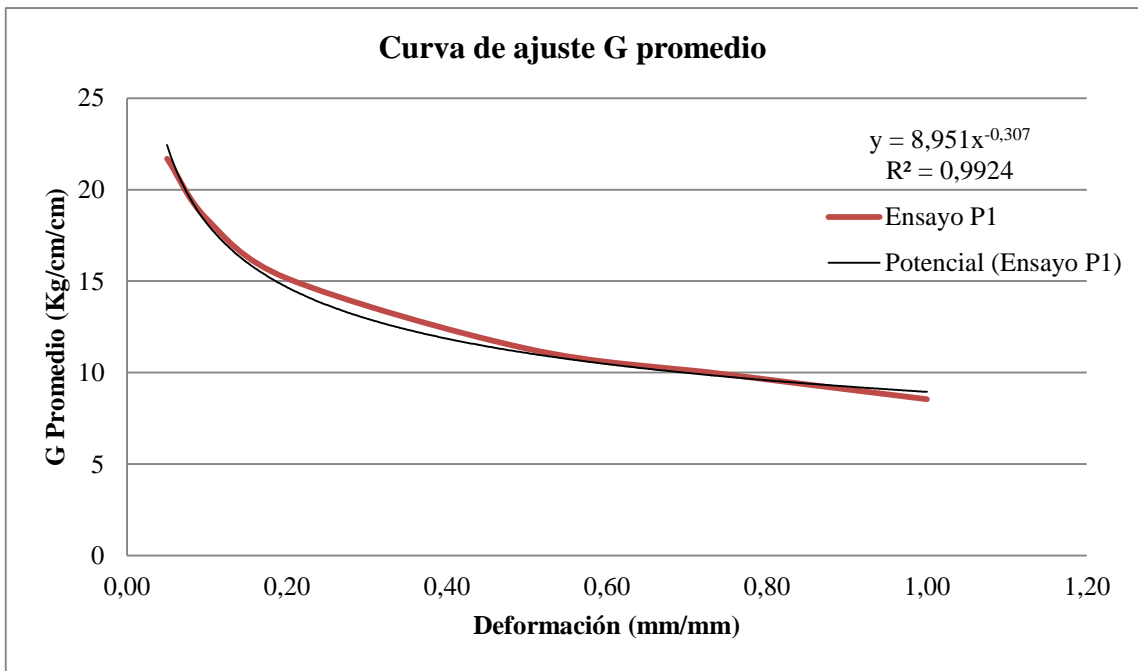


Gráfico 2.3: Curva de ajuste G (Ref. 1)

Con la curva de ajuste $G = 8.951 \gamma^{-0.307}$, de correlación del 0.99, y dado $K = G * A/H$ y $F = K * d$, se puede determinar la curva Fuerza v/s Deformación $F = 8.951 \gamma^{1-0.307} A$.

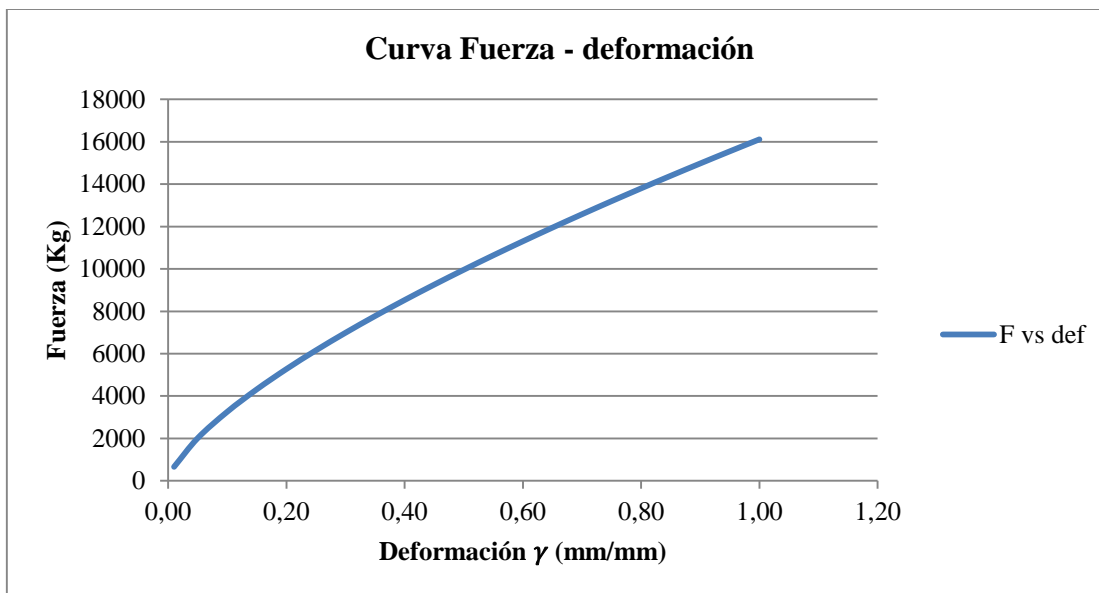


Gráfico 2.4: Curva Fuerza v/s Deformación (Ref. 1)

Con los gráficos antes presentados y los procedimientos dispuestos en la Ref. 2 se pueden determinar los parámetros característicos de la placa de neopreno reforzada que se detallan a continuación.

Área de la sección transversal del apoyo	(A)	30 x60	cm ²
Altura de la goma	(H)	3	cm
Rigidez inicial	(k ₁)	10580	Kgf/cm
Rigidez Post fluencia	(k ₂)	3326	Kgf/cm
Fuerza de fluencia	(f _y)	4439	Kgf
Módulo de corte promedio	(G)	10.114	Kgf/cm ²
Módulo de elasticidad equivalente	(E _c)	9857.61	Kgf/cm ²
Rigidez vertical	(k _v)	4435922	Kgf/cm
Rigidez horizontal	(k _h)	4551.5	Kgf/cm
Amortiguamiento efectivo	-	0.106	-
Momento de Inercia en x	(I _{xx})	540000	cm ⁴
Momento de Inercia en y	(I _{yy})	135000	cm ⁴
Momento de Inercia en z	(I _{zz})	370786	cm ⁴

Tabla 2.2: Parámetros de los aisladores (Ref. 1)

El módulo de elasticidad equivalente se calcula con G para el 20% de deformación, lo que influye en el valor de K_v .

Los valores de G y K_h presentados en la tabla se calcularon con la deformación máxima registrada para el terremoto del 27-02-2010 equivalente al 67%.

2.6. Sistema de instrumentación

La red de sensores está compuesta por tres sensores FBA-11 y tres FBA-23 capaces de registrar movimientos en una dirección y tres direcciones respectivamente. De esta forma se tiene 12 canales de registro. Dichos sensores se ubican al sur de la estación Mirador y están conectados a una unidad de registro K2 ubicada en la estación. La disposición de los sensores en la estructura se puede apreciar en la Figura 2.11 y la Tabla 2.3 muestra el tipo de sensor, ubicación y dirección de registro.

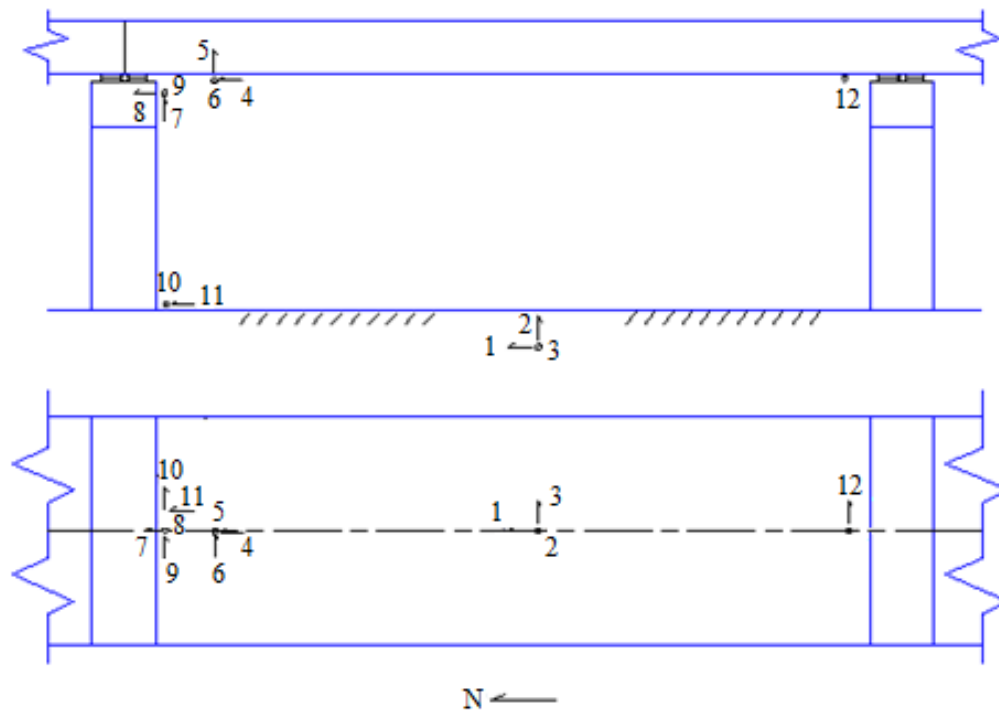


Figura 2.11: Disposición de los sensores (Ref. 1)

Canal	Tipo de Sensor	Ubicación	Dirección de Registro
1	FBA-23	Pozo	Norte-Sur
2	FBA-23	Pozo	Vertical
3	FBA-23	Pozo	Este-Oeste
4	FBA-23	Viga, lado norte	Norte-Sur
5	FBA-23	Viga, lado norte	Vertical
6	FBA-23	Viga, lado norte	Este-Oeste
7	FBA-23	Columna (norte)	Vertical
8	FBA-23	Columna (norte)	Norte-Sur
9	FBA-23	Columna (norte)	Este-Oeste
10	FBA-11	Base columna (norte)	Este-Oeste
11	FBA-11	Base columna (norte)	Norte-Sur
12	FBA-11	Viga, lado sur	Este-Oeste

Tabla 2.3: Características de los sensores (Ref. 1)

2.7. Análisis de los registros sísmicos

Con la disposición y características de los sensores presentados se muestran los registros obtenidos para el terremoto del 27 de febrero del año 2010 y las réplicas posteriores. Esta información se obtiene de la Ref. 1.

Aceleración (g)												
Ubicación	Pozo			Viga			Columna			Base Columna		Viga lado Sur
Dirección	Norte-Sur	Vertical	Este-Oeste	Norte-Sur	Vertical	Este-Oeste	Vertical	Norte-Sur	Este-Oeste	Este-Oeste	Norte-Sur	Este-Oeste
Fecha/Canal	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
27/02/10 (1)	0.236	0.13	0.165	0.377	0.309	0.554	0.165	0.378	0.476	0.212	0.226	0.651
27/02/10 (2)	0.012	0.008	0.014	0.029	0.012	0.017	0.008	0.022	0.017	0.015	0.011	0.021
27/02/10 (3)	0.005	0.004	0.008	0.007	0.006	0.008	0.003	0.009	0.01	0.005	0.004	0.007
28-02-2010	0.015	0.009	0.015	0.021	0.015	0.019	0.008	0.016	0.021	0.014	0.014	0.032
11/03/10 (5)	0.026	0.013	0.022	0.051	0.026	0.025	0.018	0.033	0.03	0.022	0.023	0.034
11/03/10 (6)	0.018	0.011	0.02	0.049	0.018	0.029	0.014	0.029	0.029	0.02	0.019	0.037
29-03-2010	0.004	0.003	0.007	0.011	0.006	0.011	0.003	0.007	0.007	0.006	0.004	0.015
04-04-2010	0.031	0.015	0.031	0.022	0.02	0.015	0.017	0.028	0.039	0.028	0.025	0.016
02-05-2010	0.004	0.004	0.006	0.012	0.019	0.01	0.004	0.009	0.01	0.006	0.005	0.011

Tabla 2.4: Aceleraciones registradas (Ref. 1)

En negrita se destacan las aceleraciones máximas en el campo libre y estructura. Se observa que las aceleraciones registradas en las réplicas son muy inferiores al máximo registrado para el terremoto.

La amplificación de las aceleraciones máximas entre: campo libre y columna (sensores 11/1 y 10/3), y amplificación a lo largo de la columna (sensores 8/11 y 9/10) se muestran en la Tabla 2.5.

Razón de aceleraciones máximas					
Fecha \ Par de sensores	a11/a1	a10/a3	a8/a11	a9/a10	a7/a2
27/02/10 (1)	0.96	1.28	1.67	2.25	1.27
27/02/10 (2)	0.92	1.07	2	1.13	1
27/02/10 (3)	0.8	0.63	2.25	2	0.75
28/02/2010	0.93	0.93	1.14	1.5	0.89
11/03/10 (5)	0.88	1	1.43	1.36	1.38
11/03/10 (6)	1.06	1	1.53	1.45	1.27
29/03/2010	1	0.86	1.75	1.17	1
04/04/2010	0.81	0.9	1.12	1.39	1.13
02/05/2010	1.25	1	1.8	1.67	1

Tabla 2.5: Razón de aceleraciones máximas (Ref. 1)

Se puede apreciar que a lo largo de la columna hay una amplificación en ambas direcciones horizontales llegando a un aumento de 2.25 veces. Por otro lado, entre el suelo y la fundación no hay gran amplificación, registrándose una disminución en algunos casos.

Los registros de aceleración para el 27/02/2010 fueron filtrados entre 0.1 y 10 Hz y ordenados por dirección con respecto al viaducto: longitudinal (Figura 2.12), transversal (Figura 2.13) y vertical (Figura 2.14).

Los registros de aceleración fueron integrados dos veces para obtener los desplazamientos, los que se ordenan por dirección con respecto al viaducto: longitudinal (Figura 2.15), transversal (Figura 2.16) y vertical (Figura 2.17).

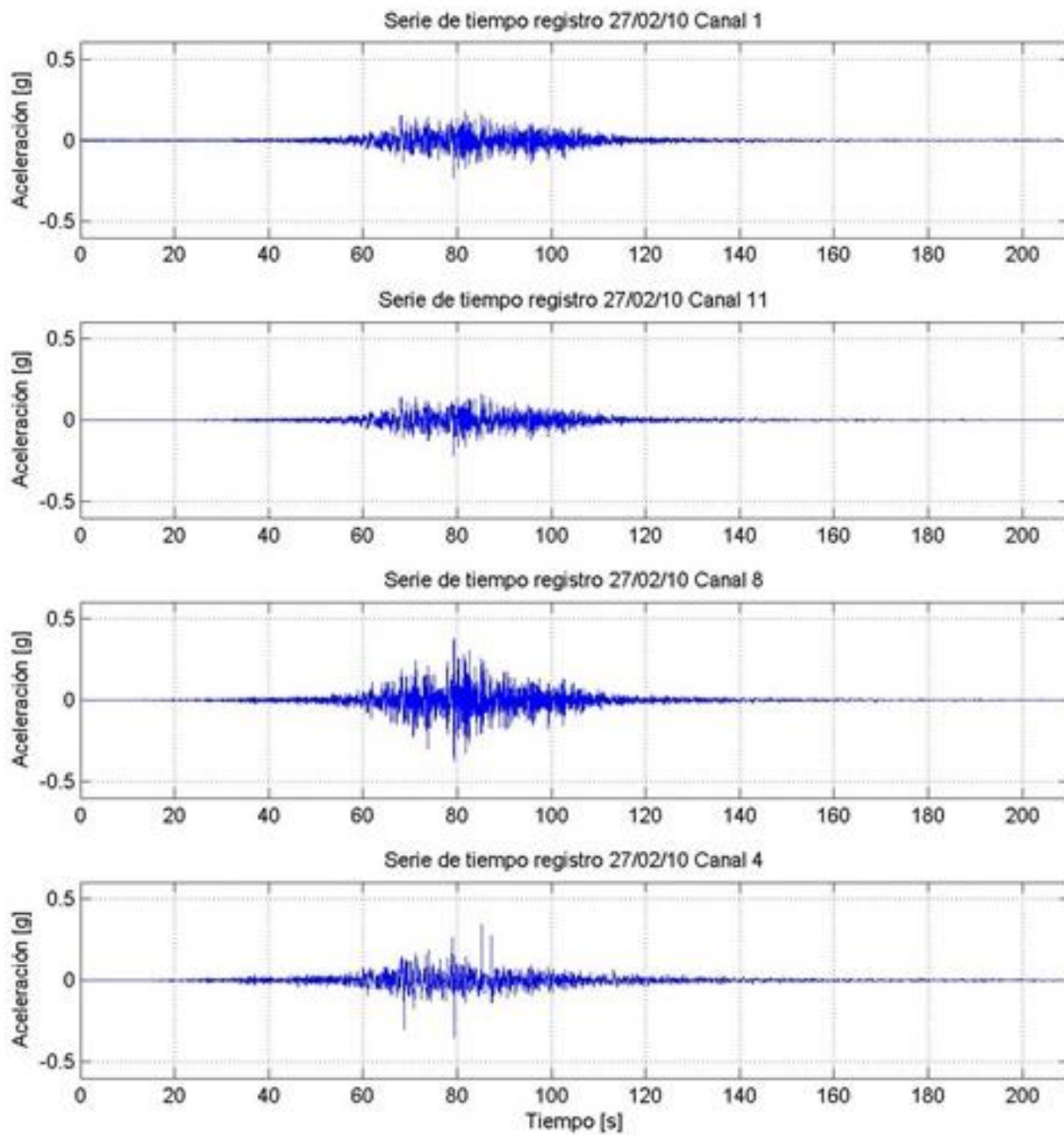


Figura 2.12: Registros de aceleración en la dirección longitudinal (Ref. 1)

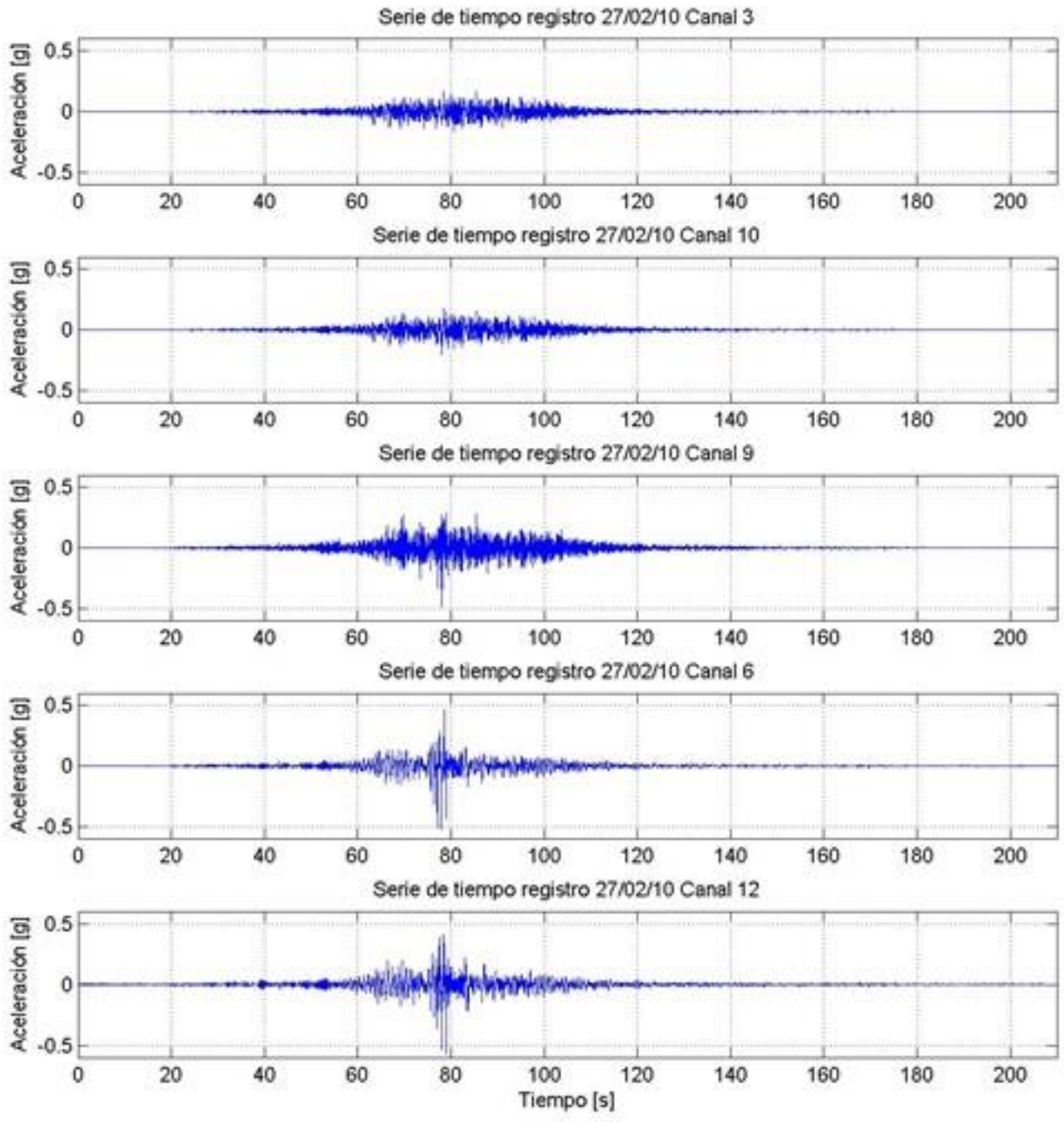


Figura 2.13: Registros de aceleración en la dirección transversal (Ref. 1)

