



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**REVISIÓN DE ESTABILIDAD Y
CRITERIOS DE DISEÑO DE
FUNDACIONES EN ESTRUCTURAS
INDUSTRIALES EN BASE A MARCOS
ARRIOSTADOS CONCÉNTRICOS DE
ACERO M.A.C.**

RODRIGO ANDRÉS CABRERA VENEGAS

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

Profesor Supervisor:

MIGUEL MEDALLA RIQUELME

Santiago de Chile, Abril, 2024.

*A Constanza por toda su paciencia y
a quienes me instaron a seguir
adelante.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al profesor Miguel Medalla Riquelme por todo su trabajo y dedicación constante para guiar este trabajo.

También agradezco a todas aquellas personas (familia, profesores, colegas y amistades) que me han ayudado a cultivar la curiosidad, el pensamiento crítico y reflexivo, pues han sido fundamentales en la realización de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN.....	vi
ABSTRACT	vii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Motivación del estudio	2
I.2 Objetivo y alcance del estudio	3
I.2.1 Objetivo general.....	3
I.2.2 Objetivos específicos	3
I.3 Metodología y organización del presente estudio	4
II. MARCO TEÓRICO	6
II.1 Métodos de análisis	6
II.1.1. Análisis sísmico de estructuras.....	6
II.1.2. Análisis de fundaciones.....	9
II.2 Demanda sísmica.....	22
II.2.1. Niveles de amenaza sísmica	22
II.2.2. Metodología.....	22
II.3 Confiabilidad estructural y métodos de diseño	27
II.4 Modelación de estructuras.....	29
II.4.1. Modelación de estructuras de acero (general)	29
II.4.2. Modelación de arriostramientos (no lineal).....	31
II.4.4. Modelación de pernos de anclaje (no lineal)	34
II.5 Requisitos de diseño normativa NCh2369:2023 y estado de la práctica chilena industrial.....	36
II.5.1. Requisitos de diseño para fundaciones rígidas.....	36
II.5.2. Requisitos de diseño para anclajes al hormigón.....	38
III. DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO	41
III.1. Descripción General	41

III.2. Diseño de fundaciones de acuerdo con análisis tradicional.....	49
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	53
IV.1. Variables de interés y estados límites en análisis.....	53
IV.2. Resultados y comentarios generales.....	54
V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	84
BIBLIOGRAFIA.....	89
A N E X O S.....	91
Anexo A: RESULTADOS EN LA MODELACIÓN DEL ANÁLISIS EN EL TIEMPO PARA ELEMENTOS NO LINEALES.....	92
Anexo B: ESPECTROS DE REGISTROS SELECCIONADOS.....	95

RESUMEN

La tipología de marcos arriostrados concéntricos es una de las más frecuentes de encontrar en el ámbito industrial, tanto en industria pesada como en industria liviana, en consecuencia, el desempeño de estas estructuras es de gran interés para la protección del patrimonio e inversión de diversos tipos de industria.

Este estudio ofrece un análisis simple y racional respecto a la estabilidad de fundaciones diseñadas como soporte de diversas estructuras de esta tipología (marcos arriostrados concéntricos). El objetivo de este análisis es dar un primer diagnóstico de los requisitos de la normativa sísmica (NCh2369-2023), evaluando los índices de estabilidad comunes respecto de los resultados de análisis en el tiempo, es decir estabilidad al volcamiento y al levantamiento.

De acuerdo con los resultados obtenidos se observó que, mediante métodos simples de cálculo de estabilidad, no es posible asegurar la estabilidad de fundaciones ante eventos sísmicos a nivel de diseño (DLE) y a nivel máximo considerado (SMP), por lo que se vuelve necesario analizar los mecanismos de resistencia adicionales, así como también la pertinencia de la selección del factor de reducción de resistencia para el diseño de estos elementos.

ABSTRACT

Concentrically braced frames are one of the most frequent typologies of steel structures to be found in the industrial facilities, both in heavy industry and in light industry, consequently, the performance of these structures it is crucial for the heritage and investment protection for several type of industries.

This study present a simplified but rational analysis to assess the foundation stability of a set of MAC structures. The objective of this analysis is giving a first diagnosis/approach of thechilena seismic code requirements (NCh2369-2023), evaluating the two most common foundation stability ratios (i.e. stability at overturning and lifting over time.) after developing a set of non-linear time-history analysis.

According to the results obtained, it was observed that, through this simplified stability calculation methods, it is not possible to ensure the foundation stability is granted for ground motions at the design level of earthquake (DLE) and maximum considered earthquake (MCE) level. Therefore, it is necessary to analyze additional resistance mechanisms or methods, as well as the relevance of the selection of the response reduction factor (R), to generate a robust engineering decision-making for proper design of the foundations under seismic loads.

I. INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras de acero en Chile, dentro del contexto de proyectos industriales, posee una historia en donde converge el proceso de industrialización que experimentó el país a lo largo del Siglo XX junto con algunos eventos sísmicos importantes, siendo particularmente relevante el terremoto de Valdivia 1960 ($M_w=9.5$). Esta particular convergencia a lo largo de los años generó una práctica común en el diseño estructural de proyectos industriales, la que se materializa en la normativa NCh2369.Of.2003 (Ref). En esta norma se establecen los requisitos para el diseño sísmico de estructuras en área de la industria y una de sus particularidades, junto con plasmar varios elementos del estado del arte de normativas internacionales de la época, es que gran parte de los requisitos establecidos se basan en el desempeño observado de estructuras ante eventos sísmicos tal como se indica en múltiples secciones pertenecientes al Anexo C de dicha normativa más que en validaciones formalmente documentadas. Por lo que es de particular interés una revisión formal, en base al estado del conocimiento actual y métodos modernos de análisis y diseño, de los requisitos de diseño, que complemente la vasta experiencia acumulada por el estado de la práctica nacional.

La práctica nacional, respaldada por la normativa vigente, considera a los pernos de anclaje como elementos dúctiles, capaces de disipar gran cantidad de energía, en donde se espera incursión en el rango no lineal de tensión-deformación. Debido a esta particularidad, en el presente estudio se analizan las implicancias de este enfoque en el diseño de elementos directamente relacionados con el mecanismo fusible considerado, esto es el sistema de fundaciones. De forma consecuente con lo indicado y debido a que representa una de las

tipologías estructurales más frecuentes en el diseño de estructuras industriales, el alcance de este trabajo se enmarca dentro en la tipología estructural denominada marcos arriostrados concéntricos (M.A.C.).

En el presente estudio se analizan los resultados obtenidos para un conjunto de estructuras pertenecientes al espacio arquetipo descrito en el capítulo III del presente trabajo. Dicho conjunto corresponde a cuatro marcos arriostrados concéntricos diseñados de acuerdo con los requisitos establecidos en la norma NCh2369:2023. Este conjunto de estructuras presenta diferentes periodos fundamentales de vibración los que van desde 0,1 a 0,5 seg aproximadamente. De acuerdo con los resultados se realiza el diseño de, pernos de anclaje y fundaciones, siguiendo la práctica tradicional en diseño de proyectos industriales, para evaluar la estabilidad de las fundaciones proyectadas de acuerdo con los requisitos de diseño, en base a resultados de análisis de demanda sísmica en el tiempo.

I.1 Motivación del estudio

Tal como se mencionó anteriormente, existen varios requisitos normativos establecidos en base al desempeño observado de estructuras sometidas ante eventos sísmicos, por lo que muchos de estos requisitos poseen un enfoque prescriptivo, sin validación formal, que pueden alejarse, en mayor o menor medida del fenómeno físico que implica la sollicitación sísmica. Algunos de estos requisitos se encuentran en disposiciones aplicables en el diseño de fundaciones y anclajes, elementos que desempeñan un rol principal en el cumplimiento de los objetivos trazados en la

normativa vigente, tanto para la protección de vida en la industria como la continuidad de operación de esta.

Es importante mencionar que los requisitos prescriptivos anteriormente mencionados, no constituyen necesariamente requisitos erróneos ni insuficientes para propósitos de diseño, sin embargo, es fundamental conocerlos y estudiarlos de modo que sea posible generar diseños seguros, con una confiabilidad definida u objetivo, considerando un estricto cumplimiento de la normativa aplicable.

I.2 Objetivo y alcance del estudio

I.2.1 Objetivo general

El objetivo general del presente trabajo es establecer conclusiones y recomendaciones para el diseño de fundaciones que puedan ser complementarias a la normativa vigente para sistemas que involucren o consideren a los pernos de anclaje como dispositivos dúctiles y capaces de disipar energía (i.e., elementos fusibles), en el contexto de estructuras de acero de tipología M.A.C. para el sector industrial chileno.

I.2.2 Objetivos específicos

- Estudiar los resultados de un espacio arquetipo de marcos arriostrados concéntricos.
- Realizar el diseño estructural de los elementos dentro de un espacio arquetipo.

- Revisar la pertinencia de requisitos establecidos por la normativa vigente para la evaluación de la estabilidad de fundaciones en base a resultados de análisis de respuesta no lineal en el tiempo consistentes con niveles de intensidad de la demanda sísmica de diseño, definidos de acuerdo con estudios amenaza sísmica probabilísticos, representativos de algunas zonas del país.
- Realizar una revisión bibliográfica que capture el estado del arte y de la práctica en el diseño de fundaciones.
- Establecer conclusiones y eventuales recomendaciones para criterios de diseño de estabilidad de fundaciones y pertinencia de las hipótesis de diseño y modelación que existe detrás del análisis tradicional empleado para el cálculo de estructuras industriales.
- Establecer recomendaciones para futuros estudios que puedan complementar los resultados del presente trabajo.

I.3 Metodología y organización del presente estudio

La metodología del presente estudio corresponde al análisis en el tiempo de estructuras previamente diseñadas de acuerdo con las disposiciones de NCh2369. Los resultados de reacciones en apoyos serán empleados para la revisión de estabilidad de fundaciones aisladas y combinadas ante eventos sísmicos.

El presente estudio se ordena de acuerdo con el siguiente esquema.

- Introducción
- Marco Teórico
- Descripción y diseño del espacio arquetipo

- Análisis de resultados
- Conclusiones y comentarios.

Adicionalmente se adicionan dos anexos dónde se muestran de forma complementaria algunos resultados relevantes para la trazabilidad del presente estudio.

II. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se describen las bases teóricas del presente estudio basadas en una revisión bibliográfica que incluye tanto al estado del arte como al estado de la práctica. Este se divide en subcapítulos ordenados de acuerdo con las distintas temáticas a analizar, en primera instancia se presentan tópicos generales aplicables al estudio, para posteriormente presentar temas particulares relacionados con alguno de los aspectos establecidos en los objetivos específicos del presente estudio (ver subcapítulo I.2).

II.1 Métodos de análisis

Se presenta a continuación los métodos de análisis empleados en el siguiente estudio.

II.1.1. Análisis sísmico de estructuras

Existen distintos métodos de análisis sísmico de estructuras, los que se pueden agrupar de acuerdo con el tipo de leyes constitutivas empleadas, así como el tipo de información que esta deseé obtener. es decir, si corresponde a un análisis en el tiempo o bien a una respuesta máxima, en Figura II-1 se presenta un resumen de los métodos de diseño sísmico más comunes. Es importante mencionar que la no-linealidad de las estructuras no sólo depende de leyes constitutivas consideradas, pues también puede existir no-linealidad geométrica, sin embargo, el esquema presentado en la Figura II-1 pretende mostrar un contexto general de los métodos de análisis y no corresponde a una clasificación absoluta de estos.

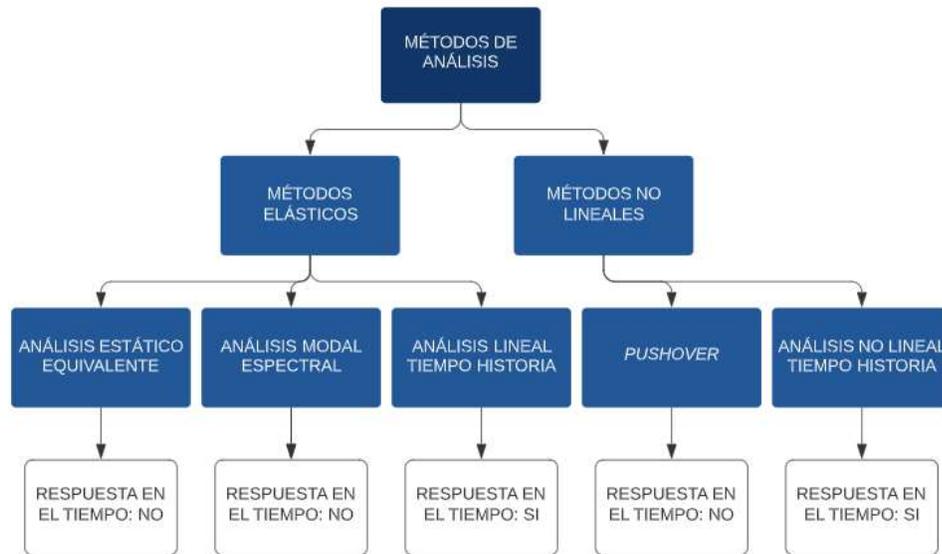


Figura II-1 – Clasificación de métodos de análisis. Elaboración propia

En el presente estudio es de interés particular el análisis no lineal tiempo historia, debido a que además de ser reconocido por la normativa vigente, permite estimar de forma explícita el comportamiento sísmico esperado de las estructuras a lo largo de un registro sísmico determinado.

Dentro de este tipo de análisis (no lineal tiempo historia), es posible encontrar diferentes métodos para incorporar la incursión en el rango plástico de los elementos, entre los que se encuentran plasticidad distribuida y plasticidad concentrada. Este último considera que, dentro de un elemento estructural bidimensional, la incursión en el rango no lineal se concentra en uno o más puntos, en donde se debe determinar las relaciones constitutivas fuerza-deformación de dicho elemento, comúnmente en base a evidencia experimental desarrollada en laboratorios.

El análisis no lineal tiempo historia se implementa mediante el software SAP2000 v23 (Computers & Structures INC, 2017), de acuerdo con la metodología denominada “Nonlinear Direct-Integration Time-History Analysis”, método que resuelve la ecuación dinámica de equilibrio en cada instante de un registro dado.

En primera instancia se plantea la ecuación dinámica de equilibrio (ecuación 2.1), mientras se resuelve mediante el método de Hilber-Highes-Taylor considerando el parámetro α igual a 0, siendo equivalente al método de Newmark de parámetros gamma igual 0.50 y beta igual a 0.25, que corresponde a un método de resolución incondicionalmente estable.

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{r}(t) \quad (2.1)$$

Donde:

$\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$: Vector de desplazamientos, velocidad y aceleraciones de los gdl del sistema.

\mathbf{K} : Matriz de rigidez

\mathbf{C} : Matriz de amortiguamiento.

\mathbf{M} : Matriz de masas.

\mathbf{r} : Vector de cargas aplicadas.

En el presente trabajo, la matriz de amortiguamiento \mathbf{C} , se construye de acuerdo con las relaciones de Rayleigh, asignado un 3% del amortiguamiento crítico a los primeros dos modos de cada modelo. Se presenta a continuación las expresiones que definen el amortiguamiento.

$$C = \alpha [M] + \beta [K] \quad (2.2)$$

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (2.3)$$

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (2.4)$$

Dónde:

α, β : Coeficientes de Rayleigh.

