



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**APLICACIÓN Y EVALUACIÓN GUÍA  
ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO  
ACHISINA/2017 - EDIFICIO ACERO  
SCBF 13 NIVELES.**

**DIEGO NAVARRO GONZÁLEZ**

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

Profesor Supervisor:

**MIGUEL MEDALLA RIQUELME**

Santiago de Chile, Junio, 2021.

*A toda mi familia, por brindarme  
siempre un apoyo incondicional en  
todos mis proyectos.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Primeramente quiero expresar un gran agradecimiento al Ing. Miguel Medalla Riquelme PhD(c), como mi supervisor de mi actividad de graduación. Él siempre fue una persona interesada en transmitir el conocimiento a sus alumnos y como mi profesor guía estuvo pendiente todo el tiempo de mi trabajo.

También quiero agradecer a todos los profesores que tuve a lo largo de mi formación académica dentro del magíster profesional, por todas las enseñanzas transmitidas y la pasión que transmitieron al momento de dar sus clases.

Agradezco también a mi familia, por todo el apoyo recibido a la distancia, ellos siempre han sido un pilar fuerte dentro de mi formación tanto personal como profesional.

A todo el grupo de nuevas amistades formadas en Chile, de cada uno de ellos recibí un gran apoyo durante el trayecto del magíster y me llevo de ellos muy buenas experiencias que quedaron marcadas en mí.

Finalmente agradezco a la Agencia Chilena de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AGCID) y a la Universidad Católica de Chile, por brindarme la beca con la cual tuve la oportunidad de realizar mis estudios y llegar hasta este momento.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTOS .....	3
RESUMEN.....	8
ABSTRACT .....	9
I. INTRODUCCIÓN .....	10
I.1 Descripción general del estado del arte en análisis basado en desempeño	11
I.2 Motivación de estudio .....	12
I.3 Objetivos y alcances .....	12
II. BASES DE DISEÑO .....	13
II.1 Descripción general.....	13
II.2 Materiales .....	16
II.3 Normativas .....	16
III. ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL .....	17
III.1 Estructuración .....	17
III.2 Modelación estructural .....	18
III.2.1 Secciones .....	19
III.2.2 Diafragmas .....	23
III.2.3 Condiciones de apoyo y de conexión en elementos .....	23
IV. CARGAS .....	24
IV.1 Cargas gravitacionales.....	24
IV.1.1 Cargas muertas .....	24
IV.1.2 Cargas vivas .....	26
IV.2 Cargas sísmicas.....	28
IV.2.1 Parámetros sísmicos.....	28
IV.2.2 Valores espectrales.....	29
IV.2.3 Análisis modal.....	29
IV.2.4 Resultados del análisis modal .....	29

IV.2.5	Análisis sísmico .....	30
V.	REACCIONES BASALES .....	32
V.1	Calibración de fuerza sísmica .....	32
V.2	Drift de entrepiso .....	33
VI.	COMBINACIONES DE CARGA .....	34
VII.	DISEÑO DE ELEMENTOS.....	35
VII.1	Diseño de sistema gravitacional.....	35
VII.1.1	Diseño de vigas.....	35
VII.1.2	Diseño de columnas.....	40
VII.1.3	Diseño de diagonales .....	44
VII.2	Diseño de sistema sísmico .....	45
VII.2.1	Límites de compacidad.....	46
VII.2.2	Capacidades de diagonales .....	47
VII.2.3	Modelación de fuerzas plásticas .....	48
VII.2.4	Diseño de columnas sísmicas .....	51
VII.2.5	Diseño de vigas sísmicas .....	54
VII.3	Diseño de anclajes de fundación .....	57
VIII.	MODELACIÓN NO LINEAL DEL EDIFICIO .....	59
VIII.1	Modelación no lineal de diagonales.....	59
VIII.1.1	Curva esqueleto .....	59
VIII.1.2	Ciclo de histéresis.....	63
VIII.2	Modelación no lineal de base de columnas.....	65
VIII.2.1	Curva esqueleto .....	66
VIII.2.2	Ciclo de histéresis.....	70
IX.	SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS .....	71
IX.1	Evaluación de Amenaza .....	71
IX.1.1	Ubicación y condición de Sitio .....	71
IX.1.2	Modelos de movimiento del suelo .....	72
IX.1.3	Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes.....	73
IX.1.4	Evaluación de la Amenaza Probabilística.....	73
IX.2	Base de Datos .....	74
IX.3	Registros seleccionados para aplicación en guía LATBSDC-2020 .....	74

IX.3.1	Metodología de Selección.....	74
IX.3.2	Espectros de Amenaza Uniforme.....	75
IX.3.3	Modelos de Desagregación .....	76
IX.3.4	Espectros Medios Condicionados (CMS).....	78
IX.3.5	Selección de Registros .....	80
IX.4	Registros seleccionados para aplicación en guía ACHISINA-2017 .....	92
IX.4.1	Metodología de selección.....	92
IX.4.2	Espectros de Amenaza Uniforme.....	92
IX.4.3	Espectros de diseño DS61-2011 .....	93
IX.4.4	Comparación espectros objetivos.....	94
IX.4.5	Selección de Registros .....	97
X.	ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL.....	106
X.1	Clasificación de las acciones estructurales .....	106
X.2	Análisis con guía LATBSDC-2020 .....	107
X.3	Análisis con guía ACHISINA-2017 .....	108
Xi.	EVALUACIÓN-CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.....	110
XI.1	Criterios de aceptación guía LATBSDC-2020.....	110
XI.1.1	Evaluación de servicio .....	110
XI.1.2	Evaluación para sismo máximo considerado .....	116
XI.2	Criterios de aceptación guía ACHISINA-2017 .....	120
XI.2.1	Evaluación para el sismo de diseño (SD).....	120
XI.2.2	Evaluación para el sismo máximo considerado (SMC).....	124
XII.	CONCLUSIONES .....	127
XII.1	Conclusiones generales .....	127
XII.2	Limitaciones, complicación y recomendaciones.....	128
XII.3	Trabajos futuros necesarios guía ACHISINA .....	129
	BIBLIOGRAFÍA.....	130
	ANEXO I: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SLE (GUÍA LATBSDC-2020) ...	132
	ANEXO II. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES	
	SLE (GUÍA LATBSDC-2020) .....	149

ANEXO III. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES	
SLE (GUÍA LATBSDC-2020) .....	156
ANEXO IV. DERIVAS DE ENTREPISO PARA MCE (GUÍA LATBSDC-2020)	160
ANEXO V. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES	
MCE (GUÍA LATBSDC-2020) .....	185
ANEXO VI. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES	
MCE (GUÍA LATBSDC-2020) .....	196
ANEXO VII. DERIVAS DE ENTREPISO PARA SD (GUÍA ACHISINA-2017)	202
ANEXO VIII. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES	
SD (GUÍA ACHISINA-2017) .....	211
ANEXO IX. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES	
(GUÍA ACHISINA-2017).....	218
ANEXO X. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES	
SMC (GUÍA ACHISINA-2017).....	222
ANEXO XI. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES	
SMC (GUÍA ACHISINA-2017).....	229
ANEXO XII. REGISTROS DE ACELERACIONES .....	233

## RESUMEN

El presente trabajo contiene el diseño de un edificio de acero de 13 niveles, el cual cuenta con un sistema de arriostramientos concéntricos especiales en su perímetro, el diseño se realiza con la NCh433<sup>[18]</sup> en conjunto con la NCh427<sup>[20]</sup>. El edificio se detalla con los principios de diseño por capacidad y posteriormente se realiza una modelación no lineal de los elementos que se espera incurran en rango no lineal para la evaluación del desempeño aplicando las guías LATBSDC-2020<sup>[22]</sup> y ACHISINA-2017<sup>[1]</sup>. La finalidad del trabajo es realizar una comparación entre las dos guías mencionadas anteriormente y hacer una evaluación a la guía ACHISINA.

El análisis no lineal de la estructura requirió cargar registros sísmicos generados a partir de un estudio de amenaza, el cual se realiza para la ubicación donde se encuentra el edificio y un periodo de retorno. Los registros utilizados son registros reales con características similares a las del sitio donde se encuentra el edificio, estos registros son obtenidos de bases de datos chilenas y son escalados acorde a lo indicado en ASCE7-16<sup>[7]</sup> para cumplir con los requisitos del método de escalamiento espectral.

Se realizó además una modelación no lineal de todos los elementos que se espera incurran en el rango inelástico, los modelos no lineales se basan en las recomendaciones de ASCE 41-17<sup>[6]</sup> y en los ensayos experimentales del acero ASTM A36, estos modelos son ajustados a los alcances de los modelos preestablecidos por el software comercial SAP2000.

Finalmente, para la evaluación del desempeño se puede observar que la guía ACHISINA-2017 tiene requisitos de aceptación más estrictos respecto a la guía LATBSDC-2020, también se observó que el diseño por capacidad de los elementos controlados por fuerza es demasiado conservador y que los elementos controlados por deformaciones no necesariamente cumplen con los límites de aceptación pese a haber realizado un buen diseño previo.

## **ABSTRACT**

This work contains the design of a 13-level steel building, which has a system of special concentric bracing on its perimeter, the design is carried out with the NCh433 in conjunction with the NCh427. The building is detailed with the principles of design by capacity and subsequently a non-linear modeling of the elements that are expected to incur a non-linear range is carried out for the evaluation of performance, applying the LATBSDC-2020 and ACHISINA-2017 guidelines. The purpose of the work is to make a comparison between the two guides described above and to evaluate the ACHISINA guide.

The non-linear analysis of the structure required uploading seismic records generated from a hazard study, which is performed for the location where the building is located and a return period. The records used are real records with characteristics similar to those of the site where the building is located, these records are obtained from chilean databases and are scaled according to what is indicated in ASCE7-16 to meet the requirements of the spectral scaling method.

In addition, a non-linear modeling of all the elements that are expected to fall into the inelastic range was carried out, the non-linear models are based on the recommendations of ASCE 41-17 and on the experimental tests of ASTM A36 steel, these models are adjusted to the scopes of the models preset by the commercial software SAP2000.

Finally, for the performance evaluation it can be observed that the ACHISINA-2017 guide has more strict acceptance requirements with respect to the LATBSDC-2020 guide, it also seen that the capacity design of the elements controlled by force is too conservative and that the deformation controlled elements do not necessarily meet the acceptance limits despite having made a good prior design.

## I. INTRODUCCIÓN

Si bien la experiencia sísmica chilena ha registrado un comportamiento favorable en sistemas estructurales de acero luego de mega terremotos de subducción, esta experiencia ha sido observada casi en su totalidad en estructuras industriales; en cambio, la experiencia chilena en edificaciones urbanas es escasa y se concentra en estructuras livianas, las que comúnmente son controladas por efectos distintos a los originados por terremotos, y en estructuras mixtas en donde los elementos de acero son utilizados para demandas de origen estático.

La normativa chilena de diseño sísmico de edificios NCh433 ha adoptado como especificación de diseño para edificios de acero estructural al código norteamericano AISC 341<sup>[3]</sup>. Este código, uno de los códigos más modernos a nivel mundial, está definido en coordinación con otros códigos o estándares de diseño norteamericano (i.e., ASCE/SEI 7), los cuales en oportunidades distan bastante de los requerimientos normativos chilenos.

En particular, y remitiéndose específicamente al diseño de marcos especiales de momento, es posible mencionar dos aspectos que presentan diferencias relevantes entre el código AISC341 y la normativa chilena: 1) Las derivas admisibles de entrepiso (más estrictas en normativa chilena) y 2) Las características sismogénicas de ambos países. Mientras el primero está relacionado con los niveles esperados de incursión no lineal y por tanto con el nivel de detallamiento sísmico, el segundo tiene relación con el contenido energético, ciclaje, y por tanto, el nivel de degradación que el sistema puede desarrollar. Sabido es, que los terremotos subductivos de la fosa chilena-peruana presentan características muy distintas de los terremotos transcurivos de la zona suroeste de Norteamérica (e.g. duración significativa, intensidad de arias, etc.). Estos últimos han definido muchos de los requisitos del código AISC 341.

Para responder, mediante un caso de análisis, las preguntas y cuestionamientos antes indicados, el presente trabajo tiene por objetivo realizar un análisis basado en desempeño de un edificio de 13 Niveles de marcos arriostrados concéntricos.

## **I.1 Descripción general del estado del arte en análisis basado en desempeño**

El análisis por desempeño consta de una modelación más sofisticada del edificio, con la cual se puede predecir de manera más certera el comportamiento de la estructura durante un evento sísmico. Es necesario realizar un análisis de tipo tiempo-historia no lineal, incluyendo la modelación explícita de la curva esqueleto y definir el ciclo de histéresis de todos los elementos en los que se espera una incursión en rango no-lineal.

Para el análisis por desempeño también es necesario realizar un estudio de amenaza sísmica con el cual se generan sets de registros sísmicos asociados al nivel de amenaza del sitio en el cual se localiza la estructura, esto también fijado a un periodo de retorno. No existe a la fecha ningún análisis que permita predecir movimientos sísmicos, ni su magnitud, ni su duración, ni su fecha anticipada, por lo anterior, se requiere someter a la estructura a una gran cantidad de sismos con la intención de cubrir con la mayoría de las posibilidades.

En particular para marcos arriostrados concéntricos cuando se realiza un análisis tradicional por fuerzas es necesario implementar los principios de diseño por capacidad, con el cual la mayoría de las veces se obtienen columnas sobredimensionadas debido a la baja probabilidad de presentarse un mecanismo de falla generalizado. El análisis por desempeño por lo tanto, permite evaluar lo anterior.

Además, el diseño basado en desempeño permite establecer el nivel de daño que aceptamos en nuestra estructura, esto muchas veces conlleva a grandes ahorros considerando los costos de reparación o inclusive garantizar la funcionalidad inmediata del edificio cuando es de suma importancia.

## **I.2 Motivación de estudio**

El diseño por desempeño es cada vez es más utilizado en las construcciones modernas, sobre todo como una alternativa de verificación de los resultados del diseño obtenido por fuerzas.

En edificios con marcos de arriostramientos concéntricos especiales (SCBF) que se someten a una revisión por desempeño es necesario incluir el modo de pandeo de las diagonales en cada ciclo. Se tiene la motivación de verificar si en los programas comerciales de cálculo más utilizados como son ETABS y SAP2000 se puede aproximar de una manera acertada dicho comportamiento.

Se tiene también el interés de revisar lo planteado en la guía de diseño ACHISINA-2017, para verificar si lo planteado es directamente aplicable a construcciones de acero de varios niveles, como es nuestro caso.

Finalmente se evalúa el tiempo invertido en un diseño por desempeño, para así ponderarlo contra los tiempos requeridos en los proyectos comerciales de día a día.

## **I.3 Objetivos y alcances**

### *Objetivo general*

- Analizar el comportamiento esperado del edificio en base a las guía ACHISINA y LATBSDC de un edificio de marcos arriostrados de 13 niveles.

### *Objetivos secundarios*

- Diseñar un edificio SCBF con los principios de diseño por capacidad utilizando además las normas NCh433 y la NCh427.
- Modelar correctamente el comportamiento no lineal de una diagonal que pandea.
- Modelar correctamente el comportamiento no lineal de un sistema de anclaje.
- Establecer los límites de aceptación para los elementos controlados por deformaciones y de los elementos controlados por fuerzas.
- Revisar el nivel de desempeño de los componentes del edificio.

## II. BASES DE DISEÑO

### II.1 Descripción general

La estructura consiste en un edificio de 13 niveles con destino a oficinas, la altura de entrepiso de cada nivel es de 3.5m, la planta arquitectónica es cuadrada con 4 vanos en cada sentido espaciados a cada 6m (Figura II-1), las caras exteriores del edificio cuentan con dos vanos intermedios con diagonales de arriostramiento en “X” en toda su elevación (Figura II-2) y el interior del edificio cuenta con vanos libres entre columnas (Figura II-3), es decir, el sistema resistente lateral es de tipo perimetral (en ocasiones definido como tubular) con un sistema gravitacional en el interior.

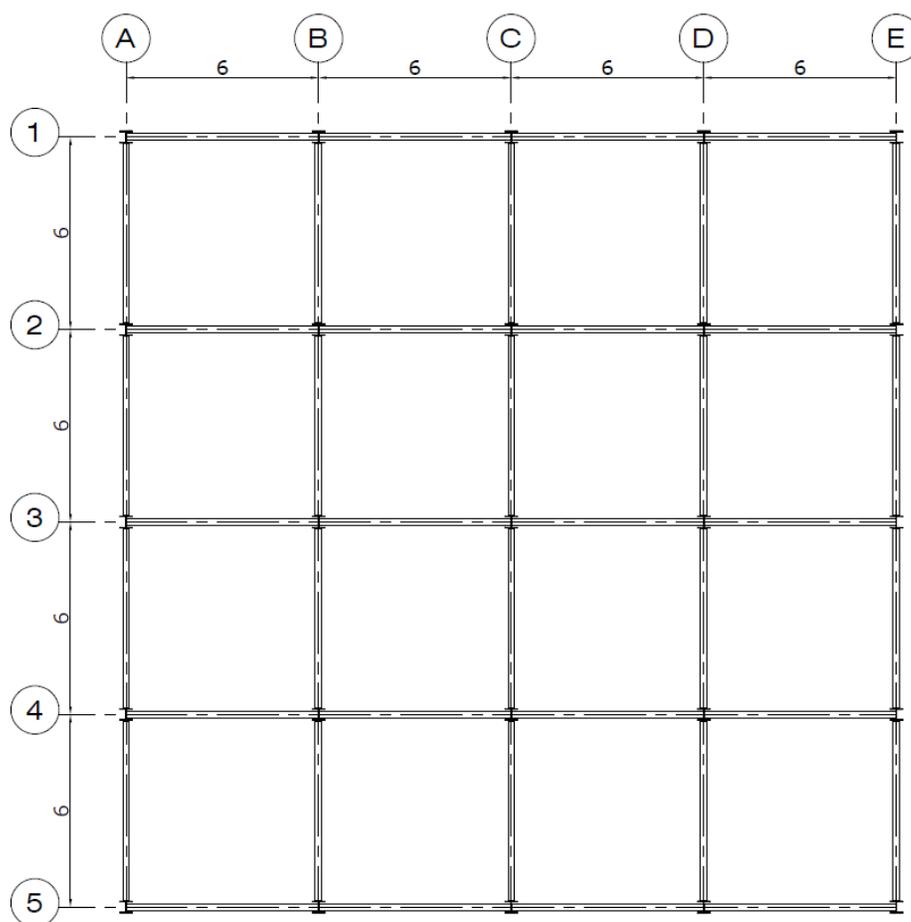


Figura II-1: Planta arquitectónica tipo. [Unidades en metros]

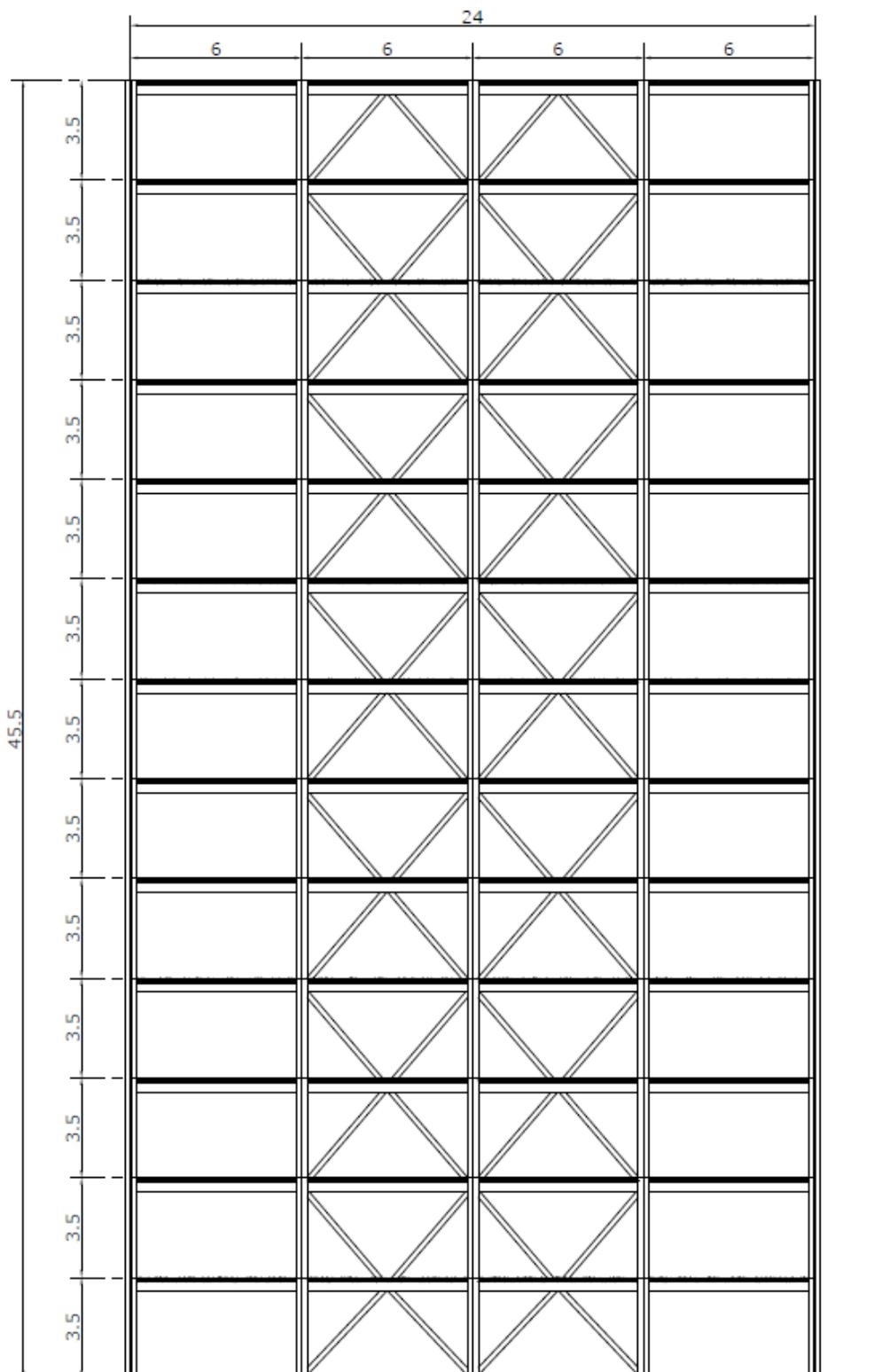


Figura II-2: Elevación tipo en cara perimetral. [Unidades en metros]

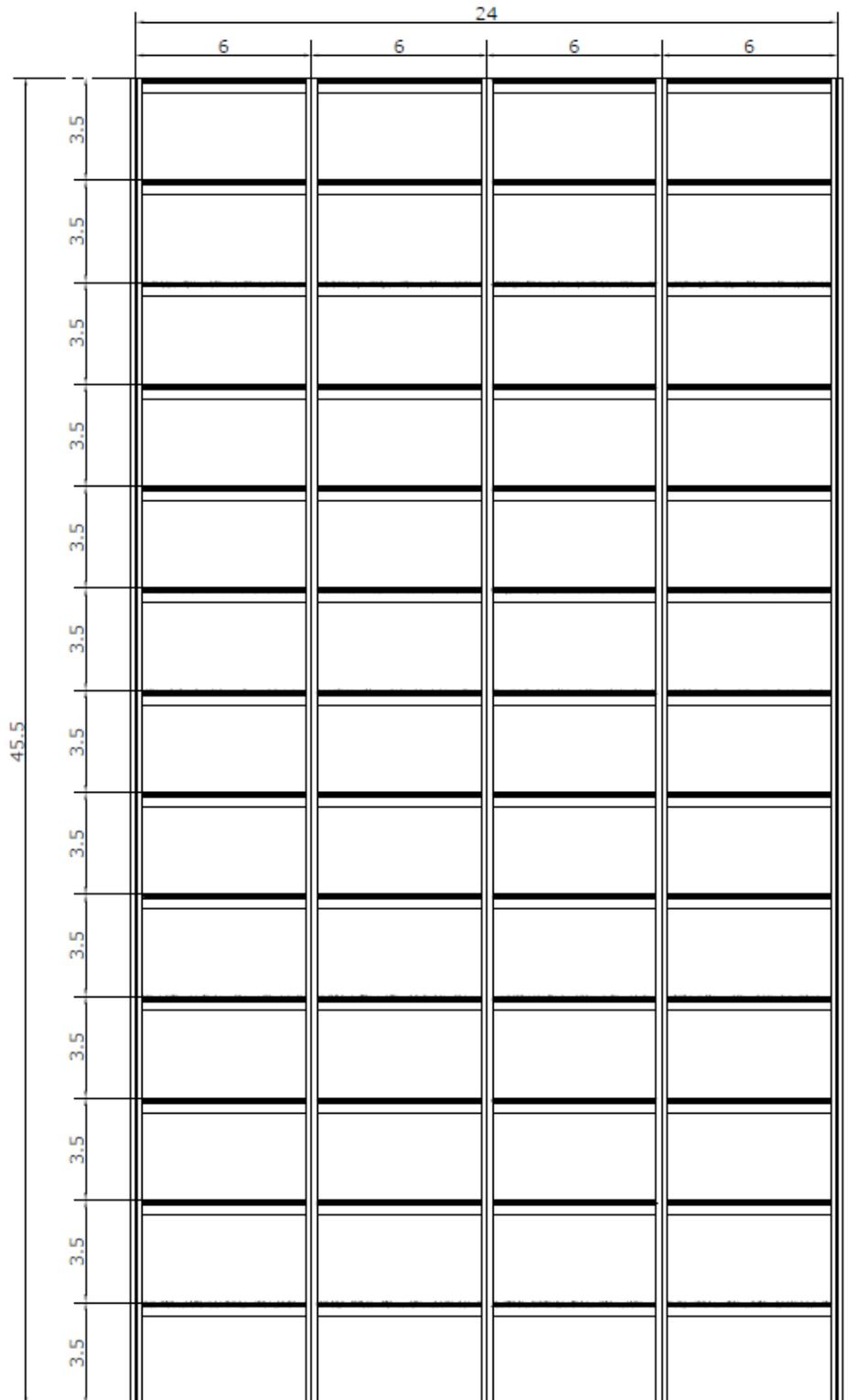


Figura II-3: Elevación tipo en ejes interiores. [Unidades en metros]

## II.2 Materiales

Tabla II-1: Propiedades de los materiales.

Acero	Elemento	$f_y \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$	$f_u \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$	$R_y$	$R_t$
A-992	Viga/Columna	3515	4570	1.1	1.1
A-500 Grado C	Diagonal	3515	4359	1.3	1.2
A-36	Anclaje	2531	4078	1.5	1.2

Donde:

$f_y$  es el esfuerzo de fluencia del material

$f_u$  es la resistencia máxima a tracción

$R_y$  es la relación entre la resistencia a fluencia esperada y la nominal

$R_t$  es la relación entre la resistencia máxima a tracción esperada y la nominal

### Nota:

Los parámetros de resistencia esperada  $R_t$  y  $R_y$  corresponden a las especificaciones de la guía ACHISINA-2017, sin embargo, se comenta que estos valores deberían ser utilizados solo en el diseño de los elementos y no en el análisis por desempeño debido a que representan un límite superior de la resistencia. Para valores más acertados usar como referencia lo estipulado en la Tabla 9-3 del ASCE-47-17.

## II.3 Normativas

Para el diseño del sistema gravitacional y sísmico se hizo uso de la norma NCh427 y AISC-341-16. El análisis sísmico se realiza con la norma NCh433 en conjunto con el decreto supremo DS-61<sup>[21]</sup>

Por último, la revisión del desempeño de los elementos se realiza con la guía de diseño ACHISINA-2017 y con la guía LATBSDC-2020 en conjunto con los criterios de aceptación estipulados en ASCE-41-17.

### III. ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL

#### III.1 Estructuración

Se tiene un sistema estructural mixto de marcos especiales con arriostramientos concéntricos (SCBF) más un sistema de columnas gravitacionales arriostradas con vigas conectadas a corte (Figura III-1). Las columnas y las vigas son perfiles W y las diagonales son perfiles HSS cuadrados. El sistema de piso es una losa llena de concreto que a su vez trabaja en sección compuesta con las vigas y funciona como diafragma para transferir fuerzas inerciales al sistema sismo-resistente. Las vigas secundarias tienen espaciamiento de 1.5m y se encuentran apoyadas en sentido horizontal de los tableros.

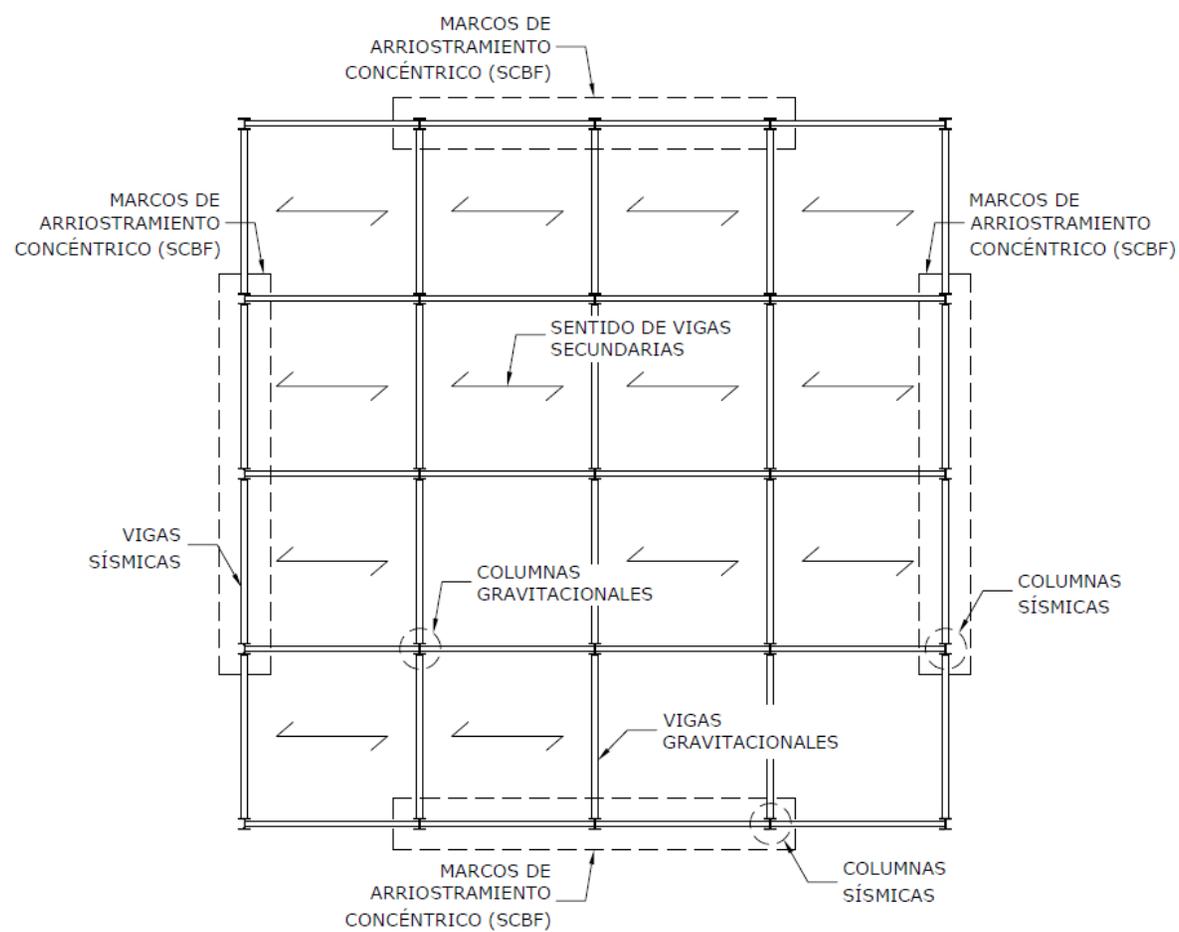


Figura III-1: Planta estructural tipo.

### III.2 Modelación estructural

La modelación de la estructura se realizó en el software comercial SAP2000 v21.2. El tipo de análisis con el que se obtuvieron los elementos mecánicos para el diseño fue del tipo elástico-lineal. Todas las vigas y columnas son modeladas como elementos tipo “frame”.

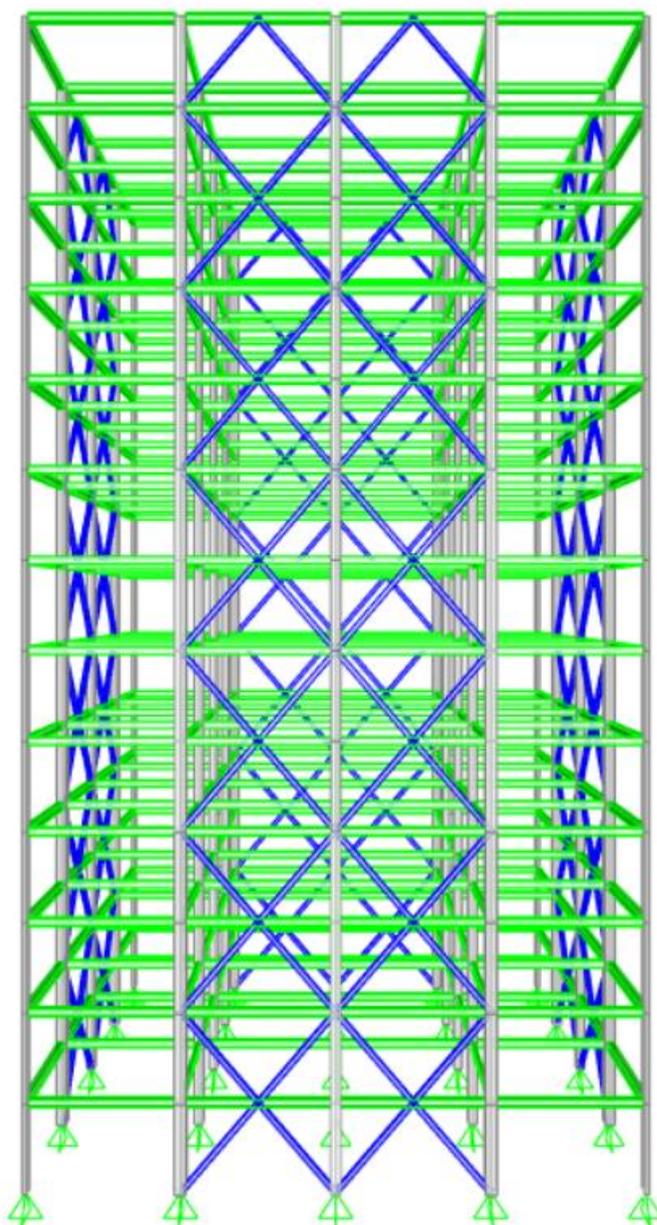


Figura III-2: Vista 3D de modelo matemático.

### III.2.1 Secciones

Las secciones de las figuras III-3 a III-6 fueron propuestas para su revisión. La verificación de las mismas se muestra en el capítulo VII.

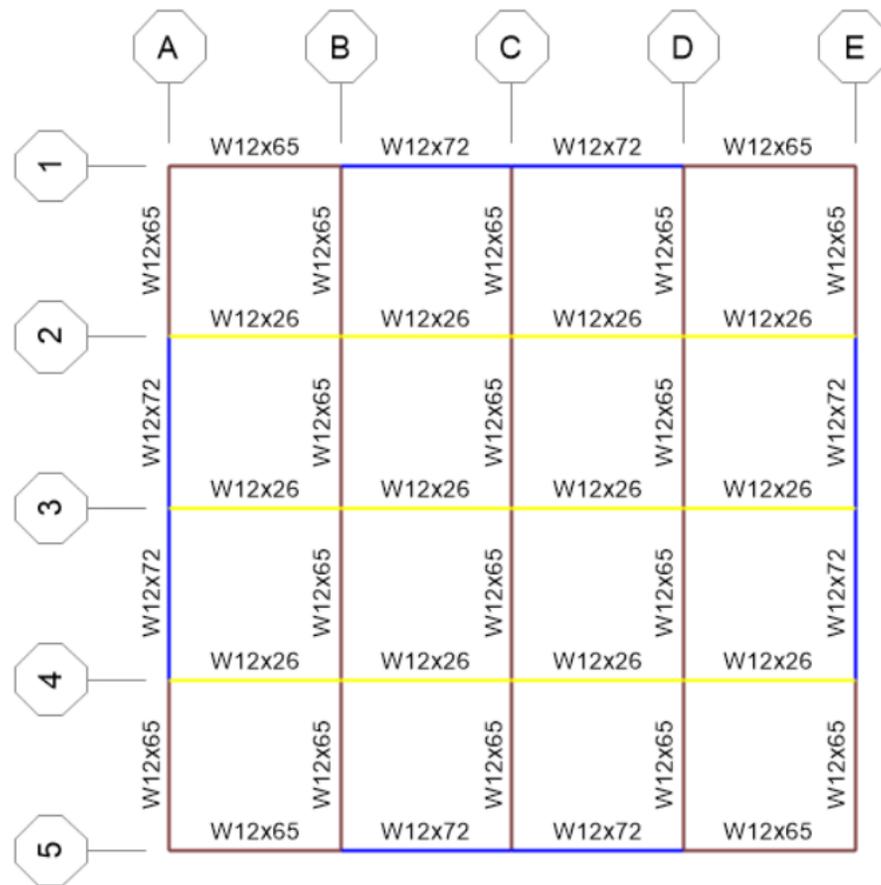


Figura III-3: Planta tipo con secciones asignadas al modelo.

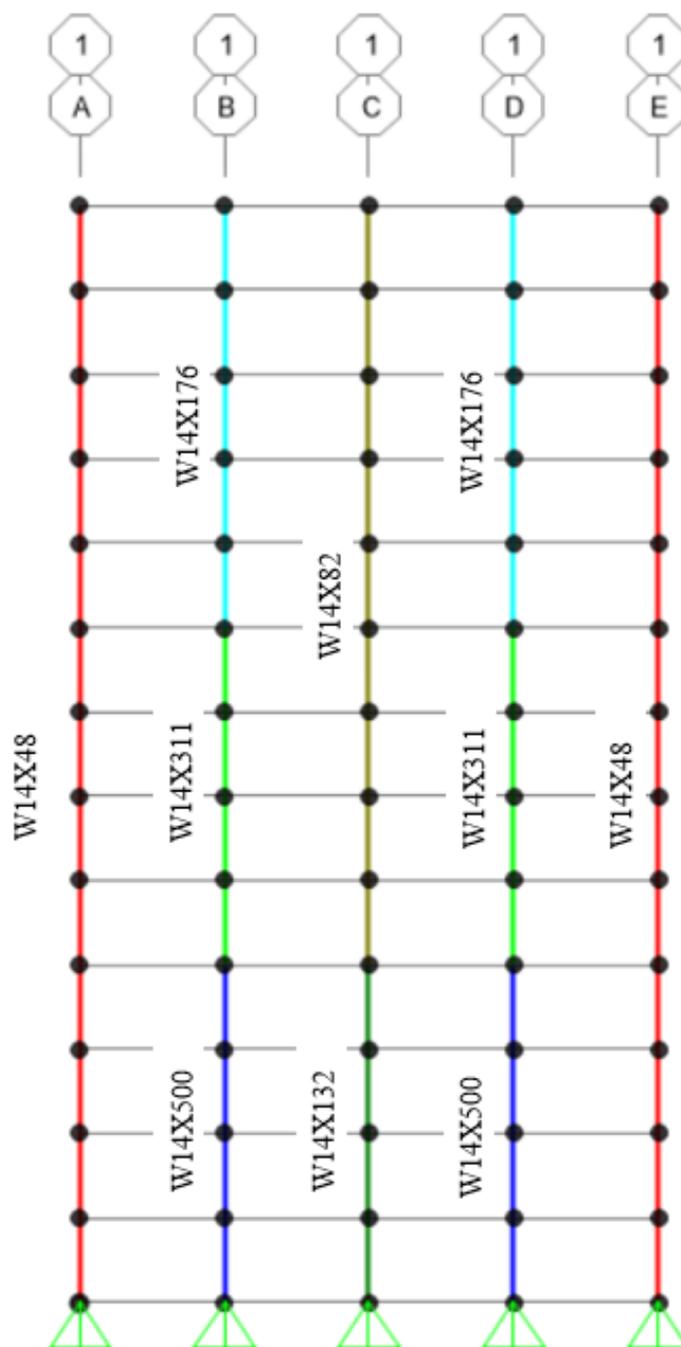


Figura III-4: Secciones asignadas a columnas de caras perimetrales.

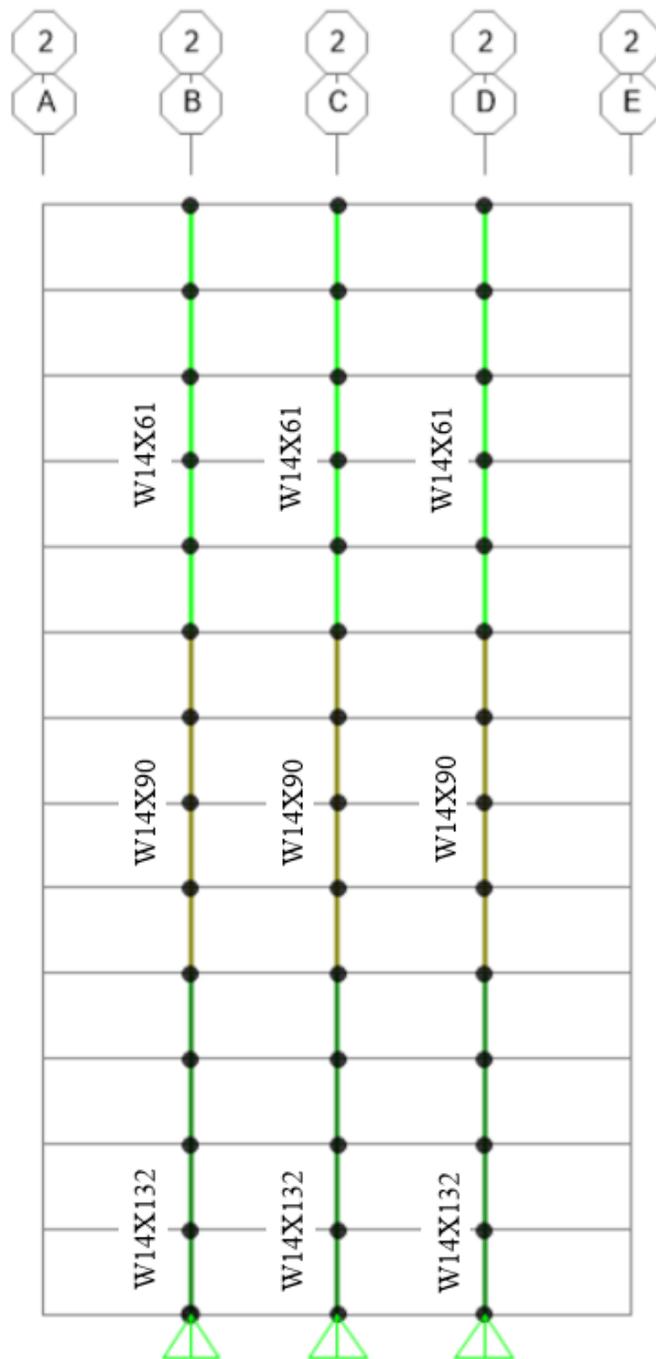


Figura III-5: Secciones asignadas a columnas interiores.

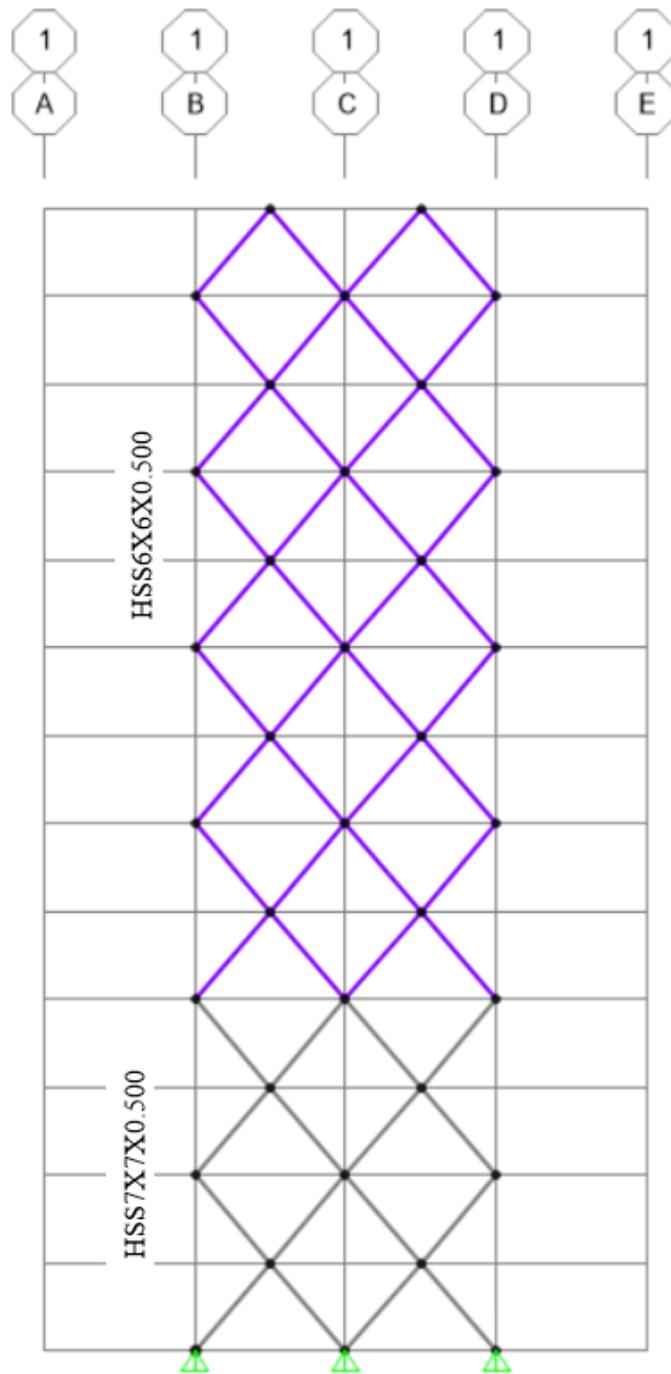


Figura III-6: Secciones asignadas a diagonales de caras perimetrales.

### **III.2.2 Diafragmas**

Se asignó un diafragma distinto a cada uno de los entrepisos asumiendo que la rigidez de la losa es suficiente para producir un comportamiento de cuerpo rígido en cada nivel.

### **III.2.3 Condiciones de apoyo y de conexión en elementos**

Todas las vigas y diagonales del sistema son modeladas con liberación a momento en sus extremos. Las columnas tienen liberación de momento en su base pensando en que la conexión se detallará para resistir las rotaciones impuestas con una demanda de momento relativamente baja.

## IV. CARGAS

### IV.1 Cargas gravitacionales

Tabla IV-1: Cargas muertas.

CONCEPTO	$q_D \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$
Vigas secundarias	20
Losa de concreto 15cm	360
Plafones e instalaciones	40
Sistema de aislamiento	10
Recubrimientos para piso	30
Particiones y otros	100
<b>TOTAL</b>	<b>560</b>

Tabla IV-2: Cargas de servicio.

CONCEPTO	$q \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$
Carga muerta	560
Carga viva	480
<b>TOTAL</b>	<b>1040</b>

#### IV.1.1 Cargas muertas

Todas las vigas secundarias tienen un ancho tributario de 1.5m, por lo tanto, la carga muerta por unidad de longitud que soportan se muestra en la siguiente tabla:

Tabla IV-3: Carga muerta distribuida en vigas secundarias.

TIPO DE CARGA	$q \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$	$w \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \right]$
Muerta (D)	560	840

La carga distribuida de las vigas secundarias pasa como carga puntual a las vigas principales. La carga puntual de vigas simplemente apoyadas puede ser calcula multiplicando la carga distribuida por la longitud de la viga y dividiendo entre dos apoyos.

Tabla IV-4: Carga muerta puntual en vigas principales.

TIPO DE CARGA	$w \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \right]$	$P \text{ [kgf]}$
Muerta (D)	840	2520

Finalmente las vigas de los ejes “A” y “E” reciben 1 vez la carga puntual y las vigas de los ejes “B”.”C” y “D” la reciben dos veces. También se comenta que las vigas de los ejes “1” y “5” tendrán una carga distribuida correspondiente a 0.75m de ancho tributario y las vigas de los ejes “4”, “3” y “2” tendrán una carga distribuida correspondiente a 1.5m de ancho tributario.

Tabla IV-5: Cargas muertas finales sobre vigas principales.

VIGAS SOBRE EJE	$P_D \text{ [kgf]}$	$w_D \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \right]$
A,E	2520@1.5m	-
B,C,D	5040@1.5m	-
1,5	-	420
2,3,4	-	840

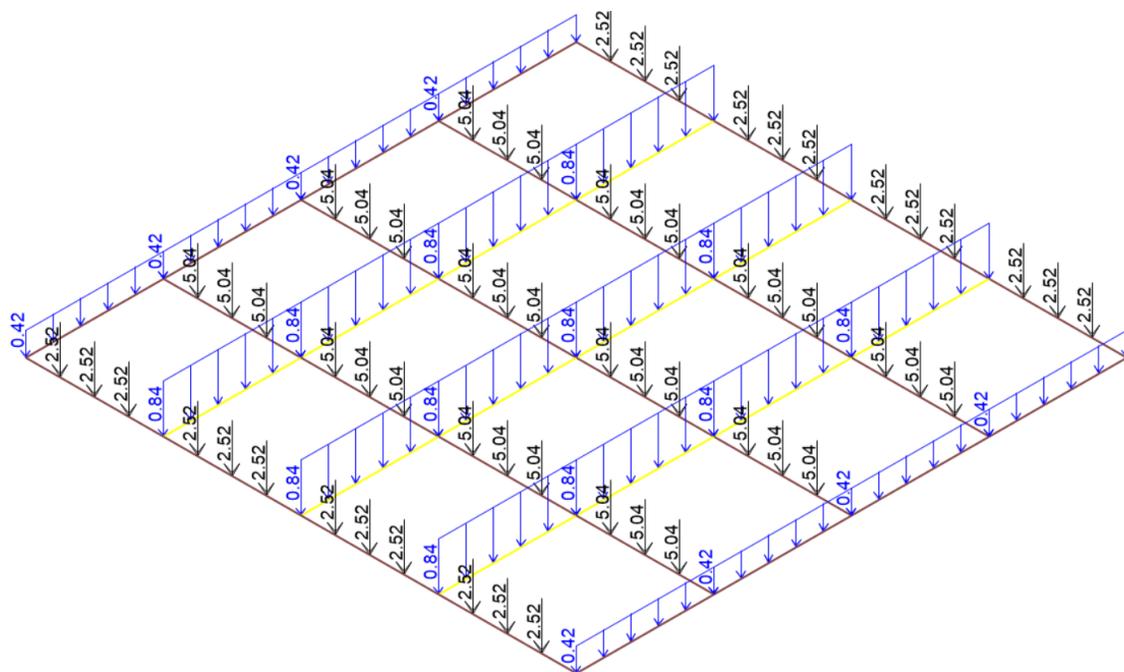


Figura IV-1: Cargas muertas asignadas en planta tipo. [tonf,m]

#### IV.1.2 Cargas vivas

Todas las vigas secundarias tienen un ancho tributario de 1.5m, por lo tanto, la carga viva por unidad de longitud que soportan se muestra en la siguiente tabla:

Tabla IV-6: Carga viva distribuida en vigas secundarias.

TIPO DE CARGA	$q \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right]$	$w \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \right]$
Viva (L)	480	720

La carga distribuida de las vigas secundarias pasa como carga puntual a las vigas principales. La carga puntual de vigas simplemente apoyadas puede ser calcula multiplicando la carga distribuida por la longitud de la viga y dividiendo entre dos apoyos.

Tabla IV-7: Carga viva puntual en vigas principales.

TIPO DE CARGA	$w \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \right]$	P [kgf]
Viva (L)	720	2160

Finalmente las vigas de los ejes “A” y “E” reciben 1 vez la carga puntual y las vigas de los ejes “B”.”C” y “D” la reciben dos veces. También se comenta que las vigas de los ejes “1” y “5” tendrán una carga distribuida correspondiente a 0.75m de ancho tributario y las vigas de los ejes “4”, “3” y “2” tendrán una carga distribuida correspondiente a 1.5m de ancho tributario.

Tabla IV-8: Cargas vivas finales sobre vigas principales.

VIGAS SOBRE EJE	$P_L$ [kgf]	$w_L \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \right]$
A,E	2160@1.5m	-
B,C,D	4320@1.5m	-
1,5	-	360
2,3,4	-	720

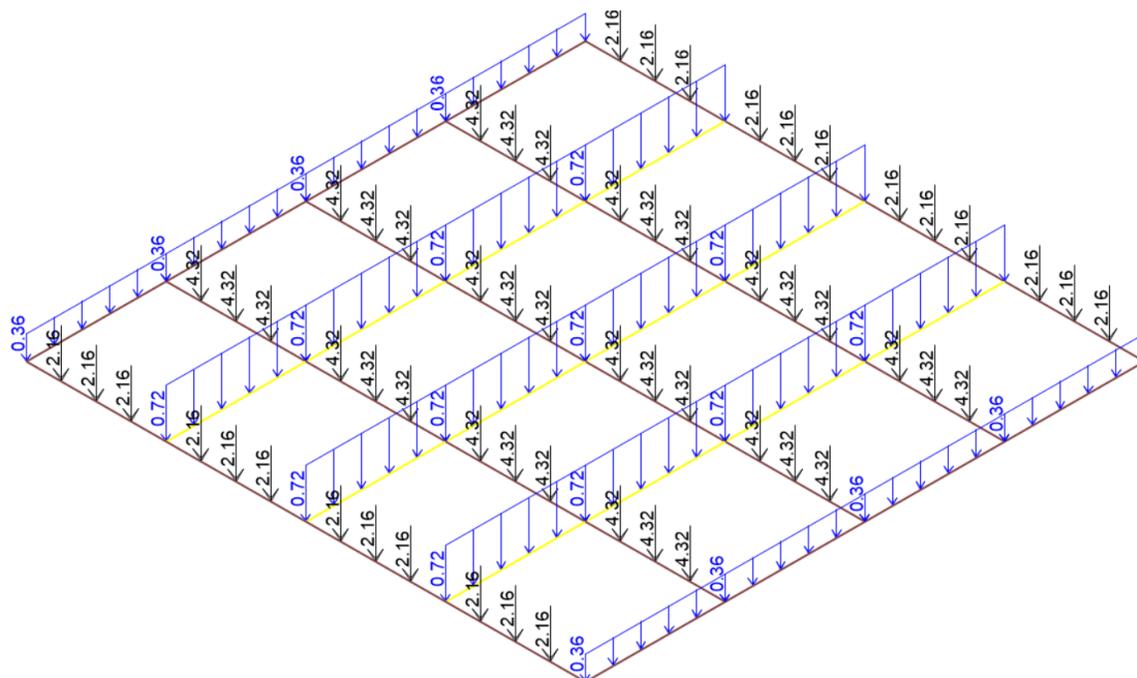


Figura IV-2: Cargas vivas asignadas en planta tipo. [tonf,m]

## IV.2 Cargas sísmicas

La carga sísmica se obtiene de un análisis “modal espectral”. El espectro de diseño es definido acorde a la norma NCh433 en conjunto con el Decreto Supremo DS-61.

### IV.2.1 Parámetros sísmicos

Tabla IV-9: Características del espectro de diseño.

Zona sísmica	3
Tipo de suelo	C
Categoría de edificio	II
Factor de reducción de respuesta [ $R_o$ ]	8
Periodo estructural en X [ $T_X$ ]	1.53s
Periodo estructural en Y [ $T_Y$ ]	1.53s

### IV.2.2 Valores espectrales

Tabla IV-10: Valores espectrales

$A_o (g)$	0.4	Aceleración efectiva máxima del suelo
$I$	1	Factor de importancia estructural
$S$	1.05	Parámetro dependiente del tipo de suelo
$T_o$	0.4	“”
$T'$	0.45	“”
$n$	1.4	“”
$p$	1.6	“”
$R_x^*$	7.62	Factor de reducción de respuesta con influencia del modo con mayor masa traslacional en sentido X
$R_y^*$	7.62	Factor de reducción de respuesta con influencia del modo con mayor masa traslacional en sentido Y

### IV.2.3 Análisis modal

Se definió un caso de análisis modal con una masa asociada al 100% de la carga muerta y al 50% de la carga viva. Se realiza un análisis de valores y vectores propios incluyendo los primeros 12 modos de vibrar de la estructura.

### IV.2.4 Resultados del análisis modal

Se obtuvo un periodo fundamental de 1.53s en cada sentido de análisis y una participación de masas superior al 90% en ambos sentidos, como es mostrado en la siguiente tabla:

Tabla IV-11: Periodos estructurales y masa modal.

MODO	PERIODO [s]	%MASA-X	%MASA-Y	$\Sigma$ (%MASA-X)	$\Sigma$ (%MASA-Y)
1	1.53	0%	74%	0%	74%
2	1.53	74%	0%	74%	74%
3	0.95	0%	0%	74%	74%
4	0.50	0%	17%	74%	91%
5	0.50	17%	0%	91%	91%
6	0.31	0%	0%	91%	91%
7	0.28	0%	0%	91%	91%
8	0.28	0%	0%	91%	91%
9	0.28	0%	0%	91%	91%
10	0.28	0%	0%	91%	91%
11	0.28	0%	0%	91%	91%
12	0.28	0%	0%	<b>91%</b>	<b>91%</b>

#### IV.2.5 Análisis sísmico

Se definió un caso de carga sísmico actuando en las dos direcciones principales ortogonales del edificio (X,Y). El tipo de análisis realizado fue “modal espectral”, agregando además una excentricidad en las fuerzas inerciales del 5%. Se utilizó el espectro de diseño de la Figura IV-3.

La disipación de energía de la estructura es capturado por el ciclo histerético de los elementos inelásticos, adicional a lo anterior se agrega un 2.5% asociado al amortiguamiento inherente de la estructura. Se utiliza un amortiguamiento proporcional a la rigidez y a la masa, como es el amortiguamiento de Rayleigh, definido entre el primer y segundo periodo de mayor masa translacional en cada sentido de análisis (1.53s y 0.5s respectivamente).

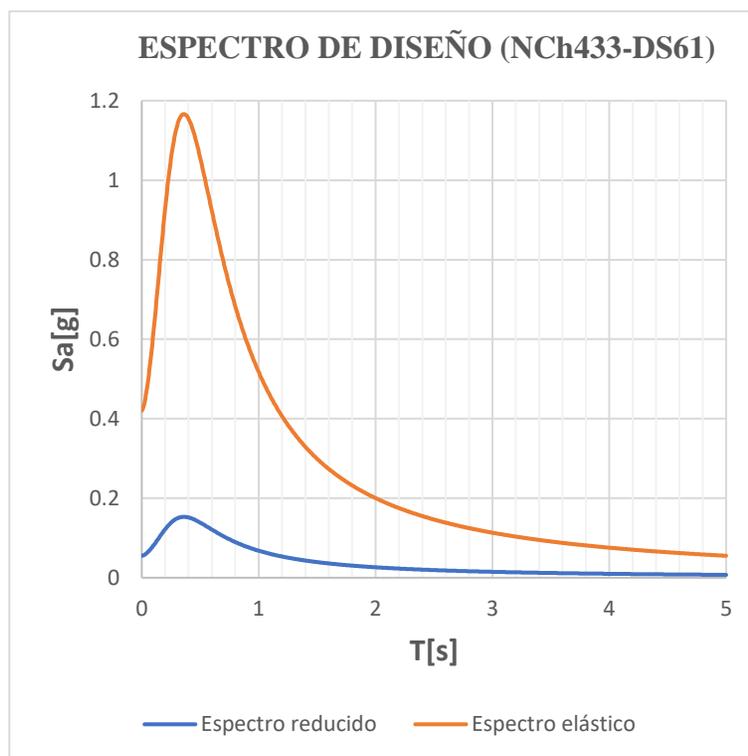


Figura IV-3: Espectro de diseño.

## V. REACCIONES BASALES

### V.1 Calibración de fuerza sísmica

Del modelo matemático se obtuvieron las siguientes reacciones basales:

Tabla V-1: Reacciones basales.

P (tonf)	6555	Peso sísmico del edificio, asociado a 1.0D+0.5L
V <sub>x</sub> (tonf)	241	Cortante basal obtenido del análisis modal espectral en sentido X
V <sub>y</sub> (tonf)	241	Cortante basal obtenido del análisis modal espectral en sentido Y
V <sub>x</sub> /P	0.037	Relación corte sísmico en sentido X respecto al peso sísmico
V <sub>y</sub> /P	0.037	Relación corte sísmico en sentido Y respecto al peso sísmico

El corte basal como mínimo deberá alcanzar el valor establecido por la siguiente expresión:

$$V_{\min} = \frac{PA_oIS}{6} \quad (\text{Ec. V - 1})$$

Tabla V-2: Calibración de la fuerza de corte.

V <sub>min</sub> (tonf)	459	Cortante basal mínimo de diseño
V <sub>x</sub> (tonf)	241	Cortante basal obtenido del análisis modal espectral en sentido X
V <sub>y</sub> (tonf)	241	Cortante basal obtenido del análisis modal espectral en sentido Y
V <sub>min</sub> /V <sub>x</sub>	1.91	Factor de calibración para la aceleración en sentido X
V <sub>min</sub> /V <sub>y</sub>	1.91	Factor de calibración para la aceleración en sentido Y
R <sub>Xeff</sub> *	3.99	Factor de reducción de respuesta efectivo en sentido X
R <sub>Yeff</sub> *	3.99	Factor de reducción de respuesta efectivo en sentido Y

## V.2 Drift de entrepiso

La norma NCh433 establece una distorsión máxima de entrepiso de 0.002, la distorsión máxima obtenida en el modelo fue de **0.0017**.

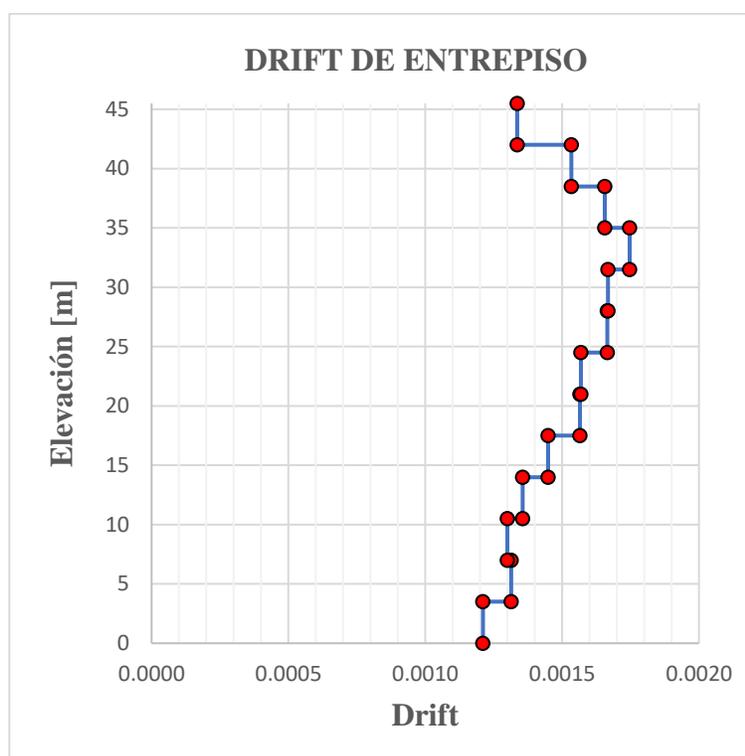


Figura V-1: Drift de entrepiso.

**VI. COMBINACIONES DE CARGA**

Tabla VI-1: Combinaciones de carga NCh3171:2017 método LRFD.

COMBINACIÓN	MUERTA (D)	VIVA (L)	SISMO X (SX)	SISMO Y (SY)
LRFD-1	1.4	-	-	-
LRFD-2	1.2	1.6	-	-
LRFD-3	1.2	1.0	1.4	-
LRFD-4	1.2	1.0	-	1.4
LRFD-5	0.9	-	1.4	-
LRFD-6	0.9	-	-	1.4

## VII. DISEÑO DE ELEMENTOS

### VII.1 Diseño de sistema gravitacional

#### VII.1.1 Diseño de vigas

Todas las vigas que no forman parte del sistema sismoresistente establecido en la la Figura III-1 se diseñaron para trabajar en acción compuesta parcial con la losa de concreto, todas las vigas se suponen sin alzaprima durante su construcción. El concreto de la losa se define con una resistencia a la compresión  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad  $E_c = 238\,752\text{kg/cm}^2$ . Todas las vigas secundarias se propusieron con una sección W10X26.

#### Momento actuante

El máximo momento último que actúa en las vigas se obtiene de las combinaciones de carga de la Tabla VI-1. Los resultados para cada uno de los tipos de vigas gravitacionales del proyecto son mostrados en la siguiente tabla:

Tabla VII-1: Momentos últimos actuantes en vigas gravitacionales.

VIGA	$M_u$ [tonf – m]
W10X26	9.77
W12X26	9.77
W12X65	36.89

#### Momento resistente

Se proponen pernos Nelson Stud de 3/4" como conector de corte en las vigas, cada uno con una resistencia al corte de 9.77tonf. El número de conectores propuesto para cada una de las vigas es mostrado en la siguiente tabla:

Tabla VII-2: Conectores de corte a lo largo de la viga.

VIGA	Conectores por línea	Conectores a lo largo	Total de conectores
W10X26	1	20	20
W12X26	1	20	20
W12X65	2	26	52

La resistencia de los conectores de los conectores entre el punto de momento máximo y el punto de momento nulo puede ser calculada a partir de la siguiente expresión:

$$\sum Q_n = \frac{Fn}{2} \quad (\text{Ec. VII} - 1)$$

Donde:

F es la fuerza de corte resistente de un solo conector

n es el número de conectores a lo largo de toda la viga

Reemplazando en la expresión anterior se tienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-3: Fuerzas plásticas en conectores de cortante.

VIGA	n	F [tonf]	$\sum Q_n$ [tonf]
W10X26	20	9.77	98
W12X26	20	9.77	98
W12X65	52	9.77	254

La sección de concreto sobre cada viga cuenta con las siguientes propiedades:

Tabla VII-4: Fuerzas plásticas de la sección de concreto.

VIGA	$b_{eff}$ [cm]	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	$Q_c$ [tonf]
W10X26	150	2250	478
W12X26	150	2250	478
W12X65	141	2119	450

De las propiedades anteriores se tiene que:

$b_{eff}$  es el ancho efectivo de la porción de concreto sobre la viga

$A_c$  es el área de la porción de concreto sobre la viga

$Q_c$  es la resistencia a la compresión de la porción de concreto sobre la viga

Si el eje neutro se posiciona sobre el ala superior de la viga la viga puede desarrollar la siguiente resistencia en tensión:

$$Q_s = A_s F_y \quad (\text{Ec. VII} - 2)$$

Donde:

$A_s$  es el área de acero de la viga

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero

Tabulando los valores de la expresión anterior se obtienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-5: Fuerzas plásticas de las secciones de acero.

VIGA	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$Q_s$ [tonf]
W10X26	49.1	173
W12X26	49.4	173
W12X65	123.1	433

Dado que la resistencia plástica de los conectores es menor a la resistencia plástica del perfil de acero se deduce que por equilibrio el eje neutro plástico se posiciona dentro de la sección

de acero. Inicialmente se supone el eje neutro plástico dentro del ala superior de la viga, partiendo de esa suposición podemos calcular el momento nominal resistente de la sección a partir del diagrama de cuerpo libre mostrado en la siguiente figura:

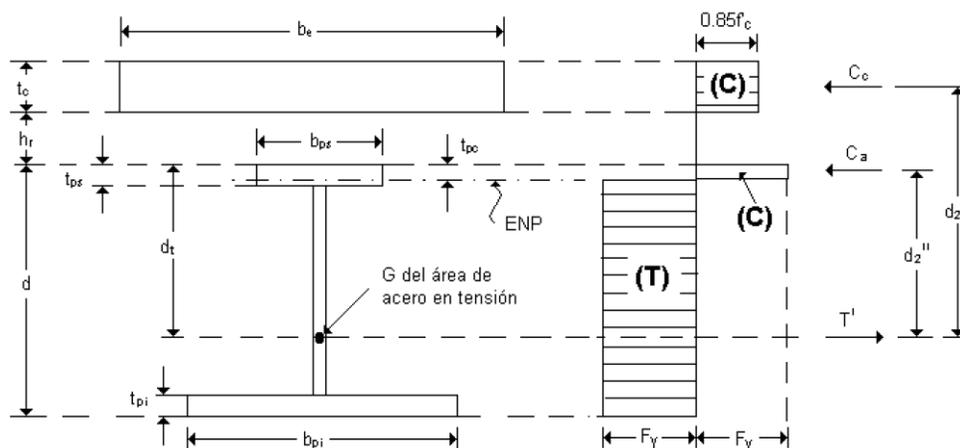


Figura VII-1: Diagrama de cuerpo libre para equilibrio plástico de la sección.

Fuente: "Diseño de estructuras de acero, construcción compuesta, Oscar de Buen"

Calculando cada uno de los parámetros de la figura anterior se tienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-6: Cálculo de resistencia nominal para vigas compuestas.

VIGA	W10X26	W12X26	W12X65
$a_e$ [cm]	3.06	3.06	8.46
$C$ [tonf]	155.26	153.62	418.64
$T$ [tonf]	115.00	117.55	268.50
$C_c$ [tonf]	97.69	97.69	254.00
$C_a$ [tonf]	37.44	37.90	89.57
$t_{pc}$ [cm]	0.73	0.65	0.84
$d_t$ [cm]	16.42	19.51	18.93
$d_2'$ [cm]	29.89	32.98	29.70
$d_2''$ [cm]	16.06	19.18	18.51
$M_n$ [tonf-m]	35.21	39.48	92.00

Se menciona además que el porcentaje de acción compuesta en todas las vigas es superior al 50%, el cual es obtenido al dividir  $\sum Q_n / \min(Q_s, Q_c)$ , este valor cumple con ser mayor al 40% exigido como mínimo en el reglamento.

Finalmente la resistencia nominal a flexión se reduce por un factor  $\phi = 0.9$  y se compara contra el momento actuante. Al comparar la resistencia contra la demanda se obtienen los relaciones de trabajo en flexión de la Tabla VII-7. Se observa que la relación demanda/capacidad es baja para la revisión en flexión, sin embargo, las vigas quedan controladas por deformaciones y no por fuerzas, como es mostrado más adelante.

Tabla VII-7: Revisión a flexión de vigas compuestas.

VIGA	$M_u$ [tonf – m]	$\phi M_n$ [tonf – m]	$\frac{M_u}{\phi M_n}$
W10X26	9.77	31.69	0.31
W12X26	9.77	35.53	0.28
W12X65	36.89	82.8	0.45

#### Límite de deformación

Se establece un límite de deformación vertical de  $L/300$  para vigas secundarias y de  $L/360$  para las vigas principales. Reemplazando valores para cada una de las vigas del proyecto se tendrán, por tanto, los límites de deformación de la siguiente tabla:

Tabla VII-8: Límites de deflexión en vigas.

VIGA	L [cm]	$\Delta_{max}$ [cm]
W10X26	600	2.00
W12X26	600	1.67
W12X65	565	1.57

Se menciona que la viga W12X65 tiene una longitud menor al resto debido a que conecta a las alas de las columnas.

Los límites anteriores se comparan contra la deflexión obtenida de las vigas actuando en sección compuesta parcial para una combinación de cargas 1.0D+1.0L. El análisis por deflexiones se realiza en dos partes, la primera para las deflexiones obtenidas por cargas de construcción y la sección de acero trabajando sin acción compuesta, la segunda por cargas adicionales a las de construcción y la sección de acero trabajando en acción compuesta.

A continuación se resume el cálculo por deflexiones para cada una de las vigas:

Tabla VII-9: Resumen de revisión de vigas por deflexiones.

VIGA	$I_s$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_{comp}$ [cm <sup>4</sup> ]	$\Delta_D$ [cm]	$\Delta_{SC+L}$ [cm]	$\Delta_{sh}$ [cm]	$\Delta_T$ [cm]	$\frac{\Delta_T}{\Delta_{max}}$
W10X26	5994	13511	0.80	0.61	0.57	1.97	0.99
W12X26	8491	17892	0.56	0.46	0.48	1.50	0.90
W12X65	22185	46003	0.66	0.58	0.33	1.56	1.00

De la tabla anterior se tiene que:

$I_s$  es la inercia de la sección de acero

$I_{comp}$  es la inercia de la sección de acero trabajando en acción compuesta

$\Delta_D$  son las deflexiones por cargas antes de endurecimiento de la losa

$\Delta_{sc+l}$  son las deflexiones por cargas después de endurecimiento de la losa

$\Delta_{sh}$  son las deflexiones a largo plazo, obtenidas por fluencia plástica del concreto

$\Delta_T$  son las deflexiones totales a largo plazo

### VII.1.2 Diseño de columnas

Las columnas que no forman parte del marco SCBF, pueden ser diseñadas directamente a compresión con las combinaciones de carga 1 y 2 de la Tabla VI-1. La resistencia de una columna “no esbelta localmente” en compresión parte de la verificación de la forma de pandeo de la misma, las formas de pandeo de una columna quedan delimitadas por las siguientes expresiones:

$$\text{si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Pandeo inelástico (Ec. VII - 3a)}$$

$$\text{si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Pandeo elástico (Ec. VII - 3b)}$$

Donde:

$K$  es el factor de longitud efectiva de la columna, igual a 1 para marcos arriostrados

$L$  es la longitud libre de la columna entre soportes laterales

$r$  es el menor radio de giro de la columna

$E$  es el módulo de elasticidad del acero

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero

Los esfuerzos críticos de pandeo de una columna quedan definidos por las siguientes expresiones:

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (\text{Para pandeo elástico}) \quad (\text{Ec. VII - 4a})$$

$$F_{cr} = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (\text{Para pandeo inelástico}) \quad (\text{Ec. VII - 4b})$$

Donde:

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero

$F_e$  es esfuerzo de pandeo de Euler, definido con la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{Ec. VII - 5})$$

Finalmente la resistencia de diseño a compresión puede ser calculada como:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g \quad (\text{Ec. VII - 6})$$

Donde:

$F_{cr}$  es esfuerzo crítico de pandeo de la columna

$A_g$  es el área de sección transversal de la columna

Las secciones tienen que cumplir además con los límites de compacidad de la Tabla B4.1a del AISC-360-16<sup>[4]</sup> para ser clasificados como “no esbeltos”. Al calcular las resistencias a compresión de cada una de las columnas gravitacionales del proyecto se tienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-10: Resistencia en compresión de columnas gravitacionales.

Columna	Compacidad	$r_y$ [cm]	$\frac{KL}{r_y}$	Tipo de pandeo	$F_e \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$\phi P_n$ [tonf]
W14X48	No esbelta	4.9	71.4	Inelástico	3866	196.7
W14X61	No esbelta	6.2	56.5	Inelástico	6362	289.9
W14X90	No esbelta	9.4	37.2	Inelástico	14509	488.7
W14X132	No esbelta	9.6	36.5	Inelástico	14984	717.8

Del modelo matemático se pueden obtener además las mayores fuerzas de compresión para cada uno de los tipos de columnas de la Tabla VII-10. Comparando la demanda contra la resistencia se obtienen los resultados de la Tabla VII-11.

Tabla VII-11: Revisión a compresión simple en columnas gravitacionales.

Columna	$P_u$ [tonf]	$\frac{P_u}{\phi P_n}$
W14X48	178.4	0.91
W14X61	264.6	0.91
W14X90	477.8	0.98
W14X132	691.5	0.96

Además para cada una de las columnas gravitacionales se tienen las demandas a compresión mostradas en las Figura VII-2.

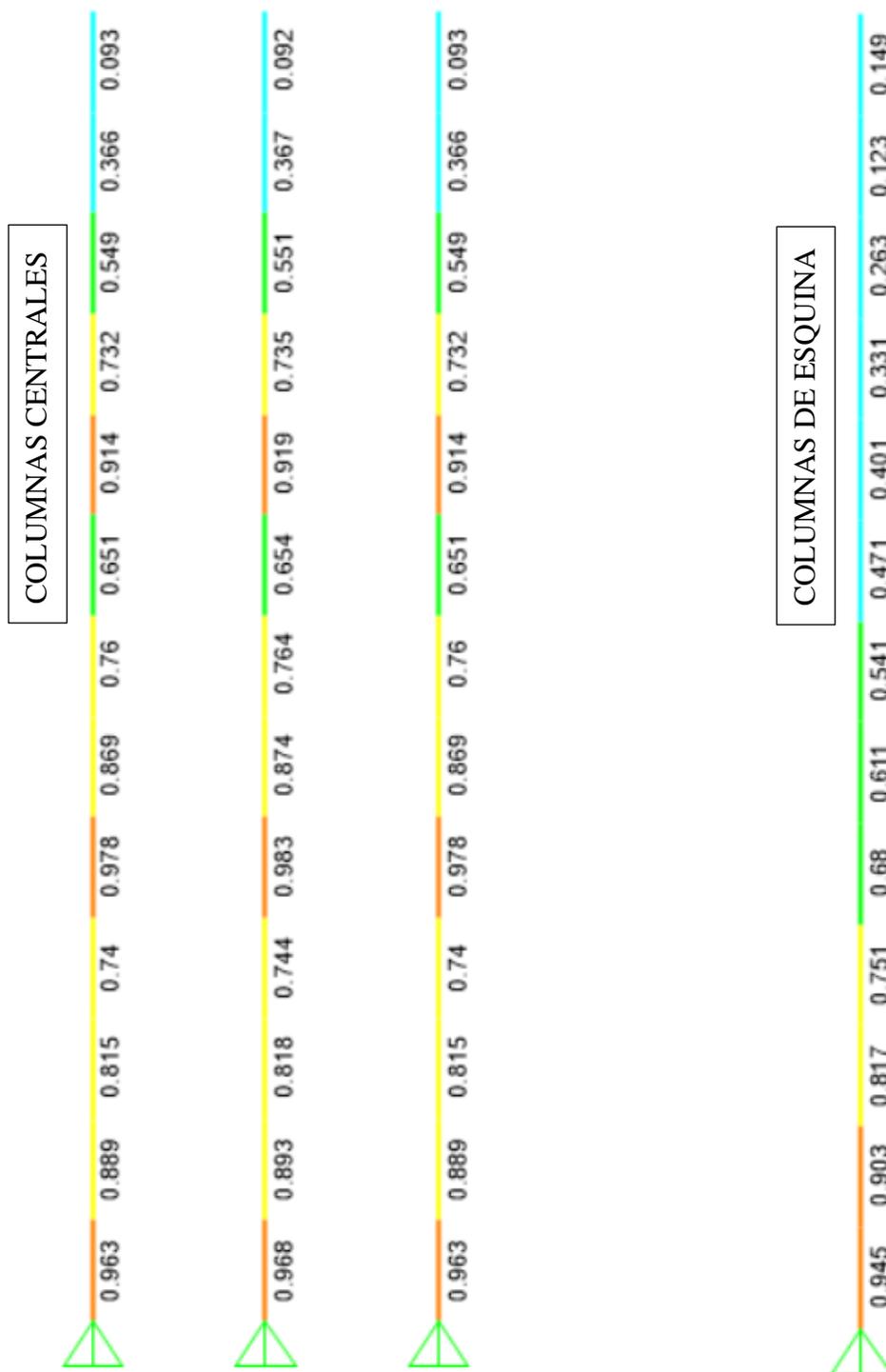


Figura VII-2 : Relación fuerza/capacidad en compresión para columnas gravitacionales.

### VII.1.3 Diseño de diagonales

Las diagonales se diseñarán solo a compresión simple debido a que la resistencia axial de un elemento siempre es menor en compresión que en tracción y además, las cargas de compresión en las diagonales son mayores a las de tracción.

Las ecuaciones de diseño son iguales a las planteadas en la sección VII.1.2, pero las combinaciones con las que se diseñan las diagonales van de la LRFD-1 a la LRFD-3. En la siguiente tabla se resume el cálculo de la resistencia a la compresión de las diagonales:

Tabla VII-12: Resistencia en compresión de diagonales

Diagonal	Compacidad	r [cm]	$\frac{KL}{r_y}$	Tipo de pandeo	$F_e \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$\phi P_n$ [tonf]
HSS6X6X0.500	No esbelta	5.7	75	Inelástico	3492	131
HSS7X7X0.500	No esbelta	6.7	64	Inelástico	4857	175

Comparando contra las mayores demandas para cada tipo de diagonal se obtienen las relaciones fuerza capacidad de la tabla VII-13.