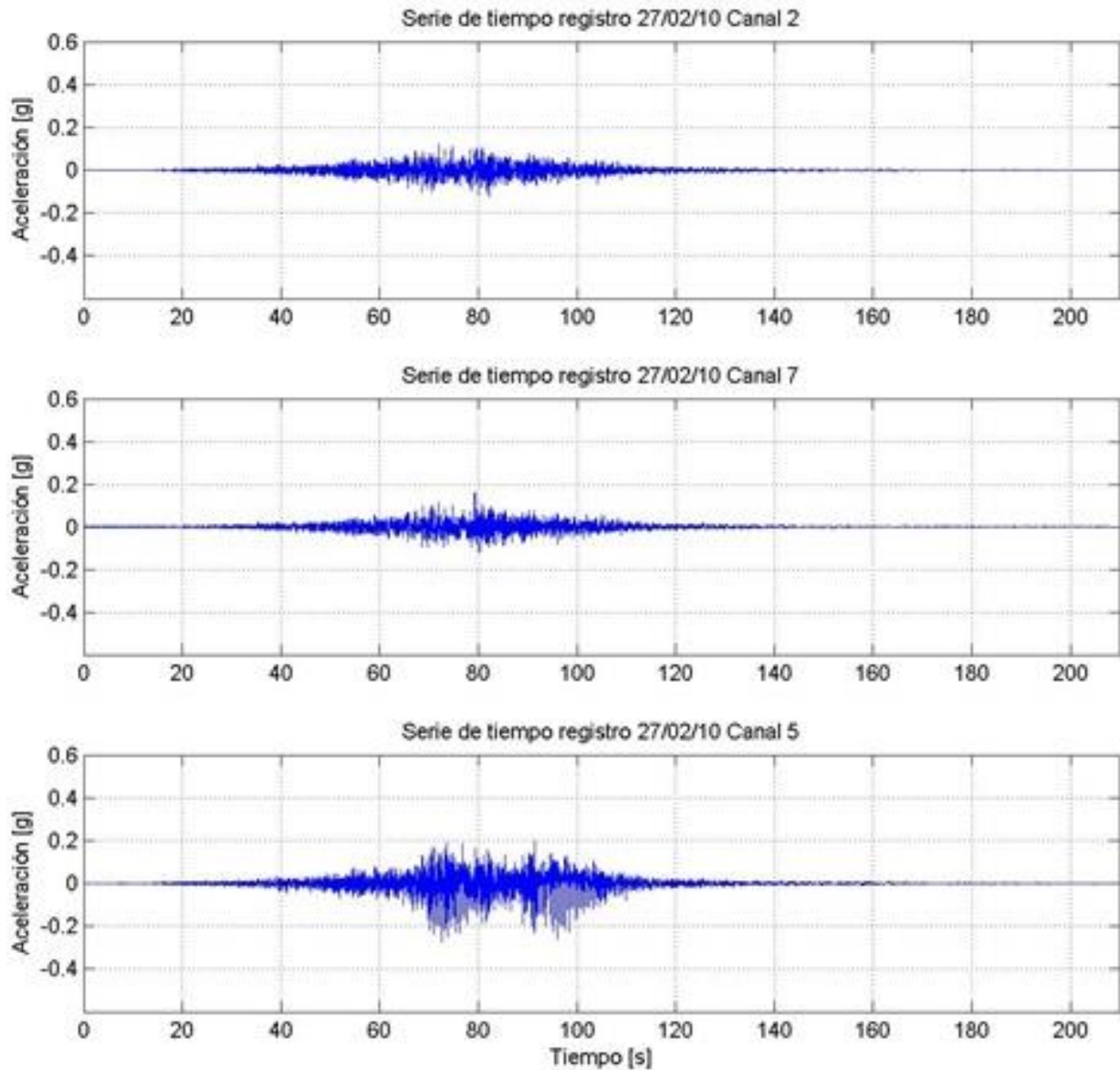


Figura 2.14: Registro de aceleraciones en la dirección vertical (Ref. 1)

Al observar los registros de aceleración se puede apreciar que entre el campo libre y la base de la estructura son muy similares en las direcciones horizontales, por lo que se concluye que no hay amplificación entre el suelo y la estructura.

En el caso de la columna se puede apreciar una amplificación cercana a 2 entre la base y la parte superior de ésta.

En la dirección vertical, se aprecia una amplificación cercana a 2 entre el suelo y el tablero.

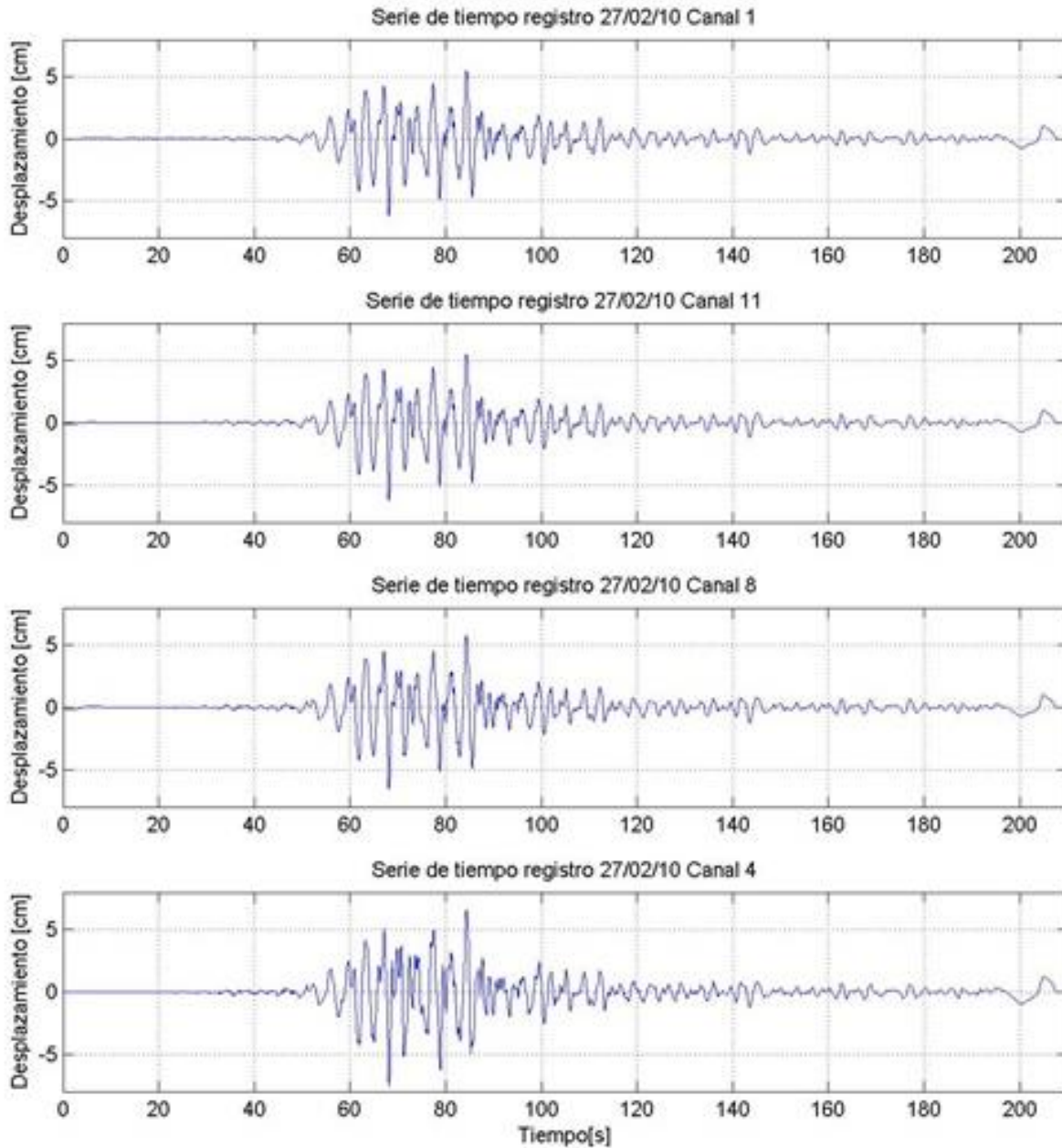


Figura 2.15: Desplazamientos en la dirección longitudinal (Ref. 1)

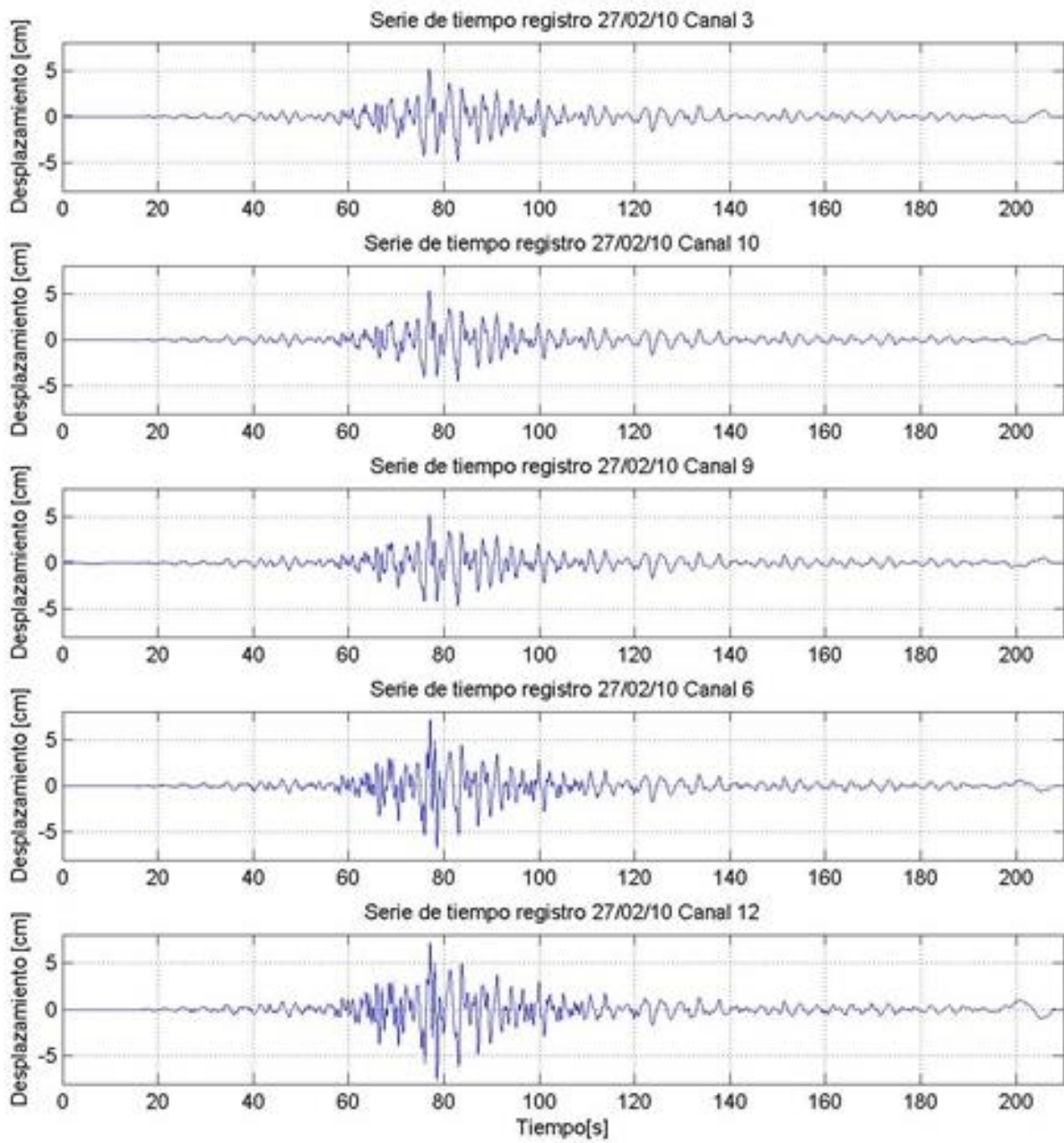


Figura 2.16: Desplazamientos en la dirección transversal (Ref. 1)

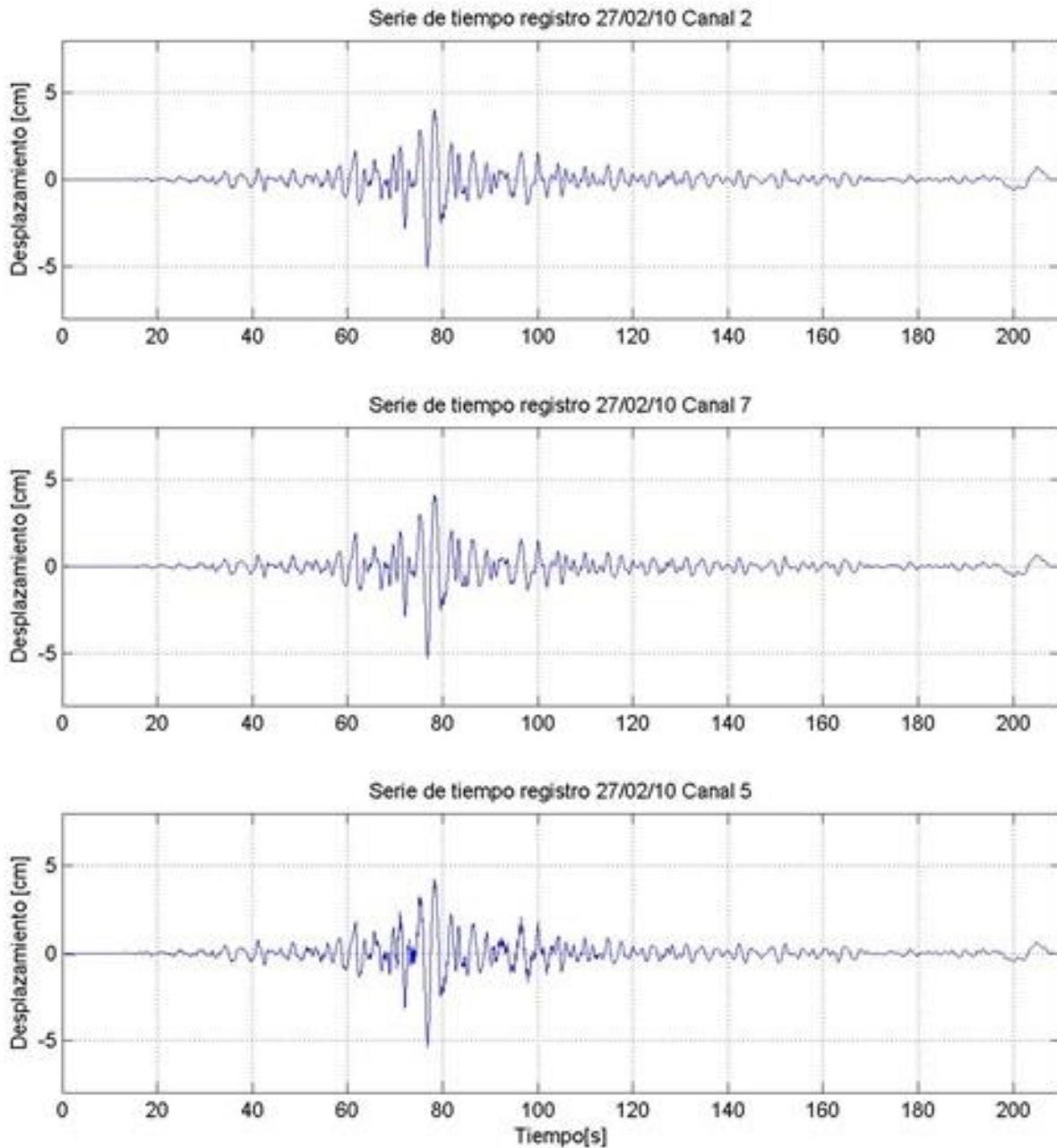


Figura 2.17: Desplazamientos en la dirección vertical (Ref. 1)

En las figuras anteriores se puede apreciar que los desplazamientos del suelo y la cepa son similares para las distintas direcciones de análisis, por esto se puede concluir que la cepa se comporta como cuerpo rígido. Por el contrario, entre las cepas y la viga las diferencias entre los desplazamientos se deben a las placas de neopreno reforzado.

Capítulo 3: Desarrollo del modelo matemático

3.1. Criterios de modelación

Para el desarrollo del modelo matemático en SAP2000 no sólo se consideró el tramo instrumentado sino que se agregaron los tramos vecinos simulando la influencia de éstos. En la Figura 3.1 se muestra el modelo realizado por Neira (Ref. 1).

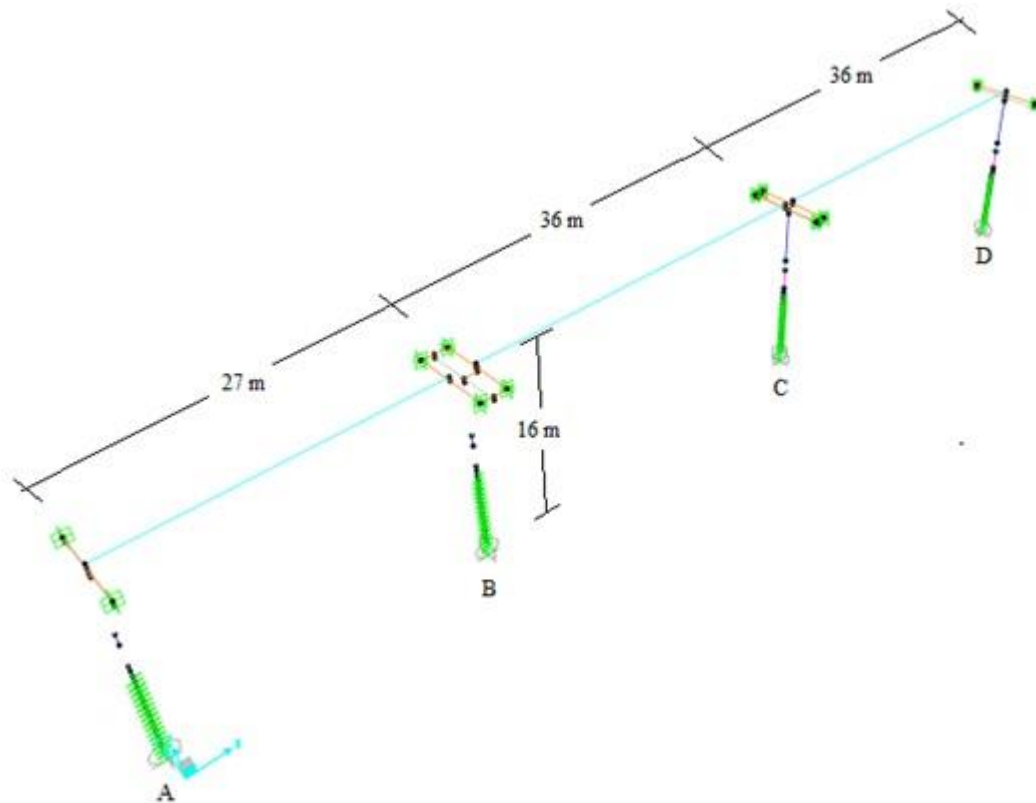


Figura 3.1: Modelo matemático (Ref. 1)

3.1.1. Propiedades geométricas

Para el modelo se consideraron las propiedades geométricas presentadas en el capítulo 2, considerando que en la Figura 3.1 las dos columnas de la izquierda son del tipo estación y las otras son interestación de 8 metros de largo, al igual que las fundaciones.

Los apoyos de neopreno se modelaron con el elemento Rubber Isolator que permite un comportamiento histerético bilineal.

Para modelar el efecto del suelo se consideraron dos casos, el primero supuso un empotramiento en la base de la columna y el otro consideró la flexibilidad del suelo en profundidad modelándolo con resortes horizontales de distinta rigidez cada 50 cm.

3.1.2. Propiedades de los materiales

Se consideraron las propiedades detalladas en el capítulo 2, y las diferencias que se generan, al tener elementos de hormigón armado completos, huecos o rellenos de un hormigón pobre, en el módulo de elasticidad y peso específico. En la Figura 3.2 se presentan los tramos con distintas secciones y propiedades; y en la Tabla 3.1 se muestran los valores de dichas propiedades.