ζ : Razón de amortiguamiento respecto al crítico, se considera 0.03 para los dos primeros modos.

ω_i : Modo i , al que se le asigna la razón de amortiguamiento ζ .

Es importante mencionar que el método de Rayleigh empleado es una herramienta matemática donde se construye una matriz de amortiguamiento, tal como se indica en la Ecuación 2.2, mediante una combinación lineal de la matriz de masas M y la matriz de rigidez K . De esta forma en coordenadas principales, la matriz de amortiguamiento corresponde a una matriz diagonal.

La demanda sísmica, que define el vector de fuerzas $r(t)$, es tratada en la sección II.2.

II.1.2. Análisis de fundaciones.

En el contexto de marcos arriostrados proyectados en estructuras industriales es común proyectar zapatas aisladas o combinadas como solución (o una combinación

de ambas), si bien existen situaciones donde quien diseña debe proyectar una solución mediante losa de fundación, el análisis de este estudio se centrará en las dos tipologías anteriormente mencionadas. En general se utilizan dos enfoques de análisis para zapatas, los que corresponden al análisis de zapata rígida y al análisis mediante elementos finitos (aplicados generalmente en sistemas de fundación flexibles).

La pertinencia del uso de cada uno de estos dependerá de la relación entre la inercia de la fundación y la rigidez del suelo. A continuación, se describe brevemente cada uno de los enfoques típicamente considerados en la práctica.

i) Zapata rígida (rectangular).

Este método requiere de una validación respecto a la relación entre la inercia de la fundación y la rigidez del suelo de fundación. Considera la hipótesis de que las tensiones en la interfaz fundación-suelo siguen una relación lineal.

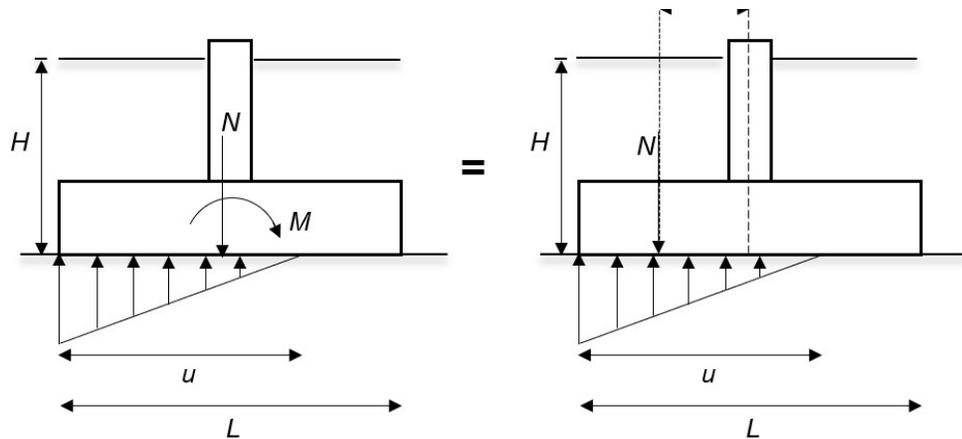


Figura II-2 – Método de zapata rígida

En este método de análisis es posible determinar de forma explícita la tensión máxima inducida en el suelo y el porcentaje de superficie de contacto de acuerdo con las siguientes relaciones cuando el análisis es en dos dimensiones.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ si } \frac{e}{L} < \frac{1}{6} \text{ o } \frac{4N}{3A} \left(\frac{1}{1 - 2\frac{6e}{L}} \right) \text{ si } \frac{e}{L} > 1/6 \quad (2.4)$$

$$\% \text{ de compresión} = 100; \frac{e}{L} < \frac{1}{6} \text{ o } 300 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{L} \right); \frac{e}{L} > 1/6 \quad (2.5)$$

Donde.

e : Excentricidad de la fundación (Mv/N)

N : Carga axial a nivel del sello de fundación

L : Largo de la fundación.

En caso de fundaciones donde existen excentricidades en dos direcciones, es posible implementar este método considerando ábacos de interacción biaxial, tal como el que se muestra a continuación.

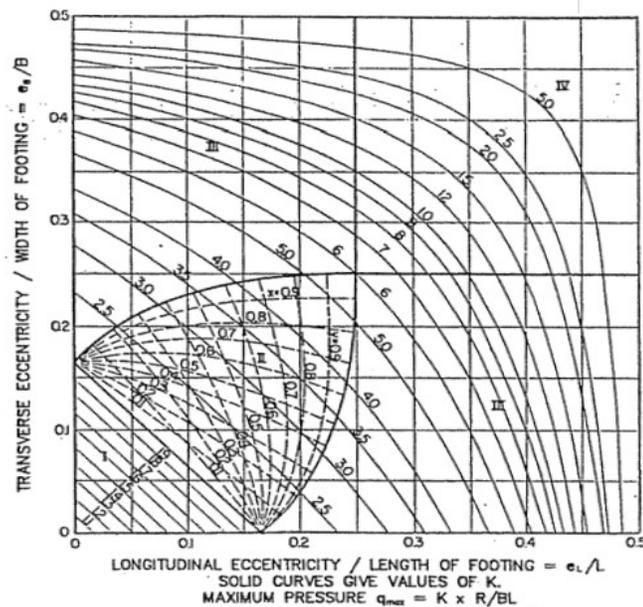


Figura II-3 – Ábaco excentricidad biaxial para zapatas rígidas (ref.)

De forma homóloga es posible establecer ecuaciones para zapatas circulares, sin embargo, dentro del contexto de marcos arriostrados, las geometrías rectangulares corresponden a la tipología dominante y, en consecuencia, de interés.

Adicionalmente, para el dimensionamiento de fundaciones se definen los factores de seguridad al levantamiento, volcamiento y deslizamiento según las siguientes expresiones.

$$F.S.L. = \frac{U}{N_R} \quad (2.6)$$

$$F.S.V. = \frac{M_R}{M_V} \quad (2.7)$$

$$F.S.D. = \frac{V_R}{V_{MÁX}} \quad (2.8)$$

Dónde:

F.S.L.: Factor de seguridad al levantamiento

F.S.V. : Factor de seguridad al volcamiento.

F.S.D.: Factor de seguridad al deslizamiento

U: Reacción vertical (definida positiva hacia arriba).

N_R: Resistencia al levantamiento de la zapata.

M_R: Momento resistente. Definido por la resultante entre el peso propio de la zapata, el suelo y la reacción de la estructura actuando sobre un pivote de volcamiento en el extremo de la zapata. Usualmente se desprecia

M_V : Momento volcante. Corresponde al momento a nivel de sello de fundación determinado por las fuerzas volcantes que actúan sobre la zapata.

V_R : Resistencia ante cargas laterales. Usualmente definida mediante un coeficiente de roce y la fuerza normal a nivel de sello de fundación. Es posible adicionar fuerza proveniente de la resistencia pasiva del suelo lateral y el aporte del roce lateral o de confinamiento.

$V_{MÁX}$: Corte máximo inducido por las combinaciones de carga.

Si bien existen factores de seguridad típicos empleados para el dimensionamiento de fundaciones, el concepto tras estas magnitudes corresponde a la estabilidad de la fundación, por ejemplo, si el momento volcante sobre el sello de fundación supera el efecto de las fuerzas resistentes, esto formaría un mecanismo de giro en el pivote, esto despreciando fuentes de resistencia adicionales.

Si bien una de las variables de interés normativo corresponde al porcentaje de área comprimida, es posible encontrar una equivalencia entre dicha magnitud y el factor de seguridad al volcamiento para una zapata rectangular de largo L , esta relación se desarrolla a continuación.

$$F.S.V. = \left(\frac{3}{3 - 2u/L} \right), \text{ si } \frac{e}{L} > 1/6 \quad (2.9)$$

Dónde

u : Fracción del porcentaje comprimido.

Respecto al factor de seguridad al levantamiento, es importante mencionar que el método de análisis clásico empleado por la práctica chilena para la obtención de la resistencia al levantamiento de las zapatas consiste en considerar el peso de la fundación actuando en conjunto con el peso del suelo inmediatamente sobre la fundación.

En la literatura es posible obtener la resistencia al levantamiento considerando el aporte del suelo, existiendo ecuaciones tanto para suelos granulares como cohesivos. Se presenta a continuación algunas expresiones para considerar de forma simple el aporte de la cuña de falla en la resistencia al levantamiento.

$$F_q = 1 + \left(\left(1 + m \left(\frac{D_f}{B} \right) \right) \left(\frac{B}{L} + 1 \right) \right) \left(\frac{D_f}{B} \right) K_u \tan(\varphi') \quad (2.10)$$

$$N_R = F_q W_t \quad (2.11)$$

Dónde.

D_f : Profundidad del sello de fundación.

m, K_u : Coeficientes según figura II-4.

Tabla 4.3 Variación de K_u , m , y $(D_f/B)_{cr}$

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	K_u	m	$(D_f/B)_{cr}$ para cimentaciones cuadradas y circulares
20	0.856	0.05	2.5
25	0.888	0.10	3
30	0.920	0.15	4
35	0.936	0.25	5
40	0.960	0.35	7
45	0.960	0.50	9

Figura II-4 – Factores K_u y m – fuente: (Das., 2010)

La ecuación 2.10 se aplica para valores de $\frac{D_f}{B}$ menores o iguales a $\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr}$ indicados en

Figura II-4.

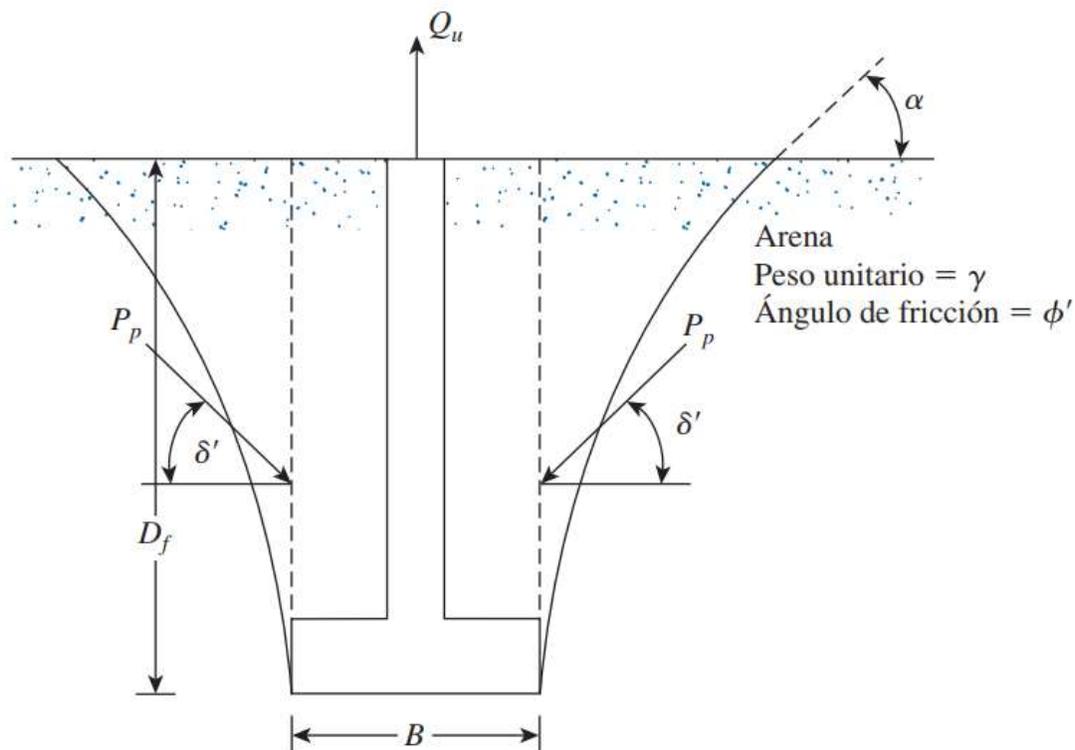


Figura II-5 – Esquema de fundación sometida a tracciones netas. Fuente: (Das., 2010)

En la literatura, adicionalmente es posible encontrar otros enfoques más simples para capturar el efecto de restricción del suelo ante cargas de tracción neta. Uno de ellos es el que se presenta en el documento NAVFAC DM7-02 (Naval Facilities Engineering Command, 1986), donde se muestra como resistencia adicional a levantamiento una cuña de falla que considera un ángulo de 30 grados para casos de suelo cohesivo y 20 para suelos granulares.

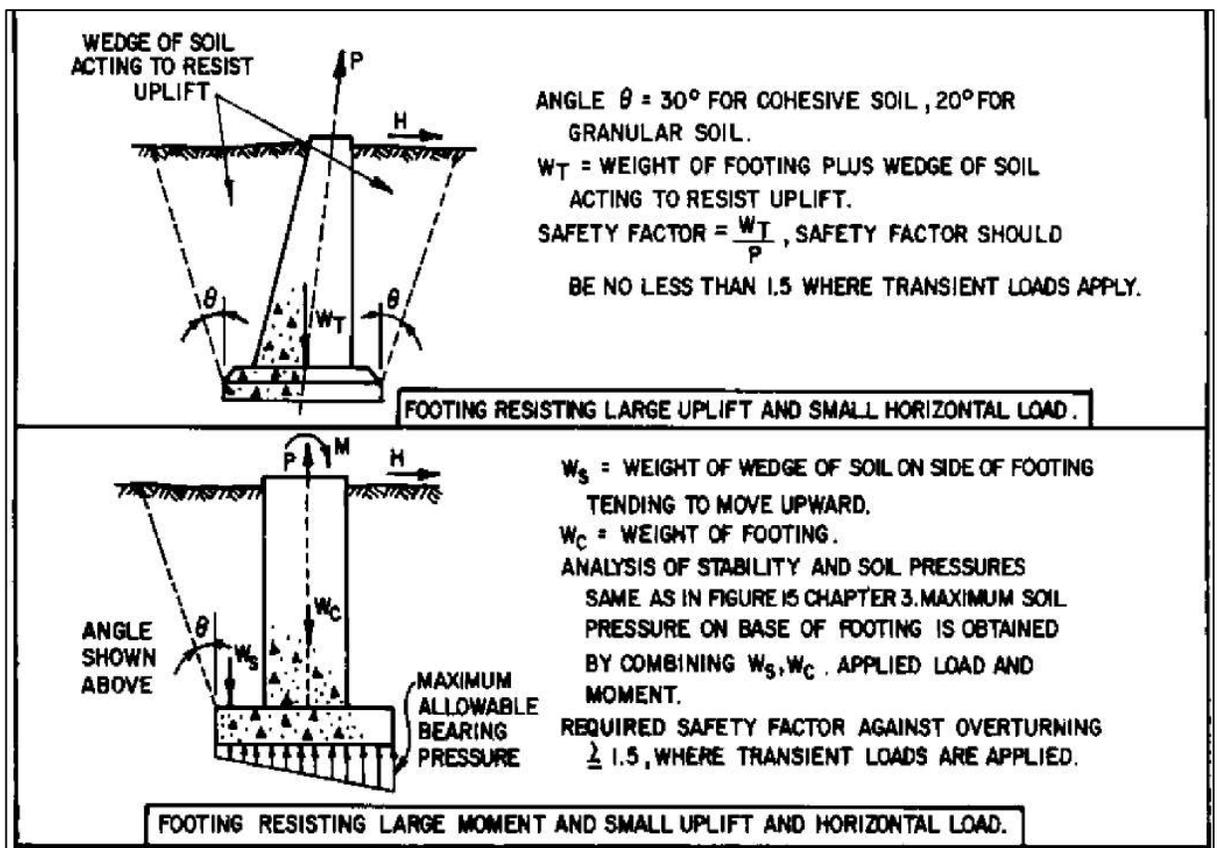


Figura II-6 – Extracto NAVFAC DM7-02 (Naval Facilities Engineering Command, 1986)

ii) Aporte del suelo lateral al mecanismo de estabilidad

Si bien no es de uso extensivo en el diseño de fundaciones superficiales, es posible encontrar en la literatura y en el estado de la práctica diversos enfoques que intentan capturar, de forma simple, el aporte del suelo lateral en el mecanismo de estabilidad. Uno de los enfoques corresponde al descrito en el documento normativo Manual de Carreteras (Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, 2018), donde si bien la formulación se realiza para pilas de fundación de sección rectangular, es posible aplicarlo para la tipología de fundaciones aisladas empleadas en este estudio. El método se describe a continuación.