Tabla VII-13: Revisión a compresión simple en diagonales.

Diagonal	$P_u$ [tonf]	$\frac{P_u}{\phi P_n}$
HSS6X6X0.500	131	1.00
HSS7X7X0.500	170	0.97

**Nota:** La resistencia de las diagonales se calculó con una longitud descontando el peralte de la viga a la que conecta.

Además, para cada una de las diagonales se tienen las demandas a compresión mostradas en las Figura VII-3. Solo se muestra la cara sobre el eje 1 debido a que los ejes ortogonales tienen demandas muy similares.

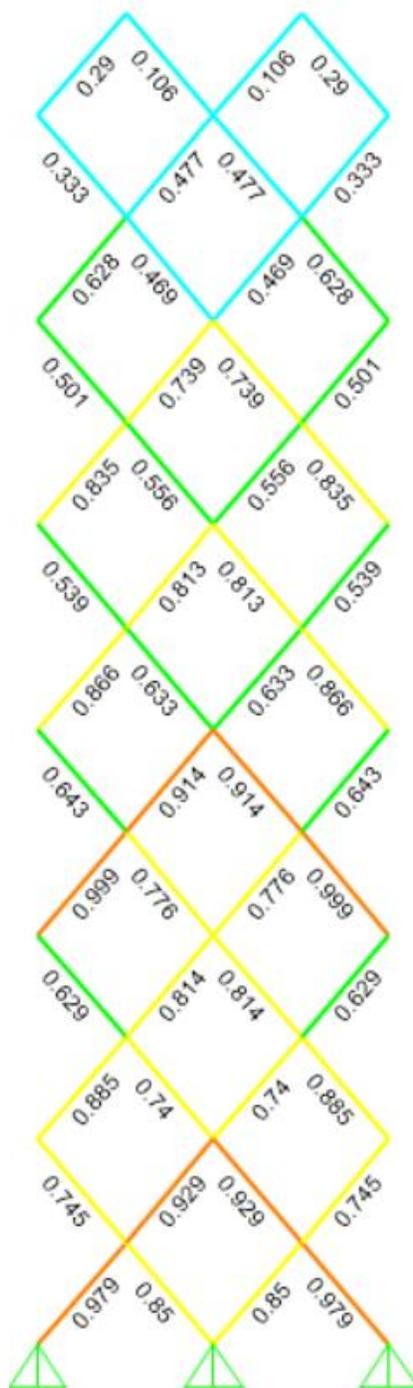


Figura VII-3 : Relación fuerza/capacidad en compresión para diagonales.

## VII.2 Diseño de sistema sísmico

El sistema sísmico está conformado por las vigas, columnas y diagonales de los marcos arriostrados especificados en la Figura III-1.

### VII.2.1 Límites de compacidad

Todos los elementos que forman parte de un marco SCBF, deben cumplir con los límites de compacidad especificados a continuación:

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos para ser clasificados como elementos de alta ductilidad:

$$\text{Para las alas} \rightarrow \frac{b}{t} < 0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} \quad (\text{Ec. VII - 7})$$

$$\text{Para las almas} \rightarrow \frac{T}{t_w} < 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} \quad (\text{Ec. VII - 8})$$

Las diagonales deben cumplir con los siguientes requisitos para ser clasificados como elementos de alta ductilidad:

$$\text{Para las paredes} \rightarrow \frac{b}{t} < 0.65 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} \quad (\text{Ec. VII - 9})$$

Las vigas deben cumplir con los siguientes requisitos para ser clasificados como elementos de media ductilidad:

$$\text{Para las alas} \rightarrow \frac{b}{t} < 0.40 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} \quad (\text{Ec. VII - 10})$$

$$\text{Para las almas} \rightarrow \frac{T}{t_w} < 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} \quad (\text{Ec. VII - 11})$$

Revisando los límites de compacidad para cada uno de los elementos se tienen los resultados de la Tabla VII-14.

Tabla VII-14: Revisión de compacidad para secciones sísmicas.

SECCIÓN	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{T}{t_w}$	$\frac{b}{t}$ (límite)	$\frac{T}{t_w}$ (límite)	REVISIÓN
HSS6X6X0.500	9.9	-	13.73	-	Cumple
HSS6X6X0.500	12.1	-	13.73	-	Cumple
W12X72	9.0	22.2	9.19	36.05	Cumple
W14X82	5.9	21.3	7.35	36.05	Cumple
W14X132	7.1	15.5	7.35	36.05	Cumple
W14X176	6.0	12.0	7.35	36.05	Cumple
W14X311	3.6	7.1	7.35	36.05	Cumple
W14X500	2.4	4.6	7.35	36.05	Cumple

### VII.2.2 Capacidades de diagonales

Las capacidades esperadas de las diagonales pueden ser calculadas con las siguientes expresiones:

$$\text{Capacidad tensión} \rightarrow T_e = R_y F_y A_g \quad (\text{Ec. VII} - 12)$$

$$\text{Capacidad compresión} \rightarrow P_{ne} = 1.14 R_y F_{cr} A_g \quad (\text{Ec. VII} - 13)$$

$$\text{Capacidad residual a compresión} \rightarrow 0.3 P_{ne} \quad (\text{Ec. VII} - 14)$$

Donde:

$R_y$  es el factor de corrección por fluencia esperada en el acero

$F_y$  es la resistencia a la tensión del acero

$A_g$  es el área gruesa de la sección transversal

$F_{cr}$  es el esfuerzo crítico de compresión, considerando  $F_y \rightarrow R_y F_y$

**Nota:** la capacidad de compresión de las diagonales se calculó utilizando el 80% de su longitud a centros de línea, estimando así la longitud real que tendrá la diagonal descontando las conexiones en sus extremos.

Calculando las capacidades para cada una de las diagonales se tienen los resultados de la Tabla VII-15.

Tabla VII-15: Fuerzas de capacidad esperadas en diagonales.

DIAGONAL	$T_e$ [tonf]	$P_{ne}$ [tonf]	$0.3P_{ne}$ [tonf]
HSS6X6X0.500	287.14	219.17	65.75
HSS7X7X0.500	341.97	292.17	87.65

Finalmente, las fuerzas obtenidas de las capacidades de las diagonales se descomponen en sus componentes ortogonales horizontal y vertical obteniéndose así los resultados de la Tabla VII-16.

Tabla VII-16: Capacidades de diagonales en sus componentes rectangulares.

DIAGONAL	CAPACIDAD A TENSIÓN		CAPACIDAD A COMPRESIÓN	
	$F_h$ [tonf]	$F_v$ [tonf]	$F_h$ [tonf]	$F_v$ [tonf]
HSS6X6X0.500	186.87	218.01	142.63	166.41
HSS7X7X0.500	222.55	259.65	190.14	221.84

Donde:

$F_h$  es la fuerza en su componente horizontal

$F_v$  es la fuerza en su componente vertical

### VII.2.3 Modelación de fuerzas plásticas

El código AISC-341 establece que las vigas y columnas que pertenecen al sistema sismoresistente SCBF debe de resistir las fuerzas productos de un análisis en que las diagonales desarrollan las siguientes fuerzas:

1. Tensión esperada para diagonales en tracción y compresión esperada para diagonales en compresión.
2. Tensión esperada para diagonales en tracción y compresión residual para diagonales en compresión.
3. Máxima fuerza que pueda ser transmitida al sistema.

Las fuerzas mencionadas en los puntos anteriores pueden ser intruducidas en un modelo de análisis en el cual las diagonales se eliminan y en sustitución son colocadas las fuerzas de sus capacidades como se muestra en las Figuras VII-4 y VII-5. Se menciona además que en los nodos que conectan diagonales de igual escuadría no se observan fuerzas debido a que se contrarrestan.

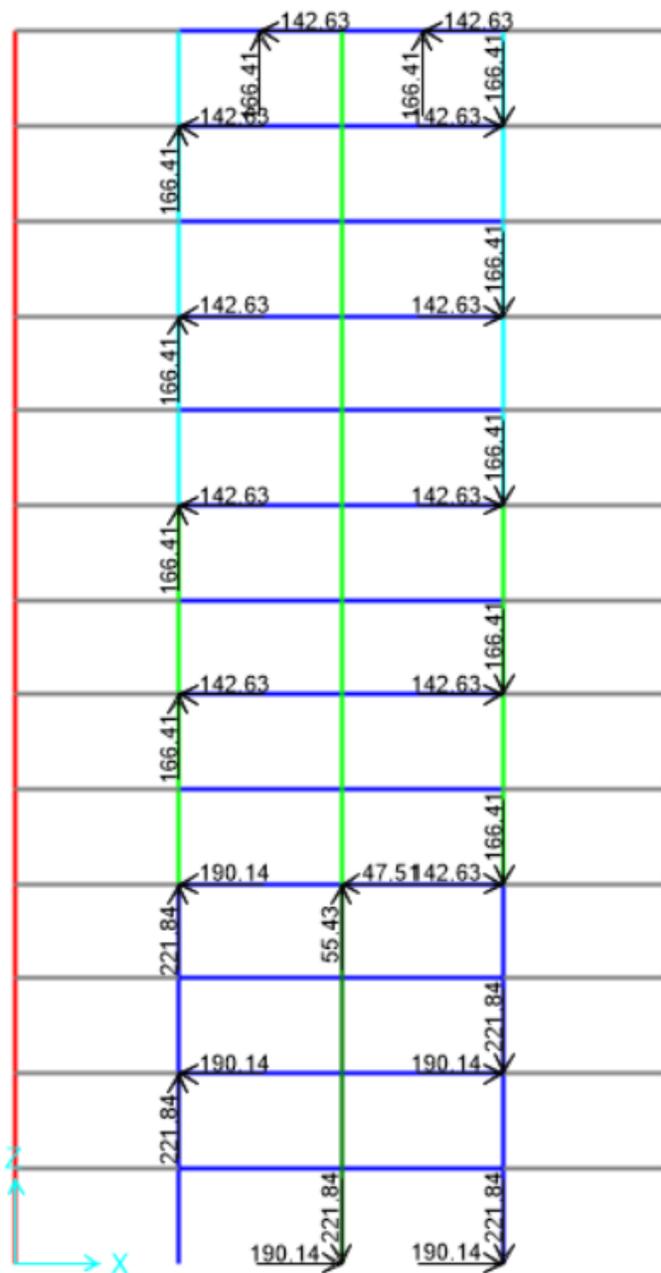


Figura VII-4: Fuerzas asociadas a las capacidades de compresión de las diagonales. [Unidades en tonf]

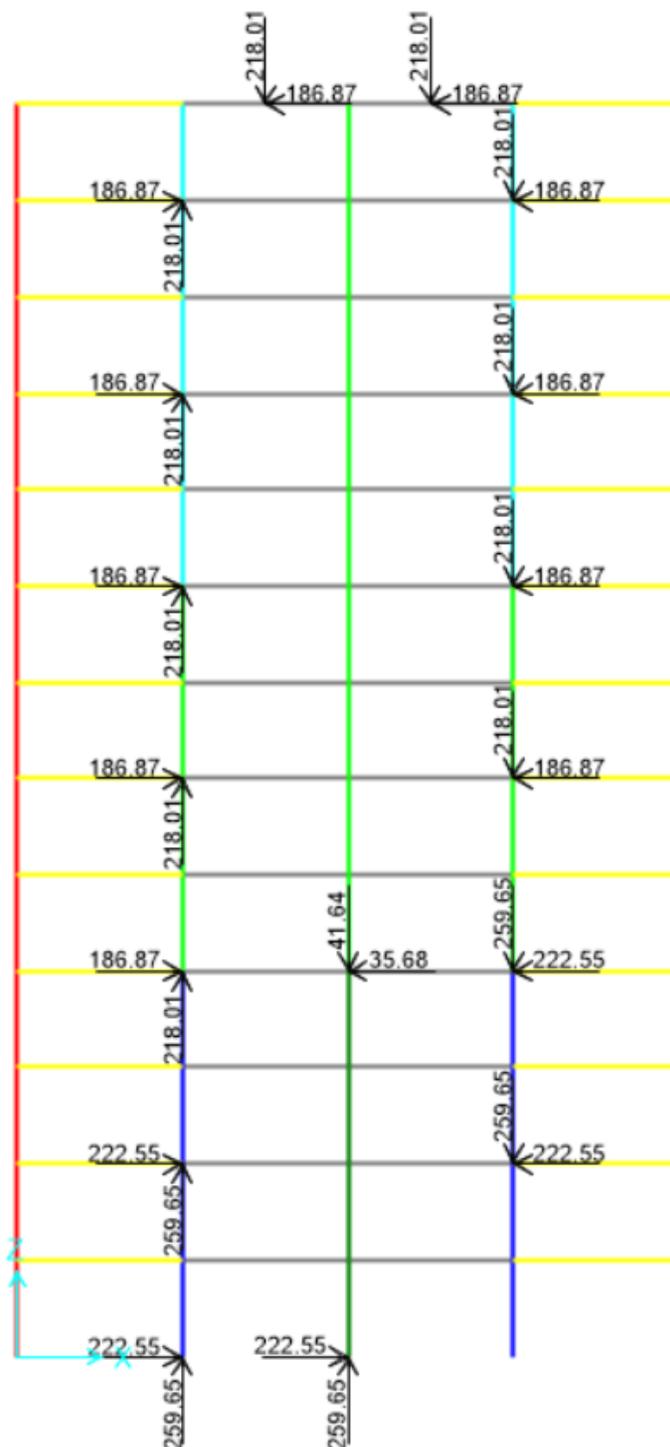


Figura VII-5: Fuerzas asociadas a las capacidades de tensión de las diagonales. [Unidades en tonf].

Además se definen las siguientes combinaciones de carga para el diseño por capacidad:

Tabla VII-17: Combinaciones de carga por capacidad.

COMBINACIÓN	MUERTA (D)	VIVA (L)	CAP. TENSIÓN	CAP. COMPRESIÓN
CAP-1	1.2	1.0	1.0	1.0
CAP-2	1.2	1.0	1.0	0.3
CAP-3	0.9	-	1.0	1.0
CAP-4	0.9	-	1.0	0.3

#### VII.2.4 Diseño de columnas sísmicas

El código AISC-341-16 estipula que las columnas revisadas con las cargas de capacidad de las diagonales pueden ser diseñadas ignorando los efectos de flexión, por lo tanto, las ecuaciones con las que se diseñan son iguales a las presentadas en la sección VII.1.2.

Al calcular las resistencias a compresión de cada una de las columnas sísmicos del proyecto se tienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-18: Resistencia en compresión de columnas sísmicas.

Columna	Compacidad	$r_y$ [cm]	$\frac{KL}{r_y}$	Tipo de pandeo	$F_e \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$\phi P_n$ [tonf]
W14X82	Alta ductulidad	6.3	52	Inelástico	6519	406
W14X132	Alta ductulidad	9.6	34	Inelástico	14984	730
W14X176	Alta ductulidad	10.2	32	Inelástico	17128	984
W14X311	Alta ductulidad	10.7	31	Inelástico	18696	1747
W14X500	Alta ductulidad	11.3	29	Inelástico	20800	2828

Del modelo matemático se pueden obtener además las mayores fuerzas de compresión para cada uno de los tipos de columnas, comparando la demanda contra la resistencia se obtienen los resultados de la Tabla VII-19.

Tabla VII-19: Revisión a compresión simple en columnas sísmicas.

Columna	$P_u$ [tonf]	$\frac{P_u}{\phi P_n}$
W14X82	371	0.91
W14X132	488	0.67
W14X176	910	0.93
W14X311	1775	1.02
W14X500	2783	0.99

Además para cada una de las columnas sísmicas se tienen las demandas a compresión mostradas en las Figura VII-6.

**Notas:** las fuerzas de capacidad solo se introdujeron en un solo sentido en el modelo, sin embargo, dado que el sismo es reversible, las relaciones demanda/capacidad de la Figura VII-6 serán simétricas respecto al eje “C” del edificio.

Se considera que una relación demanda/capacida menor a 1.05 todavía es aceptable para fines de diseño, considerando los criterios estándar de proyectos estructurales, además que la fluencia generalizada de todas las diagonales se estima es un proceso altamente improbable.

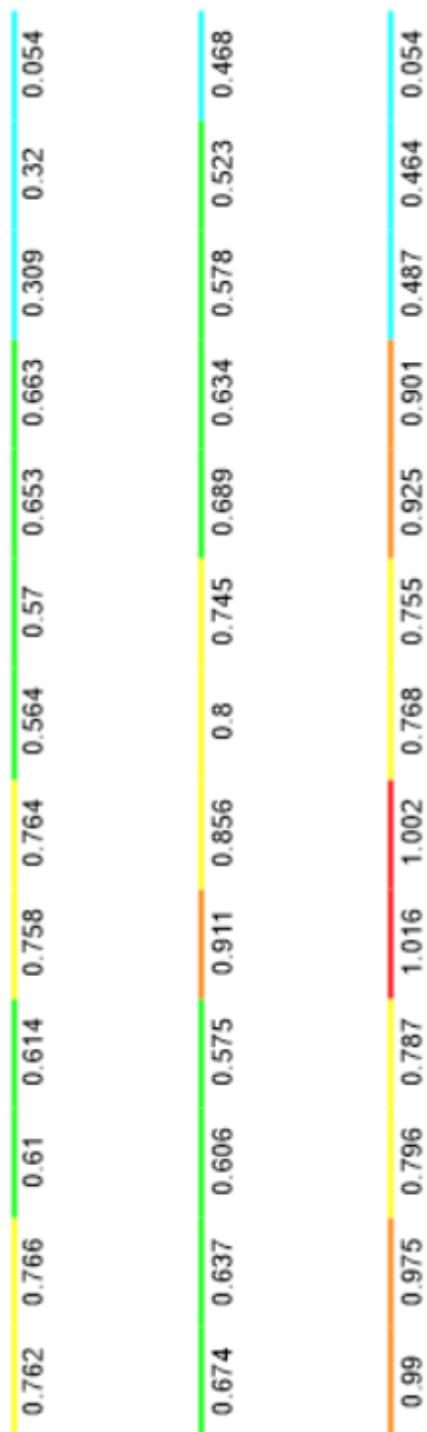


Figura VII-6: Relación fuerza/capacidad en compresión para columnas sísmicas.

### VII.2.5 Diseño de vigas sísmicas

Las vigas que forman parte de un sistema SCBF son diseñadas a flexocompresión, debido a que el desarrollo de fuerzas plásticas en las diagonales produce cargas axiales en las vigas.

#### Resistencia a compresión

Las ecuaciones con las que se diseñan son iguales a las presentadas en la sección VII.1.2. En la siguiente tabla se resumen los parámetros con los que se determinó la resistencia a la compresión de las vigas:

Tabla VII-20: Resistencia en compresión de vigas sísmicas.

Viga	Compacidad	$r_x$ [cm]	$\frac{KL}{r_y}$	Tipo de pandeo	$F_e \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$\phi P_n$ [tonf]
W12X72	Media ductilidad	13.5	39.2	Inelástico	13032	384.7

**Nota:** La viga se encuentra arriostrada fuera del plano, por ello se utiliza el radio de giro en el eje más fuerte para el cálculo de la carga de pandeo.

#### Resistencia a flexión

Dado que la viga se encuentra arriostrada fuera del plano y que la sección es de media ductilidad, la resistencia a la flexión es igual a la resistencia plástica dada por la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi Z_x F_y \quad (\text{Ec. VII} - 15)$$

Donde:

$\phi$  es el factor de reducción de resistencia en flexión, igual a 0.9

$Z_x$  es el módulo de sección plástico en el eje fuerte de la viga

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia de la sección

Tabla VII-21: Resistencia a flexión de vigas sísmicas.

VIGA	$Z_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$\phi M_n$ [tonf – m]
W12X72	1769	55.96

### Revisión a flexocompresión

La demanda total a flexocompresión puede ser revisada con las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{\phi F_{cr}} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} < 1.0 \quad \left( \text{Si } \frac{P_u}{\phi F_{cr}} > 0.2 \right) \quad (\text{Ec. VII - 16a})$$

$$\frac{D}{C} = \frac{1}{2} \frac{P_u}{\phi F_{cr}} + \frac{M_u}{\phi M_n} < 1.0 \quad \left( \text{Si } \frac{P_u}{\phi F_{cr}} < 0.2 \right) \quad (\text{Ec. VII - 16b})$$

Al calcular la relación demanda capacidad para la demanda de flexocompresión más desfavorable se tienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-22: Revisión a flexocompresión en vigas.

VIGA	$P_u$ [tonf]	$\phi P_n$ [tonf]	$M_u$ [tonf – m]	$\phi M_n$ [tonf – m]	D/C
W12X72	169.8	384.7	16.3	55.96	0.71

Además para cada una de las vigas sísmicas se tienen las relaciones demanda/capacidad mostradas en la Figura VII-7.

**Notas:** se observa que las vigas del último nivel no cumplen las demandas de flexocompresión inducidas por las fuerzas plásticas, sin embargo, no se espera que para esa altura las diagonales entren en rango inelástico, por ello se opta por dejar la misma viga que para el resto de niveles. Esto será verificado posteriormente con el análisis de respuesta no lineal en el tiempo.

Por uniformidad en proceso constructivo se optó por dejar la misma viga sísmica para todos los marcos SCBF. Se aclara que no es posible dejar la viga W12X65 para el marco sísmico debido a que no cumple con los criterios de capacidad para elementos de media ductilidad.

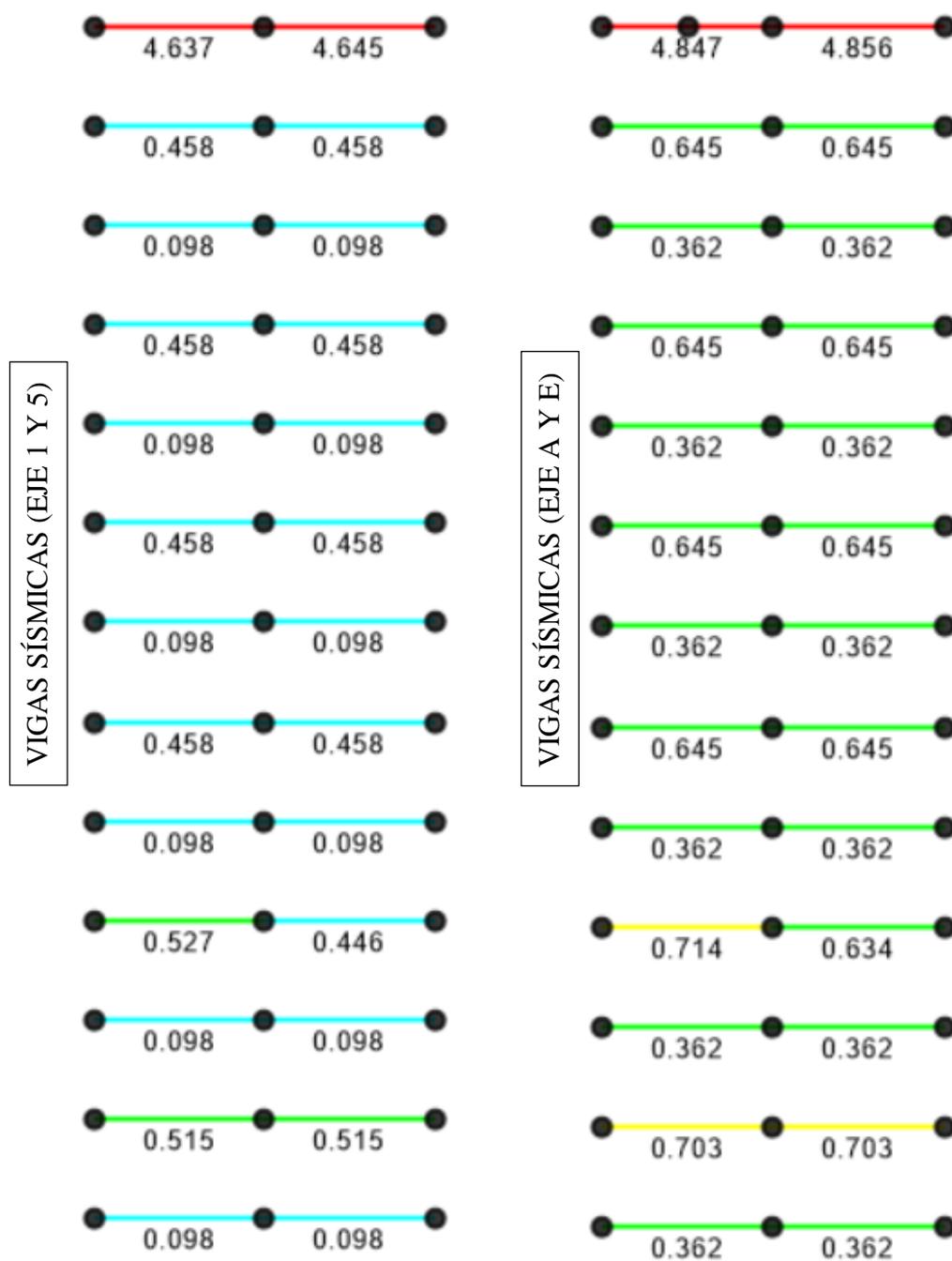


Figura VII-7: Relación fuerza/capacidad en flexo-compresión en vigas sísmicas.

### VII.3 Diseño de anclajes de fundación

Los anclajes de fundación se diseñaron para soportar las cargas sísmicas reducidas asociadas al uso de un espectro de diseño inelástico, en conjunto con las combinaciones de carga de la Tabla VI-1. Todas las anclas se proponen con un acero ASTM A-36, con una resistencia a la tracción  $f_u = 4078 \text{kg/cm}^2$ .

#### Revisión a tensión

La resistencia a tracción de un anclaje se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi P_n = \phi A_g F_u \quad (\text{Ec. VII - 17})$$

Donde:

$P_n$  es la resistencia nominal a tensión de un anclaje

$A_g$  es el área general en la porción no roscada

$F_u$  es la resistencia a la tracción del material

$\phi$  es el factor de reducción de resistencia, igual a 0.75

Se proponen 16 anclas de  $\phi = 1 \frac{3}{4}$ ". Al calcular la relación demanda capacidad para la demanda tensión más desfavorable se tienen los resultados de la siguiente tabla:

Tabla VII-23: Revisión a tensión en anclaje.

$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$\phi P_n$ [tonf]	n	$n\phi P_n$ [tonf]	$T_u$ [tonf]	D/C
15.52	35.6	16	570	551	0.97

Además la norma NCh2369, exige que la parte visible del anclaje sobre el pedestal sea la mayor dimensión entre  $25 \text{cm}$  y  $8\phi = 35 \text{cm}$ .

Adicional a lo anterior, se menciona que tanto el diseño del pedestal en tracción como todo el sistema de planchas (sillas y atiesadores) se debe realizar con las fuerzas de capacidad de los anclajes para que la falla que domine el diseño sea la fluencia del anclaje. A compresión el pedestal debe ser diseñado con las fuerzas de capacidad producto del mecanismo plástico

de colapso de la superestructura mostrado en las mostrado en las Figuras VII-4 y VII-5 debido a que es un tipo de falla frágil.

Finalmente el diseño de los anclajes se propone uniforme para cada una de las columnas, teniendo como diseño final el siguiente detallamiento:

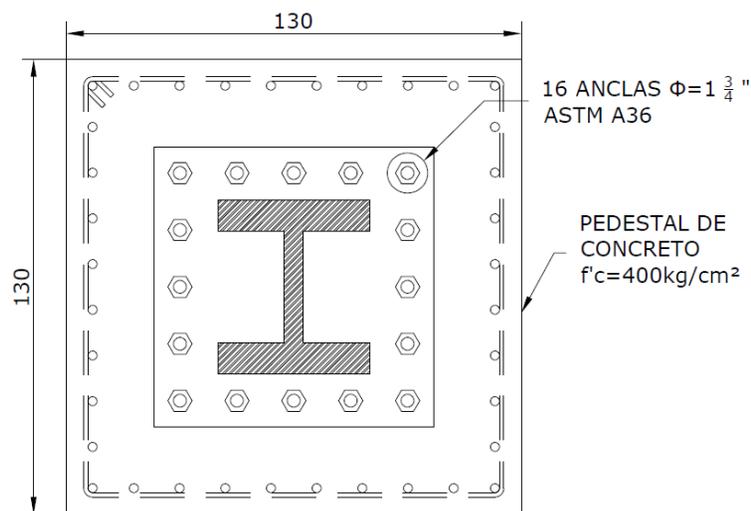


Figura VII-8: Detalle de base para columnas (vista en planta). [Unidades en cm]

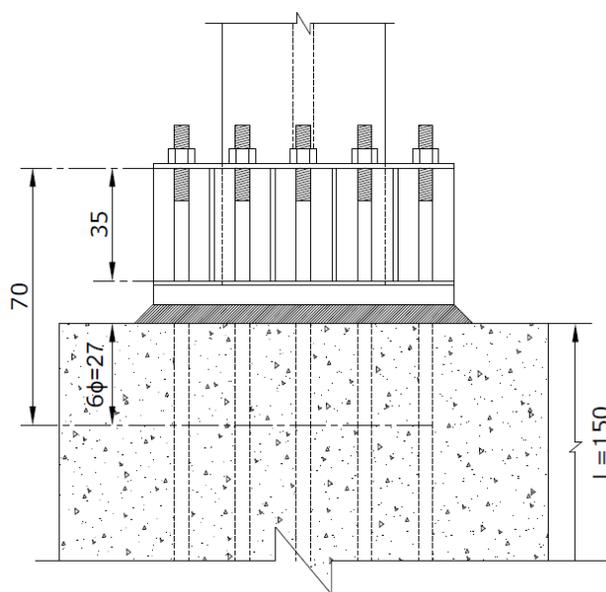


Figura VII-9: Detalle de base para columnas (vista en elevación). [Unidades en cm]

## **VIII. MODELACIÓN NO LINEAL DEL EDIFICIO**

De acuerdo con la filosofía de diseño sísmico es posible que para eventos de diseño y muy probablemente para eventos superiores los sistemas estructurales superen su capacidad elástica y desarrollen un comportamiento no lineal. En conformidad con aquello, se realizará una modelación que permita capturar dicho comportamiento esperado. Es por esto que el comportamiento histerético de elementos se modelará de manera consistente con principios racionales de la mecánica de materiales, y considerará la fluencia de los elementos, la capacidad de deformación, la degradación de la resistencia, la degradación de la rigidez, y el estrechamiento de los ciclos de histéresis, según corresponda. La modelación de la resistencia de los elementos se basará en valores esperados, considerando la sobrerresistencia de los materiales y el efecto del endurecimiento en las deformaciones.

### **VIII.1 Modelación no lineal de diagonales**

La modelación no lineal de las diagonales se realiza en el software comercial SAP2000 v21.2.0. Todas las diagonales son modeladas con elementos tipo “Link Multilinear Plastic”, los cuales quedan definidos por una curva esqueleto o envolvente monotónica que define los esfuerzos máximos que puede desarrollar un elemento y un ciclo de histéresis que define la trayectoria de carga y descarga para los ciclos de desplazamiento.

#### **VIII.1.1 Curva esqueleto**

La curva esqueleto se define en base a las recomendaciones de modelación del ASCE-41-17 estipuladas en la Tabla 9-8. Las resistencias a compresión y tracción esperada se calculan con las ecuaciones definidas en el ASIC-360-16, pero utilizando propiedades esperadas de los materiales. Para diagonales de sección HSS se tiene la siguiente curva esqueleto:

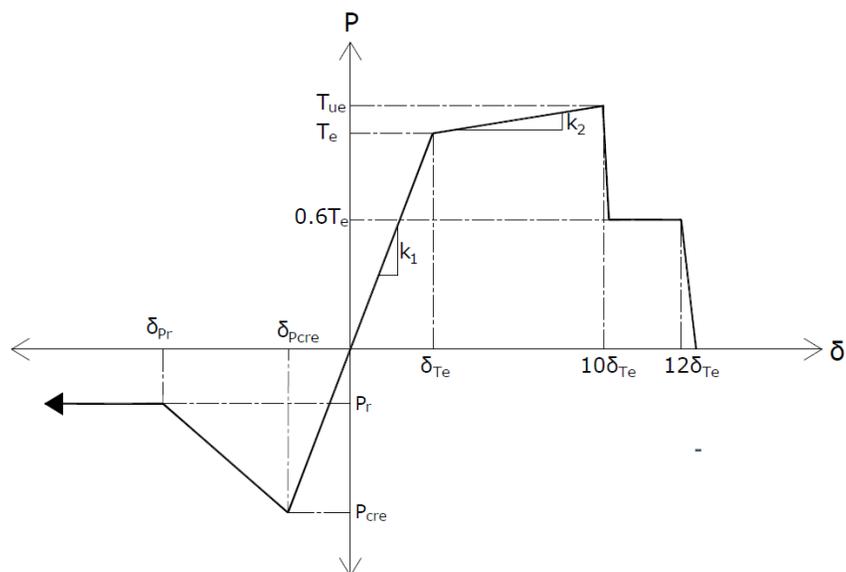


Figura VIII-1: Curva esqueleto para diagonales.

De la figura anterior se tiene que:

$T_e$  es la resistencia en tensión esperada en la diagonal, calculada en la tabla VII-15

$T_{ue}$  es la resistencia última a tracción esperada en la diagonal, calculada con la Ec. VIII – 1

$P_{cre}$  es la resistencia en compresión esperada calculada en la Tabla VII-15, dividida entre 1.14.

$0.6T_e$  es la resistencia residual en tracción

$P_r$  es la resistencia residual a compresión, calculada con la Ec.VIII-2

$\delta_{Te}, \delta_{p_{cre}}$  son las deformaciones axiales asociadas al desarrollo de las correspondientes fuerzas.

$k_1, k_2$  es la rigidez de la rama elástica y post-fluencia en tracción.

Se aclara que la resistencia a compresión esperada en la modelación no lineal es distinta a la resistencia utilizada en el diseño, esto es debido a que la modelación no lineal considera las imperfecciones geométricas y excentricidades de la carga axial, esto se representa con el factor 0.877, equivalente a dividir entre 1.14 la resistencia de la Tabla VII-15.

La resistencia última a tracción esperada puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$T_{ue} = R_t F_u A_g \quad (\text{Ec. VIII} - 1)$$

Donde:

$R_t$  es el la relación entre la resistencia última a tracción esperada respecto a la nominal, igual a 1.2 para el acero ASTM A500 Gr-C.

$F_u$  es la resistencia última de ruptura, igual a 4359kg/cm<sup>2</sup> para el acero ASTM A500 Gr-C.

La resistencia residual a compresión se expresa como:

$$P_r = c P_{cre} \quad (\text{Ec. VIII} - 2)$$

Donde:

$c$  es el factor de resistencia residual, igual a 0.3 para diagonales esbeltas y 0.5 para diagonales robustas. Para diagonales intermedias se puede interpolar entre los valores anteriores.

Además la deformación asociada a la resistencia residual a compresión va desde  $1.5\delta_{P_{cre}}$  para diagonales esbeltas a  $2.0\delta_{P_{cre}}$  para diagonales robustas. Para diagonales intermedias se puede interpolar entre los valores anteriores. El resto de las deformaciones asociadas al desarrollo de la resistencia esperada de las diagonales puede ser calculada dividiendo las fuerzas esperadas ( $T_e, P_{cre}$ ) entre la rigidez elástica.

**Nota:**

ASCE 41-17 define como diagonal “esbelta” a aquella con una relación de esbeltez mayor a  $4.2\sqrt{E/F_{ye}}$  y define a una diagonal como “robusta” cuando su relación de esbeltez es menor a  $2.1\sqrt{E/F_{ye}}$ . Para valores de esbeltez entre los dos anteriores las diagonales se definen como “intermedias”.

Finalmente, los parámetros con los que se construye las curvas esqueleto de cada diagonal son mostrados en la siguiente tabla:

Tabla VIII-1: Parámetros para construcción de curva esqueleto en diagonales.

DIAGONAL	$\frac{KL}{r}$	$T_e$ [tonf]	$T_{ue}$ [tonf]	$\delta_{Te}$ [cm]	$P_{ne}$ [tonf]	$\delta_{Pne}$ [cm]	$P_r$ [tonf]	$\delta_{Pr}$ [cm]	$0.6T_e$ [tonf]	$\delta_{10Te}$ [cm]	$\delta_{12Te}$ [cm]
HSS6X6X1/2	65	287	329	0.82	192	0.55	78	0.98	172	8.25	9.90
HSS7X7X1/2	55	342	391	0.82	256	0.62	116	1.16	205	8.25	9.90

Los resultados de curvas esqueleto obtenidos para cada una de las diagonales se muestran gráficamente en las Figuras VIII-3 y VIII-4.

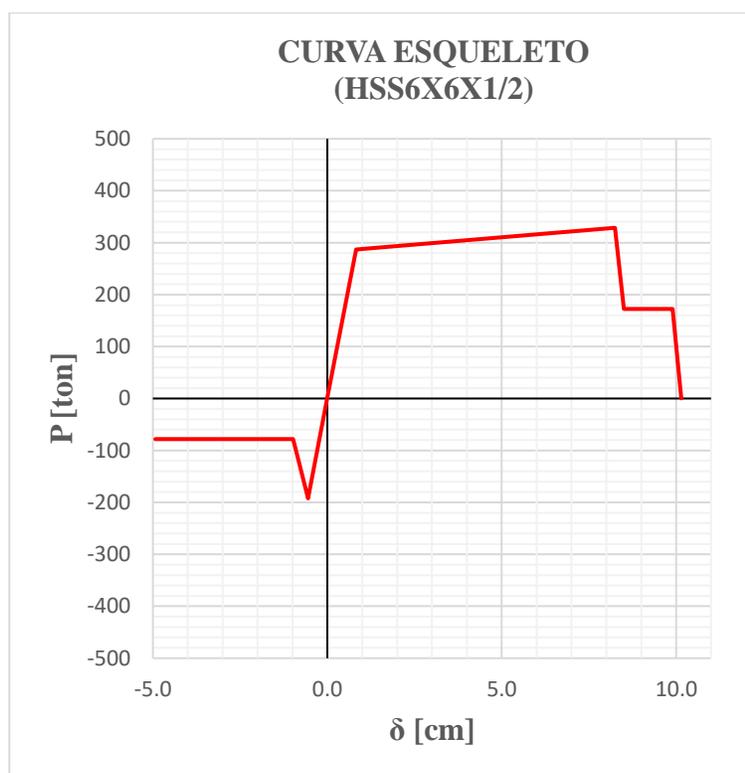


Figura VIII-3: Curva esqueleto para diagonal HSS6X6X1/2.

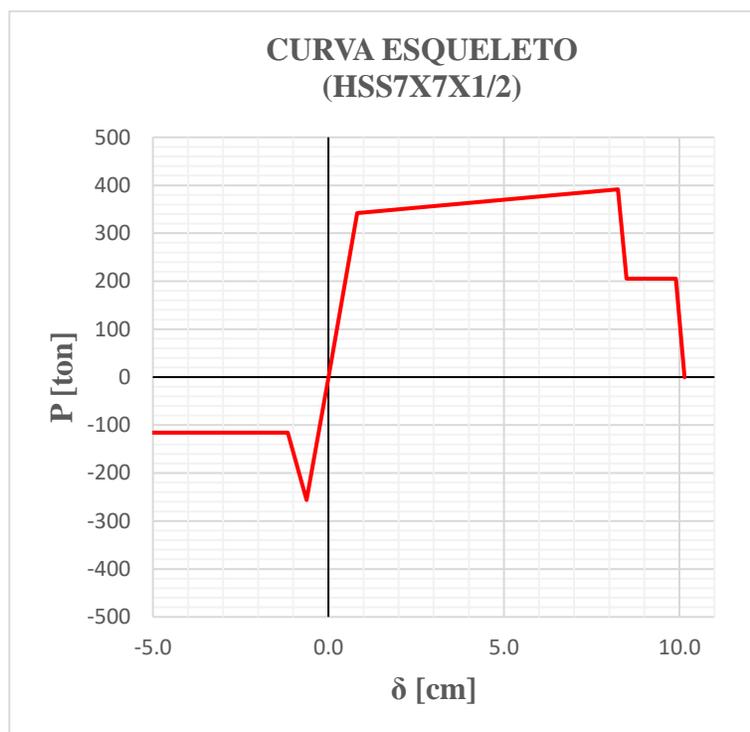


Figura VIII-4: Curva esqueleto para diagonal HSS7X7X1/2.

### VIII.1.2 Ciclo de histéresis

De los modelos de histéresis proporcionados por el software comercial SAP2000, el que más asemeja el comportamiento de una diagonal es el modelo de pivote [Dowell et al, 1998]<sup>[15]</sup> Los parámetros que componen este modelo son mostrados en la siguiente figura:

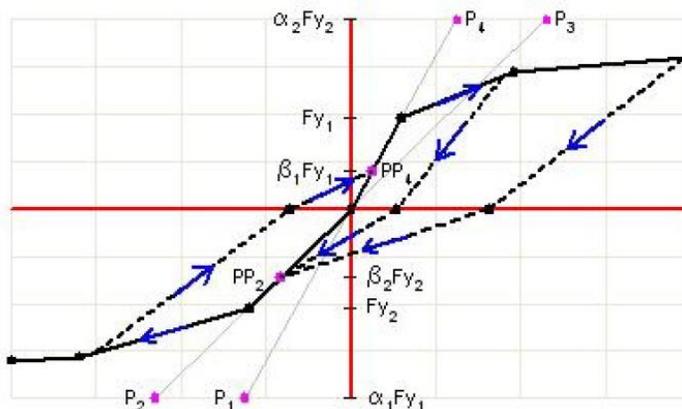


Figura VIII-5: Modelo de histéresis de Pivote.

Fuente: "CSI Analysis Reference Manual, SAP2000 V21"

De la figura anterior se tiene que:

$\alpha_1$  Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.

$\alpha_2$  Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.

$\beta_1$  Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva. Más allá de ese punto, la carga ocurre a lo largo de una línea secante apuntando en dirección de la máxima deformación de los ciclos anteriores en la curva esqueleto.

$\beta_2$  Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa. Más allá de ese punto, la carga ocurre a lo largo de una línea secante apuntando en dirección de la máxima deformación de los ciclos anteriores en la curva esqueleto.

Los parámetros definidos para el ciclo de histéresis de cada una de las diagonales son los siguientes:

Tabla VIII-2: Parámetros para construcción de curva esqueleto de diagonales.

DIAGONAL	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\beta_1$	$\beta_2$
HSS6X6X1/2	100	10	0.40	1.0
HSS7X7X1/2	100	10	0.51	1.0

Comentarios:

El parámetro  $\alpha_1$  se propone lo más grande posible para simular una rama de caída paralela a la rigidez inicial en tracción. El parámetro  $\alpha_2$  tiende a infinito para diagonales con relación de esbeltez  $KL/r < 30$ , sin embargo para relaciones de esbeltez entre 30 y 80, el punto de pivote baja conforme la deformación en compresión aumenta. Debido a que SAP2000 solo permite un punto de pivote fijo para todos los ciclos de histéresis se propone asignar un valor  $\alpha_2$  de un orden de magnitud menor a  $\alpha_1$ . El valor de  $\beta_1$  se obtiene interpolando con la relación de esbeltez dentro de la envolvente normalizada obtenida en los ensayos de Black, Wenger y Popov [Black et al,1980]<sup>[10]</sup> Figura VIII-6. Cuando un modelo “pivot” en SAP2000 tiene una caída de resistencia en su curva esqueleto, el punto  $F_{y2}$  de la Figura VIII-

5 pasa a ser la resistencia posterior a la caída, por tal motivo, el valor de  $\beta_2$  se fija en 1.0, teniendo así un ciclo postpandeo que siempre apunta de cero a la resistencia máxima del ciclo anterior.

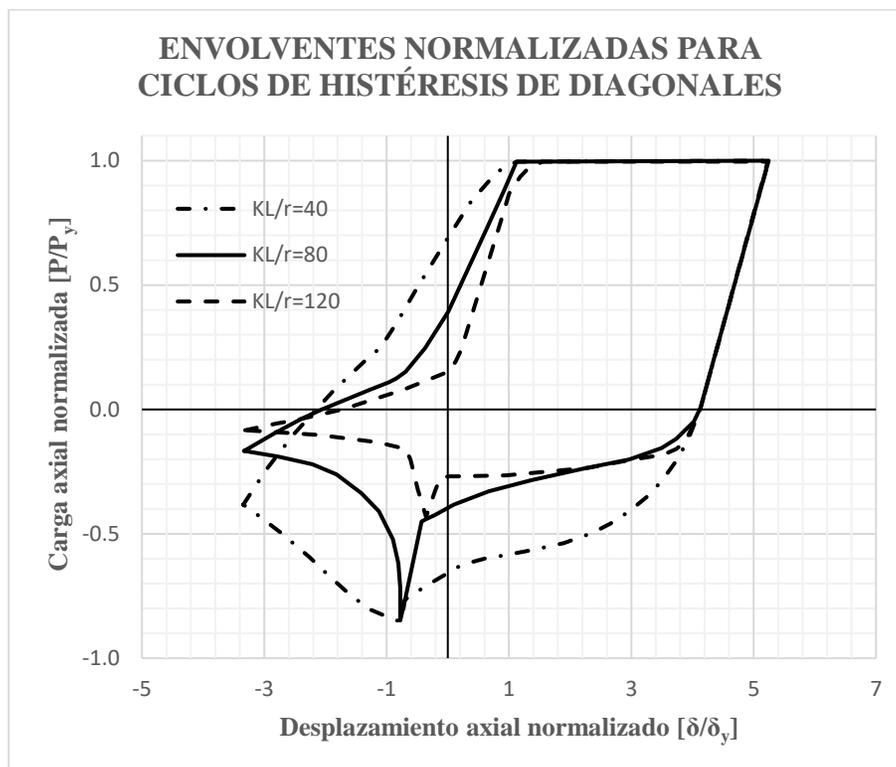


Figura VIII-6: Envoltura normalizada de ciclo histerético de diagonales.

### VIII.2 Modelación no lineal de base de columnas

Las bases de columnas pueden ser representadas con dos elementos, el pedestal y pernos de anclaje. Se propone que estos elementos se dispongan como dos elementos “link” funcionando en paralelo acorde a lo mostrado en la siguiente figura:

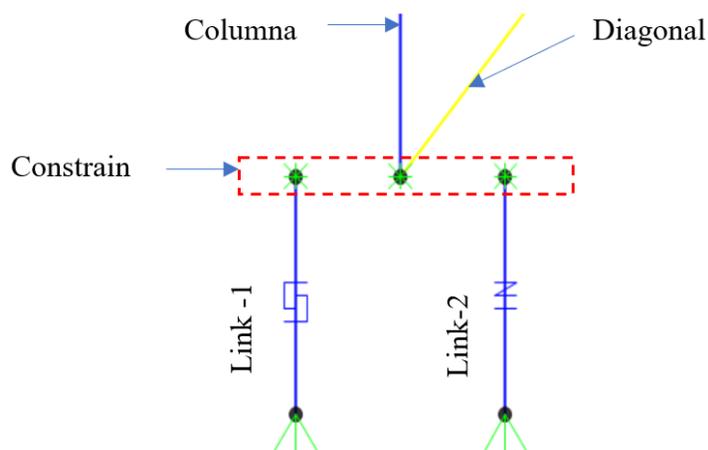


Figura VIII-7: Modelo no lineal de bases de columnas. (Vista en elevación).

De la figura anterior:

Link-1: Representa el comportamiento de los anclajes en tracción, se modela como “multilinear-plastic” con resistencia 0 en compresión (similar al elemento hook).

Link-2: Representa el comportamiento del pedestal en compresión, se modela como “gap”.

Además se asigna una restricción cinemática “constrain” a todos los nodos de la base para que los desplazamientos verticales en esos 3 nodos sean iguales.

Las otras fuentes de flexibilidad se estiman despreciables debido a que casi toda la deformación se concentrará en las anclas, además de que el resto de los componentes del sistema se diseñan para permanecer elásticos.

### VIII.2.1 Curva esqueleto

La curva esqueleto de los anclajes se define solamente para tracción debido a que las compresiones en la columna no deforman el tramo de anclas sobre el pedestal, como se aprecia en la Figura VII-10. El criterio de rotura de las anclas está asociado a la elongación en tracción especificada para el acero ASTM A36, esto es, una deformación del 20% para la longitud del perno sobre el pedestal más una porción de 6 diámetros bajo el pedestal, reconociendo que la adherencia entre el pedestal y el ancla no es perfecta.

Se tiene entonces, la curva esqueleto definida por la siguiente figura:

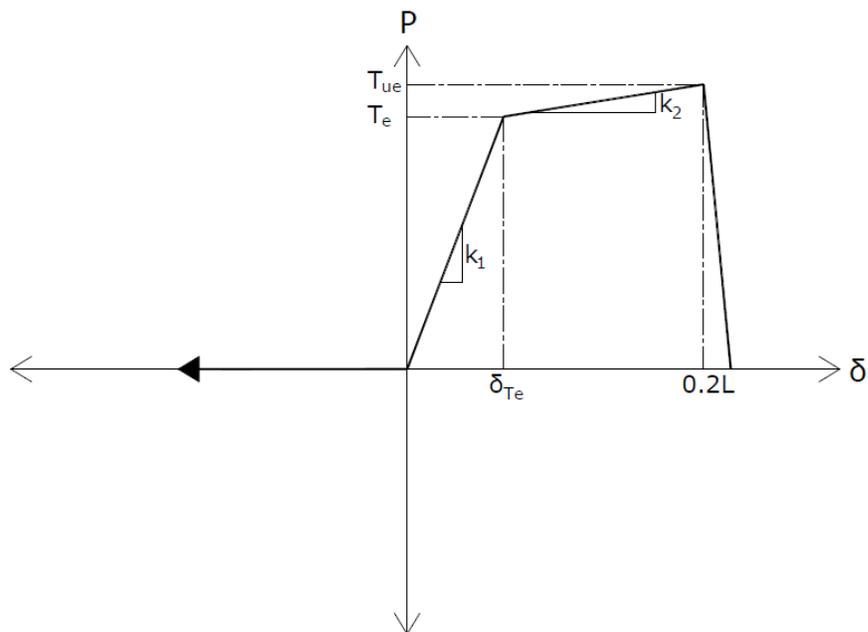


Figura VIII-8: Curva esqueleto para anclas.

Donde:

$L$  es la longitud deformable del ancla, igual a la suma de la porción traccionada sobre el pedestal más 6 diámetros dentro del pedestal.

Calculando las propiedades de la curva esqueleto se tienen los resultados de la Tabla VIII-3 y las Figuras VIII-9 y VIII-10.

Tabla VIII-3: Parámetros para construcción de curva esqueleto en anclas.

$T_e$ [tonf]	$T_{ue}$ [tonf]	$\delta_{Te}$ [cm]	$L$ [cm]	$0.2L$ [cm]	$k_1$ $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{cm}}\right]$	$k_2$ $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{cm}}\right]$
943	1215	0.08	70	14	11773	19.57

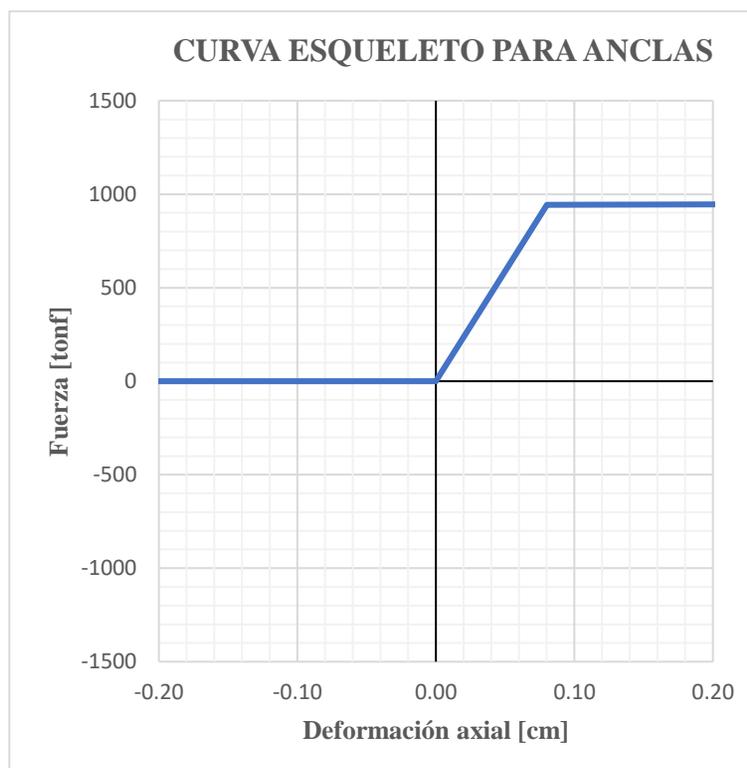


Figura VIII-9: Curva esqueleto para anclas con acercamiento a zona de fluencia.

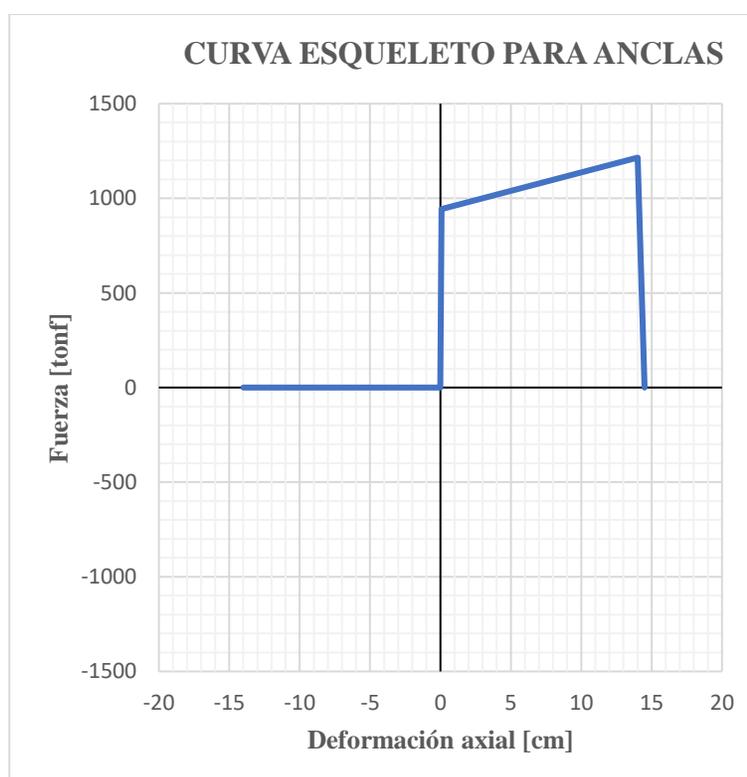


Figura VIII-10: Curva esqueleto completa para anclas.

Además, la curva esqueleto del pedestal queda definida por su rigidez axial elástica en compresión, dada por la siguiente expresión:

$$k_p = \frac{E_c A_c}{L} \quad (\text{Ec. VIII} - 3)$$

Donde:

$E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto, calculado con la Ec. VIII – 4

$A_c$  es el área de sección transversal del pedestal

$L$  es la longitud del pedestal

El módulo de elasticidad del concreto se calcula en base a las propiedades esperadas del material acorde a la guía de diseño ACHISINA/2017, esto es, considerar  $1.3f'c = 520\text{kg/cm}^2$ . Para concretos con resistencias mayores a  $410\text{kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad se estima con la siguiente expresión:

$$E_c = 10500\sqrt{f'c} + 69000 \quad (\text{Ec. VIII} - 4)$$

Reemplazando para las ecuaciones VIII-3 y VIII-4 se tienen los resultados de la Tabla VIII-4 y la Figura VIII-11.

Tabla VIII-4: Parámetros para construcción de curva esqueleto de pedestal.

$1.3f'c \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$E_c \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$	$A_c \text{ [cm}^2\text{]}$	$L \text{ [cm]}$	$k_p \left[ \frac{\text{ton}}{\text{cm}} \right]$
520	308437	16900	150	34751

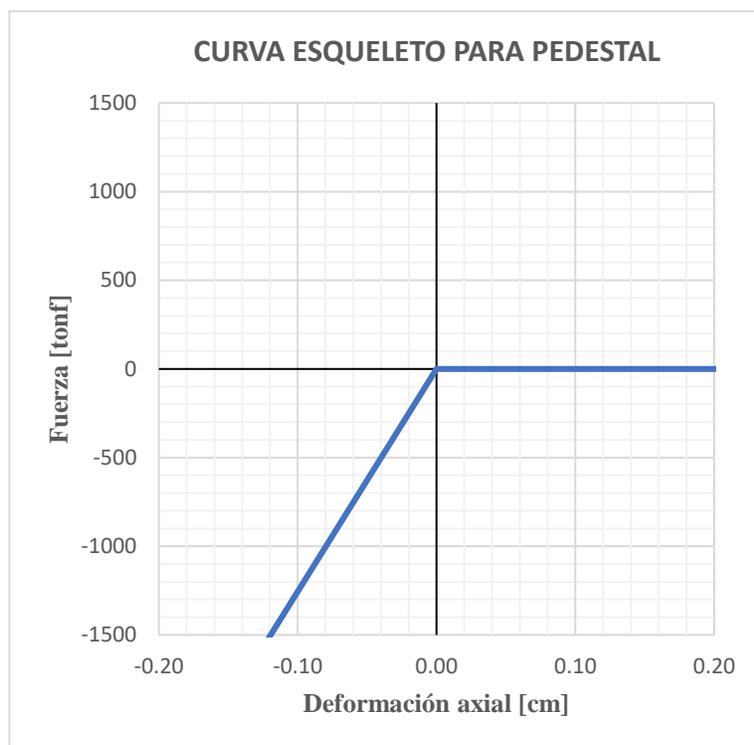


Figura VIII-11.

### VIII.2.2 Ciclo de histéresis

Para los anclajes se asigna un modelo de histéresis cinemática sin degradación de rigidez ni resistencia, este tipo de histéresis es característico de elementos de acero y se muestra en la Figura VIII-12. El pedestal no desarrolla histéresis dado que permanece elástico.

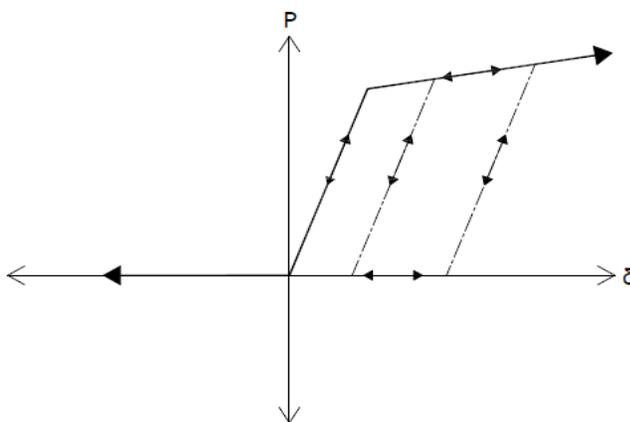


Figura VIII-12. Modelo de histéresis cinemática.

## **IX. SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS**

La estructura en estudio es regular y presenta propiedades dinámicas similares (prácticamente equivalentes) en ambas direcciones de análisis. En esta oportunidad se considerará las direcciones principales (X e Y) del edificio para la selección de registros. Acorde a las propiedades dinámicas (traslacionales) de la Tabla IV-11 se observa que para coleccionar más del 90% de la masa modal es necesario considerar dos formas modales, las que presentan 1.53 seg. (74% de masa modal) y 0.50 seg. (17% de masa modal), las que se denominarán como primera y segunda forma modal respectivamente.

Se destaca que el edificio fue diseñado para una zona sísmica 3 y suelo tipo C de acuerdo con las definiciones de NCh433-DS61 (DS61 – Decreto Supremo 61 publicado el año 2011).

### **IX.1 Evaluación de Amenaza**

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado considerando la plataforma Seismic Hazard (Candia et al., 2019) considerando lo siguiente:

#### **IX.1.1 Ubicación y condición de Sitio**

Se ha considerado la ubicación de Andalué, sector cercano a San Pedro de la Paz, con coordenadas Lat.  $36^{\circ} 51' 7.200''$  S y Long.  $73^{\circ} 5' 51.360''$  W, tal como se observa en las siguientes figuras:

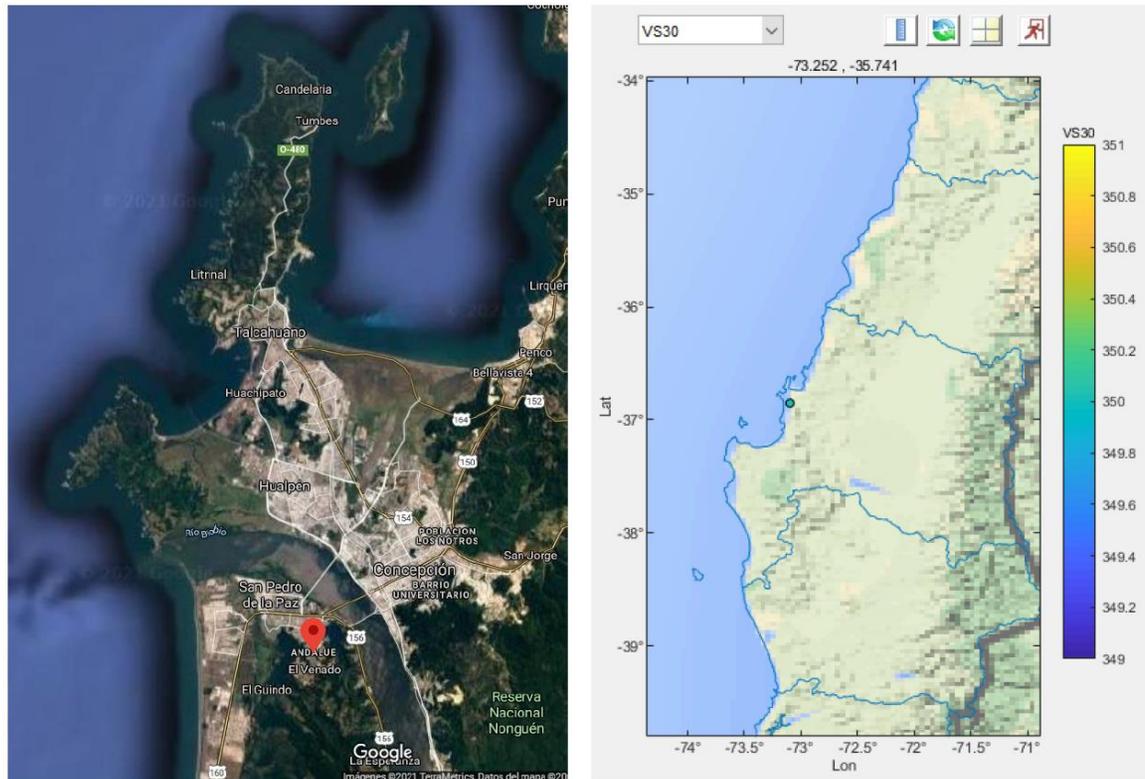


Figura IX-1. Ubicación de edificio en estudio (figura izquierda) y posicionamiento de sitio de interés en plataforma (figura derecha).

En consecuencia, con lo considerado en los diseños se ha considerado un suelo tipo C de acuerdo con NCh433-DS61. Para maximizar la demanda, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que la normativa define para la clasificación de suelo tipo C, es decir,  $VS_{30} = 350$  m/seg.

### IX.1.2 Modelos de movimiento del suelo

Se ha considerado dos Modelos de movimiento del suelo, Montalva et al., 2017<sup>[23]</sup> e Idini et al., 2016<sup>[16]</sup>, de aquí en más denominados Mon2017 e Idi2016 respectivamente. Estos modelos han sido considerados ya que: 1.- Han sido publicados y reconocidos como válidos en publicaciones internacionales y 2.- Se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile.

Para la evaluación se ha considerado un árbol lógico que asigna un 50% a cada una de estas leyes.

Para el caso de Mon2017 se han considerado los modelos de HQ (alta calidad) para sismicidad interplaca e intraplaca.

Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo  $s_{III}$ , en base el periodo predominante indicado en la propuesta de modificación de NCh433-DS61 para suelo tipo C, y también se han considerados las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

### **IX.1.3 Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes**

Para la modelación de las fuentes y Leyes de Recurrencia (Leyes GR) se ha considerado lo definido por Poulos et al., 2018. Estas leyes de recurrencia han sido acotadas tanto inferior como superiormente de acuerdo con las magnitud mínimas y máximas que dicho autor propone para cada zona o fuente definida en su modelo.

### **IX.1.4 Evaluación de la Amenaza Probabilística**

Se ha realizado el análisis de amenaza probabilística de acuerdo con las definiciones anteriormente indicadas. En base al estado del arte en estudios de amenaza sísmica se ha considerado un truncamiento de los modelos del movimiento del suelo igual a 3 desviaciones estándar.

De acuerdo con las propiedades dinámicas del edificio, el estudio de amenaza se ha concentrado particularmente en los periodos 1.53 seg. y 0.5 seg., correspondiente a la primera y segunda forma modal del edificio. La gráfica siguiente muestra las curvas de amenaza sísmica, en su formato de media anual de excedencia, para cada uno de los periodos naturales de vibración considerados.

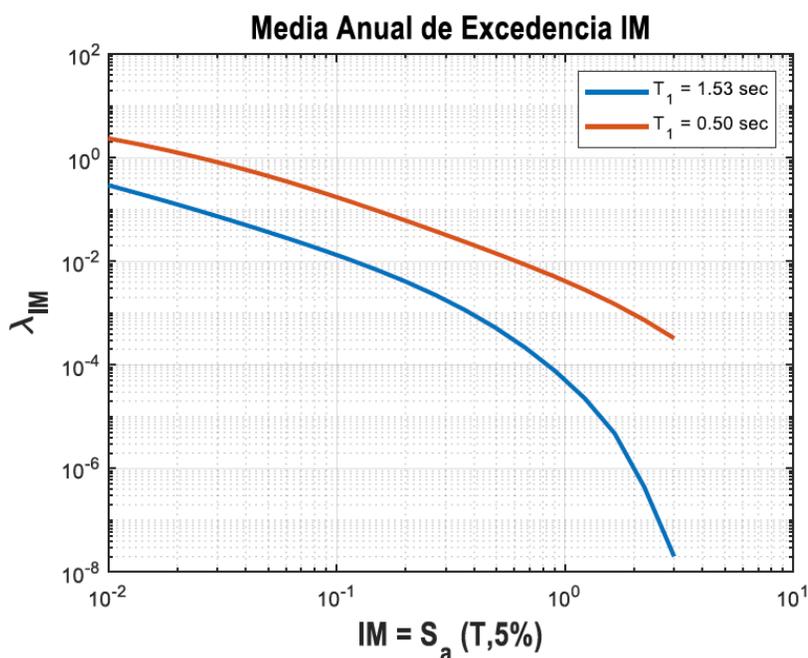


Figura IX-2. Curva de amenaza sísmica.

## IX.2 Base de Datos

Se ha considerado los registros publicados por Siber-Risk Strong Motion Database (Castro et al, 2020)<sup>[12]</sup>. Los registros sísmicos utilizados datan de Marzo de 1985 hasta Septiembre del año 2017 y consideran todos los grandes terremotos registrados a la fecha. Con un total de 4020 registros.

## IX.3 Registros seleccionados para aplicación en guía LATBSDC-2020

Se determinarán dos sets de registros sísmicos asociados a la primer y segunda forma modal, cada uno de ellos ajustado a la demanda sísmica asociada a cada una de estas formas modales.

### IX.3.1 Metodología de Selección

Si bien el sistema estructural ha sido diseñado en base a las demandas espectrales indicadas en NCh433, es de amplio conocimiento que dichas demandas representan demandas de

diseño que la práctica ha definido como adecuadas, pero que no representan niveles de intensidad definidos en base a análisis probabilísticos rigurosos, así como tampoco representan la demanda esperada de un sitio en particular.

En base a lo anterior, se estimará un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento del sistema estructural. De acuerdo con los zona sísmica y tipo de suelo considerado en el diseño se emplazará al edificio en la ciudad de Concepción, específicamente en el sector urbano de San Pedro de la Paz, el cual es conocido por presentar suelos que clasifican como C y D en la normativa nacional. El nivel de amenaza se ha definido como 2% de probabilidad de excedencia en 50 años para un nivel máximo considerado (MCE) y un nivel de servicio (SLE) definido como 50% de probabilidad de excedencia en 30 años), lo que establece eventos con periodos de retorno medio de 2475 y 43 años respectivamente.

La selección de registros considera la metodología de escalamiento espectral de la guía de edificios altos de los Ángeles LATBSDC 2020 (basada en ASCE7-16) considerando espectros objetivos condicionales.

### **IX.3.2 Espectros de Amenaza Uniforme**

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para los distintos escenarios estudiados (SLE y MCE), los que establecen periodos de retorno medio de 43 y 2475 años respectivamente.

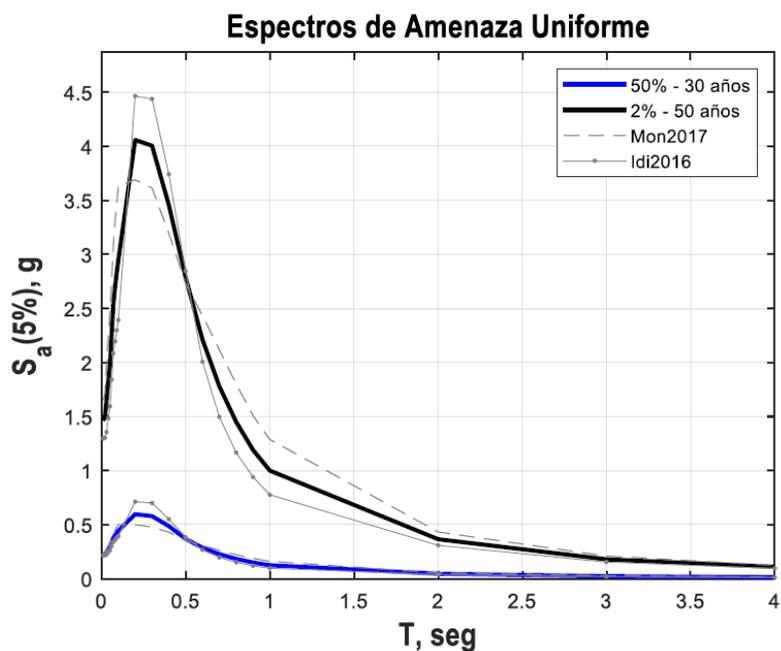


Figura IX-3. Espectro de Amenaza Uniforme.

### IX.3.3 Modelos de Desagregación

Los modelos de desagregación definen la probabilidad que tiene un par de escenarios Magnitud- Distancia (M,R) de generar la demanda probabilística estimada. A continuación, se muestra una figura representativa para un caso particular de los estudiados ( $T_1=1.53$  seg., 2% probabilidad de excedencia en 50 años, Mon2017). Se hace notar que el escenario medio corresponde a un evento de Magnitud  $M_w = 8.18$  y Distancia a la ruptura  $R_{rup} = 37.8$  km.

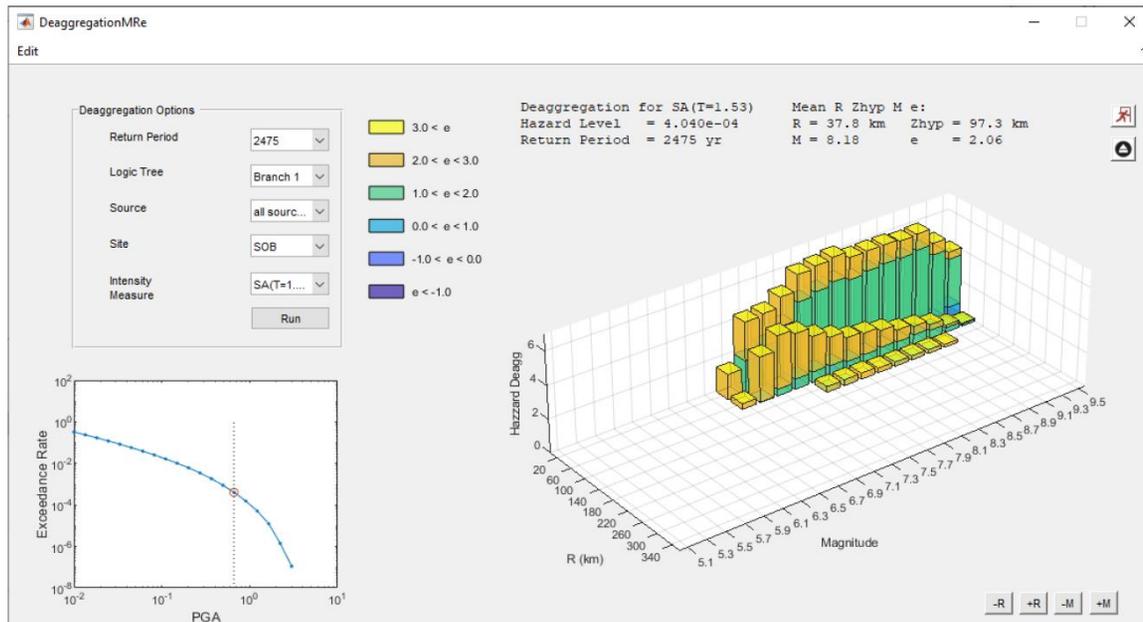


Figura IX-4. Desagregación Sísmica MCE, T=1.53 seg (basado en Mon2017)

Los distintos pares (M,R) para los distintos casos de interés se muestran en la tabla siguiente:

Tabla IX-1: Parámetros causales medios - MCE

T	Montalva, 2017			Idini 2016		
	$M_w$	$R_{rup}$	$\epsilon$	$M_w$	$R_{rup}$	$\epsilon$
1.53	8.18	37.8	2.06	8.87	60.9	1.76
0.50	8.17	37.7	2.06	8.82	56.9	1.78

Tabla IX-2: Parámetros causales medios - SLE

T	Montalva, 2017			Idini 2016		
	$M_w$	$R_{rup}$	$\epsilon$	$M_w$	$R_{rup}$	$\epsilon$
1.53	7.55	98.8	0.09	7.95	146	0.13
0.50	7.45	87.5	0.01	7.75	120	-0.30

El parámetro  $\epsilon$  corresponde a la diferencia, normalizada a la desviación estándar logarítmica, entre la psuedo-aceleración media estimada por los modelos del movimiento del suelo (dado los parámetros causales M,R) y el valor de psuedo-aceleración estimado de manera probabilística.

### **IX.3.4 Espectros Medios Condicionados (CMS)**

Considerando los escenarios medios antes descritos (basados en los modelos de desagregación) se procedió a estimar espectros medios condicionados (Baker, 2011 ; Baker and Cornell, 2006)<sup>[9]</sup>.

Es importante entender que los espectros de amenaza uniforme por definición corresponden a espectros en donde todas sus coordenadas (i.e., para cada periodo u oscilador considerado) presentan una misma probabilidad de ocurrencia o de ser excedidas en una ventana temporal. Esto que puede ser adecuado desde el punto de vista de diseño (todas las estructuras diseñadas para demandas con misma probabilidad de ser excedidas) puede ser un escenario muy conservador en el contexto de la selección de registros sísmicos. Lo anterior dado que la probabilidad de que un mismo evento o mejor dicho un mismo registro establezca para dos coordenadas (periodos) distintas el mismo nivel de demanda probabilístico es altamente improbable. En este sentido el espectro de amenaza uniforme o UHS (por el nombre en inglés Uniform Hazard Spectrum) puede ser entendido como “la envolvente” de los espectros de muchos registros que generarían para distintos periodos pseudo-aceleraciones con igual probabilidad de ocurrencia.

El espectro medio condicionado (conocido como Conditional Mean Spectrum) es por tanto un espectro que, para la coordenada en estudio (periodo de interés, normalmente  $T_1$ ), establece un nivel de demanda asociado a la intensidad probabilística deseada (i.e., en dicho periodo coincide con el espectro UHS), pero que en el resto de las coordenadas establece los valores esperados condicionados a la ocurrencia del periodo de interés. En otras palabras, qué nivel de amenaza (e.g.,  $S_a(T_j)$ ) se espera tener en  $T_j$  dado que en  $T_i$  ha ocurrido una demanda objetivo (e.g.,  $S_a(T_i)$  con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años).

Para la definición del espectro de media condicionado, entre otros, se requiere un escenario específico (M,R), el que normalmente corresponde a los valores medios provenientes de la desagregación (por ello la estimación antes indicada), un modelo del movimiento del suelo y una demanda objetivo para el periodo de interés.

En este caso hemos considerado la demanda definida para SLE y MCE en cada uno de los periodos de interés y una combinación de 50% el CMS obtenido del modelo Mon2017 y un 50% del modelo Idi2016. Si bien existen distintas metodologías para combinar las distintas fuentes o modelos de movimiento del suelo se ha optado por esta (muy usada) por su simplicidad. Modelos de combinación adicionales puede ser observados en Lin et al, 2013. Es importante establecer que los factores de correlación espectral (i.e., aquellos que relacionan las demandas de los periodos condicionados con el periodo condicionante) considerados se basan en Candia et al, 2019 quien definió estos valores con registros sísmicos obtenidos de la red nacional.

Se presentan a continuación los distintos espectros medios condicionados computados, en conjunto con los espectros de amenaza uniforme.

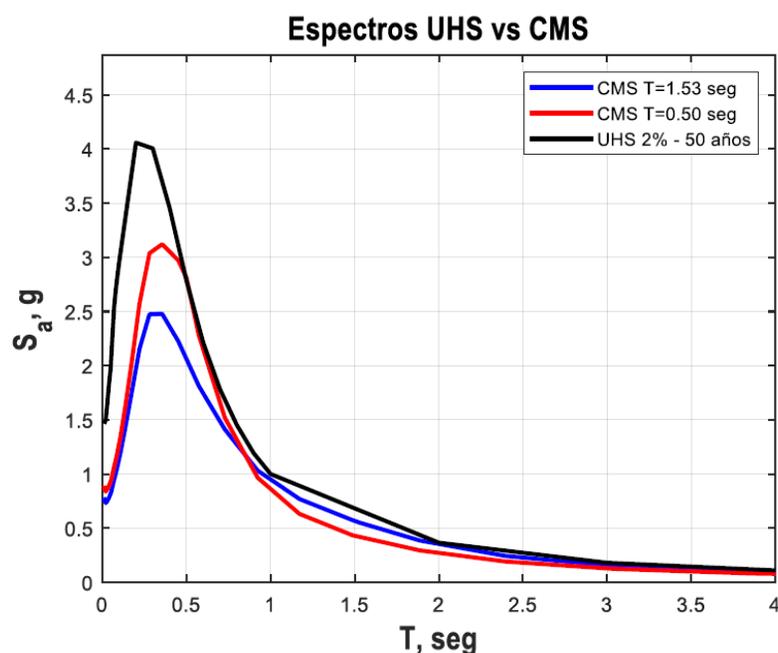


Figura IX-5. Espectro MCE medios condicionales y amenaza uniforme.

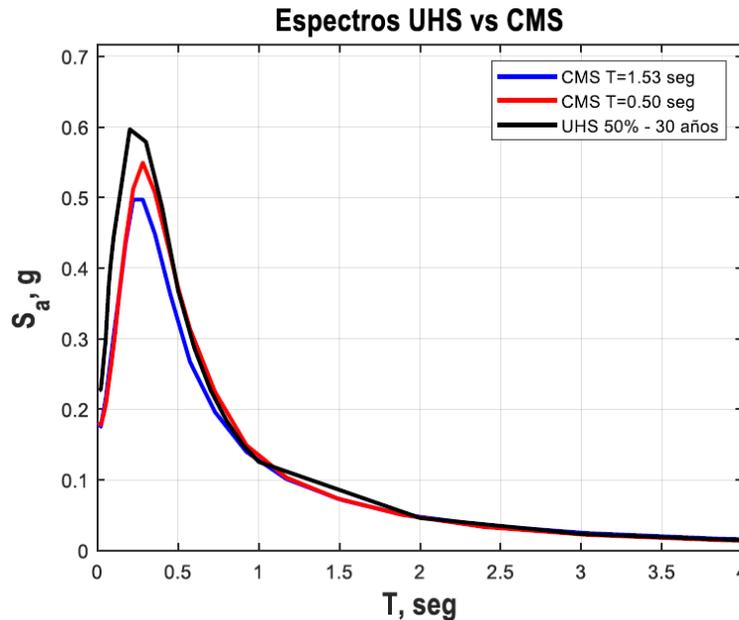


Figura IX-6. Espectro SLE medios condicionales y amenaza uniforme.

Tal como se puede observar considerar al espectro envolvente como representativo de todas las estructuras para la selección de registros resulta en un análisis muy conservador (en mayor medida en el evento MCE) dado que los espectros “esperados” para los sets de registros de cada sistema o periodos son distintos.