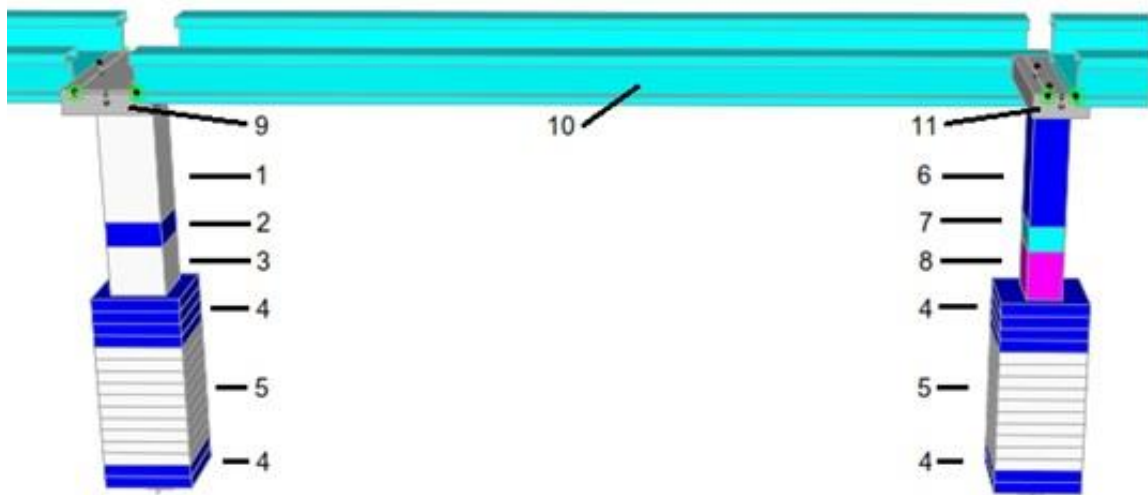


Figura 3.2: Secciones de la estructura (Ref. 1)

Sección	Numeración	Peso por unidad de volumen	Módulo de elasticidad	Razón de Poisson
		tonf/cm ³	tonf/cm ²	-
Columna hueca estación	1	2.54 E-06	329.1	0.25
Columna rellena estación	2	2.13 E-06	276.5	0.25
Columna completa estación	3	2.54 E-06	329.1	0.25
Fundación completa	4	2.54 E-06	329.1	0.25
Fundación rellena	5	2.16 E-06	329.1	0.25
Columna hueca interestación	6	2.54 E-06	329.1	0.25
Columna rellena interestación	7	2.22 E-06	287.8	0.25
Columna completa interestación	8	2.54 E-06	329.1	0.25
Capitel estación	9	2.54 E-06	389.4	0.25
Viga – Losa	10	2.54 E-06	389.4	0.25
Capitel interestación	11	2.54 E-06	389.4	0.25
Material rígido	-	-	500	0.25

Tabla 3.1: Propiedades de las secciones (Ref. 1)

3.2. Comparación del registro del modelo con el experimental

Al considerar todos los ajustes realizados, el mejor modelo de la estructura resulta para un factor de amplificación 8 para los resortes horizontales que modelan el suelo, una deformación del 100% de los aisladores, lo que disminuye la rigidez de la goma reproduciendo las aceleraciones y desplazamientos registrados por los sensores, y el módulo de elasticidad del hormigón se aumenta en un 20% para los pilares y fundaciones.

Sin embargo el modelo tiene problemas al considerar elementos cortos, específicamente en el tramo relleno con hormigón pobre, por lo cual se reemplazó por una sección hueca, lo que considera una situación más desfavorable para el conjunto.

Para obtener la respuesta del modelo se usó el método Hibert-Hughes-Taylor con distintos amortiguamientos de 4, 5, 10, 15 y 20%; los que se compararon con las aceleraciones registradas por los sensores y se seleccionó el modelo con error menor.

Para calcular el error se utiliza la raíz media cuadrática de la diferencia entre los registros obtenidos y la predicción del modelo, normalizada por la raíz media cuadrática de los registros obtenidos. Se determina el error para cada sensor, y el error global que incluye todos los sensores.

$$\begin{aligned} \text{Error sensor j:} \quad Er_j &= \frac{\sqrt{\frac{\sum_i^n (x_{rij} - x_{mij})^2}{n}}}{\sqrt{\frac{\sum_i^n x_{rij}^2}{n}}} \\ \text{Error global:} \quad Er_j &= \frac{\sqrt{\frac{\sum_4^{12} \sum_i^n (x_{rij} - x_{mij})^2}{9n}}}{\sqrt{\frac{\sum_4^{12} \sum_i^n x_{rij}^2}{9n}}} \end{aligned}$$

Ecuación 3.1: Error en los sensores

Además, se utiliza otro indicador para comparar la respuesta real con la respuesta de los modelos, llamado factor de amplificación (FA) promedio (Ref. 2 y Ref. 3).

$$\begin{aligned} \text{FA sensor j:} \quad FA_j &= \frac{\frac{\sum_i^n x_{mij}}{n}}{\frac{\sum_i^n x_{rij}}{n}} \\ \text{FA global:} \quad FA_j &= \frac{\frac{\sum_4^{12} \sum_i^n x_{mij}}{9n}}{\frac{\sum_4^{12} \sum_i^n x_{rij}}{9n}} \end{aligned}$$

Ecuación 3.2: Factor de amplificación

Donde:

X_{rij} : Amplitud de la respuesta del modelo en el instante de tiempo i, en el sensor j.

X_{mij} : Amplitud de la respuesta real medida en el instante de tiempo i, en el sensor j.

n : Tamaño de la muestra para cada sensor.

Factor de amplificación					
Sensor	Amortiguamiento				
	4%	5%	10%	15%	20%
4	0.87	0.89	0.95	1.00	1.04
5	0.59	0.64	0.86	1.03	1.19
6	0.83	0.85	0.92	0.98	1.03
7	3.34	3.66	4.93	5.95	6.82
8	0.61	0.70	1.10	1.41	1.67
9	0.88	0.96	1.31	1.61	1.87
10	4.80	5.25	7.19	8.70	9.90
11	3.54	4.09	6.44	8.12	9.35
12	0.98	1.01	1.10	1.16	1.22
FA Global	0.96	1.10	1.29	1.48	1.63

Tabla 3.2: Comparación del factor de amplificación

Error del sensor					
Sensor	Amortiguamiento				
	4%	5%	10%	15%	20%
4	1.06	1.05	1.04	1.03	1.04
5	1.16	1.19	1.31	1.44	1.57
6	1.09	1.09	1.10	1.13	1.16
7	3.40	3.72	4.97	5.98	6.83
8	0.98	1.00	1.15	1.35	1.55
9	1.14	1.17	1.36	1.57	1.79
10	5.04	5.47	7.33	8.79	9.96
11	3.75	4.27	6.47	8.08	9.25
12	1.21	1.21	1.25	1.30	1.34
Error Global	1.15	1.18	1.29	1.39	1.48

Tabla 3.3: Comparación del error

En las tablas anteriores se aprecia la diferencia entre el registro y el modelo, la mejor aproximación se produce cuando el factor de amplificación es cercano a uno y el error es cercano a cero. Esto se obtiene con un amortiguamiento del 4% para los sensores sobre el tablero y en la parte superior de la cepa en dirección horizontal, a continuación se presentan algunos gráficos, donde se comparan las aceleraciones del modelo con lo registrado por los sensores.

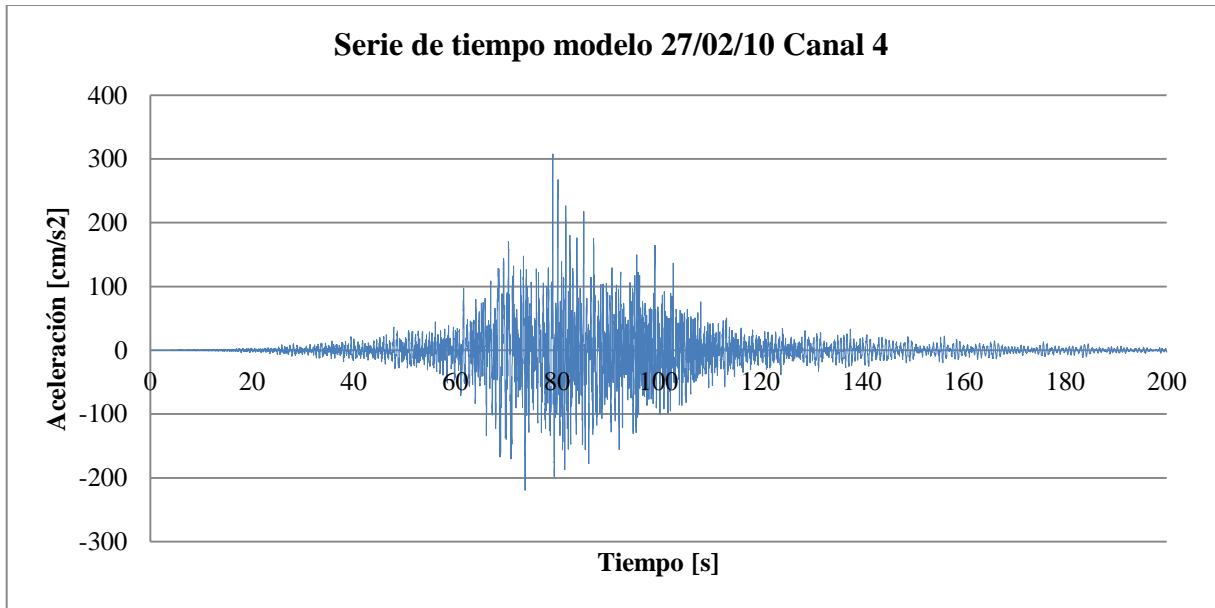
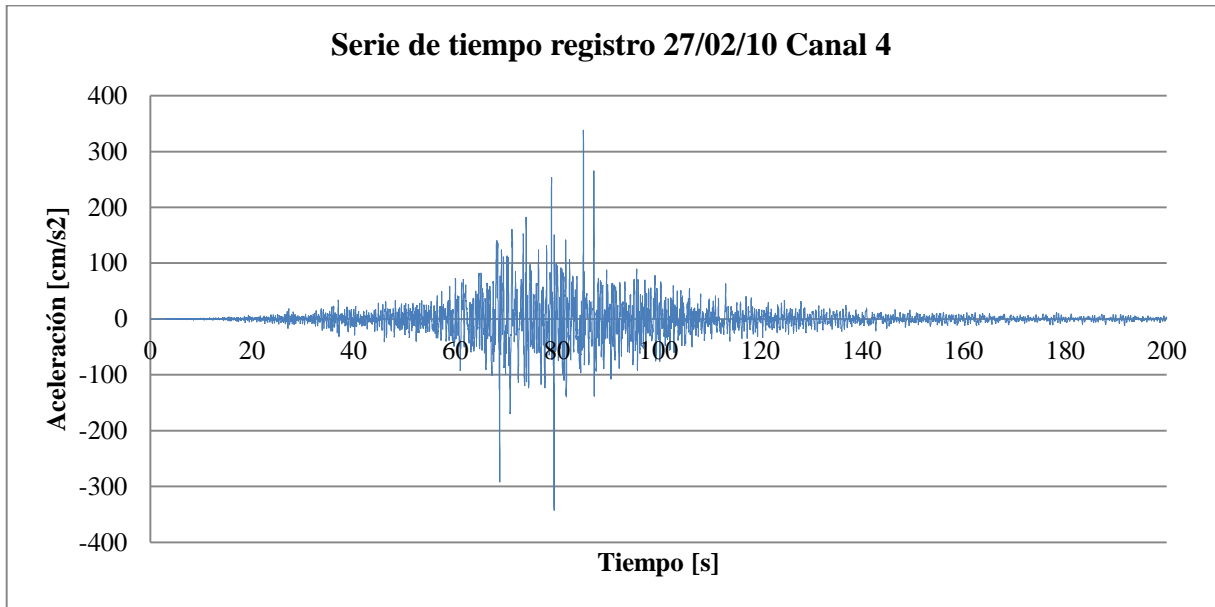


Figura 3.3: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 4

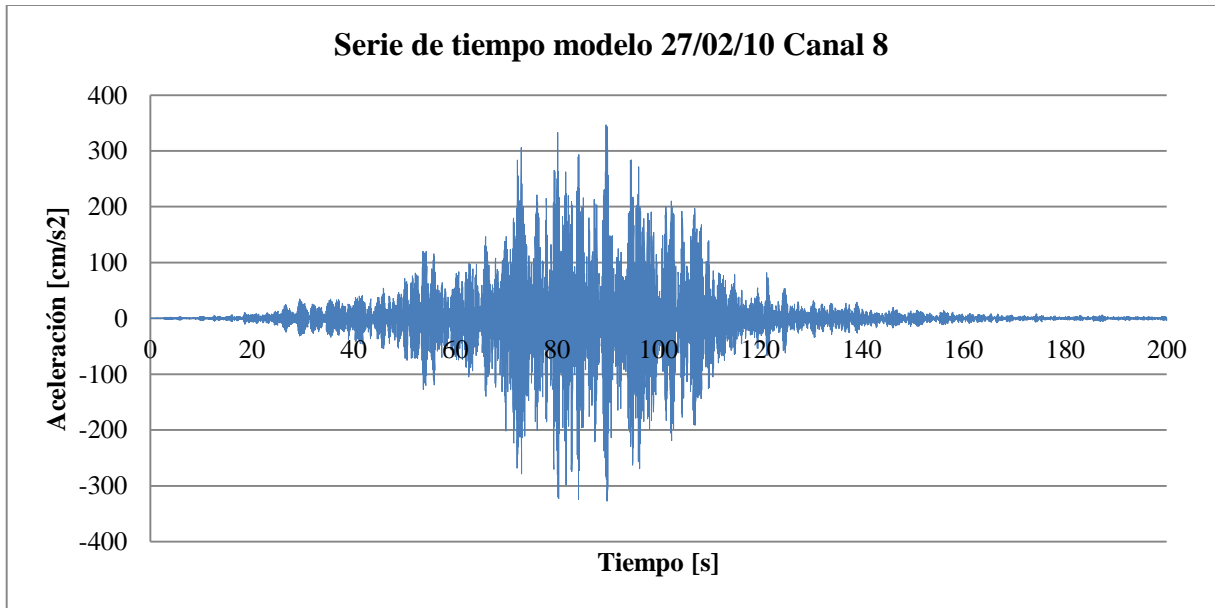
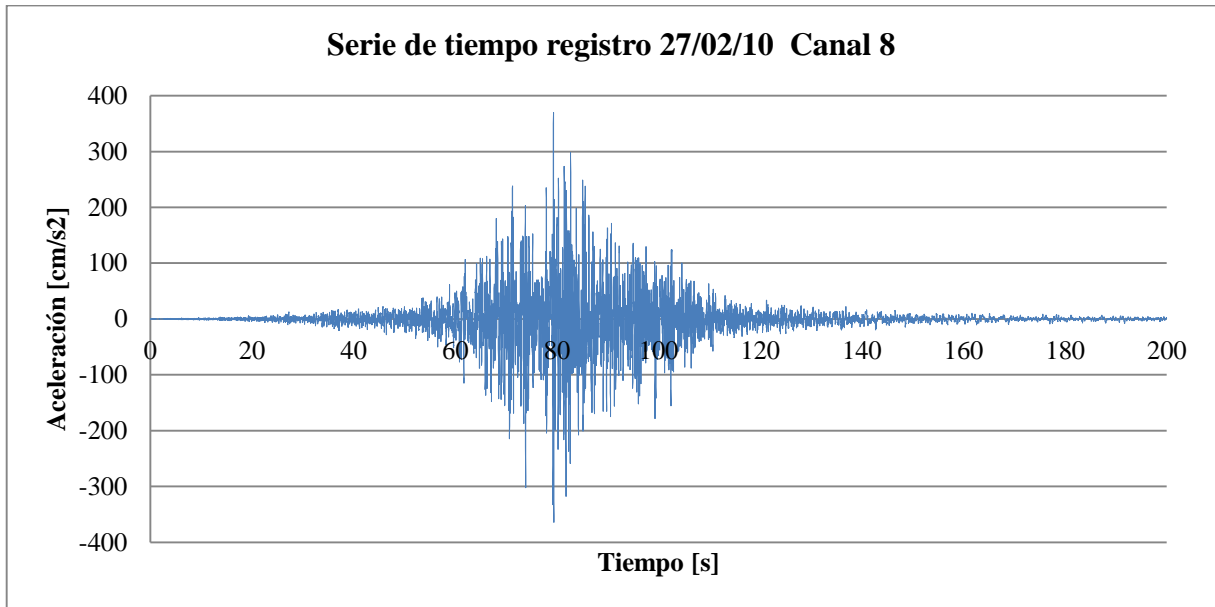


Figura 3.4: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 8

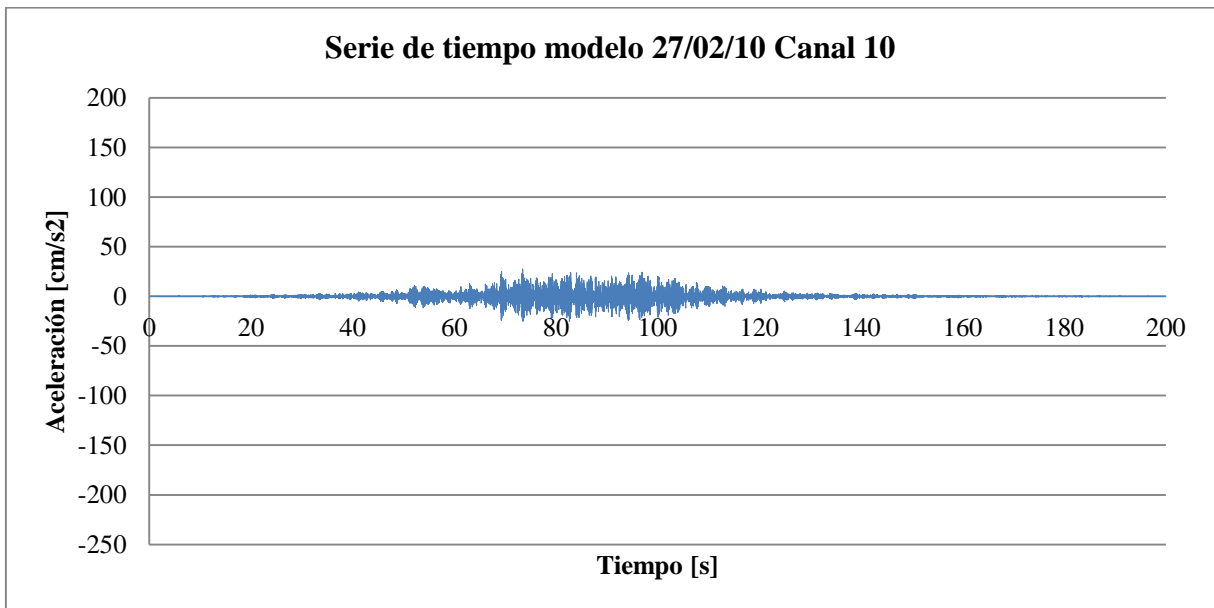
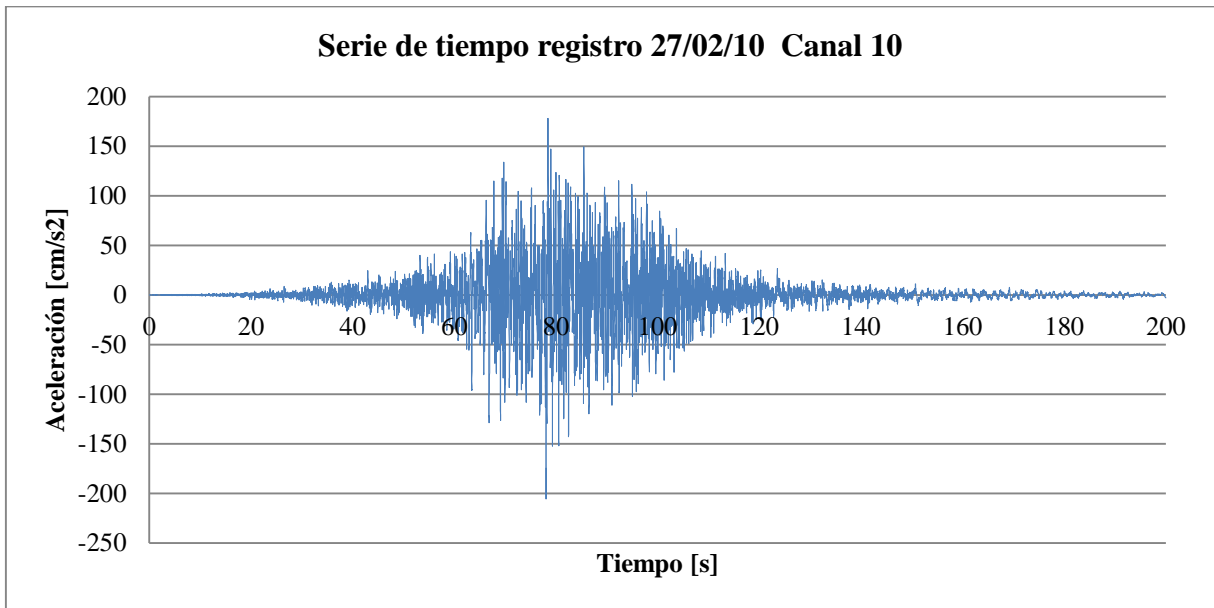