La fundación en análisis se considera como un sólido rígido que gira respecto a un punto pivote, en este caso reconociendo la cinemática del problema y que el suelo corresponde a un medio flexible el centro de giro (CR) se ubicará a una distancia Z_R desde la superficie que supone el inicio de la restricción lateral del suelo, desde ese punto de giro hacia la superficie se supondrá un contacto elástico entre la cara comprimida por efecto del giro considerando una rigidez del suelo k_s , mientras que en la cara opuesta se considera un aporte del suelo desde el punto de giro (CR) hacia abajo considerando una rigidez del suelo igual a k_i , adicionalmente se considera una distribución lineal de tensiones bajo la zapata. Es importante mencionar que el método se define para un análisis en dos dimensiones y que tiene consideraciones especiales según el tipo de suelo. Se presenta a continuación un esquema y la formulación del método.

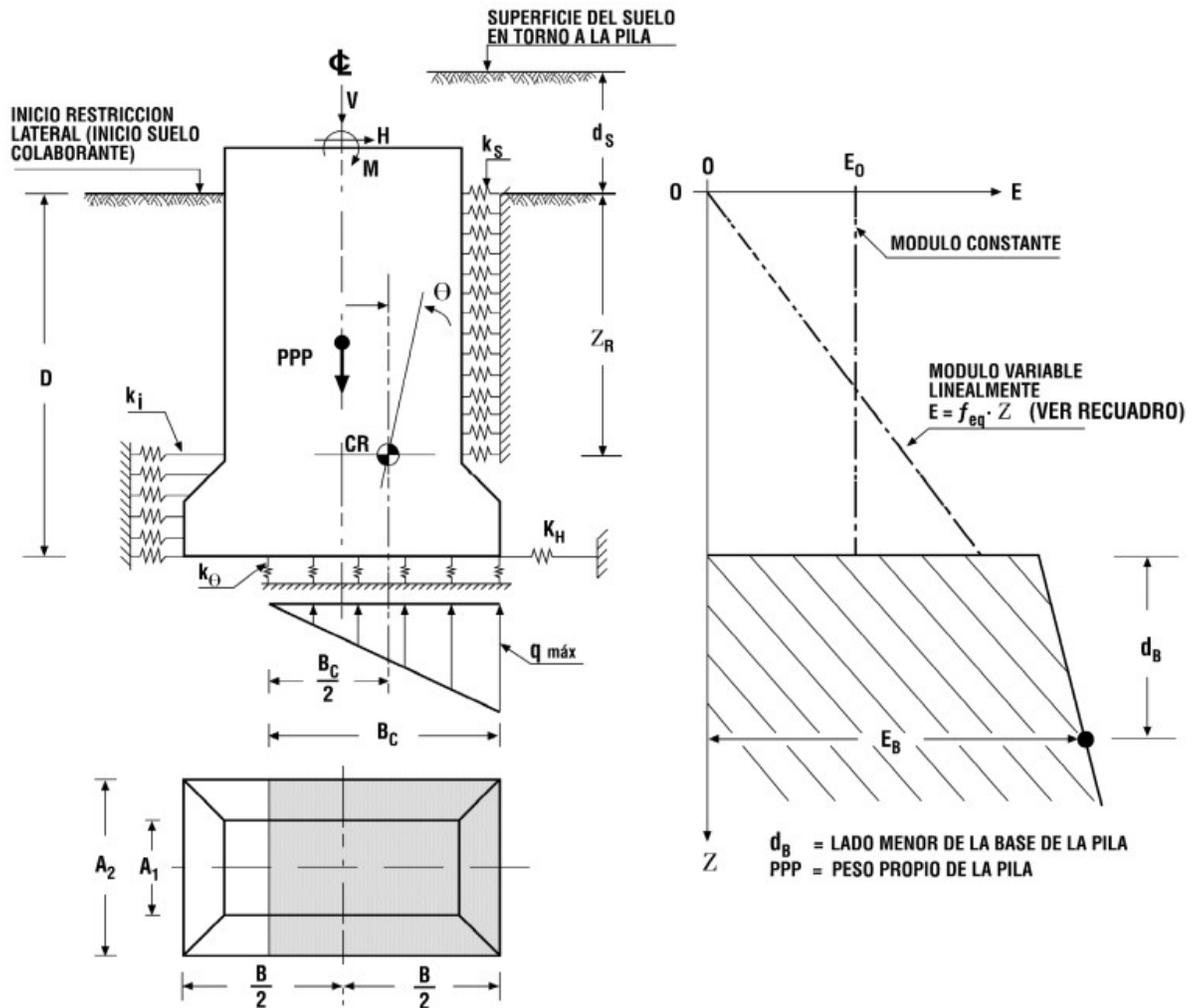


Figura II-7 – Esquema para elementos rectangulares: Extracto Manual de Carreteras (ref.)

Dónde:

$k_s = 2.2 \frac{f_{eq}}{D} Z$: Módulo de deformación variable linealmente (suelos granulares)

$k_i = 6.3 f_{eq}$: Módulo de deformación variable linealmente (suelos granulares)

$f_{eq} = f \left(1 + 3,3 \frac{d_s}{D} \right)$: Parámetro de equivalencia del coeficiente de incremento del módulo de elasticidad.

f : Coeficiente de incremento real con la profundidad del módulo de elasticidad.

TABLA 3.1003.302(2).A
COEFICIENTE DE INCREMENTO LINEAL REAL CON LA PROFUNDIDAD
DEL MODULO DE DEFORMACION DEL SUELO COLABORANTE

Suelo	Coeficiente f (kgf/cm ³)		
	DR = 30 a 40%	DR = 41 - 65%	DR = 66 - 90%
Arena sobre la napa	0,28 - 0,55	0,56 - 1,40	1,43 - 2,40
Arena bajo la napa	0,19 - 0,38	0,40 - 0,85	0,87 - 1,45
Grava arenosa sobre napa			3,0
Grava arenosa bajo napa			2,0

DR = Densidad relativa

Figura II-8 – Coeficientes de incremento: Extracto Manual de Carreteras

Otro enfoque para capturar el aporte del suelo lateral es considerar el aporte del suelo pasivo de acuerdo con la teoría de Rankine, siendo esta fuerza lateral una fuerza de reacción ante la carga lateral que se distribuye de acuerdo con un incremento lineal de la presión de reacción en la altura del elemento enterrado, esta fuerza no puede ser tomada como mayor a la resistencia pasiva del suelo. Es importante mencionar que la aplicación de las fuerzas laterales reactivas de Rankine no considera de forma explícita la compatibilidad cinemática del problema, por lo que sus resultados no pueden ser interpretados como una forma de capturar el comportamiento de la fundación, más bien busca distribuir de forma menos conservadora las fuerzas restituyente respecto al análisis tradicional que no considera ningún tipo de restricción del suelo lateral.

Se presenta a continuación el comportamiento de las presiones de Rankine (activa y pasiva) de acuerdo con la deformación inducida en el suelo.

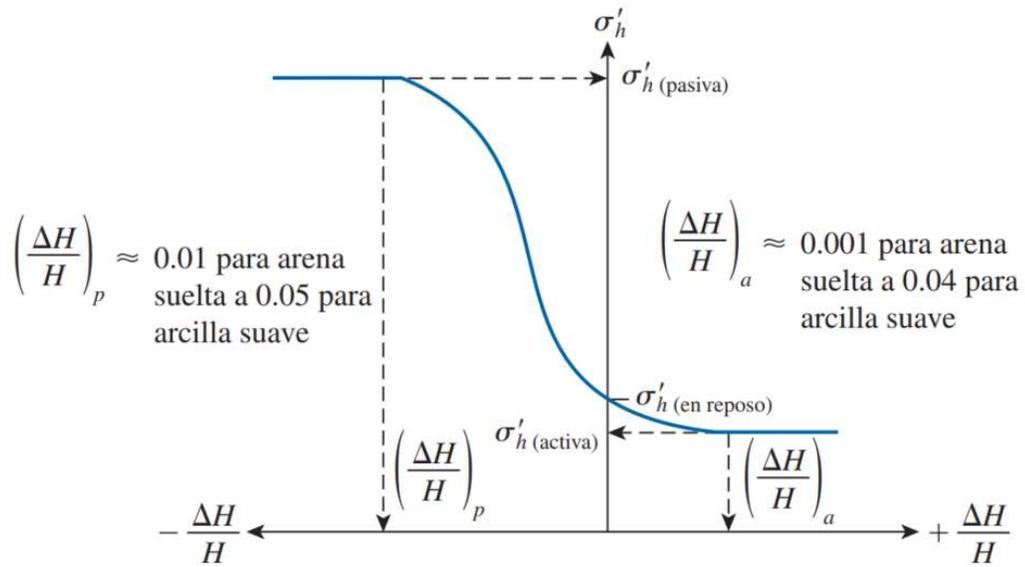


Figura II-9 – Curva de relación presión de Rankine v/s deformación. (Das., 2010)

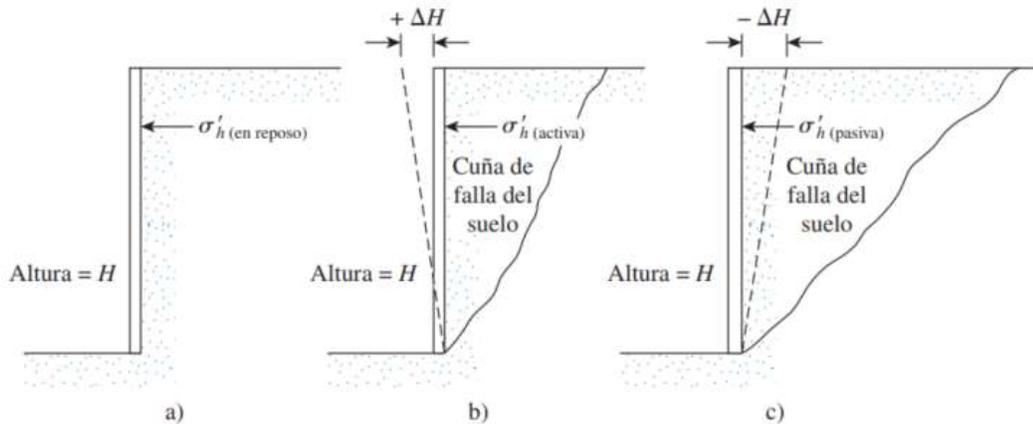


Figura II-10 – Orientación de deformación. (Das., 2010)

Se observa que, tal como se comentó anteriormente, la incorporación de las fuerzas reactivas provenientes de las presiones Rankine, suponen deformaciones laterales sin un criterio de falla establecido dentro del contexto del análisis tradicional de fundaciones, adicionalmente esta formulación no considera el efecto local que supone

que la dimensión longitudinal de la fundación aislada será comparable al resto de dimensiones, por lo que la cuña de falla se desarrollará de forma diferente al establecido típicamente para muros de contención (indicada en las imágenes anteriores).

iii) Elementos finitos.

Si bien este enfoque está fuera de este estudio, es importante rescatar que, para casos generales, tales como fundaciones flexibles o bien un sistema de alta redundancia estructural, es de exteniposible obtener los resultados requeridos para las verificaciones de diseño mediante el método de elementos finitos. En este método se modela el suelo mediante resortes no lineales que actúan sólo en compresión, cuya rigidez se obtiene de acuerdo con información de ensayos (generalmente basados en placas de carga) y la geometría del sistema fundación. Es posible modelar la zapata al menos mediante elementos de área que consideran tres grados de libertad por nodo, los que corresponden al desplazamiento vertical y los dos giros contenidos en el plano de la zapata, es decir mediante un elemento tipo “*plate*”.

Además de la versatilidad referida a la geometría de la fundación y su flexibilidad, una de las ventajas de la implementación del método de elementos finitos en el análisis de fundaciones, es la capacidad de considerar explícitamente el aporte del suelo lateral de acuerdo con la rigidez horizontal entregada por el estudio de mecánica de suelos para el sitio.

II.2 Demanda sísmica

II.2.1. Niveles de amenaza sísmica

La demanda empleada consiste en una serie de registros sísmicos consistentes con niveles de amenaza sísmicas definidas según la normativa nacional vigente, el estado del arte y la práctica internacional. Los niveles de amenaza sísmica considerados corresponden a probabilidades de excedencia del 10% en 50 años y 5% en 50 años, las que representan respectivamente al sismo de diseño (DLE), y al sismo máximo probable, para efectos del presente trabajo se considera la nomenclatura (MCE) para este nivel de amenaza, lo que no se ajusta al nivel MCE definido en normativas internacionales.

II.2.2. Metodología

Para determinar la amenaza sísmica, en primera instancia es necesario definir el emplazamiento de la estructura en análisis, por lo que se ha escogido dos sitios el primero corresponde a la ubicación de la Siderúrgica de Huachipato, región del Bio-Bio y mientras que el segundo corresponde a la Mina Gabriela Mistral, región de Antofagasta. Ambas locaciones además de representar sitios de interés para el área industrial corresponden a dos zonas sísmicas distintas, es decir, ante un mismo tipo una misma geometría y estados de carga gravitacionales idénticos, debiese llevar a dos diseños de estructuras diferentes.

Una vez definida la ubicación, es necesario establecer la demanda sísmica. En este estudio se emplea un enfoque probabilístico, el que se diferencia del enfoque determinístico debido a que en el primero se integran distintas fuentes de incertidumbre y entrega valores de demanda espectral asociados a alguna probabilidad de ocurrencia de interés, por ejemplo, las definidas anteriormente para DLE y MCE. Mientras que un enfoque determinístico considera un escenario de sollicitación sísmica (por ejemplo, una magnitud, distancia y propiedades del suelo dadas) y determina el nivel de demanda en un sitio.

La ecuación que determina la probabilidad de que la sollicitación (intensidad de la demanda sísmica) supere cierto valor x se presenta a continuación.

$$P(IM > x) = \sum_{i=1}^n \int_{m_{min\ i}}^{m_{máx\ i}} \int_0^{r_{máx\ i}} P(IM > x | m, r) f_{M\ i}(m) f_{R\ i}(r) dr dm \quad (2.6)$$

Donde:

n : Número de fuentes

$f_{M\ i}$: Distribución de magnitudes para la fuente i

$f_{R\ i}$: Distribución de distancias fuente-sitio para la fuente i .