### IX.3.5 Selección de Registros

De la base de datos antes citada se generó un filtro preliminar considerando suelos con valores de VS30 correspondientes a suelo tipo B y C según DS61-2011 (i.e., entre 350 y 900 m/seg) y con una media geométrica de los PGA ortogonales PGAGEOMEAN mayores a 0.1 g. En base a lo anterior la base de datos para selección directa quedó definida por 266 componentes (133 registros).

#### - Requisitos de Selección

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de ASCE7-16, para ello se ha considerado:

- Espectro Objetivo : CMS – 2475 años periodo retorno medio (MCE)  
CMS – 43 años periodo retorno medio (SLE)

- Rango de Periodos :  $0.2T_1 - 2.0T_1$ , con  $T_1$  periodo natural estructura.
- Número de Registros : 11 y 7 registros con menor sumatoria de error cuadrático (SSE) de espectro objetivo respecto a espectro del registro en el rango de periodos para MCE y SLE respectivamente.

Es importante destacar que el límite inferior de  $0.2T_1 = 0.31$  seg. es menor a los 0.5 seg. de la segunda forma modal, en donde ya se ha colectado los periodos que colectan el 90% de masa sísmica del sistema.

ASCE7-16 requiere que los pares de registros se ajusten en su formulación de máximo espectro direccional (i.e., RotD100), de acuerdo con ello el espectro objetivo debe ser formulado de manera consistente. Los espectros definidos en el estudio de amenaza, presentados anteriormente, han sido construidos con GMM formulados considerando la media geométrica de las dos componentes horizontales (i.e., Combinación Geomean) y no respecto del espectro máximo direccional, es por esto considerando lo indicado en Medalla et al (2021, en preparación) se considerará un factor de amplificación de 1.3 para los espectros CMS objetivos antes indicados. Este factor, prácticamente equivalente a lo indicado en ASCE7-16, ha sido evaluado con la base de datos de SiberRisk considerando sólo registros obtenidos en territorio nacional y se considera adecuado para periodos naturales mayores a 0.3-0.4 seg.

ASCE7 establece además, que en ningún caso la envolvente de los escenarios considerados para la construcción de los CMS (en este caso para 1.53 seg. y 0.5 seg.) puede ser menor que el 75% en el rango de interés, las gráficas siguientes permiten observar la envolvente de los espectros CMS permiten cumplir con dicho requerimiento tanto a nivel MCE como SLE.

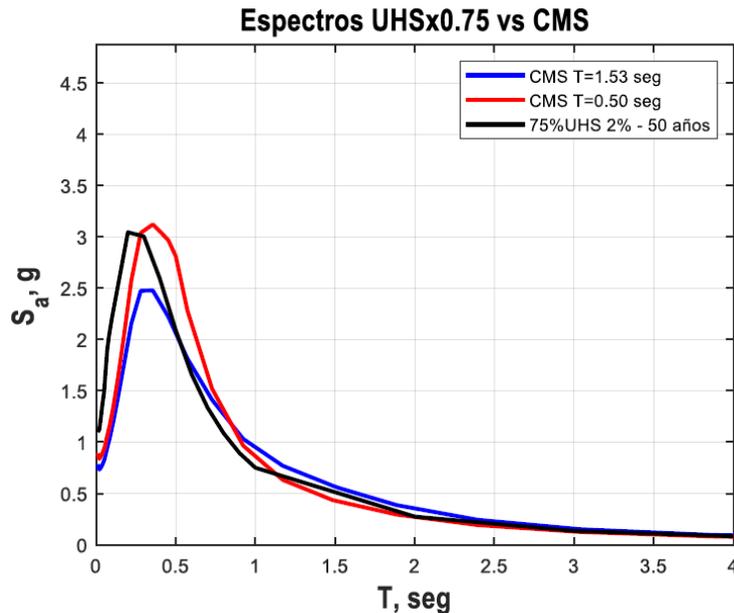


Figura IX-7. Espectro MCE medios condicionales y 75% de amenaza uniforme.

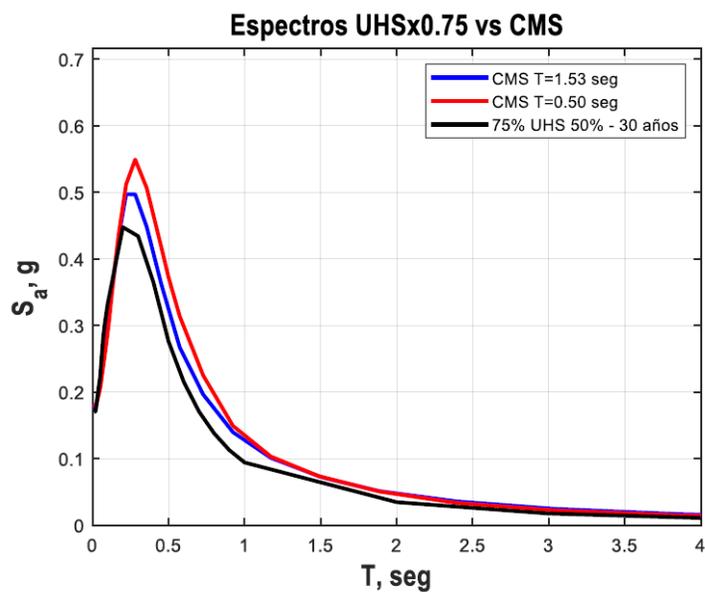


Figura IX-8. Espectro SLE medios condicionales y 75% de amenaza uniforme.

Por último, la guía LATBSDC 2020 establece que para los análisis SLE es necesario considerar espectros que representen el nivel de demanda para una razón de amortiguamiento crítico de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\xi_{\text{critical}} = \frac{0.36}{\sqrt{H}} \quad (\text{Ec. IX} - 1)$$

Siendo H la altura del edificio en pies. Evaluando dicha expresión para el presente caso se tiene una razón de amortiguamiento crítico de 3%. Dado que los estudios de amenaza han sido formulados para razones de amortiguamiento crítico igual a 5% se procederá a corregir la amplitud del espectro objetivo SLE por la razón  $(0.05/0.03)^{0.4}=1.22$ , esta expresión se considera adecuada para niveles de amortiguamiento menores a 0.05 y proviene de la norma NCh2369.Of2003.

- Registros seleccionados

Una vez definido los 11 y 7 registros de forma espectral más “cercana”, para MCE y SLE respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (i.e., Factor de escalamiento 1).

- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser al menos el 90% de las correspondientes al espectro objetivo. Este segundo factor de escalamiento (i.e., Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

El Factor de escalamiento queda definido por la multiplicación de ambos Factores (i.e., Factor de Escalamiento 1 x Factor de Escalamiento 2).

En las siguientes páginas, se presentan los resultados obtenidos para todos los escenarios y pasos del ajuste.

- Máximo Sismo Considerado (MCE) –  $T = 1.53$  seg.

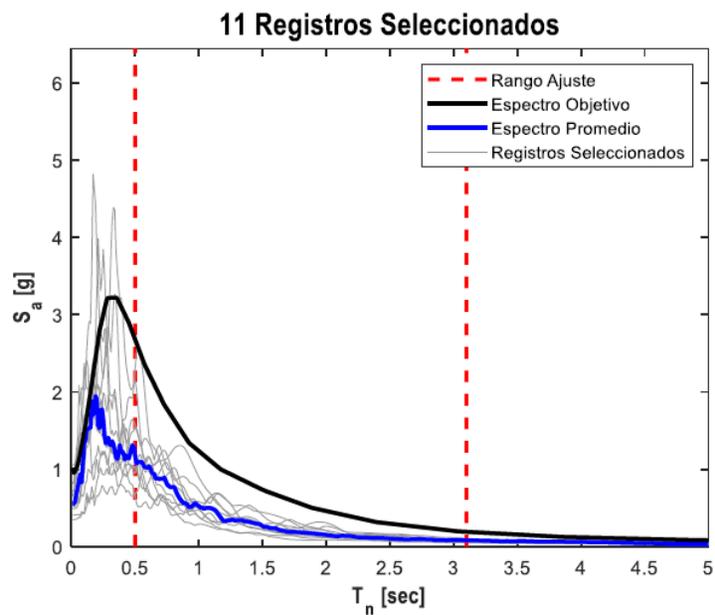


Figura IX-9. Registros con menor SSE.

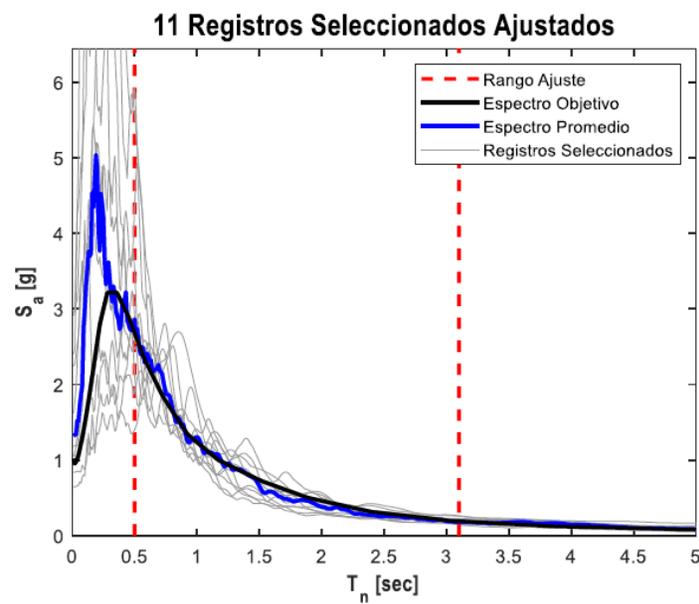


Figura IX-10. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

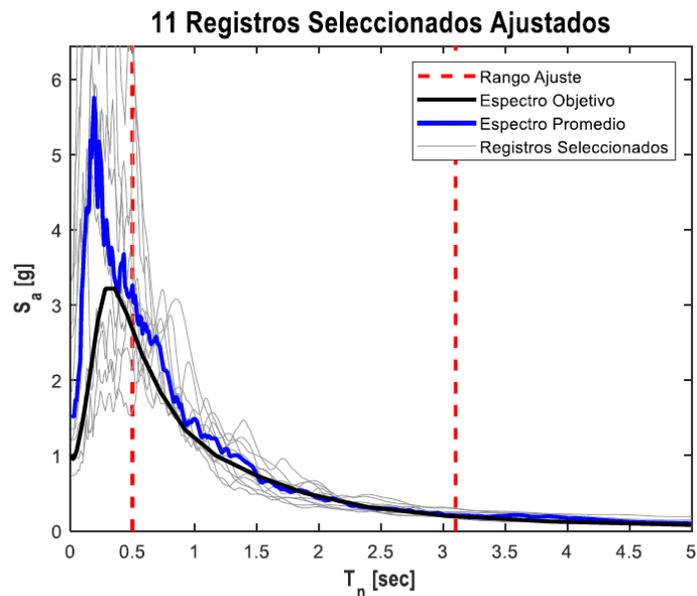


Figura IX-11. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y  $T = 1.53$  seg.

Para este sistema los factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 2.11 y 4.06. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- Máximo Sismo Considerado (MCE) –  $T = 0.50$  seg.

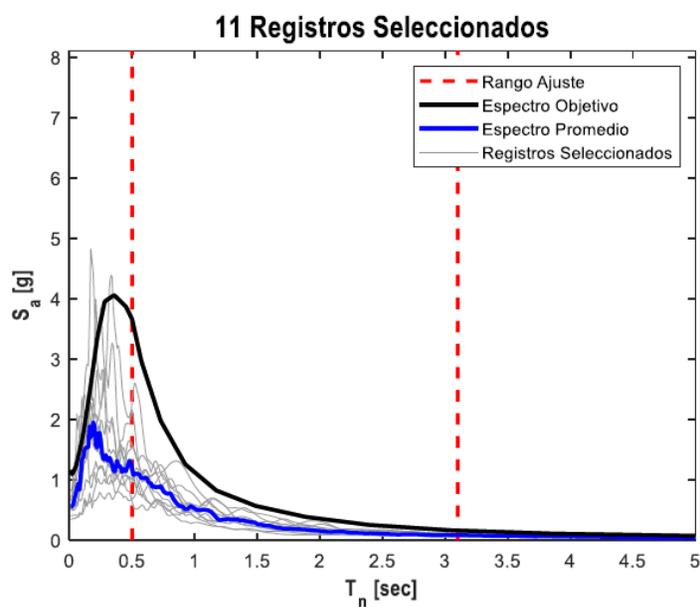


Figura IX-12. Registros con menor SSE (figura izquierda)

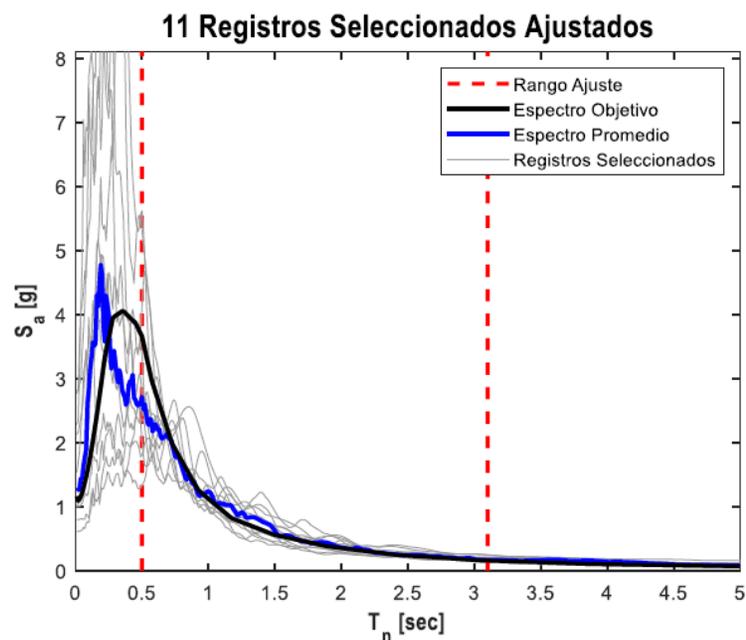


Figura IX-13. Registro amplificado por factor de escalamiento 1.

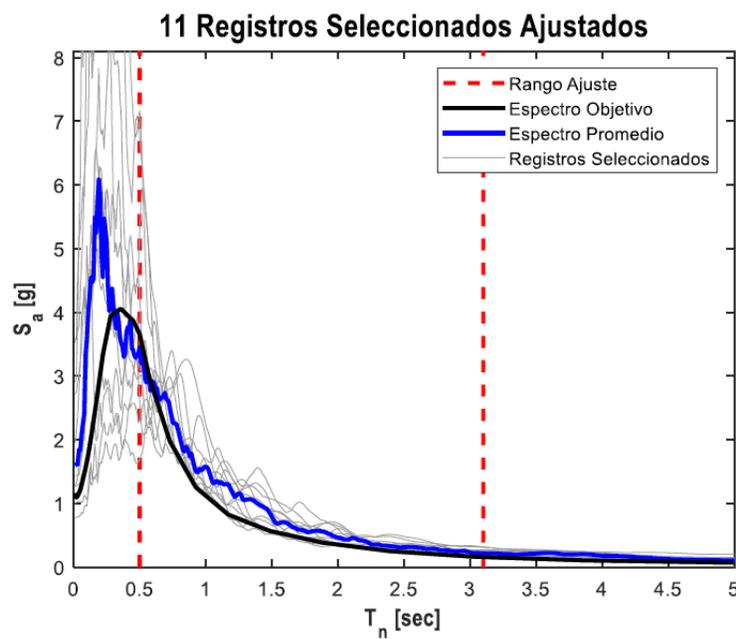


Figura IX-14. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y  $T = 0.50$  seg

Para este sistema los factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 2.23 y 4.05. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- Sismo Frecuente o Servicio (SLE) –  $T = 1.53$  seg.

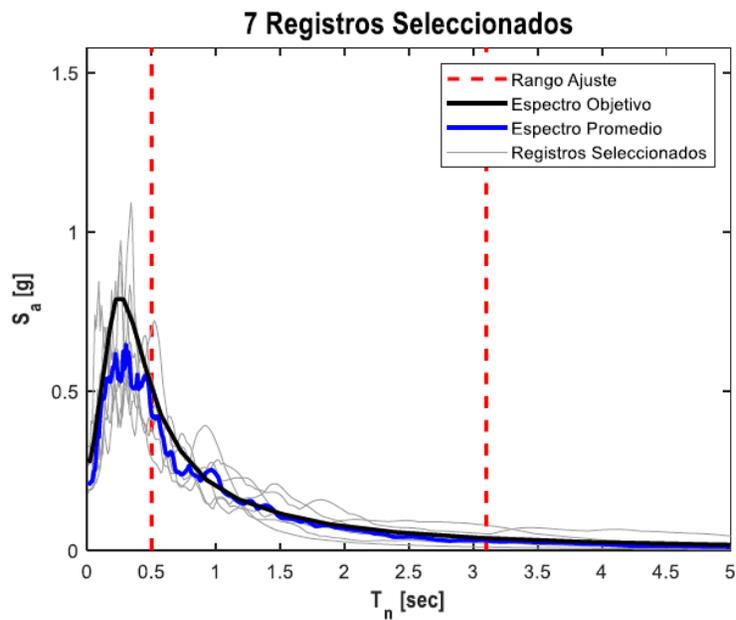


Figura IX-15. Registros con menor SSE.

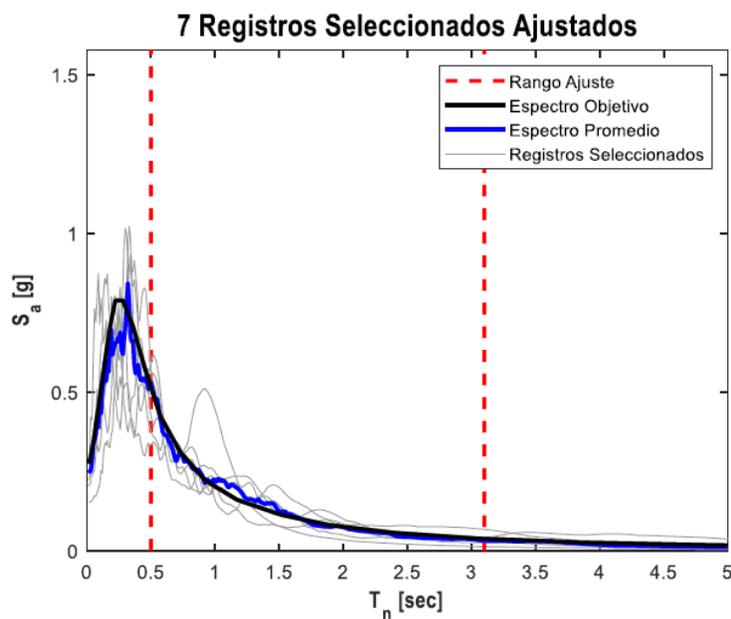


Figura IX-16. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

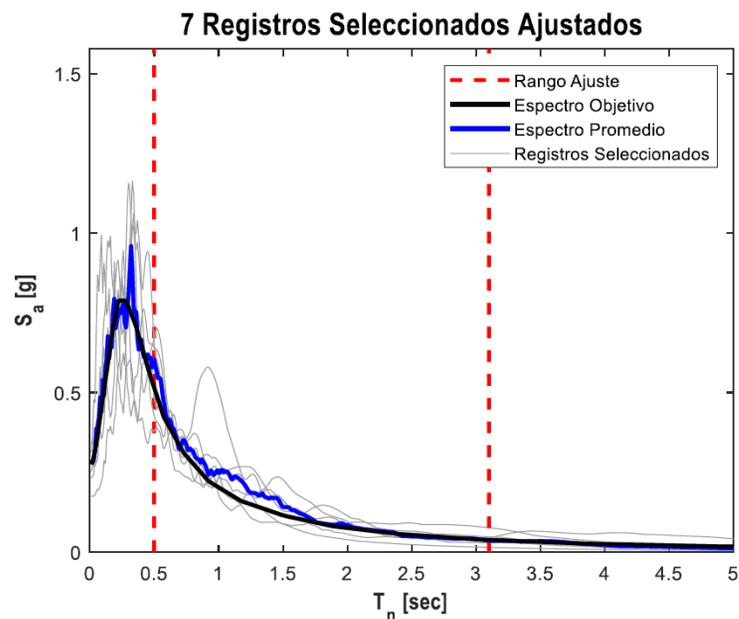


Figura IX-17. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SLE y  $T = 1.53$  seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.93 y 1.57.

- Sismo Frecuente o Servicio (SLE) –  $T = 0.50$  seg.

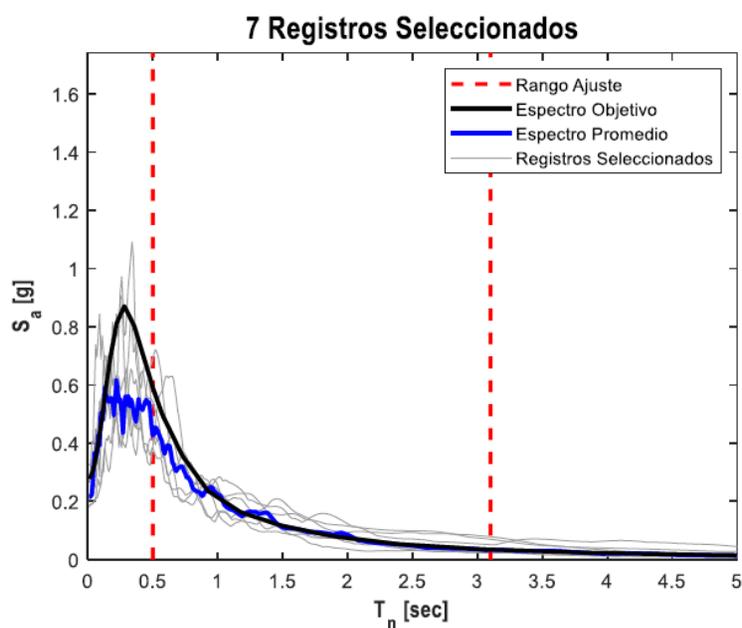


Figura IX-18. Registros con menor SSE.

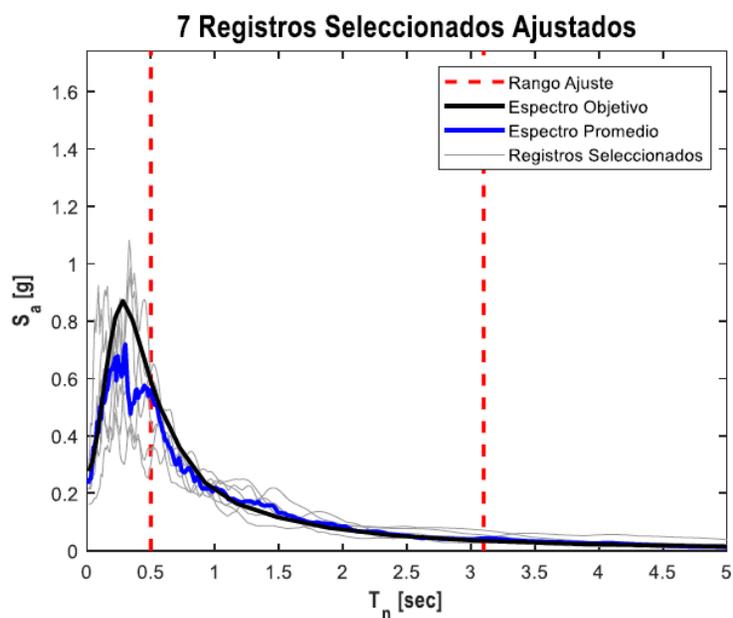


Figura IX-19. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

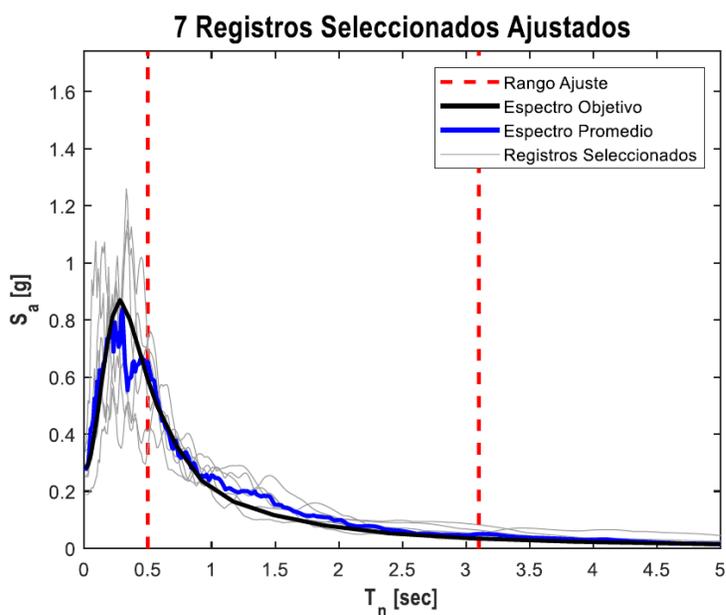


Figura IX-20. Espectro y ajuste final 7 registros, demanda SLE y  $T = 1.53$  seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.91 y 1.51.

Tabla IX-3: Registros seleccionados para aplicación con guía LATBSDC-2020.

REG. ..	SLE (Service Level Earthquake)				MCE (Maximun Considerated Earthquake)			
	T <sub>1</sub>	F.E. ..	T <sub>2</sub>	F.E. ..	T <sub>1</sub>	F.E. ..	T <sub>2</sub>	F.E. ...
1	ARICA	0.97	ARICA	1.05	ANGOL	3.21	ANGOL	3.33
2	C200	1.48	HMBCX	0.91	C110	4.06	C110	4.30
3	IQUIQU E	1.18	IQUIQU E	1.28	CURICO	2.76	CURICO	2.98
4	LLO7	0.93	LLO7	1.00	GO04	2.35	GO04	2.29
5	MAUL03 R	1.57	MAUL03 R	1.70	HUALANE	2.27	HUALANE	3.40
6	MAUL05 S	1.40	MAUL05 S	1.51	MATANZA S	2.11	MATANZA S	4.05
7	VALP07 R	1.13	VALP07 R	1.22	PICA	3.82	PICA	2.23
8	-	-	-	-	STGO01S	2.82	STGO01S	3.11
9	-	-	-	-	STGOMAI PU	2.16	STGOMAI PU	2.40
10	-	-	-	-	TALCA	2.93	TALCA	2.92
11	-	-	-	-	VALP11S	3.15	VALP11S	2.49

Donde **F.E** es el factor de escala por el cual se tuvo que amplificar el registro.

Los registros seleccionados tienen las características de la Tabla IX-4 y se muestran además en el ANEXO XII de este documento.

Tabla IX-4: Características de registros.

REGISTRO	FECHA	MAGNITUD [M <sub>w</sub> ]	VEL ONDA CORTE[m/s]	ACELX [g]	ACELY [g]	ACELZ [g]
ANGOL	2010 Feb-27	8.8	355	0.68	0.88	0.26
C110	2015 Sep-16	8.4	626	0.82	0.70	0.43
CURICO	2010 Feb-27	8.8	623	0.41	0.47	0.18
GO04	2015 Sep-16	8.4	405	0.24	0.34	0.15
HUALANE	2010 Feb-27	8.8	547	0.38	0.45	0.38
MATANZAS	2010 Feb-27	8.8	394	0.34	0.28	0.24
PICA	2005 Jun-13	7.9	492	0.72	0.55	0.76
STGO01S	1985 Mar-03	7.9	481	0.65	0.51	0.24
STGOMAIPU	2010 Feb-27	8.8	386	0.47	0.55	0.22
TALCA	2010 Feb-27	8.8	537	0.47	0.42	0.22
VALP11S	1985 Mar-03	7.9	382	0.72	0.70	0.40
ARICA	2001 Jun-23	8.4	387	0.28	0.21	0.14
IQUIQUE	2005 Jun-13	7.9	449	0.25	0.23	0.23
MAUL05S	1985 Mar-03	7.9	533	0.17	0.13	0.09
VALP07R	1985 Mar-03	7.9	684	0.16	0.17	0.11
LLO7	2016 Dic-25	7.6	435	0.18	0.17	0.12
MAUL03R	1985 Mar-03	7.9	537	0.17	0.16	0.07
HMBCX	2014 Abr-01	8.2	743	0.21	0.23	0.16

#### **IX.4 Registros seleccionados para aplicación en guía ACHISINA-2017**

Se seleccionarán dos sets de registros sísmicos, uno asociado al espectro de diseño del DS61 y otro asociado a los espectros obtenidos del estudio de amenaza sísmica.

##### **IX.4.1 Metodología de selección**

La selección de registros considera los requisitos indicados en la guía de Diseño Sísmico Basado en Desempeño propuesta por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA, 2017). Se ha considerado el proceso de escalamiento espectral considerando dos espectros objetivos y la base de datos de Siber-Risk.

De acuerdo con los requisitos de la guía se deben definir dos niveles de intensidad sísmica, un nivel definido como Sismo de Diseño (SD) y otro definido como Sismo máximo considerado (SMC). La definición de estas intensidades permite la consideración de demandas obtenidas de acuerdo con el espectro de desplazamientos del Decreto Supremo DS61 publicado el año 2011 o a través de análisis de amenaza sísmica para el sitio de interés. En particular, se define SD como el espectro de desplazamiento del DS61, o alternativamente el proveniente de un estudio de amenaza en donde se haya considerado un periodo de retorno medio de 475 años. Respecto del SMC se establece que corresponderá a los registros utilizados para el SD pero amplificados en un 30%, o alternativamente un estudio de amenaza para el sitio en estudio que considere un periodo de retorno medio de 975 años.

En este ejemplo se procederá a realizar ambos métodos de selección, basando la selección en la normativa nacional y un estudio de amenaza probabilística.

##### **IX.4.2 Espectros de Amenaza Uniforme**

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para los distintos escenarios estudiados (SD y SMC), los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años respectivamente.

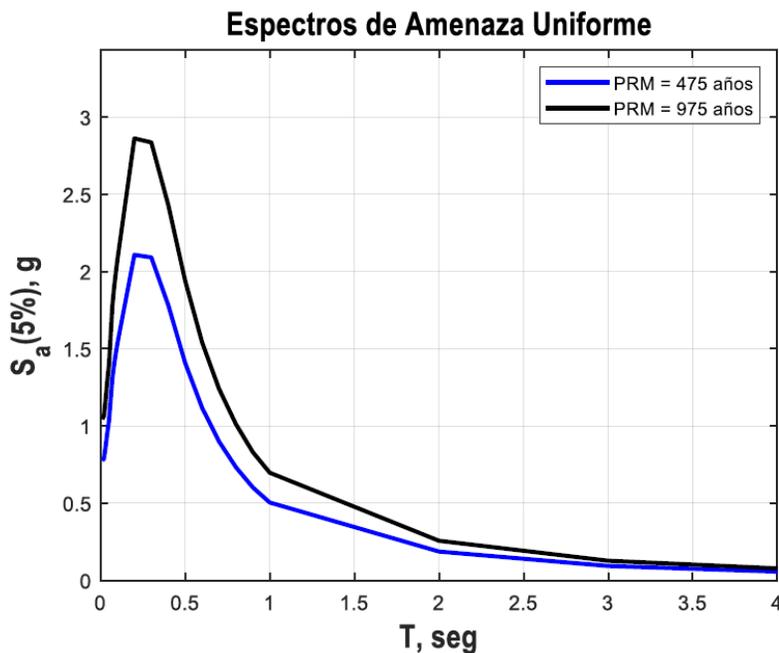


Figura IX-21. Espectros de Amenaza Uniforme.

#### IX.4.3 Espectros de diseño DS61-2011

De acuerdo con los parámetros del sitio considerados, es decir, zona sísmica 3 y suelo tipo C, las siguientes figuras muestran los espectros de 475 y 975 años de acuerdo con el DS61-2011. Si bien los espectros se definen como espectros de desplazamiento, para propósitos de comparación, se muestra en su formato  $S_a$  vs  $T$ . Se menciona además que acorde a la guía ACHISINA-2017, el espectro de diseño a 975 años puede ser aproximado como 1.3 veces el espectro de 475 años.

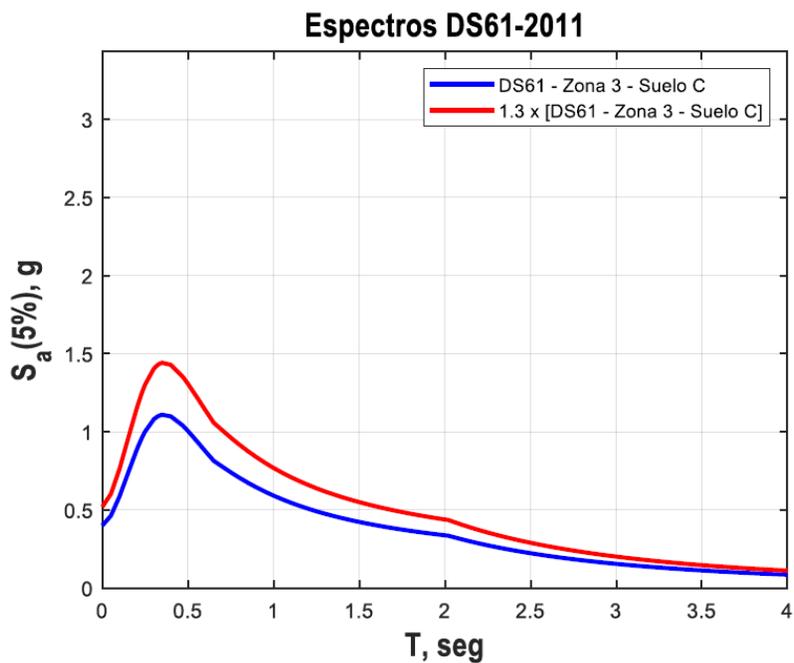


Figura IX-22. Espectros objetivos DS61-2011 SD y SMC.

#### IX.4.4 Comparación espectros objetivos

A continuación, se presenta una comparación entre los espectros objetivos de 475 y 975 años, obtenidos de la evaluación formal de la amenaza sísmica probabilística y los obtenidos desde el DS61-2011. Es importante mencionar que los espectros de amenaza probabilística provienen del mismo análisis indicado en la sección anterior se acuerdo con la guía LATBSDC.

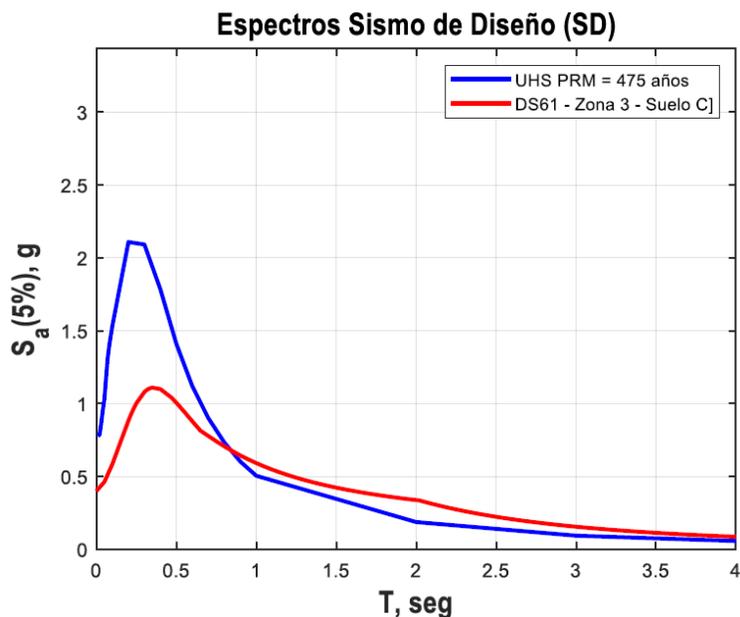


Figura IX-23. Espectros objetivos SD. [UHS y DS61]

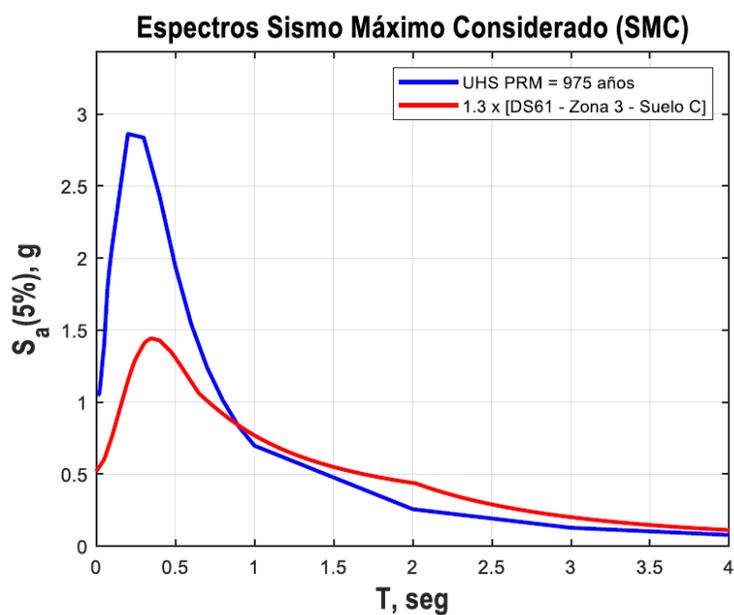


Figura IX-24. Espectros objetivos SMC. [UHS y DS61]

Es posible observar que en zonas de periodos medianos a cortos (i.e., menores a 1.0 segundos) existe una incompatibilidad entre lo definido por la normativa y la demanda obtenida del análisis probabilístico, este efecto es algo que se ha podido observar en estudios

anteriores (Medalla et al, 2021), sin embargo, para sistemas estructurales más flexibles se observa que las demandas son consistentes entre sí con niveles de amplitud comparables.

La guía de ACHISINA solicita que las demandas obtenidas de análisis probabilísticos no pueden ser menores al 80% de la especificada en el DS61-2011. Desafortunadamente, no se especifica si esto corresponde a una verificación en el periodo natural predominante, el rango de periodos de interés y/o todo el espectro. Dado que existe variaciones importantes entre las razones de las demandas para distintos periodos es necesario explicitar de mejor manera dicho requisito. En este caso se analizará el nivel de demanda entre el rango de periodos de interés.

Si bien la guía establece que el rango de periodos interés para el ajuste de registros debe considerarse entre  $0.5T$  y  $1.25T$  (siendo  $T$  el periodo predominante), lo que significa para el presente análisis un rango de periodos entre 0.77 seg y 1.91 seg. Para el caso en estudio la segunda forma modal de interés, que genera la colección de más del 90% de la masa sísmica total, es igual a 0.5 seg, es por ello que en la presente selección se extenderá el rango de interés para propósitos de capturar las dos formas modales relevantes del edificio dentro del proceso de selección.

La figura siguiente muestra la relación o razón entre los espectros objetivos a 475 y 975 años obtenidos del DS61-2011 y del análisis probabilístico. Se presenta además los límites inferiores y superiores del rango de periodos de interés, así como también el valor mínimo de 80% requerido por la guía ACHISINA.

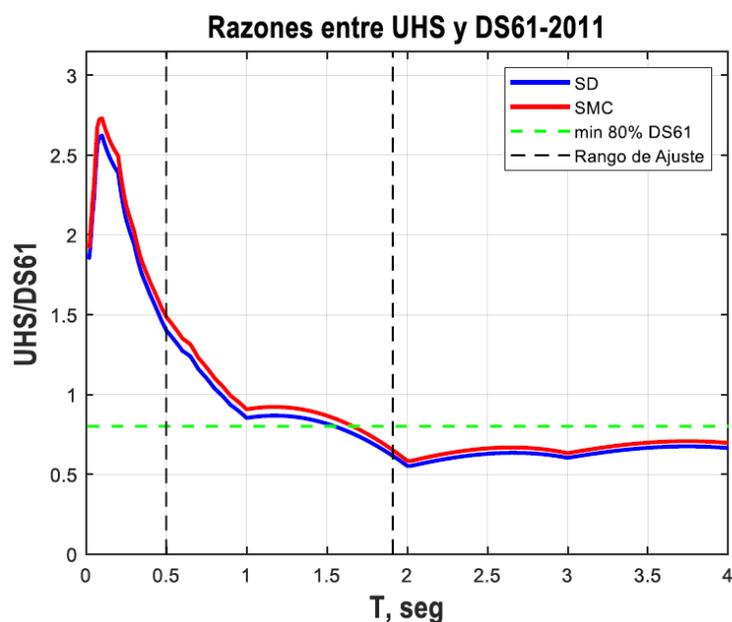


Figura IX-25. Razón entre demandas SD y SMC para análisis probabilístico y DS61-2011.

Para la definición del requisito de demanda mínimo de la guía ACHISINA se considerará los niveles de demanda dentro del rango de periodos de interés antes indicados. En este caso es posible observar de la Figura IX-25 que la mayor diferencia (menor al 80%) se produce en el límite superior del rango de periodos definido. En este caso se observa que la demanda probabilística es igual a 0.61 veces lo indicado en el DS61 (equivalente tanto para SD como SMC). En base a lo anterior y evitando modificar la forma espectral del espectro de amenaza se amplificará tanto el espectro objetivo SD como SMC obtenido de los análisis de amenaza por un factor igual a  $0.8/0.61 = 1.31$ .

#### IX.4.5 Selección de Registros

De la base de datos antes citada se generó un filtro preliminar considerando suelos con valores de VS30 correspondientes a suelo tipo B y C según DS61-2011 (i.e., entre 350 y 900 m/seg) y con una media geométrica de los PGA ortogonales PGAGEOMEAN mayores a 0.1 g. En base a lo anterior la base de datos para selección directa quedó definida por 266 componentes (133 registros).

### - Requisitos de Selección

Es importante hacer notar que la guía de ACHISINA no indica explícitamente cuales son los métodos aceptados de ajuste espectral, sin embargo, de acuerdo con el estado de la práctica se reconocen dos métodos comúnmente aceptados, el método de ajuste espectral y el método de escalamiento espectral. En este caso se considerará el segundo método, es decir el de escalamiento espectral, para ellos se consideró:

- Espectros Objetivos : Sismo de diseño (SD)  
Sismo máximo considerado (SMC)
- Rango de Periodos : 0.5 seg. –  $1.25T_1$ , con  $T_1$  periodo natural estructura.
- Número de Registros : 7 registros

Con el objetivo de buscar registros que presenten una similitud natural con ellos espectros objetivos se seleccionará los 7 registros con menor sumatoria del error cuadrático (SSE) entre el espectro objetivo y los espectros de los registros en el rango de periodos de interés. La guía ACHISINA requiere que los espectros de los pares de registros se ajusten, en el rango de periodos de interés, en su formulación SRSS a 1.17 veces los espectros objetivos antes indicados, considerando una razón de amortiguamiento crítico igual al 5%.

### - Registros seleccionados

Una vez definidos los 7 registros de forma espectral más “cercana” a los espectros objetivos SD y SMC respectivamente, se procedió a evaluar factores de escalamiento necesarios para alcanzar el nivel de demanda o intensidad que estos presentan. Lo anterior se realizó considerando dos pasos:

- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (i.e., Factor de escalamiento 1).

- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser como

mínimo el espectro objetivo. Este segundo factor de escalamiento (i.e., Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

El Factor de escalamiento final queda definido por la multiplicación de ambos Factores (i.e., Factor de Escalamiento 1 x Factor de Escalamiento 2).

En las siguientes páginas, se presentan los resultados obtenidos para todos los escenarios y pasos del ajuste.

**Nota:** Dados los problemas ya indicados con los espectros del DS61, para el análisis no lineal y evaluación del desempeño se ha optado por considerar solo los espectros objetivos consistentes con el estudio de amenaza.

- Sismo de Diseño (SD) – DS61-2011

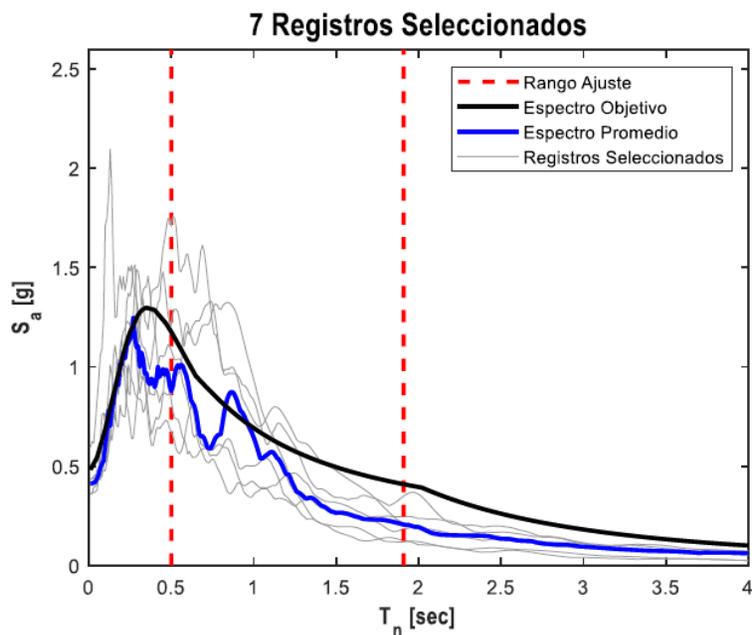


Figura IX-26. Registros con menor SSE.

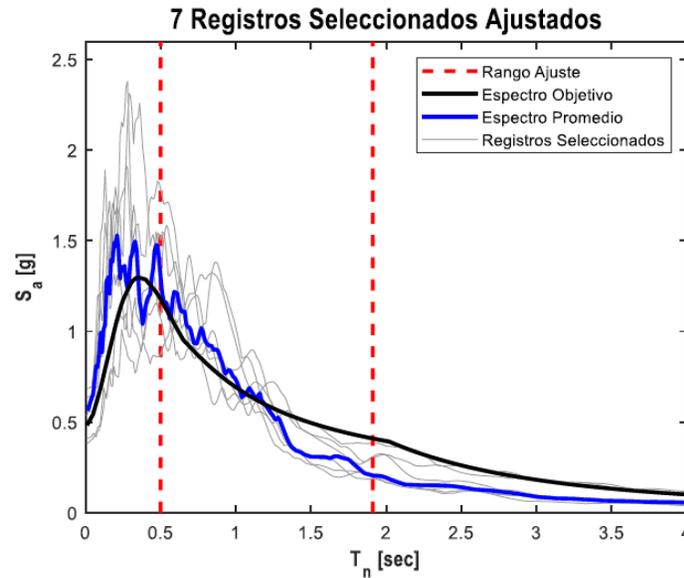


Figura IX-27. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

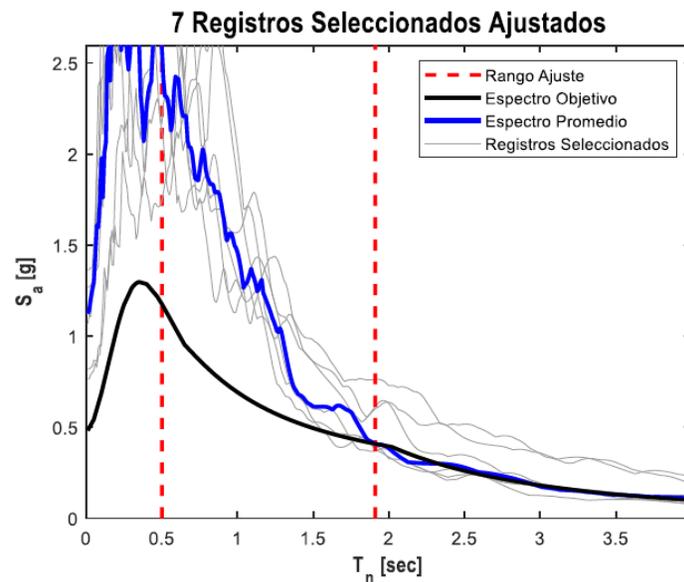


Figura IX-28. Espectro y ajuste final 7 registros, demanda SD-DS61-2011

Para este sistema los factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.80 y 3.13. Valores razonables y aceptados por el estado del arte, sin embargo, la forma artificial del espectro objetivo en la zona de periodos largos hace inviable una buena selección de registros.

- Sismo de Diseño (SD) – Amenaza Sísmica, periodo de retorno medio 475 años.

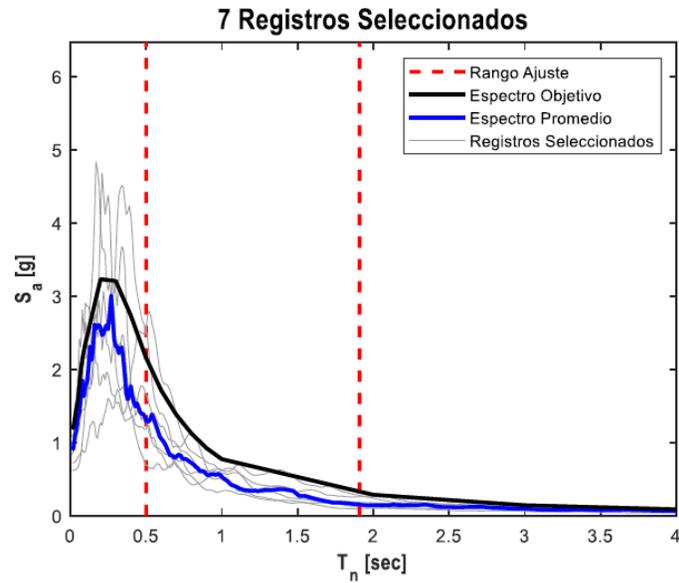


Figura IX-29. Registros con menor SSE.

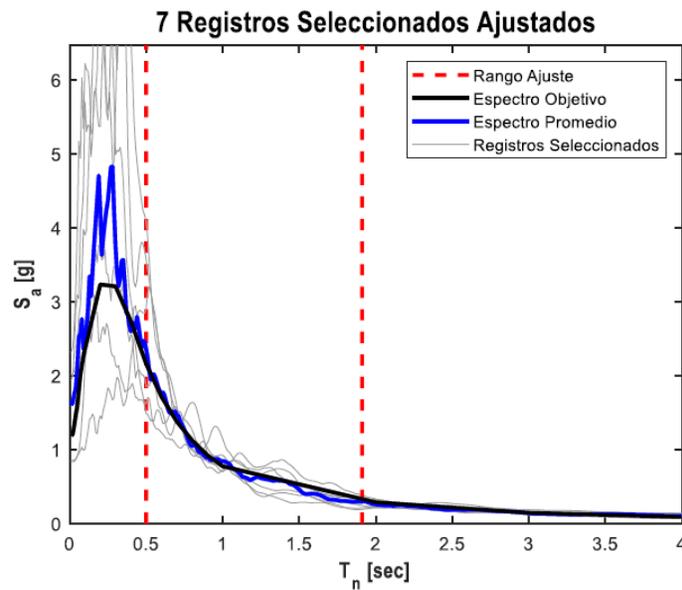


Figura IX-30. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

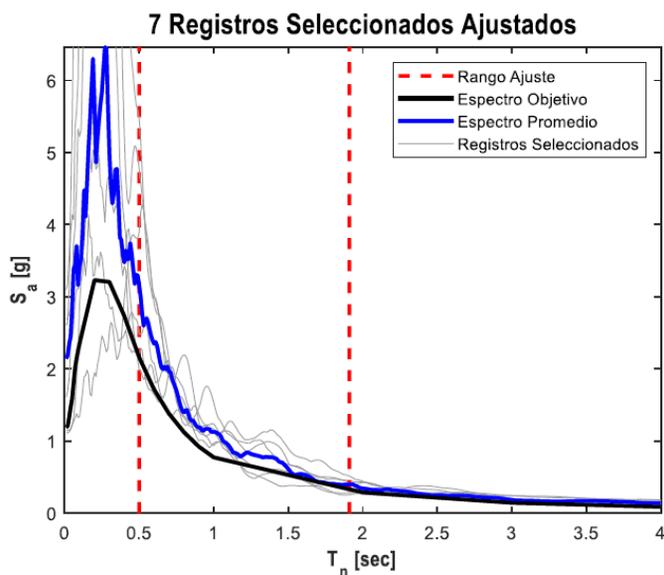


Figura IX-31. Espectro y ajuste final 7 registros, demanda SD-Amenaza Uniforme PRM=475 años.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.53 y 2.89. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- Sismo Máximo Considerado (SMC) – DS61-2011

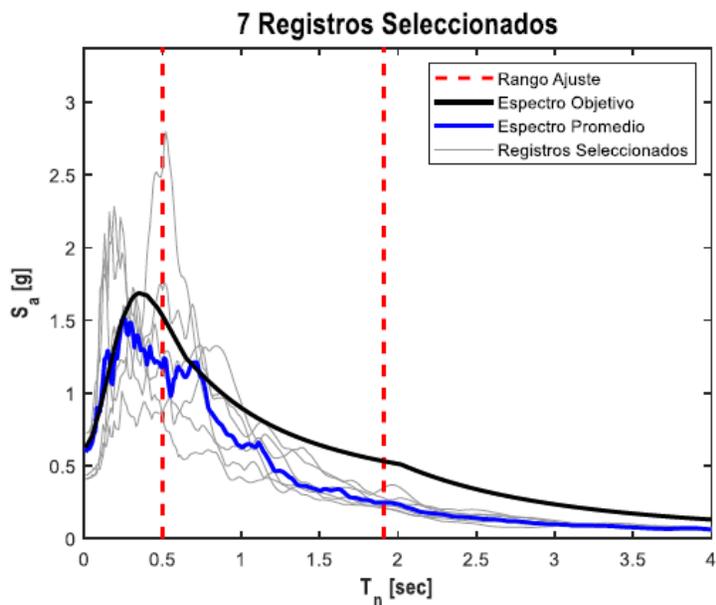


Figura IX-32. Registros con menor SSE.

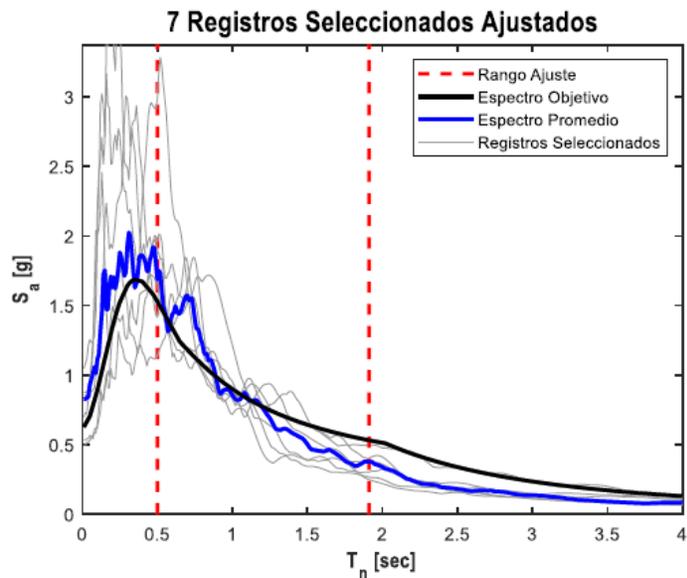


Figura IX-33. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

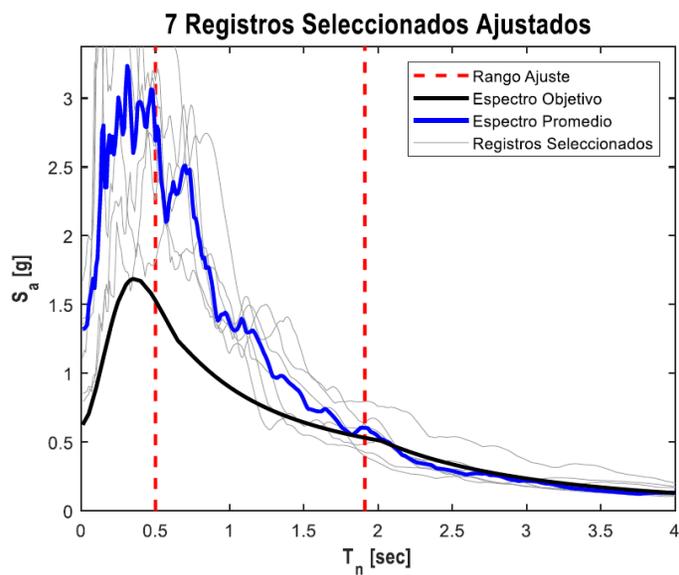


Figura IX-34. Espectro y ajuste final 7 registros, demanda SMC-DS61-2011

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.83 y 3.22. Valores razonables y aceptados por el estado del arte, sin embargo, la forma artificial del espectro objetivo en la zona de periodos largos hace inviable una buena selección de registros.

- Sismo Máximo Considerado (SMC) – Amenaza Sísmica periodo de retorno medio 975 años.

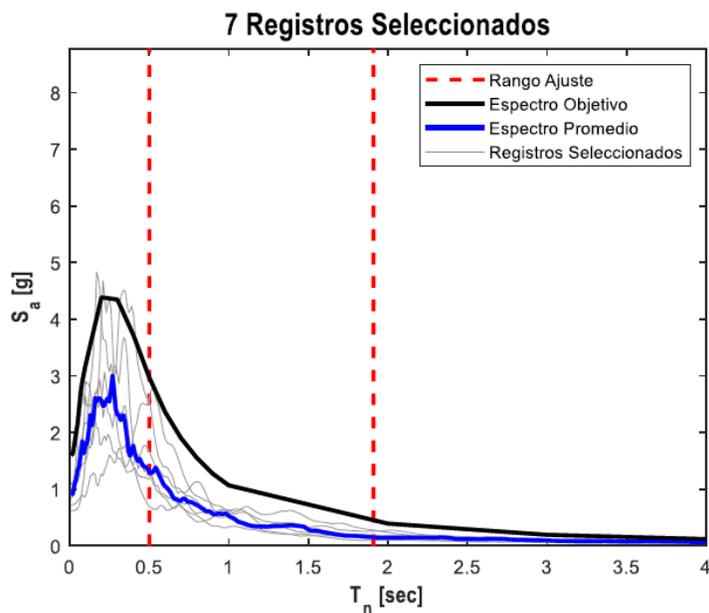


Figura IX-35. Registros con menor SSE.

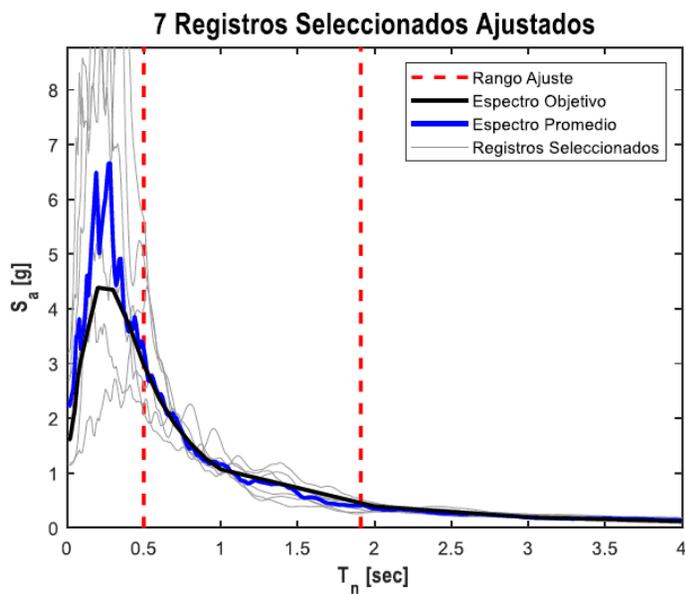


Figura IX-36. Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

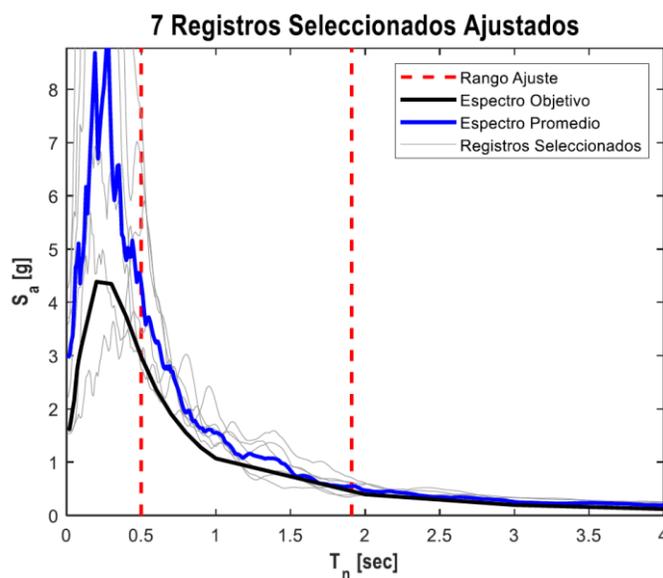


Figura IX-37. Espectro y ajuste final 7 registros, demanda SMC-Amenaza Uniforme PRM=975 años.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 2.11 y 3.97. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

Tabla IX-4: Registros seleccionados para aplicación con guía ACHISINA-2017

REGISTRO	SD (Sismo de diseño)	F.E	SMC (Sismo máximo considerado)	F.E
1	ANGOL	2.4323	ANGOL	3.3528
2	C11O	2.8690	C11O	3.9548
3	CURICO	1.8423	CURICO	2.5395
4	PICA	2.8867	PICA	3.9791
5	STGO01S	1.9347	STGO01S	2.6669
6	STGOMAIPU	1.5332	STGOMAIPU	2.1134
7	VALP11S	2.1419	VALP11S	2.9525

## X. ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL

### X.1 Clasificación de las acciones estructurales

Las acciones estructurales como son las fuerzas, momentos, deformaciones unitarias o desplazamientos se clasifican dentro de los siguientes grupos:

- Acciones controladas por fuerzas: comportamiento frágil, presentan una baja incursión inelástica antes de la fractura o pérdida de resistencia del elemento.
- Acciones controladas por deformaciones: comportamiento dúctil en que los elementos alcanzan grandes deformaciones inelásticas sin una pérdida considerable de resistencia.

La relación demanda-capacidad de las acciones controladas por deformación será la razón entre la deformación solicitante contra la deformación admisible. Para las acciones controladas por fuerza, la relación demanda-capacidad se calcula como la razón entre la fuerza/momento solicitante contra la fuerza/momento resistente.

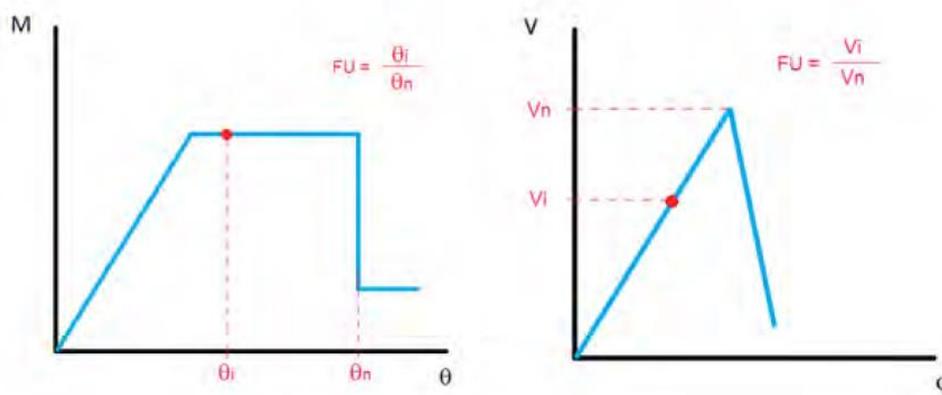


Figura X-1. Relación demanda capacidad para elementos controlados por deformaciones (figura izquierda) y elementos controlados por fuerzas (figura derecha).

Para el edificio en estudio solo se definen las diagonales y las anclas como elementos controlados por deformaciones dado que tienen gran capacidad de incursión en el rango inelástico, el resto de elementos se definen como controlados por fuerzas.

## X.2 Análisis con guía LATBSDC-2020

La respuesta no lineal de la estructura se evalúa para los siguientes estados límite:

- **Ocupación inmediata** para el sismo de servicio SL, asociado a un periodo de retorno de 43 años.

Para este estado límite se utiliza además la siguiente combinación de carga:

$$1.0D + L_{\text{exp}} + S_x + S_y + S_z \quad (\text{Ec. X - 1})$$

Donde:

$L_{\text{exp}}$  es la carga viva esperada, igual al 50% de la carga viva total.

$S_{x,y,z}$  es la carga sísmica producida por el registro de aceleraciones en sentido X,Y,Z.

- **Prevención del colapso** para el sismo máximo considerado MCE, asociado a un periodo de retorno de 2475 años.

Cuando el elemento es controlado por deformaciones se utiliza la misma combinación presentada en la Ec.X-1, aplicando el sismo máximo considerado en sustitución del sismo de servicio. Cuando el elemento es controlado por fuerzas se aplica la Ec.X-2 si la acción crítica y la Ec.X-3 si la acción es ordinaria.

$$1.0Q_{\text{ns}} + 1.5I_e(Q_T - Q_{\text{ns}}) \quad (\text{Ec. X - 2})$$

Donde:

$Q_{\text{ns}}$  es la porción no sísmica de la demanda.

$Q_T$  es la media de los máximos valores de la acción calculada para cada uno de los movimientos de suelo.

$I_e$  es el factor de importancia estructura, igual a 1 en nuestro caso.

$$Q_{\text{ns}} + I_e(Q_T - Q_{\text{ns}}) \quad (\text{Ec. X - 3})$$

Las acciones controladas por fuerza se clasifican acorde a la *Tabla 4 de la guía LATBSDC-2020*. Se resumen a continuación la clasificación para los componentes de interés para el edificio en estudio:

Tabla X-1: Acciones controladas por fuerza y sus categorías.

COMPONENTE	ACCIÓN	CATEGORÍA	
		Crítica	Ordinaria
Columnas de marcos arriostrados	Compresión	X	
	Tensión		X
	Corte	X	
	Flexocompresión		X
Vigas de marcos arriostrados	Axial		X
	Corte	X	
	Flexocompresión		X

### X.3 Análisis con guía ACHISINA-2017

La respuesta no lineal de la estructura se evalúa para los siguientes estados límite:

- **Ocupación inmediata** para el sismo de diseño SD, asociado a un periodo de retorno de 475 años.

Para este estado límite se utiliza además la siguiente combinación de carga:

$$1.0D + L_{exp} + 1.0SD \quad (\text{Ec. X - 4})$$

Donde:

SD es la carga asociada al sismo de diseño, definido en un periodo de retorno de 475 años

El estado de carga estático ( $1.0D+L_{exp}$ ) se considera como un estado inicial antes de la aplicación de SD.

El método de análisis utilizado es de tipo dinámico no lineal con integración directa paso a paso.

- **Capacidad de deformación adicional** para el sismo máximo considerado MCE, asociado a un periodo de retorno de 975 años.

Para este estado límite se utiliza además la siguiente combinación de carga:

$$1.0D + L_{exp} + 1.0SMC \quad (\text{Ec. X} - 5)$$

Donde:

SMC es la carga asociada al sismo máximo considerado, definido en un periodo de retorno de 975 años.

El estado de carga estático ( $1.0D+L_{exp}$ ) se considera como un estado inicial antes de la aplicación de SMC.

El método de análisis utilizado es de tipo dinámico no lineal con integración directa paso a paso. El modelo además contiene la contribución de los efectos  $P - \Delta$  de las cargas gravitacionales durante el evento sísmico.

## XI. EVALUACIÓN-CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

### XI.1 Criterios de aceptación guía LATBSDC-2020

Para la guía de los Ángeles, el nivel de desempeño requerido está asociado al periodo de retorno del sismo y a la categoría de riesgo sísmico del edificio. El *ASCE-41-17* resume el nivel de desempeño esperado con la siguiente figura:

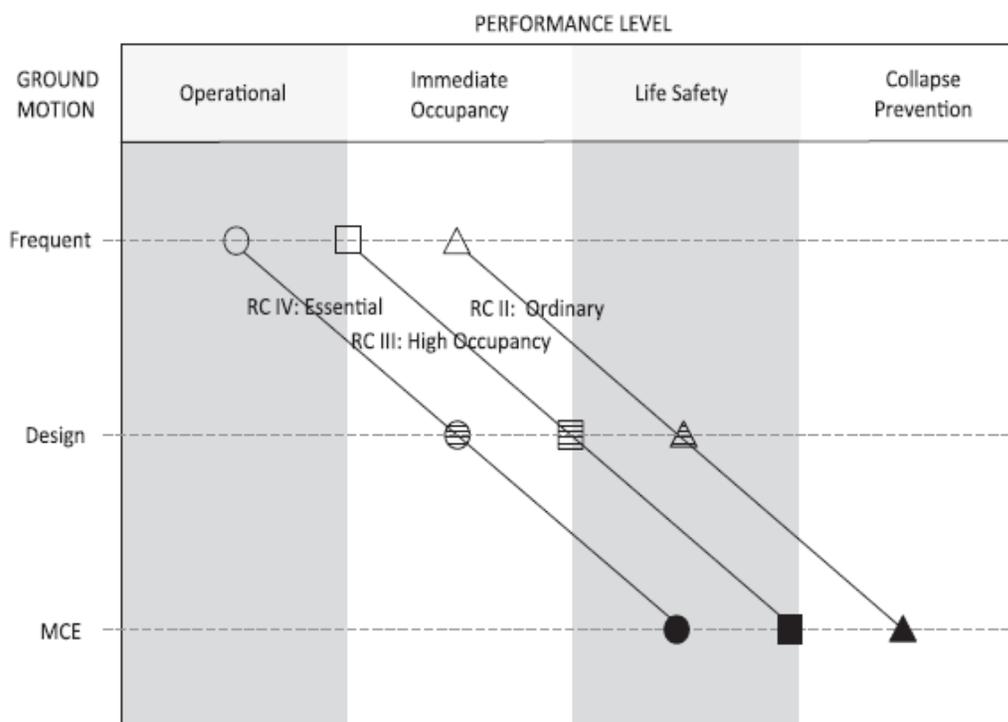


Figura XI-1. Nivel de desempeño esperado asociado a la demanda sísmica y la categoría de riesgo sísmico. (Fuente:Figura C11.5-1 ASCE-41-17)

#### XI.1.1 Evaluación de servicio

- **Criterios de aceptación globales**

La deriva máxima de entrepiso en cualquier dirección del piso a lo largo de dos ejes principales del edificio no debe exceder 0.005.

La deriva límite se revisa contra cada uno de los registros aplicados utilizando la combinación de la Ec. X-1, teniendo como resultado los gráficos del ANEXO-I. Como se

puede observar en el anexo, todas las derivas se encuentran por debajo del límite antes descrito, por lo que se consideran **ACEPTABLE**.

- **Criterios de aceptación locales**

-Elementos controlados por deformaciones (diagonales)

Las diagonales tienen los límites de aceptación descritos en la *Tabla 9-8 del ASCE 41-17*.

Cuando la diagonal tiene una sección HSS, esos límites son los siguientes:

Tabla XI-1: Límites de aceptación para diagonales. ASCE41-17

COMPONENTE/ACCIÓN	DEFORMACIÓN PLÁSTICA		
	IO	LS	CP
Diagonales HSS globalmente esbeltas en compresión	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
Diagonales HSS globalmente no esbeltas en compresión	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
Diagonales en tracción	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$

De la tabla anterior se tiene que:

IO es el límite de aceptación para una ocupación inmediata

LS es el límite de aceptación para seguridad de vida

CP es el límite de aceptación para prevención del colapso

Acorde a la *Tabla 9-8 del ASCE 41-17* una diagonal globalmente esbelta en compresión se caracteriza por cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (\text{Ec. XI - 1})$$

Y una diagonal globalmente no esbelta en compresión se caracteriza por cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{r} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad (\text{Ec. XI - 2})$$

Las diagonales con relaciones de esbeltez entre los valores de la Ec.IX-1 y Ec.IX-2 se clasifican como intermedias y los valores de aceptación de deformación plástica pueden ser interpolados linealmente.

Finalmente los límites de aceptación calculados para cada una de las diagonales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla XI-2: Deformación total en diagonales asociada a los límites de aceptación.

DIAGONAL	IO [cm]	LS [cm]	CP [cm]
HSS6X6X1/2 (Tracción)	1.24	7.42	9.90
HSS6X6X1/2 (Compresión)	0.83	4.12	4.93
HSS7X7X1/2 (Tracción)	1.24	7.42	9.90
HSS7X7X1/2 (Compresión)	0.93	4.48	5.24

Para la evaluación de servicio y acorde a la Figura XI-1, es necesario que las diagonales cumplan con el requisito IO (Ocupación Inmediata). Los resultados de los ciclos de histéresis de las diagonales son mostrados en el ANEXO-II. Se observa que para las diagonales HSS6 todas las deformaciones están por debajo del límite, por lo cual la respuesta es **ACEPTABLE**.

Para las diagonales HSS7 se obtienen las deformaciones de la Tabla XI-3 y en promedio una defomación de -0.86cm, menor al -0.93cm correspondiente al límite IO por lo que la respuesta es **ACEPTABLE**. Se hace mención que en este caso las deformaciones máximas en las diagonales se obtuvieron para el periodo  $T_1$ .

Tabla XI-3: Deformaciones en diagonal HSS7 más esforzada.

REGISTRO	MÁXIMA DEFORMACIÓN [cm]
ARICA	-0.46
C200	-0.39
IQUIQUE	-0.54
LLO7	-0.55
MAUL03R	-1.43
MAUL05S	-0.55
VALP07R	-1.67
PROMEDIO	<b>-0.86</b>

-Elementos controlados por deformaciones (anclajes)

Se establece como criterio que un anclaje cumple con el límite de ocupación inmediata cuando éste permanece en el rango elástico. Para ello se promedian las máximas deformaciones unitarias de los 7 registros del anclaje más crítico (ANEXO-III). Note que las máximas deformaciones unitarias son producidas para el conjunto de registros correspondientes a la primera forma modal (como era de esperarse).

Se obtienen al final los resultados de la Tabla XI-4 y en promedio una defomación unitaria de 0.0011, menor al 0.002 correspondiente al límite esperado por lo que la respuesta es **ACEPTABLE**.

Tabla XI-4: Deformaciones unitarias en anclaje más esforzado.

REGISTRO	MÁXIMA DEFORMACIÓN UNITARIA
ARICA	0.0008
C200	0.0003
IQUIQUE	0.0012
LLO7	0.0026
MAUL03R	0.0012
MAUL05S	0.001
VALP07R	0.0003
PROMEDIO	<b>0.0011</b>

-Elementos controlados por fuerzas (vigas y columnas)

Los elementos controlados por fuerza se deben revisar para obtener una relación demanda/capacidad menor a 0.7, utilizando un factor de reducción de resistencia  $\phi=1.0$ .

Para la revisión de los elementos se propone utilizar las máximas demandas en cualquier instante de tiempo y para cualquier registro. En base a lo anterior, si los elementos cumplen con la envolvente de todas las demandas se consideran con un desempeño aceptable.

Tabla XI-5: Elementos mecánicos máximos en elementos controlados por fuerzas. [SLE]

ELEMENTO	SECCIÓN	P [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]
Columna	W14X82	65	0.97	0.5
Columna	W14X132	96	1.08	0.4
Columna	W14X176	152	1.4	0.8
Columna	W14X311	363	4.4	2.3
Columna	W14X500	574	1.2	0.9
Viga	W12X72	9.5	2.4	2.4

Utilizando además las propiedades esperadas de los materiales se tienen las siguientes resistencias en los elementos:

Tabla XI-6: Resistencia nominal de elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	$\phi P_n$ [tonf]	$\phi M_n$ [tonf-m]	$\phi V_n$ [tonf]
Columna	W14X82	434.3	28.4	109.2
Columna	W14X132	797.6	71.6	141.5
Columna	W14X176	1078.0	103.3	189.1
Columna	W14X311	1915.9	192.6	361.3
Columna	W14X500	3105.9	330.8	642.5
Viga	W12X72	420.9	68.0	78.8

Revisando la relación demanda/capacidad tanto por flexión como en corte se tienen los siguientes resultados:

Tabla XI-7: Relaciones demanda capacidad en elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	FLEXOCOMPRESIÓN	CORTE
Columna	W14X82	0.18	0.00
Columna	W14X132	0.13	0.00
Columna	W14X176	0.15	0.00
Columna	W14X311	0.19	0.00
Columna	W14X500	0.19	0.00
Viga	W12X72	0.05	0.03

Dado que las demandas tienen relaciones demanda/capacidad menores a 0.7 se considera que se tiene un diseño **ACEPTABLE**.

### XI.1.2 Evaluación para sismo máximo considerado

- **Criterios de aceptación globales**

La deriva máxima de entrepiso en cualquier dirección del piso a lo largo de dos ejes principales del edificio no debe exceder 0.030 en promedio para todos los registros y no debe exceder 0.045 para cada uno de los registros.

La deriva límite se revisa contra cada uno de los registros aplicados utilizando la combinación de la Ec.X-1 y el MCE, teniendo como resultado los gráficos del ANEXO-IV. Como se puede observar en el anexo, todas las derivas se encuentran por debajo de 0.03, por lo que se consideran **ACEPTABLE**.

- **Criterios de aceptación locales**

-Elementos controlados por deformaciones (diagonales)

Las diagonales deben de cumplir con los límites de la Tabla XI-2, para la categoría de prevención de colapso (CP). Los resultados de los ciclos de histéresis de las diagonales son mostrados en el ANEXO-V, las deformaciones para cada una de las diagonales y de los sismos considerados son mostradas en las tablas XI-8 y XI-9, se puede observar que el promedio de la respuesta para el HSS6 es **ACEPTABLE** por ser una deformación menor a -4.93 y el promedio de la respuesta para el HSS7 es **INACEPTABLE** por ser una deformación mayor a -5.24.

Tabla XI-8: Deformaciones máximas en diagonales HSS6 más esforzadas.

REGISTRO	MÁXIMA DEFORMACIÓN HSS6
ANGOL	-3.7271
C110	-3.6767
CURICO	-5.4969
GO04	-4.8006
HUALANE	-3.6291
MATANZAS	-2.6736

PICA	-3.3866
STGO01S	-3.4067
STGOMAIPU	-3.7566
TALCA	-3.7086
VALP11S	-4.7995
PROMEDIO	<b>-3.9147</b>

Tabla XI-9: Deformaciones máximas en diagonales HSS7 más esforzadas.

REGISTRO	MÁXIMA DEFORMACIÓN HSS7
ANGOL	-7.3776
C110	-7.6120
CURICO	-6.9640
GO04	-4.2664
HUALANE	-4.3477
MATANZAS	-6.9863
PICA	-6.0635
STGO01S	-7.2938
STGOMAIPU	-7.8895
TALCA	-7.7508
VALP11S	-8.6813
PROMEDIO	<b>-6.8394</b>

-Elementos controlados por deformaciones (anclajes)

Conociendo que la deformación de rotura del acero ASTM A36 es de 0.2, se opta como criterio propio utilizar un 50% de esa deformación para el límite de prevención del colapso, es decir, 0.1. Para la revisión de estos elementos se promedian las máximas deformaciones unitarias de los 11 registros del anclaje más crítico (ANEXO-VI). Note que las máximas deformaciones unitarias son producidas para el conjunto de registros correspondientes a la

primera forma modal (como era de esperarse). Al final las deformaciones unitarias promedio de los 11 registros no superan el límite de colapso de 0.10, por lo cual, la respuesta es **ACEPTABLE**.

Tabla XI-10: Deformaciones unitarias en anclaje más esforzado.

REGISTRO	MÁXIMA DEFORMACIÓN UNITARIA
ANGOL	0.0057
C11O	0.0064
CURICO	0.0095
GO04	0.0043
HUALANE	0.0161
MATANZAS	0.0063
PICA	0.0018
STGO01S	0.0134
STGOMAIPU	0.0020
TALCA	0.0018
VALP11S	0.0007
PROMEDIO	<b>0.0062</b>

-Elementos controlados por fuerza (vigas y columnas)

Para la revisión de estos elementos se utilizan la Ec X-2 y Ec X-3. Además, se aplican los siguientes factores de reducción de resistencia:

Tabla XI-11: Factores de reducción de resistencia

Tipo de acción	$\phi_s$
Crítica	Acorde a las especificaciones (ACI 318, AISC 360, AISC 341, AISC 358)
Ordinaria	0.9

Para la revisión de los elementos se propone utilizar las máximas demandas en cualquier instante de tiempo y para cualquier registro. En base a lo anterior, si los elementos cumplen con la envolvente de todas las demandas se consideran con un desempeño aceptable.