Figura 3.5: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 10

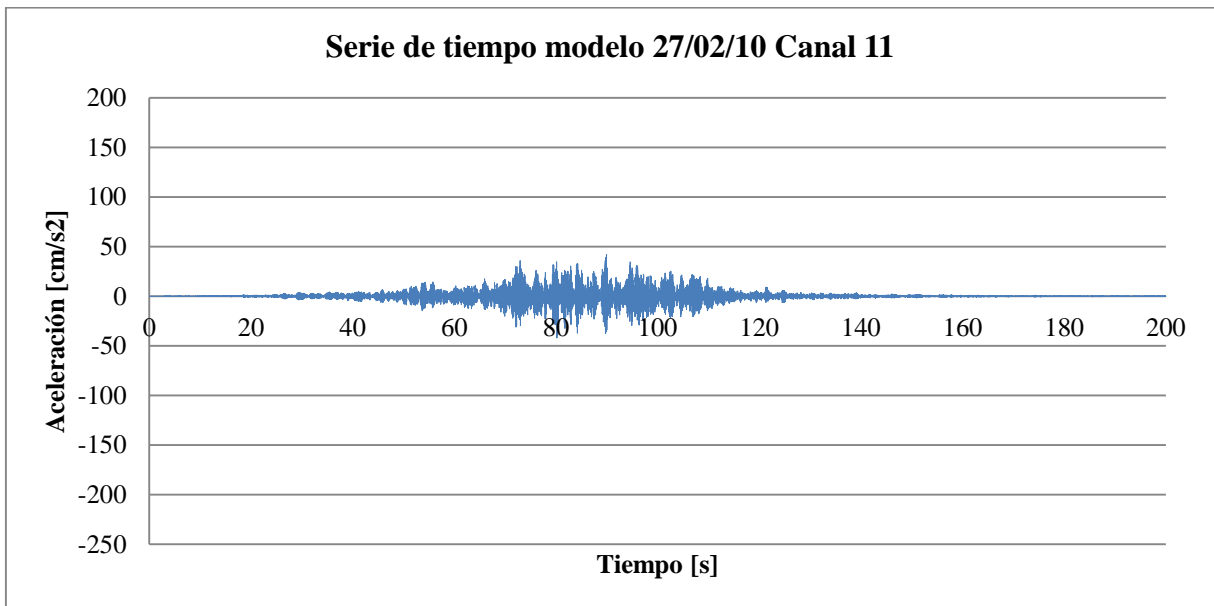
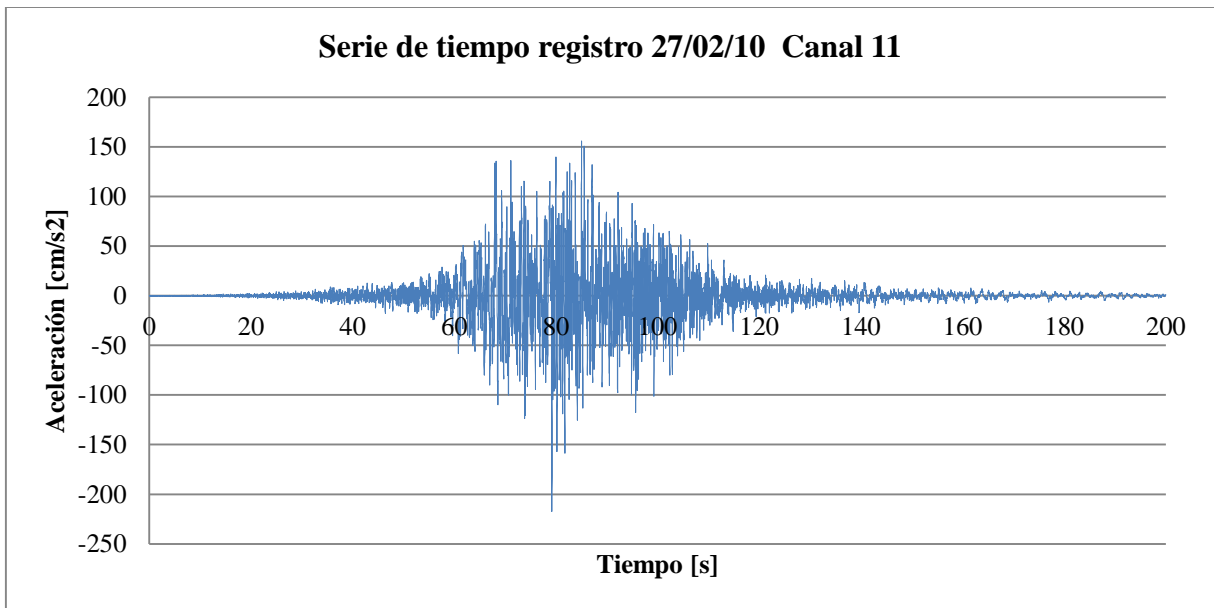


Figura 3.6: Comparación de la serie de tiempo de aceleración canal 11

3.3.Respuesta del modelo

Utilizando el modelo calibrado con los cambios detallados anteriormente se aplicó el registro del sismo en campo libre para las 3 direcciones considerando además el peso propio de la estructura, y se obtuvieron los esfuerzos en los elementos. A continuación se denomina dirección longitudinal a la del viaducto y transversal a la dirección ortogonal.

3.3.1. Periodo de la estructura

A continuación se presentan los periodos obtenidos utilizando el registro de los acelerógrafos para el 27/02/2010, sismos de baja intensidad y micro-vibraciones, además de los amortiguamientos modales obtenidos a partir de la FFT al cuadrado utilizando el método de Tanaka (Ref. 1).

Modo N°	Dirección asociada	Sismo 27/02/10		Amortiguamiento Modal (%)
		Periodo (s)		
1	Transversal	0.80	-	1.8
2	Longitudinal	0.74	0.70	0.8
3	Longitudinal	0.40	0.66	0.5
	Vertical			
4	Transversal	0.33	-	0.6
5	Vertical	0.20	0.20	0.2
6	Transversal	0.15	-	0.2
7	Longitudinal	0.14	0.14	0.2
8	Vertical	0.14	-	0.3

Tabla 3.4: Periodos modales 27/02/2010

Modo N°	Dirección asociada	Sismo 29/07/98		Sismo 01/08/99		Micro-vibraciones 22/08/98
		Periodo (s)		Periodo (s)		Periodo (s)
1	Longitudinal	0.526	0.386	0.671	0.526	0.410
	Vertical					
2	Transversal	0.585	0.410	0.694	0.562	0.410
3	Vertical	0.360	0.321	0.379	0.351	0.345
4	Longitudinal	0.311	0.285	-	-	0.271
	Vertical					
5	Longitudinal	0.277	0.247	-	-	0.259
	Vertical					
6	Transversal	0.298	0.253	-	-	0.259
7	Transversal	0.244	0.231	-	-	0.230
8	Transversal	0.213	0.195	-	-	0.204

Tabla 3.5: Periodos modales micro-vibraciones y sismos de baja intensidad

En las tablas anteriores se puede apreciar las diferencias entre los periodos obtenidos para micro-vibraciones y sismos moderados, debido a la presencia de los aisladores que tienen un comportamiento no lineal. Utilizando los parámetros de ajuste mencionados anteriormente se obtuvieron los siguientes periodos modales.

Modo N°	Dirección asociada	Sismo 27/02/10	
		Periodo (s)	
1	Transversal	0.78	-
2	Longitudinal	0.74	0.70
3	Longitudinal	0.59	0.68
	Vertical		
4	Transversal	0.56	-
5	Vertical	0.17	0.15
6	Transversal	0.14	-
7	Longitudinal	0.13	0.13
8	Vertical	0.13	-

Tabla 3.6: Periodos modales según el modelo

3.3.2. Comportamiento de los aisladores

Para verificar el comportamiento no lineal de los aisladores durante el terremoto fue necesario identificar en los elementos link/support properties, con los cuales se modelan los aisladores, las deformaciones horizontales y las fuerzas que las generan, para así graficar las curvas de histéresis en las direcciones principales para los aisladores presentes en cada tipo de columna, con la nomenclatura que se presenta a continuación.

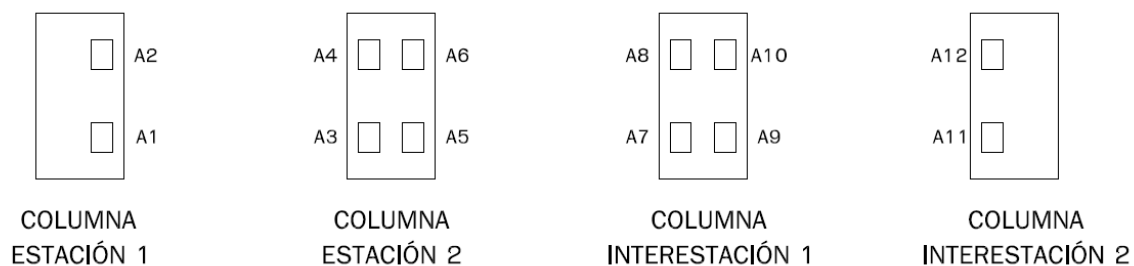


Figura 3.7: Distribución de los aisladores

En este capítulo se presenta el comportamiento histérico de los aisladores A5, A6, A7 y A8.

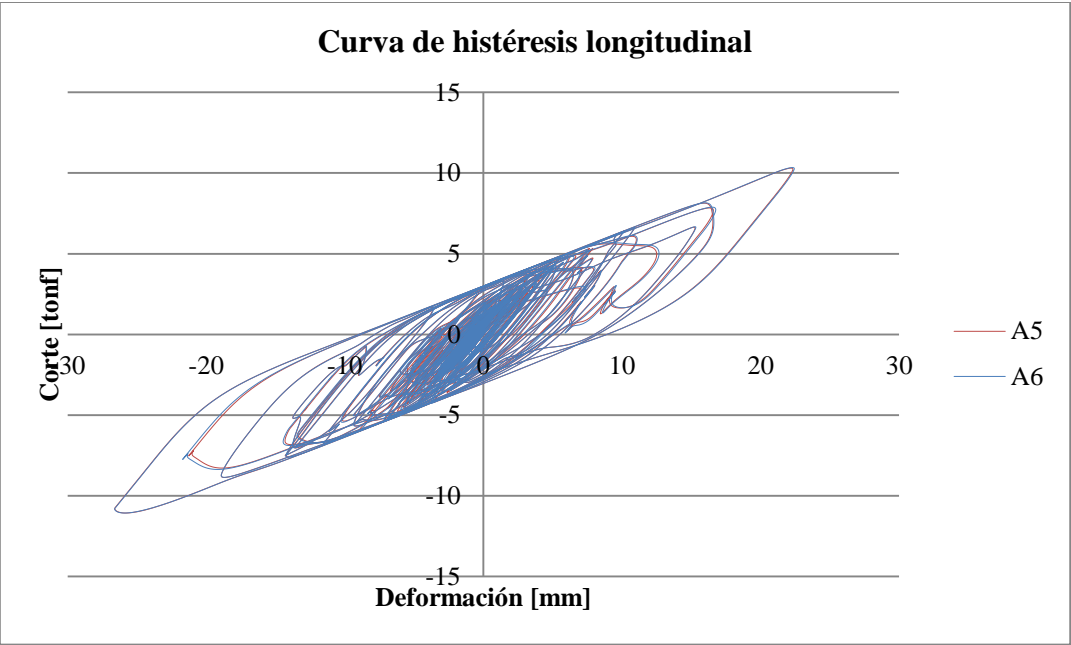


Gráfico 3.1: Curva de histéresis longitudinal, aisladores 5 y 6

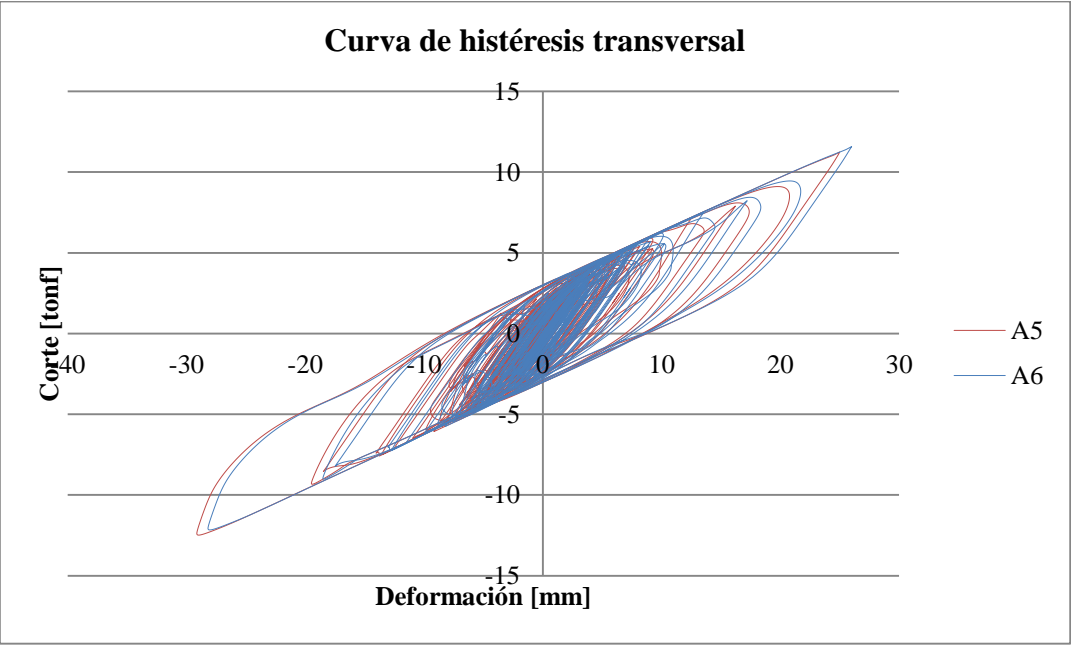


Gráfico 3.2: Curva de histéresis transversal, aisladores 5 y 6

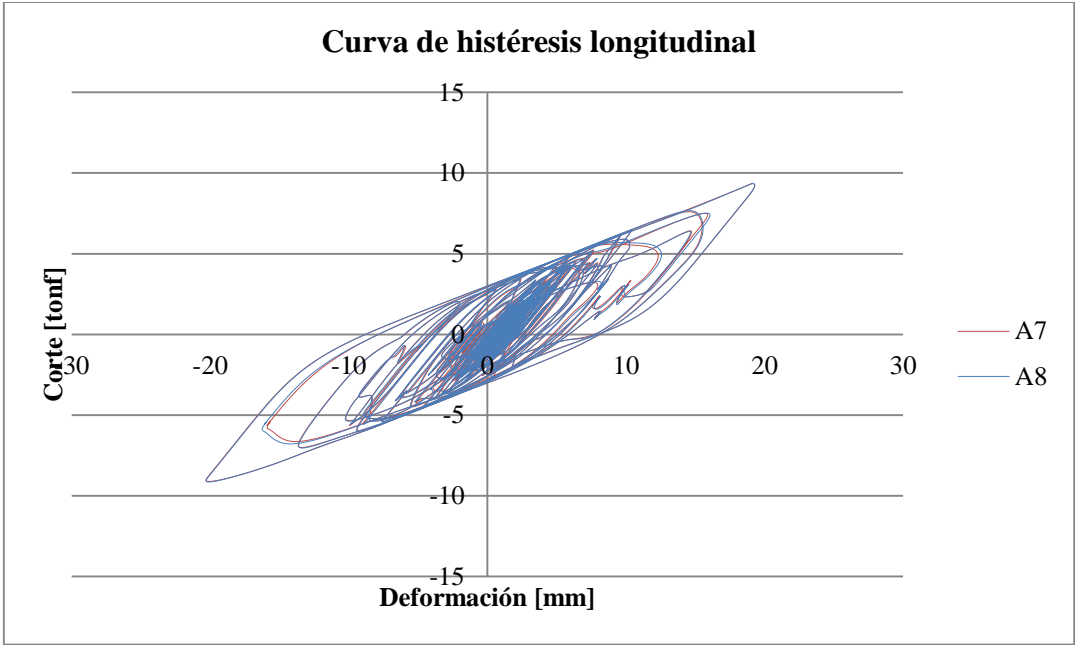


Gráfico 3.3: Curva de histéresis longitudinal, aisladores 7 y 8

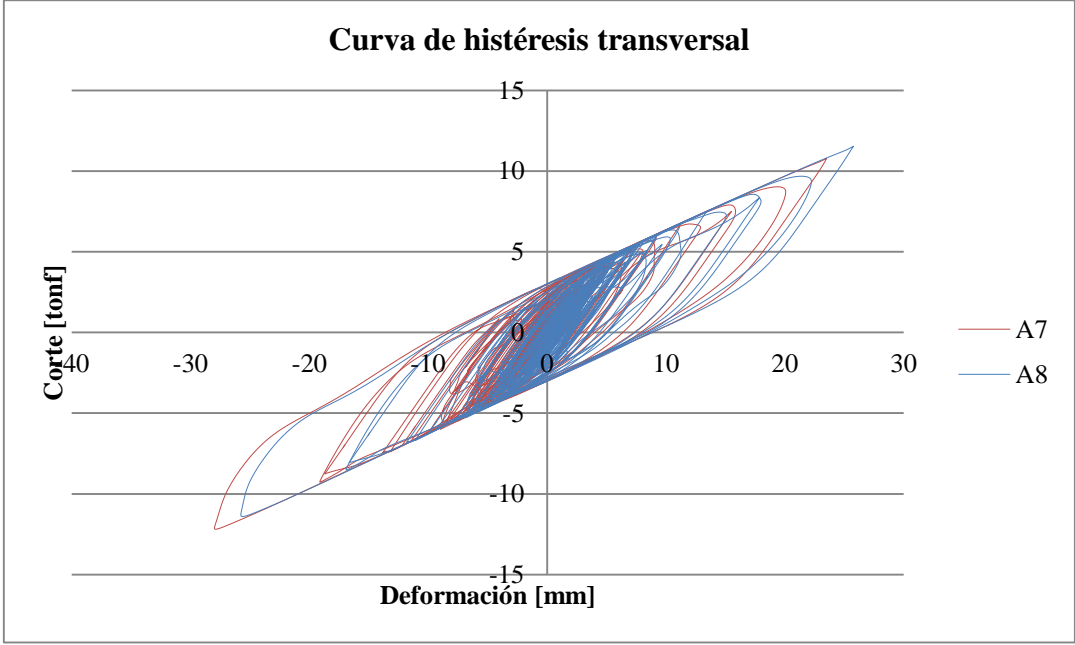


Gráfico 3.4: Curva de histéresis transversal, aisladores 7 y 8

En los gráficos anteriores se puede apreciar con facilidad el comportamiento bilineal de los aisladores de neopreno.

Las deformaciones máximas registradas el 27/02/2010 se presentan a continuación

Dirección	Deformación máxima	
	mm	%
Longitudinal	22.58	56.45
Transversal	26.83	67.08

Tabla 3.7: Deformación máxima en los aisladores

Las deformaciones máximas en cada aislador, según el modelo, se presentan en la siguiente tabla.

	Longitudinal [mm]	Transversal [mm]
A1	17.62	20.56
A2	17.67	20.16
A3	15.95	20.14
A4	15.98	19.26
A5	26.61	29.13
A6	26.62	28.19
A7	20.32	27.99
A8	20.31	25.78
A9	23.83	28.60
A10	23.66	26.81
A11	24.82	28.41
A12	24.83	27.35

Tabla 3.8: Deformaciones máximas en los aisladores, según modelo

3.3.3. Solicitaciones sobre las columnas tipo estación

Para visualizar de mejor forma las solicitaciones sobre las columnas se graficaron los esfuerzos máximos registrados a lo largo de éstas y así se estudia la sección más solicitada.