$P(IM > x | m, r)$: Probabilidad de que la intensidad IM sea mayor que el valor x , dados una magnitud y una distancia fuente-sitio m y r .

De esta forma se integra directamente las fuentes incertidumbre, para cada fuente sísmica, el modelo de movimiento del suelo (GMM), la distribución de distancias

fuente sitio y la distribución de magnitudes, asociado a la capacidad generadora de sismos de la fuente. Se describe a continuación las consideraciones empleadas para cada una de estas fuentes de incertidumbre.

i) Modelo de movimiento del suelo (GMM):

La demanda sísmica empleada considera un árbol lógico compuesto por los modelos de movimiento del suelo propuestos en Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone (Idini & Al, 2016) y Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone (Montalva, 2017) , debido a que se basan en catálogos actualizados de terremotos registrados en Chile a la fecha de publicación del presente estudio. En el árbol lógico se le ha asignado un 50% de peso porcentual a cada una de estas leyes.

Para el caso del modelo de Montalva, se ha considerado los modelos de HQ (alta calidad) para sismicidad interplaca e intraplaca de acuerdo con la definición de las diferentes fuentes consideradas. En el caso del modelo de Idini se ha considerado la forma espectral tipo S_{II} , en base al periodo predominante, considerado las formulaciones para eventos intraplaca e intraplaca.

ii) Distribución de distancias fuente-sitio:

De acuerdo con la identificación de las fallas, se establece una relación geométrica entre dichos espacios geométricos y los puntos de interés.

iii) Distribución de magnitudes:

Se considera la ley de recurrencia acotada establecida en An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of Its Poisson Nature (Poulos & Al, 2018). De esta forma es posible establecer el espectro de amenaza uniforme, en adelante UHS, para las probabilidades de excedencias establecidas para DLE y MCE, es decir que cada ordenada espectral posee una misma probabilidad de excedencia, lo que de acuerdo con la integración realizada representa una envolvente de diferentes escenarios, es decir, no representa el espectro de un registro sísmico en particular.

iv) Espectro de media condicionada

De acuerdo con modelos de desagregación, se obtienen los espectros de media condicionada (Backer, 2011), estos, en adelante CMS, corresponden a espectro dónde el periodo de interés, en el caso del presente estudio T_1 (periodo natural de vibración), posee un nivel de demanda consistente con el periodo de retorno objetivo, mientras que el resto de las coordenadas posee niveles de demandas consistente con la ocurrencia del nivel de demanda espectral para T_1 . En consecuencia, el espectro de UHS coincidirá con el espectro CMS, sólo en la coordenada objetivo.

Finalmente, en base a factores de correlación espectral establecidos en (Candia, 2019), es posible compatibilizar un registro sísmico mediante escalamiento.

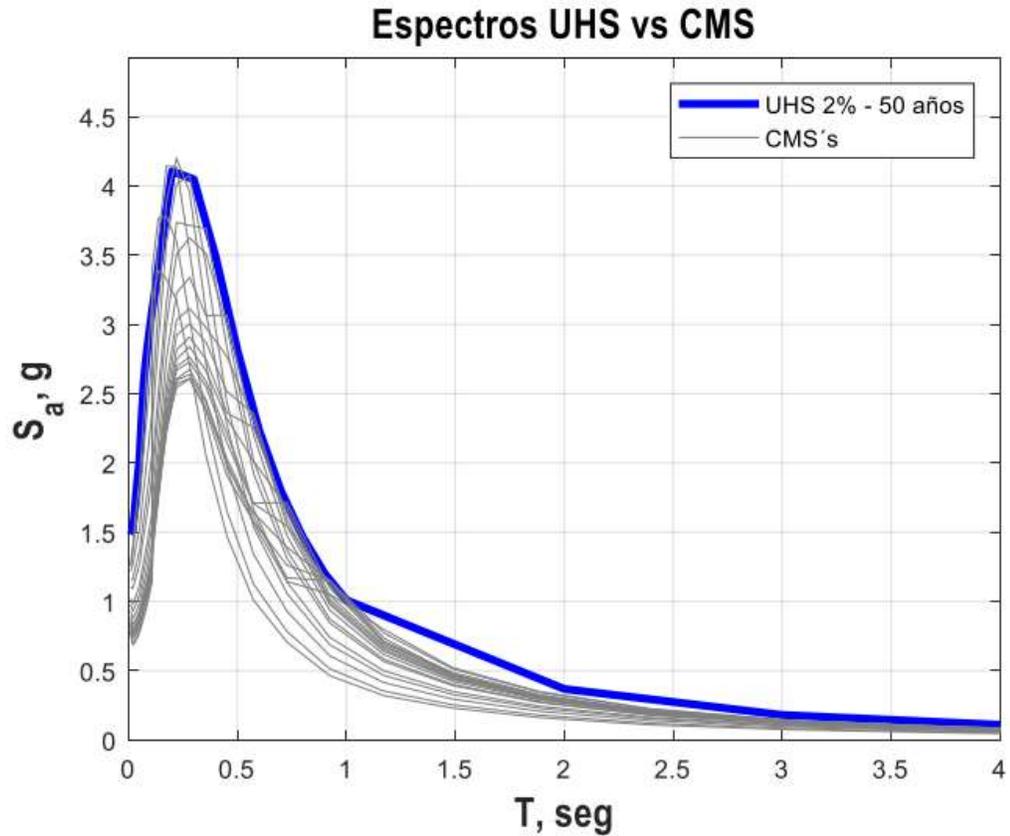


Figura II-11 – Espectros CMS v/s Espectro UHS.

v) Selección de registros

Para la selección de registros se ha considerado la base de datos publicada por Siber-Risk Strong Motion Database. Los registros sísmicos utilizados corresponden a grandes terremotos registrados entre marzo de 1985 hasta Septiembre de 2019.

El criterio de selección de registros se establece de acuerdo con un filtro considerando suelos con valores de velocidad de onda de corte (V_{S30}) correspondientes a los suelos tipo B y C de la norma NCh2369 que consideran una media geométrica de PGA

ortogonales mayor a 0,1g. Una vez obtenidos los registros, se aplica el método de escalamiento espectral de ASCE7-16, considerando los siguientes criterios.

- a) Espectro objetivo: CMS- 2475 periodo de retorno medio (MCE)
- b) Rango de periodos: $0,1T_1 - 1,5T_1$
- c) Número de registros: 30, con menor sumatoria de error cuadrático.

Se presenta en el ANEXO B, los espectros de los registros seleccionados, considerando los factores de escalamiento.

II.3 Confiabilidad estructural y métodos de diseño

En Chile, la normativa de diseño estructural aplicable a las estructuras de acero en el contexto de estructuras industriales, indica que el método para dimensionamiento de estas corresponde al método de diseño basado en fuerzas, dentro de este marco existen dos enfoques permitidos para el diseño de estructuras de acero de acuerdo con la normativa nacional (NCh2369, NCh3171, NCh427-1) e internacional (AISC-360), estos corresponden al método de tensiones admisibles ASD y al método de mayoración de cargas y reducción de resistencias LRFD. Esta última corresponde a la metodología de diseño que captura explícitamente el concepto de confiabilidad estructural corresponde al método de mayoración de cargas y reducción de resistencia. En esta metodología se determinan coeficientes que amplifican las cargas (γ_i) y reducen las resistencias (ϕ_i) en base a una probabilidad de falla objetivo, la que comúnmente se caracteriza mediante el índice de confiabilidad β , el que puede variar

según el tipo de falla u otros criterios adoptados. En consecuencia, tanto los coeficientes de mayoración como los de reducción deben asegurar una probabilidad de superación de un estado límite objetivo o una confiabilidad objetivo. La expresión general que define al índice de confiabilidad se indica a continuación.

$$\beta = \frac{(\mu_R - \mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6)$$

Dónde:

- R: Resistencia
- Q: Carga
- μ_i : Representa el valor medio de la distribución de la variable i
- σ_i : Representa la desviación estándar de la distribución de la variable i

Es común, tanto en Chile como en normativas internacionales que los códigos y normas asociadas con el diseño de elementos para diferentes materiales establezcan los factores de reducción de resistencia (ϕ_i), mientras códigos y normas asociadas a las cargas establezcan factores de mayoración de cargas (γ_i), por lo que una coordinación entre las normativas es fundamental para que el diseño sea consecuente con las confiabilidades objetivos. La normativa chilena aplicable al diseño de estructuras industriales no es explícita respecto a los valores de los índices de confiabilidad objetivo, sin embargo, en la literatura internacional es posible encontrar dichos valores. Tal es el caso de códigos como ASCE/SEI-7 o AISC-360. Algunos valores empleados por la normativa internacional se indica a continuación.

Tabla II-1: Factores β según AISC-LRFD. Elaboración propia.

Combinación de Carga	β Objetivo	Elementos
D + L o S	3,0	Perfiles
	4,5	Conexiones
D + L + W	2,5	Perfiles
D + L + E	1,75	Perfiles

Dónde:

- D: Carga permanente
- L: Carga viva
- W: Carga de viento
- E: Carga sísmica

Es importante destacar que se considera un índice de confiabilidad mayor para el caso de conexiones, esto se explica debido a que la falla de este tipo de elementos pone en peligro la estabilidad local y/o global de la estructura, por lo que este aumento en el índice de confiabilidad objetivo se traduce en un requisito más exigente para el diseño de estos elementos.

II.4 Modelación de estructuras

Se presenta a continuación, la descripción de las hipótesis de modelación empleadas en el presente estudio.

II.4.1. Modelación de estructuras de acero (general)

La modelación de los elementos estructurales considera las siguientes propiedades lineales elásticas:

- Módulo de elasticidad acero estructural: 2040000 kgf/cm²
- Coeficiente de Poisson: 0.3

El amortiguamiento considerado para el análisis lineal elástico mediante cargas reducidas corresponde a un 3% respecto al amortiguamiento crítico, de acuerdo con las disposiciones de la normativa NCh2369:2023.

Los elementos que presenten incursión en el rango no lineal de tensión deformación, se caracterizan de acuerdo con sus propiedades esperadas de resistencia ASCE41-17 (ASCE, 2017).

Se presenta a continuación un resumen de las propiedades empleadas para la modelación, basados en ASCE41-17 (ASCE, 2017) y en lo indicado en el estudio “Determinación de los valores de fluencia y rotura esperados para perfiles de acero que se utilizan en Chile” (Hernández, 2014).

Tabla II-2: Resumen de propiedades de elementos de acero

Elemento	R_y	R_u	F_{ye} [kgf/cm ²]	F_{ue} [kgf/cm ²]	Observación
-----------------	----------------------	----------------------	---	---	--------------------

Pernos de Anclaje F1554 Gr36 / ASTM A36	1,5	1,2	3795	4896	Se considera como un elemento tipo barra según ASIC-341
Perfiles L / XL de espesor mayor a 6 mm	1,5	1,2	3795	4896	Se considera como elementos laminados en caliente según ASIC-351

II.4.2. Modelación de arriostramientos (no lineal)

La modelación los arriostramientos considera la implementación de las curvas de comportamiento (fuerza-deformación) mediante elementos tipo Link Multilinear Plastic. La curva esqueleto (fuerza-deformación), está basada en ASCE-41 (ASCE, 2017) considerando las indicaciones contempladas en el documento “Example Application for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (FEMA, 2018).

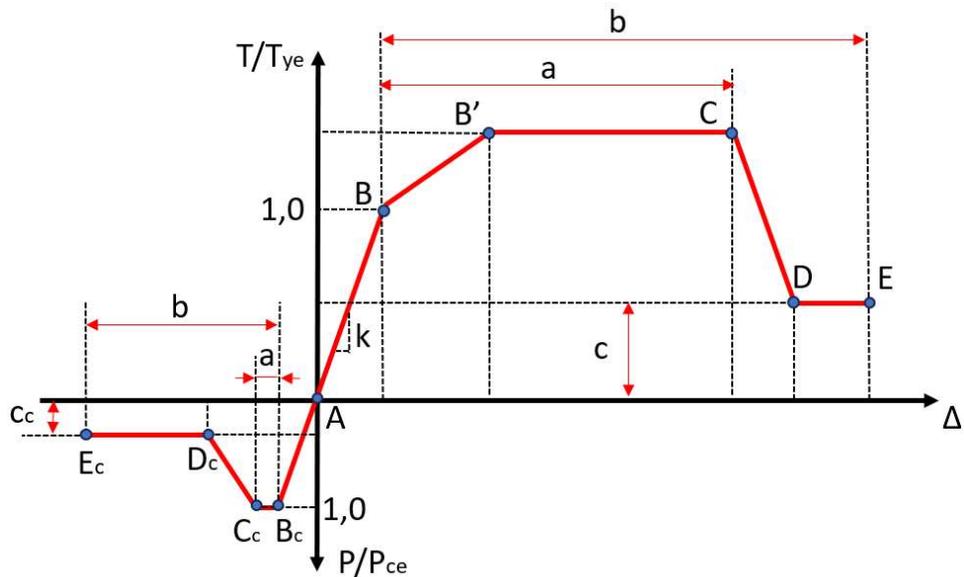


Figura II-12 – Curva esqueleto para sistemas arriostrados. Esquema de elaboración propia

Dónde:

- A: Punto de cero esfuerzo-deformación
- k: Rigidez lineal del elemento.
- B: Punto de fluencia en tracción
- B': Punto de rotura en tracción se define considerando una caída de pendiente igual a $0,1k$.
- C: Punto de rotura, según parámetro a para tracción.
- D: Caída a resistencia residual, se define considerando una pendiente descendente de igual magnitud a k y una resistencia residual dada por el parámetro c para tracción.
- E: Punto de máxima deformación en tracción, definido por el parámetro b para tracción.
- B_c: Punto de pandeo elástico esperado
- C_c: Punto definido por el parámetro a para compresión.
- D_c: Caída a resistencia residual, se define considerando pendiente descendente k y una resistencia residual dado por el parámetro c para compresión.
- E_c: Punto de máxima deformación en compresión, definido por el parámetro b para compresión.

De acuerdo con en ASCE-41 (ASCE, 2017) los parámetros a, b y c se definen a continuación.

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	<i>a</i>	<i>B</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W, I, 2L in-plane^c, 2C in-plane^c</i>	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. <i>2L out-of-plane^c, 2C out-of-plane^c</i>	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W, I, 2L in-plane^c, 2C in-plane^c</i>	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. <i>2L out-of-plane^c, 2C out-of-plane^c</i>	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e-g}						
1. <i>W</i>	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. <i>2L</i>	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Columns in tension (except EBF Columns)^e	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-Restrained Braces^{h-j}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

Figura II-13 –Definición de parámetros de modelación para tracción y compresión.
Extracto ASCE-41.

Debido a que no existe una clasificación específica para los perfiles tipo XL, se emplean los parámetros definidos para los perfiles 2L debido a su similitud.

Tanto la fuerza de pandeo elástico P_{ce} , como la fuerza de tracción T_{ye} , quedas definida de acuerdo con las expresiones de resistencia a compresión y tracción de AISC-360, considerando las propiedades esperadas del material indicadas en la Tabla II-2.

Para capturar el efecto de cíclico de la degradación de resistencia y rigidez de los arriostramientos se emplea una curva de histéresis del tipo Pivote.