Tabla XI-12: Elementos mecánicos máximos en elementos controlados por fuerzas. [MCE]

ELEMENTO	SECCIÓN	P [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]
Columna	W14X82	113	4.3	1.8
Columna	W14X132	183	6.5	1.9
Columna	W14X176	381	9.5	5.5
Columna	W14X311	770	20.0	10.4
Columna	W14X500	960	35.1	16.6
Viga	W12X72	37.51	21.76	8.86

Utilizando además las propiedades esperadas de los materiales se tienen las siguientes resistencias en los elementos:

Tabla XI-13: Resistencia nominal de elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	$\phi P_n$ [tonf]	$\phi M_n$ [tonf-m]	$\phi V_n$ [tonf]
Columna	W14X82	390	25.6	98.3
Columna	W14X132	717	64.4	127.4
Columna	W14X176	970	93.0	170.2
Columna	W14X311	1724	173.3	325.2
Columna	W14X500	2795	297.7	576
Viga	W12X72	379	61.2	70.9

Revisando la relación demanda/capacidad tanto por flexión como en corte se tienen los siguientes resultados:

Tabla XI-14: Relaciones demanda capacidad en elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	FLEXOCOMPRESIÓN	CORTE
Columna	W14X82	0.59	0.02
Columna	W14X132	0.43	0.01
Columna	W14X176	0.57	0.03
Columna	W14X311	0.65	0.03
Columna	W14X500	0.55	0.03
Viga	W12X72	0.73	0.13

Dado que las demandas tienen relaciones demanda/capacidad menores a 1.0 se considera que se tiene un diseño **ACEPTABLE**.

## **XI.2 Criterios de aceptación guía ACHISINA-2017**

### **XI.2.1 Evaluación para el sismo de diseño (SD)**

Los sistemas estructurales y no estructurales del edificio y de sus componentes permanezcan operativos para ocupación inmediata cuando sean sometidos al sismo de diseño (SD).

- **Criterios de aceptación globales**

La deriva de entrepiso máxima en cualquier punto de la planta debe ser inferior a los valores que muestra la siguiente tabla:

Tabla XI-15: Derivas máximas de entrepiso para límite de ocupación inmediata.

Edificios con elementos no estructurales frágiles	0.005
Edificios con elementos no estructurales dúctiles	0.007

Para el edificio en estudio se supone que todos los elementos no estructurales se detallarán para no tener compatibilidad de deformaciones con el sistema estructural sismoresistente. Esto se puede lograr usando juntas tipo “celotex”, espuma expansiva de poliuretano o

cualquier otro que permita la deformación relativa entre elementos estructurales y no estructurales. Por lo anterior, se establece un límite de deriva de **0.007**.

La deriva límite se revisa contra cada uno de los registros aplicados utilizando la combinación de la Ec. X – 4 y el sismo de diseño, teniendo como resultado los gráficos del ANEXO-VII. Como se puede observar en el anexo, todas las derivas se encuentran por encima del límite antes descrito, por lo que se consideran **INACEPTABLES**.

- **Criterios de aceptación locales**

-Elementos controlados por deformaciones (diagonales)

La guía ACHISINA no menciona explícitamente un criterio de aceptación para diagonales, sin embargo, si menciona que se debe cumplir con el requisito ocupación inmediata (IO), por lo cual, se utilizan los límites del ASCE41-17 estipulados en la Tabla XI-2. Se puede observar en el ANEXO-VIII que las diagonales más esforzadas HSS6 y HSS7 no cumplen con los límites estipulados, por lo tanto, el desempeño se considera **INACEPTABLE**.

-Elementos controlados por deformaciones (anclajes)

Se establece como criterio propio que un anclaje cumple con el límite de ocupación inmediata cuando éste permanece en el rango elástico. Para ello se promedian las máximas deformaciones unitarias de los 7 registros del anclaje más crítico (ANEXO- IX).

Se obtienen al final los resultados de la Tabla XI-16 y en promedio una defomación unitaria de 0.005, mayor al 0.002 correspondiente al límite de fluencia por lo que la respuesta es **INACEPTABLE**.

Tabla XI-16: Deformaciones unitarias en anclaje más esforzado.

REGISTRO	MÁXIMA DEFORMACIÓN UNITARIA
ANGOL	0.0057
C110	0.0014
CURICO	0.0098
PICA	0.0018

STGO01S	0.0134
STGOMAIPU	0.002
VALP11S	0.0007
PROMEDIO	<b>0.0050</b>

-Elementos controlados por fuerza (vigas y columnas)

Estos a su vez se dividen en elementos críticos y no críticos. Un elemento crítico es aquel en el que una falla puede ocasionar consecuencias severas en la estabilidad de la estructura bajo cargas estáticas o dinámicas. En este proyecto todas las vigas y columnas de los marcos SCBF se clasifican como elementos críticos.

Los elementos controlados por fuerza deben cumplir con lo siguiente:

$$\lambda F_u \leq \phi F_n \quad (\text{Ec. XI - 3})$$

Donde:

$\lambda$  es igual a 1.5 en elementos críticos e igual a 1.0 para elementos no críticos.

$F_u$  es la demanda de resistencia para el SD

$F_n$  es la resistencia nominal utilizando propiedades esperadas de resistencia.

$\phi$  es el factor de minoración igual a 1.0

Para la revisión de los elementos se propone utilizar las máximas demandas en cualquier instante de tiempo y para cualquier registro. En base a lo anterior, si los elementos cumplen con la envolvente de todas las demandas se consideran con un desempeño aceptable.

Tabla XI-17: Elementos mecánicos máximos en elementos controlados por fuerzas. [SD]

ELEMENTO	SECCIÓN	P [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]
Columna	W14X82	95	3.7	1.6
Columna	W14X132	157	6	1.4
Columna	W14X176	298	6.2	2.5
Columna	W14X311	548	17	7.6
Columna	W14X500	750	29	9.3

Viga	W12X72	28	15	6.6
------	--------	----	----	-----

Utilizando además las propiedades esperadas de los materiales se tienen las siguientes resistencias en los elementos:

Tabla XI-18: Resistencia nominal de elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	$\phi P_n$ [tonf]	$\phi M_n$ [tonf-m]	$\phi V_n$ [tonf]
Columna	W14X82	433	28	109
Columna	W14X132	797	72	142
Columna	W14X176	1078	103	189
Columna	W14X311	1916	193	361
Columna	W14X500	3106	331	640
Viga	W12X72	421	68	79

Revisando la relación demanda/capacidad tanto por flexión como en corte se tienen los siguientes resultados:

Tabla XI-19: Relaciones demanda capacidad en elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	FLEXOCOMPRESIÓN	CORTE
Columna	W14X82	0.34	0.02
Columna	W14X132	0.27	0.02
Columna	W14X176	0.33	0.02
Columna	W14X311	0.36	0.04
Columna	W14X500	0.32	0.02
Viga	W12X72	0.26	0.16

Dado que las demandas tienen relaciones demanda/capacidad menores a 1.0 se considera que se tiene un diseño **ACEPTABLE**.

### **XI.2.2 Evaluación para el sismo máximo considerado (SMC)**

La estructura debe tener una capacidad de deformación adicional para la eventualidad de un sismo mayor que el de diseño, denominado como sismo máximo considerado (SMC).

- **Criterios de aceptación globales**

No se establece explícitamente un criterio de aceptación a nivel global.

- **Criterios de aceptación locales**

-Elementos controlados por deformaciones (diagonales)

Las diagonales deben de cumplir con los límites de la Tabla XI-2, para la categoría de seguridad de vida (LS). Los resultados de los ciclos de histéresis de las diagonales son mostrados en el ANEXO- X, como se puede observar las deformaciones en las diagonales HSS6 están por debajo del límite, por lo cual, el desempeño se considera **ACEPTABLE**, sin embargo, para las diagonales HSS7 las deformaciones están por encima del límite, por lo cual, la respuesta se considera **INACEPTABLE**.

-Elementos controlados por deformaciones (anclajes)

Se establece como criterio que un anclaje cumple con el límite de seguridad de vida cuando éste desarrolla deformaciones unitarias no mayores a 0.05. Para ello se promedian las máximas deformaciones unitarias de los 11 registros del anclaje más crítico (ANEXO-XI). Al final las deformaciones unitarias obtenidas aplicando cada uno de los registros no supera el límite de seguridad de vida, por lo cual la respuesta es **ACEPTABLE**.

-Elementos controlados por fuerza (vigas y columnas)

Para la revisión de estos elementos se utiliza la (Ec. XI – 3) y un factor  $\lambda=1.0$ .

Para la revisión de los elementos se propone utilizar las máximas demandas en cualquier instante de tiempo y para cualquier registro. En base a lo anterior, si los

elementos cumplen con la envolvente de todas las demandas se consideran con un desempeño aceptable.

Tabla XI-20: Elementos mecánicos máximos en elementos controlados por fuerzas. [SMC]

ELEMENTO	SECCIÓN	P [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]
Columna	W14X82	114	4.59	1.79
Columna	W14X132	254	3.50	1.54
Columna	W14X176	297	5.89	2.89
Columna	W14X311	548	21.56	10.14
Columna	W14X500	747	35.84	15.26
Viga	W12X72	31	16.72	7.45

Utilizando además las propiedades esperadas de los materiales se tienen las siguientes resistencias en los elementos:

Tabla XI-21: Resistencia nominal de elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	$\phi P_n$ [tonf]	$\phi M_n$ [tonf-m]	$\phi V_n$ [tonf]
Columna	W14X82	433	28	109
Columna	W14X132	797	72	142
Columna	W14X176	1078	103	189
Columna	W14X311	1916	193	361
Columna	W14X500	3106	331	640
Viga	W12X72	421	68	79

Revisando la relación demanda/capacidad tanto por flexión como en corte se tienen los siguientes resultados:

Tabla XI-22: Relaciones demanda capacidad en elementos controlados por fuerzas.

ELEMENTO	SECCIÓN	FLEXOCOMPRESIÓN	CORTE
Columna	W14X82	0.55	0.02
Columna	W14X132	0.41	0.01
Columna	W14X176	0.38	0.02
Columna	W14X311	0.48	0.03
Columna	W14X500	0.43	0.02
Viga	W12X72	0.51	0.09

Dado que se tienen relaciones demanda/capacidad menores a 1.0 se considera que se tiene un diseño **ACEPTABLE**.

## XII. CONCLUSIONES

### XII.1 Conclusiones generales

En resumen se obtuvieron los siguientes resultados del desempeño de la estructura:

GUÍA DE DISEÑO	SISMO DE EVALUACIÓN	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	ESTADO
LATBSDC-2020	SL	Global	Aceptable
		Local	Aceptable
	MCE	Global	Aceptable
		Local	Inaceptable
ACHISINA-2017	SD	Global	Inaceptable
		Local	Inaceptable
	SMC	Global	N/A
		Local	Inaceptable

Se puede observar que la guía ACHISINA tiene criterios de aceptación más estrictos con respecto a la guía de los Ángeles por lo siguiente:

- El drift para el estado de servicio en el sismo SD es de 0.007, sin embargo, el drift permisible para el sismo de servicio SL en el contexto de la guía de los Ángeles es de 0.005. Observe que la relación entre periodos de retorno SD/SL es del orden de 10 veces, por lo cual no resulta congruente que ACHISINA exiga un drift tan bajo.
- La guía ACHISINA exige un límite de aceptación IO para el sismo de diseño SD, este mismo límite se exige en la guía de los Ángeles para SL, lo cual puede definirse como demasiado exigente siendo que el periodo de retorno para SD es mucho mayor.
- Se observó también que todos los elementos controlados por fuerza cumplen con los requisitos de diseño, inclusive varios de ellos con un nivel de demanda muy baja, por lo cual se puede concluir que el aplicar los principios de diseño por capacidad para un mecanismo de colapso generalizado resulta demasiado conservador en el contexto de SCBF o marcos arriostrados.
- Se observa también que en las diagonales las deformaciones obtenidas en compresión son mucho mayores a las que se obtuvieron en tracción, ésto se debe a que en tracción se tiene un sistema de rigidez en serie comprendido por las diagonales en tracción y por los sistemas de anclaje.

- Al utilizar la guía LATBSDC se observa que el diseño de la mayoría de los elementos lo controla la primera forma modal, como era de esperarse.
- Se observa una gran dispersión en los resultados obtenidos entre cada registro. Esto confirma que el utilizar 7 u 11 registros ajustados a un espectro no garantiza que se cubra con la demanda de diseño al momento del evento sísmico. Por lo cual probablemente sería necesario incluir una mayor cantidad de registros.
- Tanto en la guía LATBSDC como en la guía ACHISINA se obtuvieron resultados inaceptables. Para un proyecto comercial se debiese iterar cambiando los elementos estructurales hasta que se cumplan con todos los criterios de aceptación.

## **XII.2 Limitaciones, complicación y recomendaciones**

Se obtuvieron además las siguientes limitaciones:

- El modelo no lineal de pandeo de diagonales que puede ser desarrollado en SAP2000 no captura por completo el comportamiento real de las diagonales que pandean. Esto debido a que después de cada ciclo de carga el decaimiento de resistencia debiese ser gradual y se modeló con la caída a la resistencia residual desde el primer ciclo.
- El ciclo de histéresis para la zona de compresión debiese tener una pendiente variable desde el punto de descarga en compresión hasta cero, sin embargo SAP solo permite introducir una pendiente constante.
- La cantidad de información generada superó los 2TB, lo cual representa una gran demanda para los sistemas de almacenamiento de equipos convencionales de cómputo.
- El tiempo de cómputo entre todos los modelos fue superior a 1 semana, mas 1 semana adicional para extraer todos los resultado. Estas dos semanas resultan excesivas para un diseño comercial convencional, quedan fuera de los tiempos de proyecto requeridos en el mercado, considerando además que cada vez que algún elemento no cumpla con los requisitos de diseño se requerirían otras 2 semanas adicionales.

### **XII.3 Trabajos futuros necesarios guía ACHISINA**

- Ajustar el límite de aceptación para los elementos controlados por deformación ante el sismo de diseño SD. El límite que tiene actualmente es demasiado conservador.
- Las resistencias esperadas de los materiales indicada en la sección 2.4 de la guía ACHISINA representa un límite superior de la resistencia, lo cual funciona bien para el diseño por capacidad, sin embargo, para la modelación no lineal se requiere indicar valores esperados dentro de la media.
- En la sección 3.4.2 de la guía falta especificar respecto a que es referente el 80% que se establece como límite inferior.
- Del análisis comparativo entre los espectros objetivos definidos en los estudios de amenaza, basados en leyes de atenuación específicas para Chile, y los espectros objetivos del DS-61, se logró observar que las formas espectrales de estos últimos no representan de buena manera a la sismicidad subductiva chilena. Esto genera impactos muy negativos para el proceso de selección de registros sísmicos reales basados en el método de escalamiento espectral, estableciendo niveles de demanda irreales.
- En la revisión de los elementos controlados por resistencia falta hacer una distinción entre las acciones estructurales críticas y no críticas.
- Mejorar los criterios de aceptación para edificios de acero.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- [1] ACHISINA (2017). Diseño Sísmico Basado en Desempeño, Santiago de Chile, Cl.
- [2] ACI (2019). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [3] AISC (2016). Seismic provisions for structural steel buildings (AISC 341-16) and commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [4] AISC (2016). Specification for structural steel buildings (AISC 360-16) and commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [5] AISC (2012). Seismic design manual, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [6] ASCE (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17), American Society of Civil Engineers, Chicago, IL.
- [7] ASCE (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE 7-16), American Society of Civil Engineers, Chicago, IL.
- [8] Baker, J. W., and Cornell, C. A. (2006a). "Correlation of response spectral values for multi-component ground motions." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(1), 215-227.
- [9] Baker, J. W., and Cornell, C. A. (2006b). "Spectral shape, epsilon and record selection." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(9), 1077–1095.
- [10] Black, G. R., Wenger, B. A., and Popov, E. P., 1980, "Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals", UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- [11] Bruneau, M., Uang, C.M., and Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*, McGraw-Hill.
- [12] Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G., de la Llera, J.C. (2020). A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes. Submitted.

- [13] CSI, 2017, “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge”, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [14] Deierlein, R.S., Roeder, C.W., and Hajjar, J.F. (2013). “Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems,” NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 13-917-24.
- [15] Dowell, R. K., Seible F. S., and Wilson E. L., 1980, “Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete Members”, ACI Structural Journal, Vol. 95, pp. 607–617.
- [16] Idini B., Rojas F., Ruiz S., Pastén C., (2017), “Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone”, Bulletin Earthquake Engineering, 15, 1853-1880.
- [17] INN, 2010, “Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga”, NCh3171.Of2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [18] INN, 2009, “Diseño sísmico de edificios”, NCh433-2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [19] INN, 2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh2369-2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [20] INN, 1999, “Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios”, NCh427-1999, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [21] INN, 2011, “Decreto Supremo N°61”, DS N°61, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [22] LATBSDC (2020). An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. Los Angeles, California.
- [23] Montalva G., Bastías N., Rodríguez-Marek A., (2017), “Ground-Motion prediction equation for the Chilean Subduction Zona”, Bulletin of the Seismological Society of America, 107 (2), 11 pp.

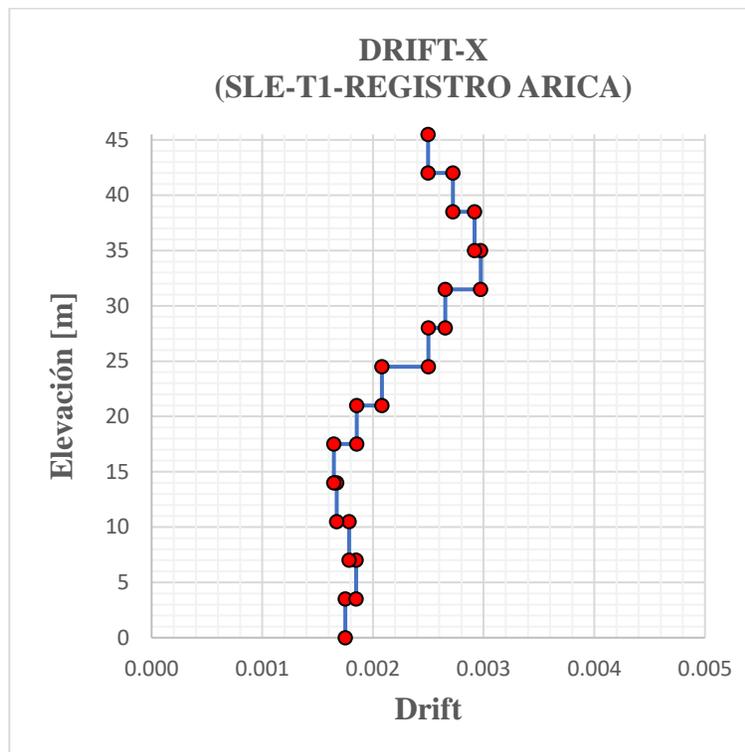
**ANEXO I: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SLE (GUÍA LATBSDC-2020)**

Figura AI-1.

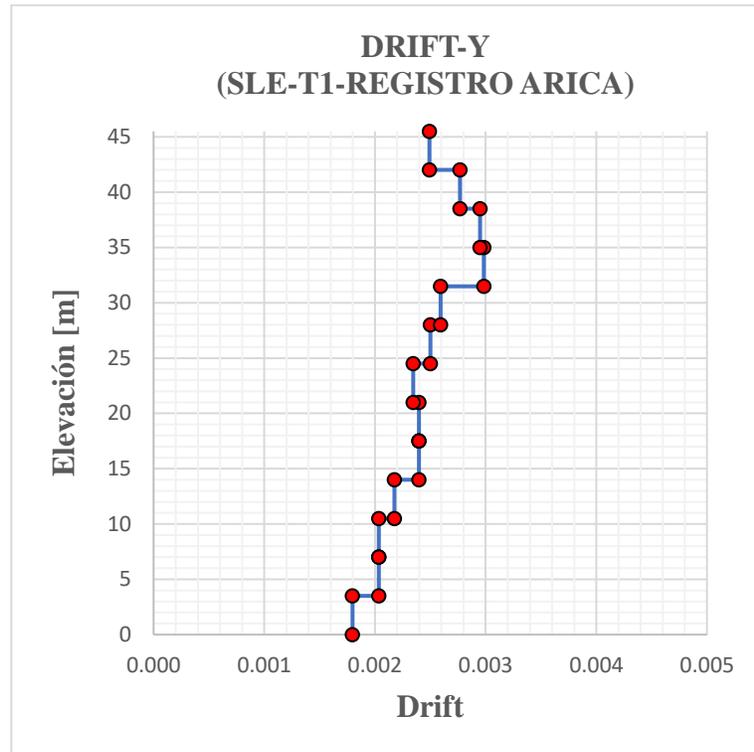


Figura AI-2.

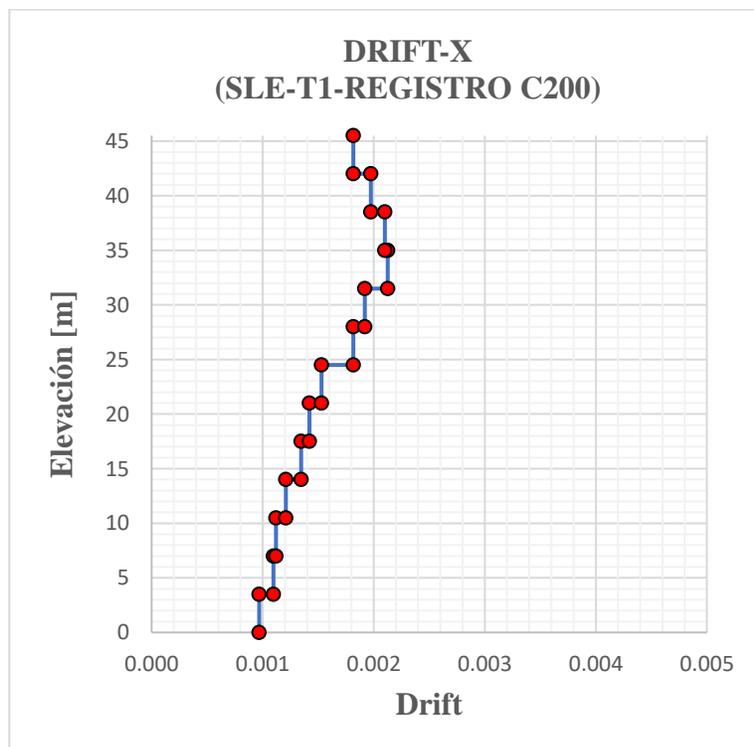


Figura AI-3.

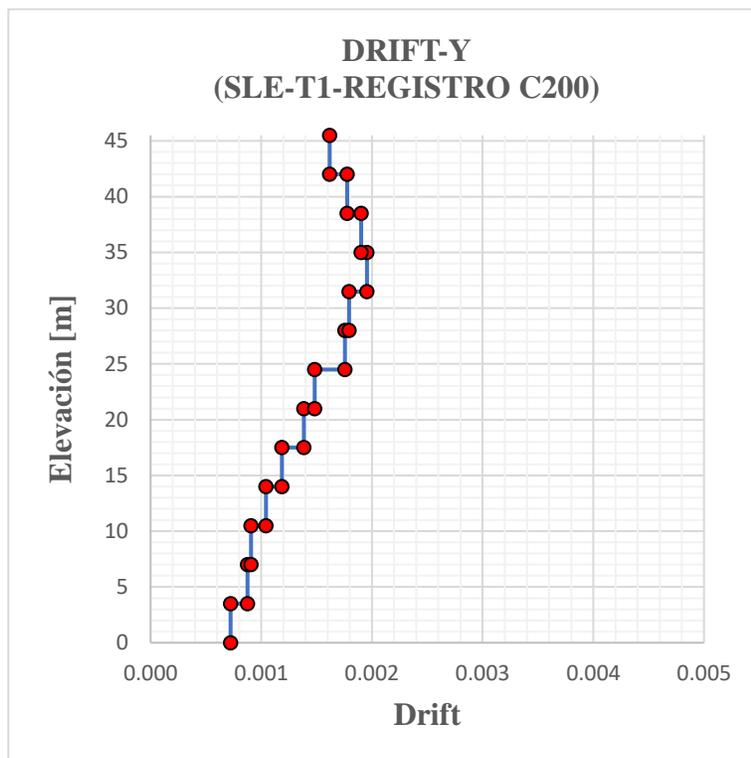


Figura AI-4.

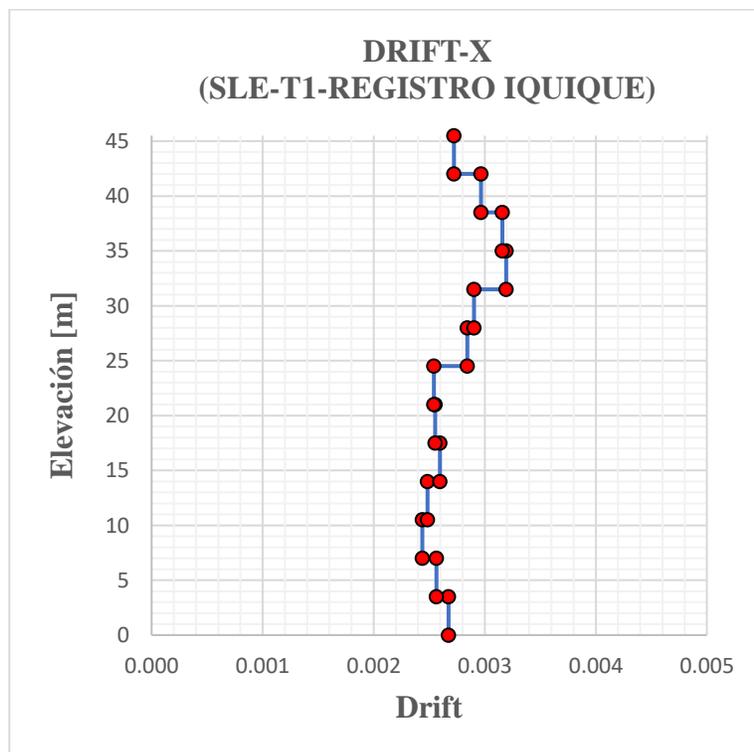


Figura AI-5.

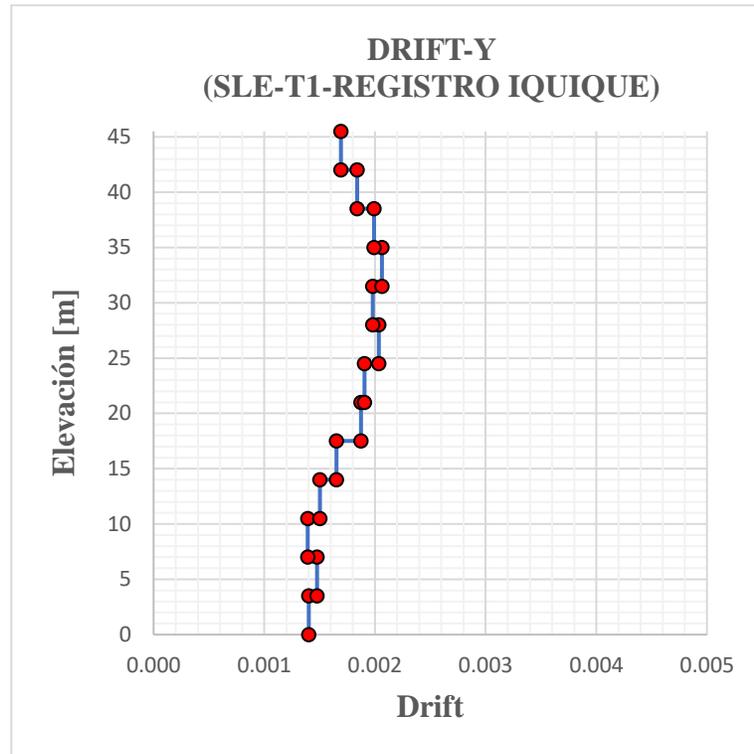


Figura AI-6.

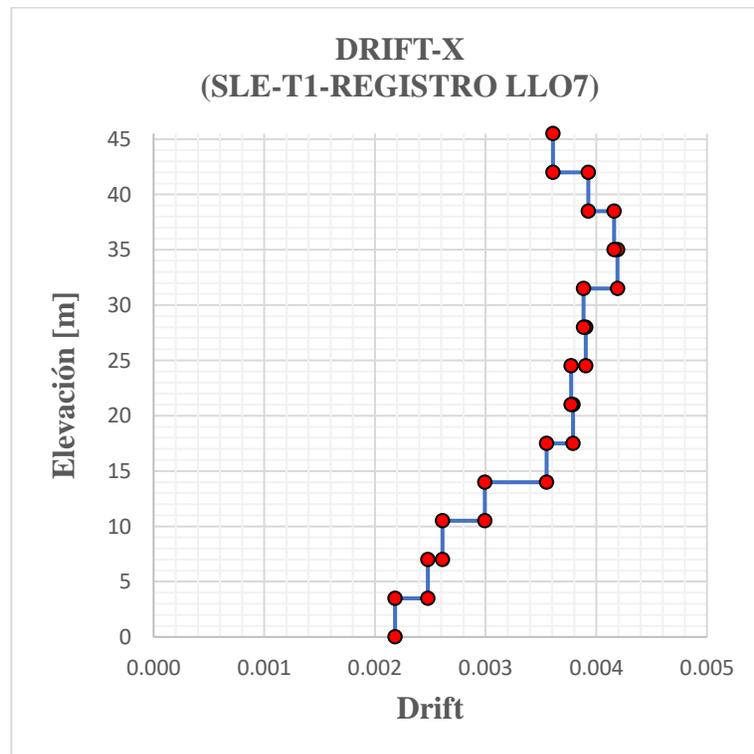


Figura AI-7.

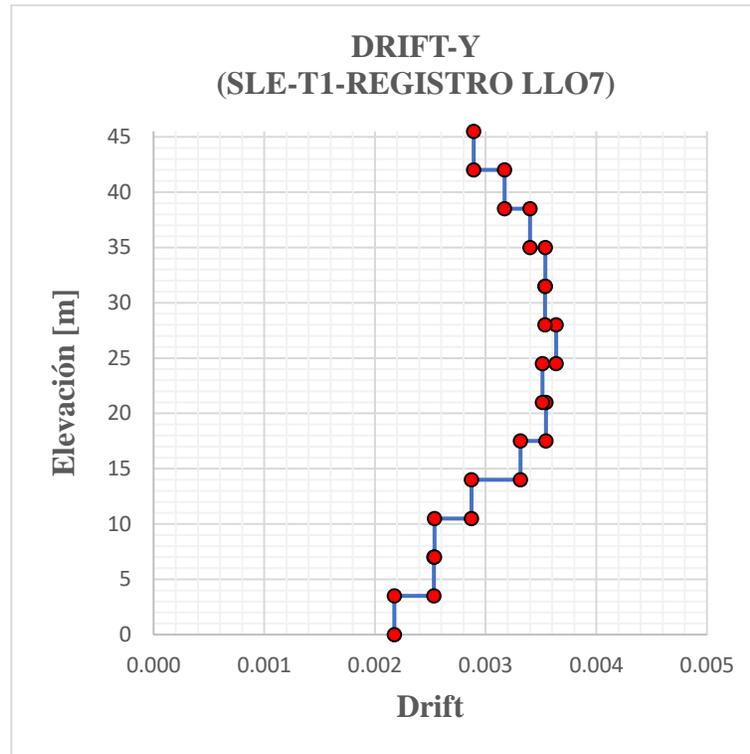


Figura AI-8.

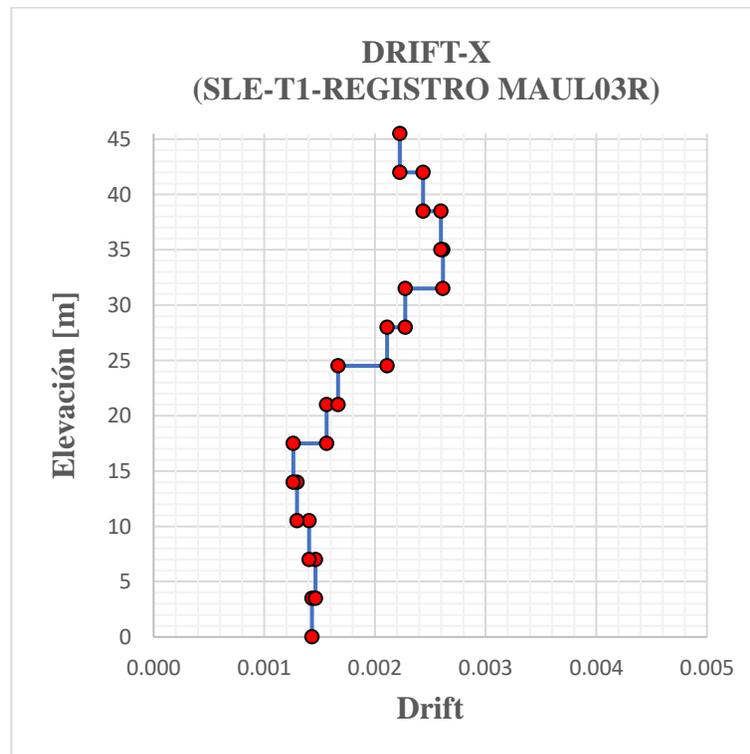


Figura AI-9.

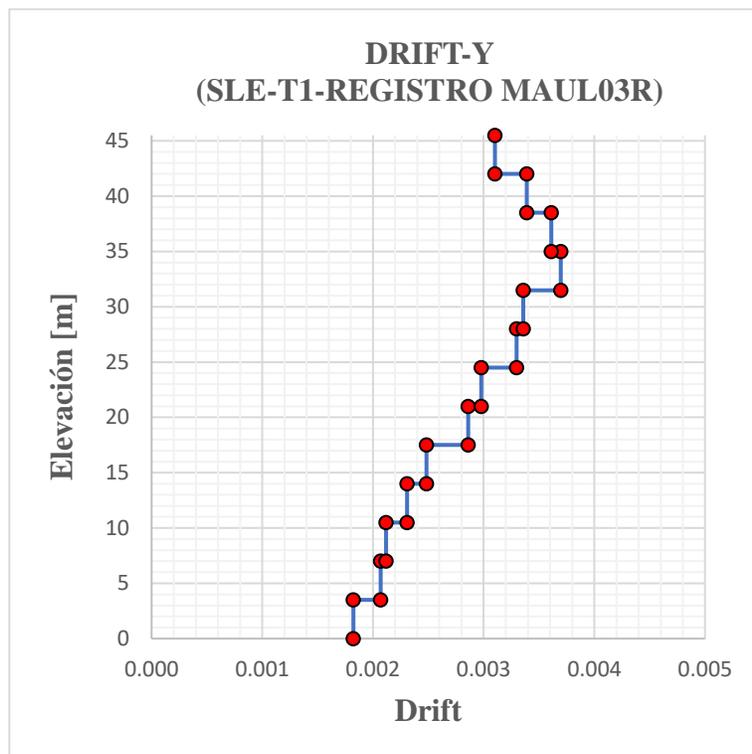


Figura AI-10.

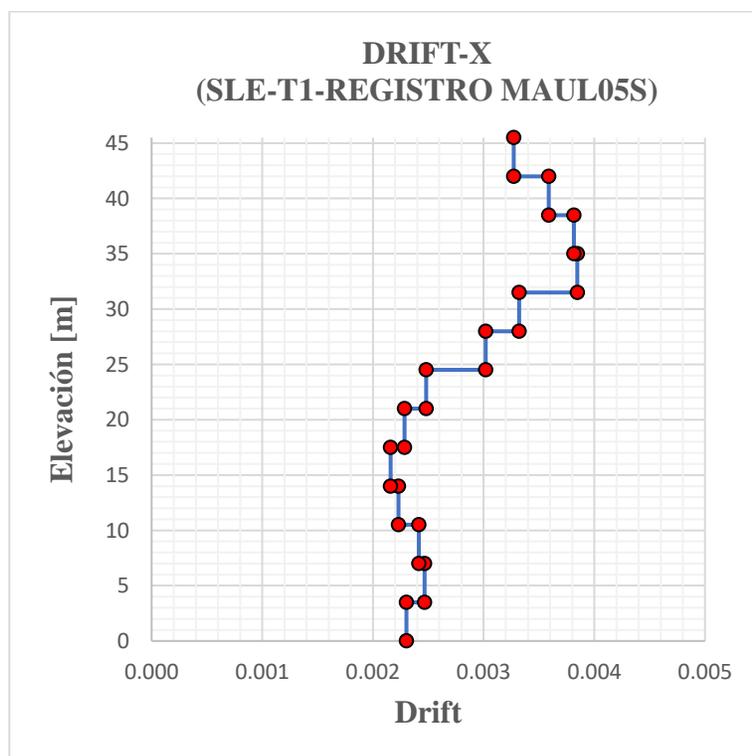


Figura AI-11.

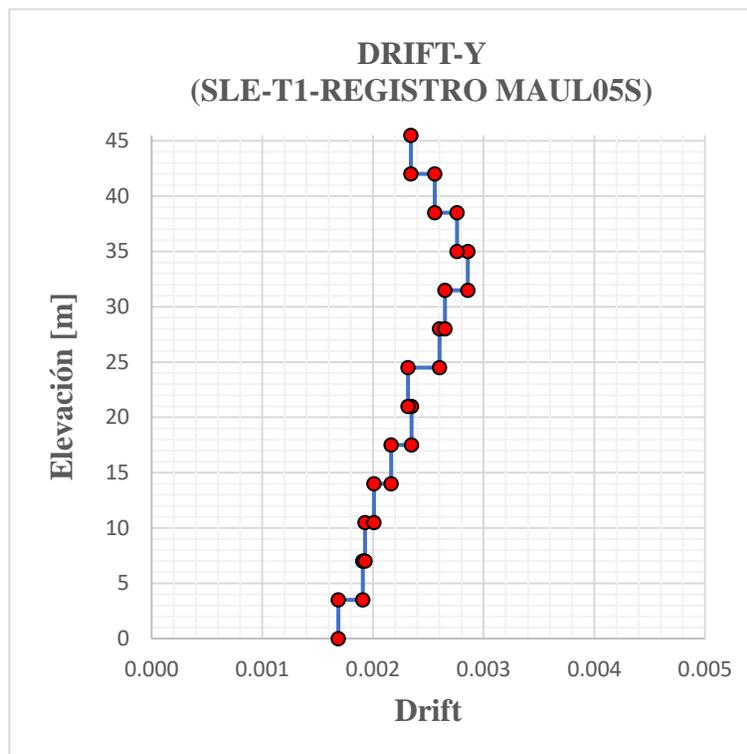


Figura AI-12.

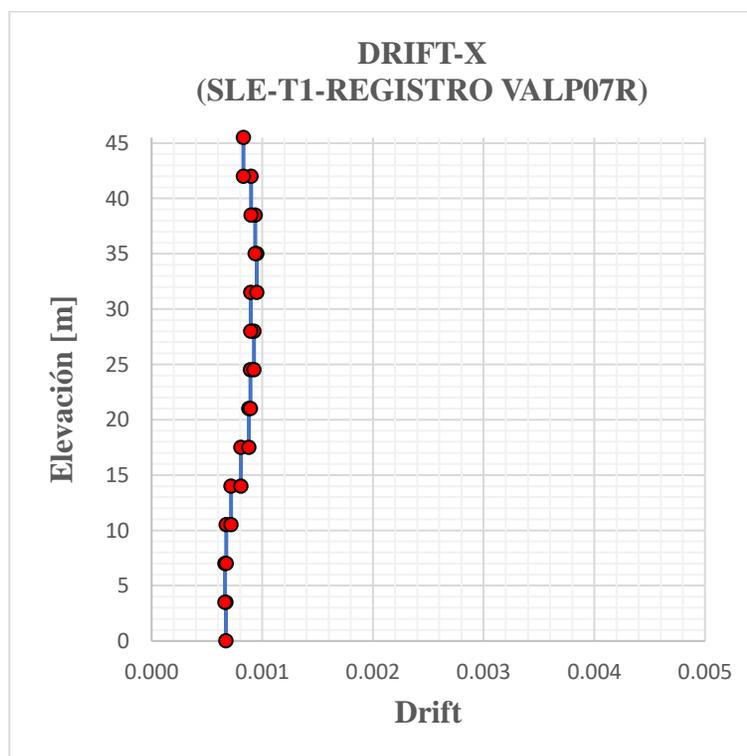


Figura AI-13.

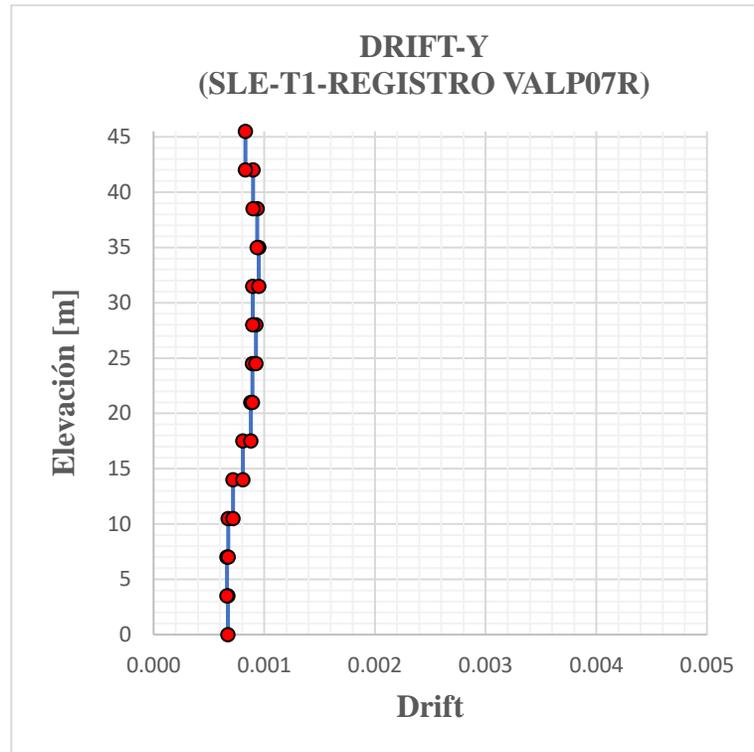


Figura AI-14.

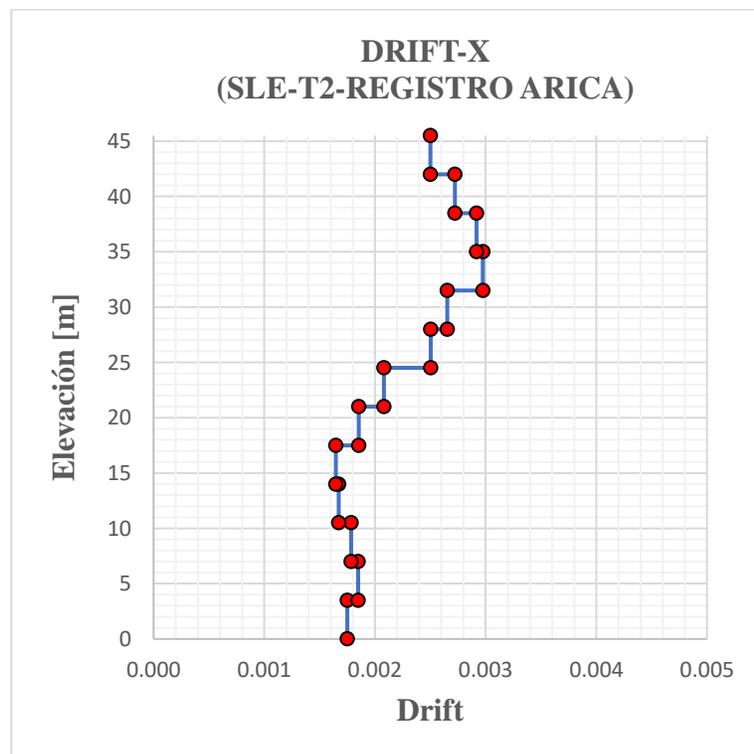


Figura AI-15.

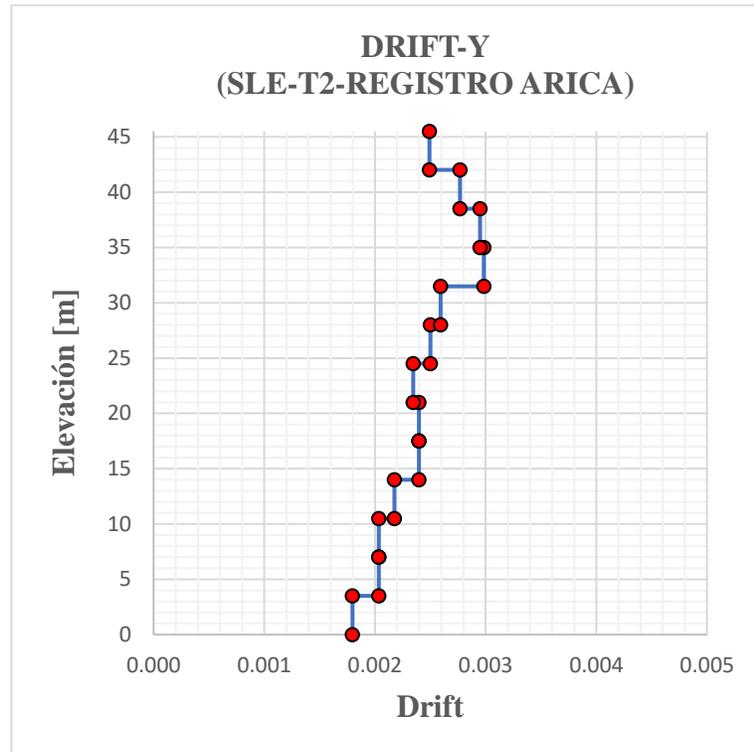


Figura AI-16.

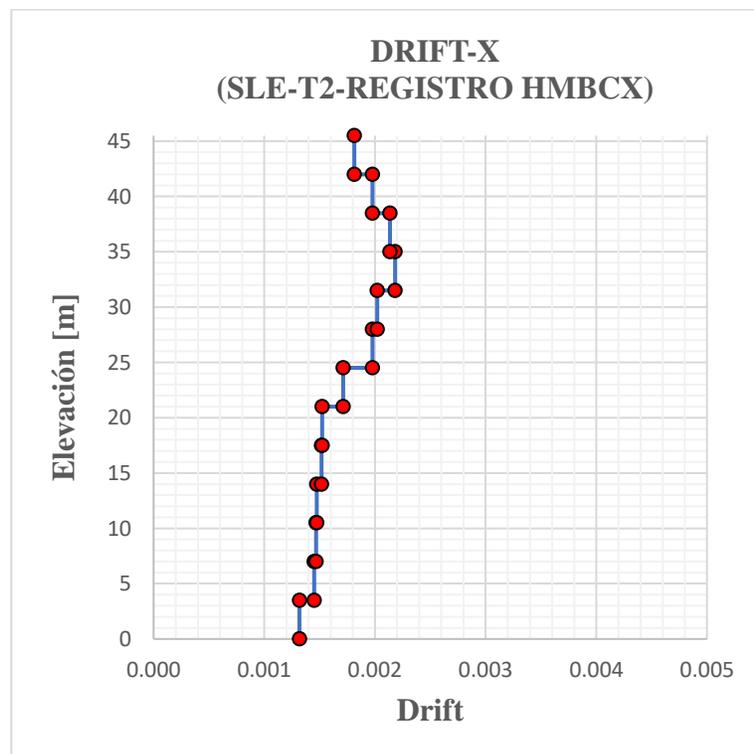


Figura AI-17.

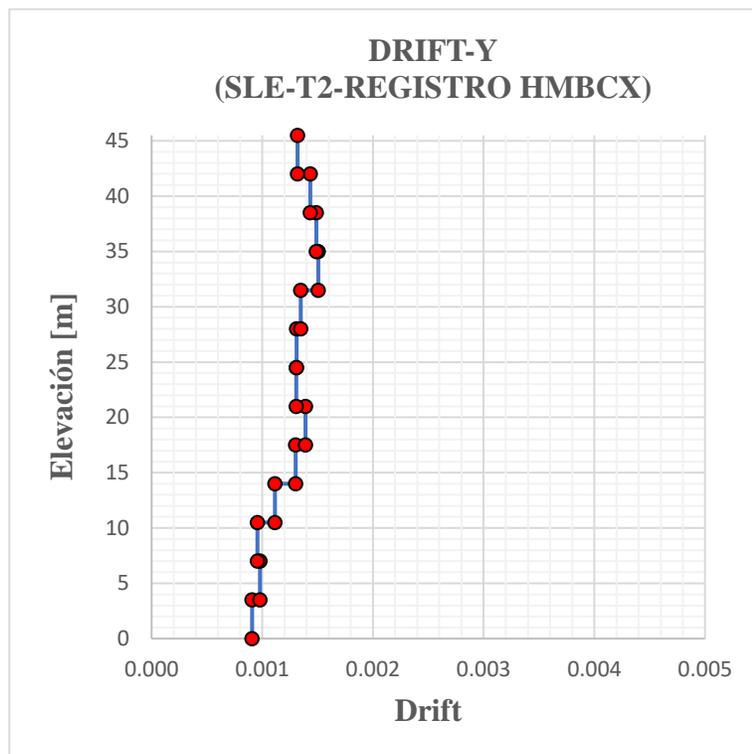


Figura AI-18.

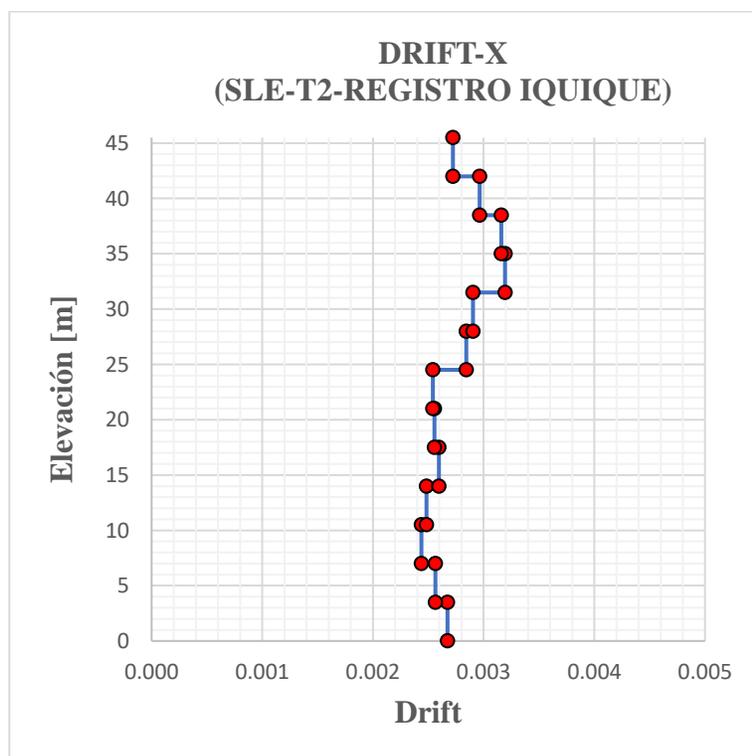


Figura AI-19.

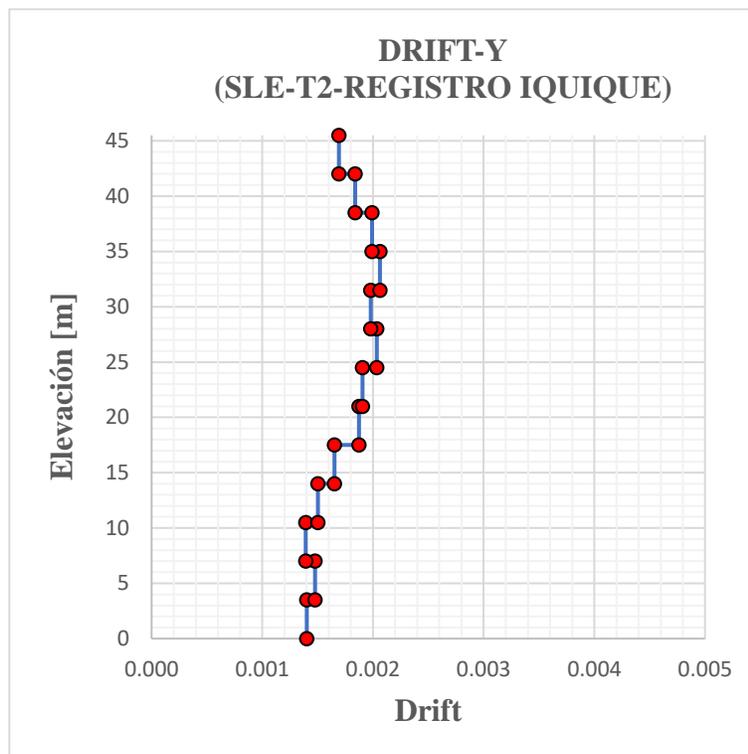


Figura AI-20.

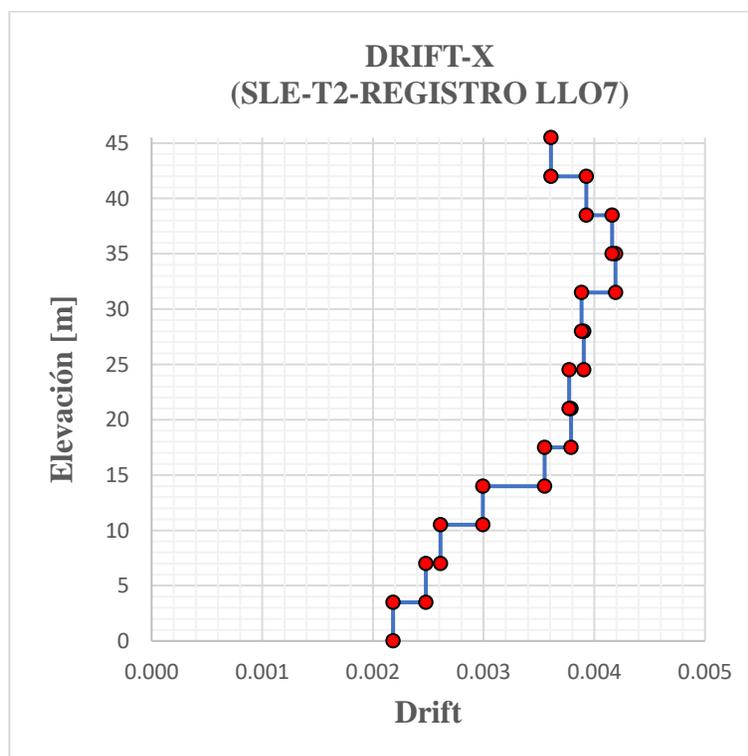


Figura AI-21.

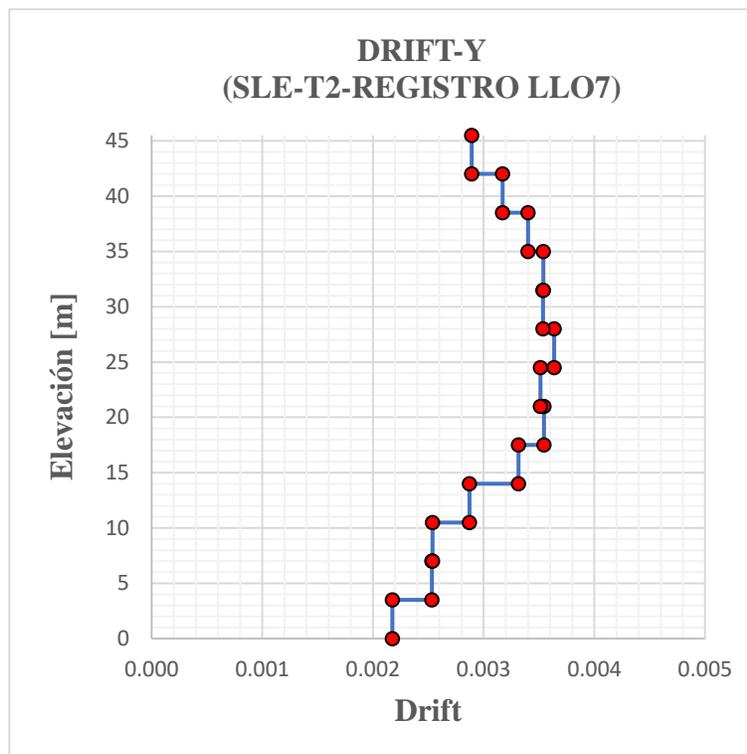


Figura AI-22.

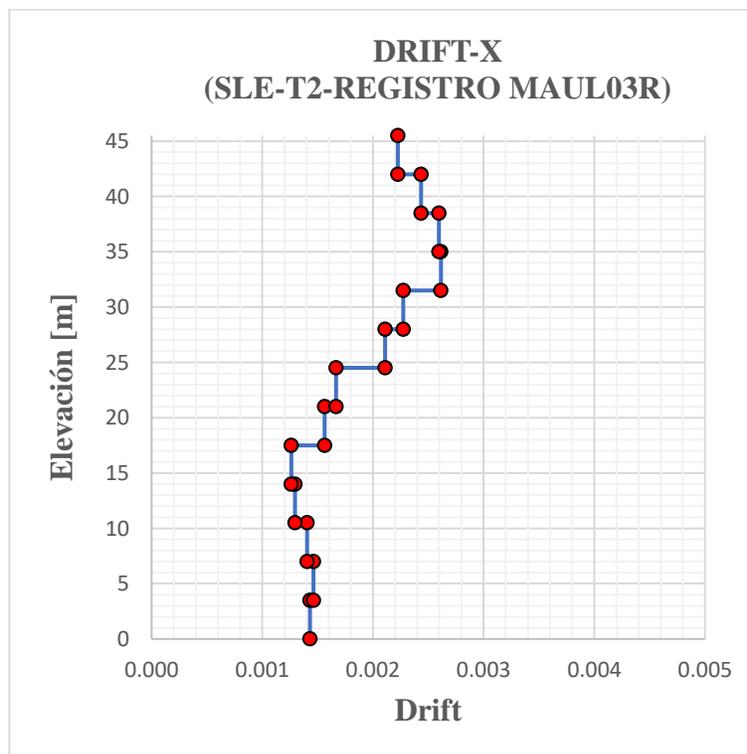


Figura AI-23.

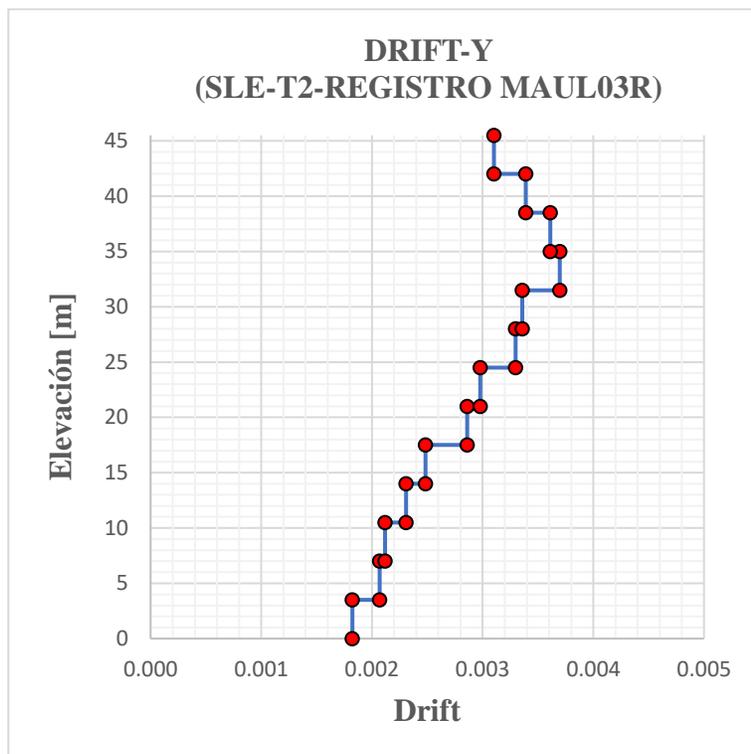


Figura AI-24.

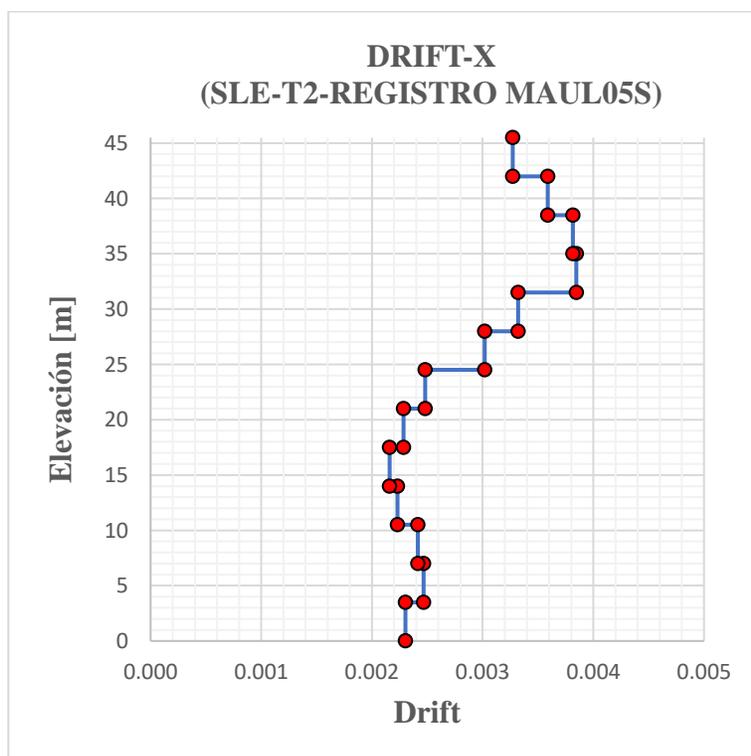


Figura AI-25.

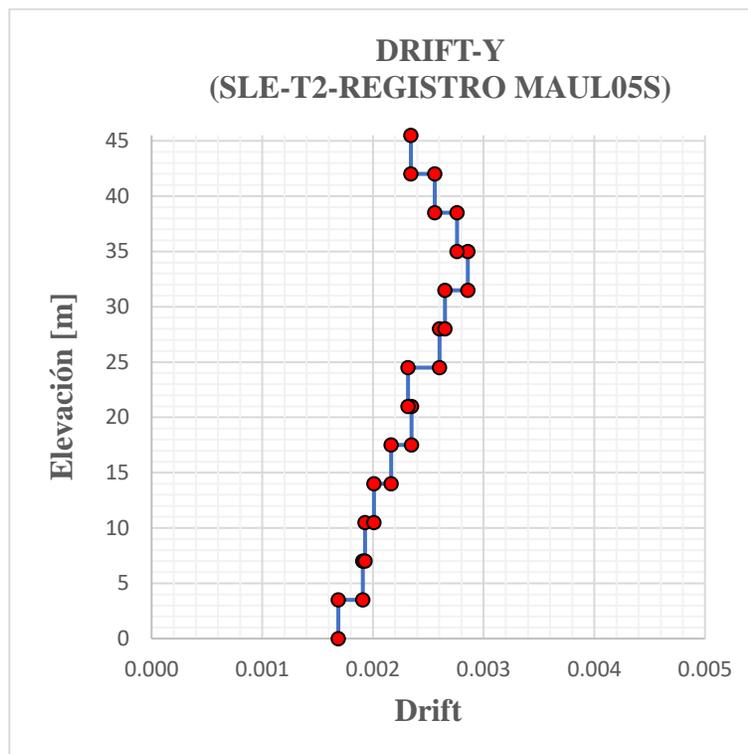


Figura AI-26.

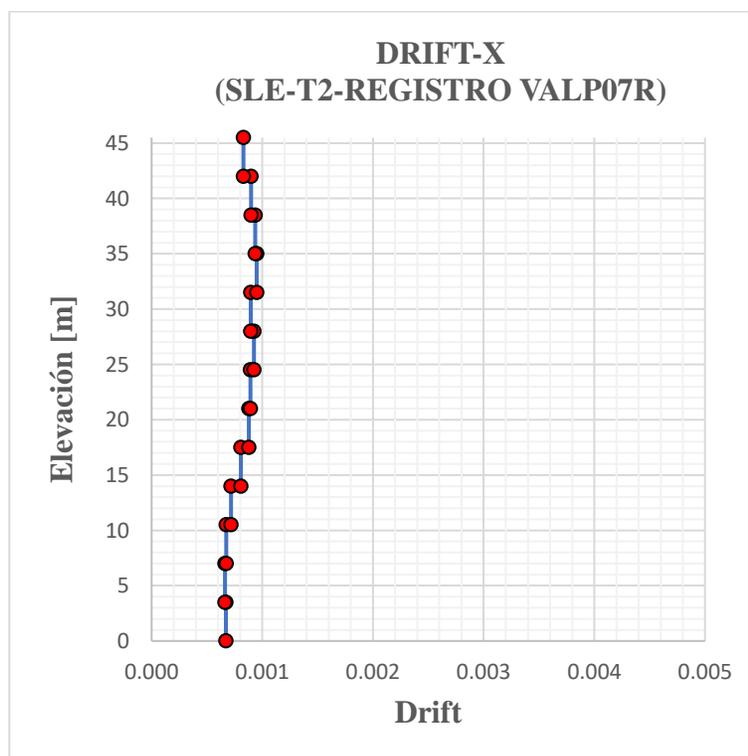


Figura AI-27.

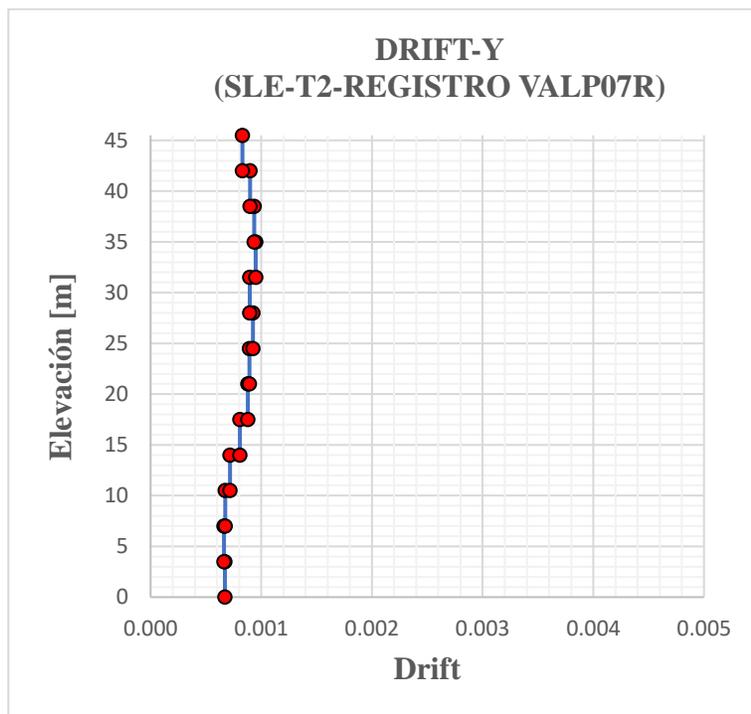


Figura AI-28.

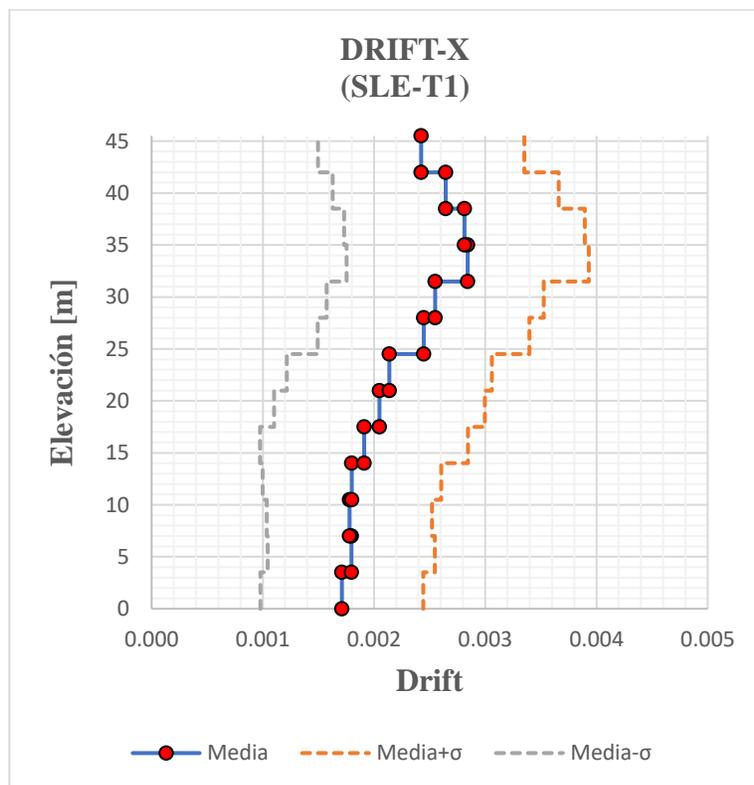


Figura AI-29. Media drift de 7 registros y desviaciones estándar. [X-T1]

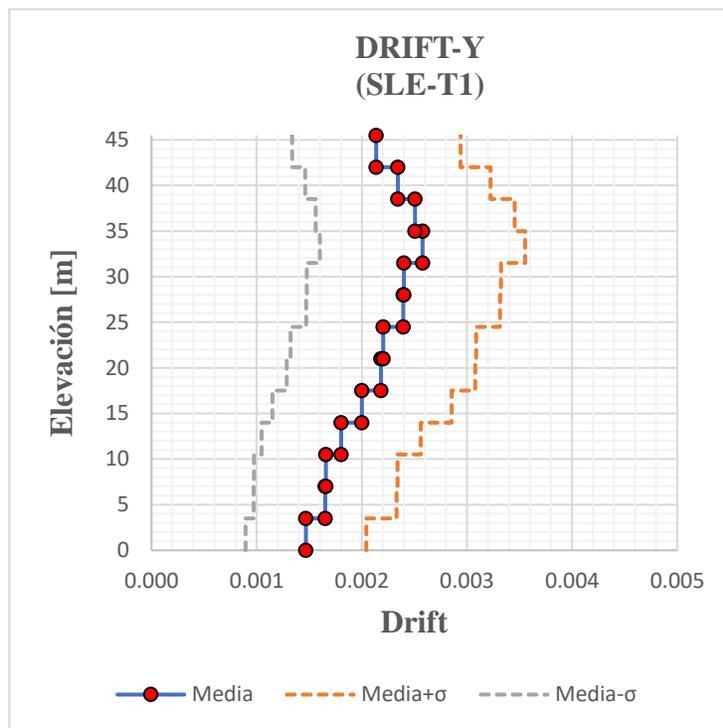


Figura AI-30. Media drift de 7 registros y desviaciones estándar. [Y-T1]

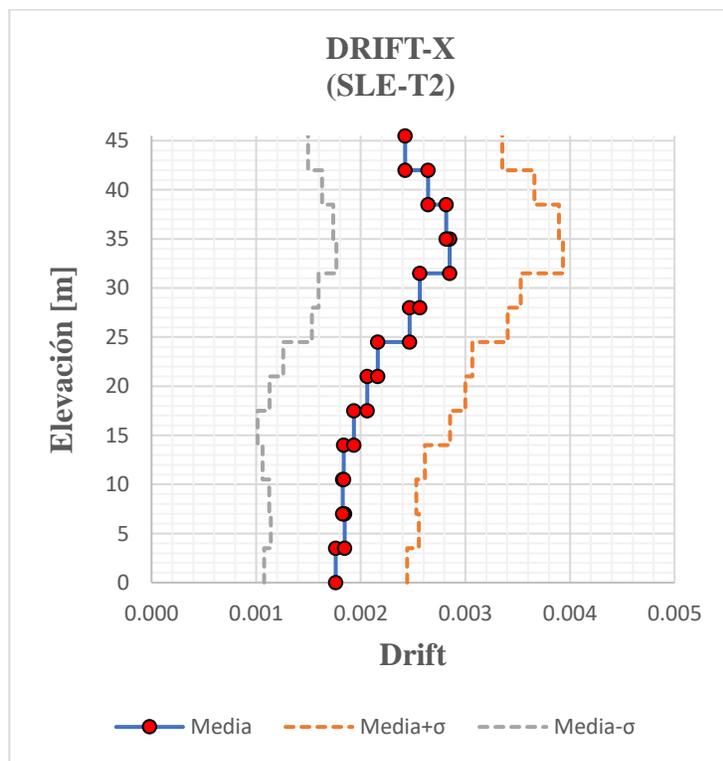


Figura AI-31. Media drift de 7 registros y desviaciones estándar. [X-T2]

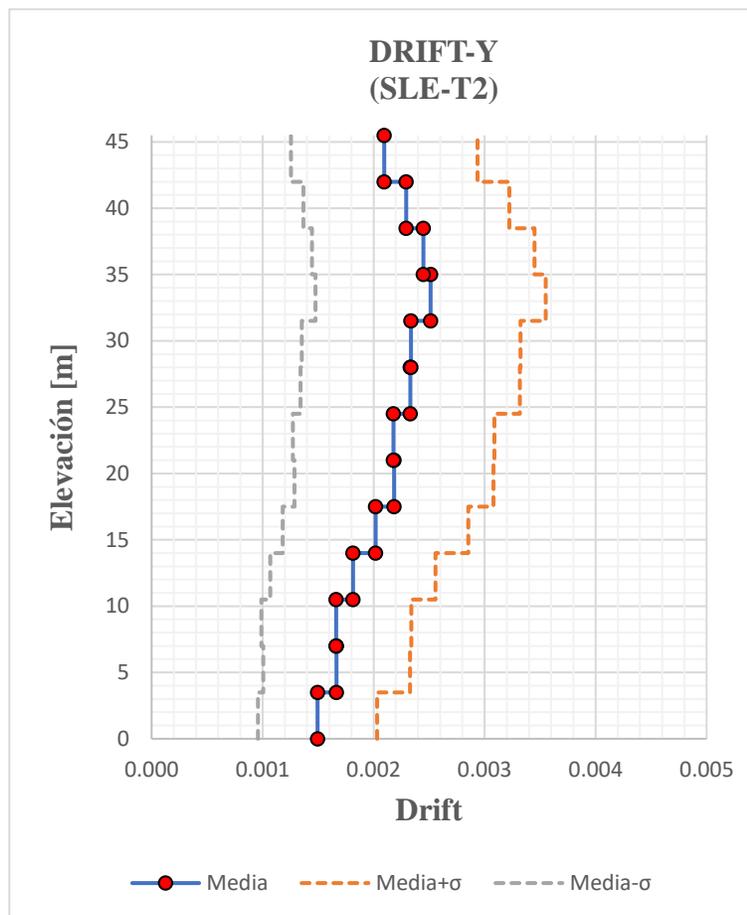


Figura AI-32. Media drift de 7 registros y desviaciones estándar. [Y-T2]

## ANEXO II. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES SLE (GUÍA LATBSDC-2020)

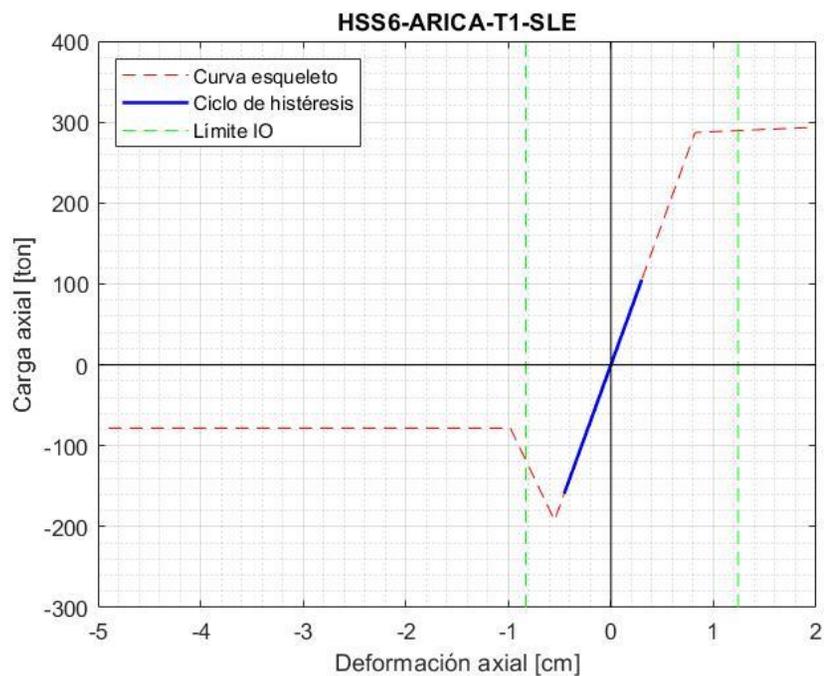


Figura AII-1.

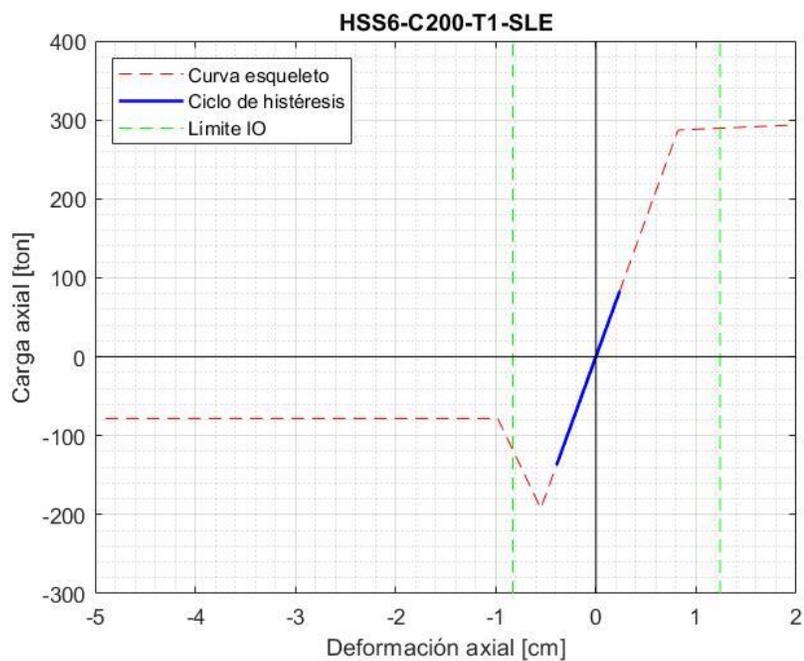


Figura AII-2.

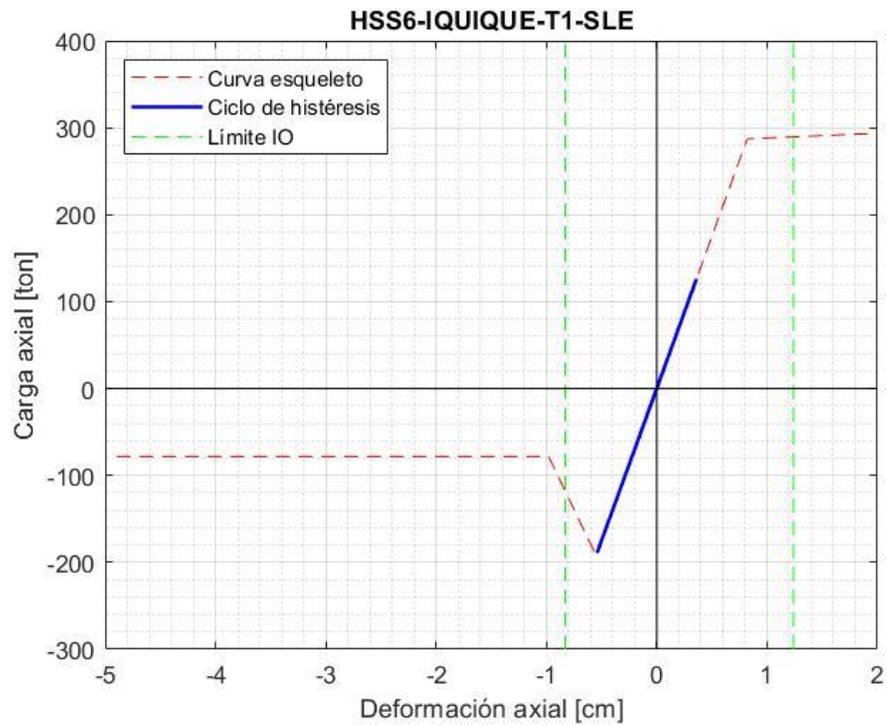


Figura AII-3.

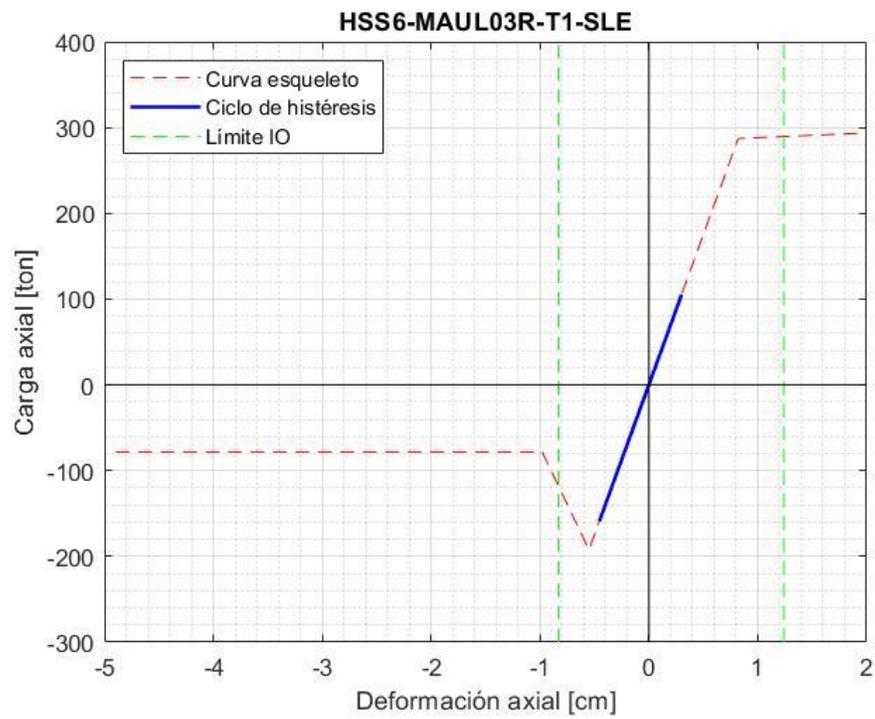


Figura AII-4.