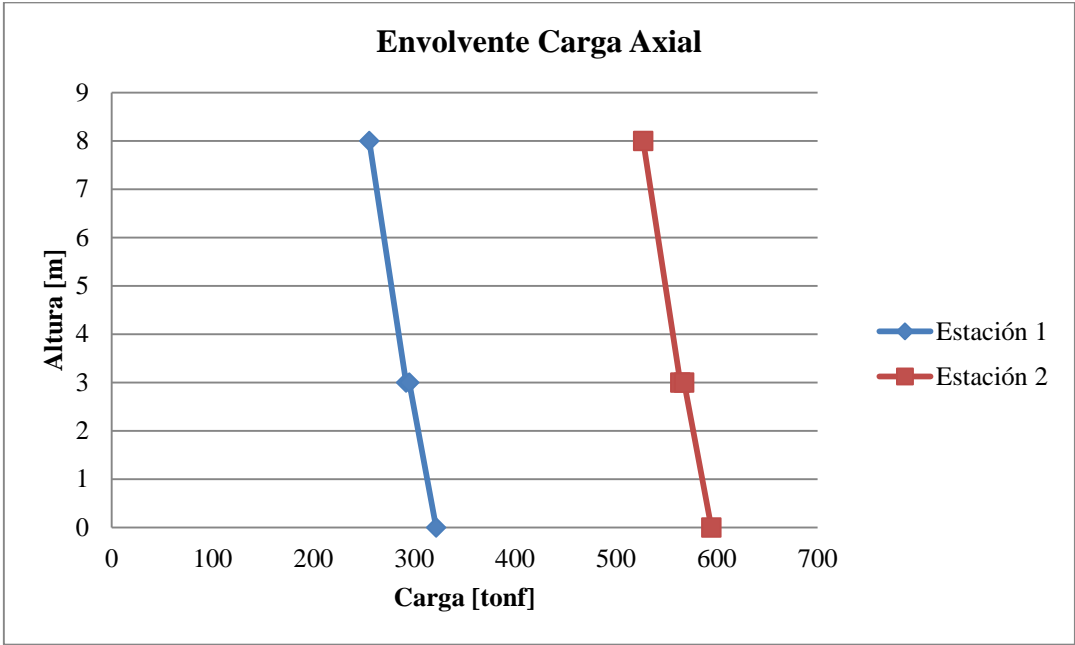


Gráfico 3.5: Carga axial v/s altura, columna estación

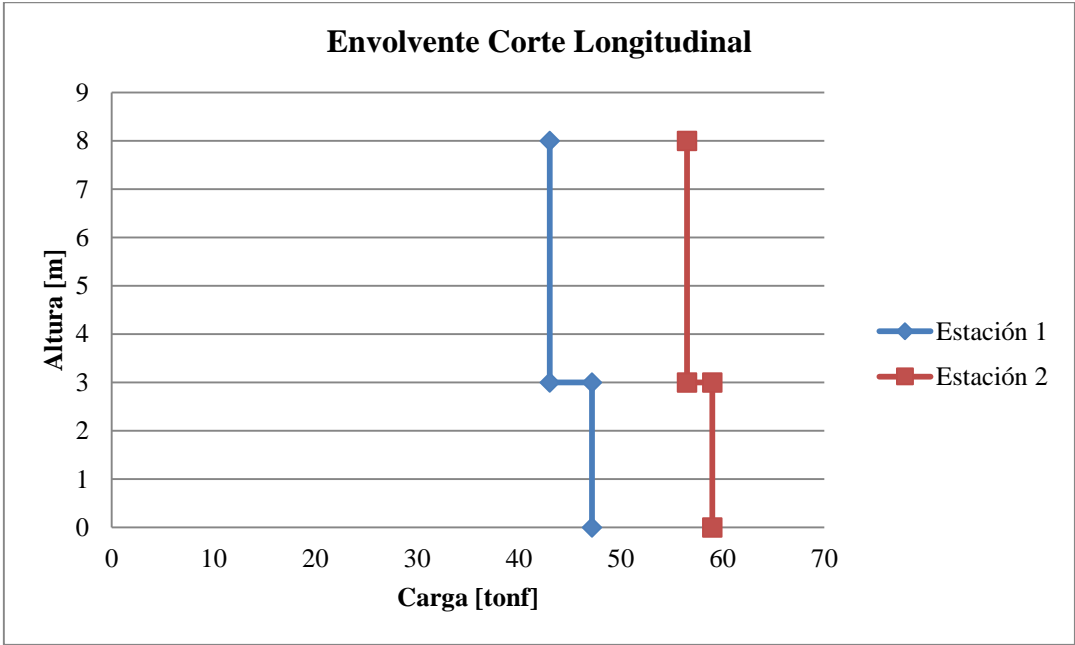


Gráfico 3.6: Corte longitudinal v/s altura, columna estación

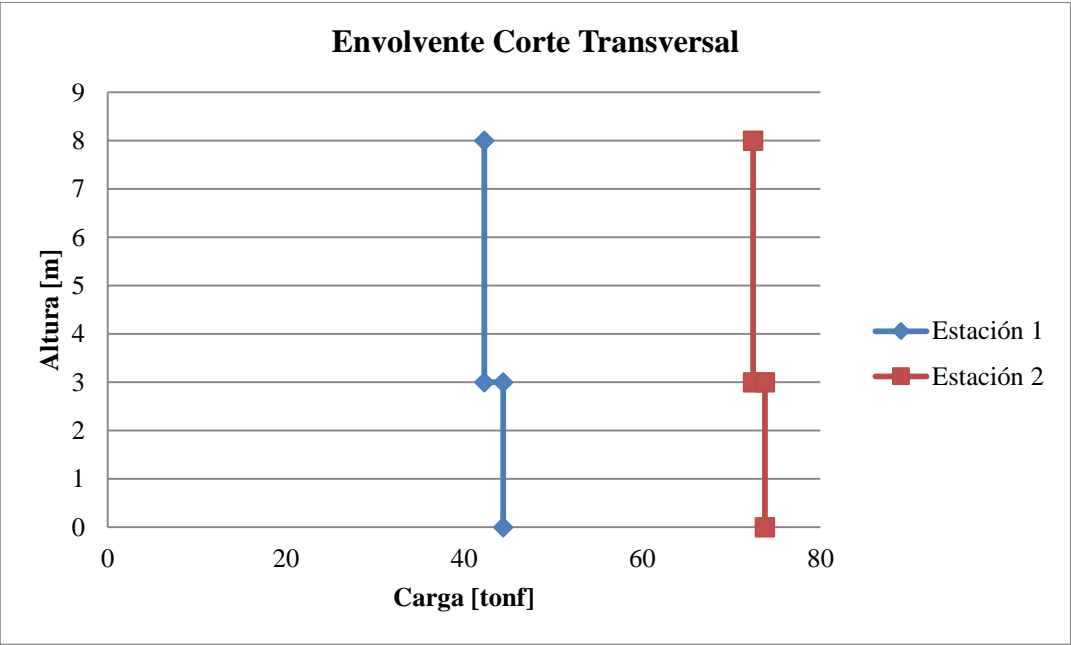


Gráfico 3.7: Corte transversal v/s altura, columna estación

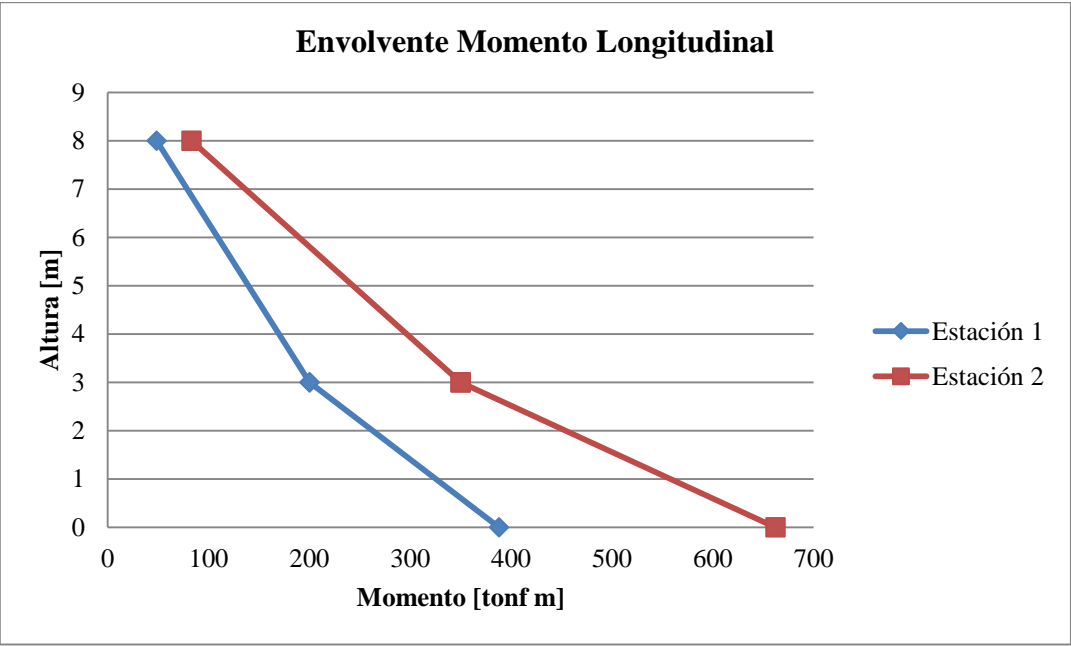


Gráfico 3.8: Momento longitudinal v/s altura, columna estación

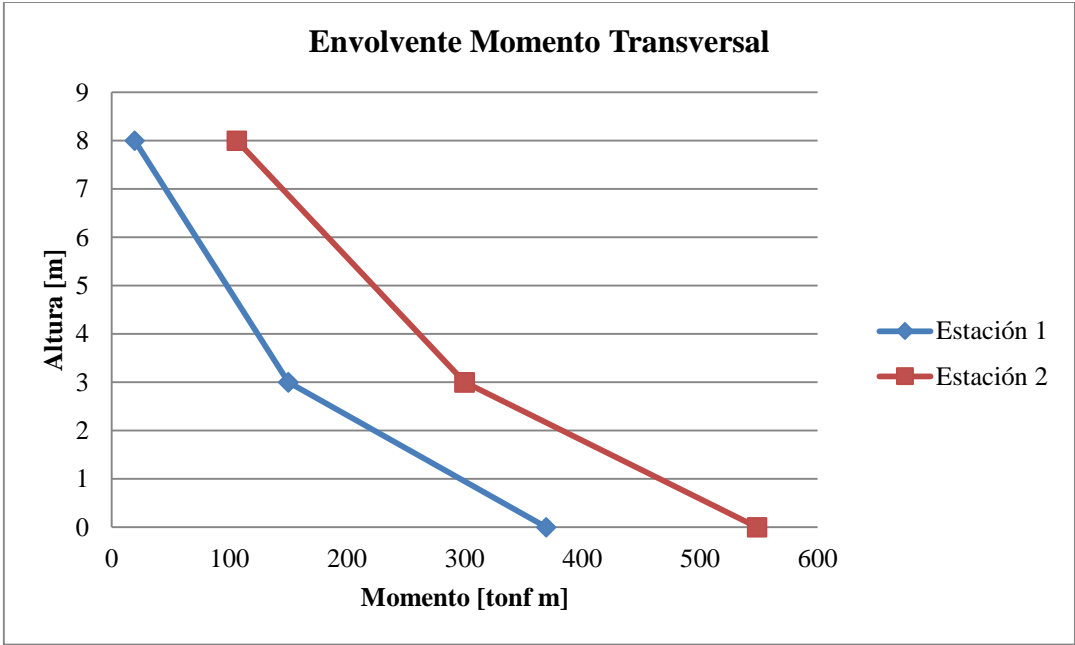


Gráfico 3.9: Corte v/s tiempo columna estación 1 dirección longitudinal

Como se puede apreciar en los gráficos anteriores las mayores sollicitaciones se generan en la base de las columnas. A continuación se presentan los esfuerzos producidos en dicho punto a lo largo del tiempo.

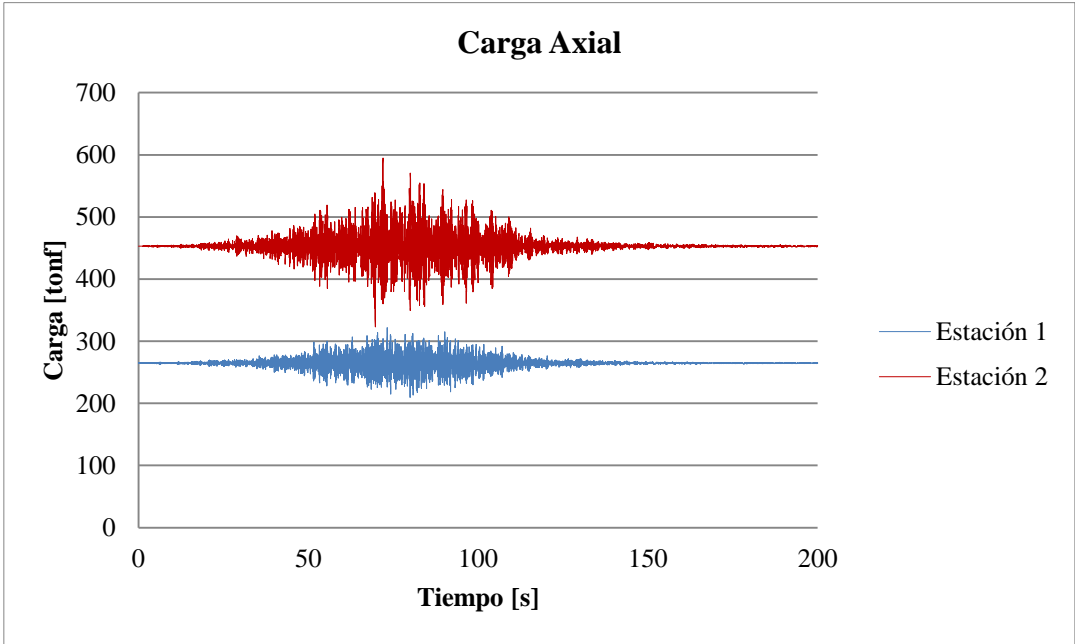


Gráfico 3.10: Carga axial v/s tiempo columna estación

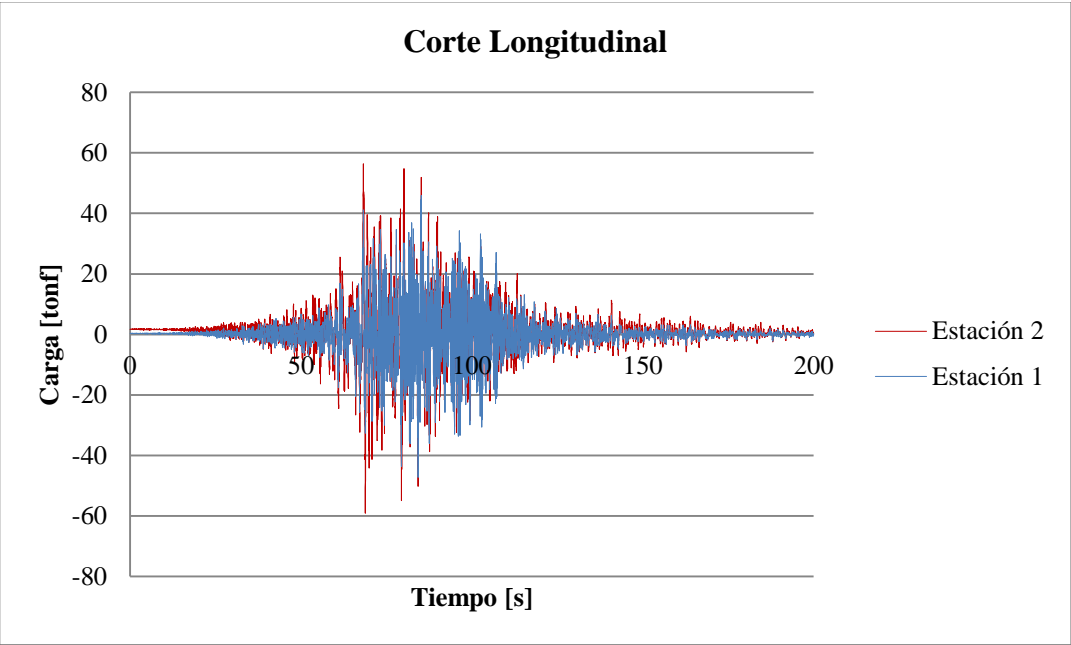


Gráfico 3.11: Momento v/s tiempo columna estación 1 eje fuerte

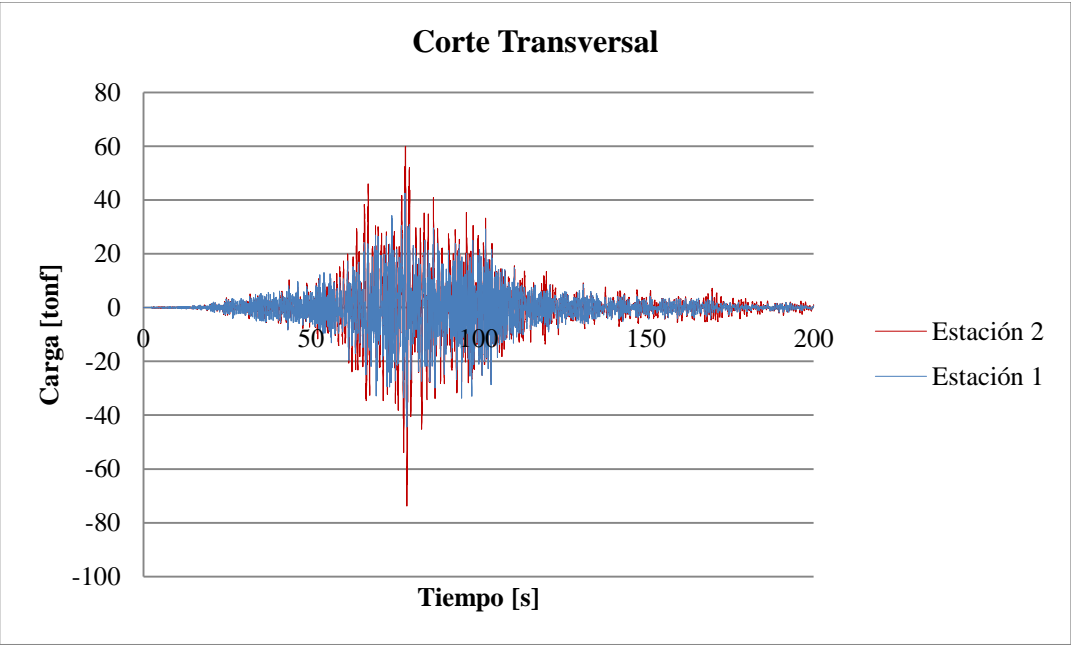


Gráfico 3.12: Corte transversal v/s tiempo columna estación

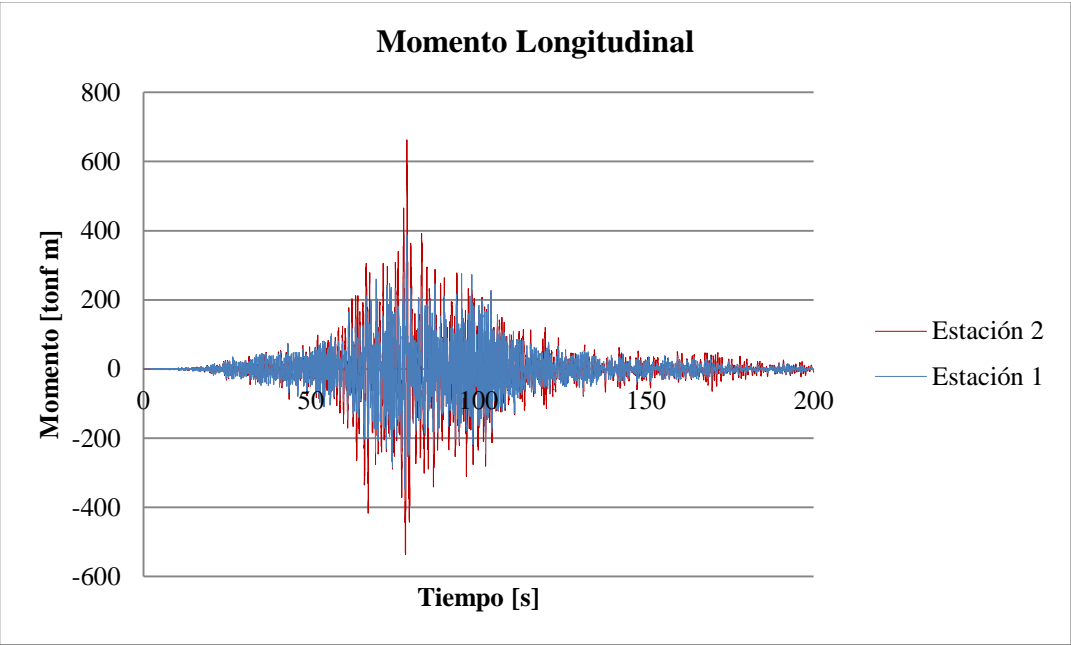


Gráfico 3.13: Momento longitudinal v/s tiempo columna estación

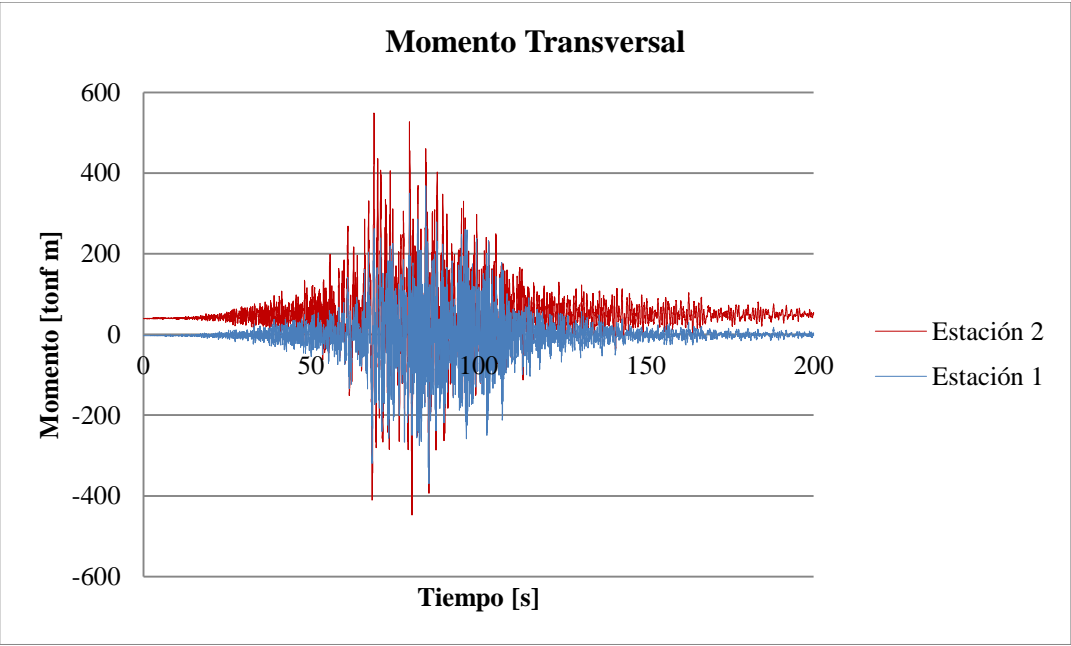


Gráfico 3.14: Momento transversal v/s tiempo columna estación

3.3.4. Solicitaciones sobre las columnas tipo interestación

A continuación se presentan las solicitaciones máximas registradas a lo largo de toda la cepa, para visualizar que sección fue más exigida.