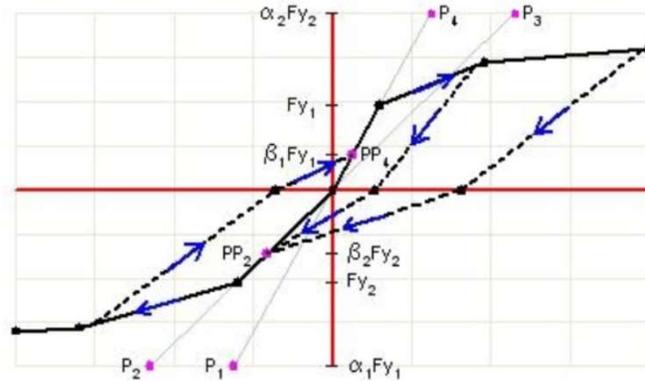


Figura II-14 – Pivot hysteresis model (*Computers & Structures INC, 2017*)

Se presenta a continuación los parámetros empleados para la definición de la histéresis (Urzúa, 2015).

- α_1 : Coeficiente para punto de pivote en descarga a cero, tramo positivo de la curva de comportamiento ($\alpha_1 = 100$)
- α_2 : Coeficiente para punto de pivote en descarga a cero, tramo negativo de la curva de comportamiento ($\alpha_2 = 0.5$)
- β_1 : Coeficiente para punto de pivote en nuevo ciclo de carga positiva ($\beta_1 = 0.1$)
- β_2 : Coeficiente para punto de pivote en nuevo ciclo de carga negativa ($\beta_2 = 1$)

II.4.4. Modelación de pernos de anclaje (no lineal)

Los pernos de anclaje son considerados mediante elementos que caracterizan su comportamiento lineal elástico hasta la fluencia y luego se considera un modelo de curva de comportamiento tipo bilineal en tracción, mientras en compresión se reconoce que su aporte es despreciable.

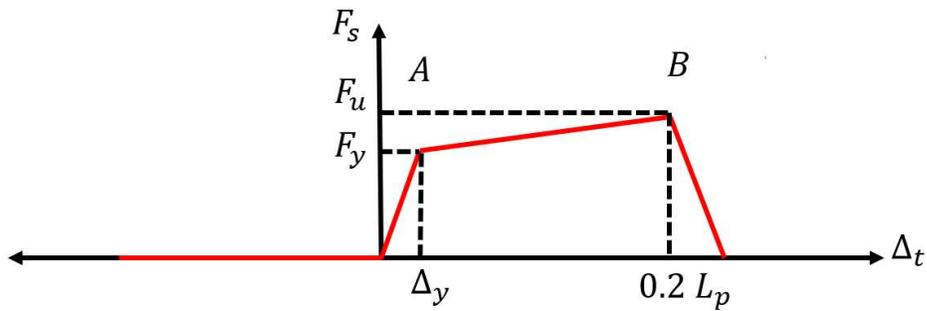


Figura II-15 – Curva esqueleto para sistemas de anclaje. Elaboración propia

Dónde:

- A: Punto que representa la fluencia, viene dado por la fluencia del sistema de anclaje y su respectiva deformación.
- B: Punto que representa la rotura, se define de acuerdo con la fuerza de rotura del sistema de anclaje, se considera que esta se desarrolla para una deformación de un veinte por ciento del largo efectivo del perno.
- L_p : Largo efectivo del perno de anclaje.

Este elemento se modela actuando en paralelo con un elemento que representa la rigidez lineal-elástica del pedestal de hormigón armado. De forma esquemática se presenta el modelo de anclaje y pedestal.

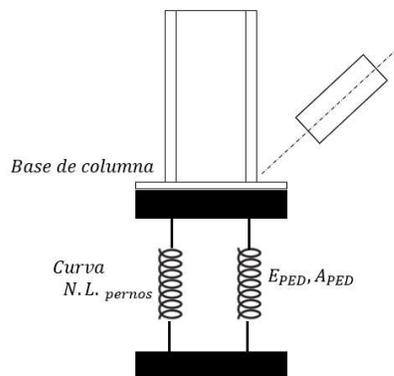


Figura II-16 – Esquema modelo para sistema de anclaje. Elaboración propia.

Para capturar el efecto de cíclico de la degradación de resistencia y rigidez de los pernos de anclaje se emplea una curva de histéresis del tipo cinemático (Kinematic Hysteresis Model), ampliamente utilizado para la modelación de elementos dúctiles y que no requiere definición de parámetros adicionales.

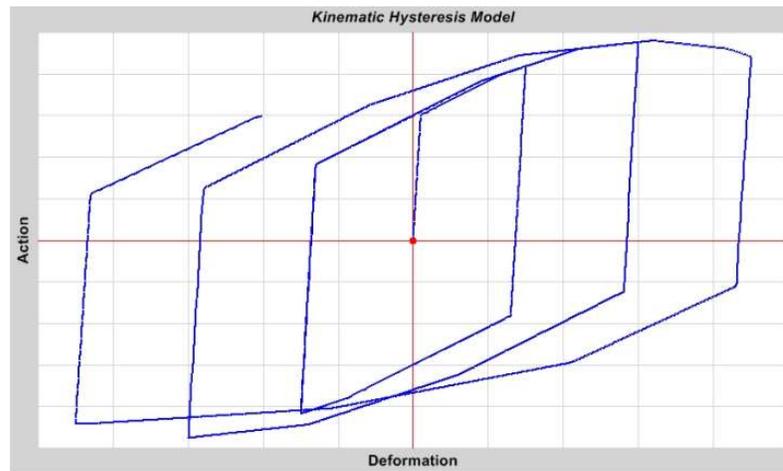


Figura II-17 – Kinematic Hysteresis Model (Computers & Structures INC, 2017).

Para la modelación del pedestal se emplea un elemento tipo GAP que considera una gran rigidez en la dirección vertical negativa, una abertura (open) igual a cero, por otra parte, en la dirección vertical positiva este elemento no presenta rigidez. De esta forma el elemento link que representa los pernos de anclaje no influye en la respuesta ante cargas de compresión mientras que en el caso de tracción la rigidez del sistema será idéntica a la definida para los pernos de anclaje, debiendo seguir la curva de comportamiento definida y su respectivo modelo de histéresis.

II.5 Requisitos de diseño normativa NCh2369:2023 y estado de la práctica chilena industrial.

II.5.1. Requisitos de diseño para fundaciones rígidas.

De acuerdo con la normativa NCh2369:2023, según el numeral 10.1.4 para fundaciones rígidas no ancladas, se muestra una clasificación referida al grado de

complejidad de la modelación de esta. Dicha clasificación se describe a continuación:

- Fundaciones estándar menores: No ha sido incluidas en el modelo de la estructura.
- Fundación estándar mayor: Se han incluido explícitamente en el modelo estructural.
- Fundaciones especiales: Requiere una modelación suelo-estructura completa e integrada de todos los elementos que influyen en la respuesta dinámica.

Debido a que el presente estudio se enfoca en el diseño tradicional, se da énfasis a los requisitos para fundaciones del tipo “estándar menor”, estándar que coincide con el método más frecuente para modelación estructural de acuerdo con la práctica chilena. Para el estándar menor la normativa indica que se debe asegurar al menos un 80% de área de contacto bajo la fundación para las combinaciones sísmicas, mientras la tensión resultante debe ser menor que la tensión admisible correspondiente. Adicionalmente para las combinaciones de carga donde la componente sísmica horizontal ha sido amplificada por $0,7R_1 > 1,0$ se debe mantener un factor de seguridad mínimo de 1,0 contra el levantamiento frente a tracciones verticales netas. 5. En el comentario de la versión anterior de la norma (NCh2369-2003), donde encontramos el mismo requisito del 80% del área en compresión, se indica que las disposiciones para fundaciones se basan en la, amplia experiencia chilena tanto en edificios (NCh433) como en proyectos de minería y de industrias de diferentes tipos, siendo el requisito asociado al factor de seguridad al levantamiento ante cargas amplificadas

uno de los cambios relevantes para fundaciones respecto a la versión anterior de la misma normativa.

II.5.2. Requisitos de diseño para anclajes al hormigón

La normativa NCh2369:2023 establece requisitos para anclajes en el numeral 8.5. Entre los requisitos se establece que los pernos de anclaje dúctiles deben tener silla de anclaje y una longitud expuesta no inferior a 250 mm ni a 8 veces el diámetro del perno (diámetro nominal), exceptuando de esto a los anclajes diseñados de acuerdo con las combinaciones de carga que consideran el sismo horizontal amplificado ($07R_1 \geq 1,00$). Además, se establece que las bases de columnas deben estar provisto de un elemento diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal (i.e., llaves de corte), determinado mediante las combinaciones de carga con sismo amplificado, salvo para apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 kN, si bien existen otras instancias donde no es requisito proveer esta placa, estas están fuera del alcance del presente estudio. Adicionalmente la norma (NCh2369:2023) establece que para los pedestales deben ser diseñados para resistir las solicitaciones obtenidas para cargas amplificadas y mientras que para categorías superiores (III y IV) estos deben resistir las cargas de capacidad esperada del anclaje, no siendo necesario en ningún caso proveer una resistencia mayor a la máxima carga que el sistema puede transferirle.

De forma coherente con los requisitos de diseño establecidos por la normativa sísmica industrial, la norma NCh430 y el documento DS-60 indica que las estructuras de hormigón armado deben ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones de ACI 318-08, en cuyo apéndice D se establecen requisitos para los anclajes y se establece la resistencia del hormigón de acuerdo con el método LRFD, además en este código de diseño se establece que para el diseño de un anclaje en zonas de alta sismicidad se deben cumplir con requisitos adicionales, donde se castiga la resistencia del hormigón y se indica de forma explícita que los anclajes deben ser diseñados de modo tal que la falla esté controlada por el acero de un elemento dúctil (estructura) o bien por la fluencia de algún elemento de la fijación. Versiones más actualizadas de la norma como ACI318-19 establecen requisitos más detallados para zonas sísmicas, algunos de estos requisitos se presentan en la Tabla II-1.

Tabla II-1 – Disposiciones ACI318 - 19

Disposición ACI318 -19	Descripción (resumen)
17.10.5.3 a)	Para un anclaje, la resistencia del hormigón debe ser mayor que la resistencia del anclaje de acero. Para un grupo de anclajes la razón entre la carga sobre el anclaje más solicitado y su resistencia debe ser igual o mayor que la razón de la carga de tracción sobre el grupo de anclajes sobre la resistencia del hormigón.
17.10.5.3 b)	El anclaje o el grupo de anclajes debe ser diseñado para la máxima tracción que puede ser transmitida de acuerdo con algún mecanismo de fluencia dúctil en el aditamento de acero.
17.10.5.3 c)	El anclaje o el grupo de anclajes debe ser diseñado para la máxima tracción que puede ser transmitida de acuerdo con algún mecanismo de no dúctil.

17.10.5.3 d)	El anclaje o el grupo de anclajes debe ser diseñado para la máxima tracción obtenida desde las cargas mayoradas que incluyen el caso sísmico E amplificado por el factor Ω_0 (factor de sobre resistencia).
--------------	--

Si bien no corresponde a un requisito de diseño, es de común práctica en estructuras industriales proveer al menos de cuatro pernos de diámetro 3/4” de calidad F1554 gr 36 o ASTM A36. Para marcos arriostrados concéntricos, en donde la estabilidad lateral depende de las diagonales, estos pernos se disponen dentro de las alas de los perfiles¹ de modo de minimizar la inercia del anclaje, típicamente para modelación tradicional se emplea un apoyo rotulado con restricción al desplazamiento en las dos direcciones.

¹ En general para materializar las columnas de los marcos se emplean perfiles tipo IN, HN o W, sin embargo, es posible encontrar, por ejemplo, columnas enrejadas, en donde el concepto es similar.

III. DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO

III.1. Descripción General

El espacio arquetipo corresponde a ejes estructurales en base a marcos arriostrados concéntricos con diagonales en cruz, cuyos periodos fundamentales oscilan entre 0.10 y 0.50 segundos aproximadamente, considerando distintos números de pisos. Éstos han sido previamente diseñados de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 y según el estado de la práctica, de esta forma intentan representar el marco intermedio de un edificio industrial simétrico y arriostrado en ambos sentidos. Se establece una distancia entre vanos de cinco metros y una altura entre piso de tres metros, además para cada uno de los modelos se consideran dos vanos arriostrados por nivel, sin presentar discontinuidades en altura. Finalmente, en los vanos centrales del último nivel se apoya un equipo que descarga sobre las vigas del vano arriostrado, el detalle de los estados de carga involucrados y la geometría considerada se muestra a continuación.

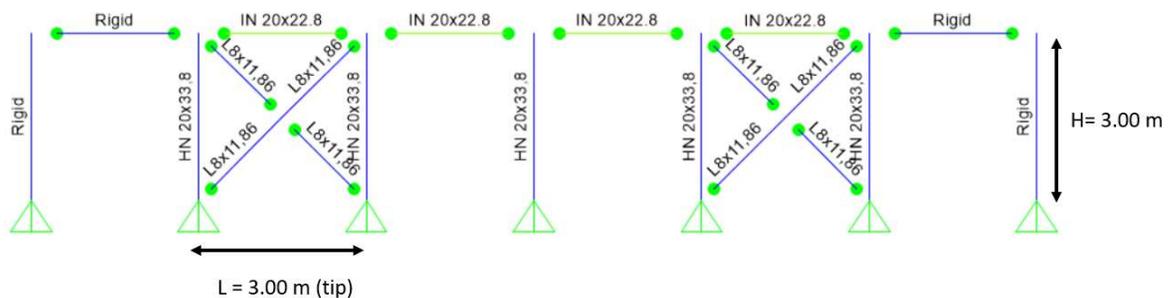


Figura III-1 – Geometría y perfiles Modelo 1

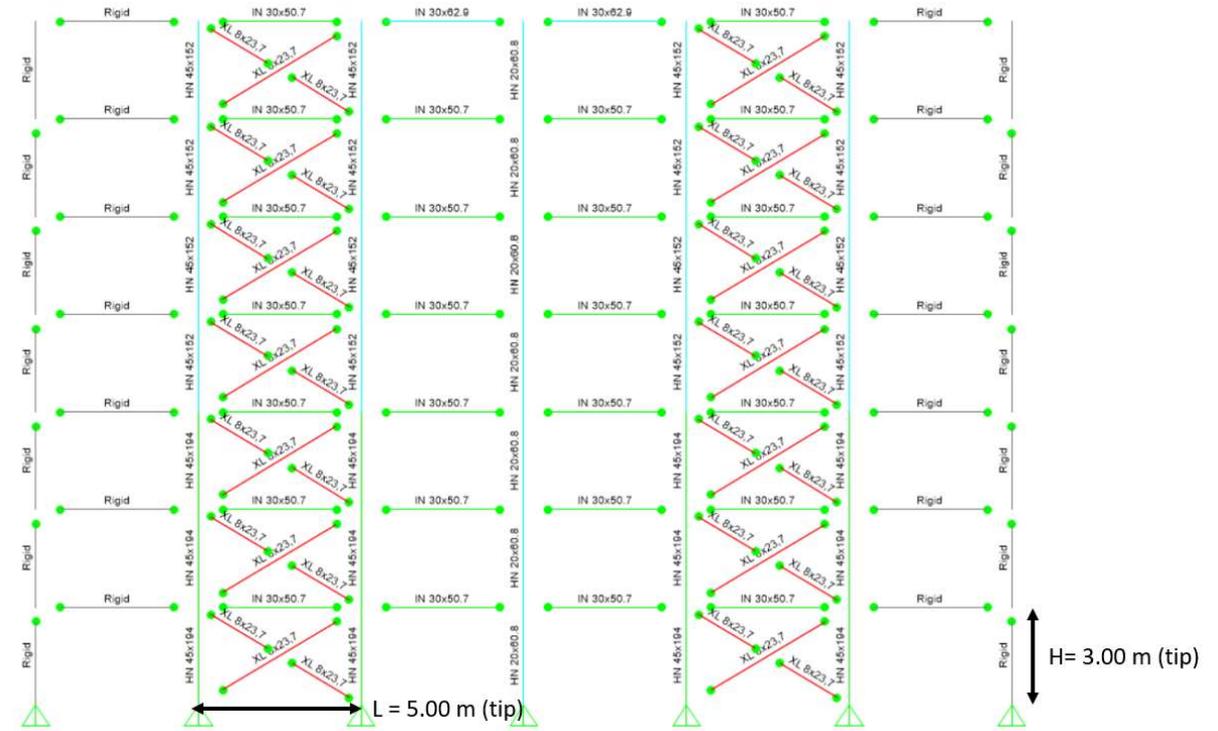


Figura III-2 – Geometría y perfiles Modelo 4

La geometría para los modelos 2 y 3, corresponde a una geometría similar a la mostrada en la Figura III-2, pero para dos y cuatro pisos respectivamente, mientras que la perfilería de estos modelos se indica en Tabla III-1.