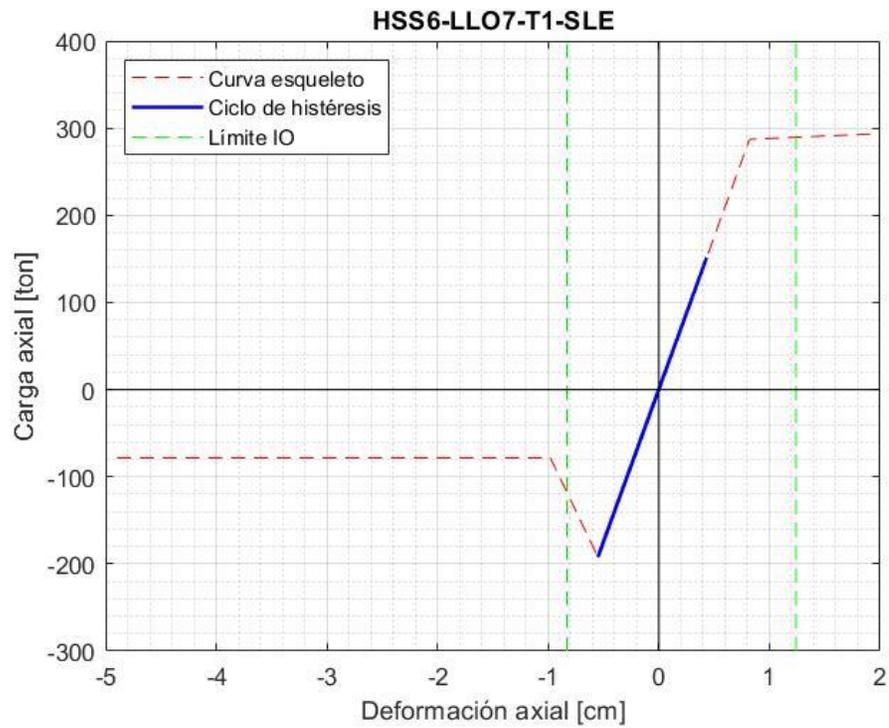


Figura AII-5.

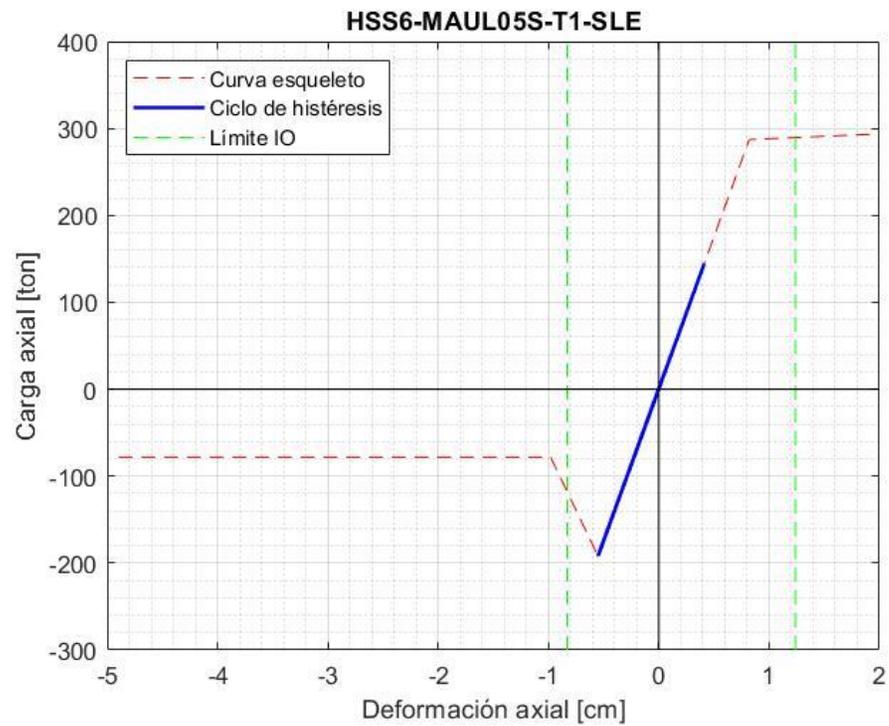


Figura AII-6.

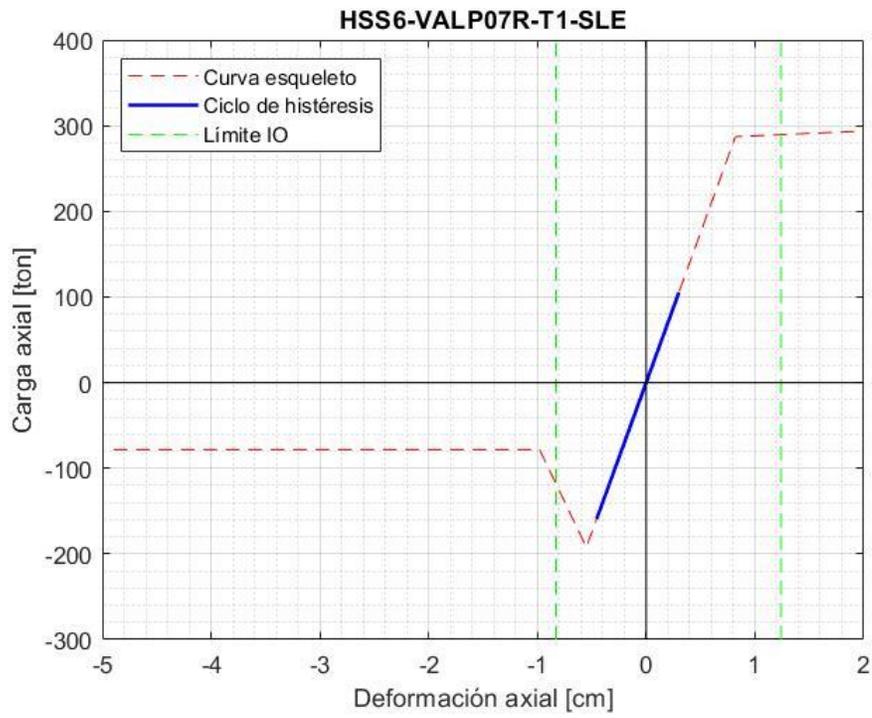


Figura AII-7.

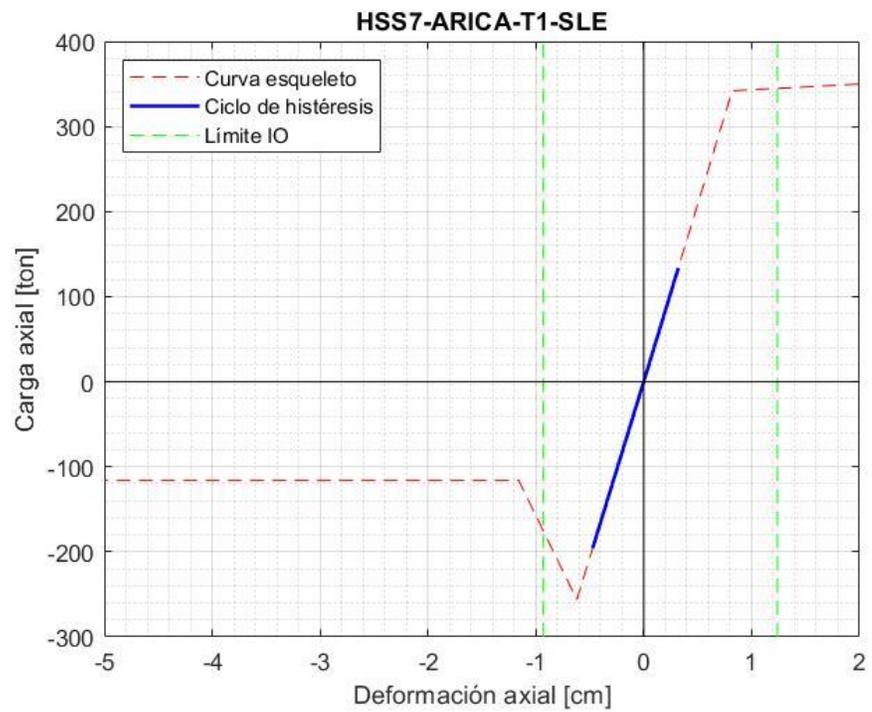


Figura AII-8.

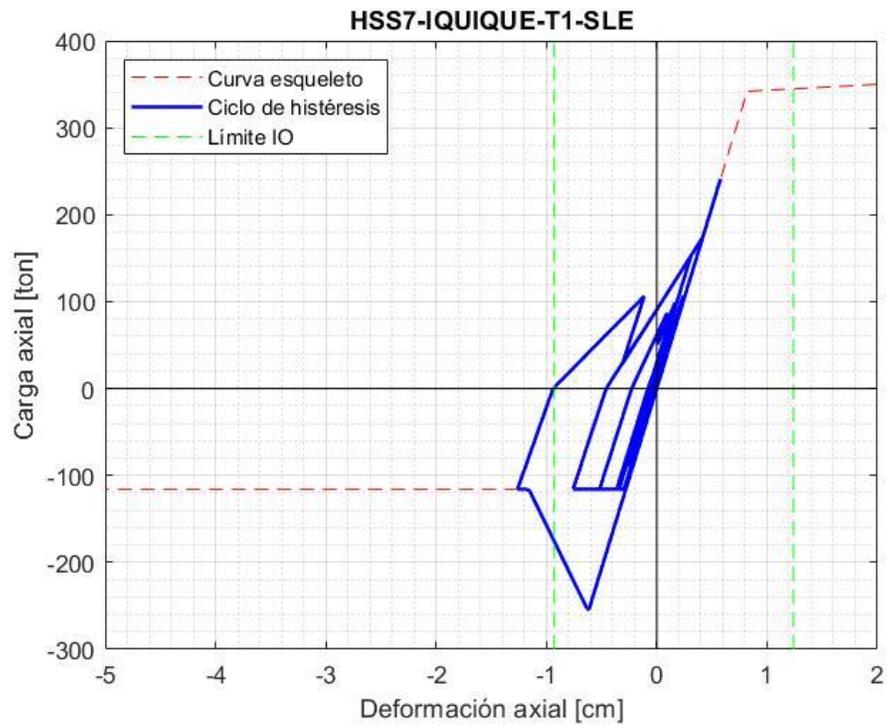


Figura AII-9.

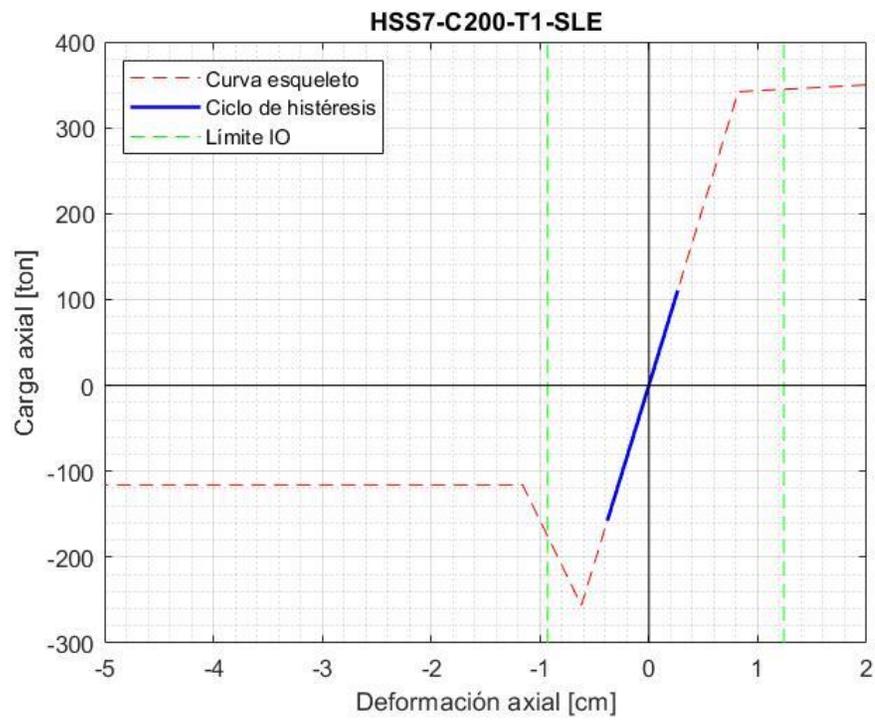


Figura AII-10.

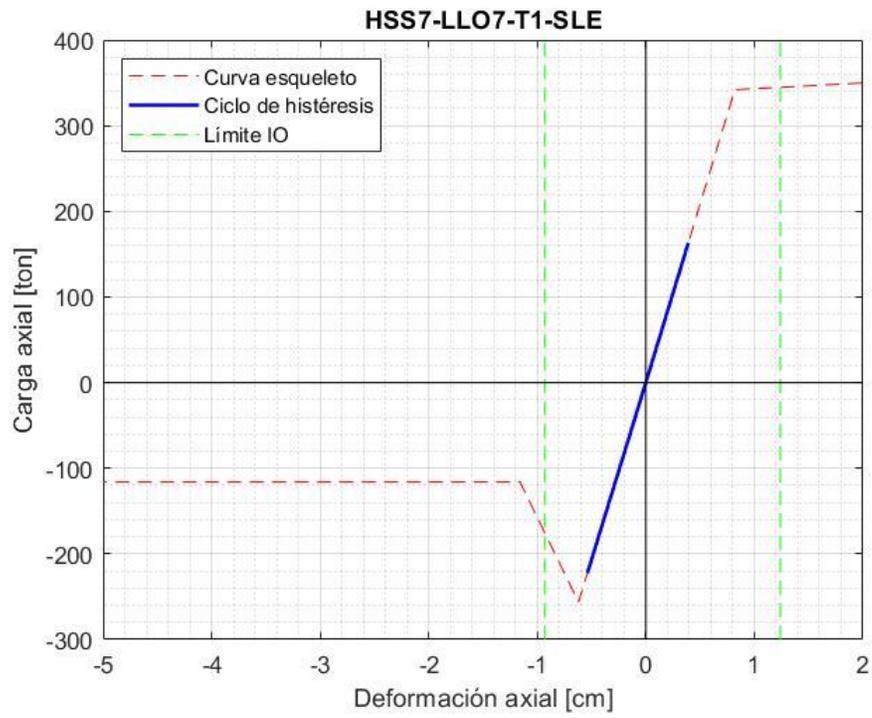


Figura AII-11.

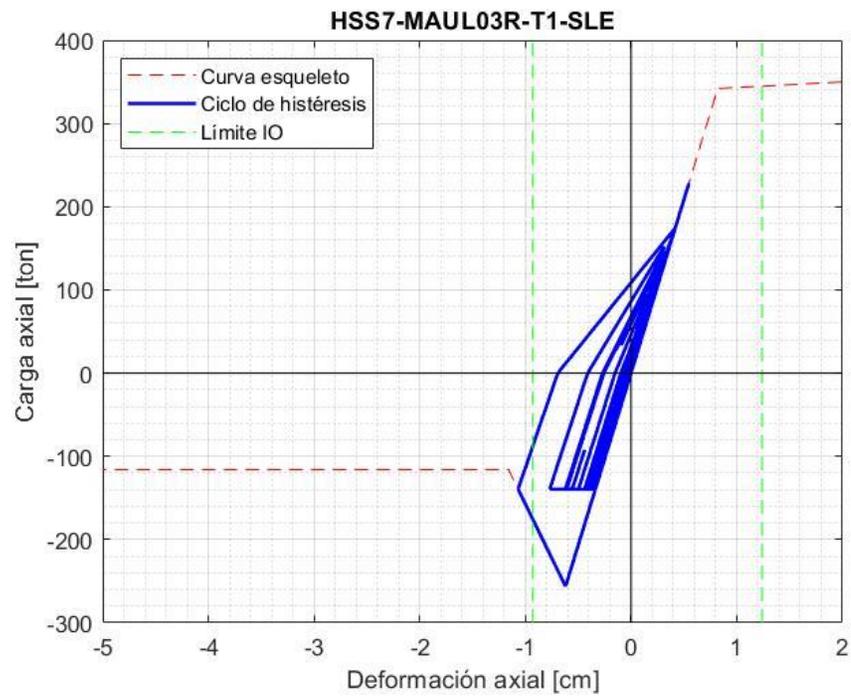


Figura AII-12.

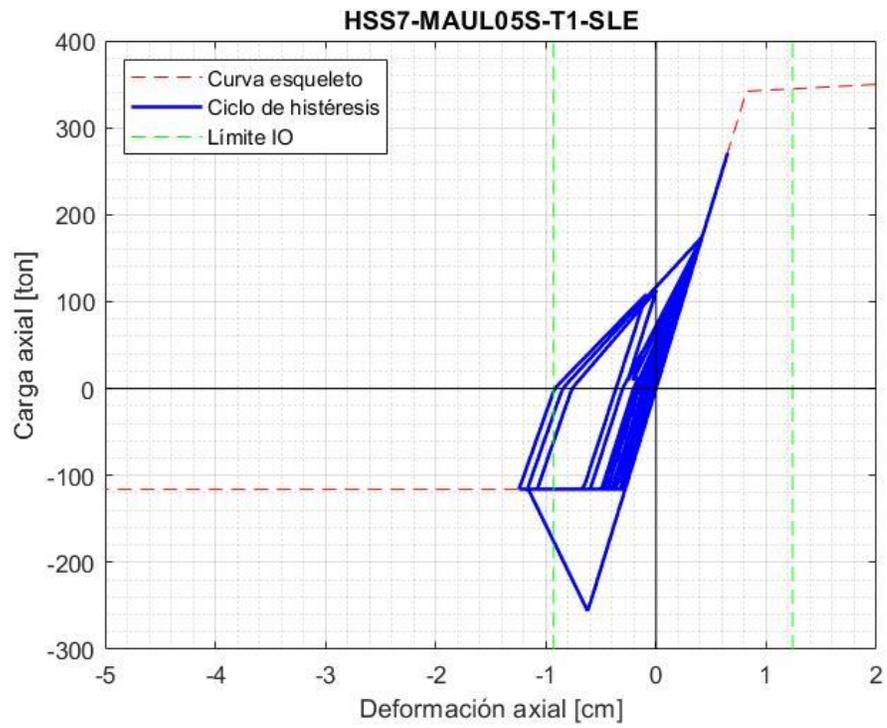


Figura AII-13.

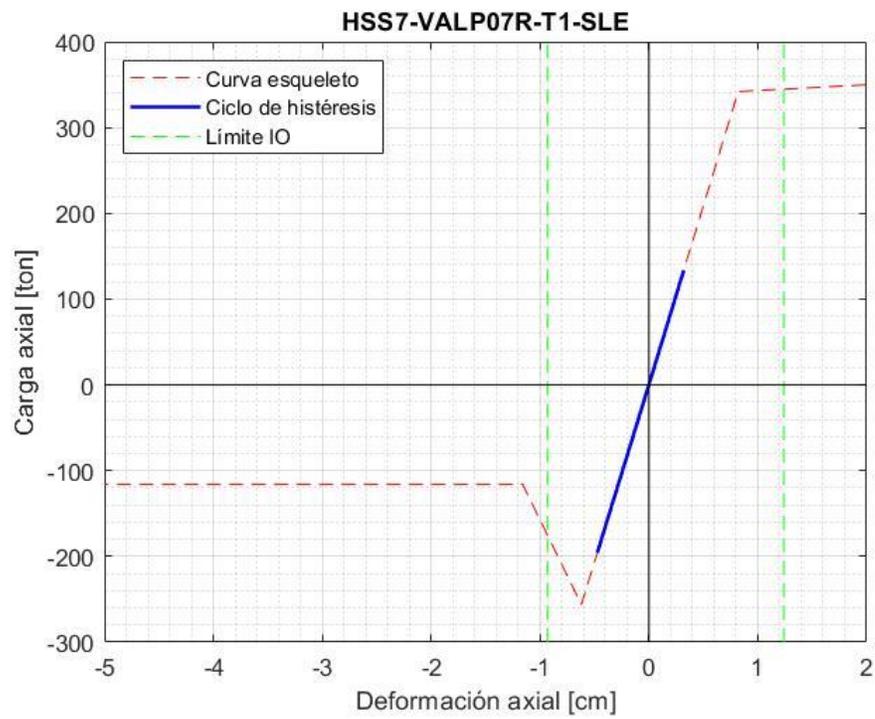


Figura AII-14.

**ANEXO III. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES  
SLE (GUÍA LATBSDC-2020)**

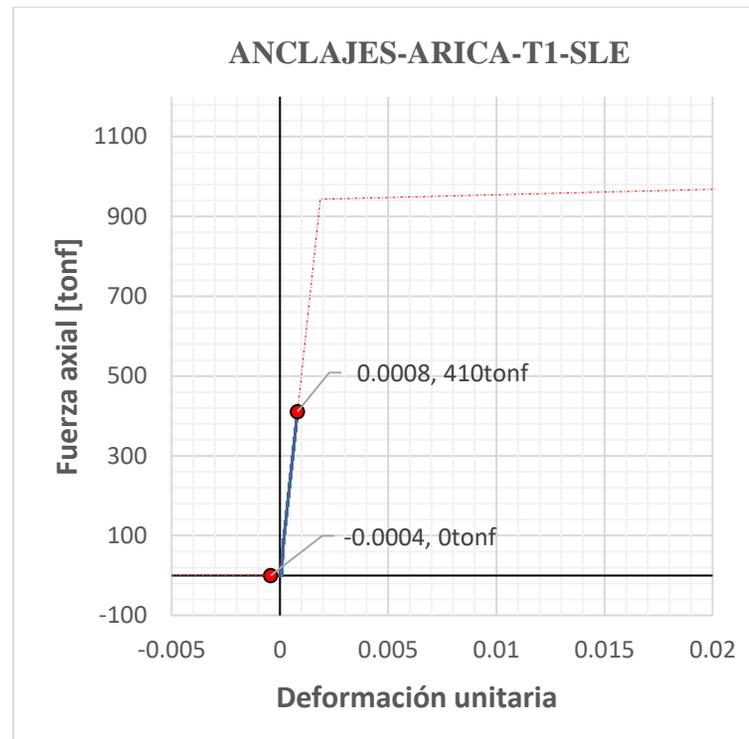


Figura AIII-1.

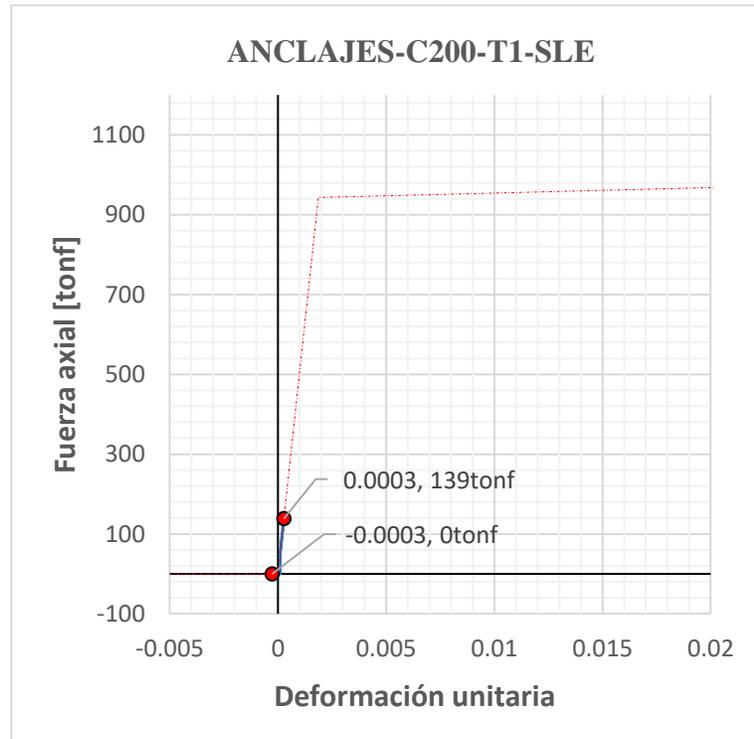


Figura AIII-2.

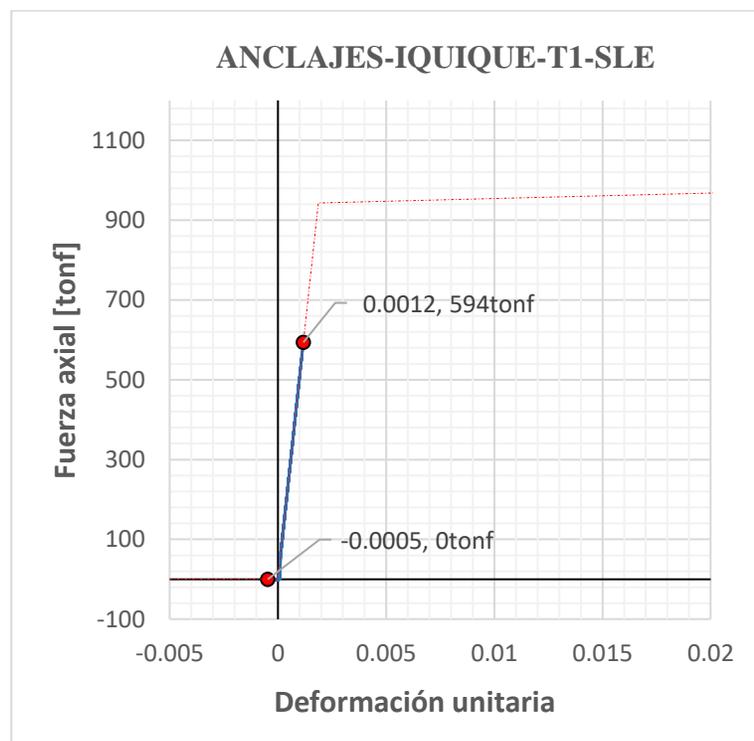


Figura AIII-3.

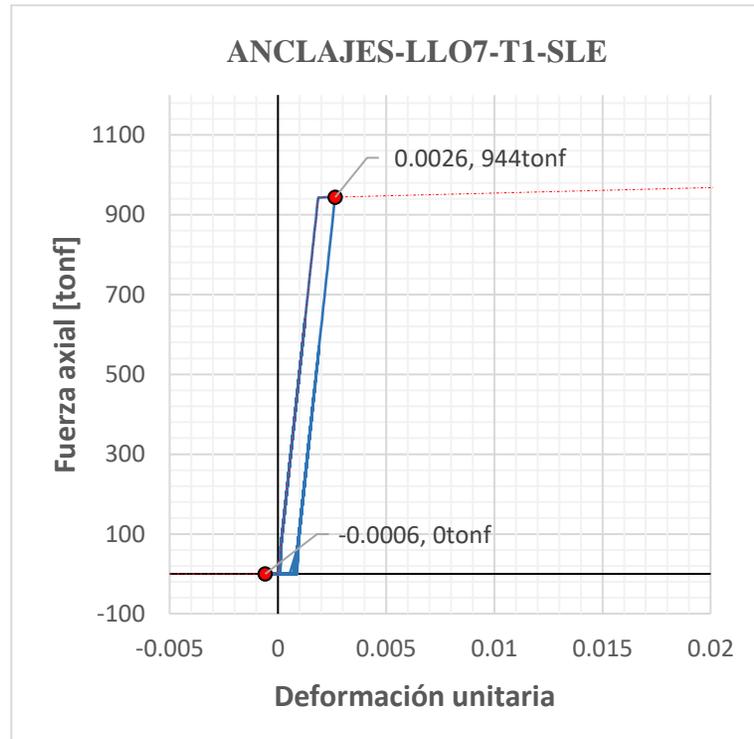


Figura AIII-4.

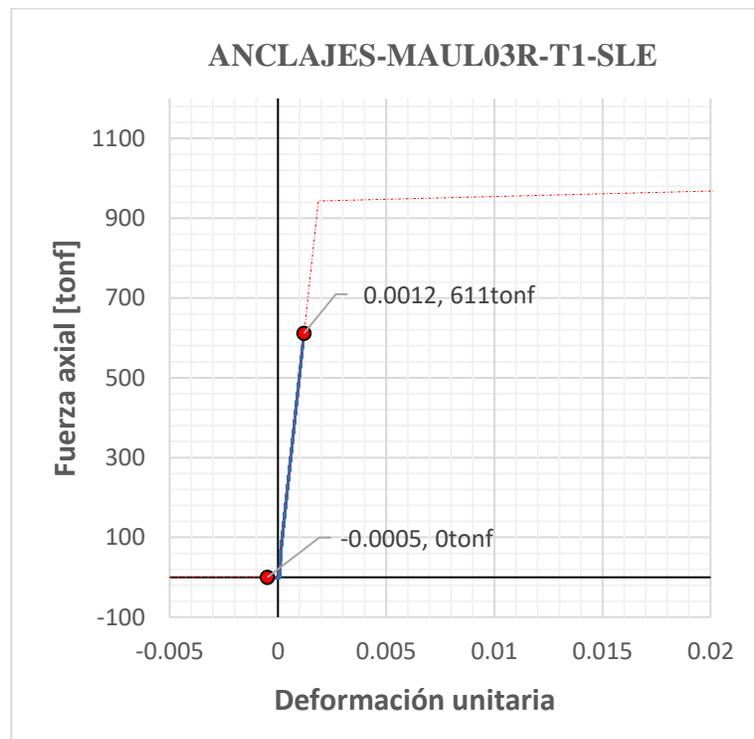


Figura AIII-5.

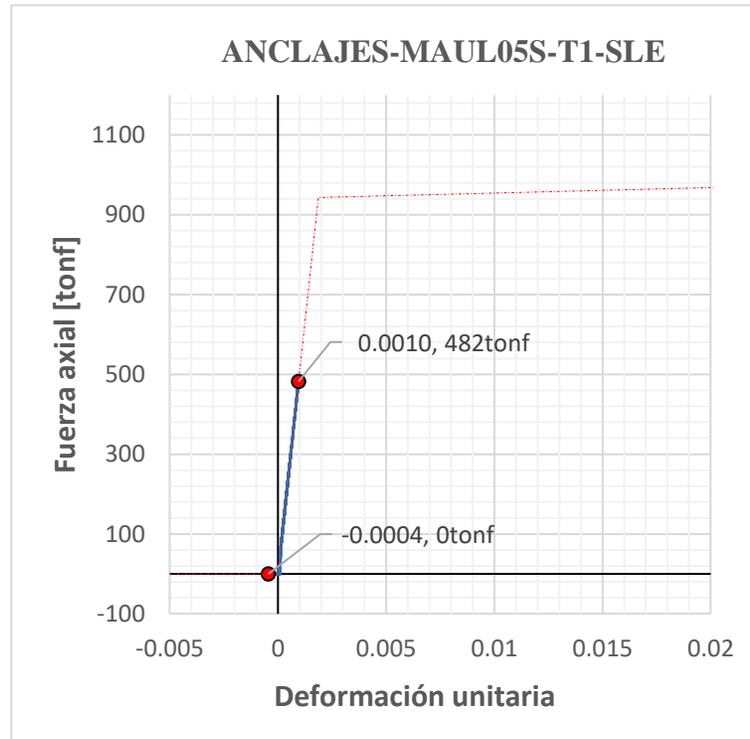


Figura AIII-6.

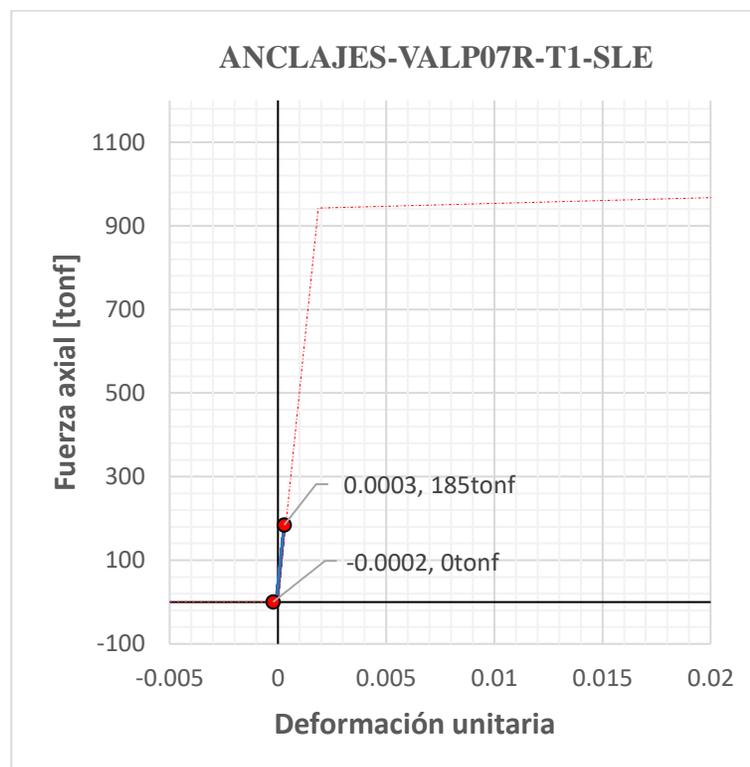


Figura AIII-7.

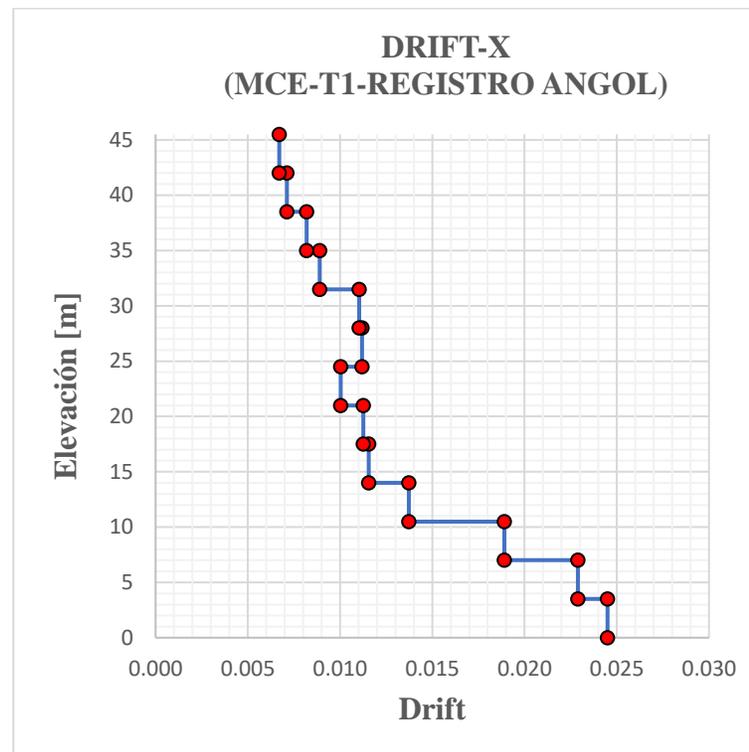
**ANEXO IV: DERIVAS DE ENTREPISO PARA MCE (GUÍA LATBSDC-2020)**

Figura AIV-1.

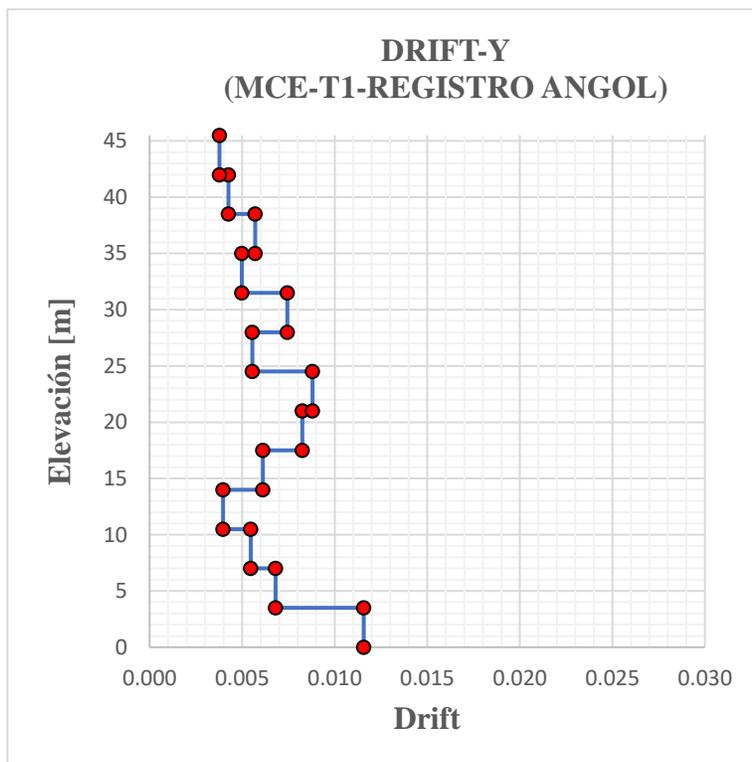


Figura AIV-2.

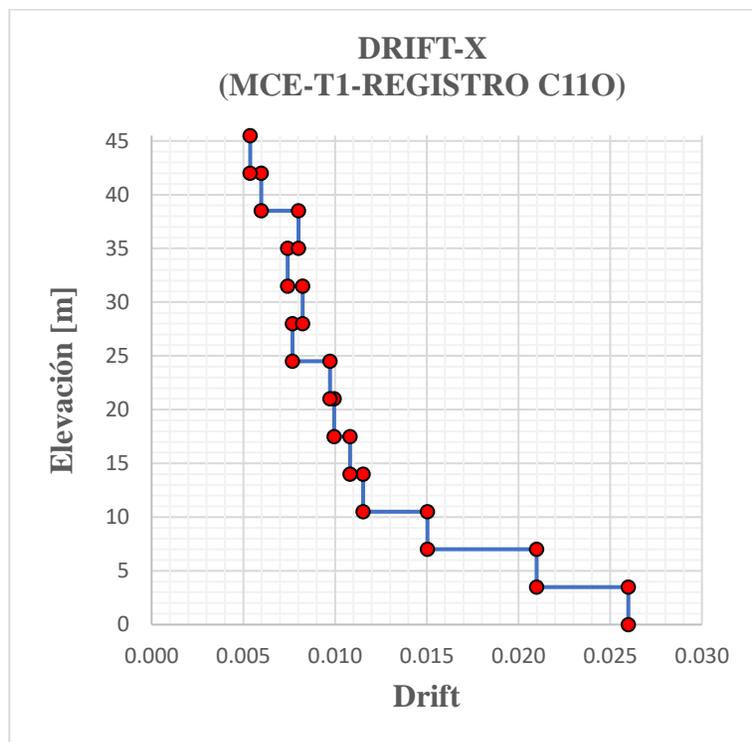


Figura AIV-3.

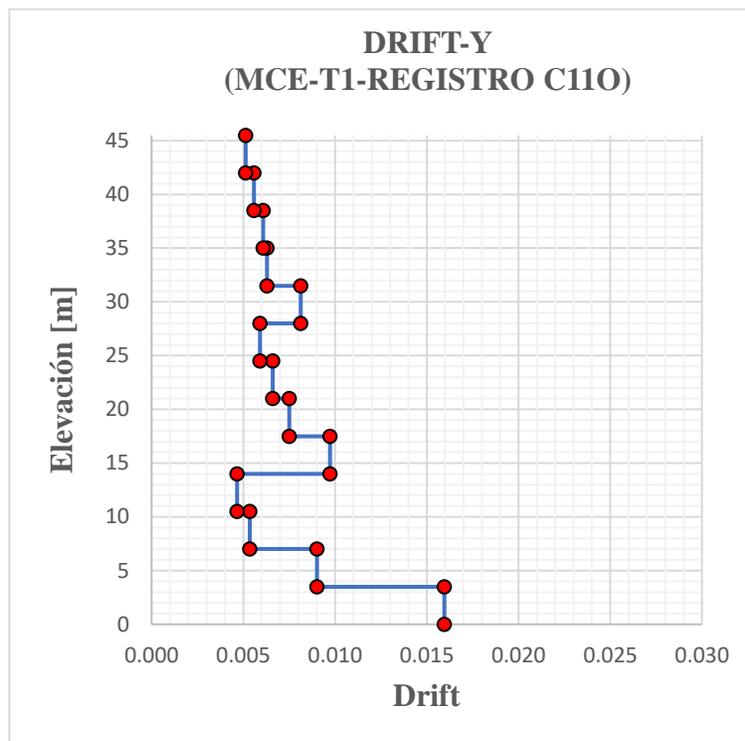


Figura AIV-4.

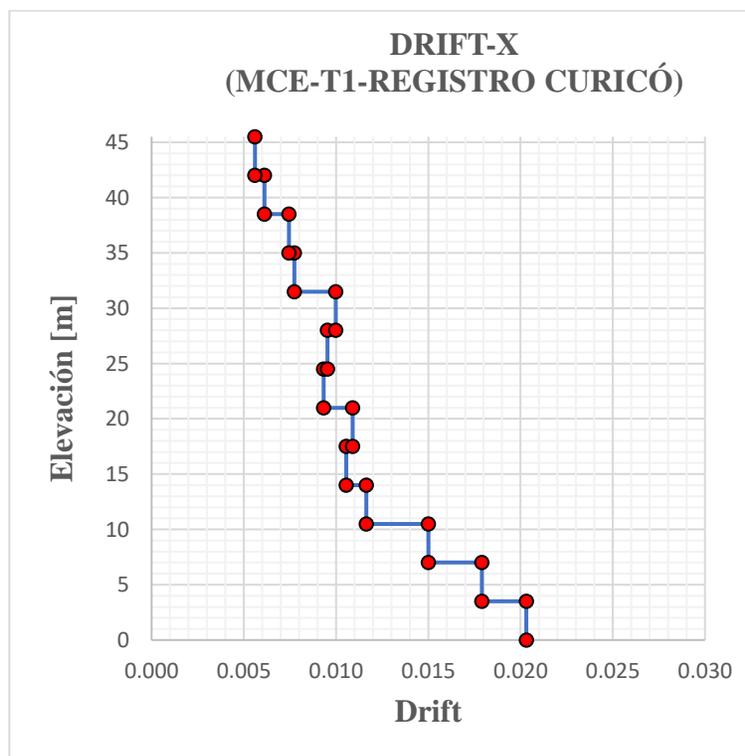


Figura AIV-5.

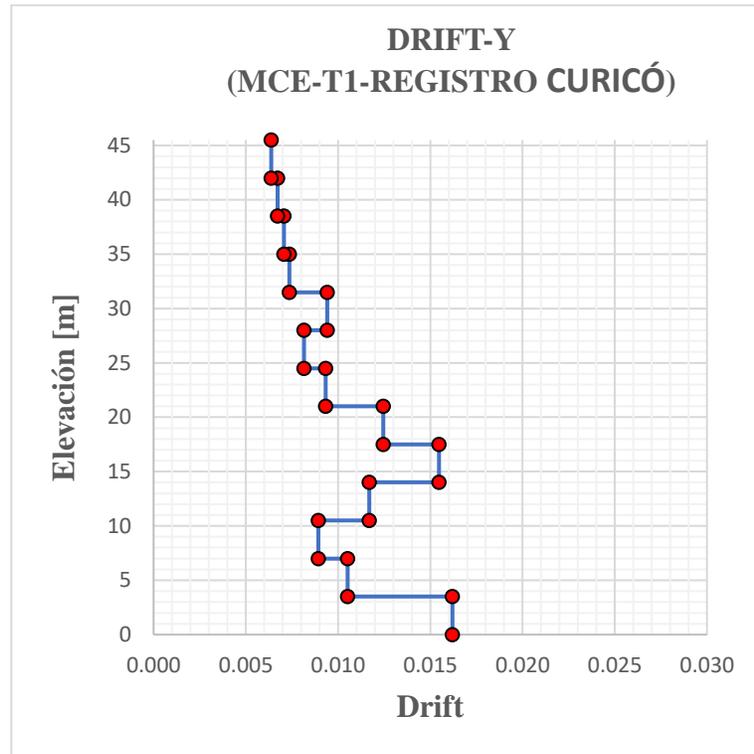


Figura AIV-6.

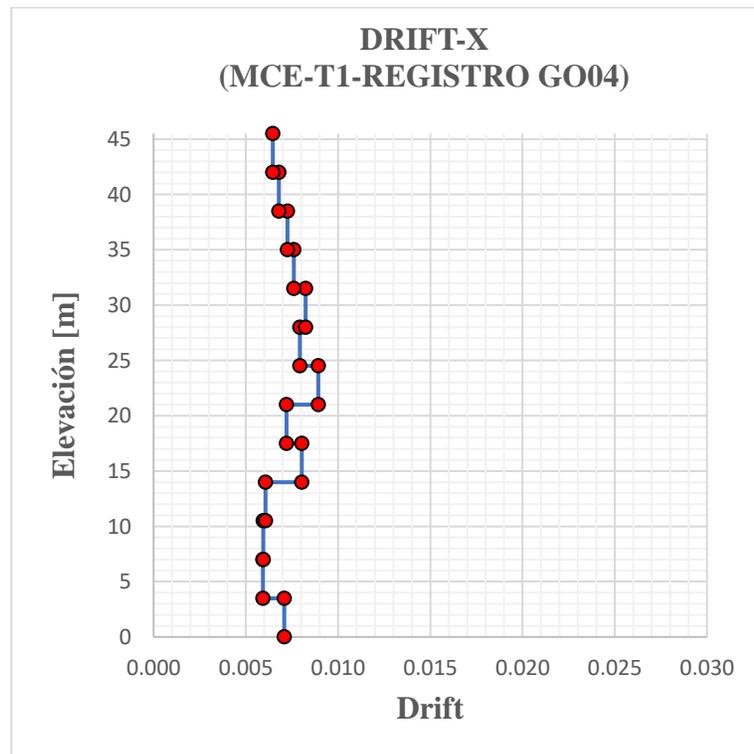


Figura AIV-7.

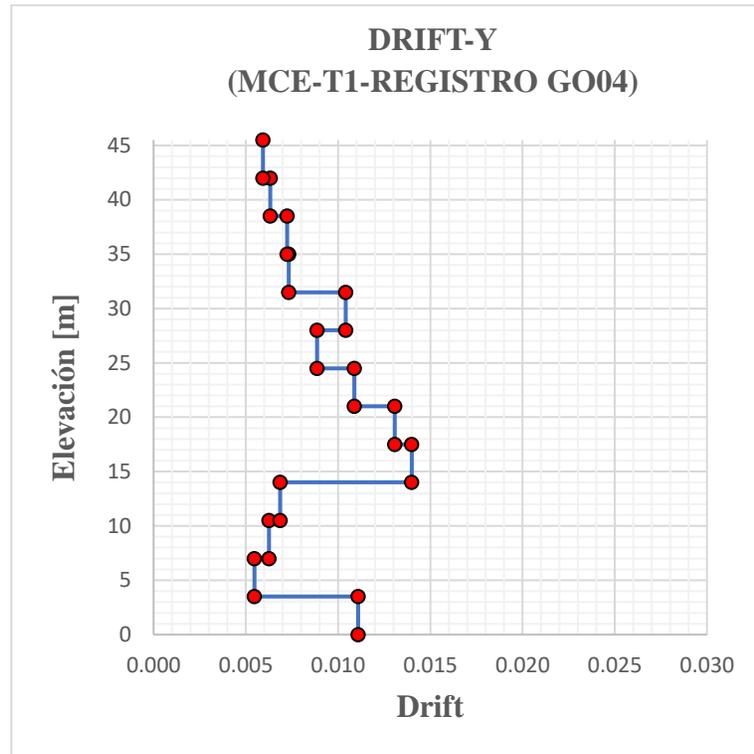


Figura AIV-8.

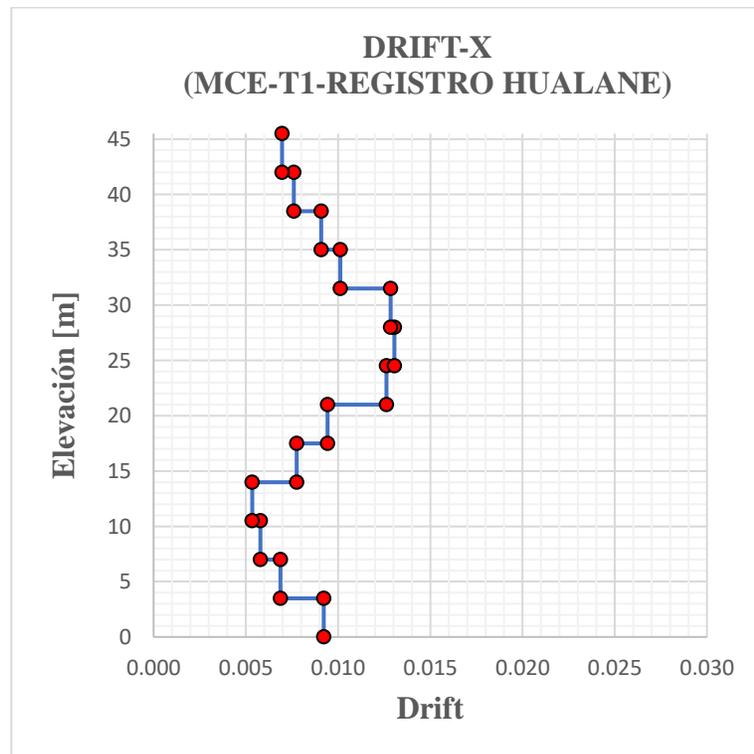


Figura AIV-9.

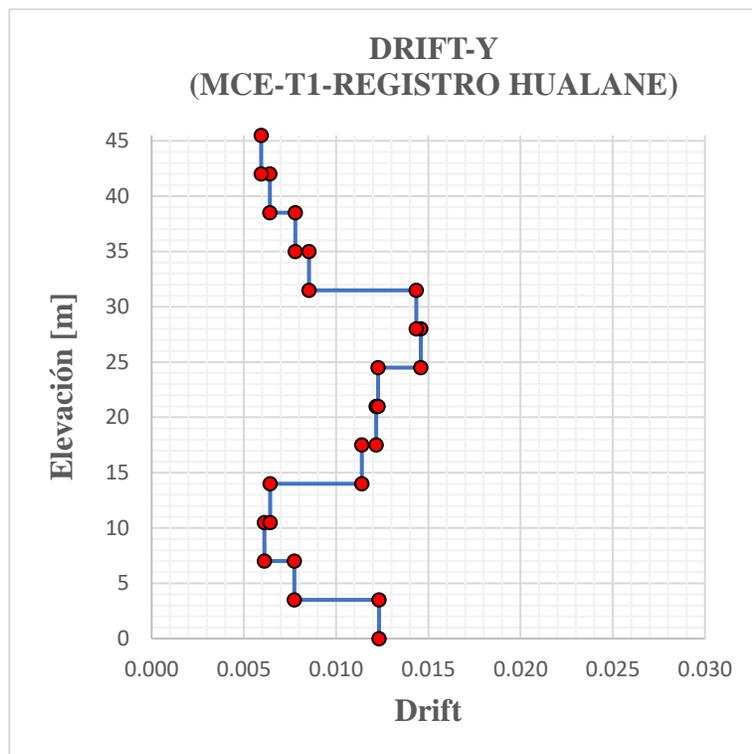


Figura AIV-10.

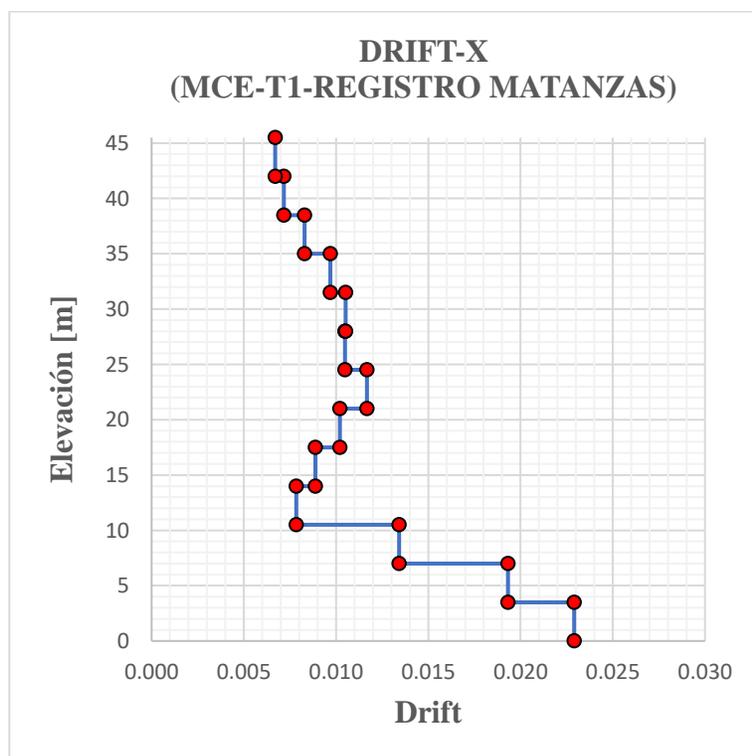


Figura AIV-11.

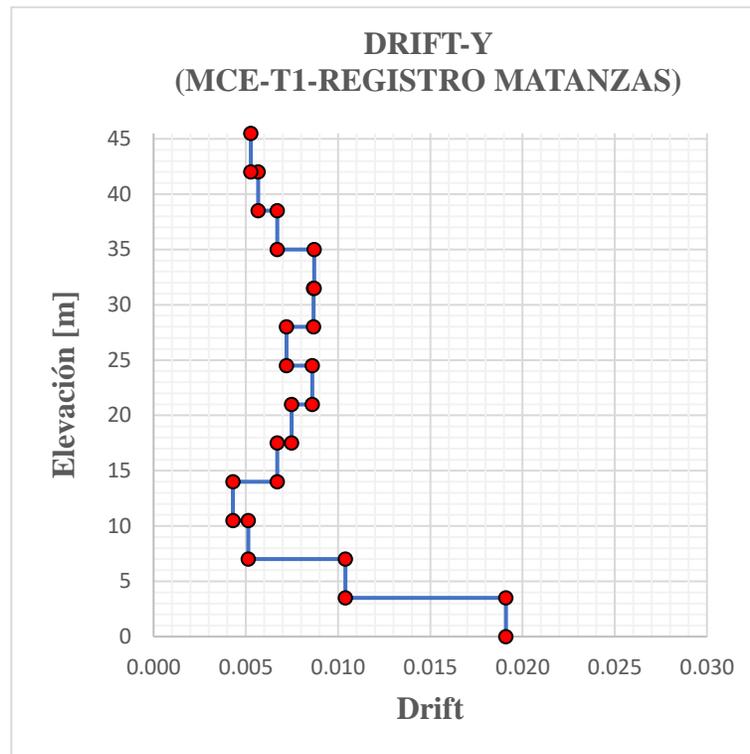


Figura AIV-12.

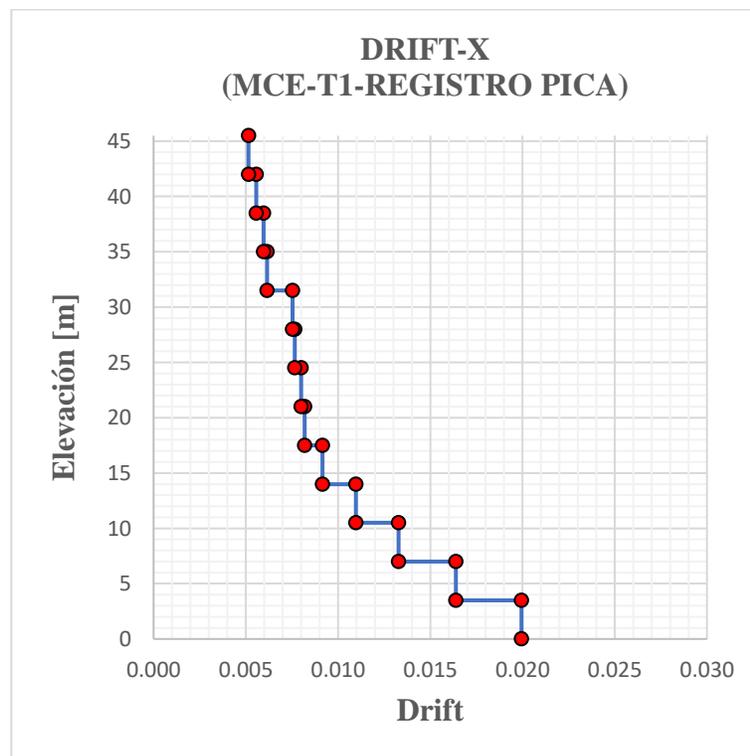


Figura AIV-13.

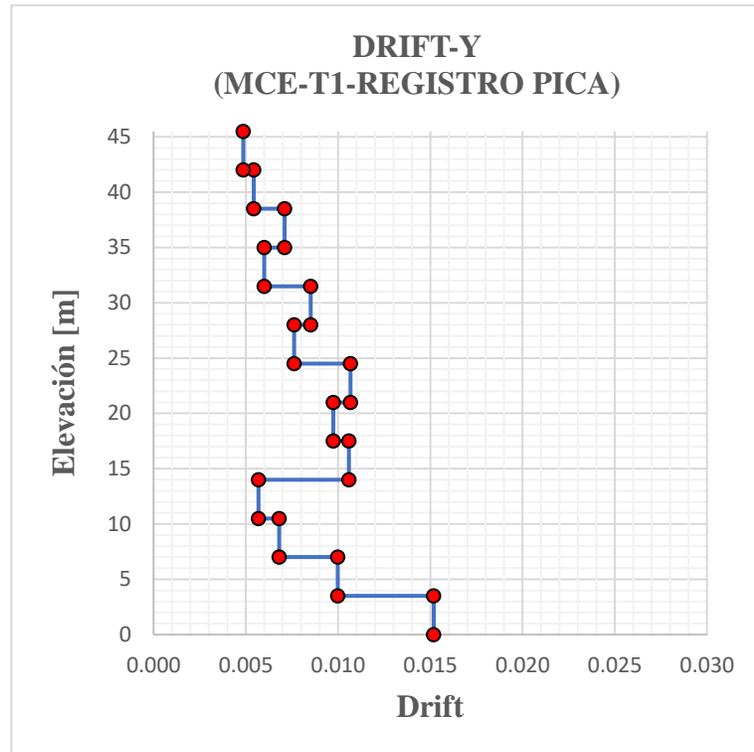


Figura AIV-14.

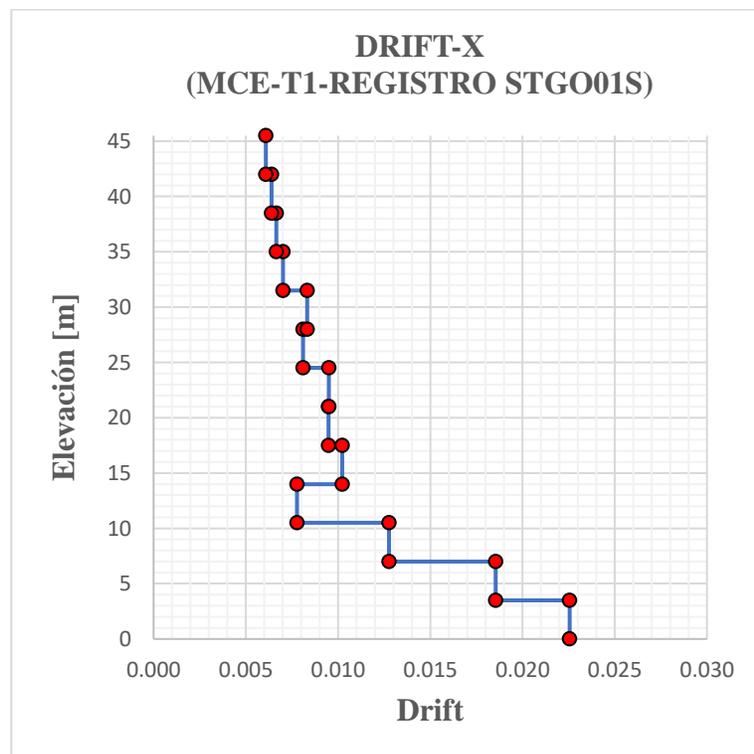


Figura AIV-15.

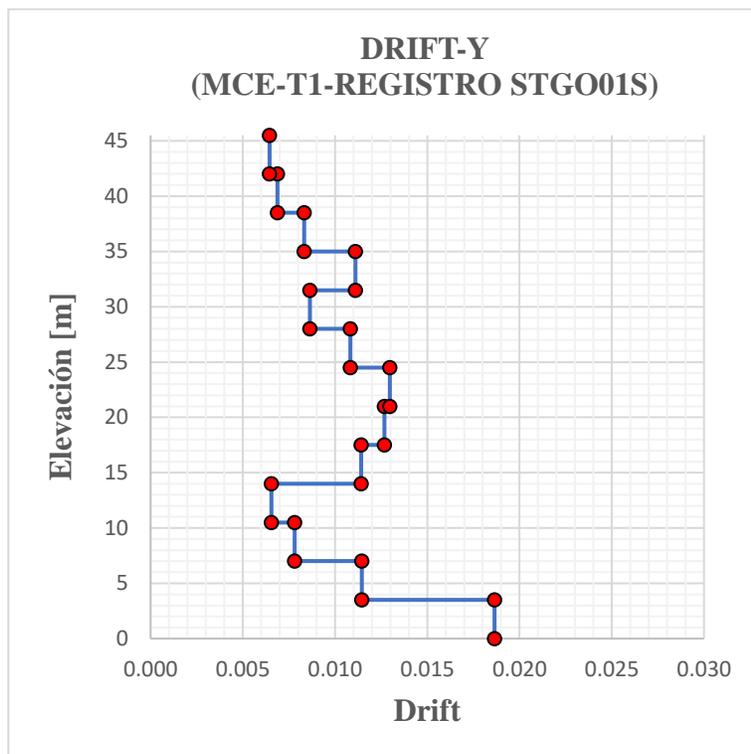


Figura AIV-16.

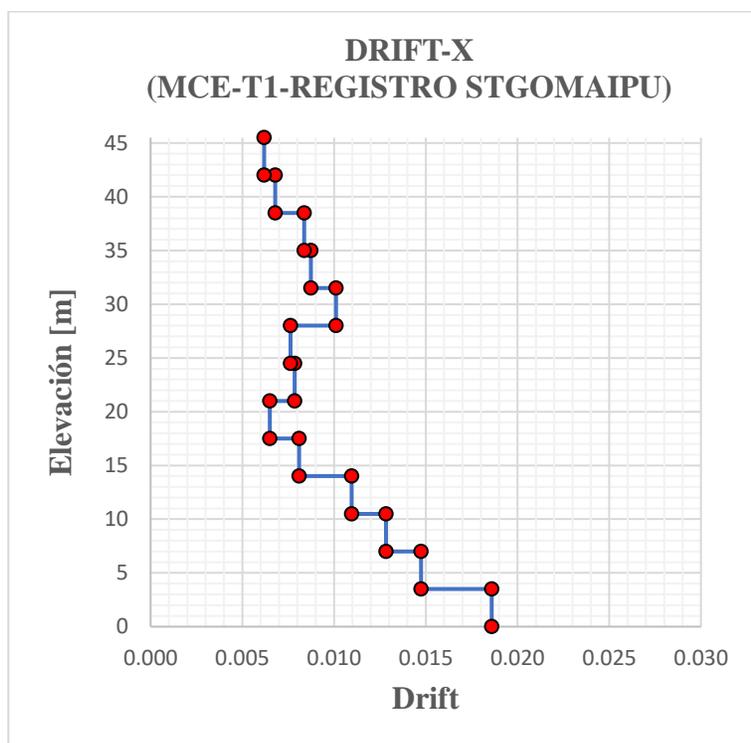


Figura AIV-17.

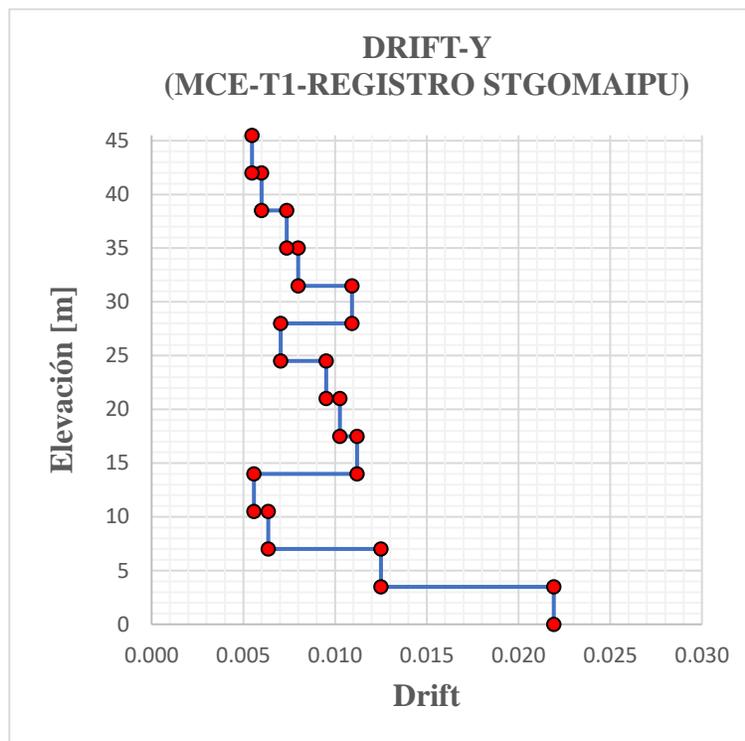


Figura AIV-18.

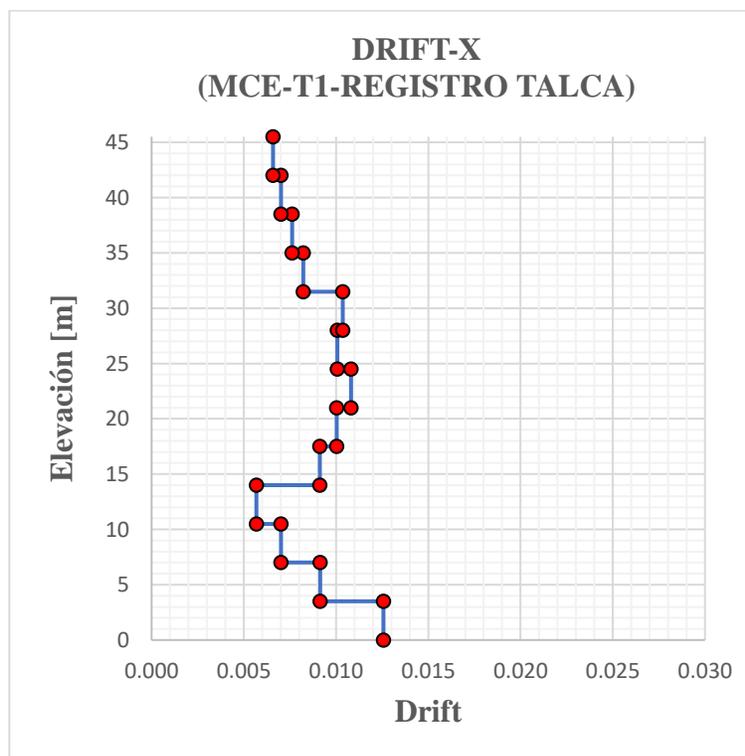


Figura AIV-19.

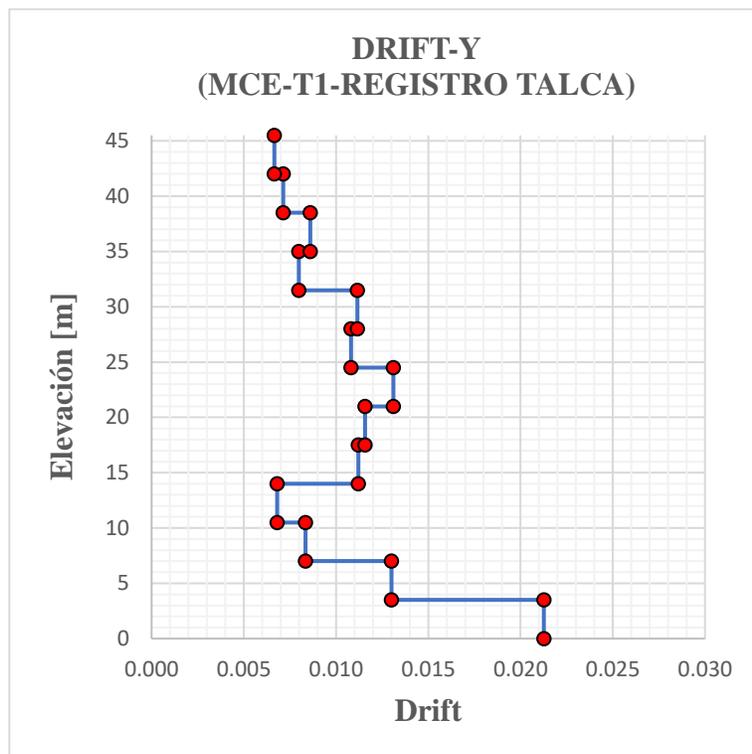


Figura AIV-20.

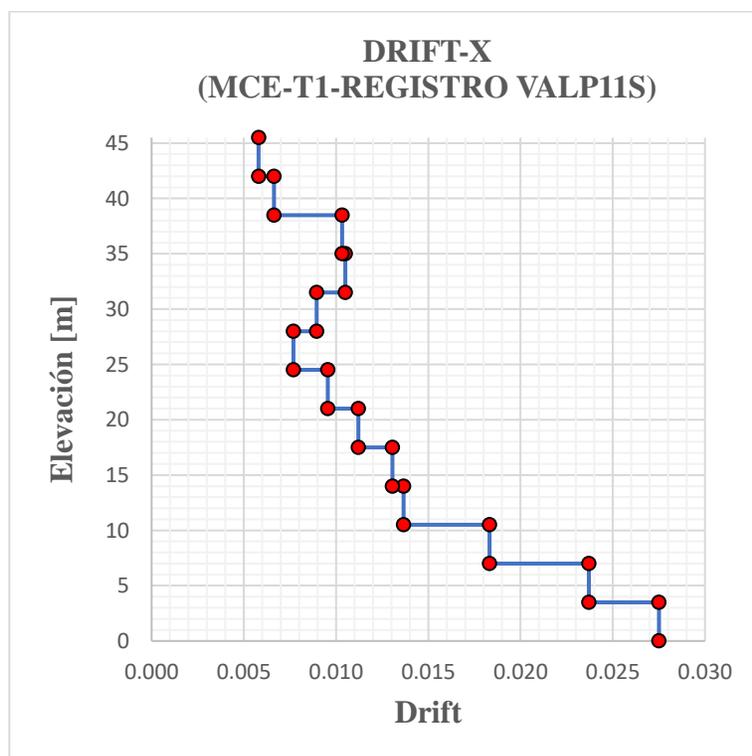


Figura AIV-21.

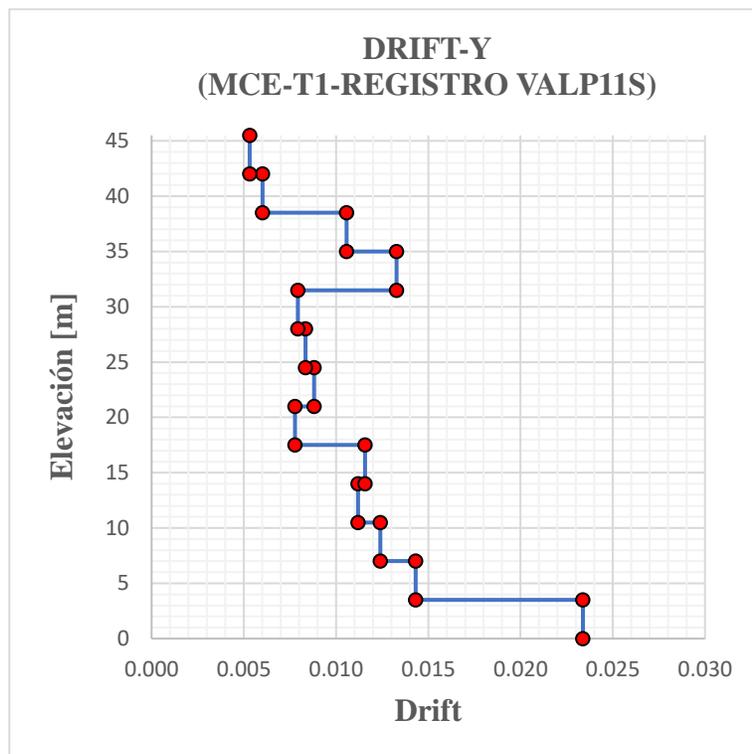


Figura AIV-22.

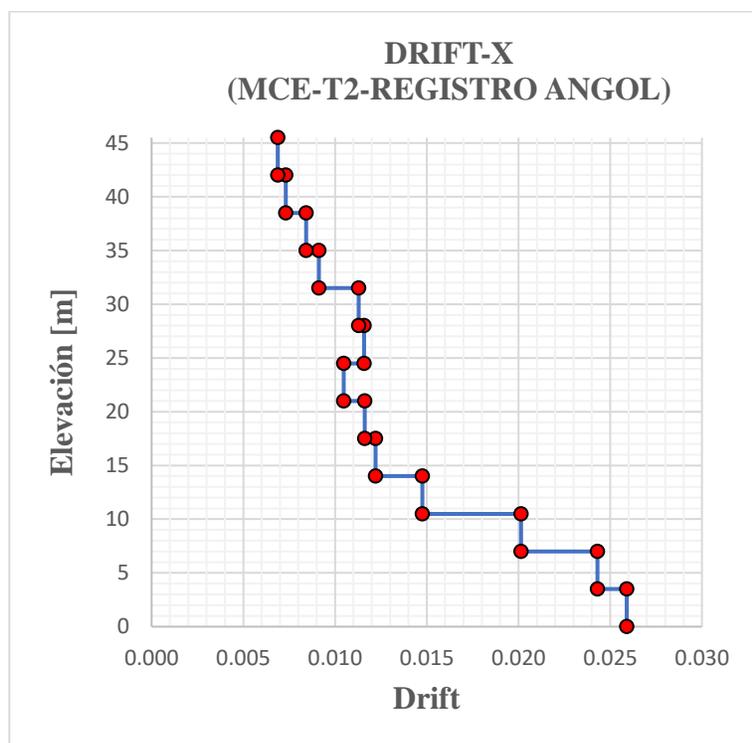


Figura AIV-23.

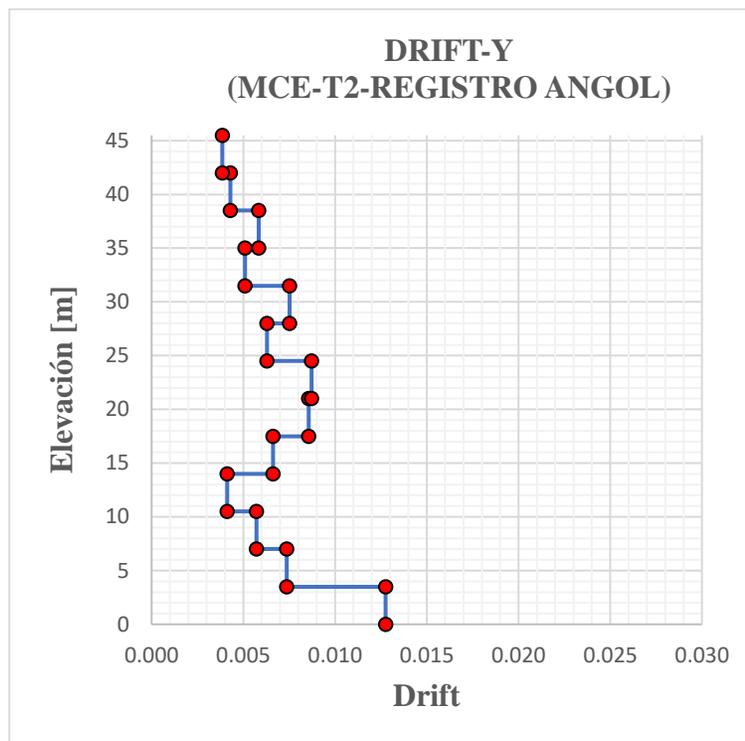


Figura AIV-24.

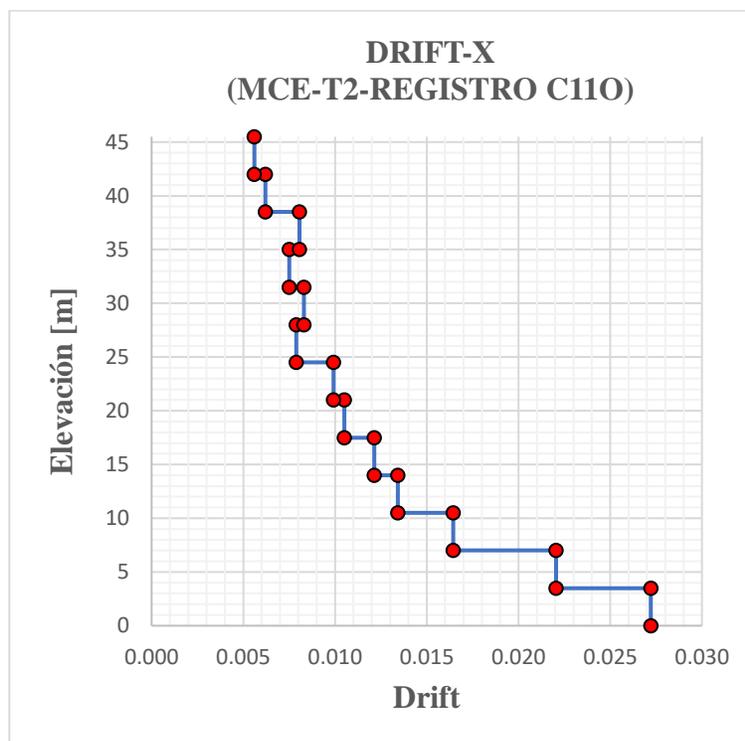


Figura AIV-25.

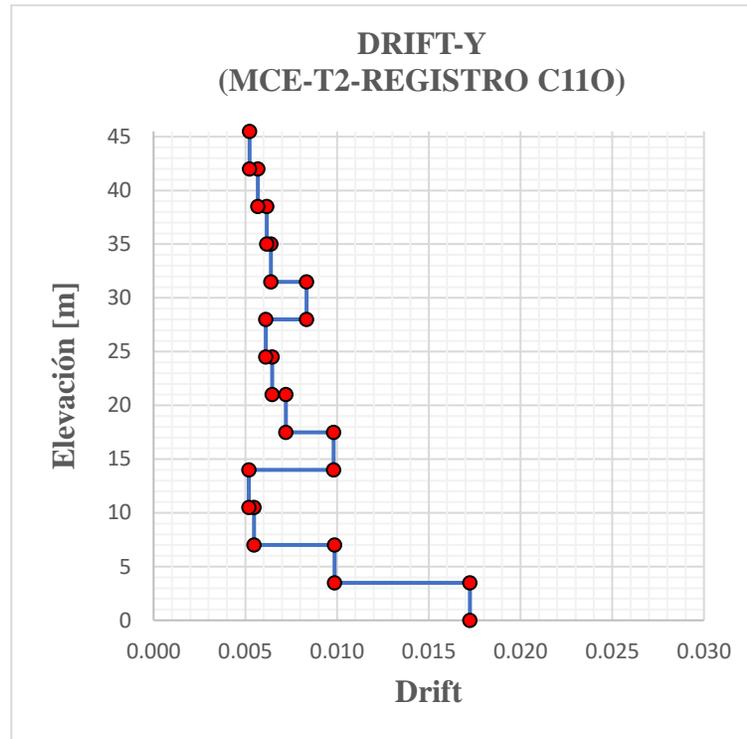


Figura AIV-26.