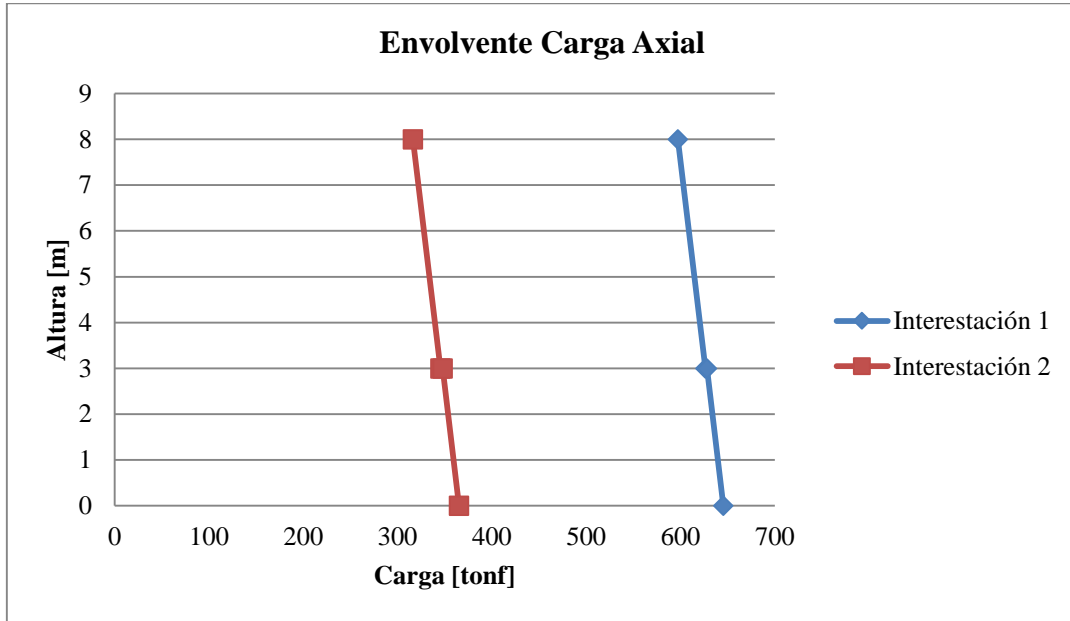


Gráfico 3.15: Carga axial v/s altura, columna interestación

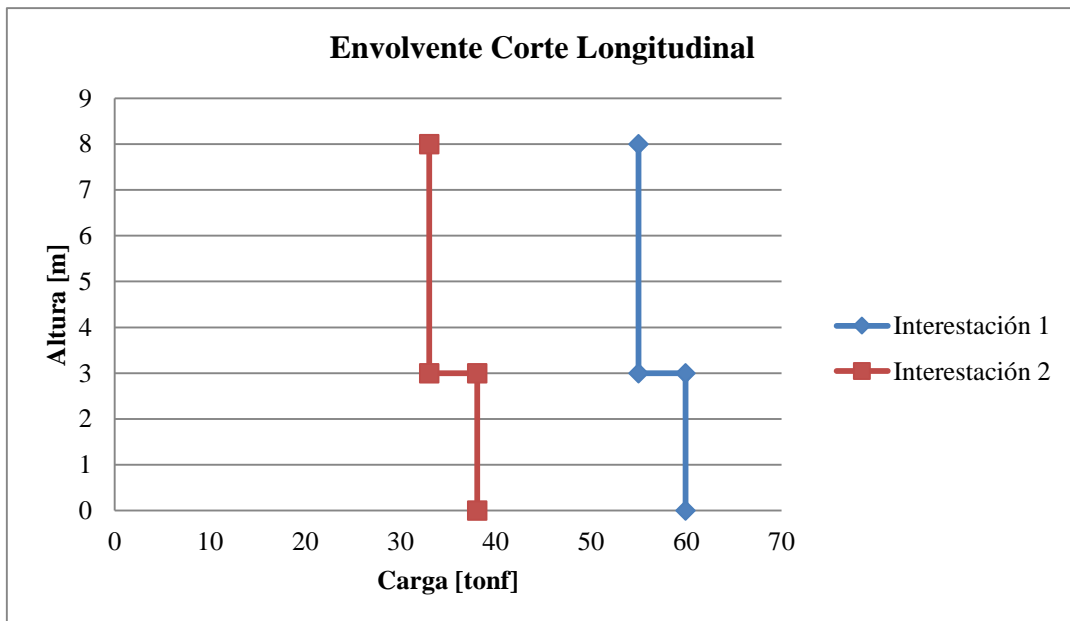


Gráfico 3.16: Corte longitudinal v/s altura, columna interestación

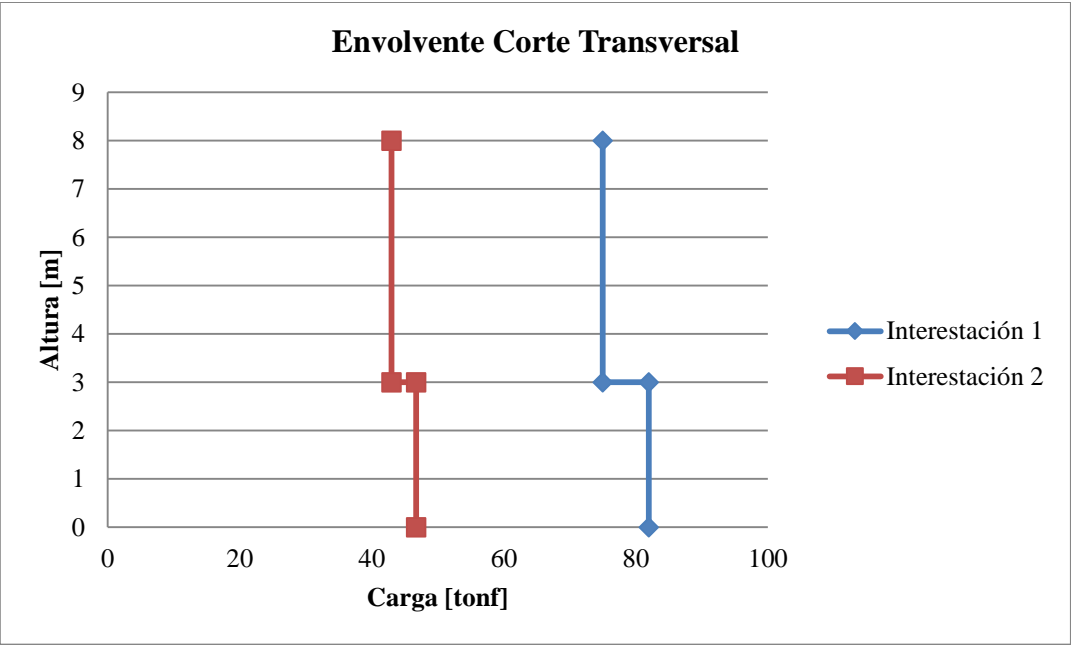


Gráfico 3.17: Corte transversal v/s altura, columna interestación

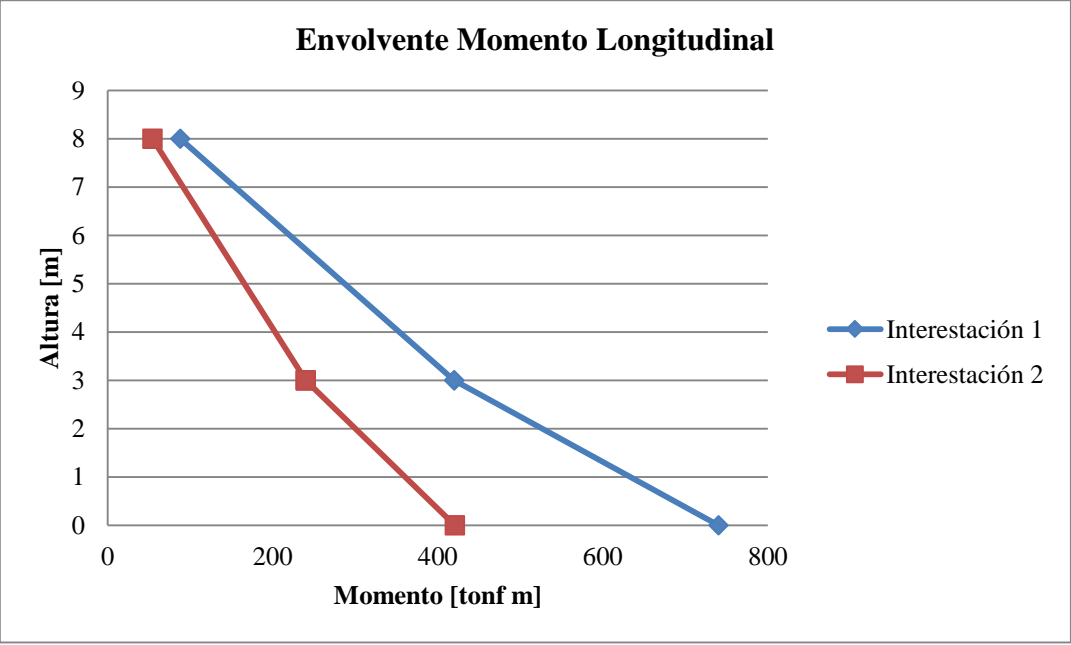


Gráfico 3.18: Momento longitudinal v/s altura, columna interestación

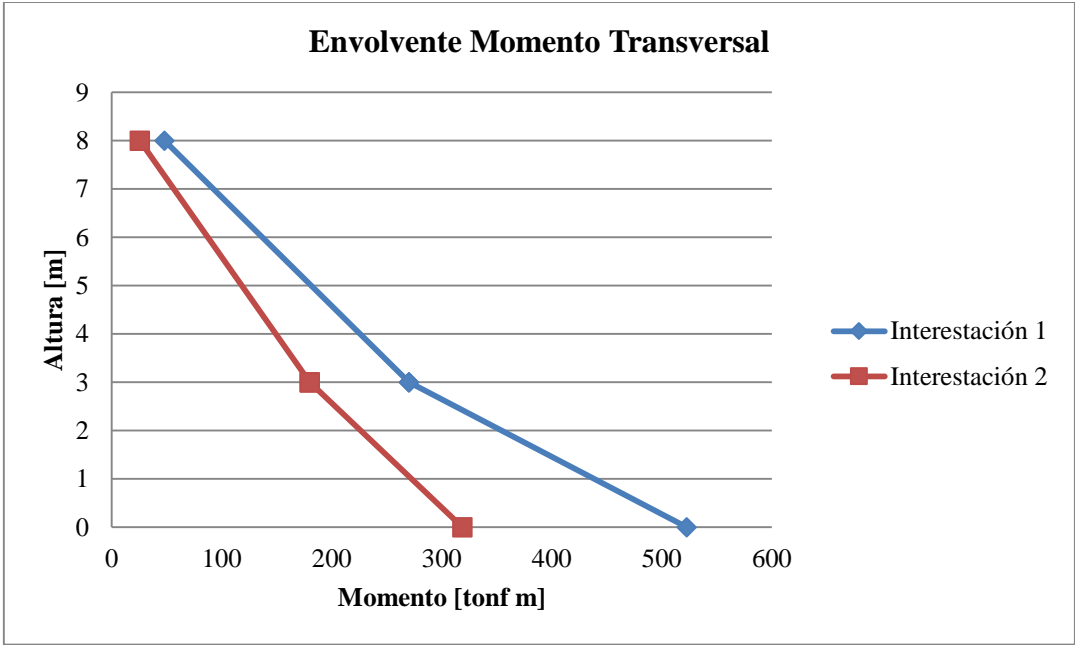


Gráfico 3.19: Momento transversal v/s altura, columna interestación

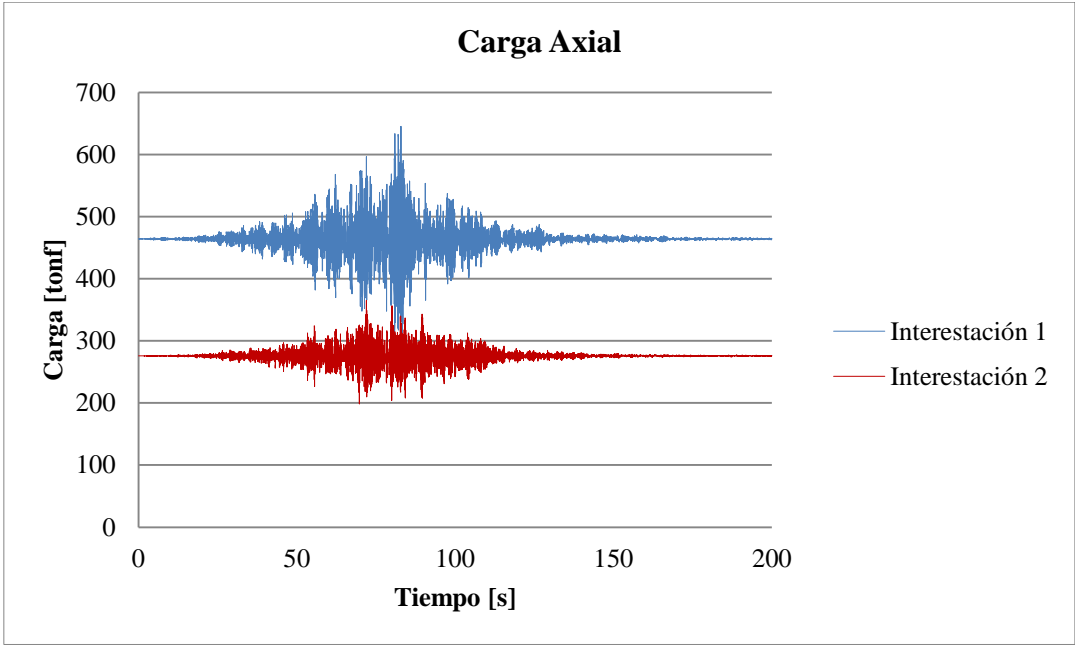


Gráfico 3.20: Carga axial v/s tiempo columna interestación

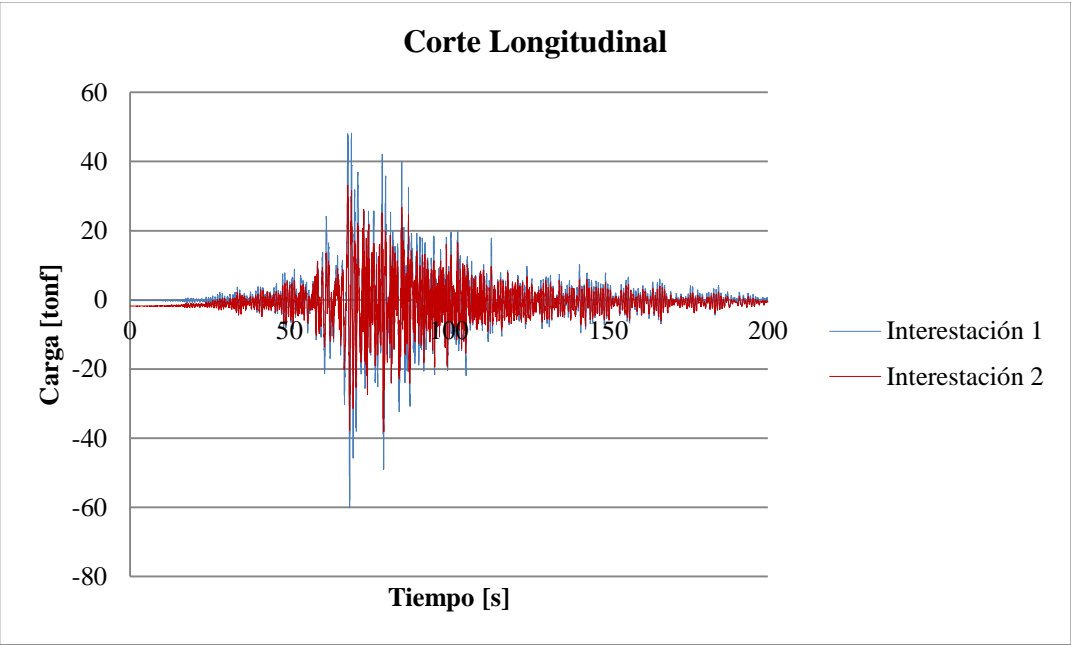


Gráfico 3.21: Corte longitudinal v/s tiempo columna interestación

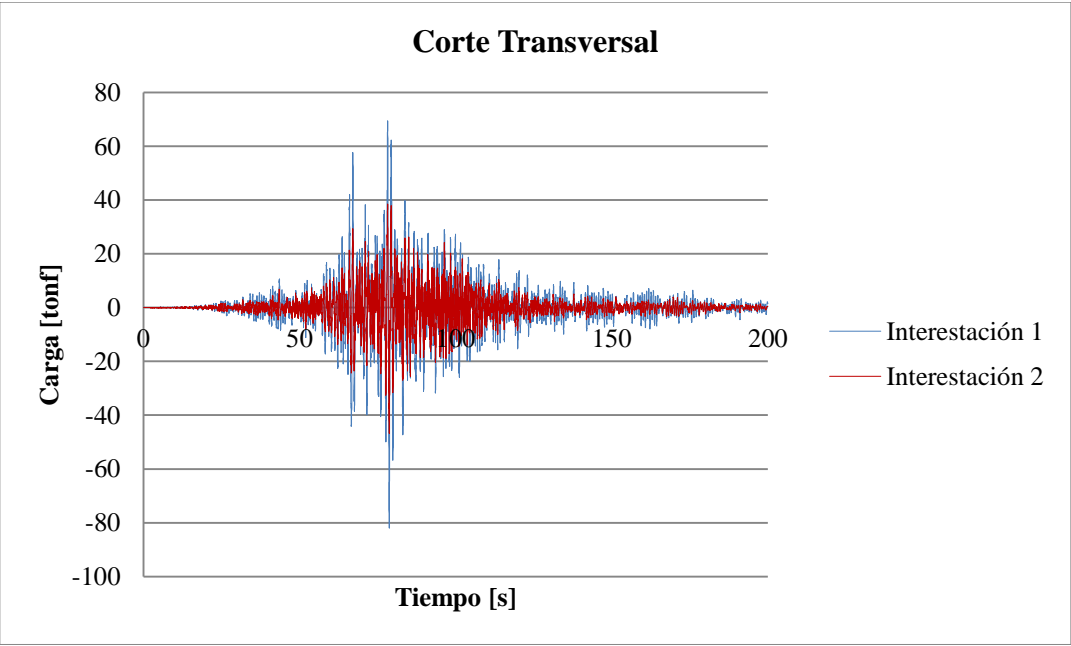


Gráfico 3.22: Corte transversal v/s tiempo columna interestación

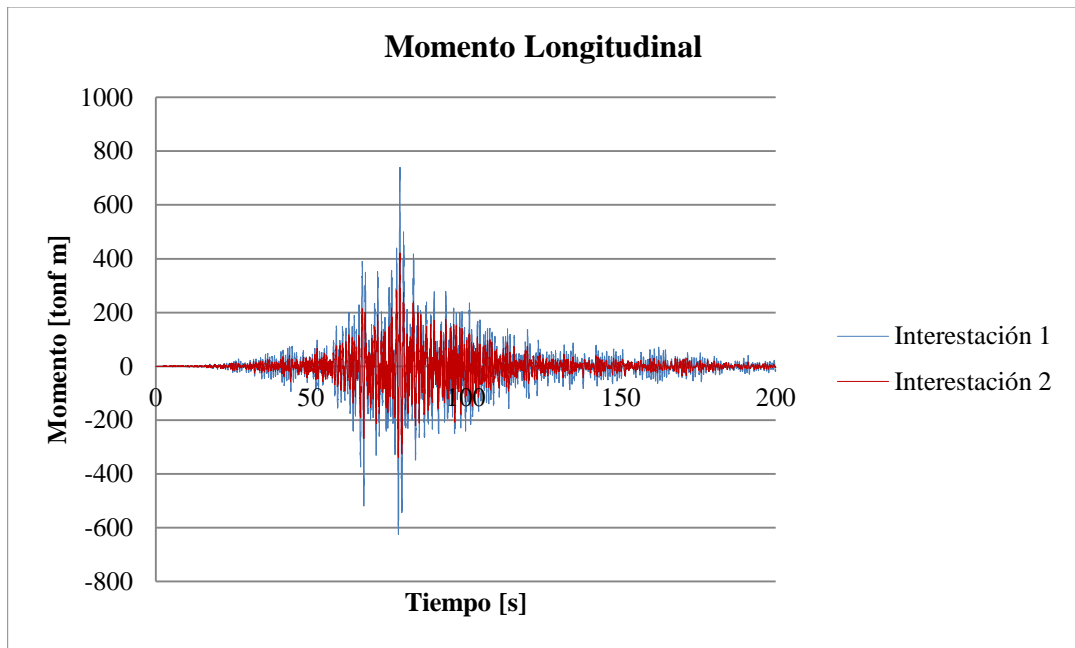


Gráfico 3.23: Momento longitudinal v/s tiempo columna interestación

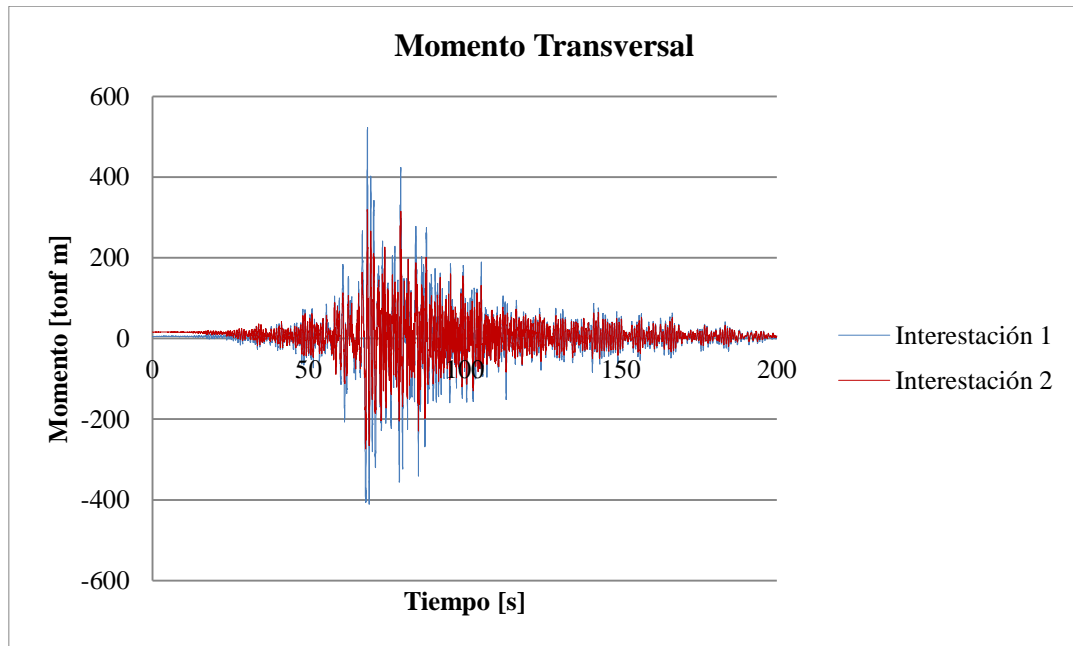


Gráfico 3.24: Momento transversal v/s tiempo columna interestación

Con el objetivo de comparar la resistencia con las solicitaciones se presentan a continuación los esfuerzos máximos provocados por el terremoto sobre las columnas interestación.