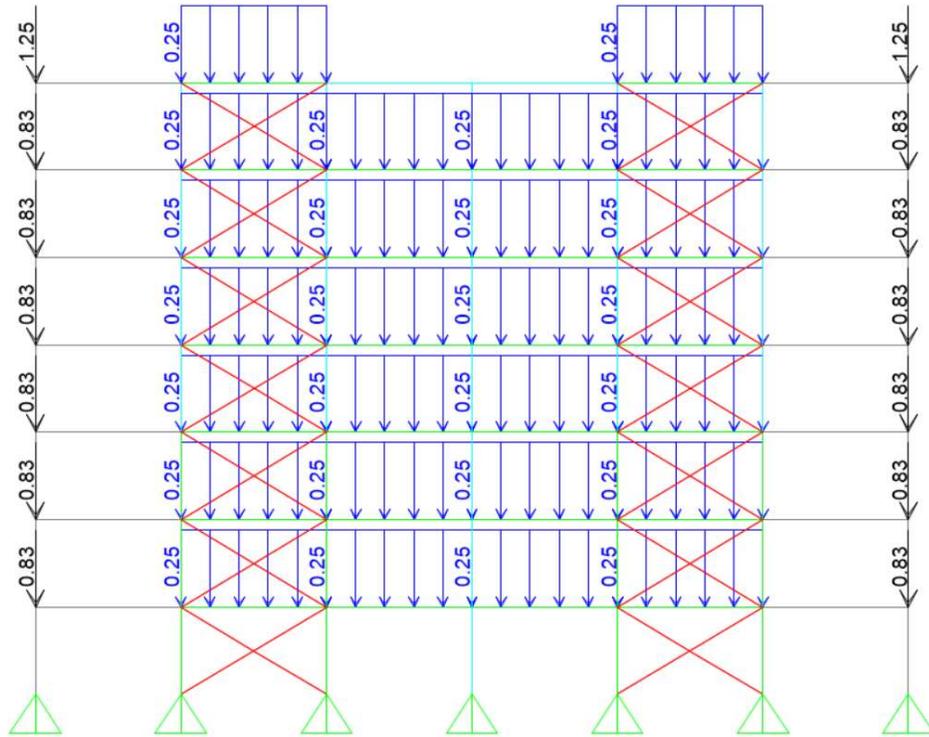


Figura III-3 – Carga permanente - Grating (Dgrt). Tonf, m.

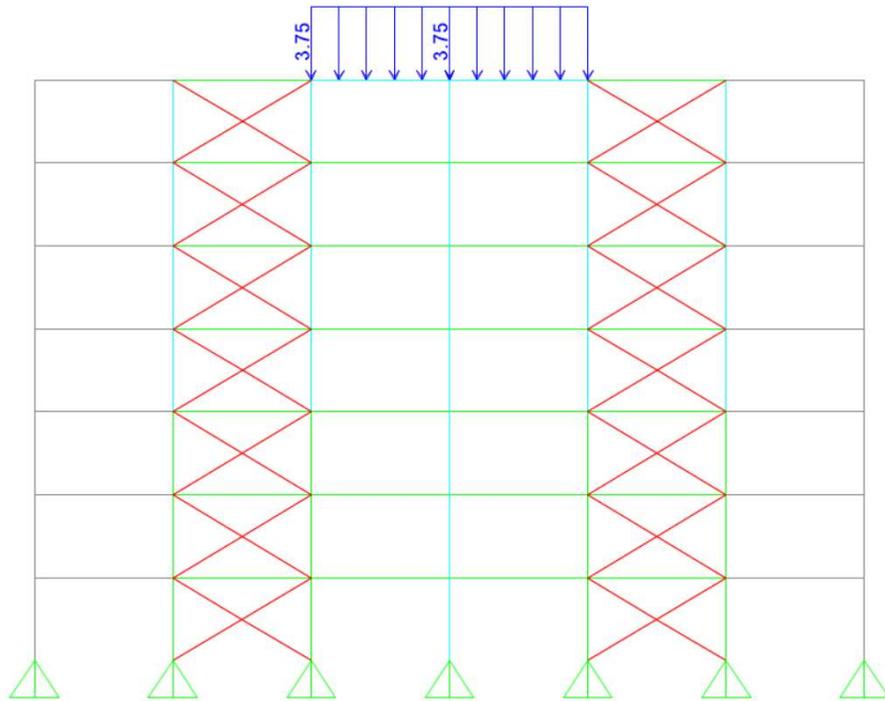


Figura III-4 – Carga permanente - Equipos (Deq). Tonf, m.

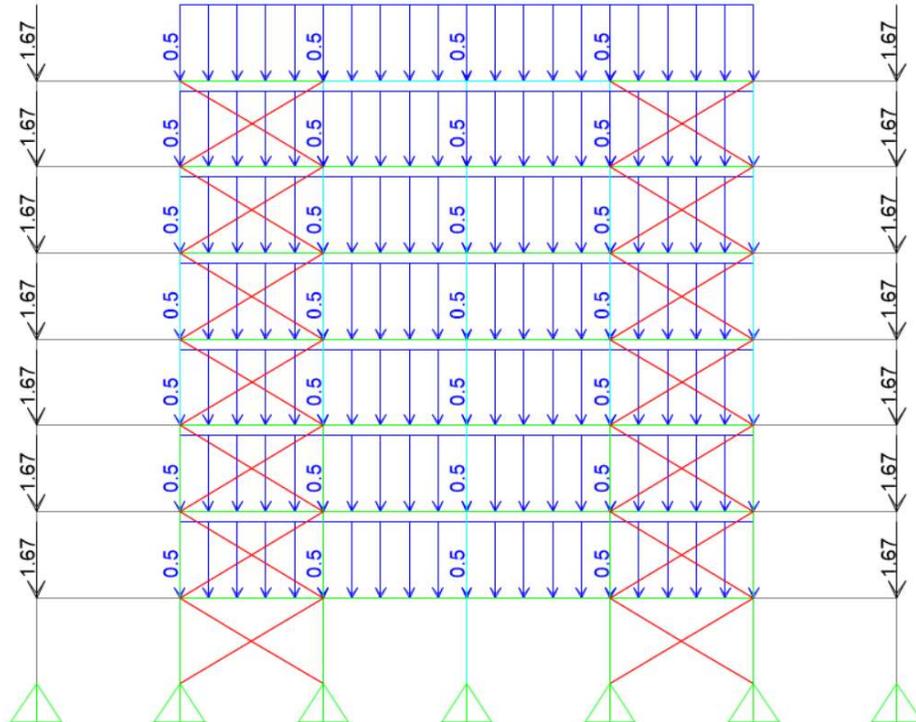


Figura III-5 – Carga permanente -Plataformas (Dpl). Tonf, m.

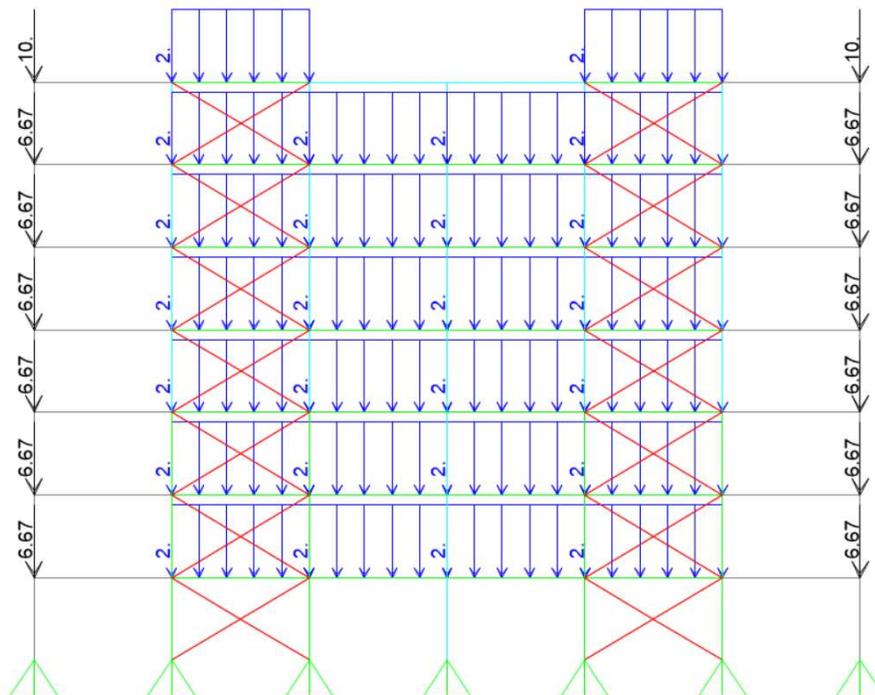


Figura III-6 – Carga de uso (L). Tonf, m.

Las cargas indicadas en las figuras anteriores asociadas al modelo 4, representan en magnitud las cargas empleadas en los modelos 1, 2 y 3 respectivamente.

De acuerdo con lo indicado en I.3, el presente estudio contempla dos emplazamientos de potencial interés para el área industrial, los parámetros sísmicos considerados para cada caso se presentan a continuación.

- CASO A: Mina Gabriela Mistral
 - Zona Sísmica II → $A_0 = 0,3 \text{ g}$
 - Suelo tipo: B→S = 1,05 ; $T_0 = 0,4 \text{ s}$; $p = 1,50$; $T_1 = 0,35 \text{ s}$
 - Categoría de importancia: II → I = 1,00
 - Factor de modificación de respuesta: $R = 5,0$
- CASO B: Siderúrgica Huachipato
 - Zona Sísmica III → $A_0 = 0,4 \text{ g}$
 - Suelo tipo: C→S = 1,00 ; $T_0 = 0,30 \text{ s}$; $p = 1,60$; $T_1 = 0,27 \text{ s}$
 - Categoría de importancia: II → I = 1,00
 - Factor de modificación de respuesta: $R=5,0$

Se presenta a continuación un resumen de la descripción de las estructuras en análisis.

Tabla III-1: Resumen de estructuras en análisis CASO A.

Modelo	N ° Pisos	Periodo Fundamental	Anclaje provisto	Diagonal	Columna

		[s]			
1	1	0,082	4 x 3/4	L8x11,93	HN20x33,8
2	2	0,163	4 x 3/4	L10x17,8	HN20x33,8
3	4	0,326	4 x 1"	XL8x23,6	HN25x50.1
4	7	0,478	8 x 1-1/8"	XL8x23,6	HN45x194

Tabla III-2: Resumen de estructuras en análisis CASO B.

Modelo	N ° Pisos	Periodo [s]	Anclaje provisto	Diagonal	Columna
1	1	0,082	4 x 3/4	L8x11,93	HN20x33,8
2	2	0,163	4 x 3/4	L10x17,8	HN20x33,8
3	4	0,326	4 x 1-1/4	XL8x23,6	HN25x50.1
4	7	0,478	8 x 1-1/2	XL8x23,6	HN45x194

Adicionalmente se presenta un resumen de los resultados de reacciones en los apoyos para uno de los marcos de cada modelo.

Tabla III-3: Resumen de reacciones sísmicas horizontales en apoyos. Eh.

CASO	F1-I tonf	F2-I tonf	F3-I tonf	F1-D tonf	F2-D tonf	F3-D tonf
1-A	0.99	0.00	2.00	0.97	0.00	2.01
2-A	4.03	0.00	8.59	4.05	0.00	8.98

3-A	9.69	0.00	36.64	9.70	0.00	37.30
4-A	8.39	0.00	52.35	-8.40	0.00	52.72
1-B	1.39	0.00	2.81	1.37	0.00	2.88
2-B	6.15	0.00	13.09	6.18	0.00	13.69
3-B	13.81	0.00	52.37	-13.82	0.00	53.30
4-B	14.39	0.00	91.02	-14.39	0.00	91.68

Tabla III-4: Resumen de cargas sísmicas verticales Ez.

CASO	F1-I tonf	F2-I tonf	F3-I tonf	F1-D tonf	F2-D tonf	F3-D tonf
1-A	0.14	0.00	0.7786	-0.08	0.00	1.31
2-A	0.61	0.00	3.00	-0.10	0.00	5.10
3-A	0.80	0.00	10.04	-0.26	0.00	14.61
4-A	0.61	0.00	18.12	-0.29	0.00	22.73
1-B	0.22	0.00	1.11	-0.11	0.00	2.03
2-B	0.86	0.00	4.20	-0.27	0.00	7.15
3-B	-1.12	0.00	-14.05	0.36	0.00	-20.45
4-B	0.72	0.00	17.86	-0.27	0.00	23.88

Tabla III-4: Resumen de reacciones para carga permanente D.

CASO	F1-I tonf	F2-I tonf	F3-I tonf	F1-D tonf	F2-D tonf	F3-D tonf
1-A	0.37	0.00	1.55	-0.17	0.00	3.43

2-A	1.99	0.00	6.58	-0.35	0.00	12.31
3-A	1.79	0.00	20.64	-0.47	0.00	31.45
4-A	1.11	0.00	26.44	-0.40	0.00	35.79
1-B	0.37	0.00	1.55	-0.17	0.00	3.43
2-B	1.99	0.00	6.58	-0.35	0.00	12.31
3-B	1.79	0.00	20.64	-0.47	0.00	31.45
4-B	1.11	0.00	26.44	-0.40	0.00	35.79

Tabla III-4: Resumen de reacciones. Carga de viva L

CASO	F1-I tonf	F2-I tonf	F3-I tonf	F1-D tonf	F2-D tonf	F3-D tonf
1-A	0.29	0.00	2.73	-0.26	0.00	2.67
2-A	2.01	0.00	10.90	-0.35	0.00	12.31
3-A	2.48	0.00	34.53	-0.95	0.00	47.97
4-A	1.65	0.00	42.52	-0.57	0.00	57.48
1-B	0.29	0.00	2.73	-0.26	0.00	2.67
2-B	2.01	0.00	10.90	-0.35	0.00	12.31
3-B	2.48	0.00	34.53	-0.95	0.00	47.97
4-B	1.65	0.00	42.52	-0.57	0.00	57.48

Donde las reacciones etiquetadas con I representan a las reacciones en el apoyo izquierdo del marco arriostrado, mientras que las etiquetadas con D representan las reacciones en el apoyo derecho del marco arriostrado, tal como se muestra en la siguiente figura.