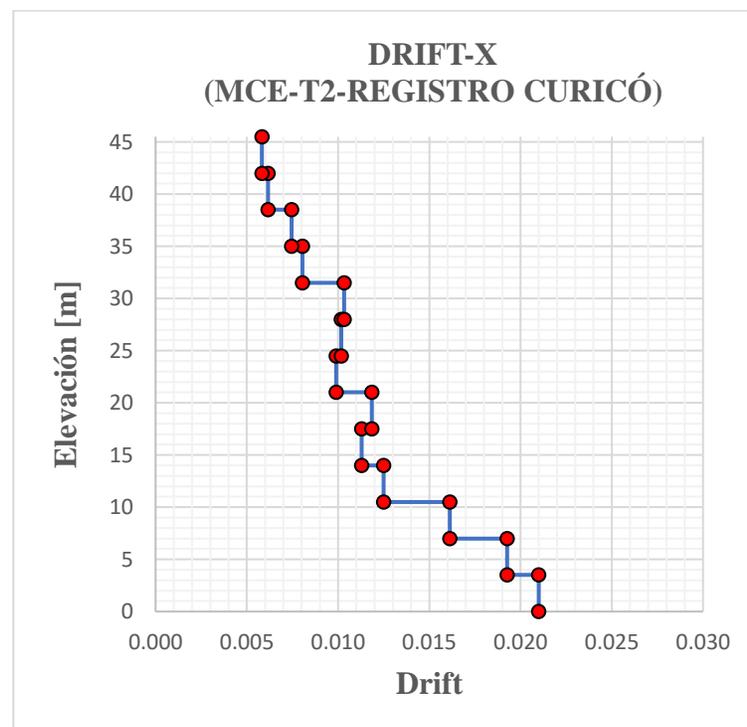


Figura AIV-27.

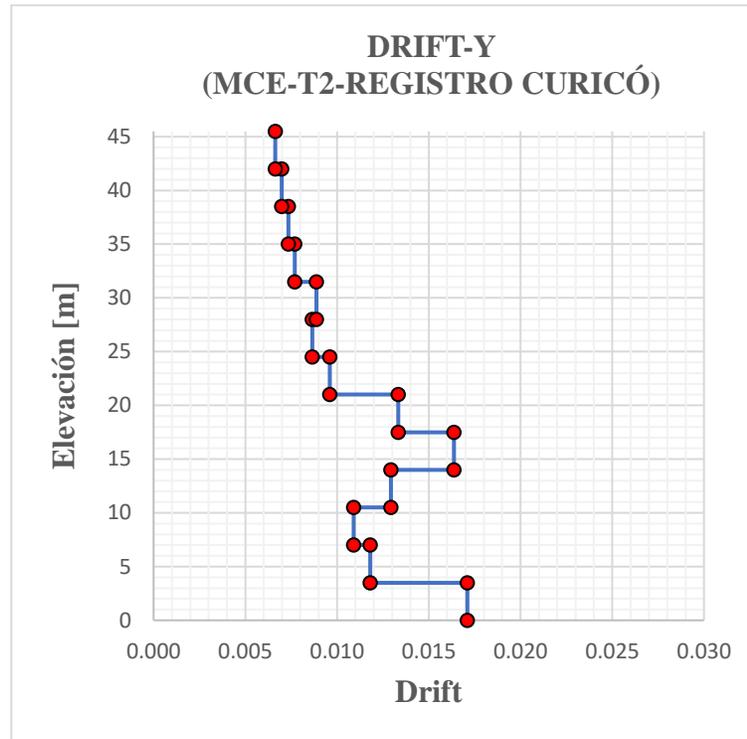


Figura AIV-28.

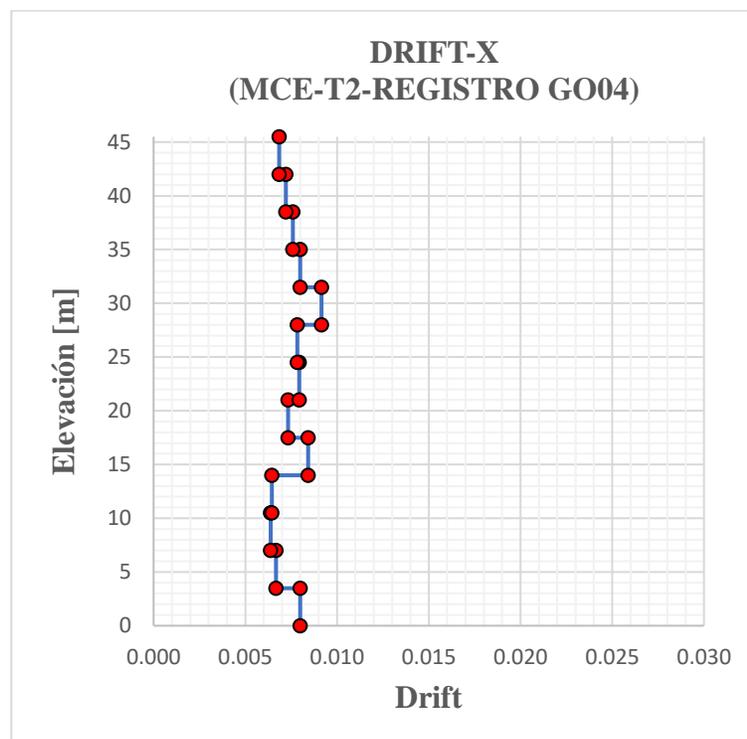


Figura AIV-29.

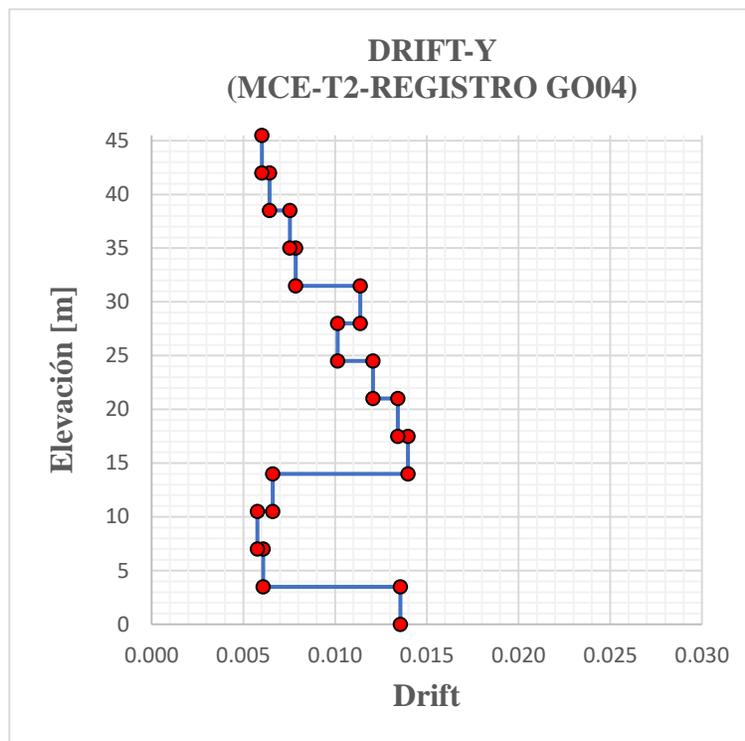


Figura AIV-30.

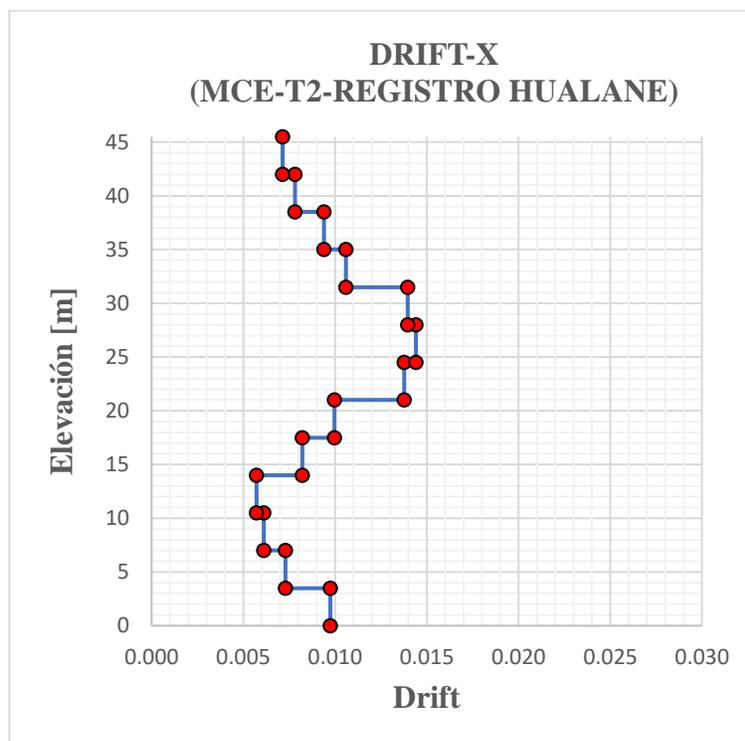


Figura AIV-31.

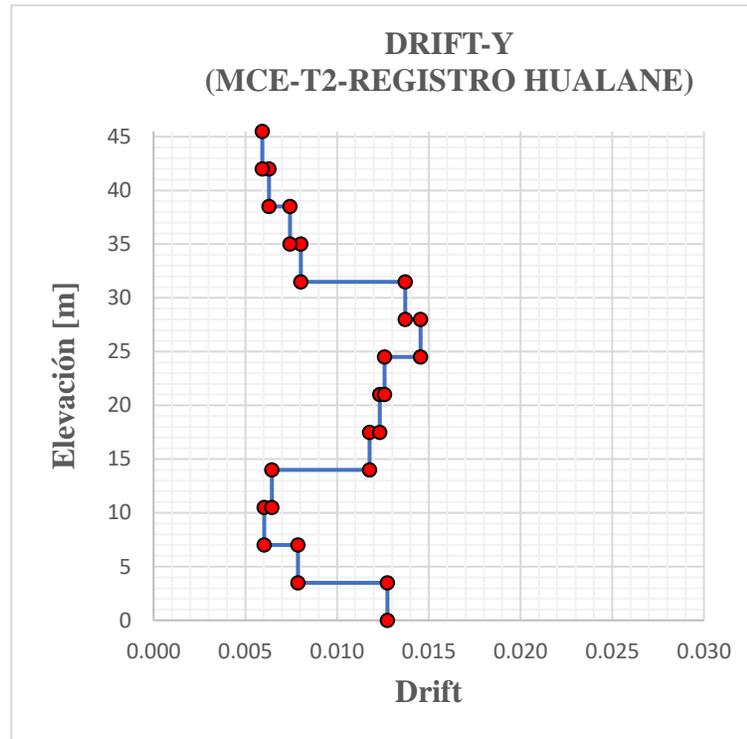


Figura AIV-32.

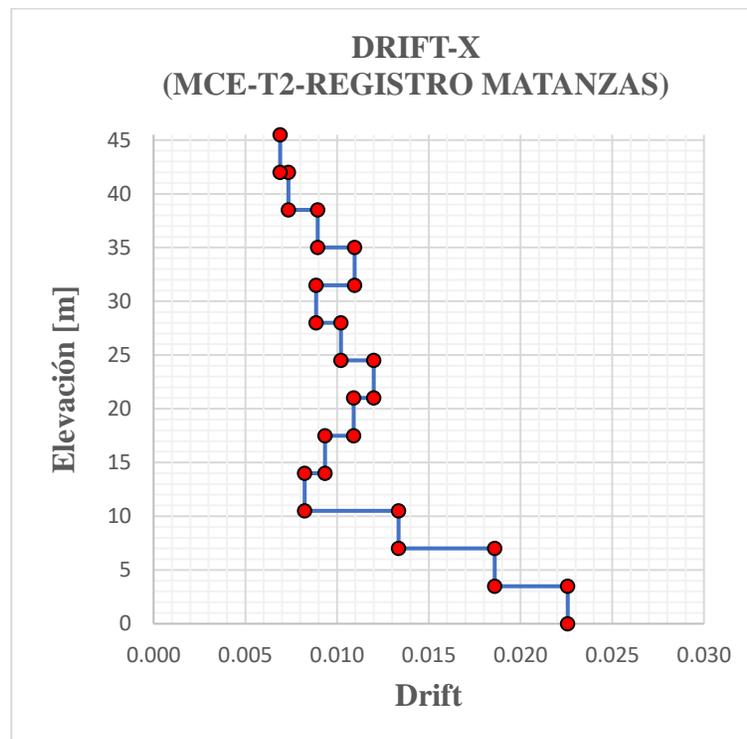


Figura AIV-33.

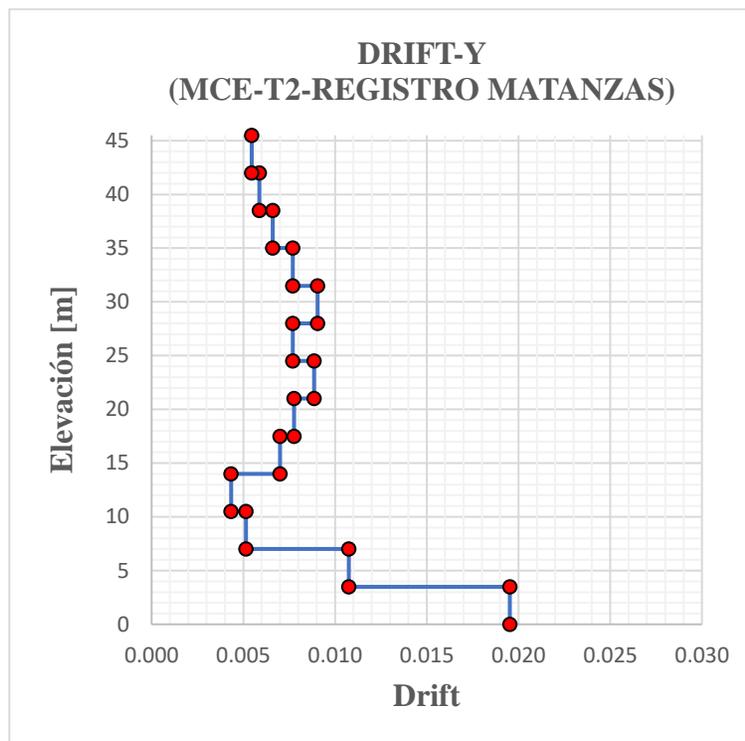


Figura AIV-34.

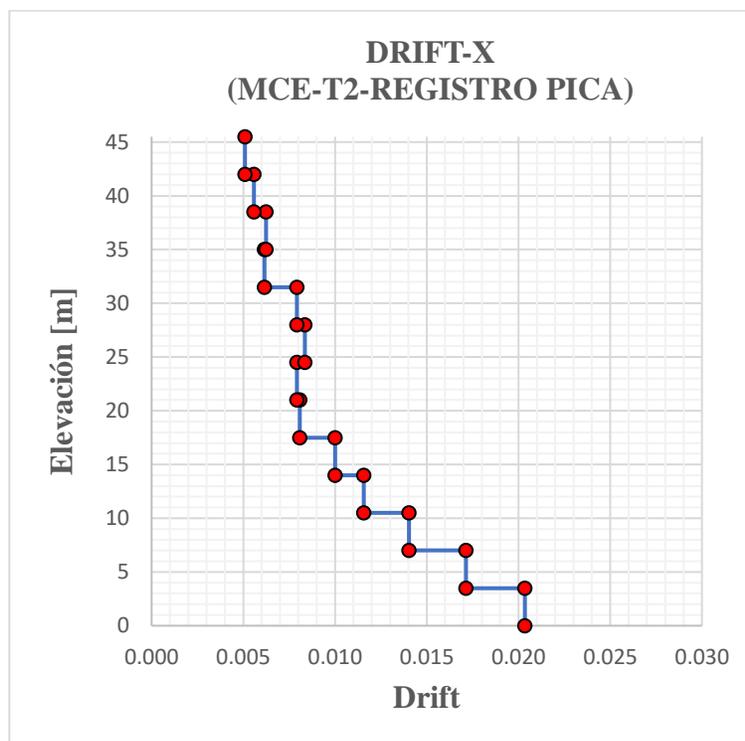


Figura AIV-35.

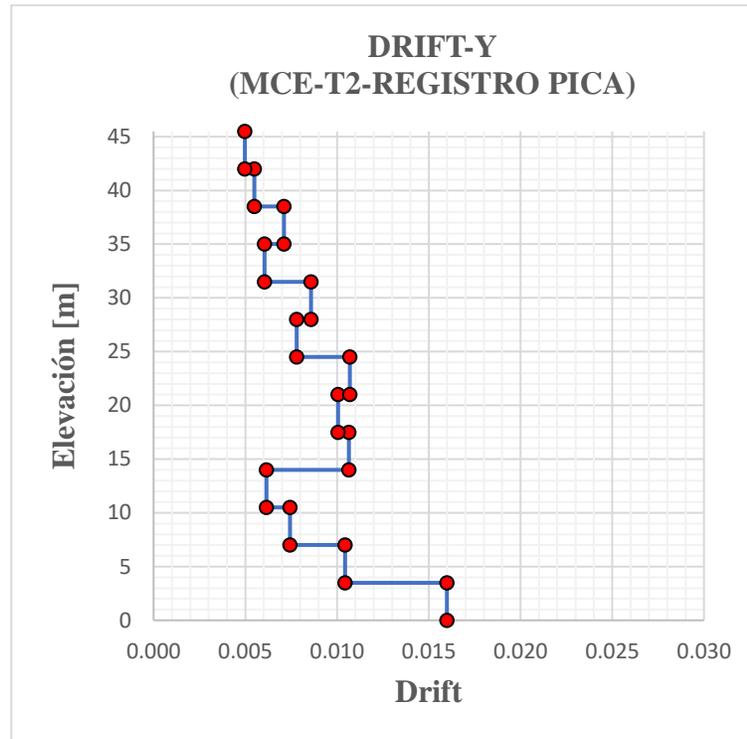


Figura AIV-36.

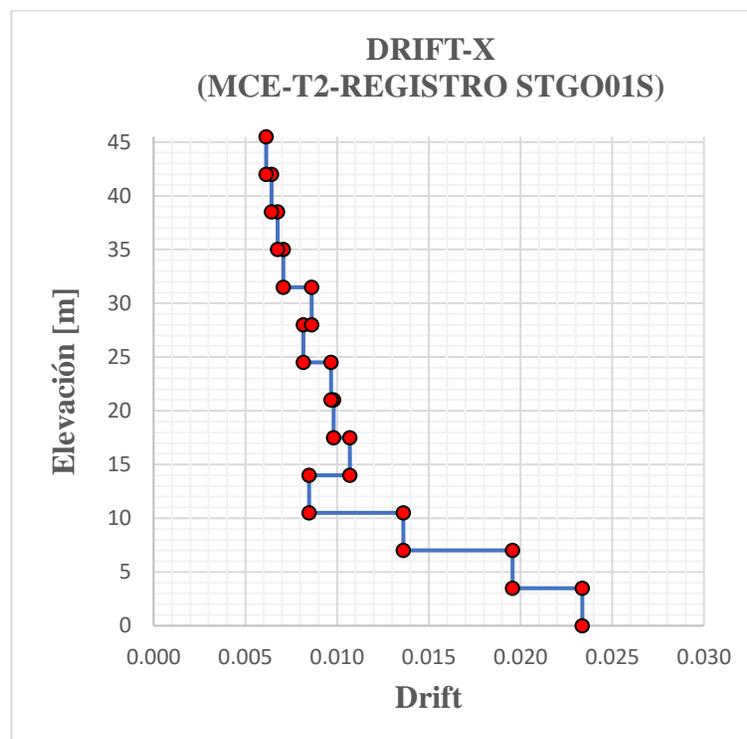


Figura AIV-37.

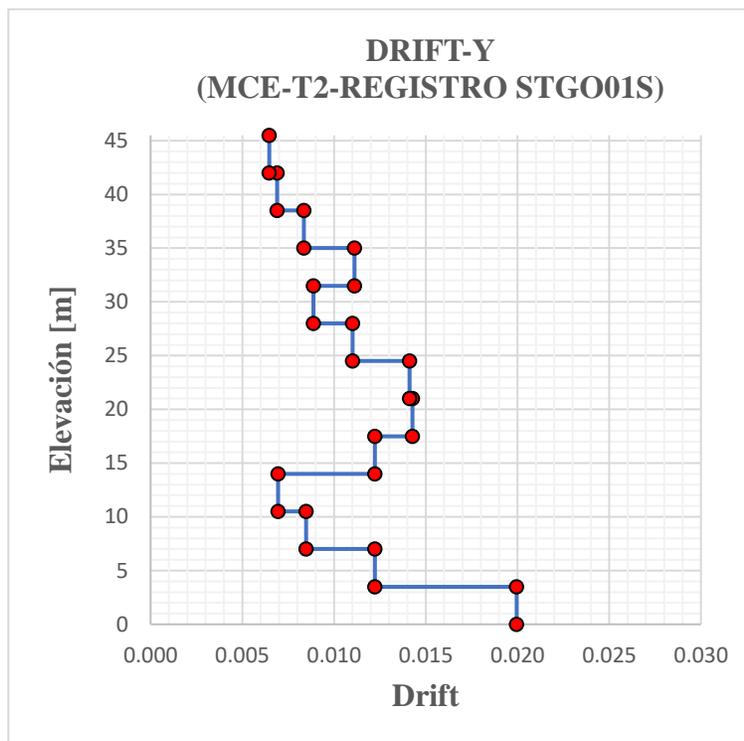


Figura AIV-38.

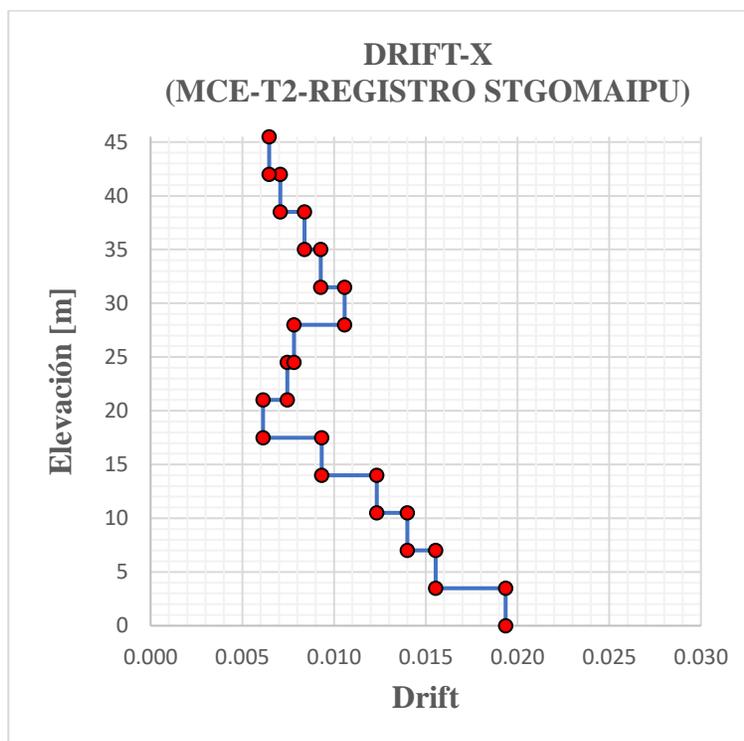


Figura AIV-39.

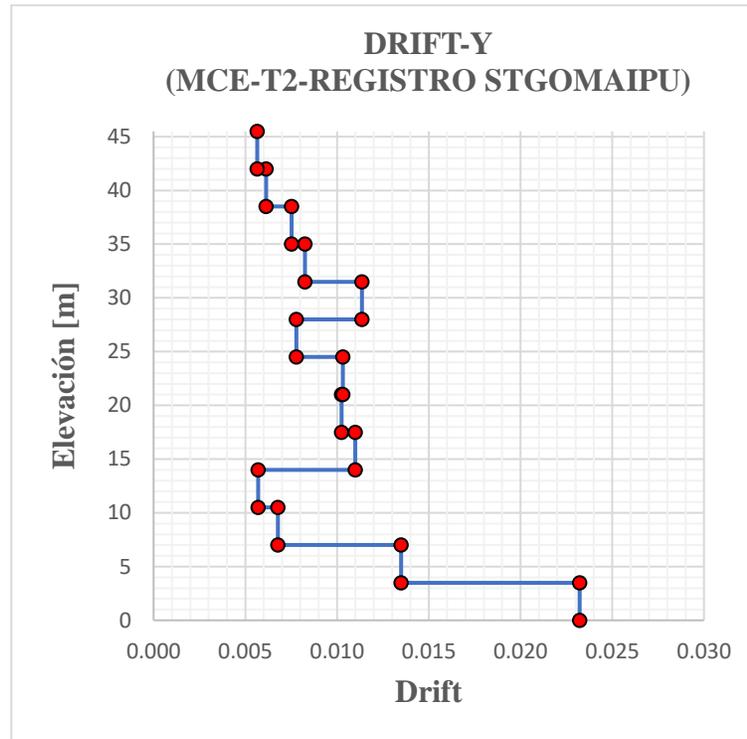


Figura AIV-40.

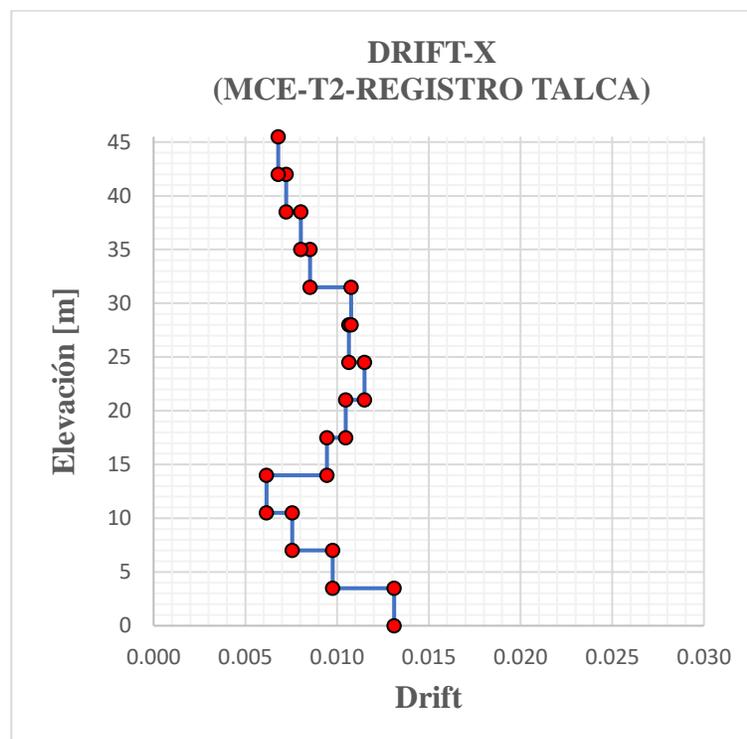


Figura AIV-41.

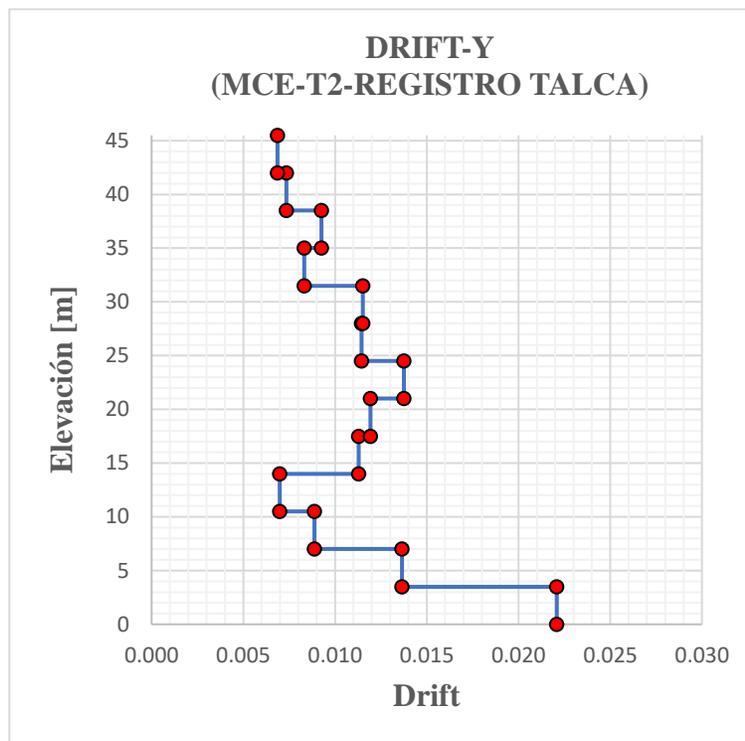


Figura AIV-42.

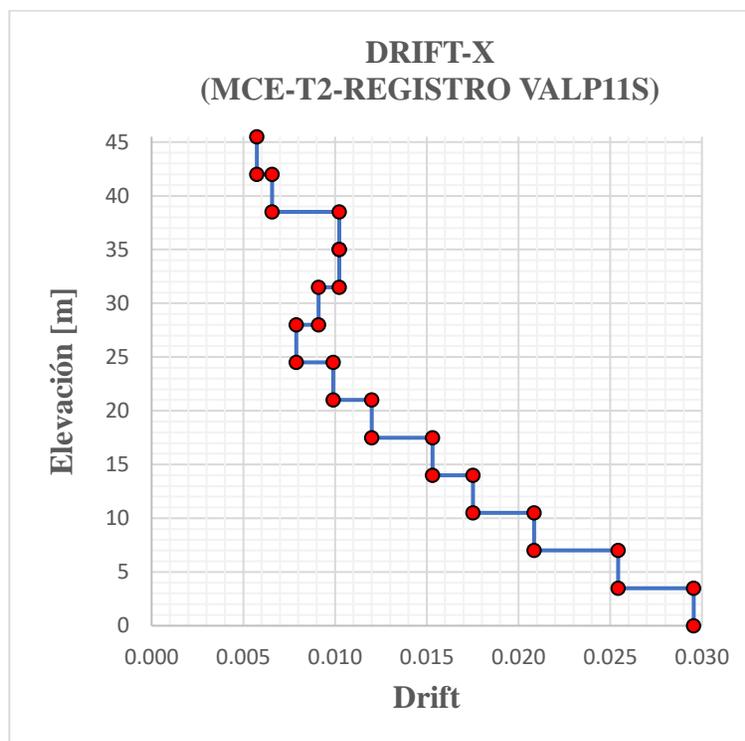


Figura AIV-43.

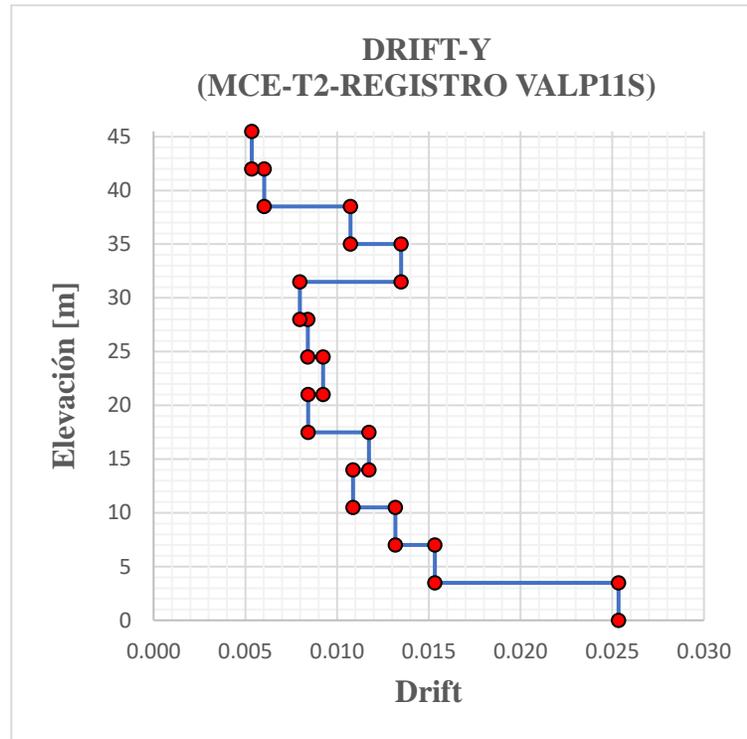


Figura AIV-44.

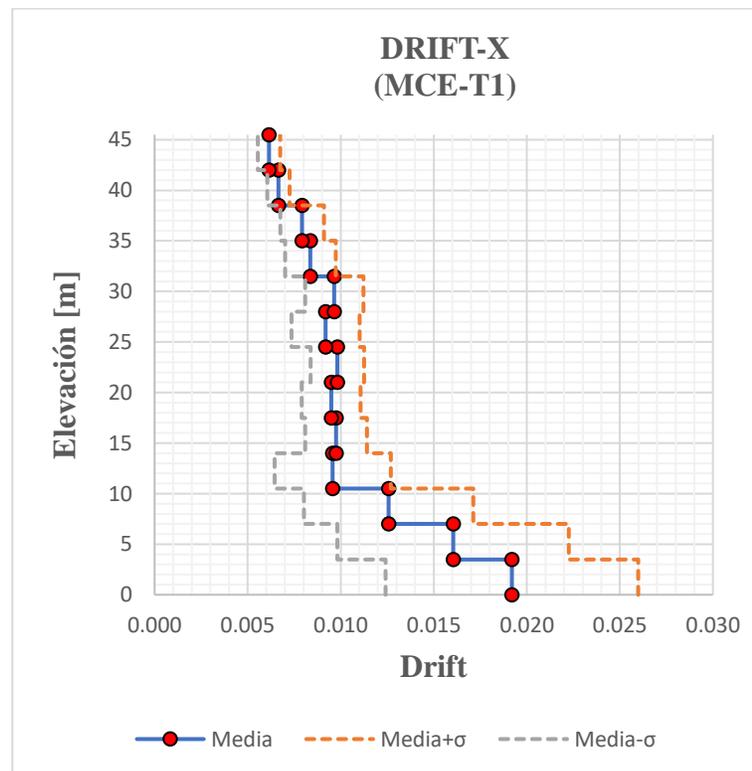


Figura AIV-45.

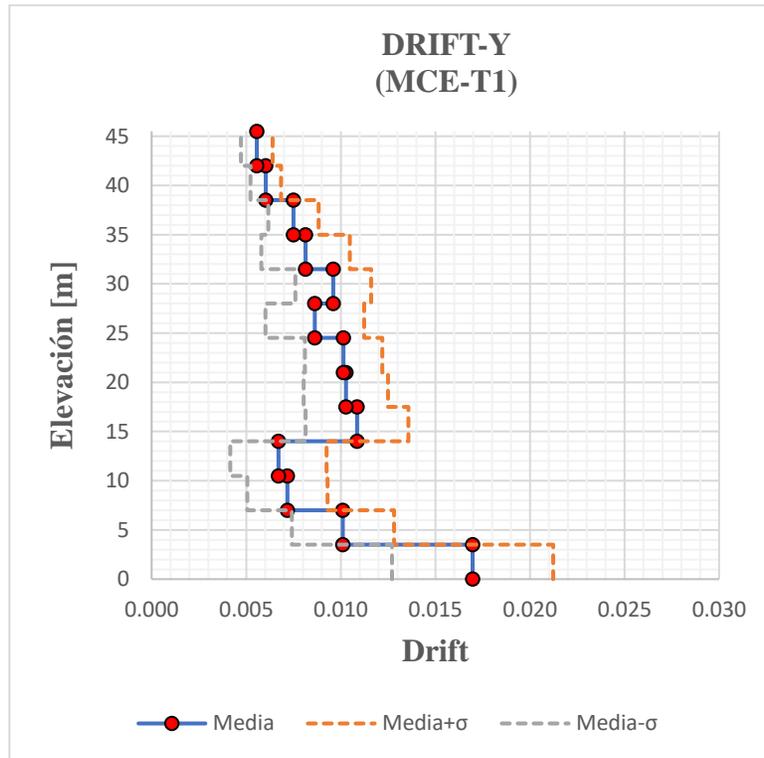


Figura AIV-46.

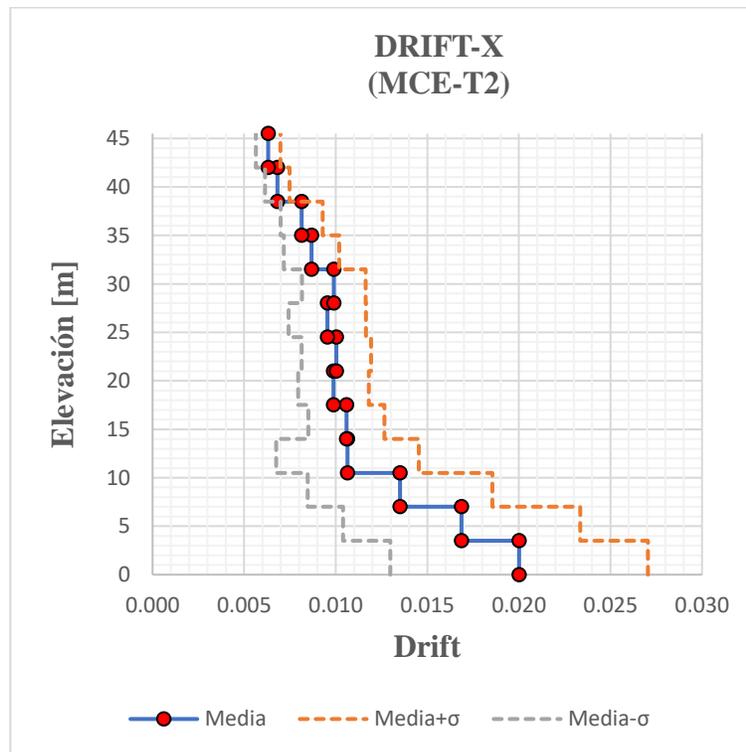


Figura AIV-47.

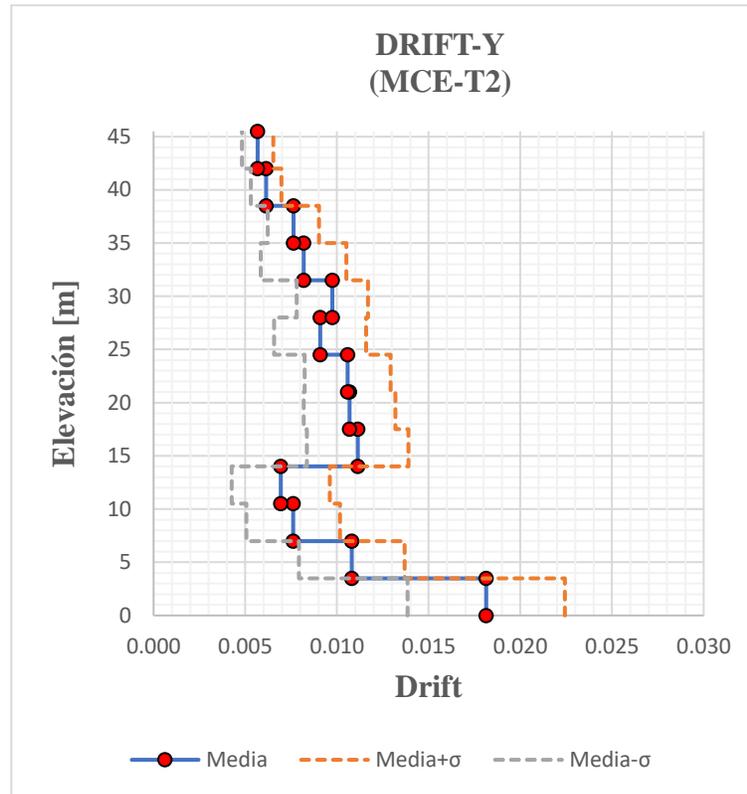


Figura AIV-48.

**ANEXO V. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES  
MCE (GUÍA LATBSDC-2020)**

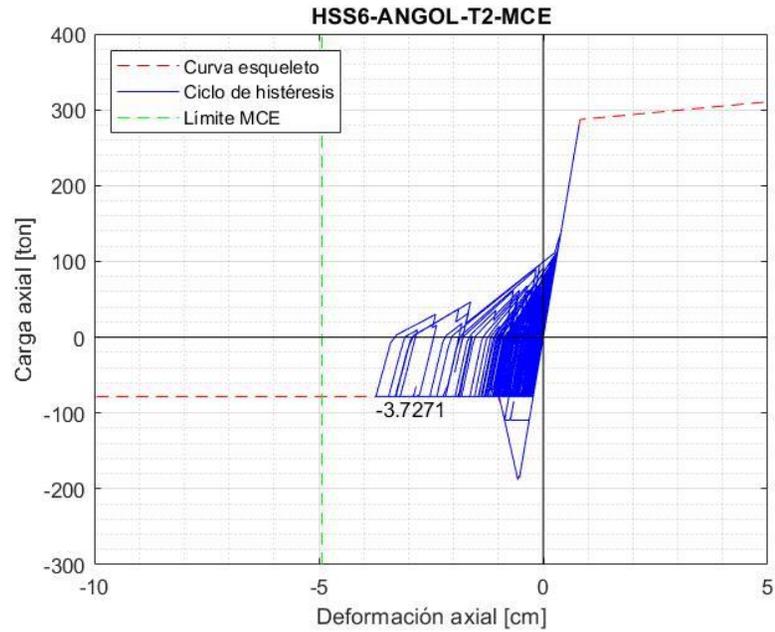


Figura AV-1.

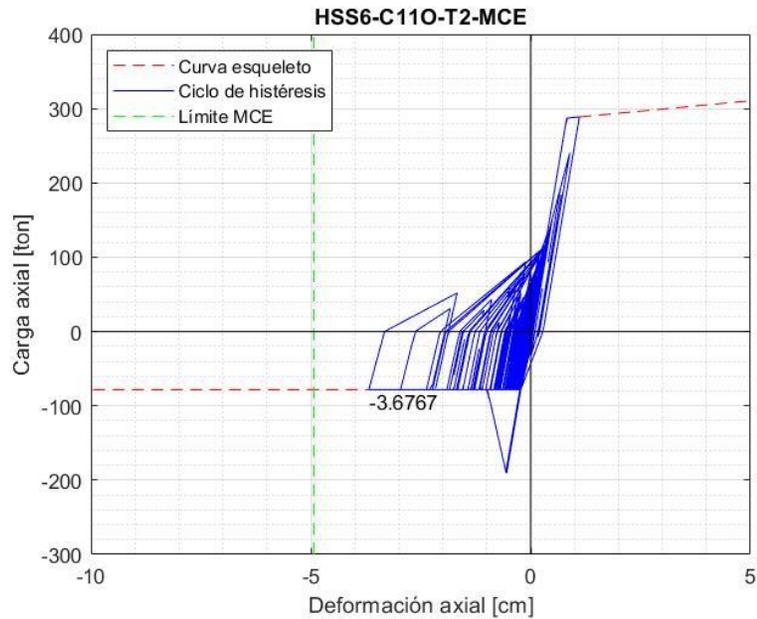


Figura AV-2.

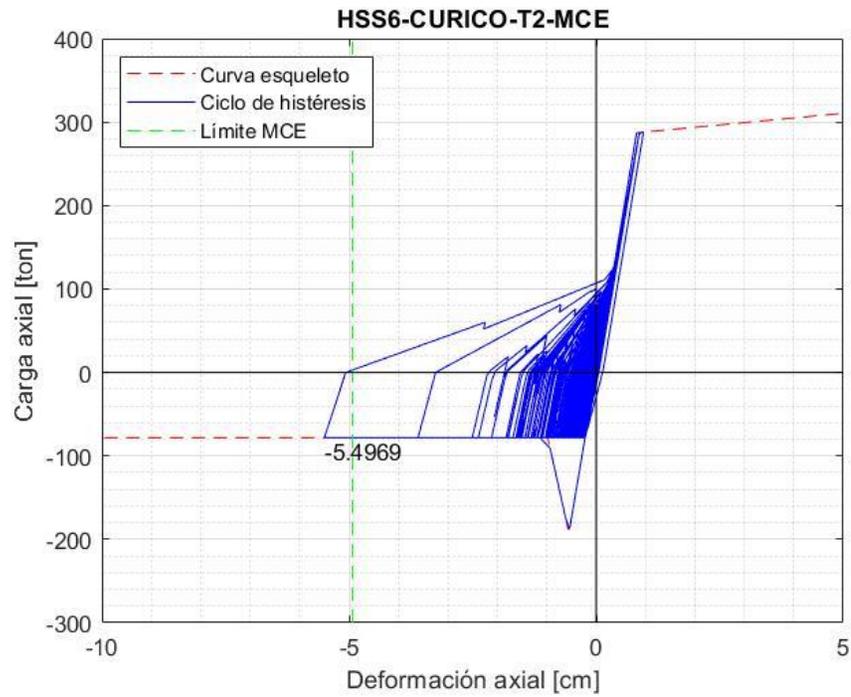


Figura AV-3.

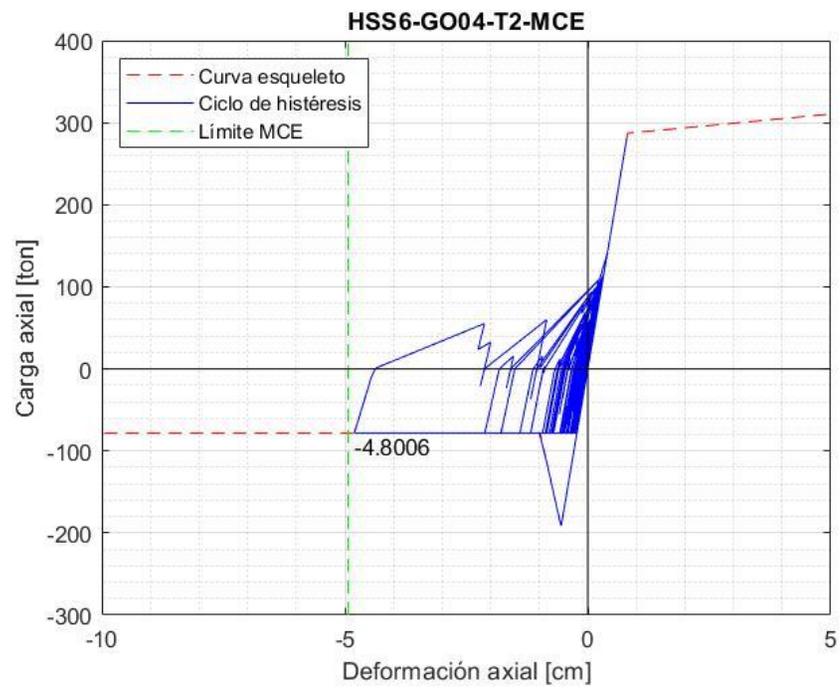


Figura AV-4.

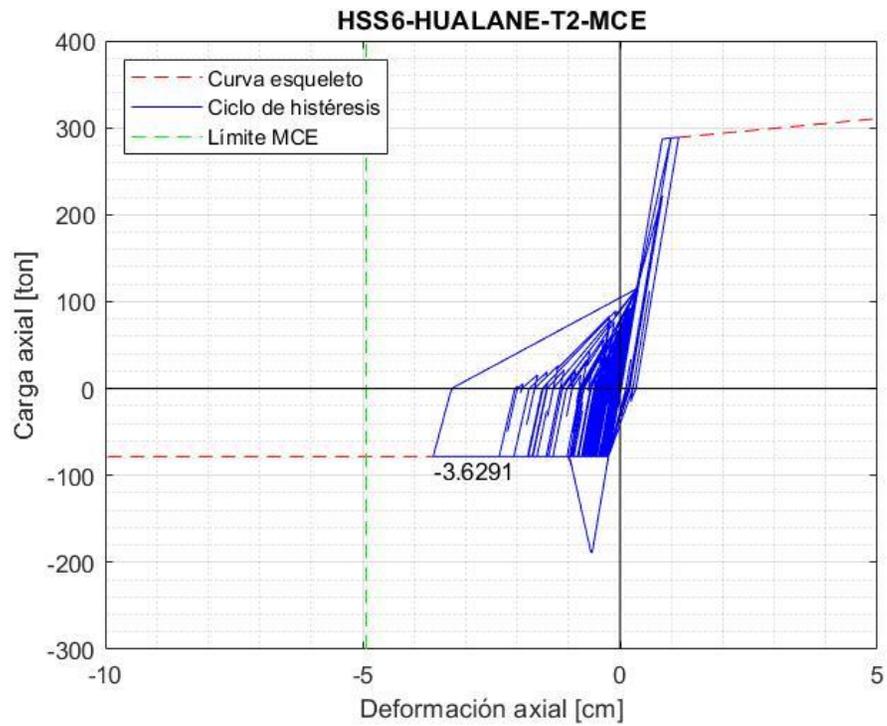


Figura AV-5.

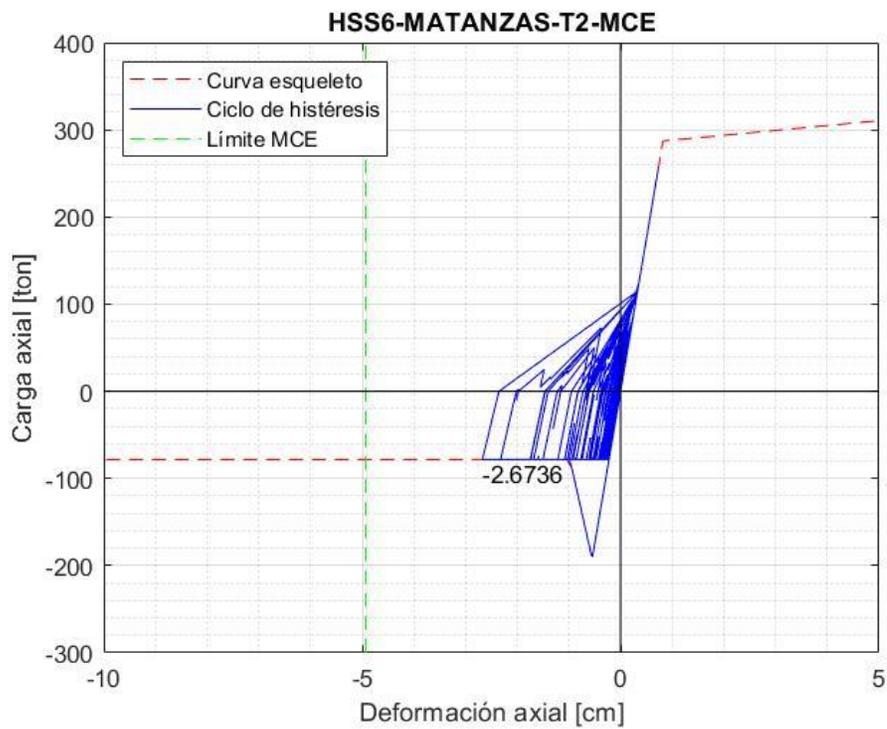


Figura AV-6.

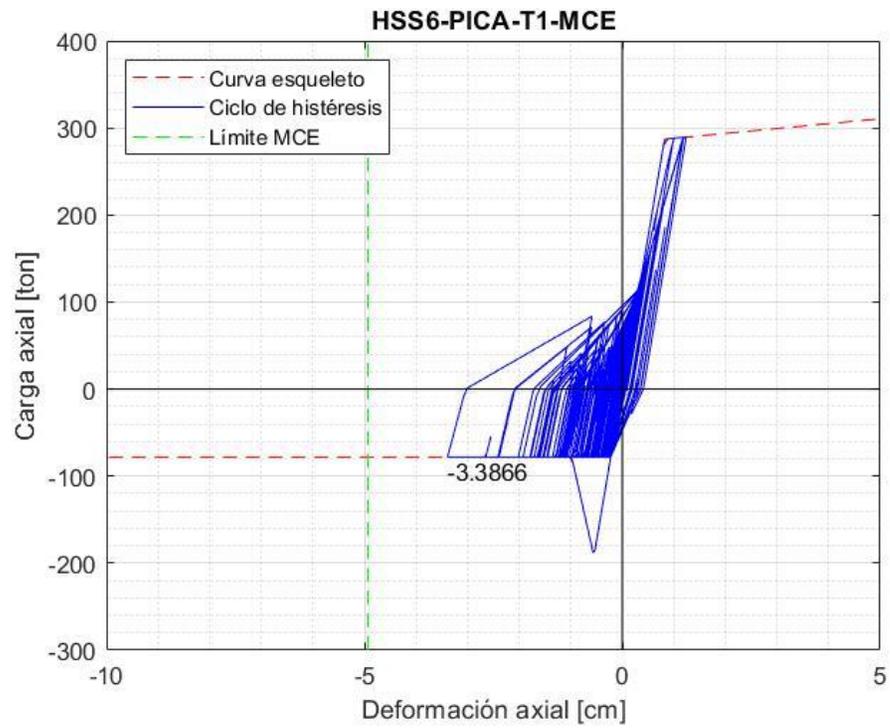


Figura AV-7.

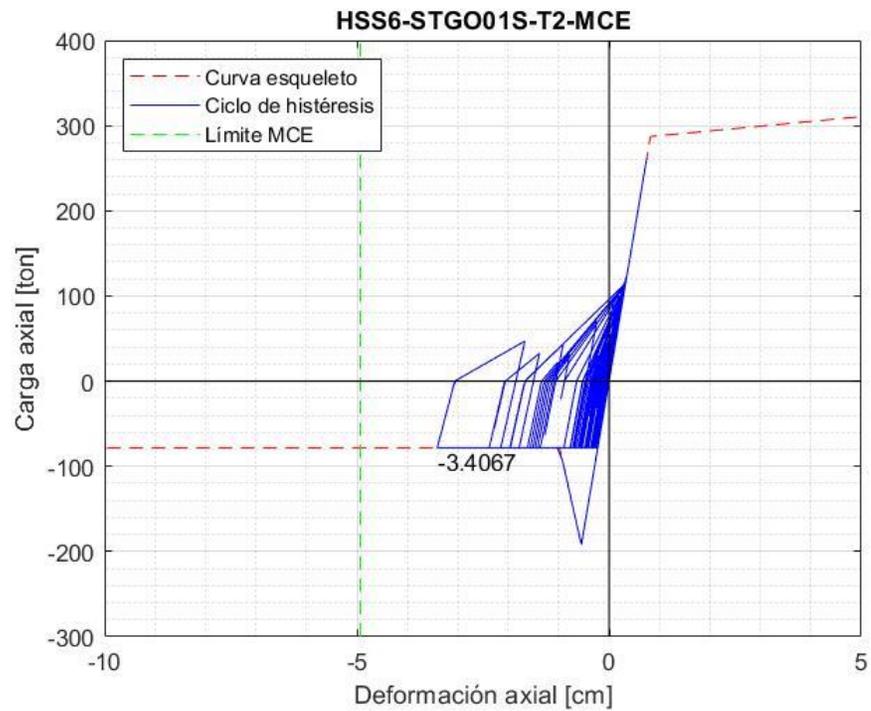


Figura AV-8.

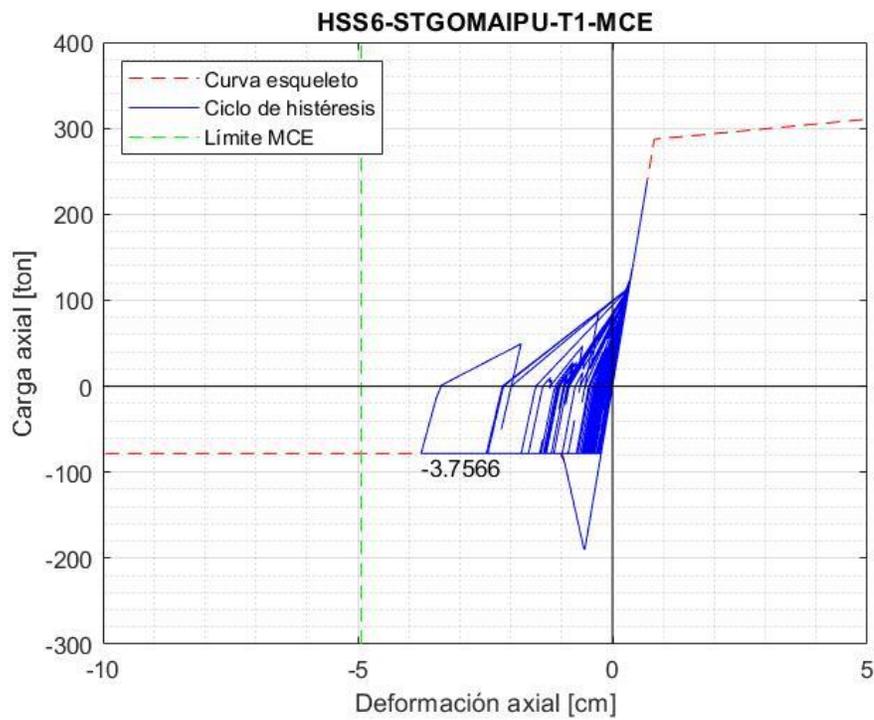


Figura AV-9.

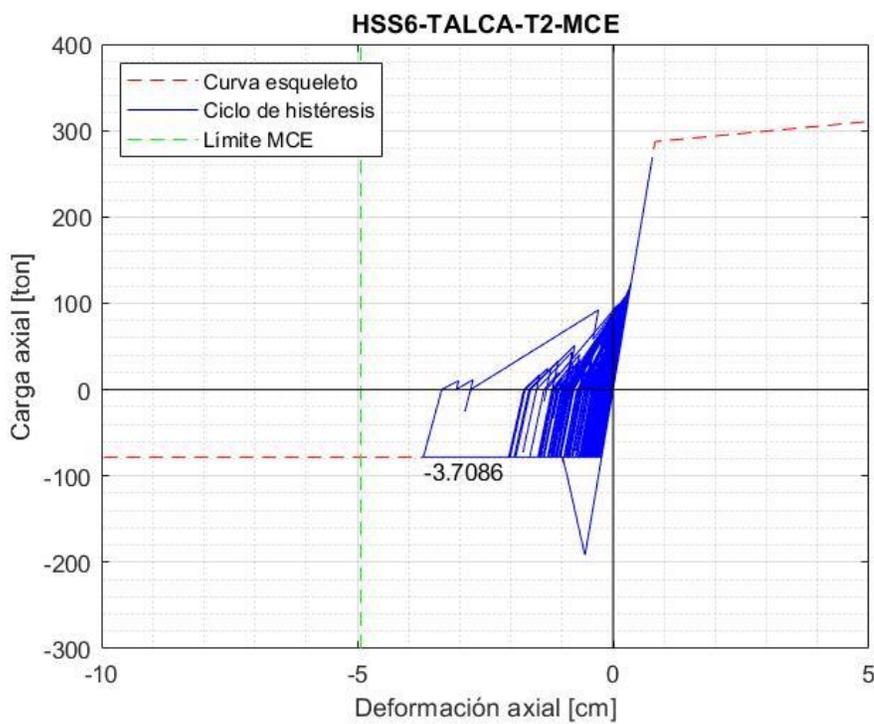


Figura AV-10.

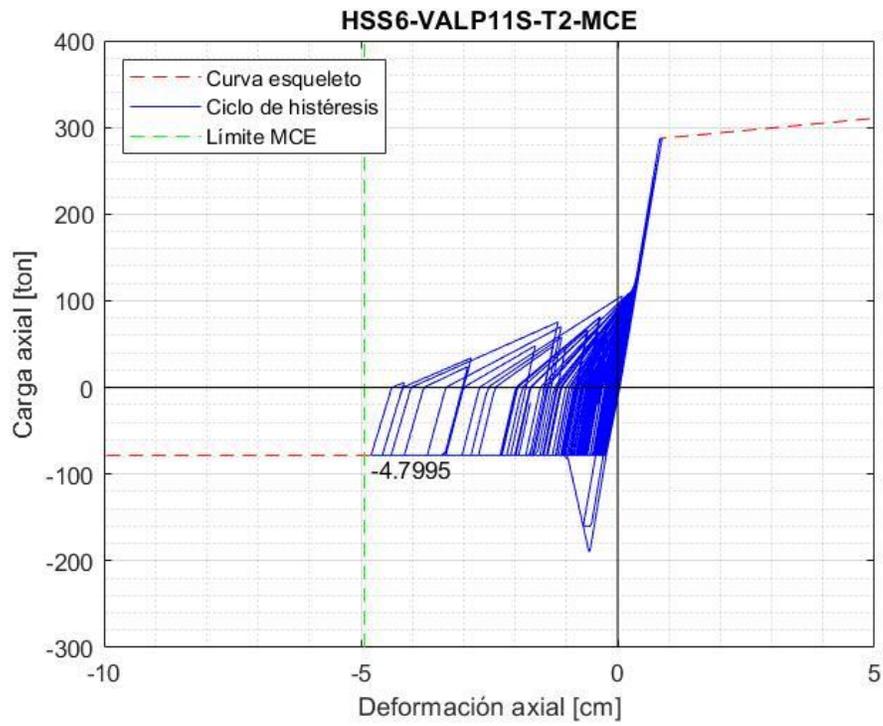


Figura AV-11.

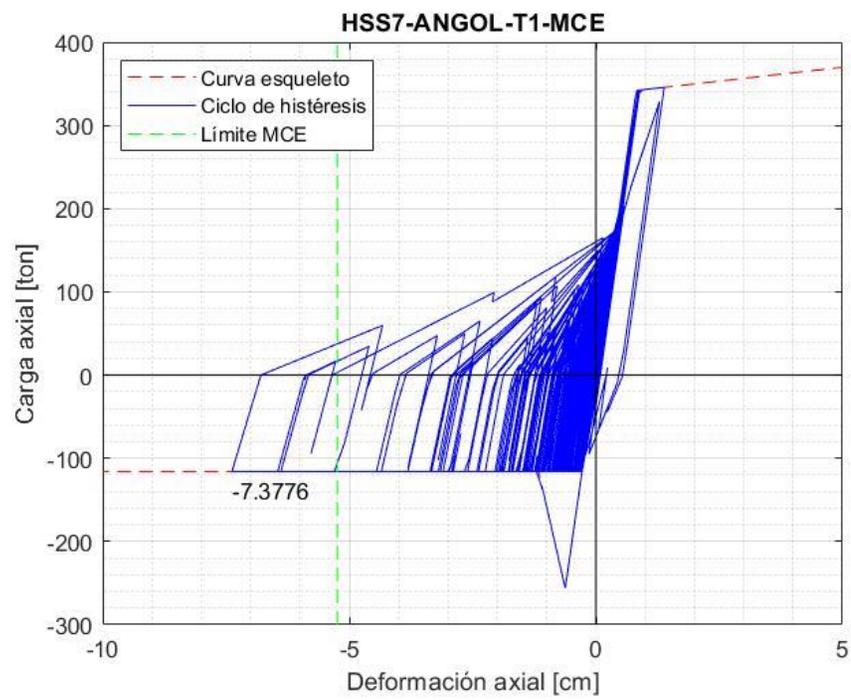


Figura AV-12.

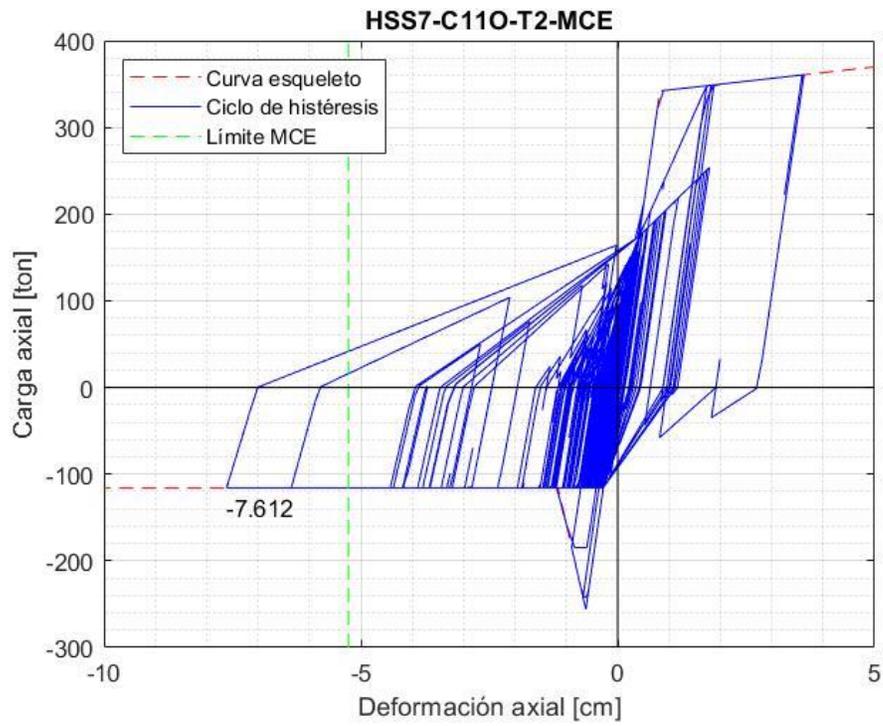


Figura AV-13.

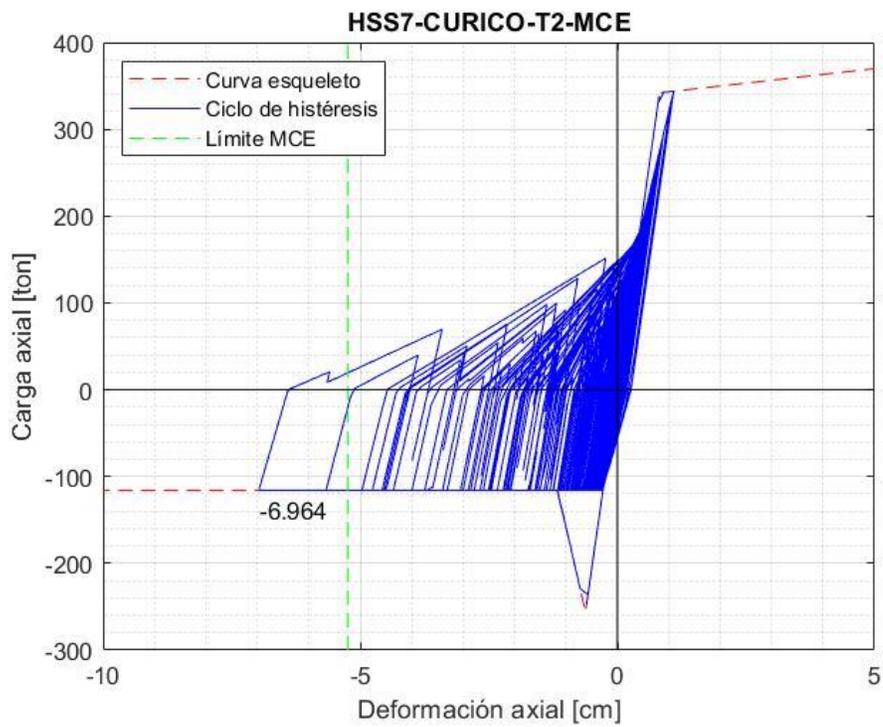


Figura AV-14.

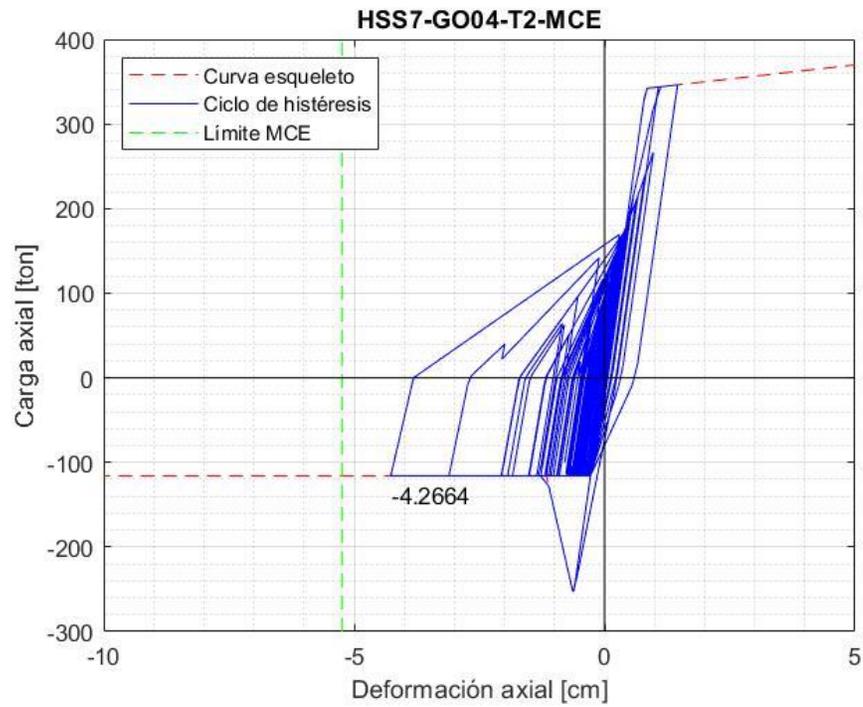


Figura AV-15.

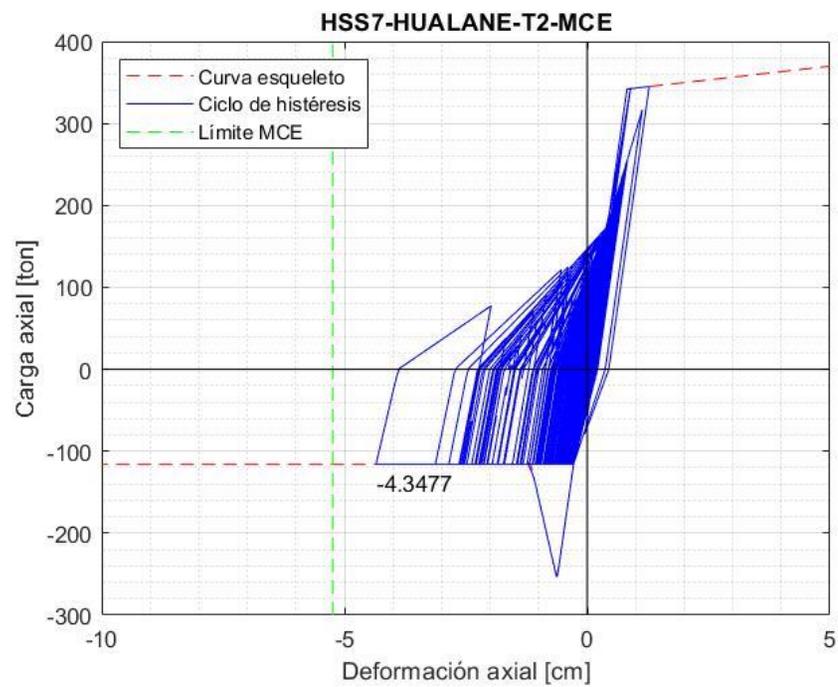


Figura AV-16.

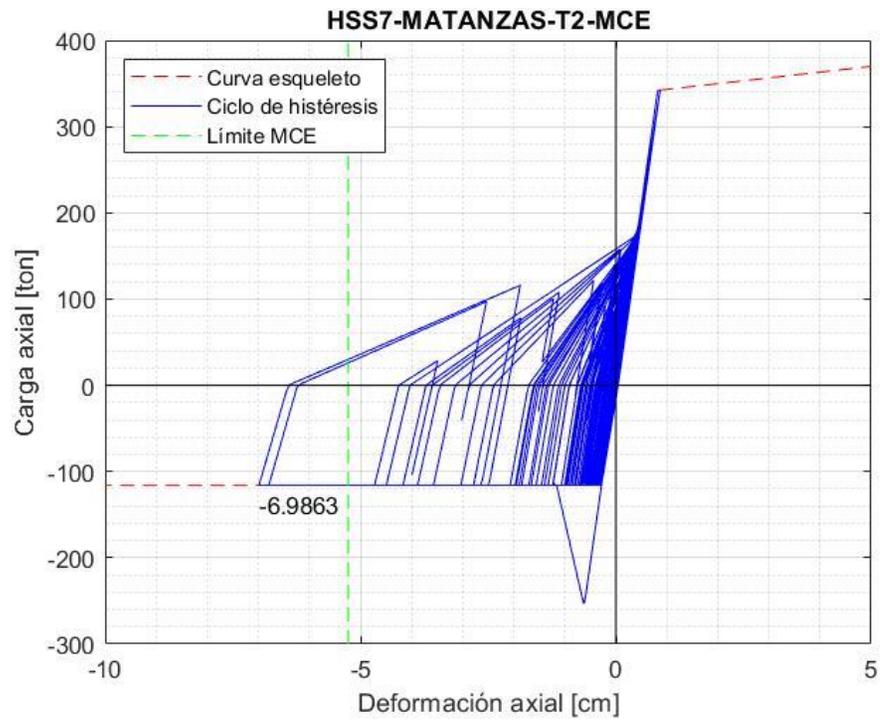


Figura AV-17.

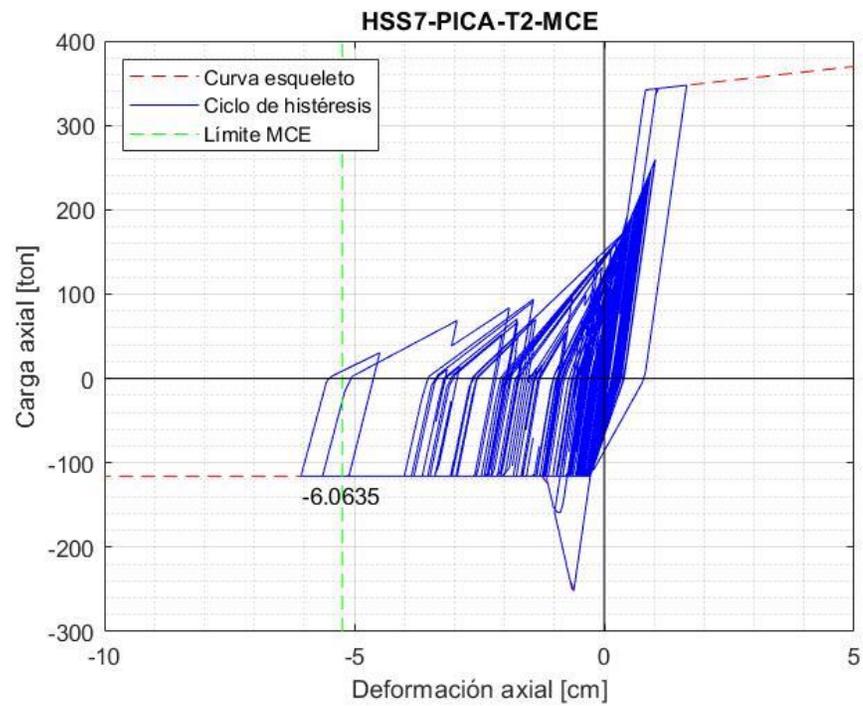


Figura AV-18.

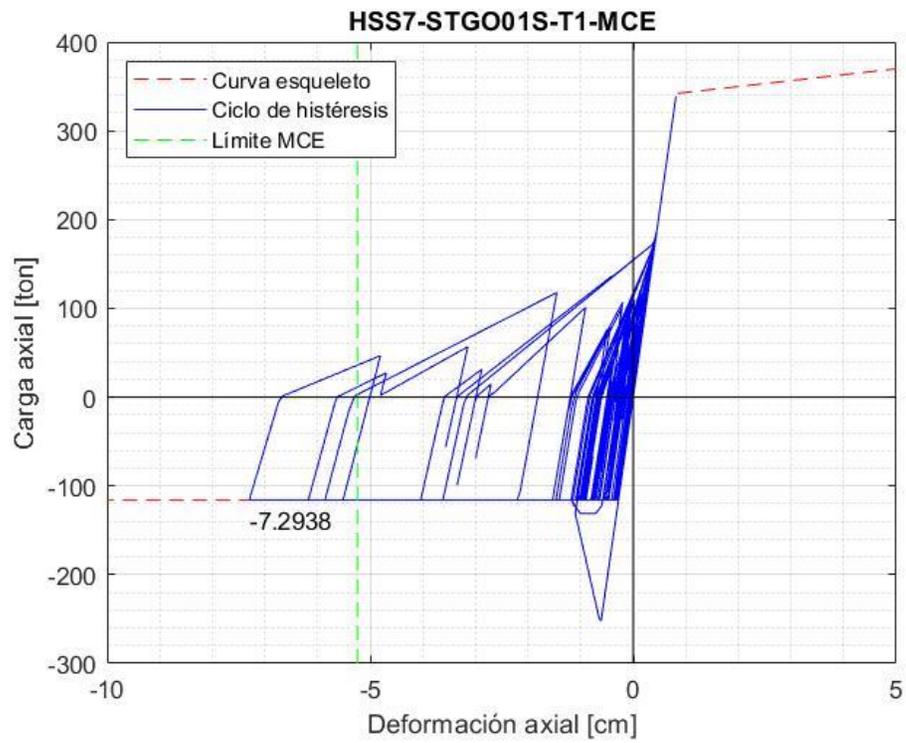


Figura AV-19.

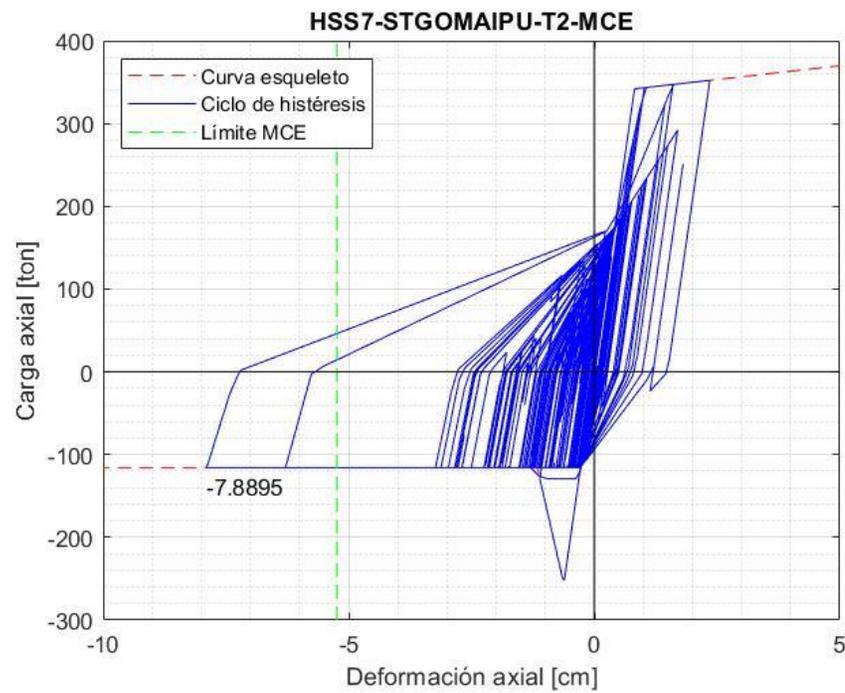


Figura AV-20.

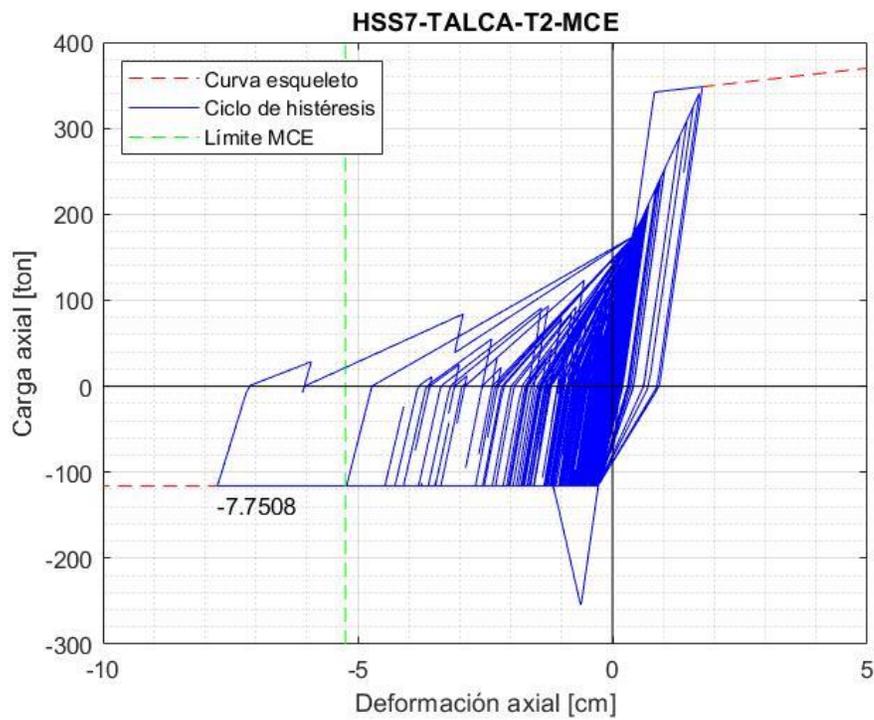


Figura AV-21.