Columna	Estación 1	Estación 2	Interestación 1	Interestación 2
Fuerza Axial [Tonf]	321.66	594.53	645.30	364.91
Corte longitudinal [Tonf]	47.19	59.01	59.94	38.04
Corte transversal [Tonf]	44.40	73.79	81.96	46.74
Momento longitudinal [Tonf m]	388.00	662.25	740.24	420.86
Momento transversal [Tonf m]	369.37	548.60	522.71	318.59

Tabla 3.9: Solicitaciones máximas columnas interestación

Capítulo 4: Determinación de la resistencia de los elementos

4.1. Diagramas de interacción

Para determinar las capacidades de las cepas éstas fueron modeladas en SAP2000, considerando el material con el que fueron fabricados los pilares, sus dimensiones y la disposición de la armadura para cada caso, según lo detallado en el capítulo 2. Específicamente, se utilizó la herramienta “section designer”, la cual determina los diagramas de interacción de las cepas.

Para el cálculo de diagramas el programa considera una serie de puntos discretos que genera imponiendo la deformación máxima del concreto ϵ_c en el extremo más comprimido como 0.003, y desplazando la ubicación del eje neutro.

Las fuerzas generadas en la sección se separan en el aporte del hormigón a compresión y de las barras de acero. Para el primero se considera una porción rectangular correspondiente a $\beta_1 c$ a una tensión de $0.85 f'_c$. Para las barras de acero es necesario determinar las deformaciones que presenta cada una y multiplicarlo por su módulo de elasticidad como se presenta a continuación

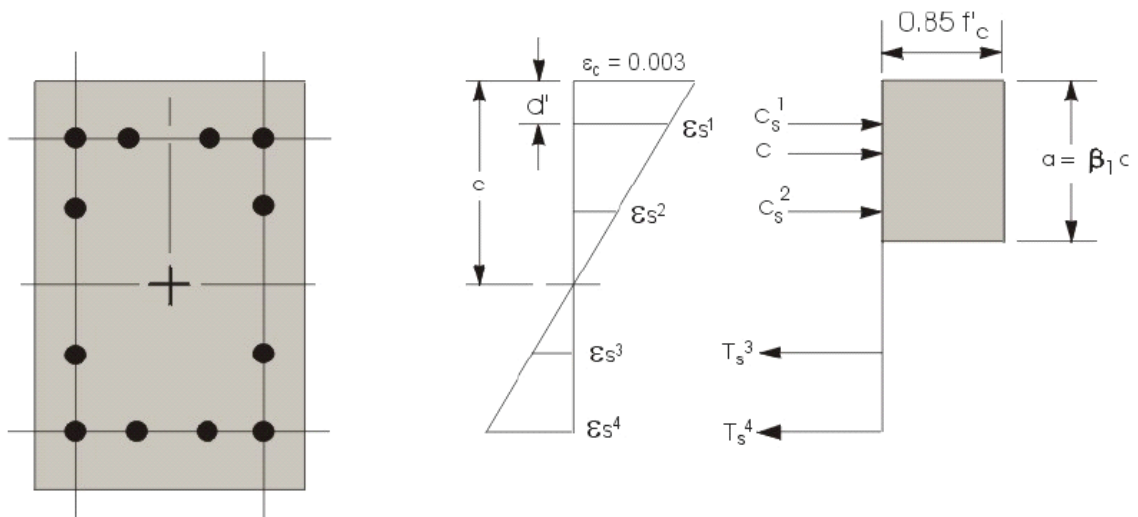


Figura 4.1: Deformaciones y tensiones en una columna (Ref. 5)

Los diagramas de interacción presentan de forma concreta si el elemento falla o no. Si las solicitaciones se encuentran dentro de la curva, la columna tuvo un comportamiento elástico y

por lo tanto no presenta grietas, por el contrario, si los esfuerzos salen del diagrama se concluye que la ceba trabajó en el estado plástico, por lo que la presencia de fisuras es probable.

Es necesario destacar que las dos líneas que presentan los diagramas de interacción corresponden a la resistencia última y la reducida. Esta última no presenta la misma forma que la primera debido a que el factor de reducción ϕ depende de las deformaciones generadas sobre las barras de acero, las que cambian al mover el eje neutro de la sección.

4.1.1. Columnas tipo estación

Éste elemento tiene forma de octógono tal como se presentó en la Figura 2.3 con la sección llena y con la armadura de la Figura 2.6. El hormigón es H30 con f'_c 25MPa, y el acero A63-42H. Con lo anterior se modeló la columna en su sección hueca para determinar la capacidad a compresión relacionada con el corte y la sección completa para analizar el tramo más solicitado de la columna.

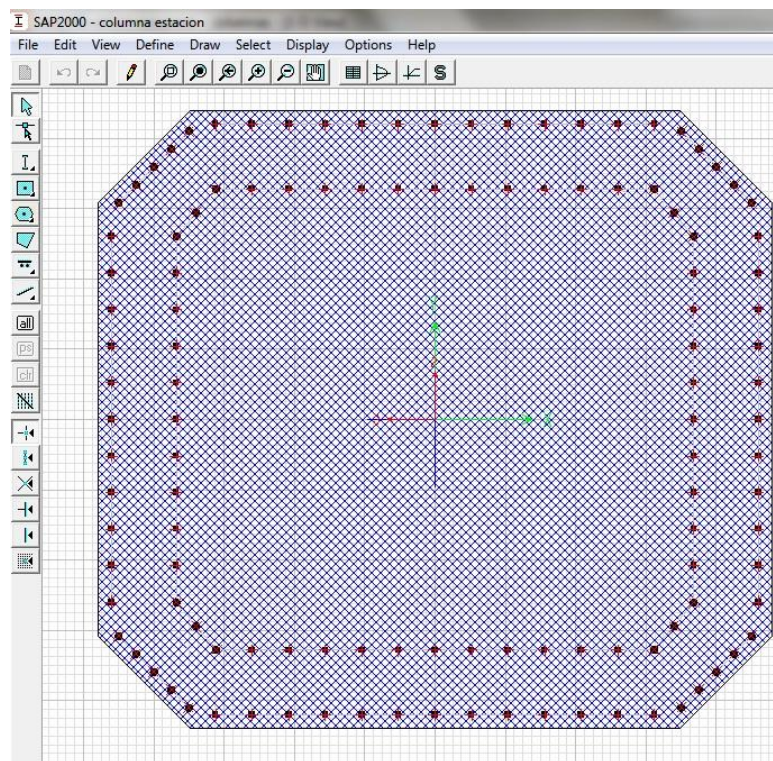


Figura 4.2: Modelo columna estación completa SAP2000

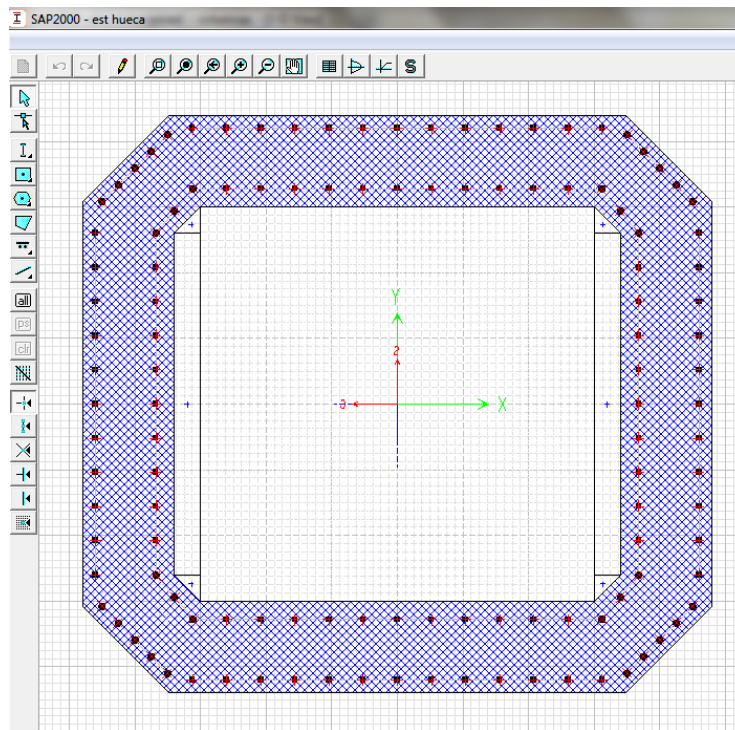


Figura 4.3: Modelo columna estación hueca SAP2000

4.1.2. Columnas tipo interestación

Al igual que para la columna tipo estación se modeló la sección hueca y completa de esta columna, cuyas dimensiones se detallan en la Figura 2.7.

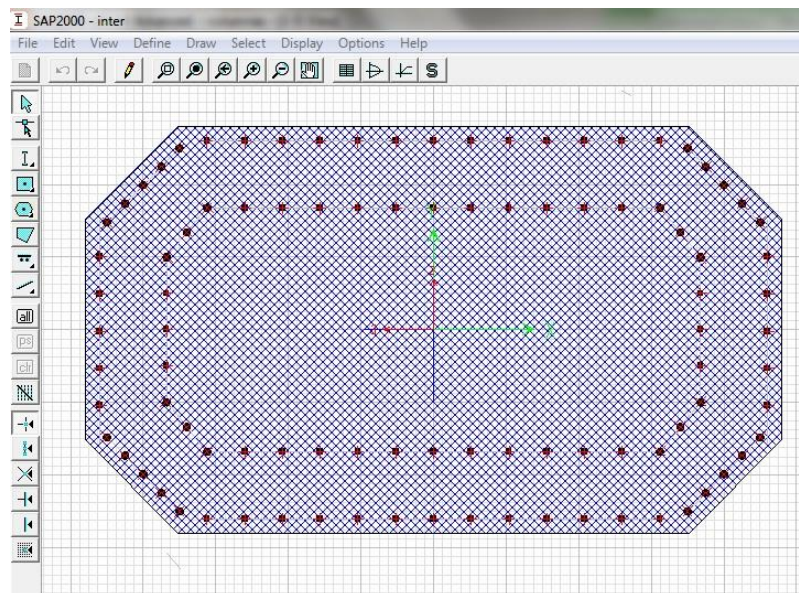


Figura 4.4: Modelo columna interestación completa SAP2000

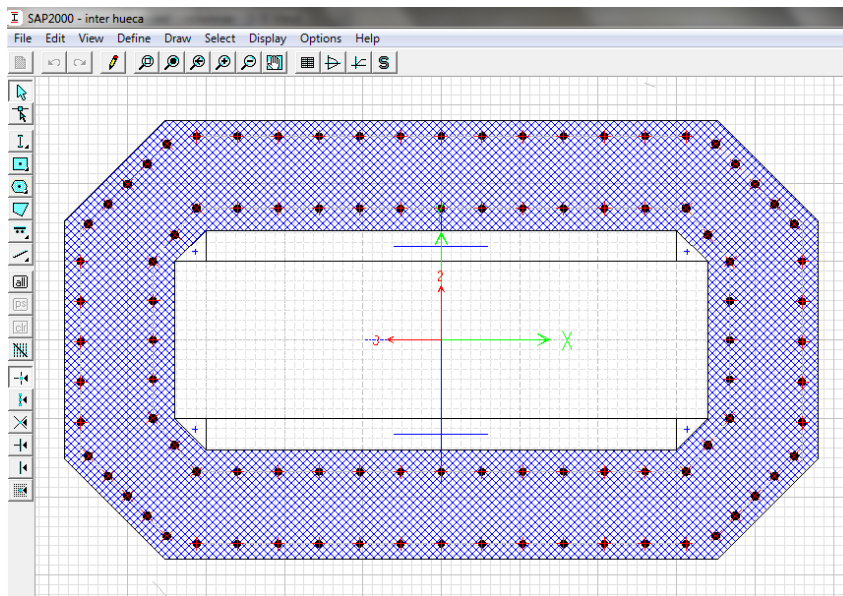


Figura 4.5: Modelo columna interestación hueca SAP2000

4.2. Capacidad al corte

Para determinar la capacidad al corte de las cepas se utilizó el manual ACI318-08, en donde se considera la resistencia del hormigón, la capacidad a compresión de la sección y los estribos de la siguiente manera:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{P_0}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Ecuación 4.1: Resistencia al corte (Ref. 6)

Donde:

P_0 : Resistencia a compresión de la sección

A_g : Área bruta

A_v : Área de refuerzos de acero a corte

b_w : Ancho del alma

d : Altura efectiva

s : Distancia entre refuerzo a corte

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón

f_y : Resistencia de fluencia del acero

Se considera que la resistencia a compresión (P_0) está dada por la máxima soportada por el diagrama de interacción de la sección hueca de la columna.

4.2.1. Columnas tipo estación

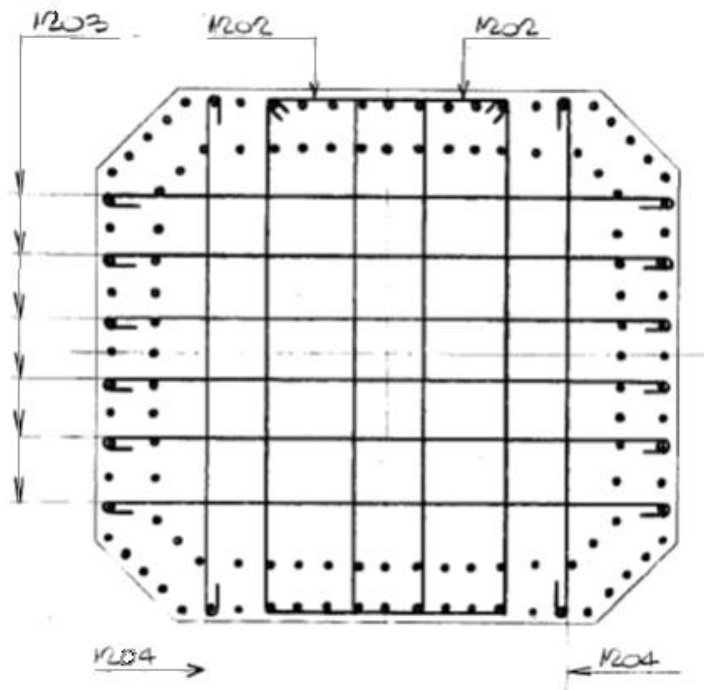


Figura 4.6: Sección columna estación

Los estribos presentes en esta sección son de 12 mm de diámetro, la configuración presentada en la Figura 4.6 se repite cada 15 cm, de esta manera se tienen 6 estribos en la dirección longitudinal y 8 en la transversal.

	Longitudinal	Transversal
P_0 [tonf]	5873	5873
d [cm]	245	225
b_w [cm]	250	230
A_g [cm ²]	57478.22	57478.22
f_y [MPa]	420	420
f'_c [MPa]	25	25
V_c [Tonf]	911.2	769.9
Diámetro [mm]	12	12
Cantidad	6	8
A_v [cm ²]	6.79	9.05
s [cm]	15	15
V_s [Tonf]	474.82	581.41
V_n [Tonf]	1386.1	1351.3

Tabla 4.1: Capacidad al corte columna estación

4.2.2. Columnas tipo interestación

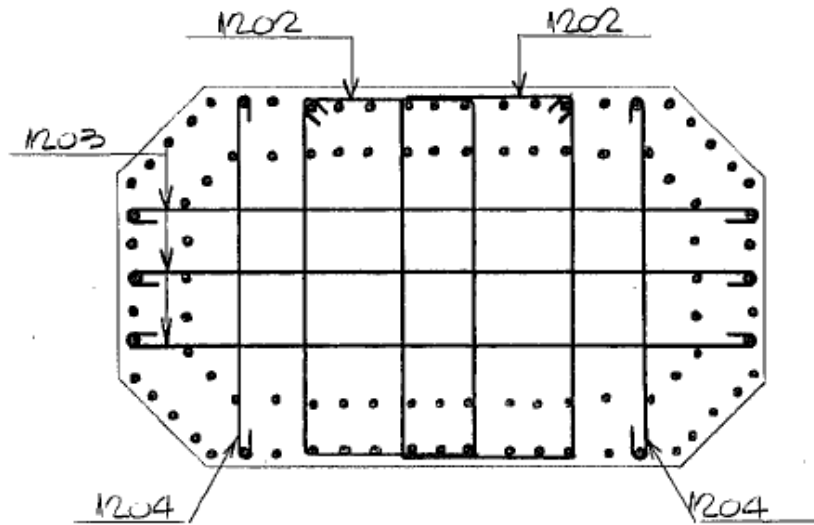


Figura 4.7: Sección columna interestación

Los estribos presentes en esta sección son de 12 mm de diámetro. La configuración presentada en la Figura 4.7 se repite cada 15 cm, de esta manera se tienen 5 estribos en la dirección longitudinal y 6 en la transversal.

	Longitudinal	Transversal
P_0 [tonf]	4652	4652
d [cm]	235	135
b_w [cm]	240	140
A_g [cm ²]	33579.52	33579.52
f_y [MPa]	420	420
f'_c [MPa]	25	25
V_c [Tonf]	936.7	322.9
Diámetro [mm]	12	12
Cantidad	5	6
A_v [cm ²]	5.65	6.79
s [cm]	15	15
V_s [Tonf]	379.53	261.63
V_n [Tonf]	1343.20	658.02

Tabla 4.2: Capacidad al corte columna interestación

4.3. Comparación de las solicitaciones con la capacidad

Se analizó la zona más solicitada de las cepas, la que se encuentra en la base de éstas, como se detalló en el capítulo 3.

Para analizar el efecto de las solicitaciones de momento y carga axial producidas por el terremoto sobre las columnas se grafican los pares (carga axial-momento) sobre las curvas de interacción de la sección en estudio.

Para observar el efecto de corte generado por el terremoto se grafican las solicitaciones en el tiempo y las rectas que presentan la resistencia de la sección ante este tipo de solicitaciones.