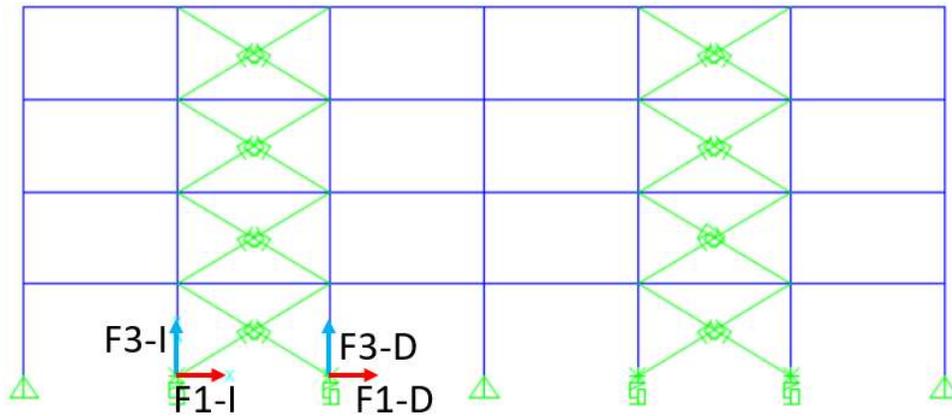


Figura III-7 – Esquema de orientación de reacciones y nomenclatura empleada.

III.2. Diseño de fundaciones de acuerdo con análisis tradicional

El sistema de fundaciones provisto para espacio arquetipo corresponde a fundaciones superficiales del tipo zapata rígida, ya sea como fundación aislada o bien combinada. Las consideraciones geotécnicas indicadas para el diseño por estabilidad y resistencia intentan representar casos típicos de la industria chilena.

- CASO A: Mina Gabriela Mistral (Zona sísmica 2).
 - Suelo tipo B
 - Densidad del suelo: 2,00 ton/m³
 - Tensión admisible dinámica igual a 5 kgf/cm²/cm
 - Ángulo de fricción del suelo 35°
- CASO B: siderúrgica Huachipato (Zona sísmica 3).
 - Suelo tipo C
 - Densidad del suelo: 2,00 ton/m³
 - Tensión admisible dinámica igual a 2 kgf/cm²/cm

- Ángulo de fricción del suelo 35°

De acuerdo con las reacciones obtenidas de la modelación tradicional, se muestra a continuación el resumen de las fundaciones obtenidas.

Tabla III-5: Diseño de fundaciones aisladas. CASO A.

Modelo	N ° Pisos	ID Caso	L [m]	B [m]	e [m]	Hf [m]	% de apoyo	$\sigma_{\text{máx}}$ [tonf/m ²]	F.S.L.
1	1	1-A	1.20	1.10	0.50	1.20	86.9	14,3	1,13
2	2	2-A	2.00	1.80	0.50	2.00	87,2	21,6	1,06
3	4	3-A	3,10	3,00	0,80	2,80	82,1	25,5	1,11 ⁽¹⁾
4	7	4-A	4,00	3,20	1,00	3,00	100	19,1	1,09 ⁽¹⁾

Tabla III-6: Diseño de fundaciones aisladas. CASO B.

Modelo	N ° Pisos	ID Caso	L [m]	B [m]	e [m]	Hf [m]	% de apoyo	$\sigma_{\text{máx}}$ [tonf/m ²]	F.S.L.
1	1	1-B	1.50	1.40	0.50	1.20	84.6	10.9	1,40
2	2	2-B	2.50	2.20	0.50	2.00	81.1	17,0	1,23
3	4	3-B	3.85	3,85	0.80	2.80	96,5	17,6	1,02 ⁽¹⁾
4	7	4-B	5,00	4,00	1,00	3,50	100	18,1	1,00 ⁽¹⁾

(1): Considera el aporte de la cuña de suelo de acuerdo con la teoría de Meyerhof (Das., 2010).

Por efectos de estabilidad, las dimensiones de algunas de las fundaciones aisladas requeridas son similares a la distancia entre ejes, por lo que en estos casos se toma la decisión de diseñar fundaciones combinadas bajo los ejes arriostrados.

Se presenta a continuación un resumen del diseño obtenido para los casos donde se proyecta zapata combinada. En todos los casos analizados el factor de seguridad al levantamiento no controla el diseño, esto se debe a que la estructuración del marco arriostrado concentra cargas verticales opuestas a cada uno de los lados de la fundación.

Tabla III-2: Diseño de fundaciones combinadas. CASO A.

Modelo	N ° Pisos	Caso	L [m]	B [m]	e [m]	Hf [m]	% de apoyo	$\sigma_{\text{máx}}$ [tonf/m ²]
1	1	No Aplica.						
2	2	No Aplica.						
3	4	3-AC	6,50	3,50	1,20	2,00	88,5	23,5
4	7	4-AC	8,00	3,00	1,20	2,00	84,6	19,5

Tabla III-4: Diseño de fundaciones combinadas. CASO B.

Modelo	N ° Pisos	Caso	L [m]	B [m]	e [m]	Hf [m]	% de apoyo	$\sigma_{\text{máx}}$ [tonf/m ²]
1	1	No Aplica						
2	2	No Aplica.						
3	4	3-BC	7,50	3,40	1,20	2,00	82,3	18,3
4	7	4-BC	8,50	4,00	1,20	2,00	81,1	19,96

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

IV.1. Variables de interés y estados límites en análisis

En el presente trabajo se estudia la estabilidad de fundaciones y la pertinencia de los requisitos establecidos por la normativa, para ello se determina la historia de tiempo de los factores de seguridad al volcamiento y levantamiento para todos los casos y registros definidos. Si bien existen límites típicos utilizados en diseño, para efectos del presente estudio será de particular interés cuándo los factores de seguridad, tanto volcamiento como levantamiento, tomen valores menores a 1.0 es decir el análisis indique inestabilidad.

Debido a la naturaleza del mecanismo de resistencia ante fuerzas laterales de los marcos arriostrados, donde dentro de algunos ciclos de carga es posible encontrar fuerzas netas de tracción y compresión bajo una misma columna, los factores de seguridad calculados pueden presentar grandes variaciones o bien quedar matemáticamente indefinidos, la representación gráfica en el tiempo de estas variables podría ser poco clara, por lo que, para este trabajo, se proponen las siguientes magnitudes de control.

$$FVR = \left(\frac{M_R - M_V}{M_{R,0}} \right) \quad (4.1)$$

$$FLR = \left(\frac{N_R - U}{N_{R,0}} \right) \quad (4.2)$$

Dónde:

FVR : Factor de volcamiento relativo.

FLR : Factor de levantamiento relativo.

M_{R_0} : Momento resistente al volcamiento inicial ($t=0$).

N_{R_0} : Carga vertical inicial resistente al levantamiento ($t=0$).

M_R : Momento Resistente en el tiempo

M_V : Momento Volcante en el tiempo

N_R : Carga vertical resistente en el tiempo

U : Carga de levante en el tiempo

De esta forma cuándo FVR y/o FLR tomen valores menores a cero corresponde al caso donde el análisis alerta inestabilidad, además al estar normalizado por una magnitud inicial asociado a la estabilidad, es posible establecer independizar los resultados de la magnitud de los momentos o tracciones asociadas al tamaño de las estructuras en análisis.

IV.2. Resultados y comentarios generales.

Se presenta a continuación resultados en el tiempo de estabilidad para las fundaciones diseñadas en función de los factores de estabilidad definidos anteriormente. Un resumen de los factores mínimos obtenidos se presenta en la Tabla IV-1.

Estabilidad al volcamiento Modelo 1 - Caso A - Izquierda - DLE

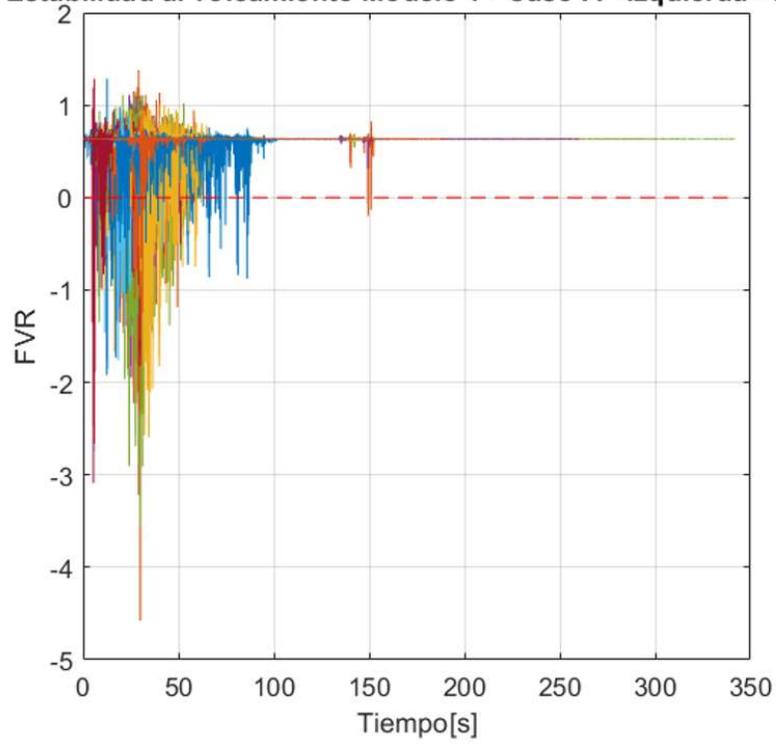


Figura IV-1 – Estabilidad a volcamiento Modelo 1 Caso A – Lado más desfavorable DLE

Estabilidad al volcamiento Modelo 1 - Caso A - Izquierda - MCE

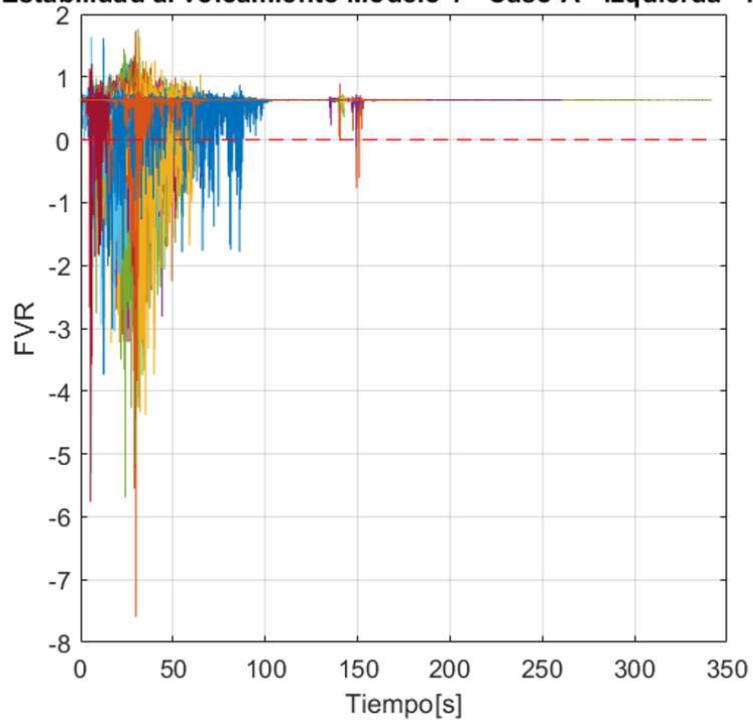


Figura IV-2 – Estabilidad a volcamiento Modelo 1 Caso A – Lado más desfavorable MCE

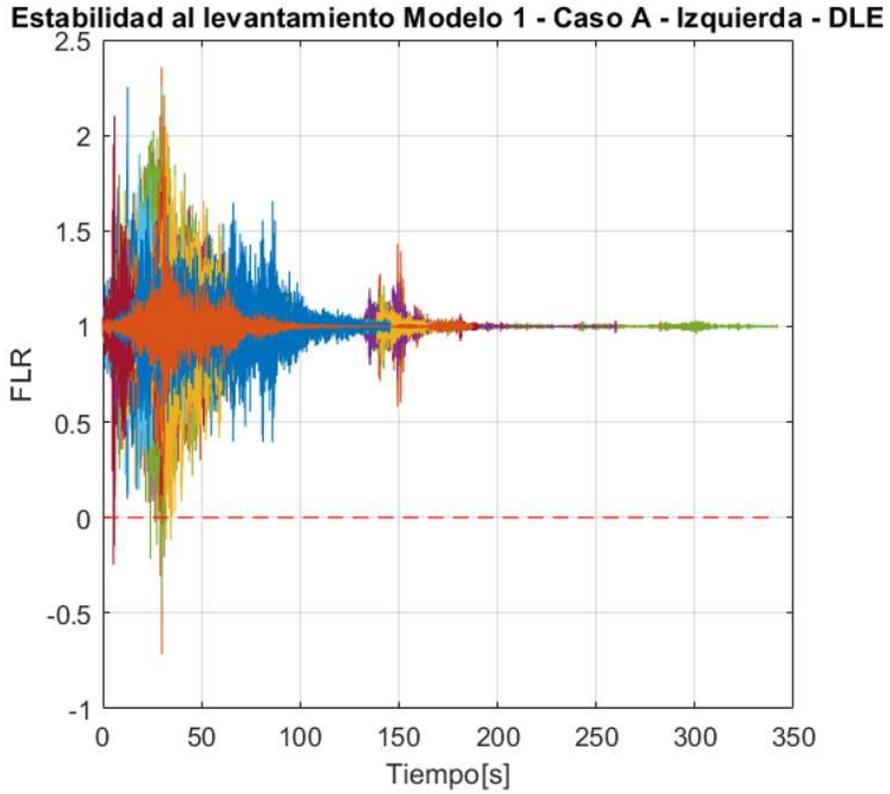


Figura IV-3 – Estabilidad levantamiento Modelo 1 Caso A – Lado más desfavorable DLE

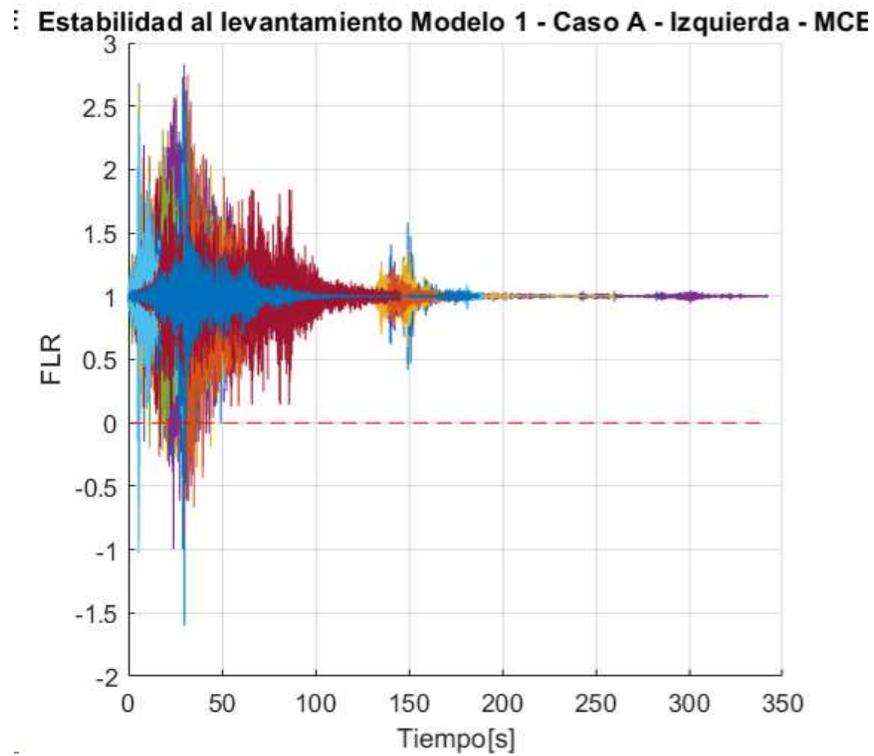


Figura IV-4 – Estabilidad levantamiento Modelo 1 Caso A – Lado más desfavorable MCE