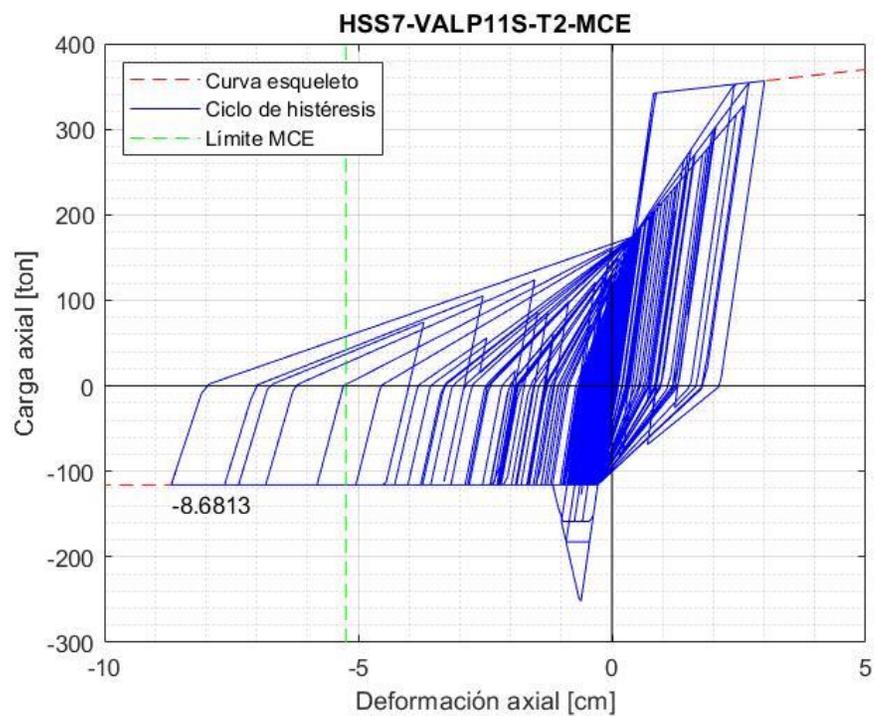


Figura AV-22.

**ANEXO VI. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES  
MCE (GUÍA LATBSDC-2020)**

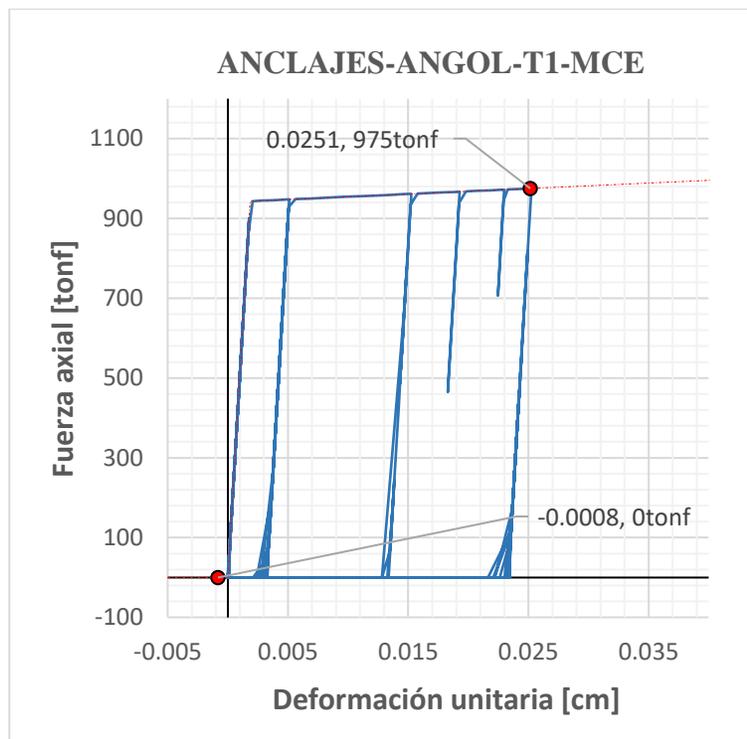


Figura AVI-1.

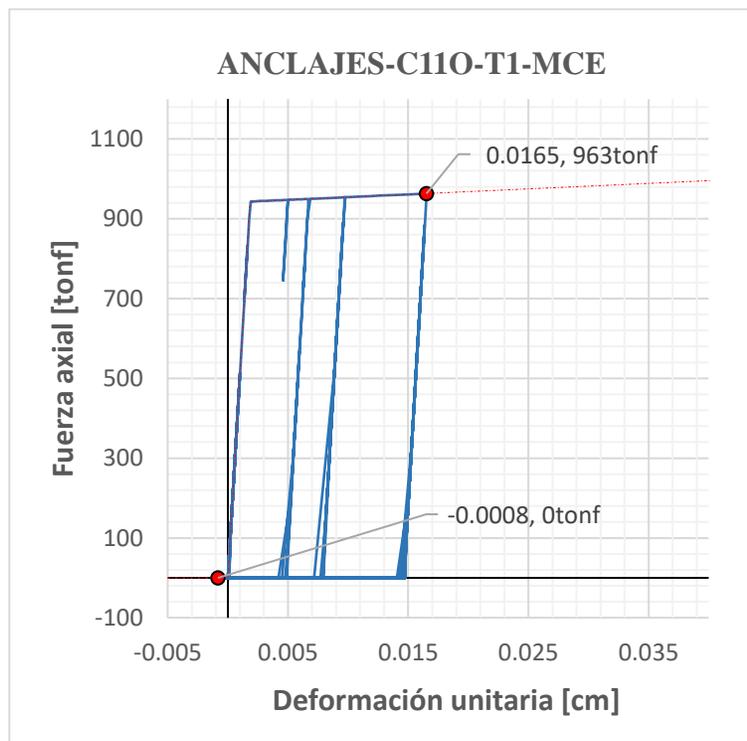


Figura AVI-2.

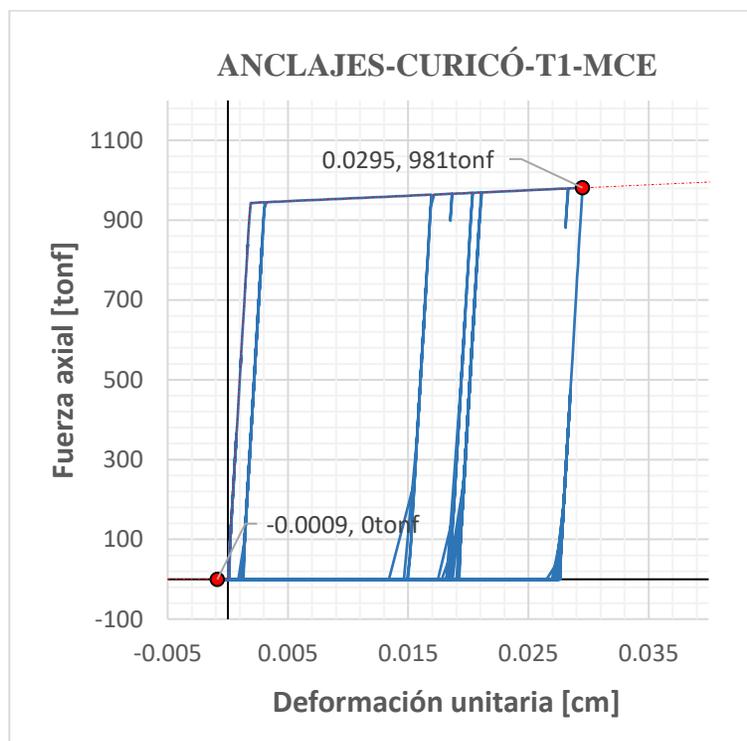


Figura AVI-3.

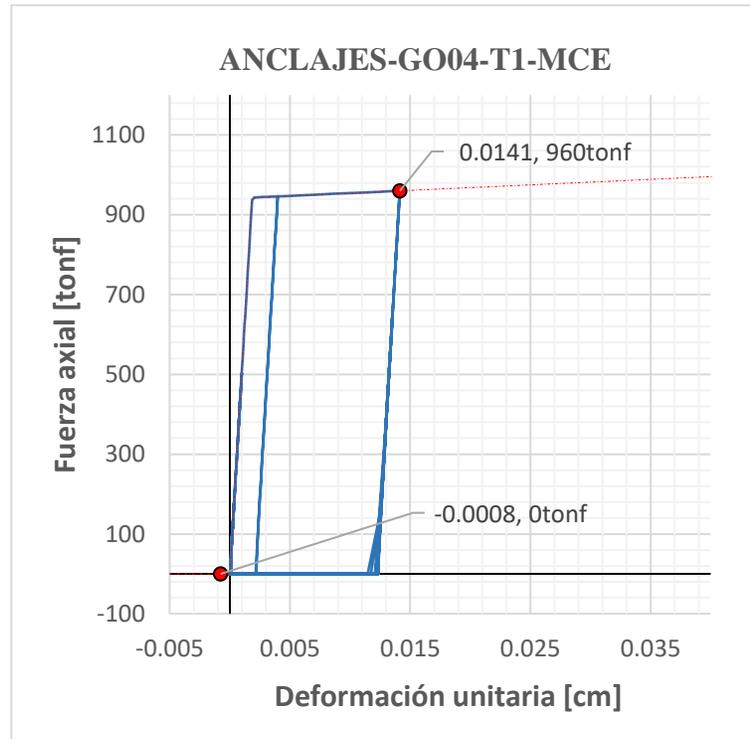


Figura AVI-4.

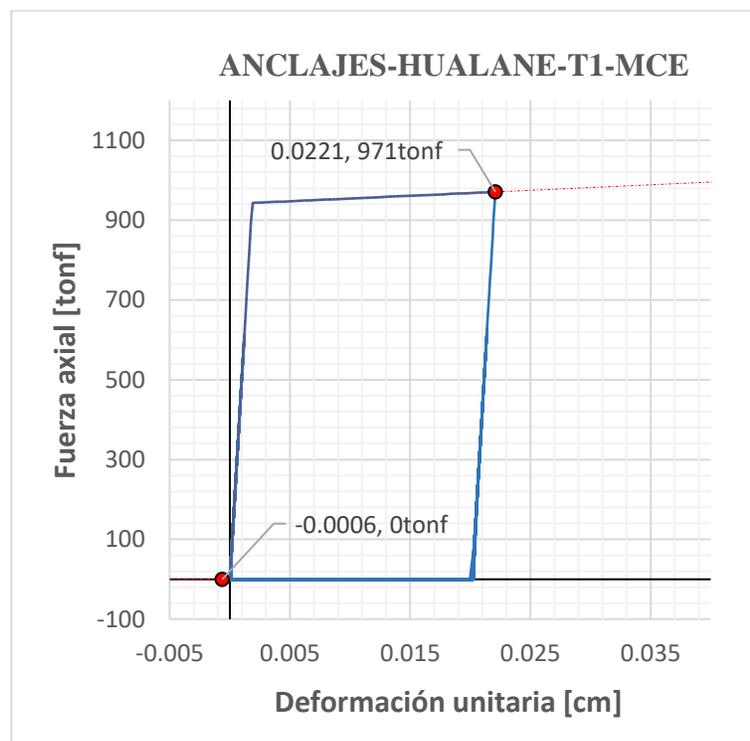


Figura AVI-5.

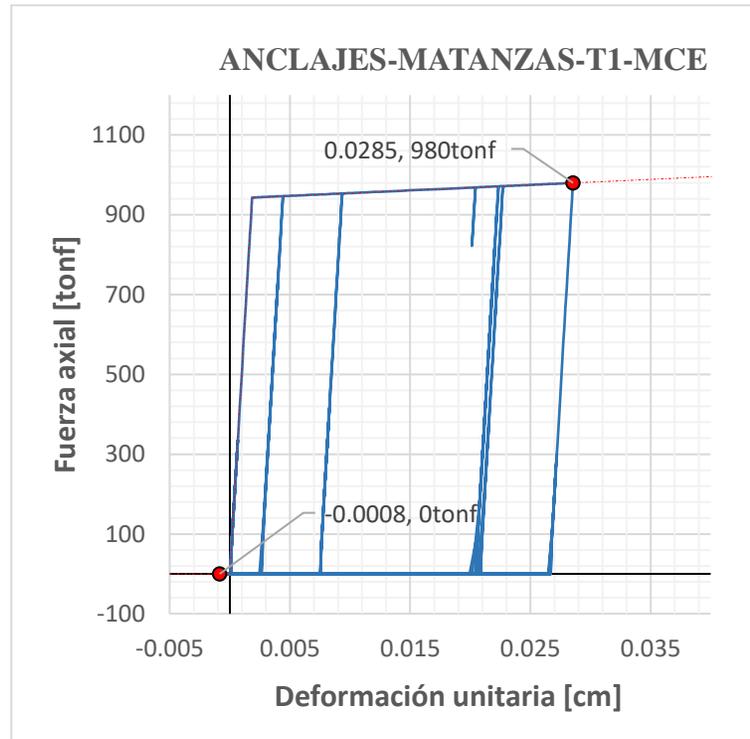


Figura AVI-6.

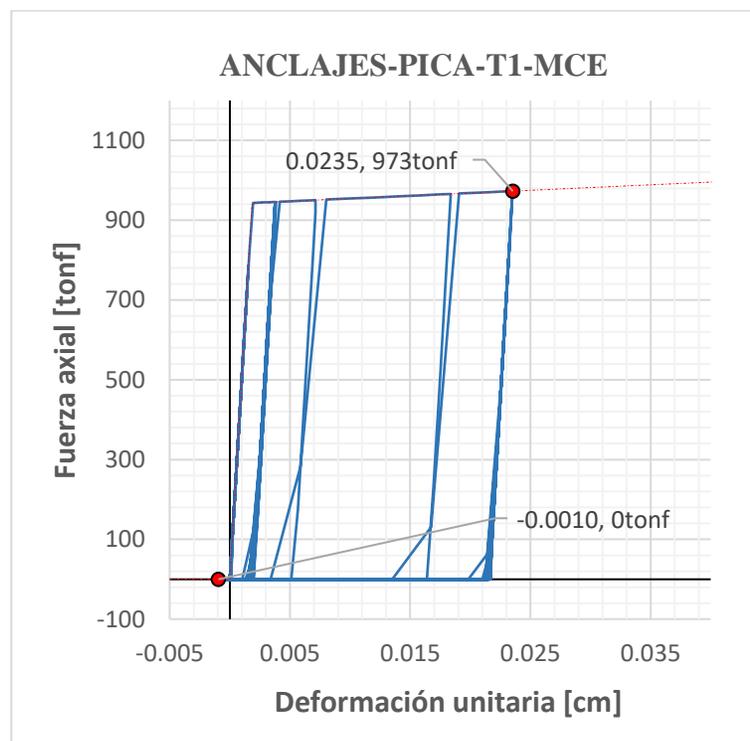


Figura AVI-7.

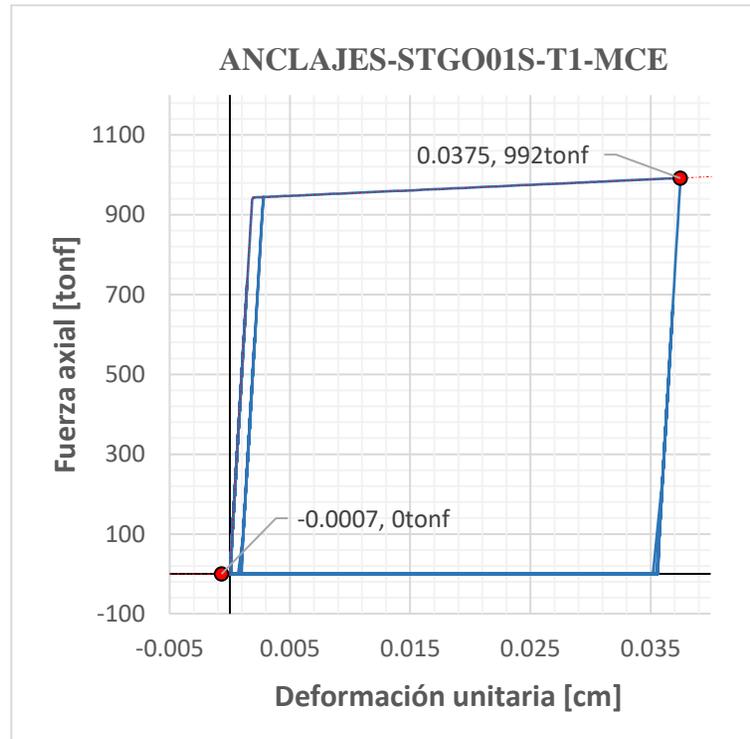


Figura AVI-8.

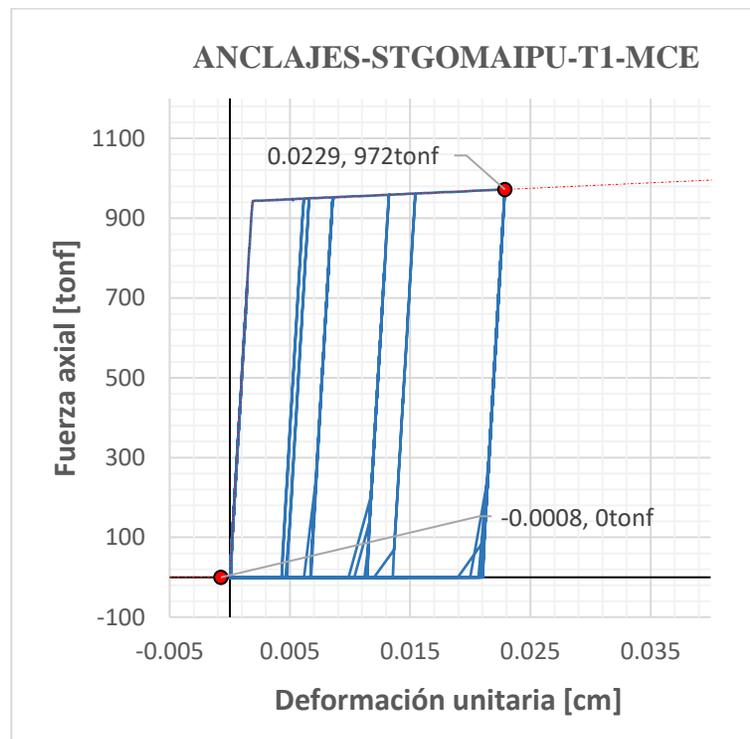


Figura AVI-9.

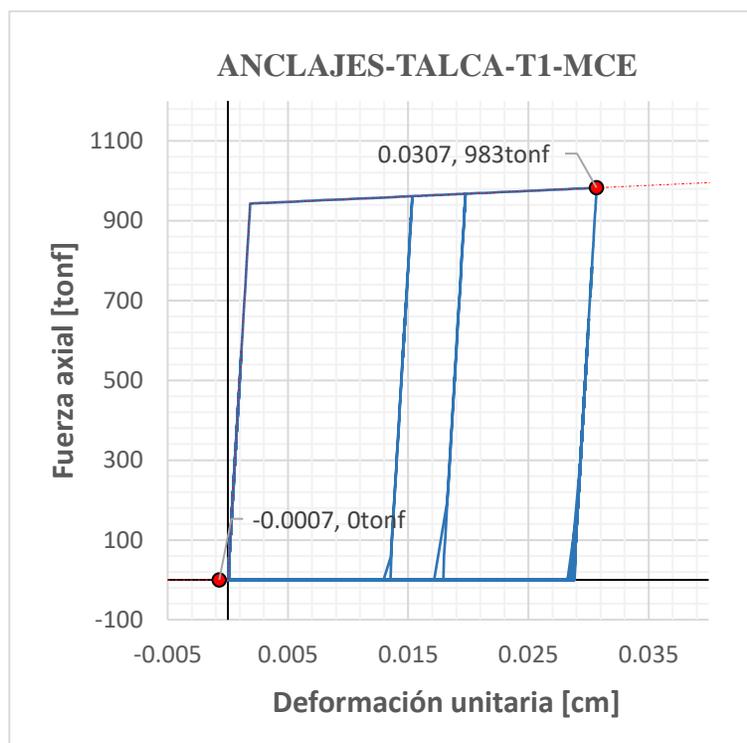


Figura AVI-10.

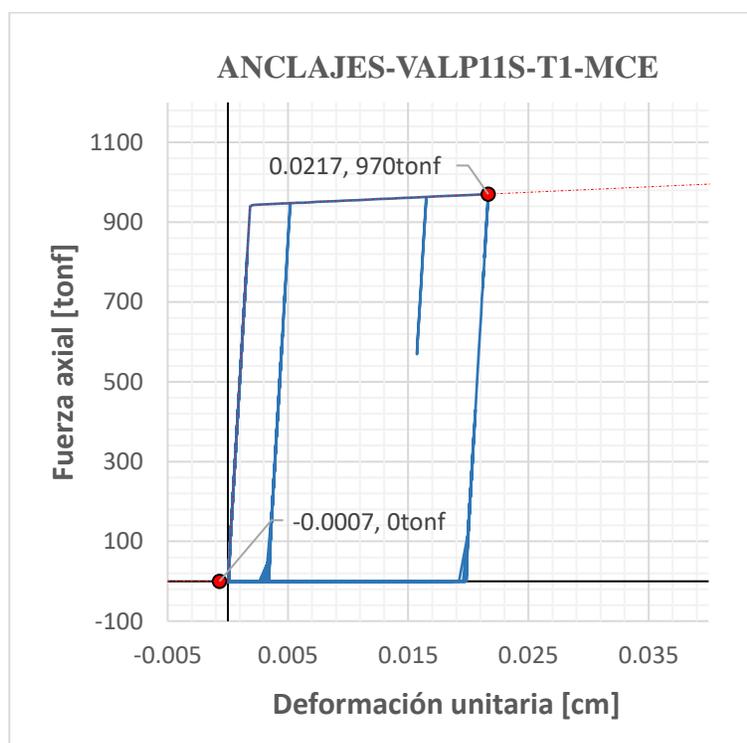


Figura AVI-11.

**ANEXO VII: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SD (GUÍA ACHISINA-2017)**

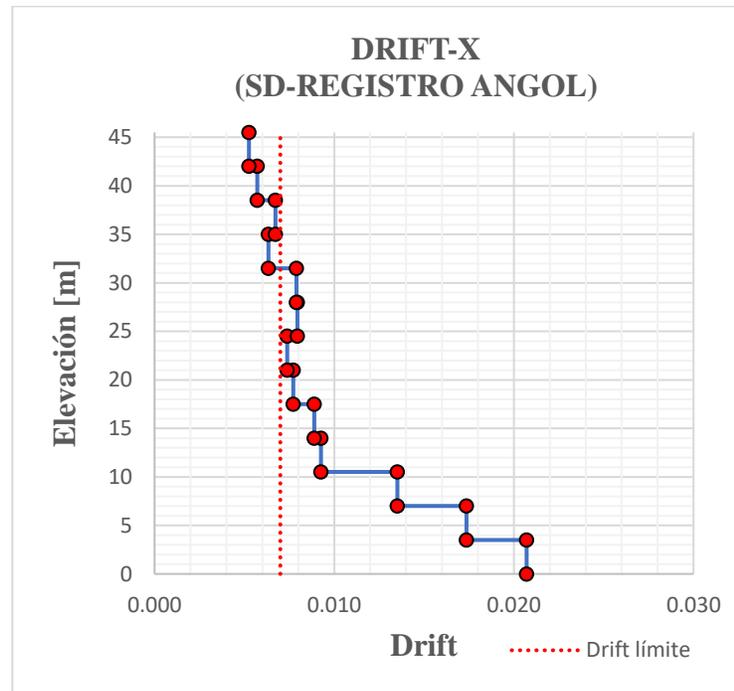


Figura AVII-1.

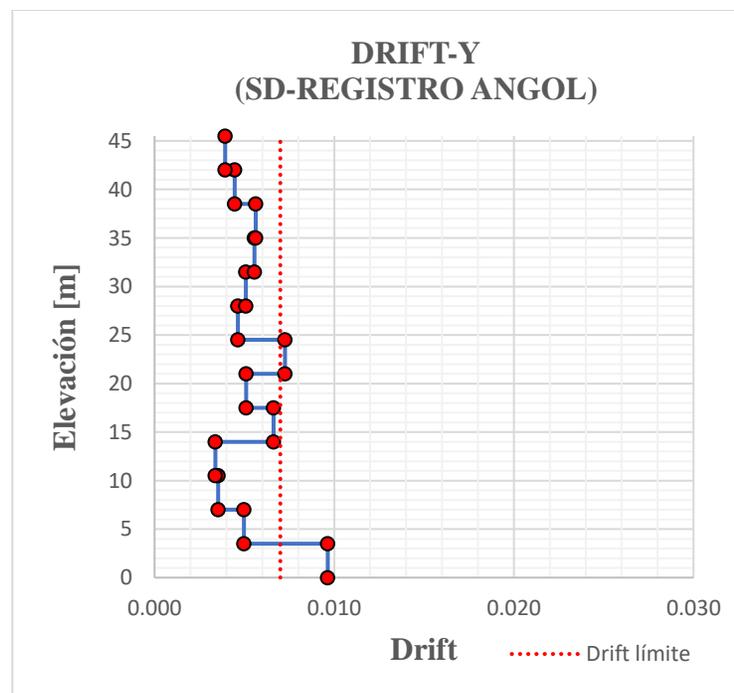


Figura AVII-2.

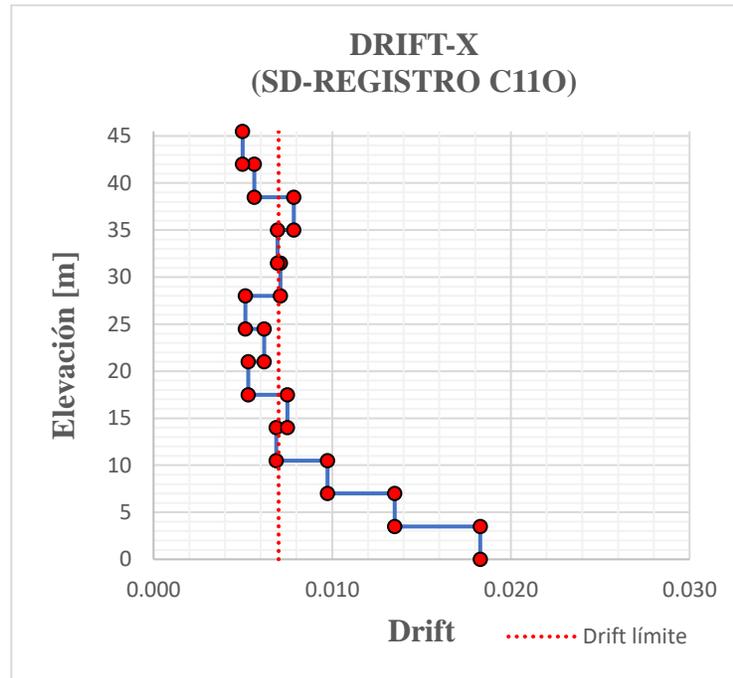


Figura AVII-3.

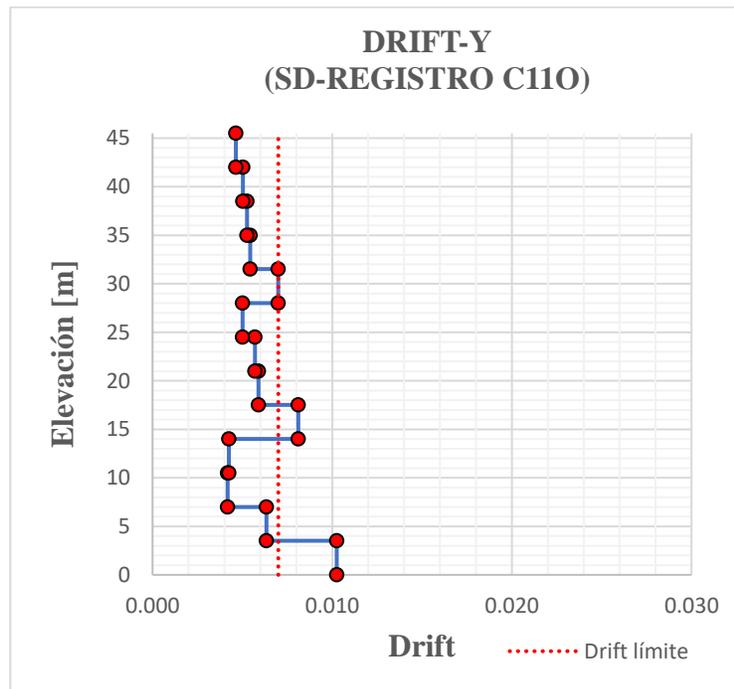


Figura AVII-4.

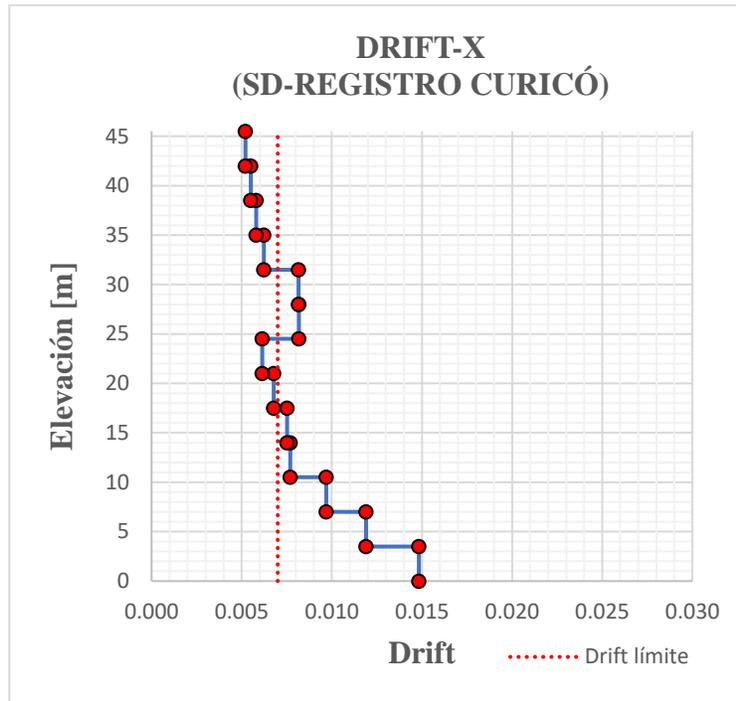


Figura AVII-5.

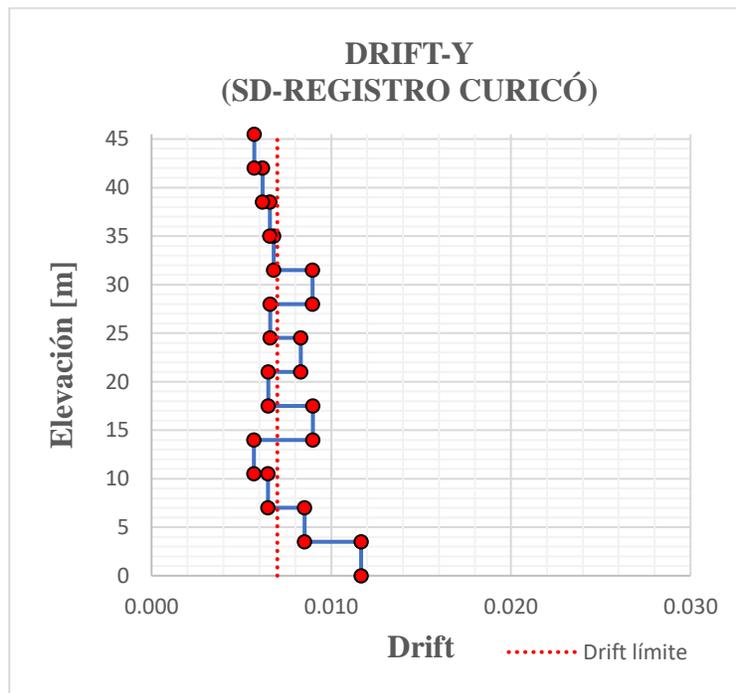


Figura AVII-6.

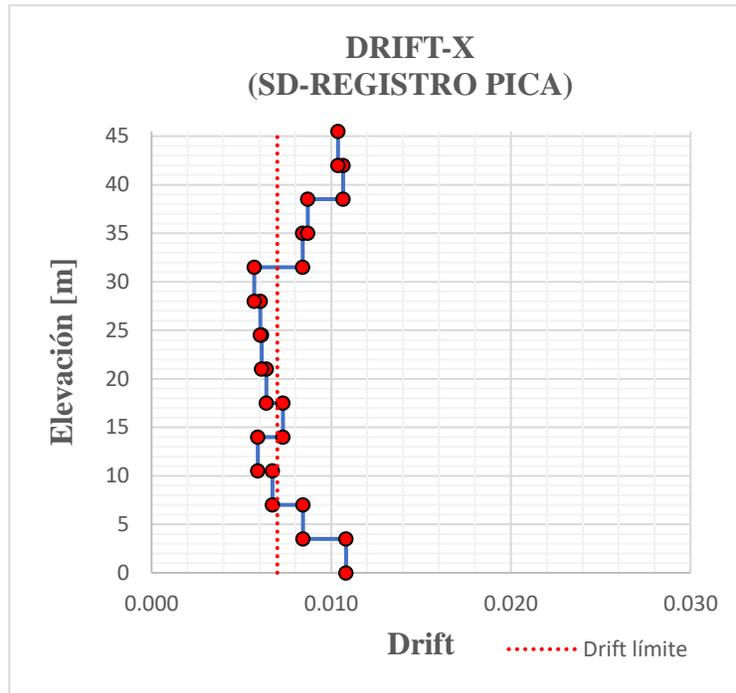


Figura AVII-7.

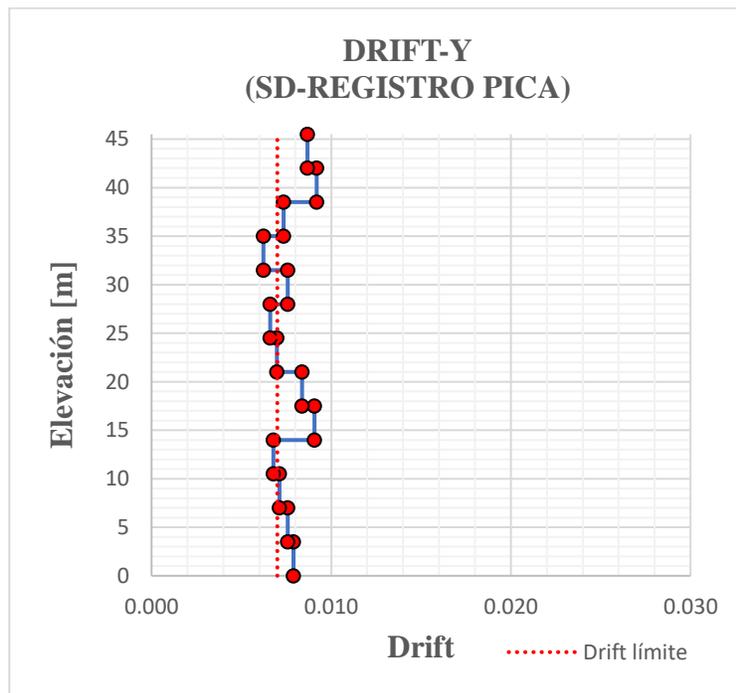


Figura AVII-8.

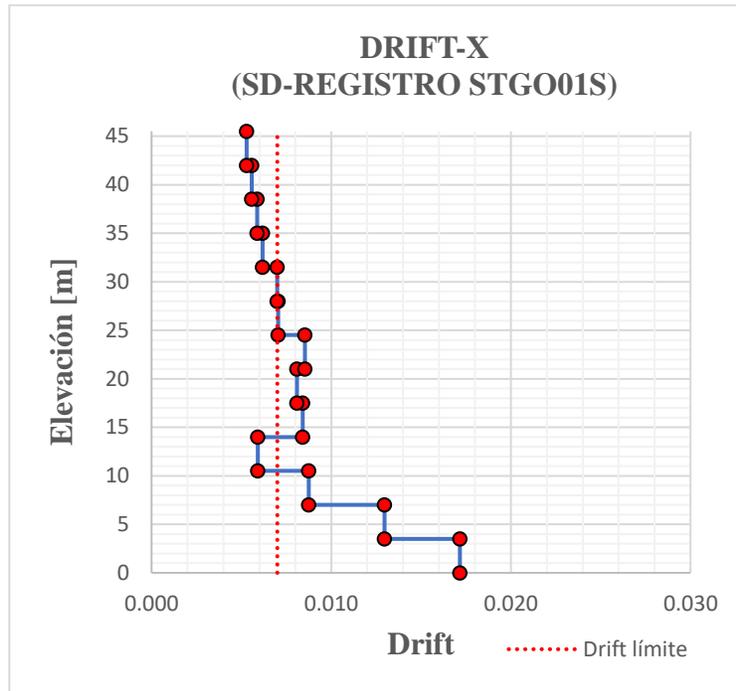


Figura AVII-9.

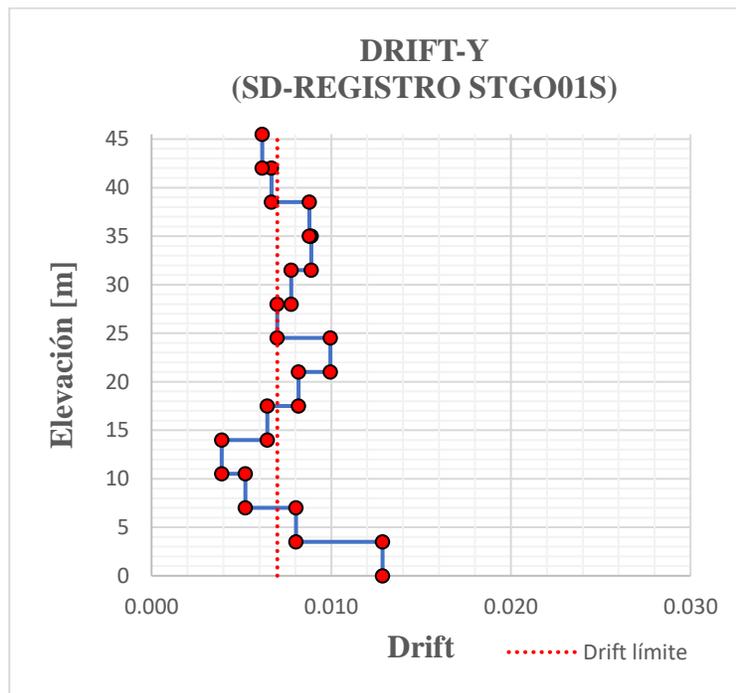


Figura AVII-10.

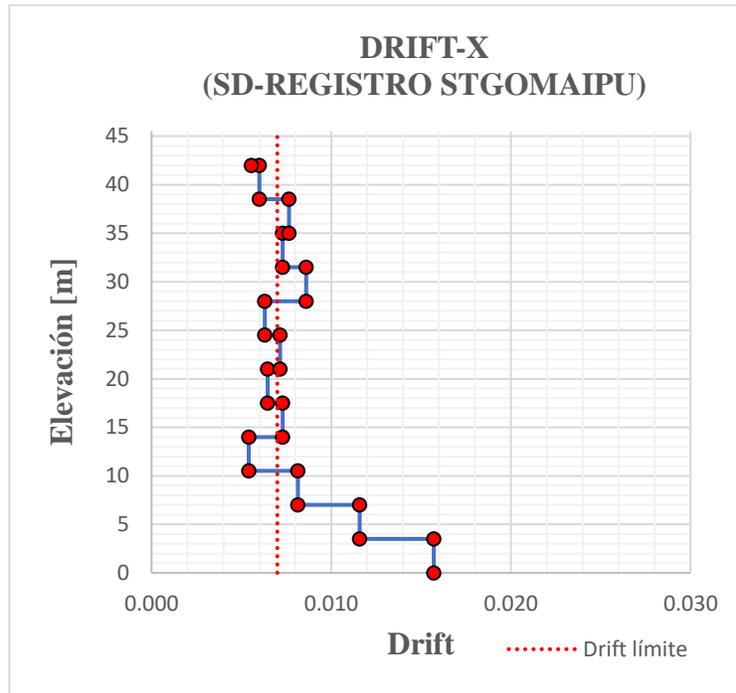


Figura AVII-11.

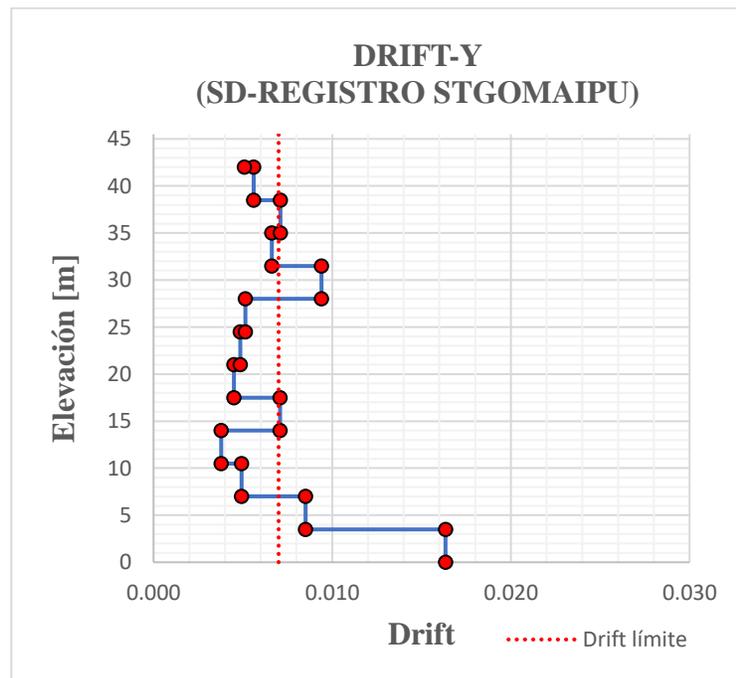


Figura AVII-12.

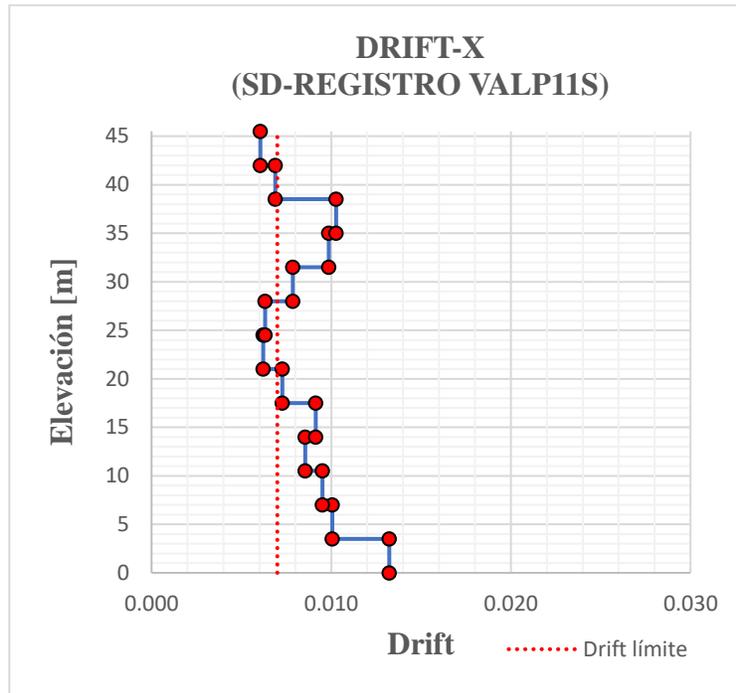


Figura AVII-13.

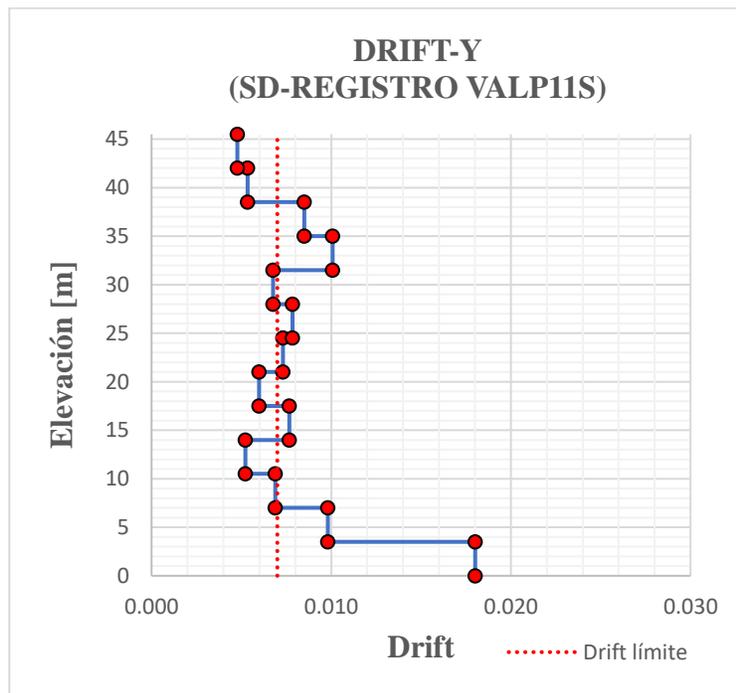


Figura AVII-14.

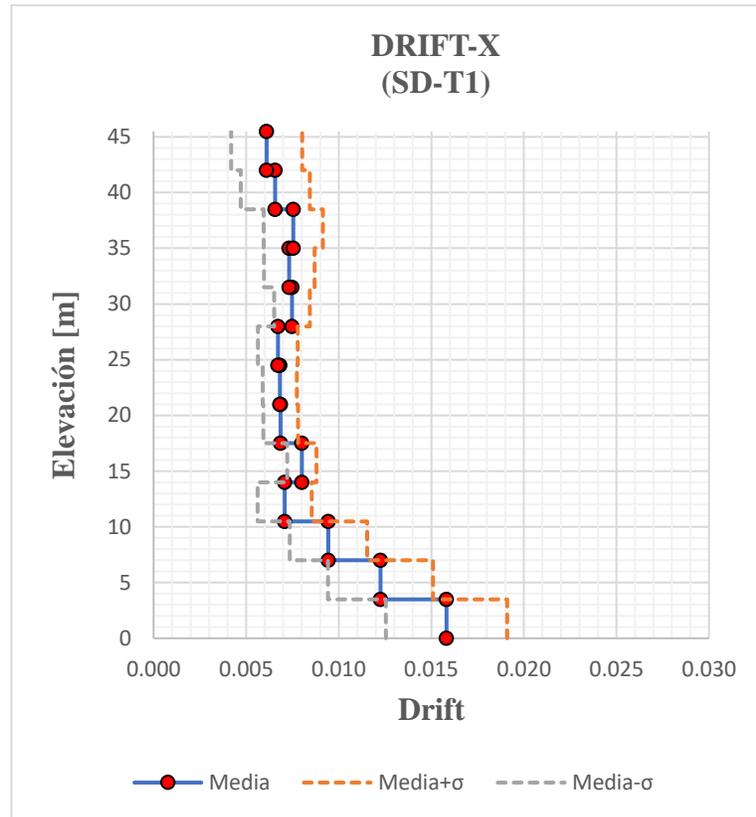


Figura AVII-14.

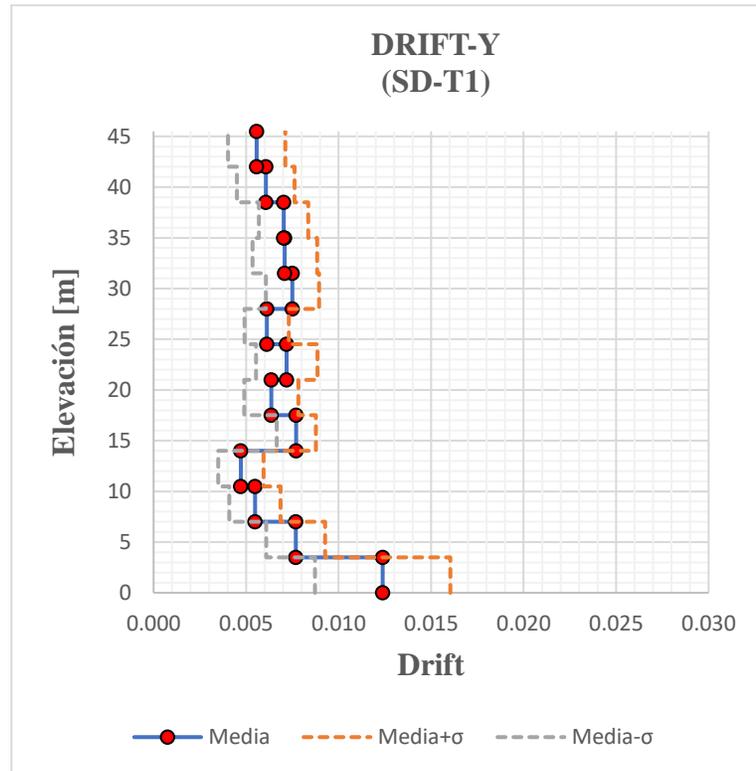


Figura AVII-14.

### ANEXO VIII. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES SD (GUÍA ACHISINA-2017)

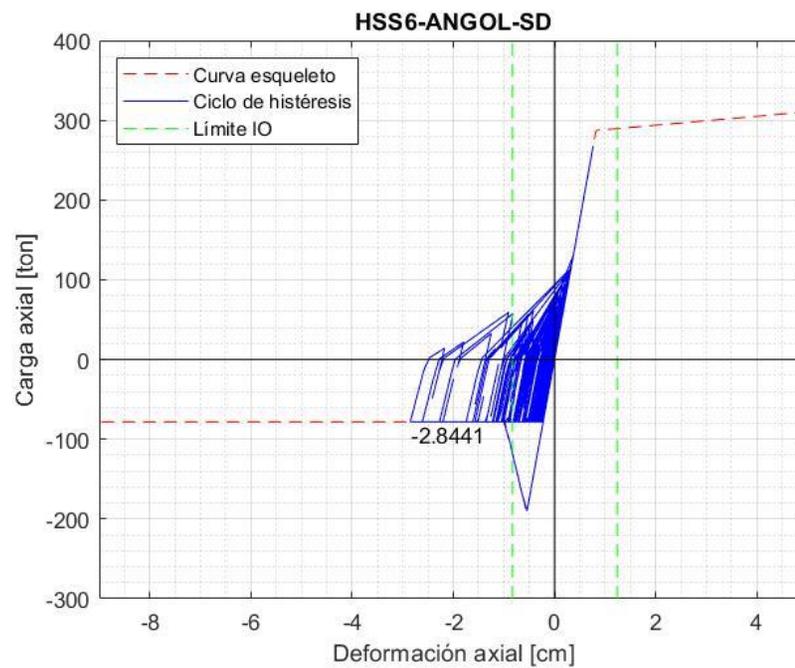


Figura AVIII-1.

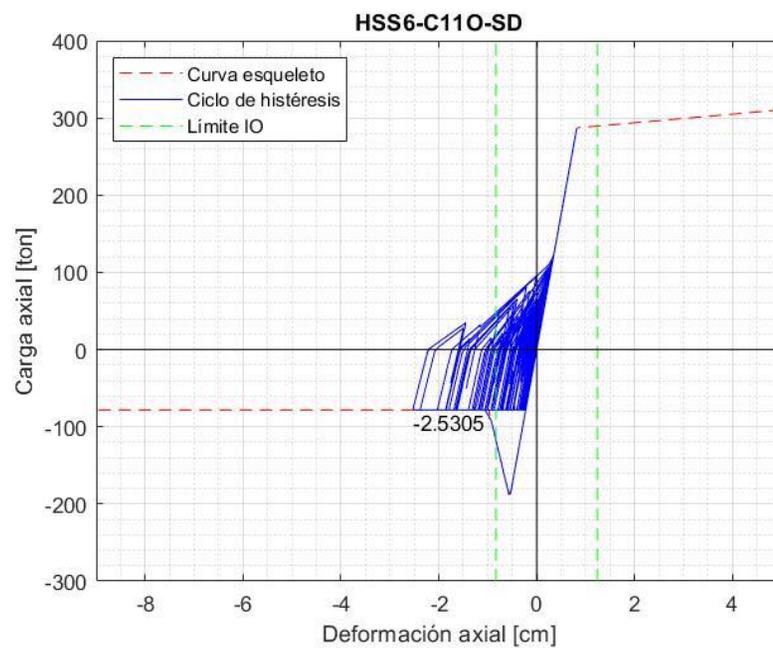


Figura AVIII-2.

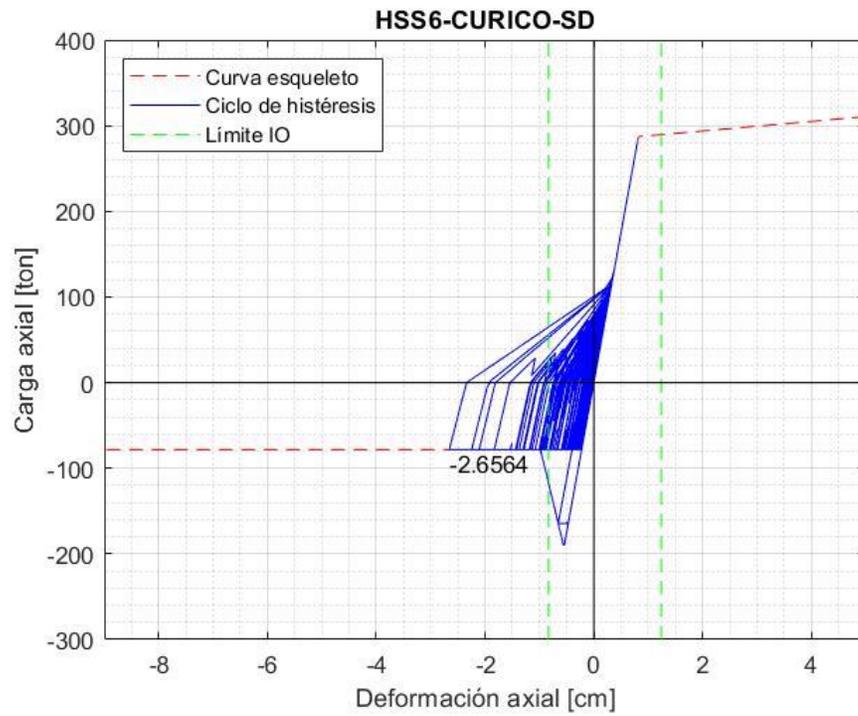


Figura AVIII-3.

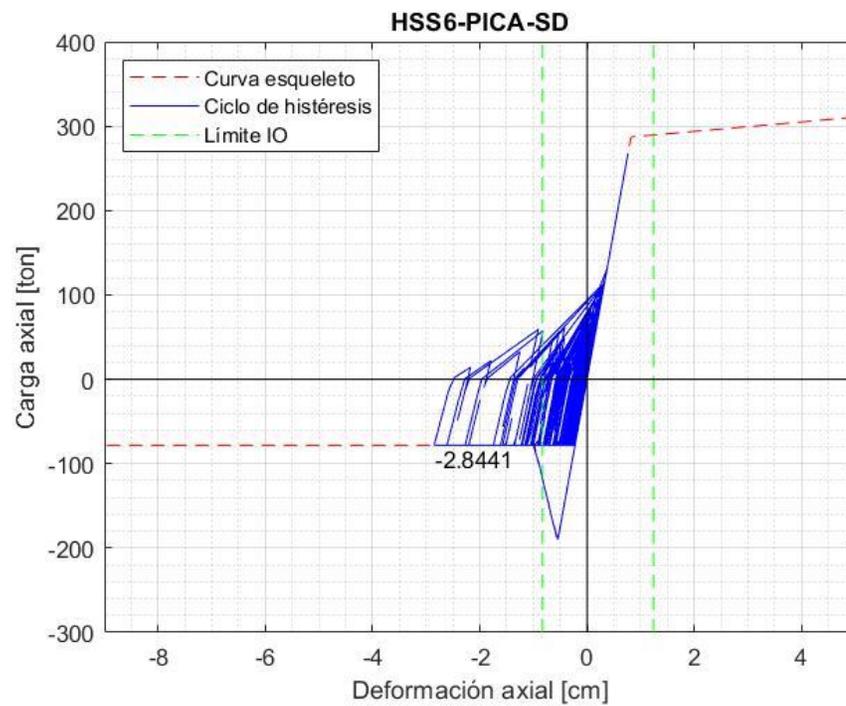


Figura AVIII-4.

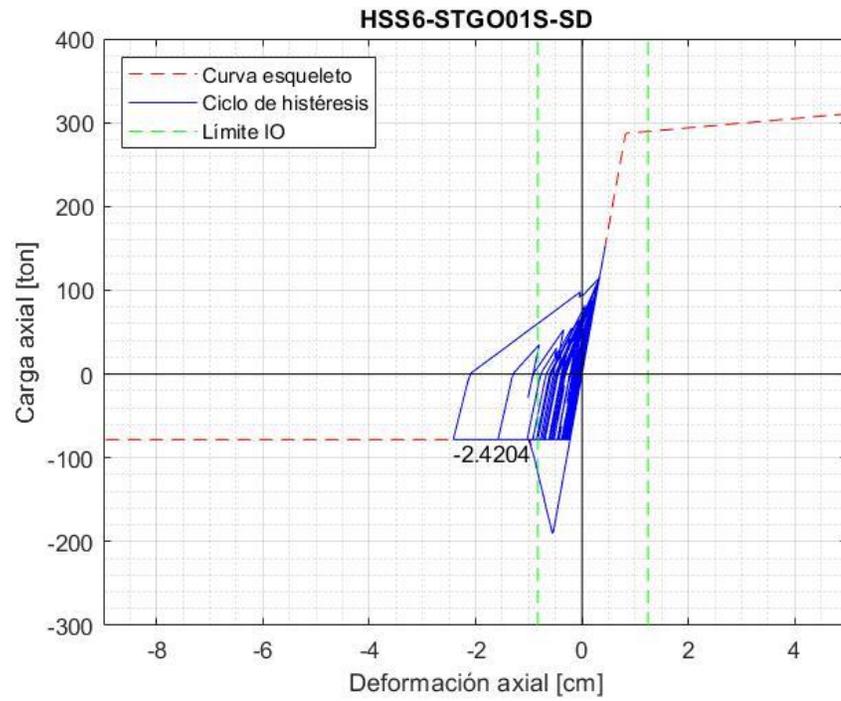


Figura AVIII-5.

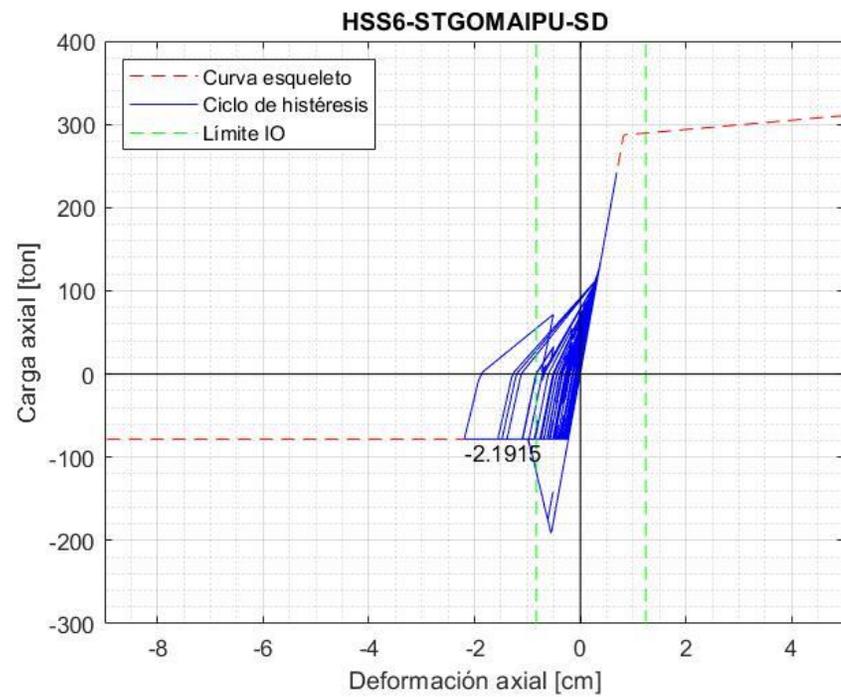


Figura AVIII-6.

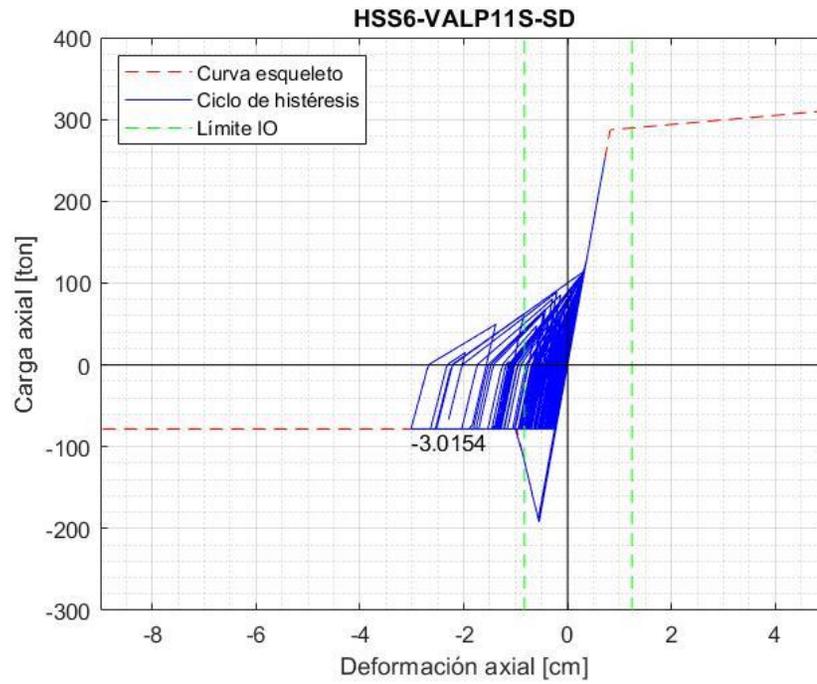


Figura AVIII-7.

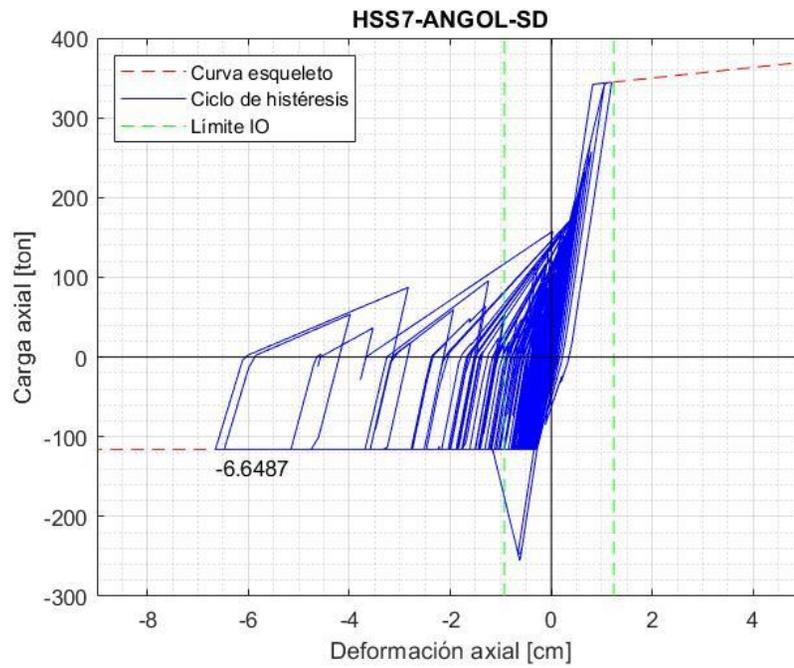


Figura AVIII-8.

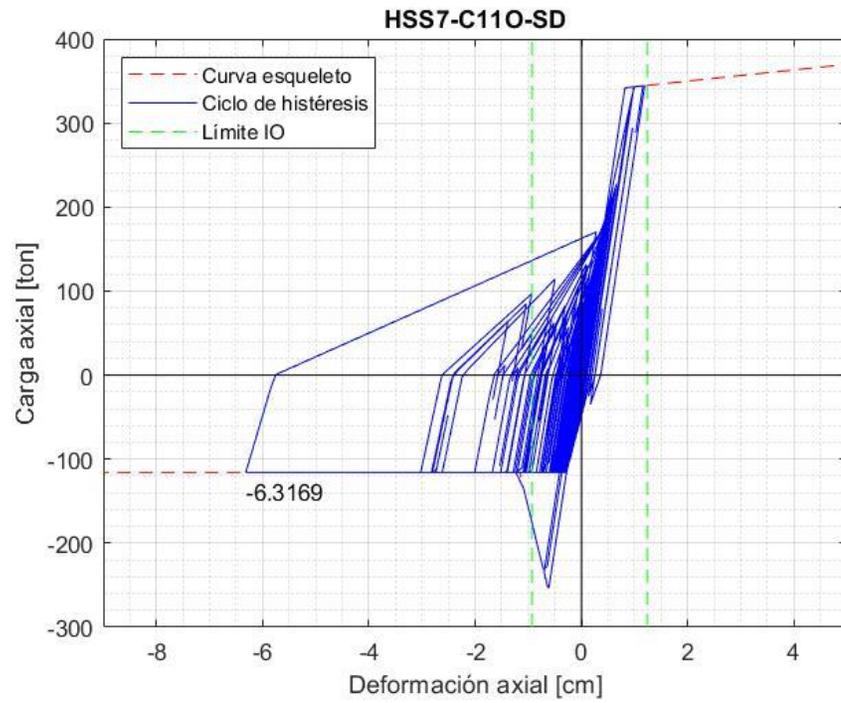


Figura AVIII-9.

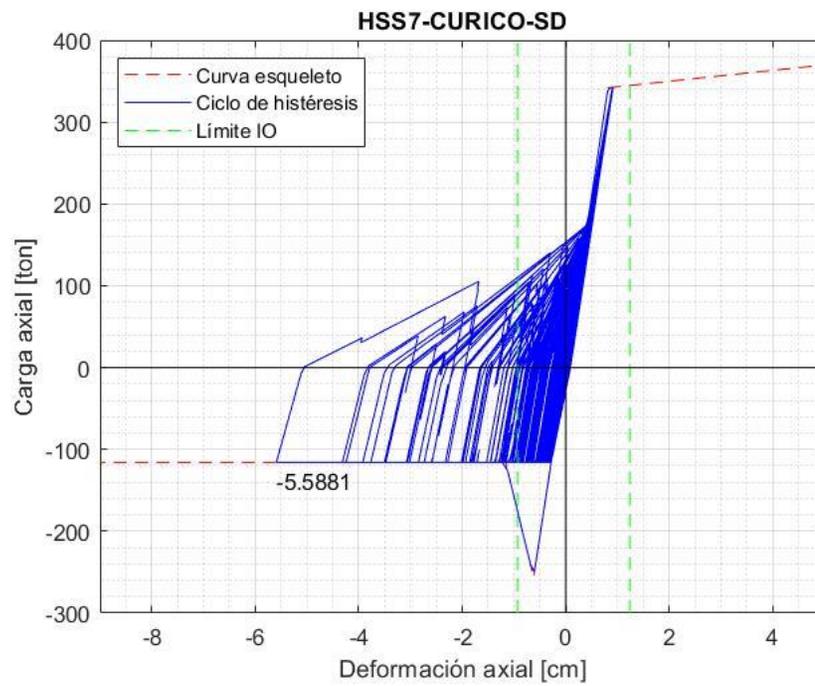


Figura AVIII-10.

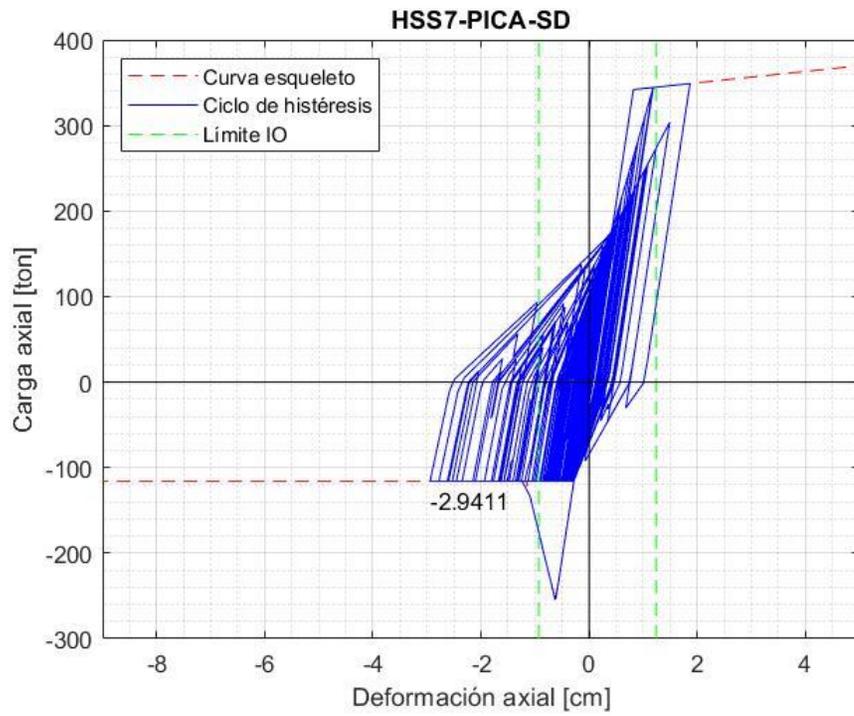


Figura AVIII-11.

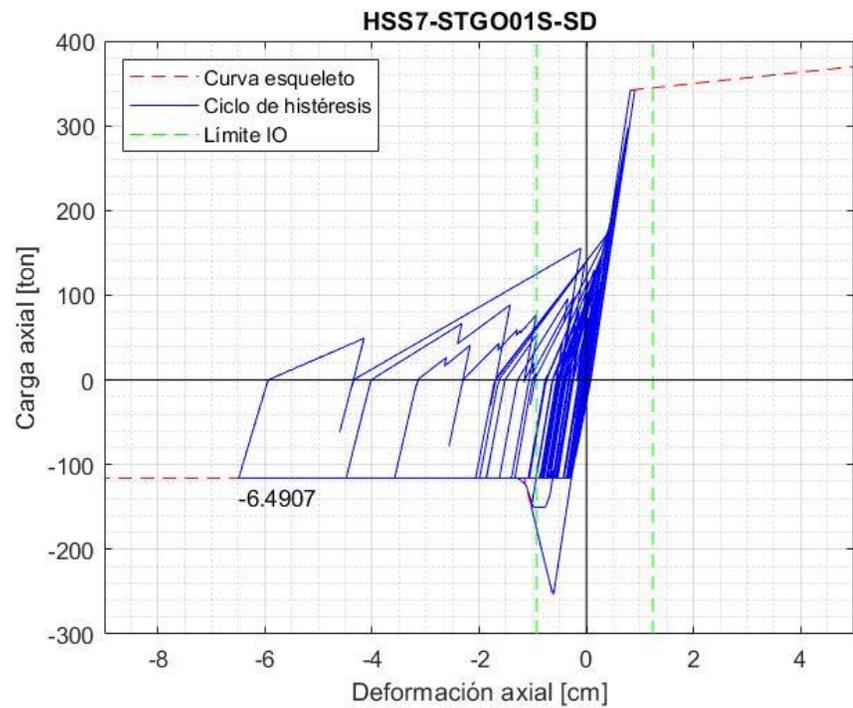


Figura AVIII-12.

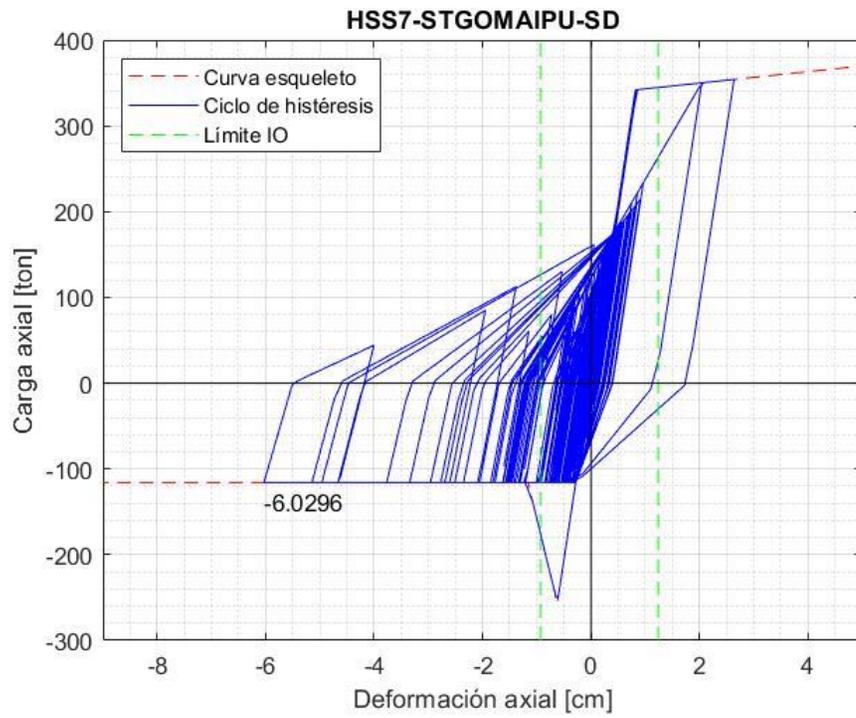


Figura AVIII-13.

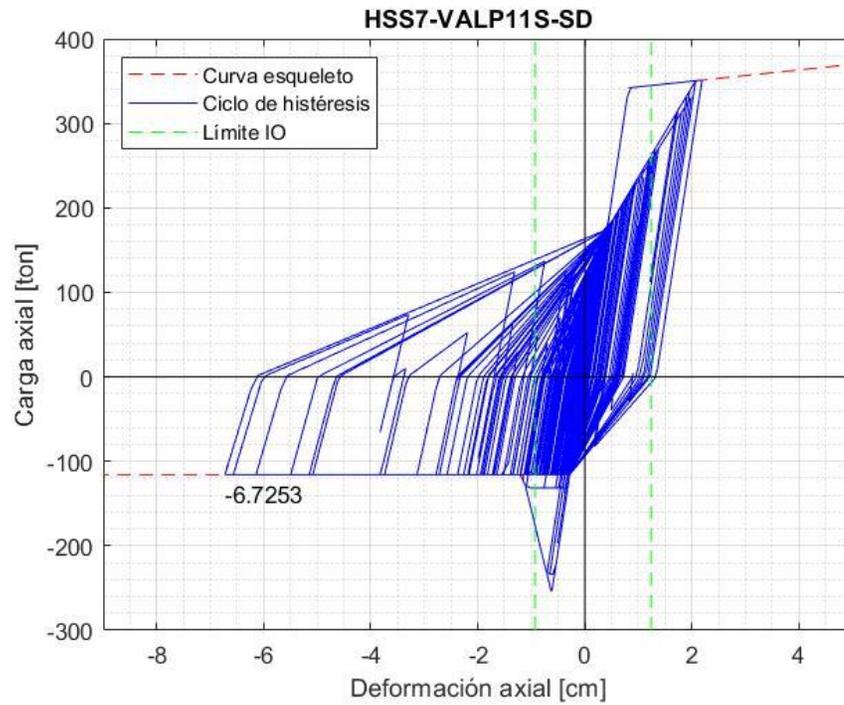


Figura AVIII-14.

**ANEXO IX. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES  
SD (GUÍA ACHISINA-2017)**

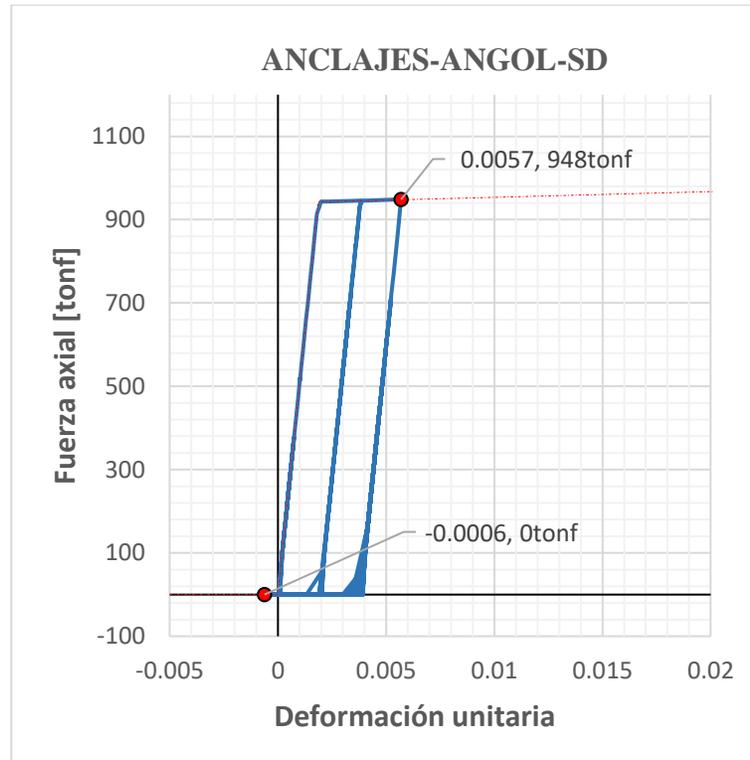


Figura AIX-1.

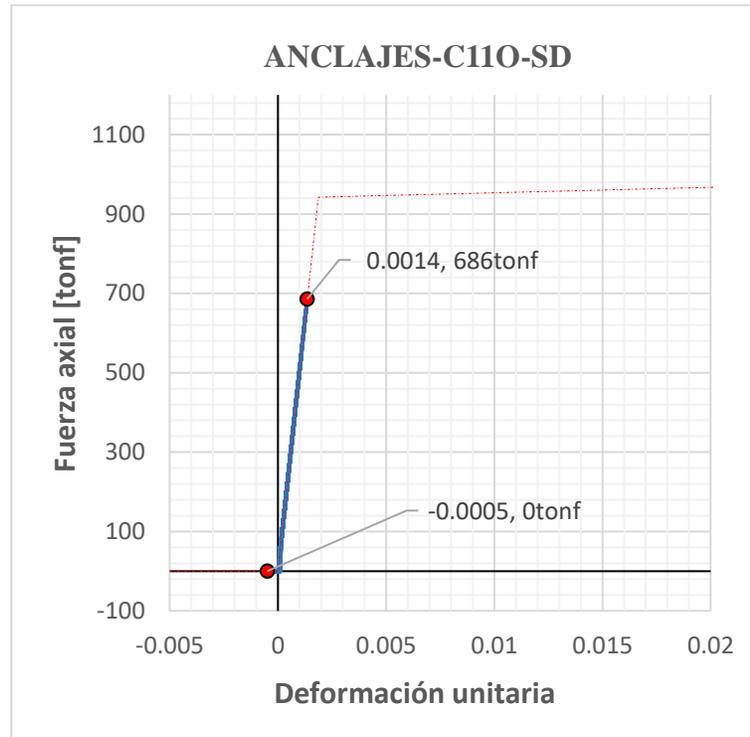


Figura AIX-2.

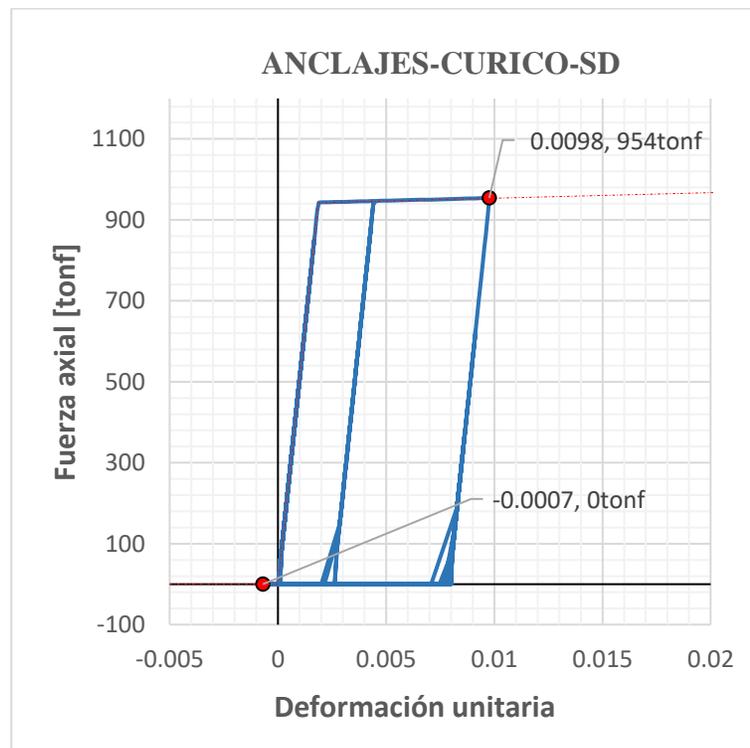


Figura AIX-3.