4.3.1. Columnas tipo estación

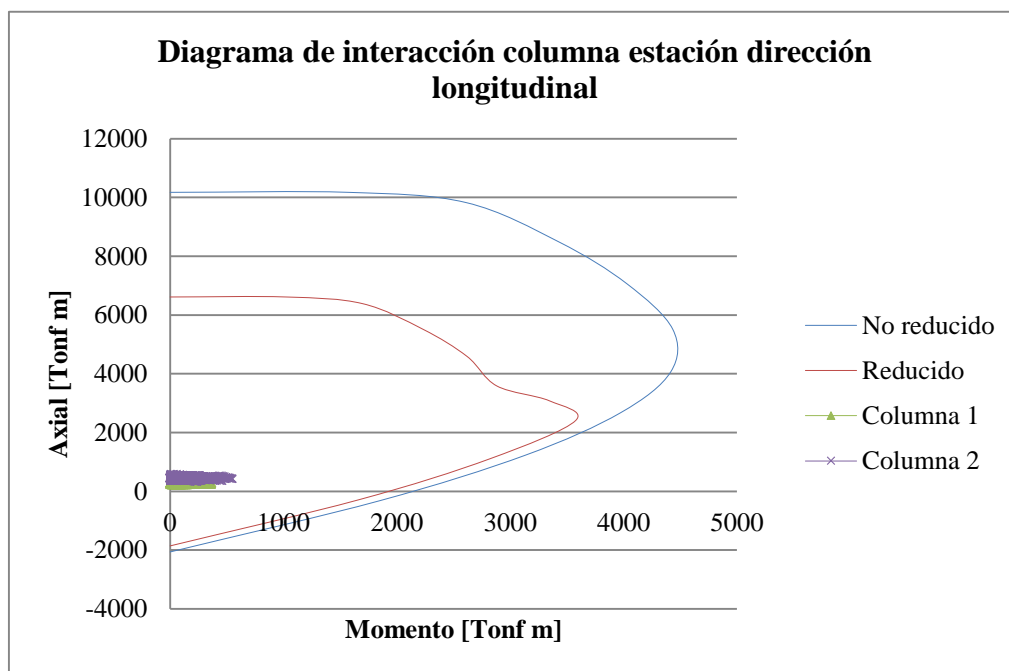


Gráfico 4.1: Solicitaciones v/s resistencia a momento, columna estación, dirección longitudinal

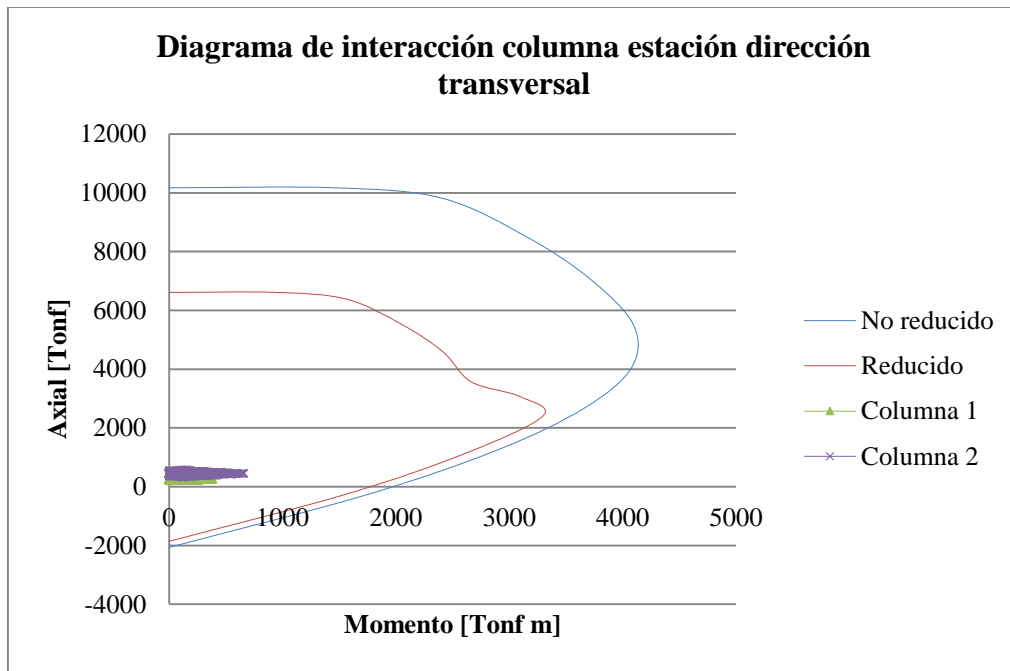


Gráfico 4.2: Solicitaciones v/s resistencia a momento, columna estación, dirección transversal

Como se puede apreciar en los gráficos anteriores, todas los pares de esfuerzos (carga axial-momento) producidos por el terremoto están dentro de los diagramas de interacción de la columna en ambas direcciones, evidenciando que los elementos trabajaron en el rango elástico durante todo el terremoto.

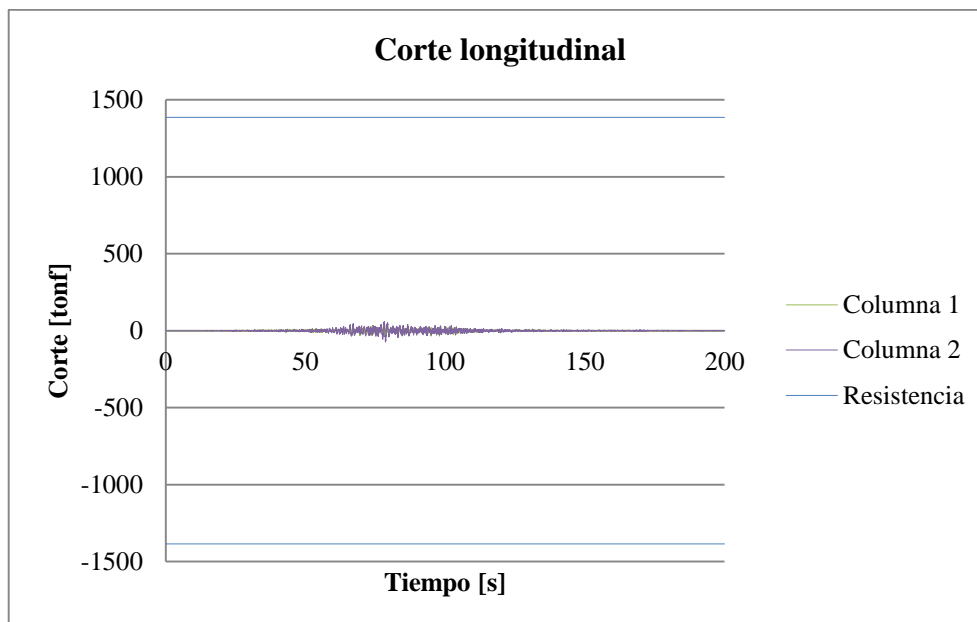


Gráfico 4.3: Resistencia v/s solicitaciones al corte longitudinal columna estación

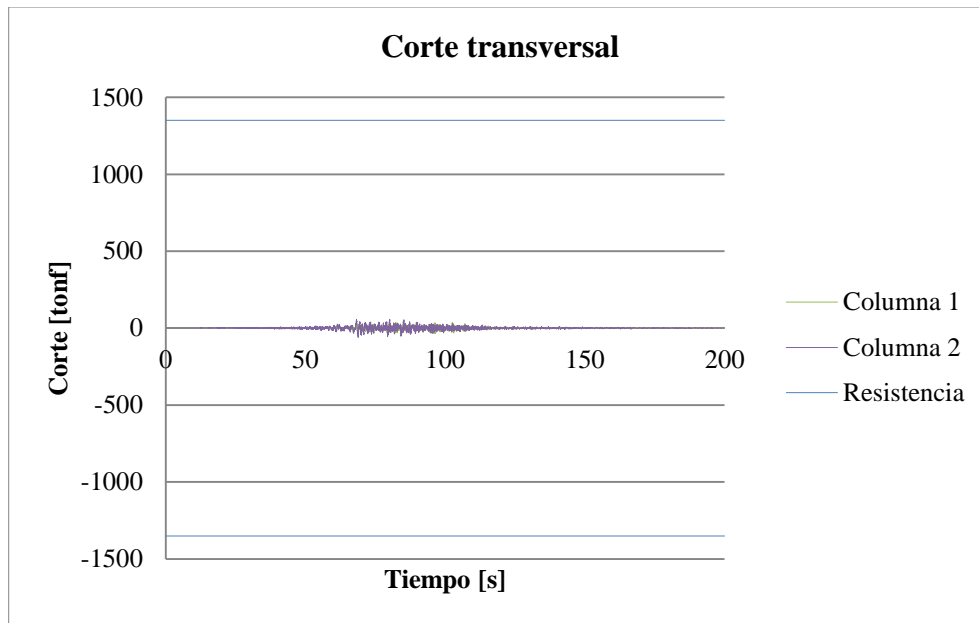


Gráfico 4.4: Resistencia v/s solicitaciones al corte transversal columna estación

4.3.2. Columnas tipo interestación

De la misma manera, se presentan los esfuerzos producidos por el terremoto sobre las columnas interestación.

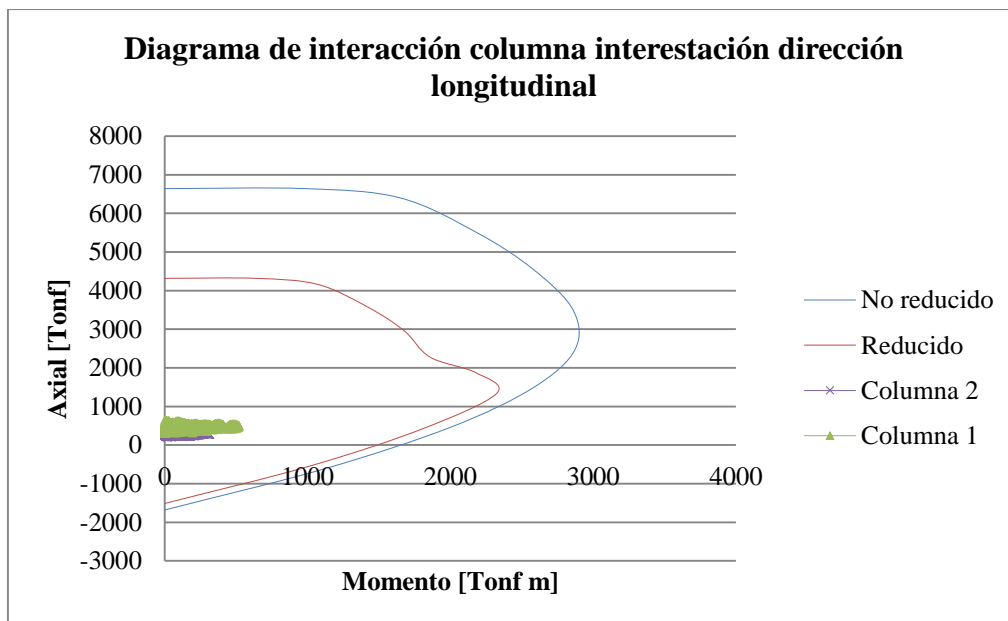


Gráfico 4.5: Solicitaciones v/s resistencia, columna interestación, dirección longitudinal

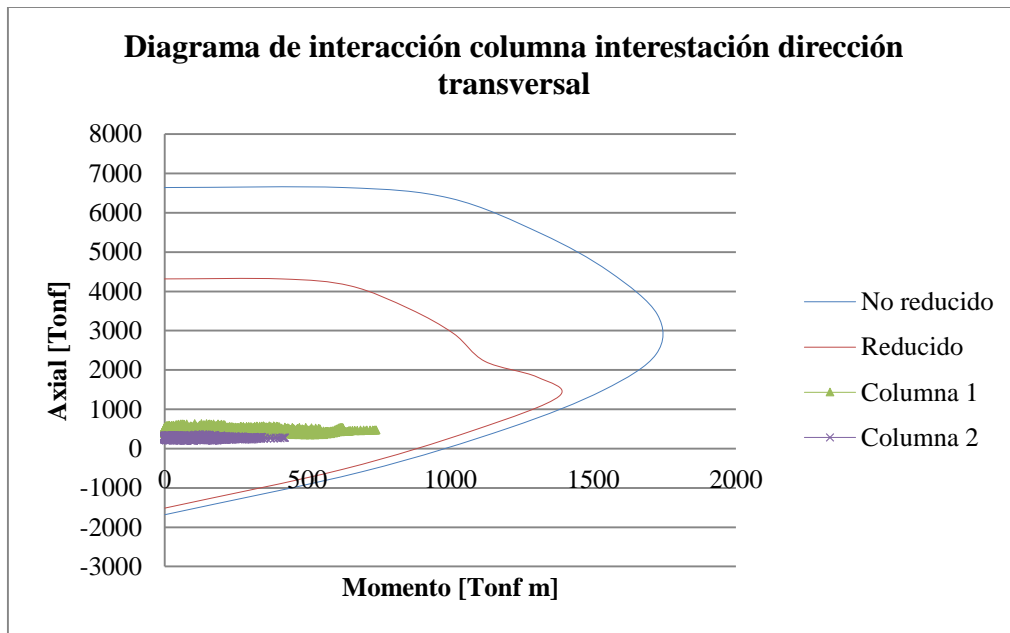


Gráfico 4.6: Solicitaciones v/s resistencia, columna interestación, dirección transversal

Al igual que las columnas tipo estación, los esfuerzos (carga axial-momento) no superaron la resistencia de los elementos, por lo que se concluye que éstos trabajaron en estado elástico y no presentaron daños.

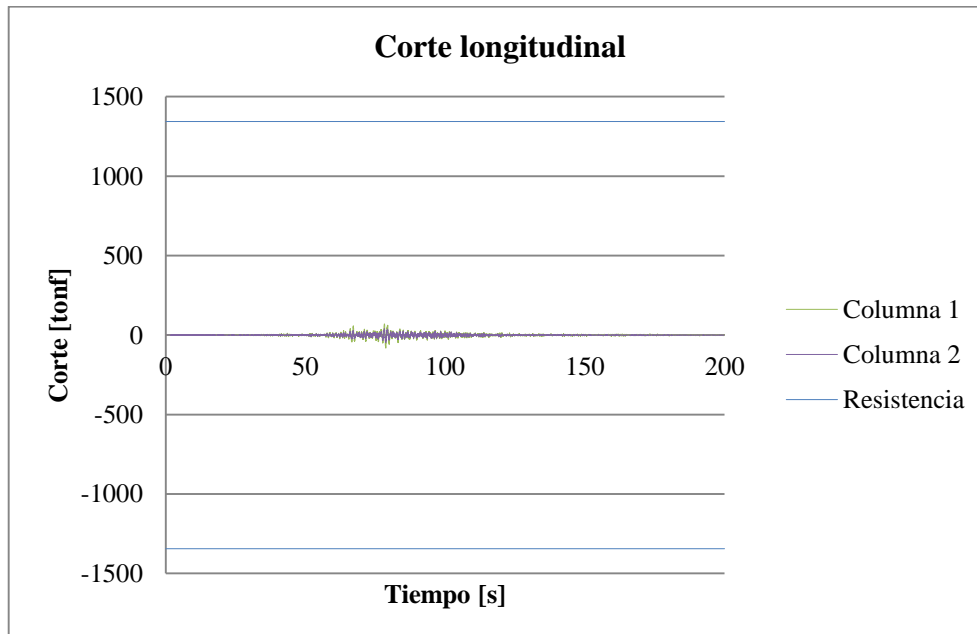


Gráfico 4.7: Resistencia v/s solicitaciones al corte longitudinal columna interestación

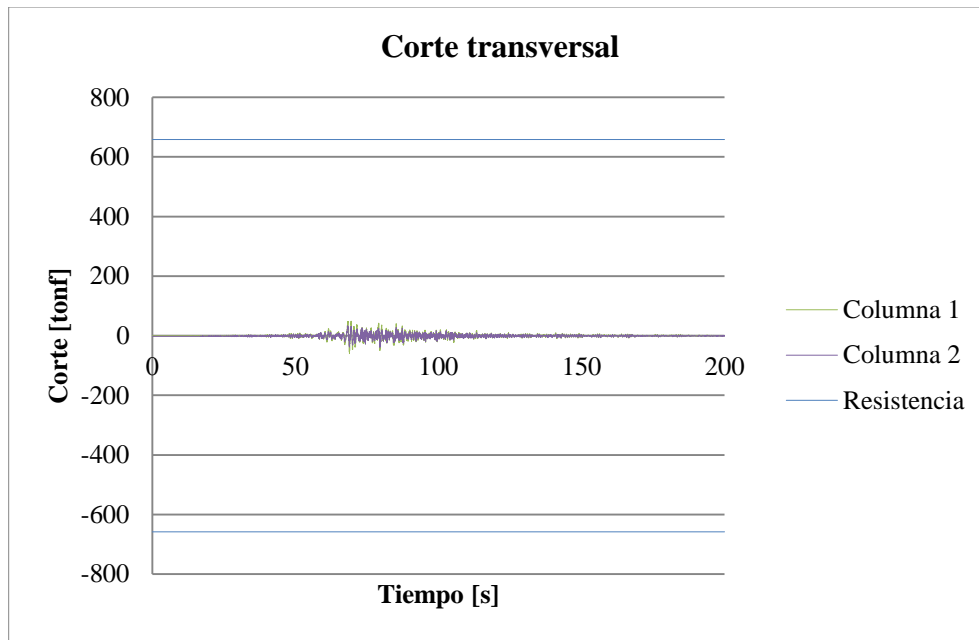


Gráfico 4.8: Resistencia v/s solicitaciones al corte transversal columna interestación

Capítulo V: Comentarios y conclusiones

5.1. Análisis de las solicitaciones

Las fuerzas generadas sobre las cepas del viaducto de la línea 5 del metro se obtuvieron del modelo SAP2000 calibrado por Neira (2011) las que fueron comparadas con las capacidades calculadas.

En la siguiente tabla se puede observar la diferencia de reacciones máximas que ocurren al momento del terremoto, donde la reacción vertical aumentó en 1.3 veces y se generaron esfuerzos de corte y momento en las cepas.

Columna	Sismo				Estático			
	Estación 1	Estación 2	Interestación 1	Interestación 2	Estación 1	Estación 2	Interestación 1	Interestación 2
Fuerza Axial [Tonf]	321.66	594.53	645.30	364.91	265.94	455.61	467.58	277.40
Corte longitudinal [Tonf]	47.19	59.01	59.94	38.04	0.33	1.73	0.22	1.83
Corte transversal [Tonf]	44.40	73.79	81.96	46.74	0.00	0.00	0.02	0.01
Momento longitudinal [Tonf m]	388.00	662.25	740.24	420.86	0.00	0.01	0.16	0.12
Momento transversal [Tonf m]	369.37	548.60	522.71	318.59	2.92	39.98	5.38	16.03

Tabla 5.1: Reacciones en la base

Es necesario destacar que los esfuerzos desarrollados en las cepas interiores del modelo, es decir, columna interestación 1 y estación 2 representan de mejor manera lo ocurrido durante el sismo, ya que estas cepas presentan la influencia del viaducto.

Se puede apreciar que las solicitaciones máximas de corte en las cepas se producen en la dirección transversal para los dos tipos de columnas; esto se debe a la estructuración del viaducto, ya que no hay elementos que rigidicen la estructura en dicha dirección. En el caso del corte longitudinal las cepas trabajan como marco para soportar los cortes producidos por el terremoto y de esa forma disminuir las solicitaciones en las cepas.

5.2.Respuesta de los elementos

En el capítulo III se determinó que la zona más solicitada de las cepas fue la base, lo que concuerda con lo esperado. Por otro lado, se pudo apreciar que los esfuerzos de corte y momento desarrollados sobre la columna 1 fueron distintos a los de la columna 2, debido a la diferencia de carga estática que actúa sobre las cepas, indiferentemente de si se trataba de una columna estación o interestación. Esto se observa en los gráficos de momento y corte donde las curvas correspondientes a una columna se superponen con la otra, sin mayores diferencias.

Para las demandas de flexo-compresión se observa que las solicitaciones se encuentran dentro de las curvas de interacción en las direcciones principales, por lo que se espera que el elemento permaneciera dentro del rango elástico y por consiguiente no presentar fallas ni fisuras generadas por este tipo de solicitaciones.

La demanda de corte en las cepas está muy por debajo de la capacidad calculada. Como se mencionó anteriormente, el corte longitudinal es soportado por todas las cepas gracias al diafragma rígido que genera por el viaducto. Es por esta razón que las solicitaciones en la dirección transversal son mayores a las generadas en la dirección longitudinal.

5.3.Comentarios finales

Del presente trabajo se puede concluir que la estructura se comportó de buena manera durante el terremoto del 27 de febrero del 2010. La totalidad de las solicitaciones estuvieron por debajo de la capacidad última de los elementos, por lo que trabajaron todo el tiempo en estado elástico.

El dimensionamiento de las columnas permitió que los elementos estructurales no presentaran daños y que el servicio de metro fuera normalizado después de una inspección visual tras haber soportado un terremoto de gran intensidad.

Referencias

1. Neira C., 2011, “Comportamiento de un tramo elevado de la línea 5 del metro durante el sismo del 27/02/2010”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile
2. Valdebenito R. A., 1999, “Análisis de registros de vibraciones sísmica y ambiental en la línea elevada cinco del metro”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil – Universidad de Chile
3. Quintana J. T., 2001, “Análisis de la línea elevada cinco del metro a partir de registros sísmicos”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil - Universidad de Chile
4. Moroni, M., Sarrazin, M., Soto, P. “Behavior of Instrumented Base-Isolated Structures during the 2010-02-27 Chile Earthquake”. Earthquake Spectra 2012.
5. CSI, 2010, “Concrete Frame Design Manual ACI 318-08/IBC 2009”, ISO SAP021910M26 Rev. 0
6. ACI318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete, Reported by ACI Commitee 318