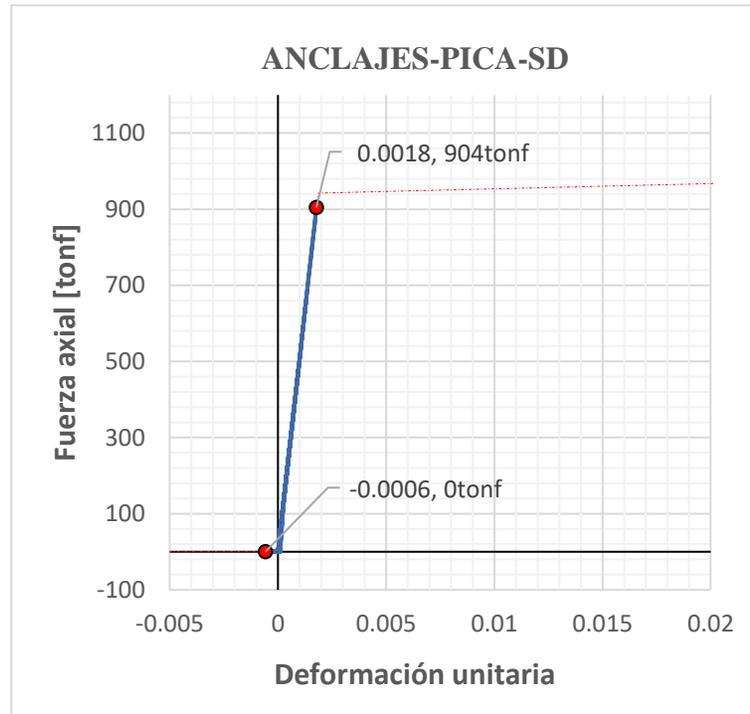


Figura AIX-4.

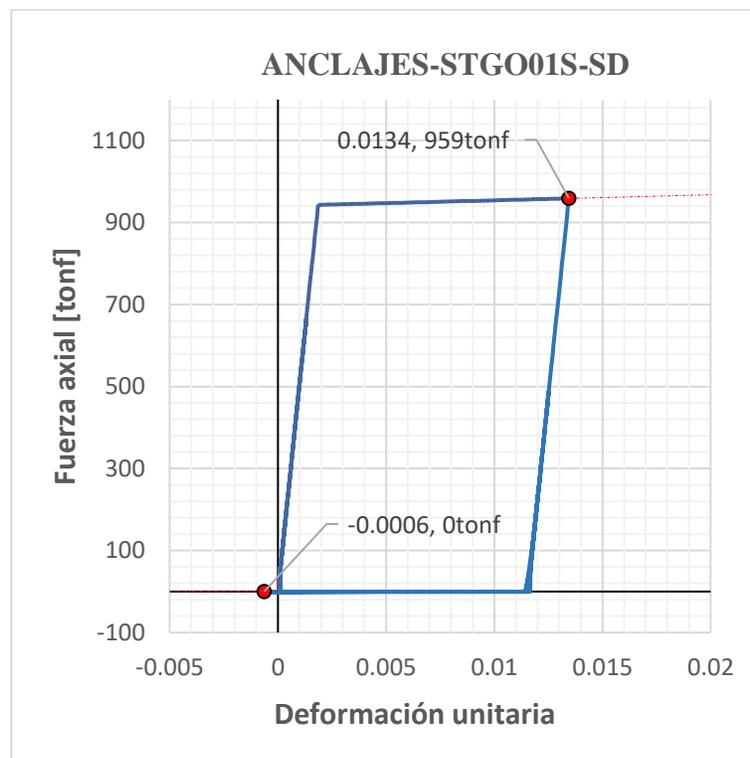


Figura AIX-5.

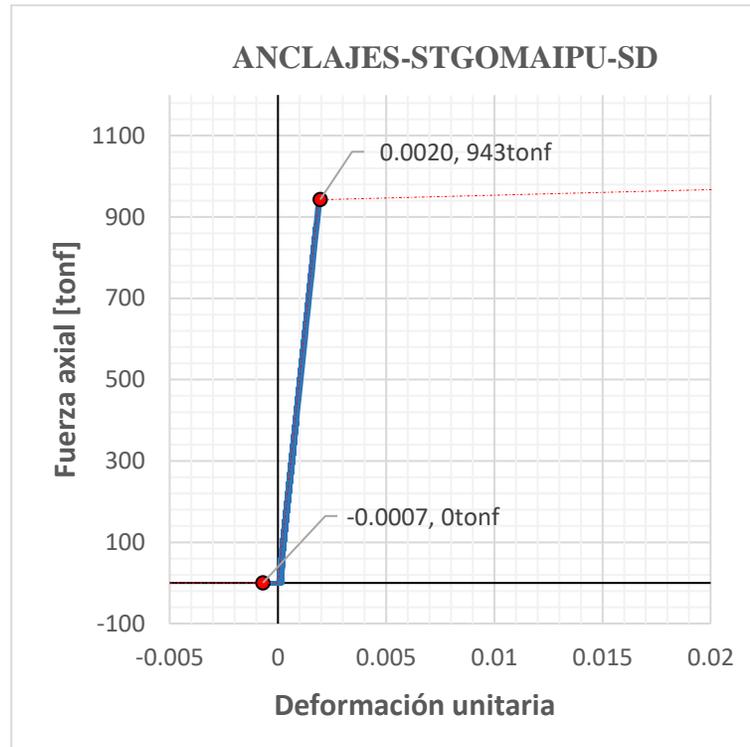


Figura AIX-6.

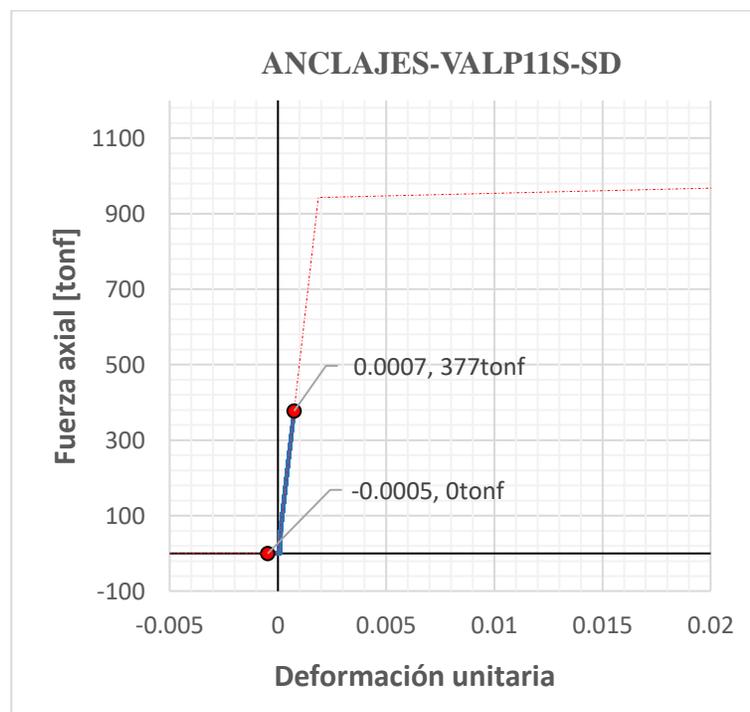


Figura AIX-7.

## ANEXO X. CICLOS DE HISTÉRESIS EN DIAGONALES SMC (GUÍA ACHISINA-2017)

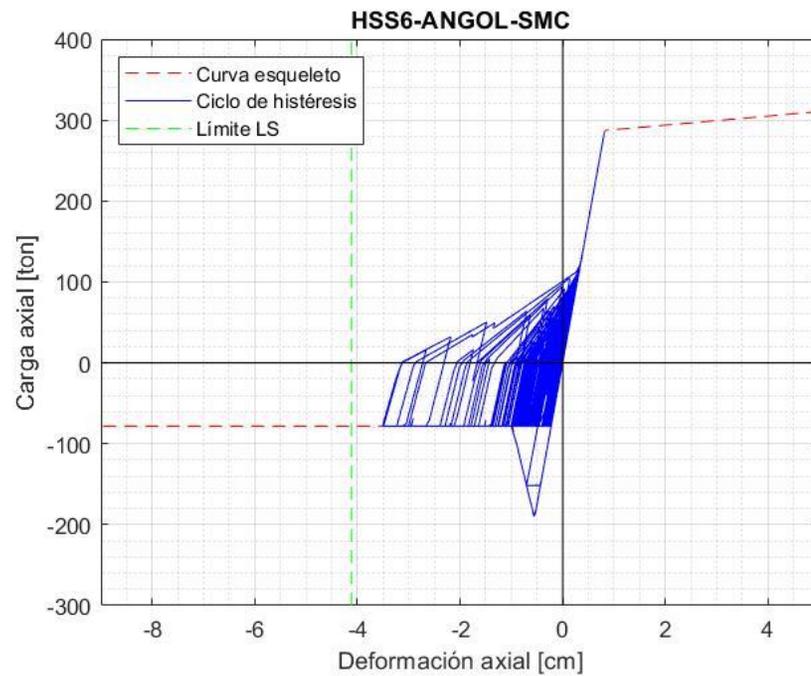


Figura AX-1.

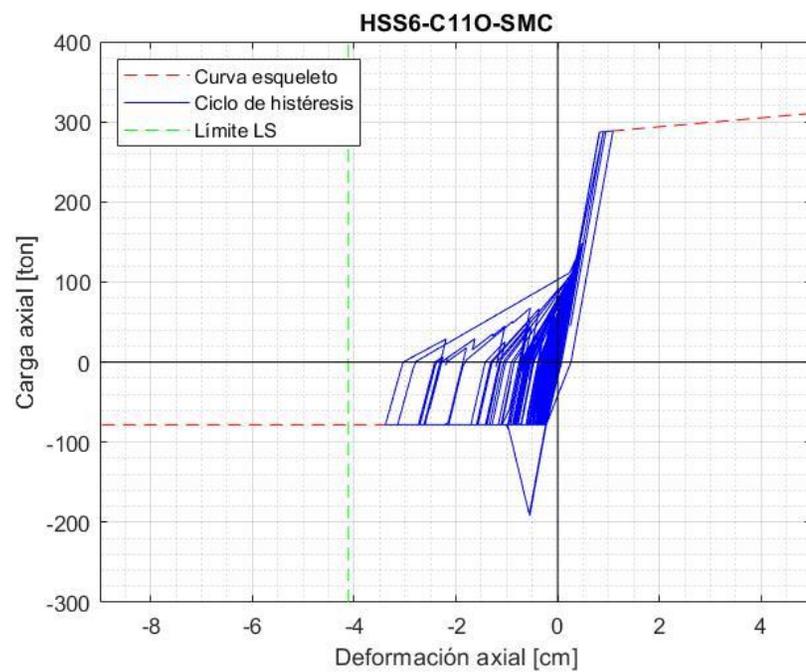


Figura AX-2.

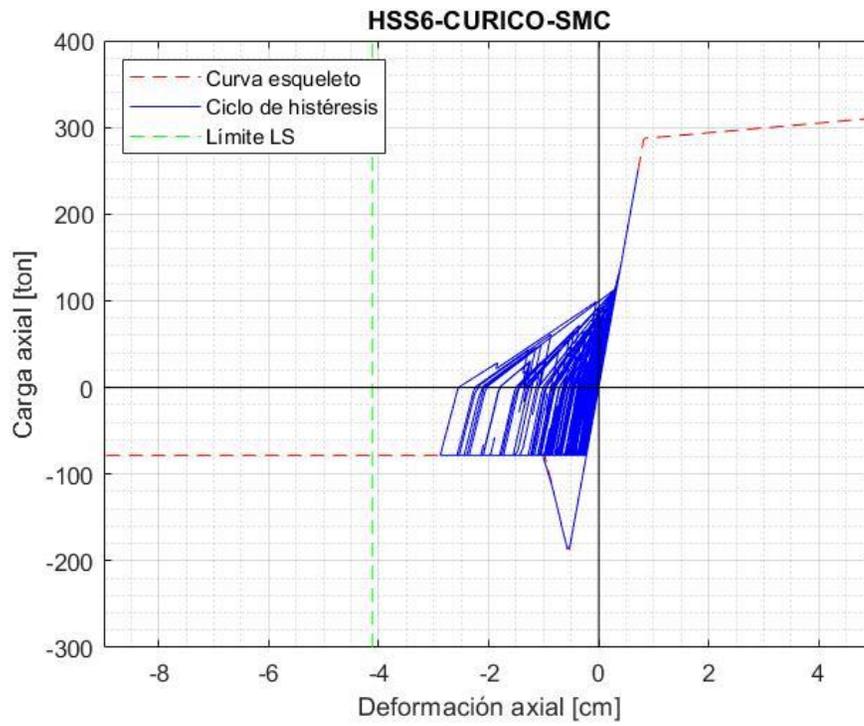


Figura AX-3.

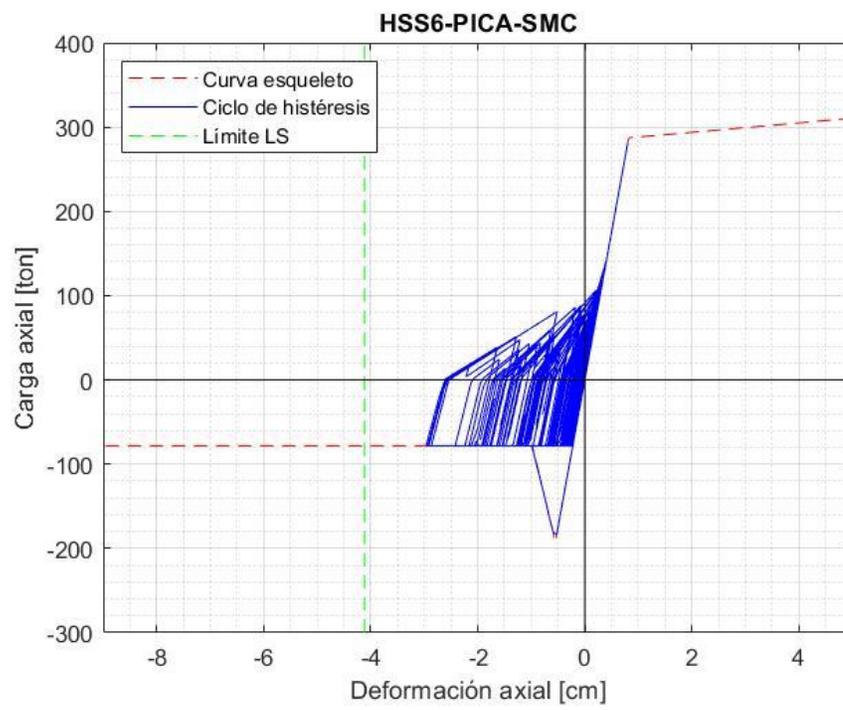


Figura AX-4.

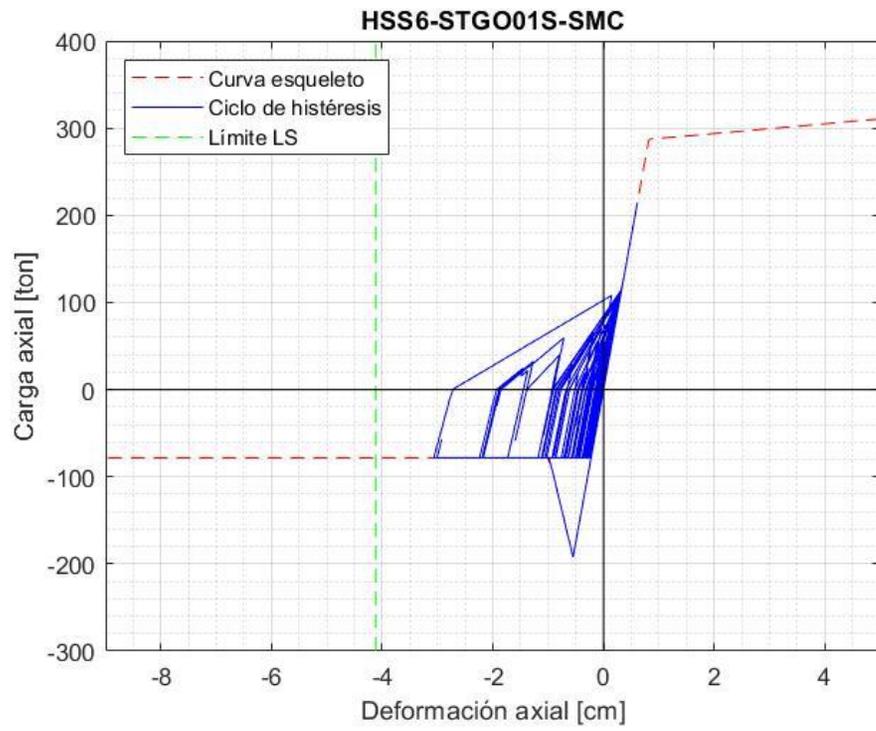


Figura AX-5.

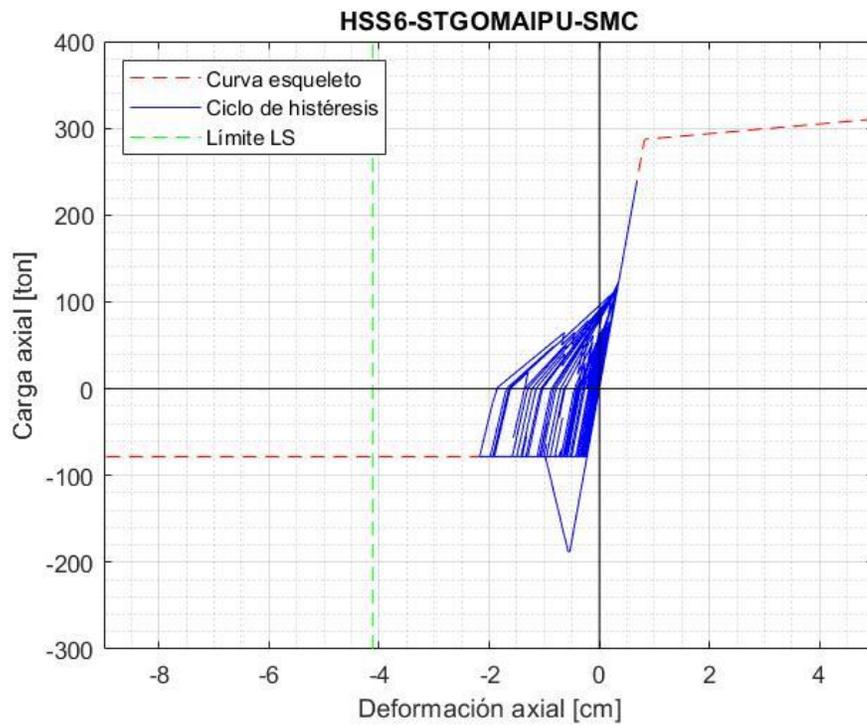


Figura AX-6.

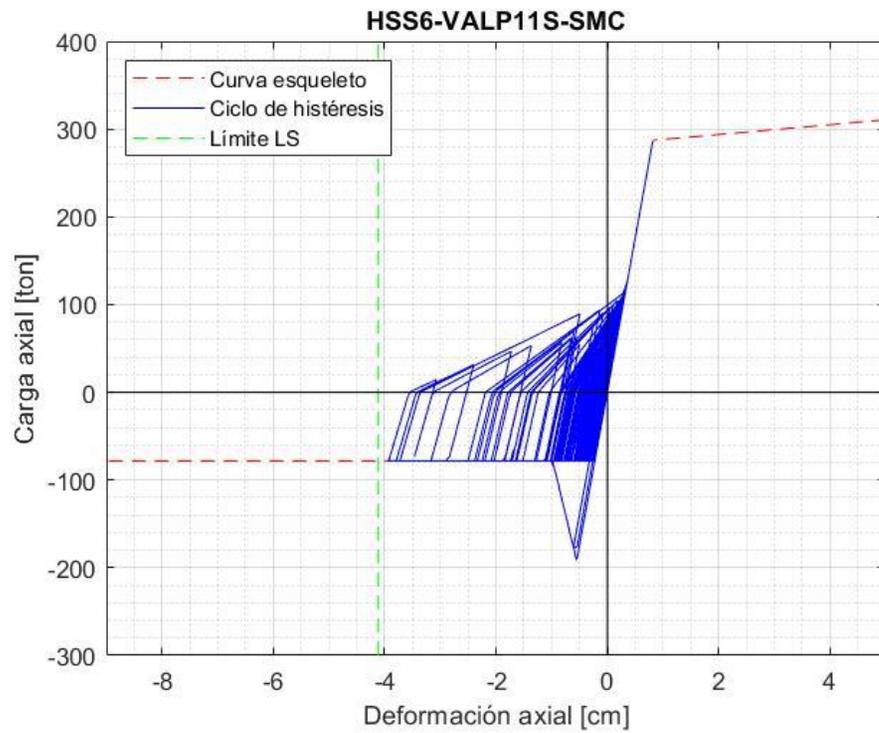


Figura AX-7.

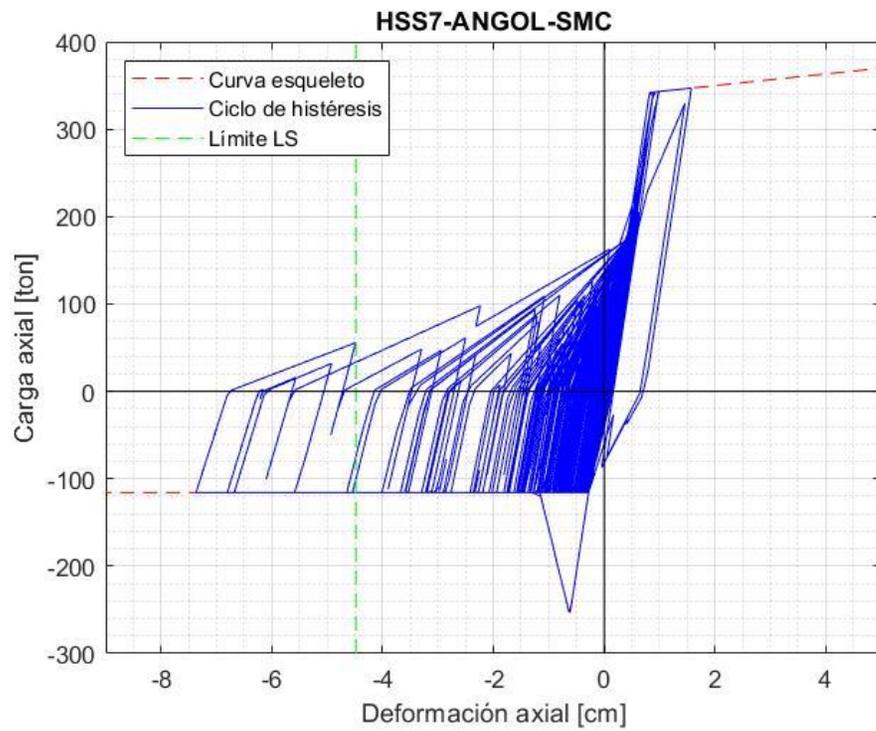


Figura AX-8.

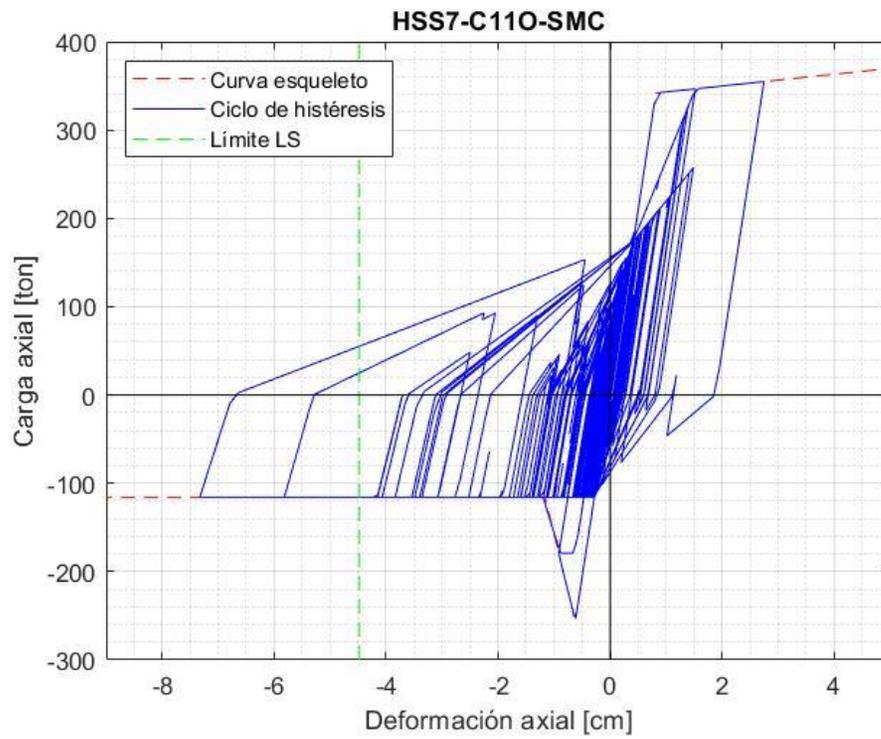


Figura AX-9.

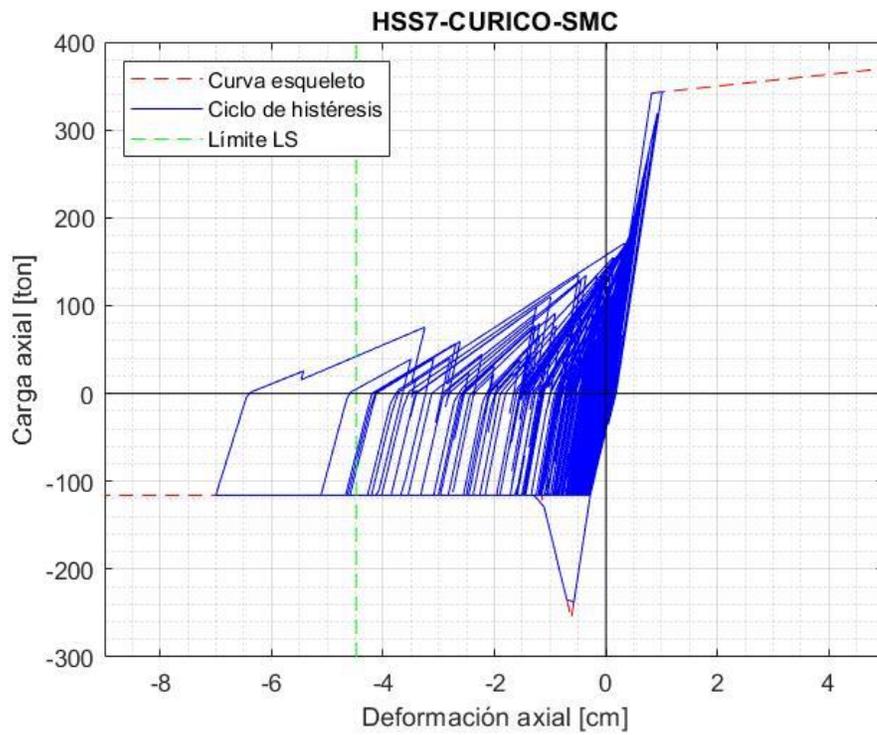


Figura AX-10.

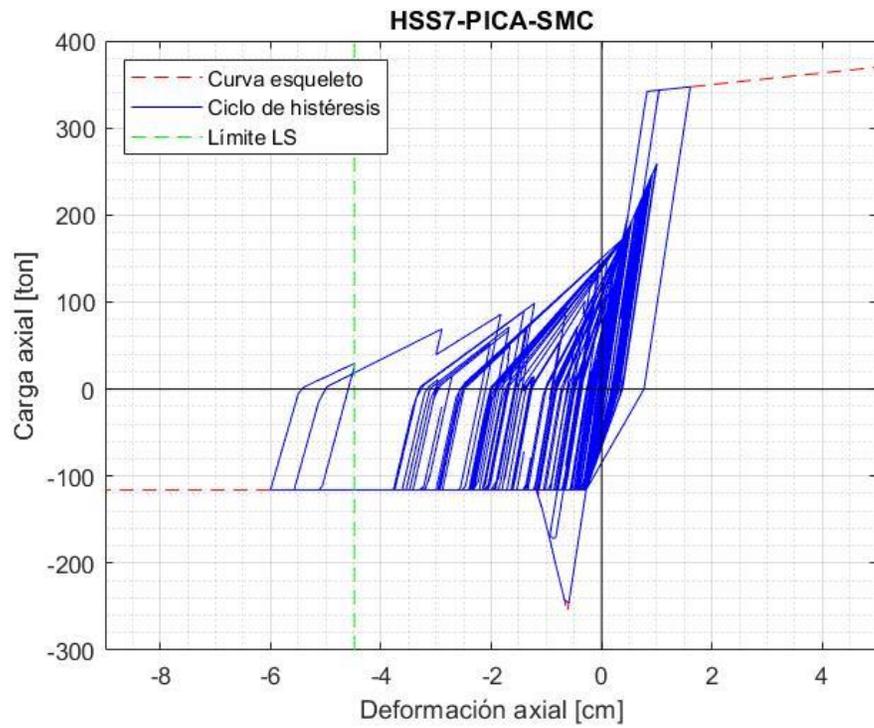


Figura AX-11.

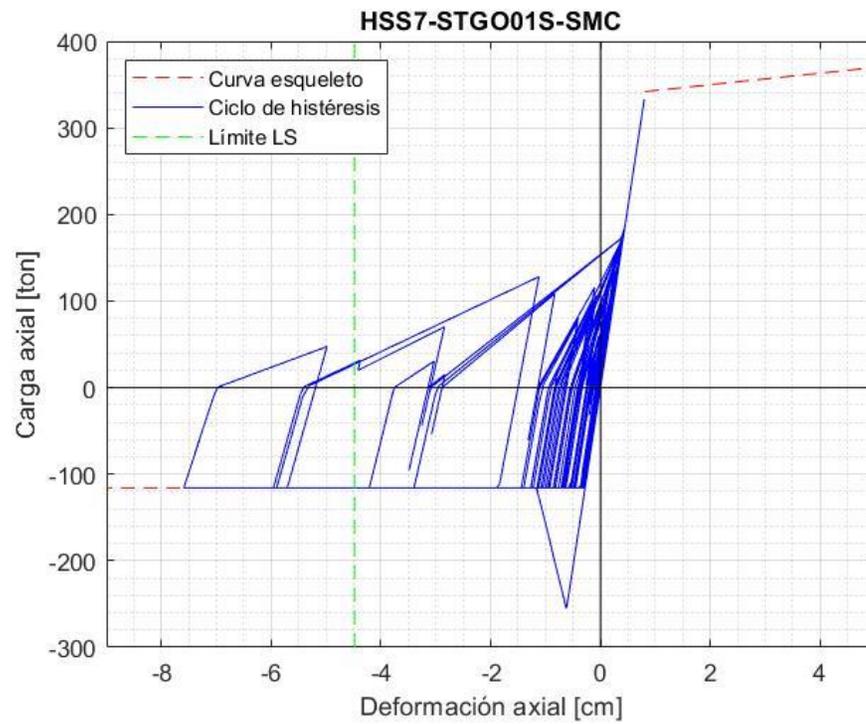


Figura AX-12.

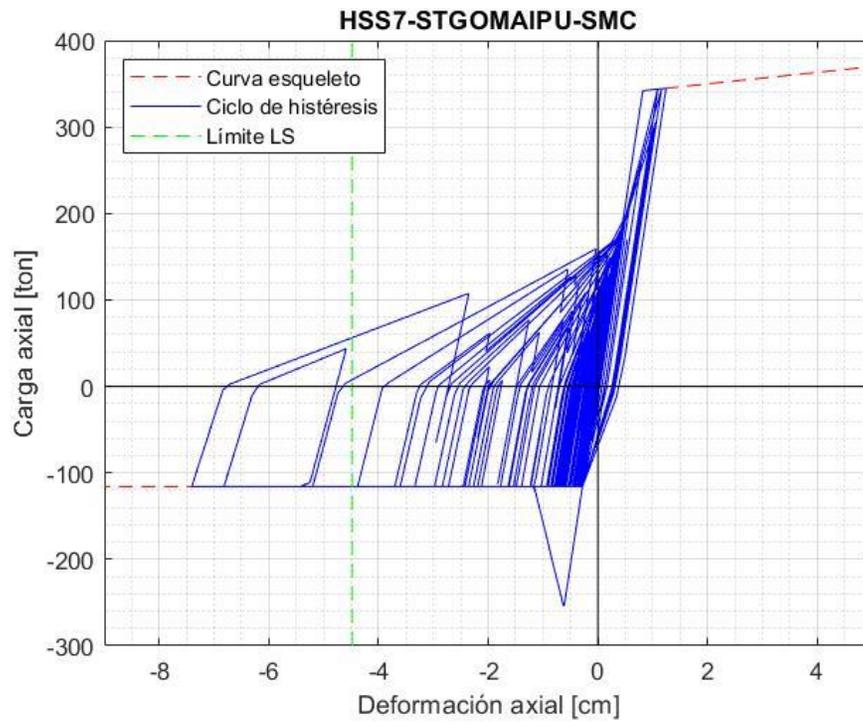


Figura AX-13.

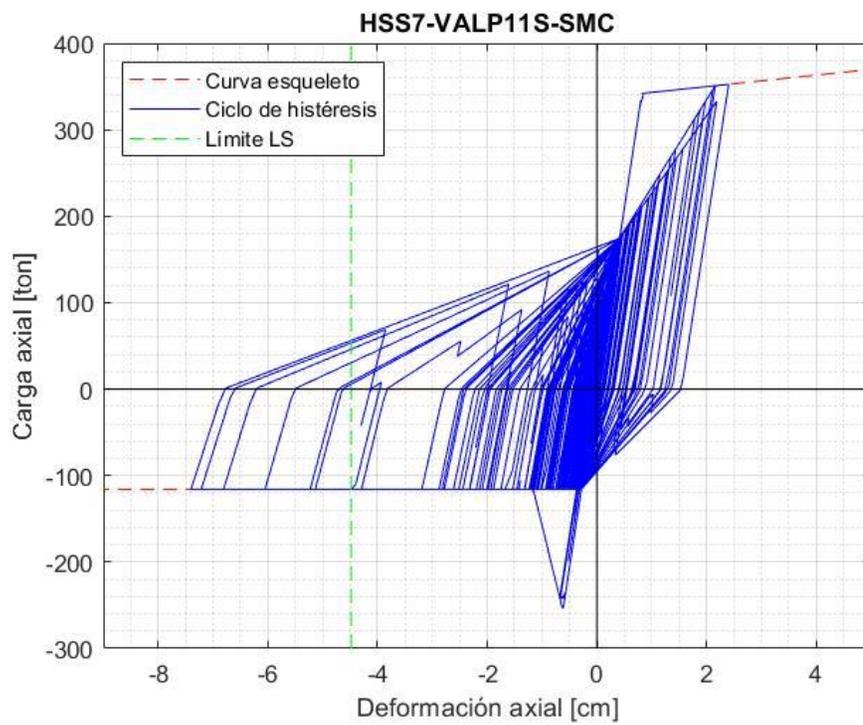


Figura AX-14.

**ANEXO XI. CICLOS DE HISTÉRESIS EN ANCLAJES  
SMC (GUÍA ACHISINA-2017)**

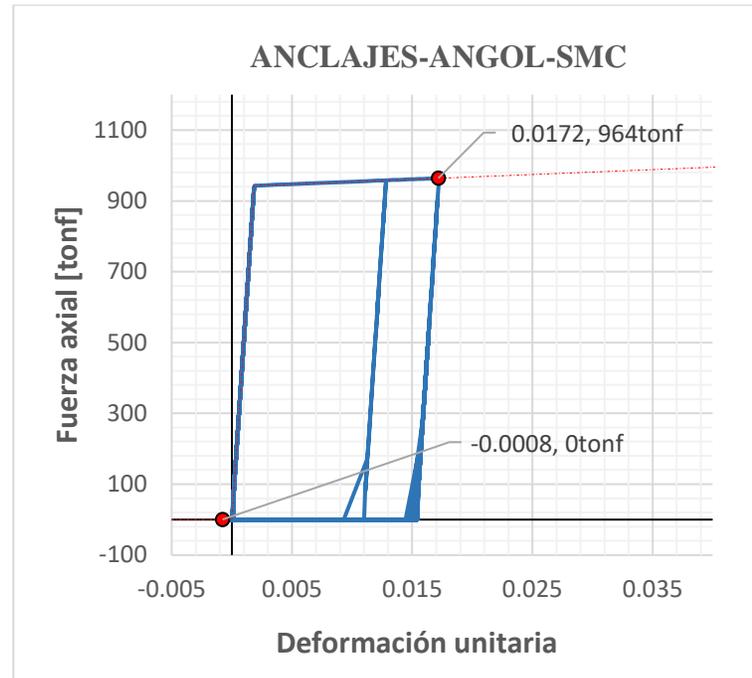


Figura AXI-1.

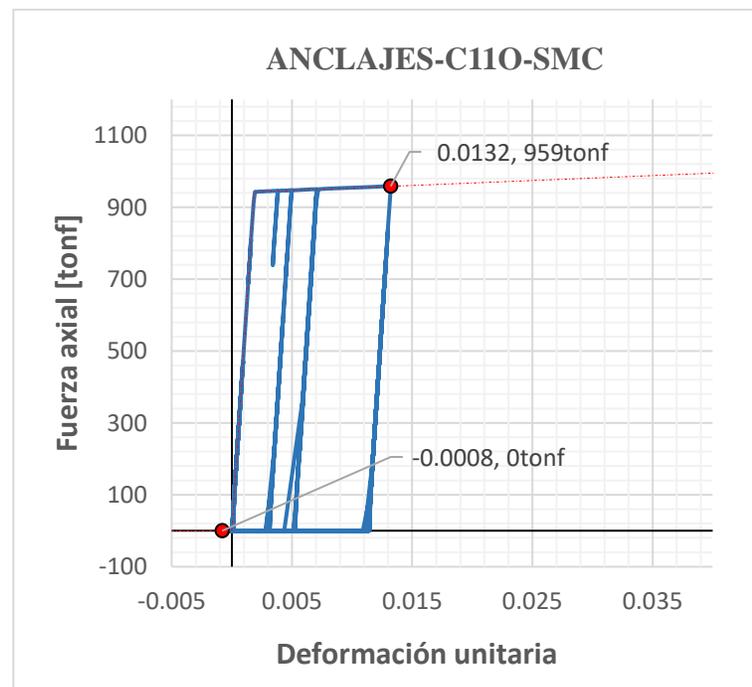


Figura AXI-2.

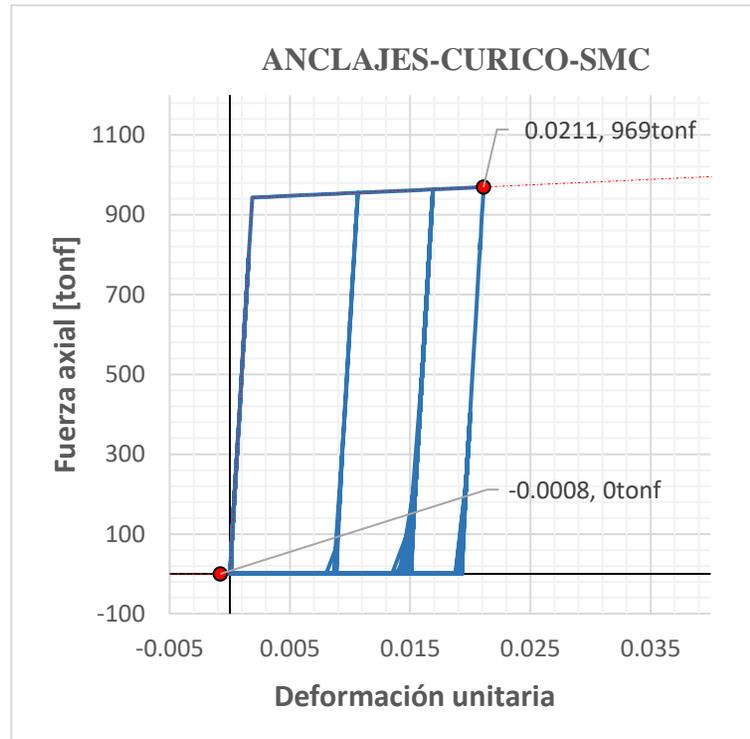


Figura AXI-3.

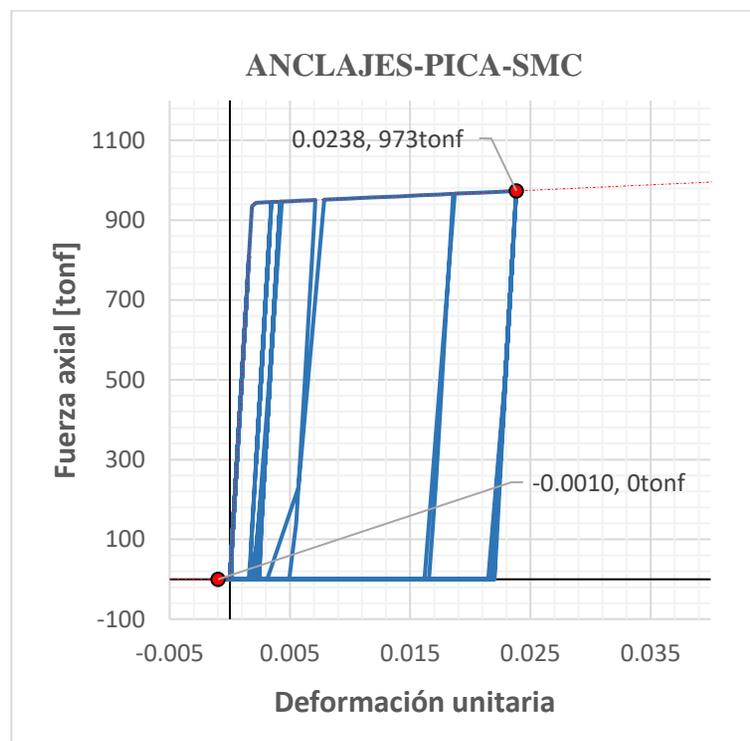


Figura AXI-4.

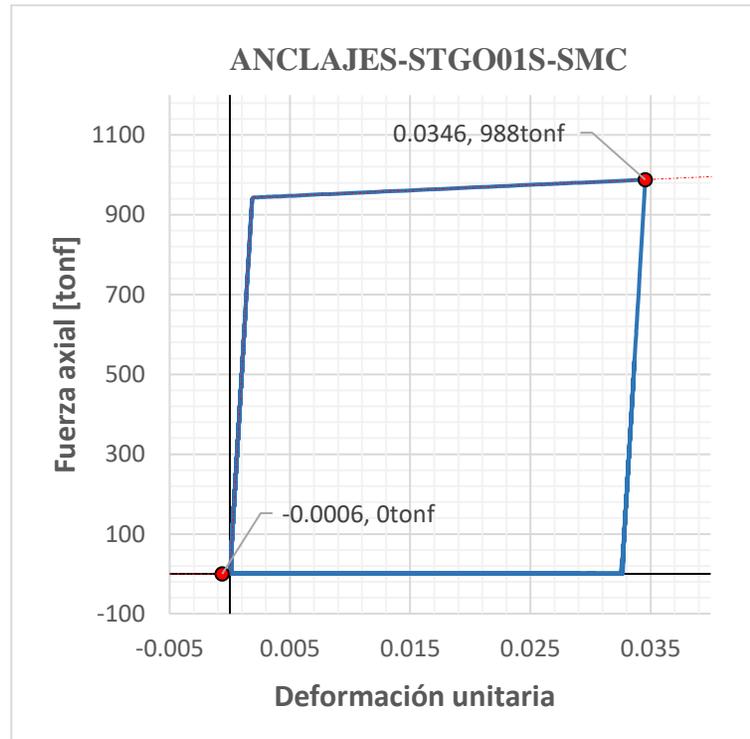


Figura AXI-5.

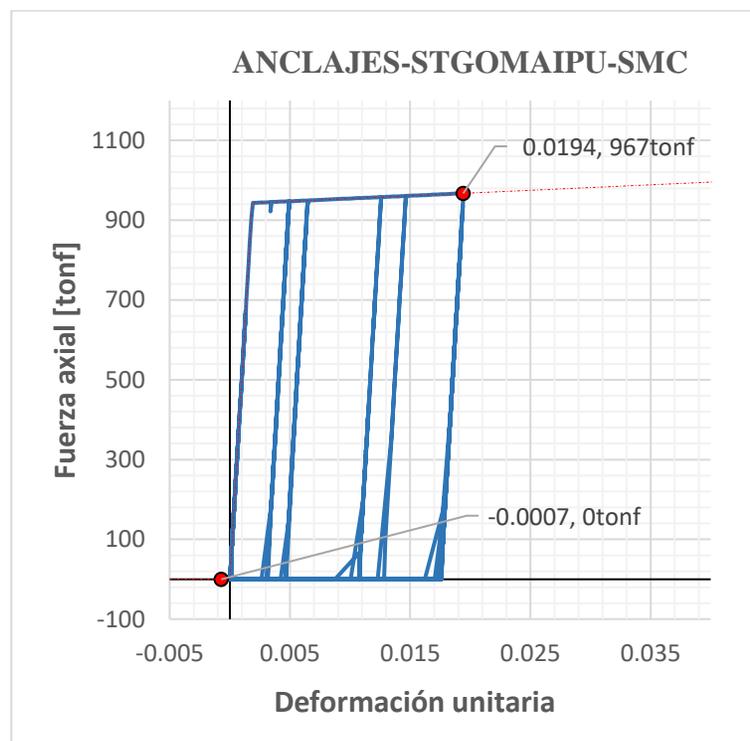


Figura AXI-6.

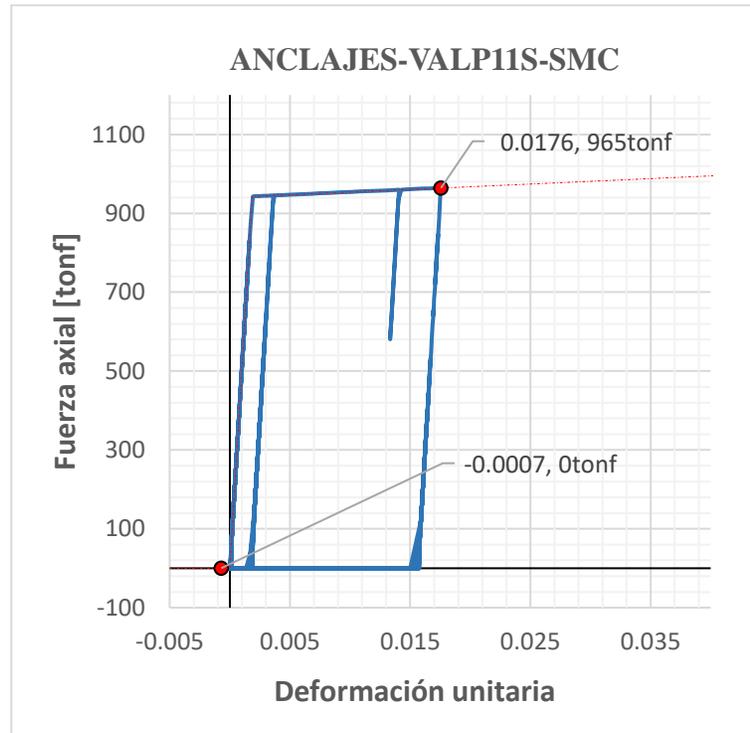


Figura AXI-7.

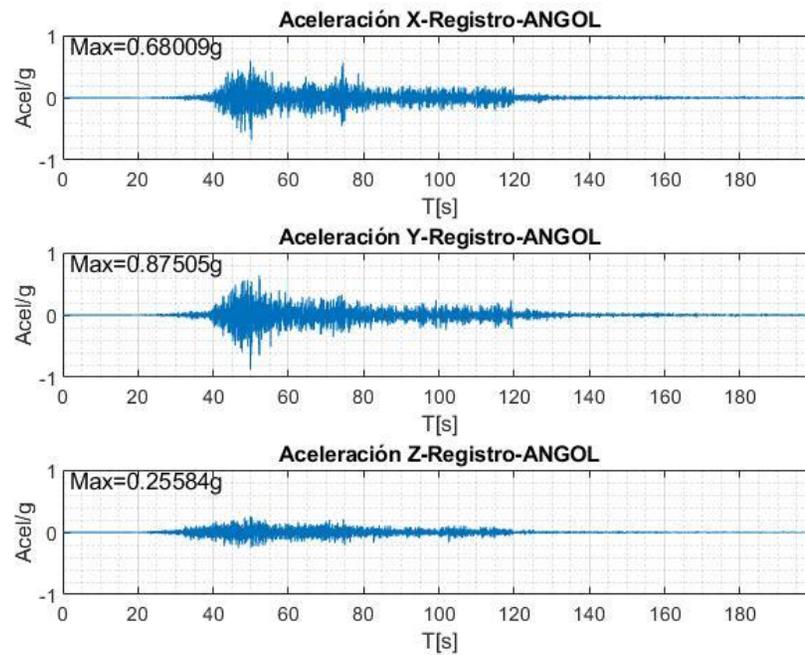
**ANEXO XII. REGISTROS DE ACELERACIONES**

Figura AXII-1.

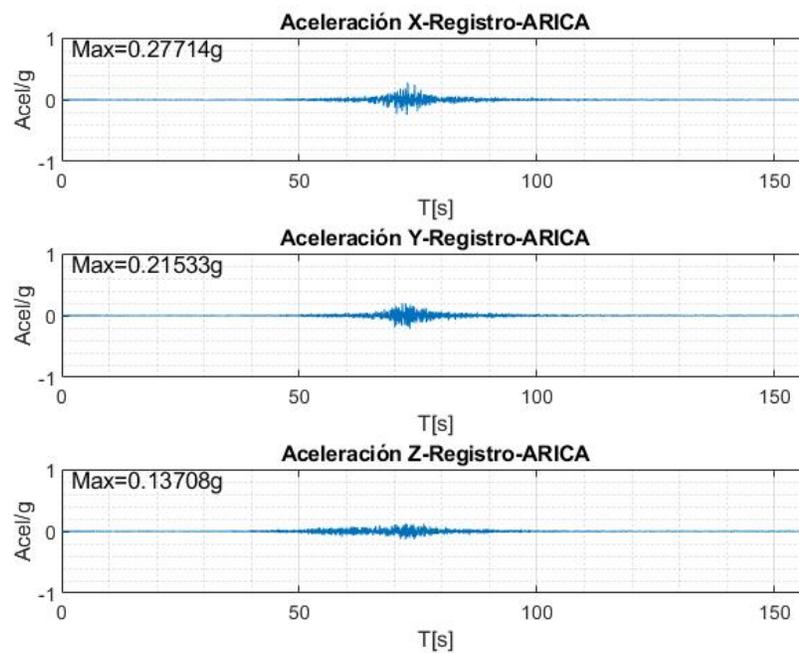


Figura AXII-2.

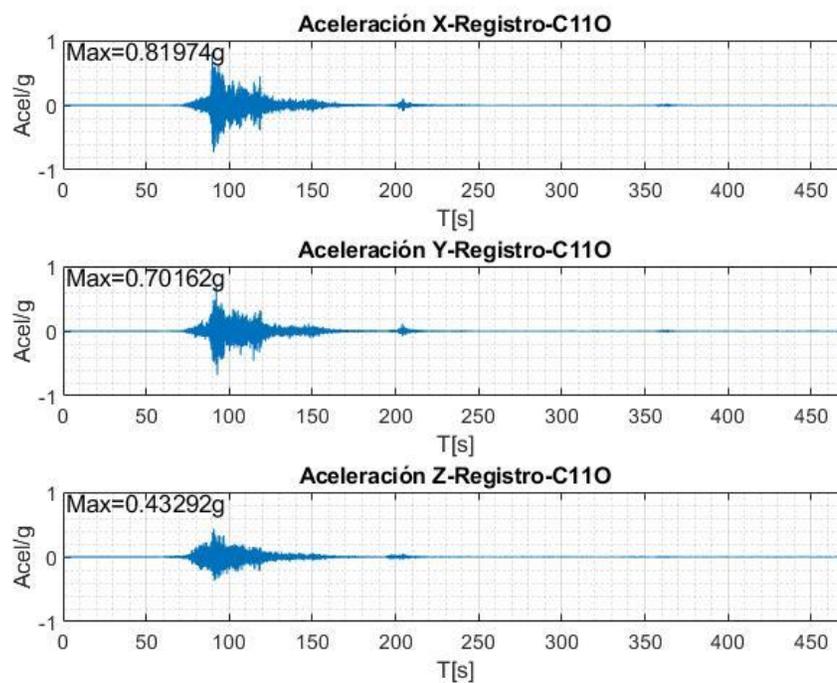


Figura AXII-3.

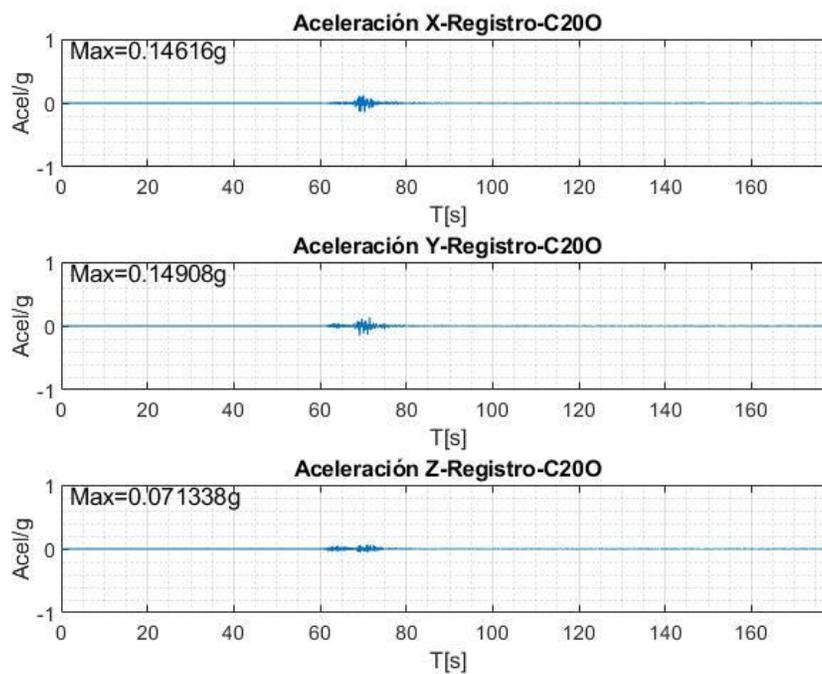


Figura AXII-4.

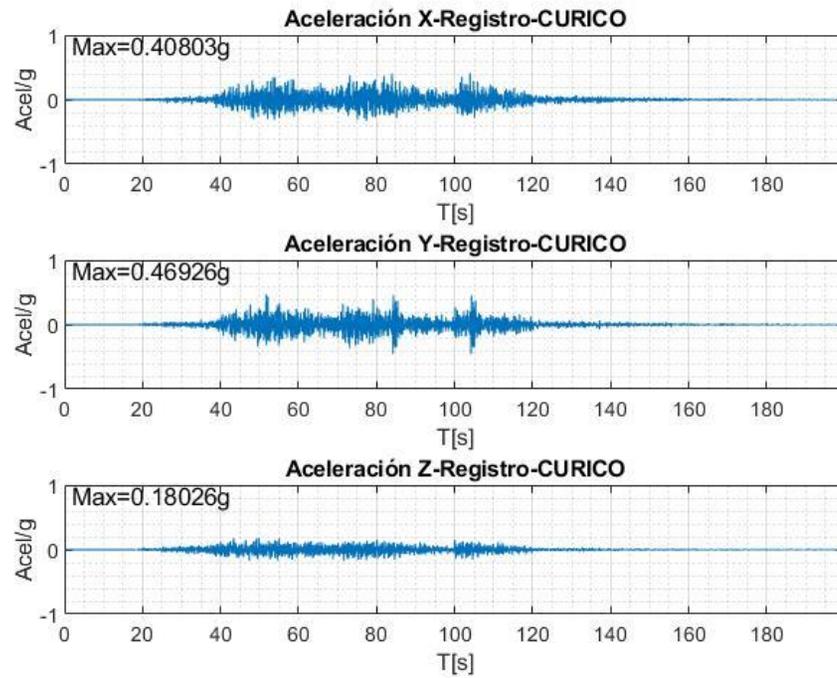


Figura AXII-5.

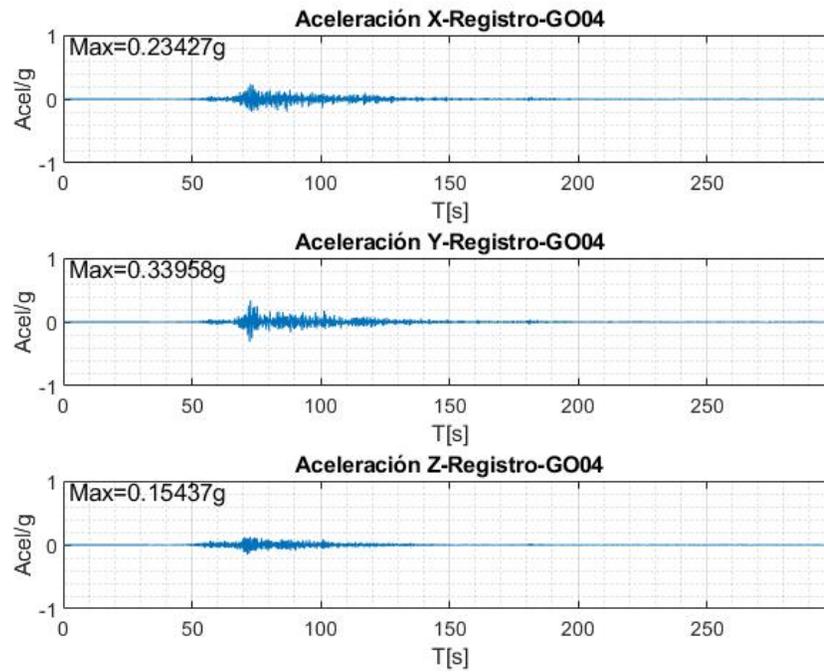


Figura AXII-6.

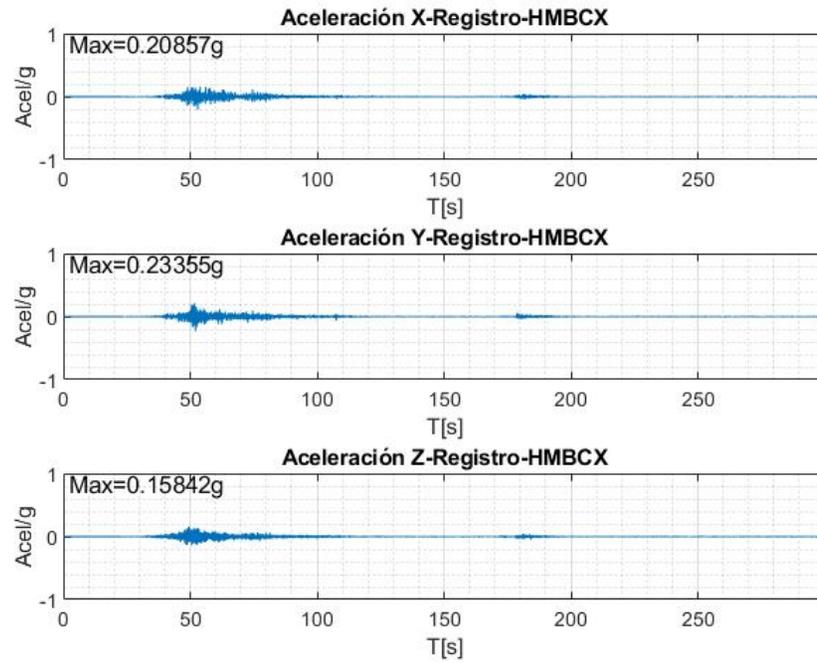


Figura AXII-7.

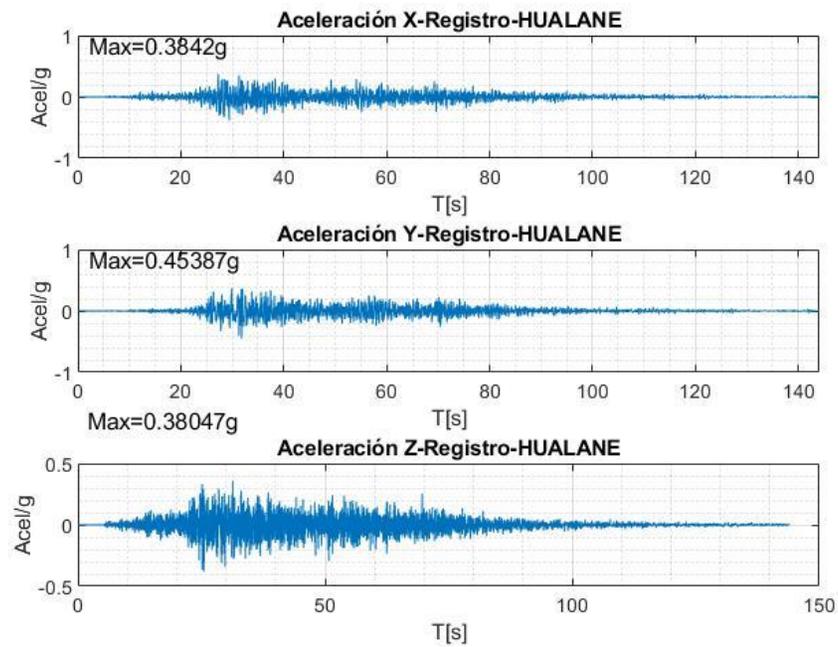


Figura AXII-8.

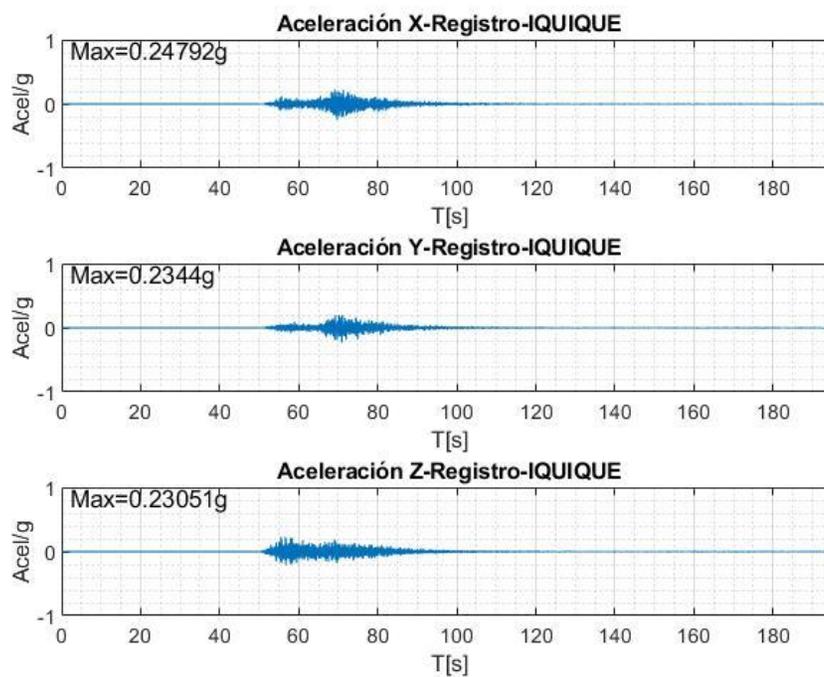


Figura AXII-9.

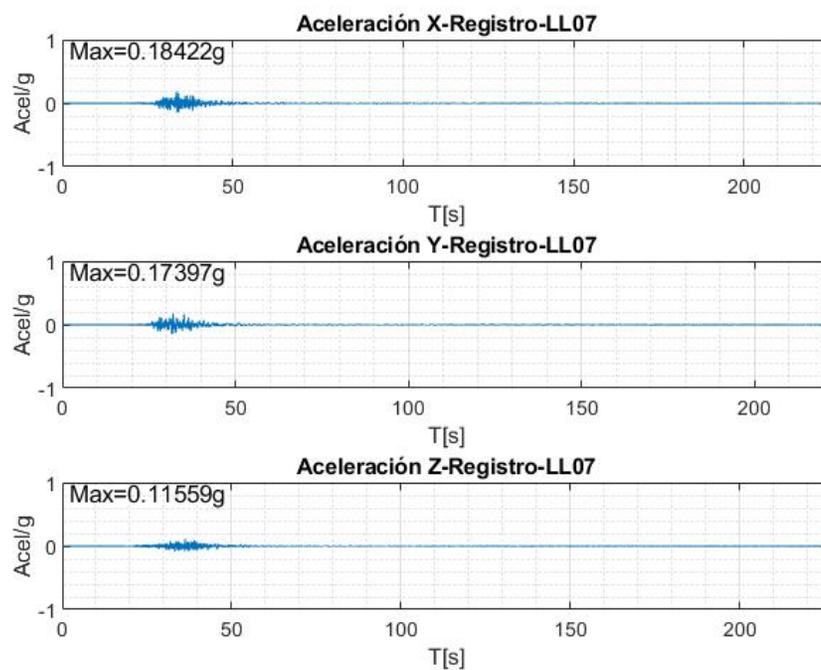


Figura AXII-10.

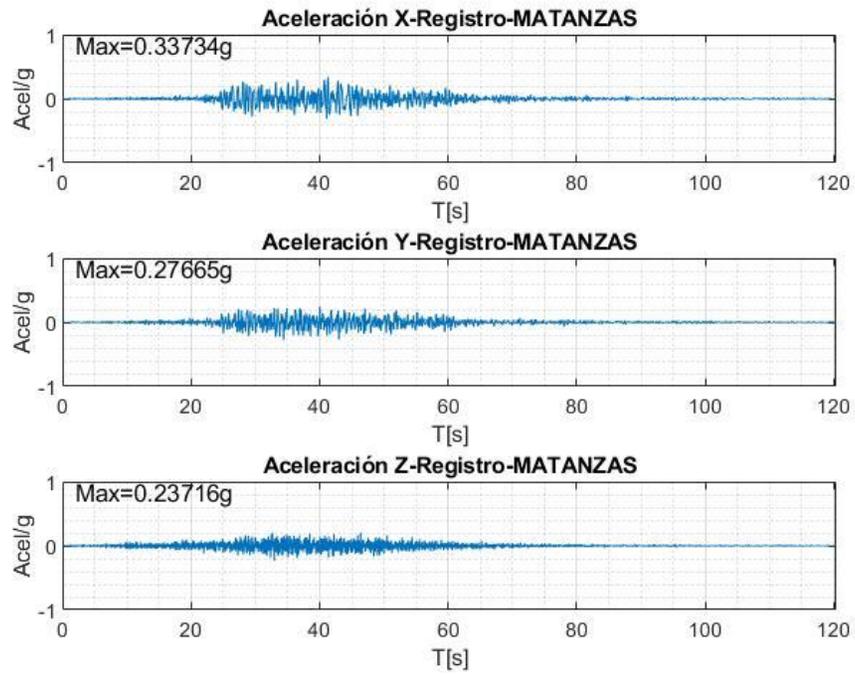


Figura AXII-11.

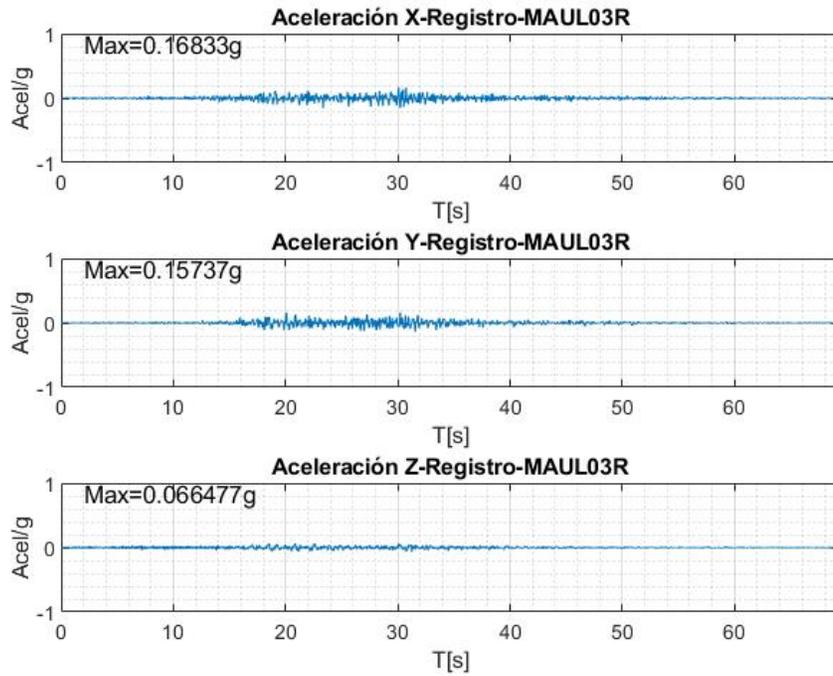


Figura AXII-12.

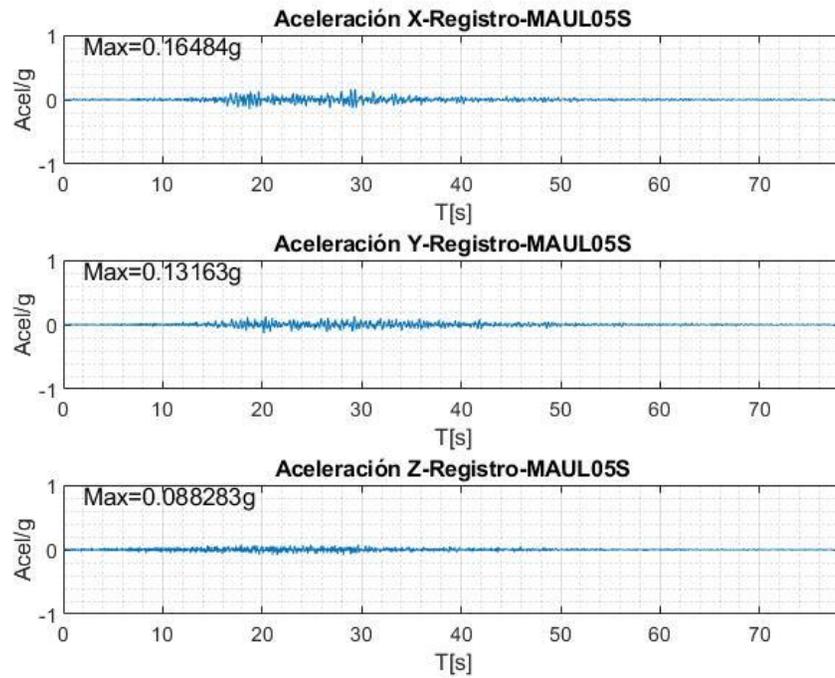


Figura AXII-13.

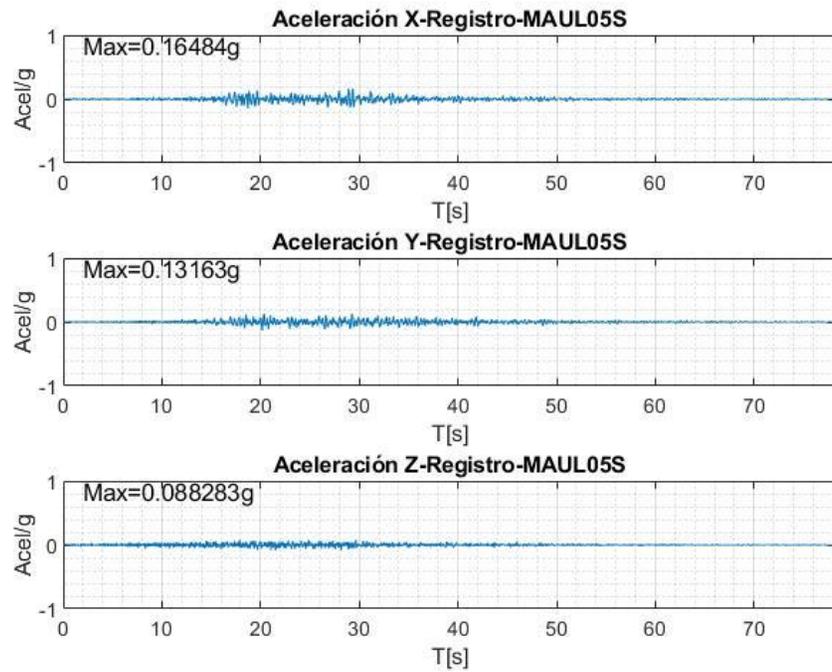


Figura AXII-14.

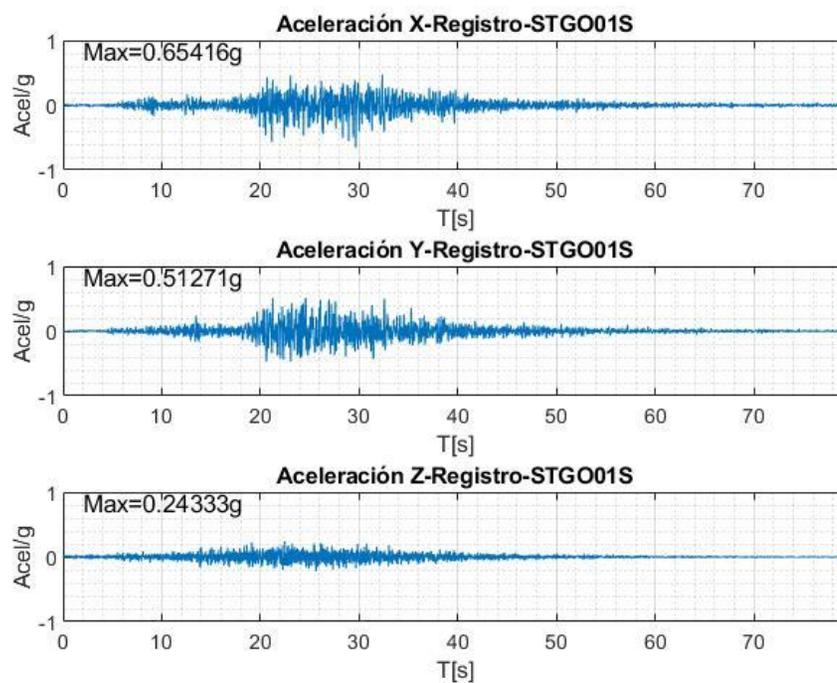


Figura AXII-15.

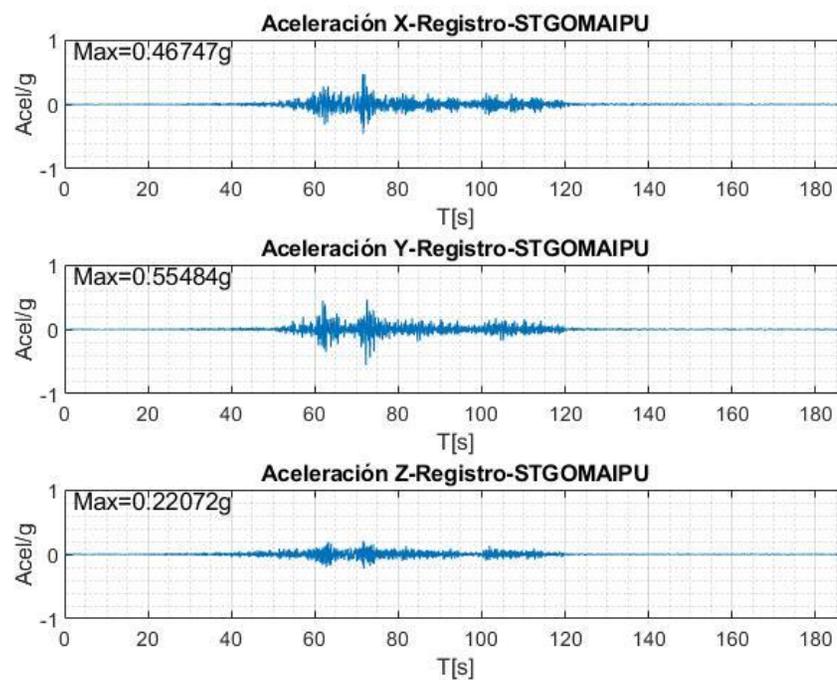


Figura AXII-16.

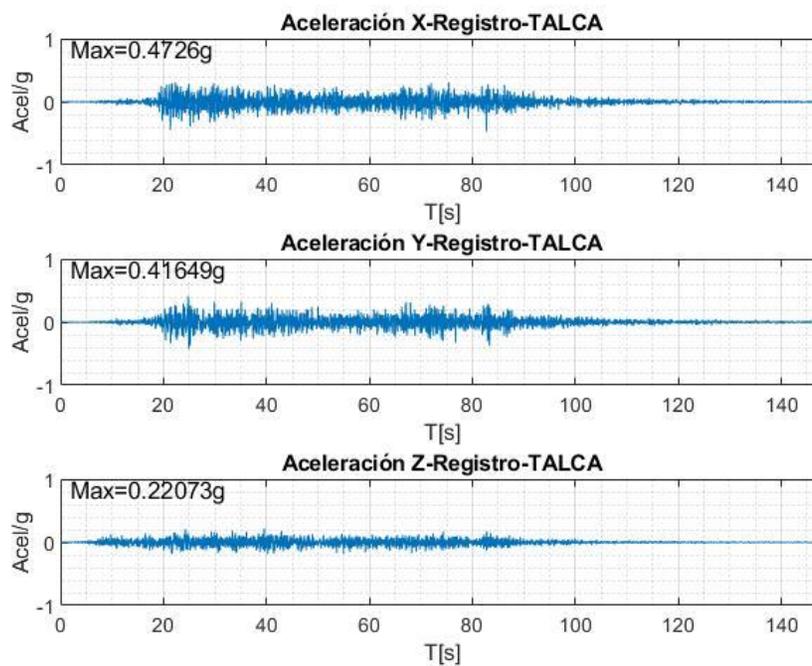


Figura AXII-17.

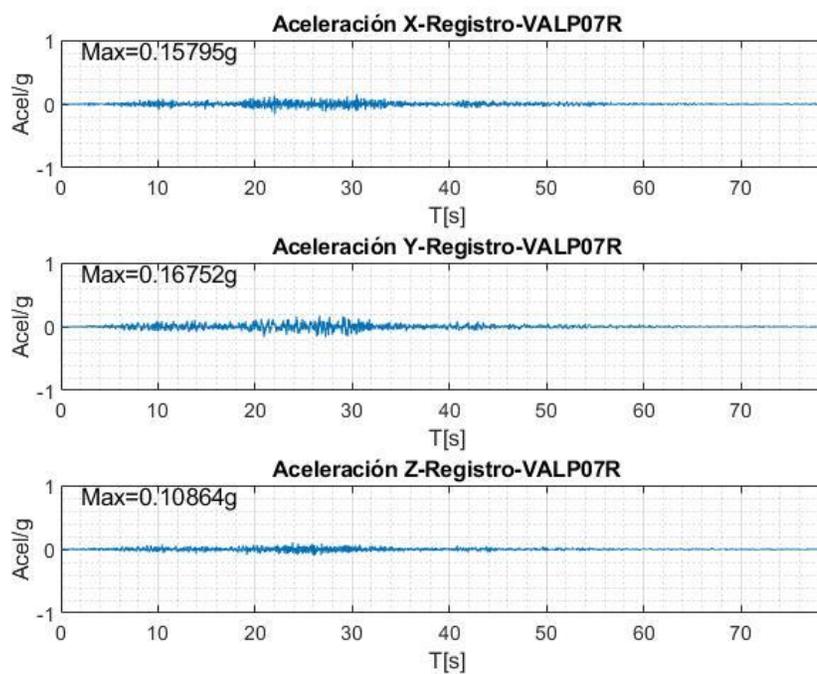


Figura AXII-18.

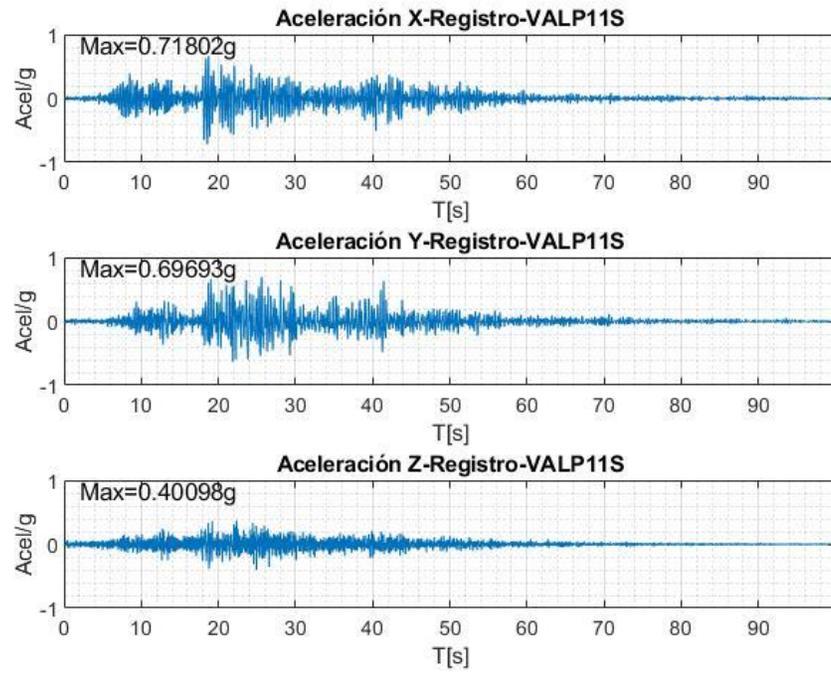


Figura AXII-19.