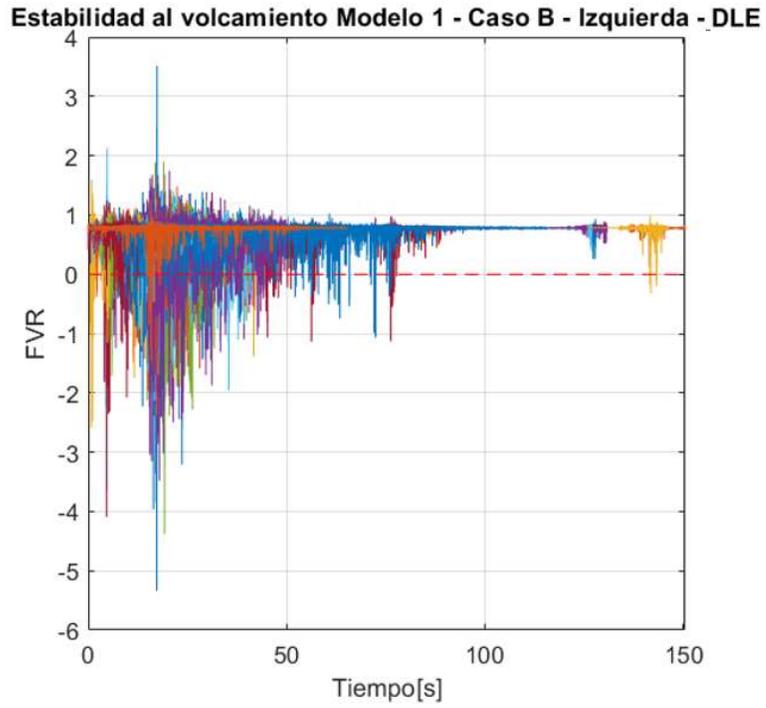


Figura IV-5 – Estabilidad a volcamiento Modelo 1 Caso B – Lado más desfavorable DLE

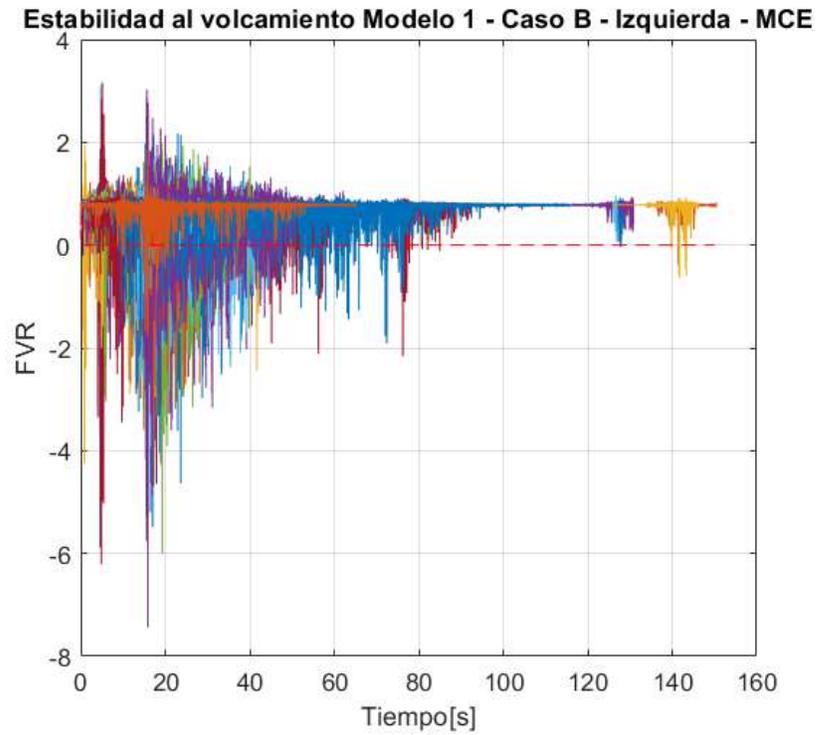


Figura IV-6 – Estabilidad a volcamiento Modelo 1 Caso B – Lado más desfavorable MCE

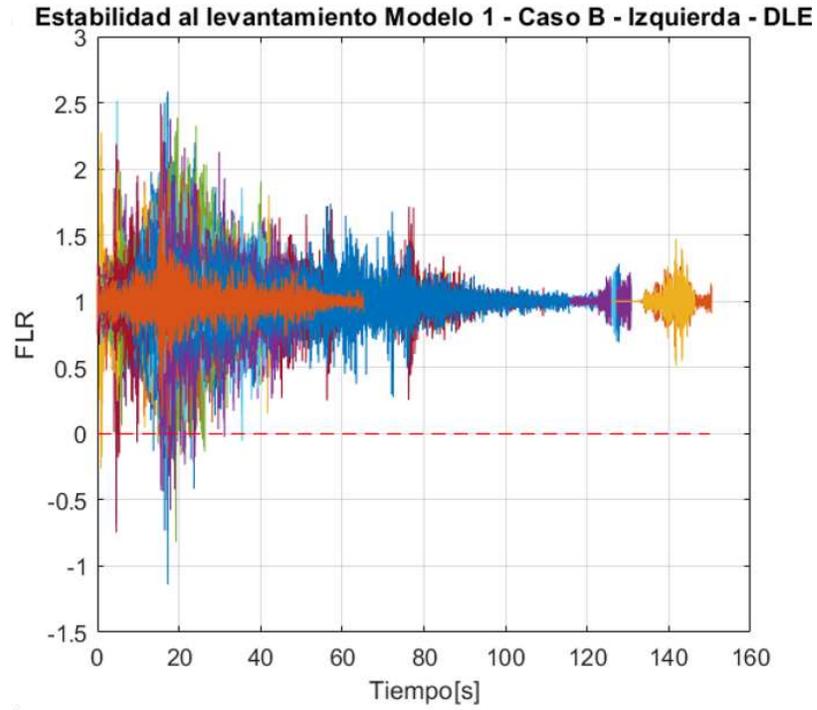


Figura IV-7 – Estabilidad a levantamiento Modelo 1 Caso B – Lado más desfavorable DLE

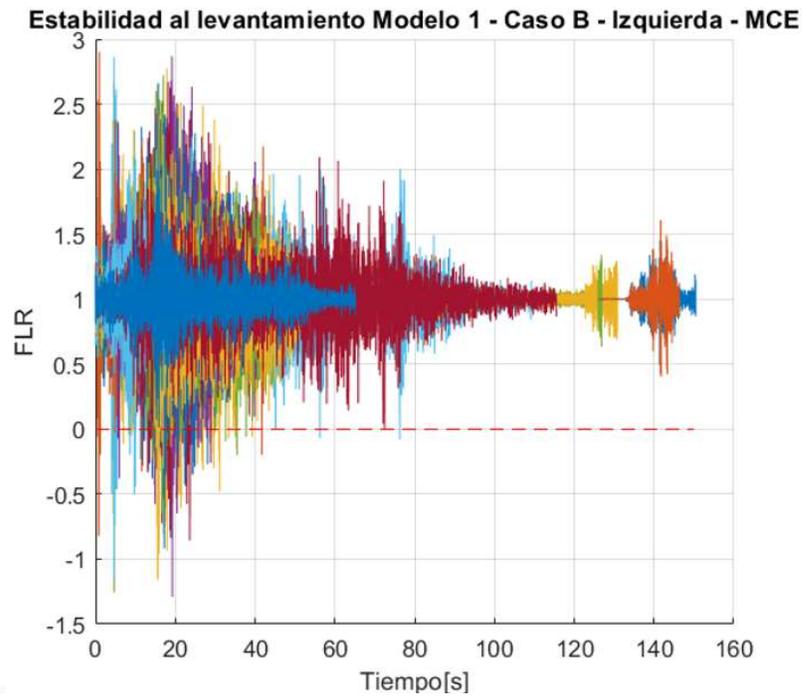


Figura IV-8 – Estabilidad a levantamiento Modelo 1 Caso B – Lado más desfavorable MCE

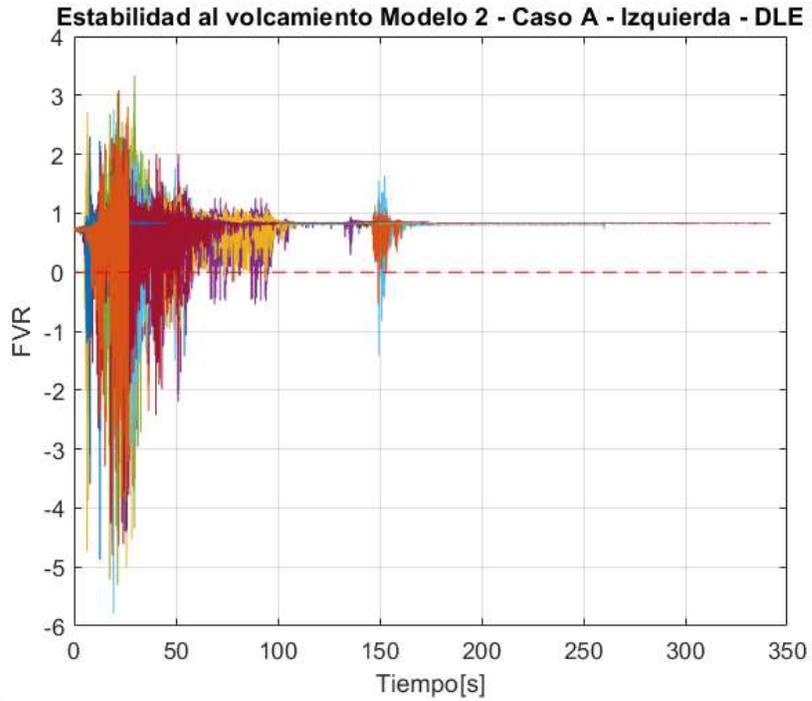


Figura IV-9 – Estabilidad a volcamiento Modelo 2 Caso A – Lado más desfavorable DLE

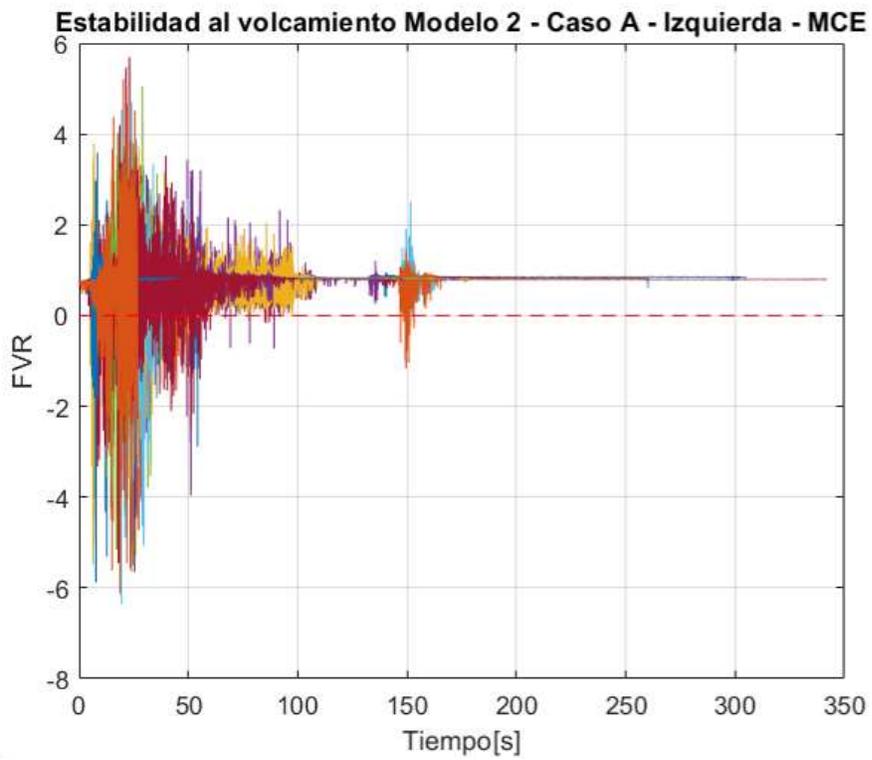


Figura IV-10 – Estabilidad a volcamiento Modelo 2 Caso A – Lado más desfavorable MCE

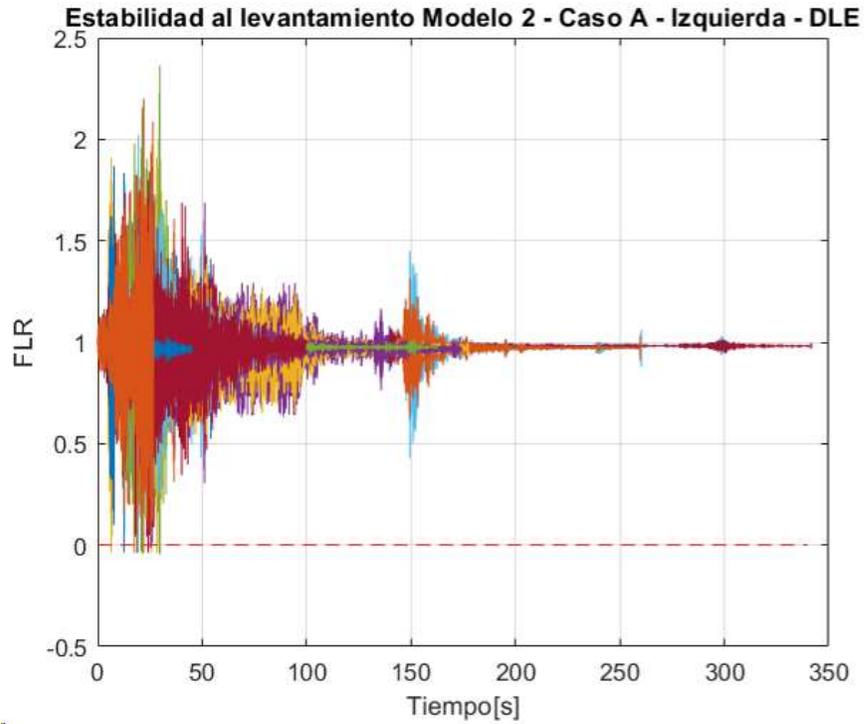


Figura IV-11 – Estabilidad levantamiento Modelo 2 Caso A – Lado más desfavorable DLE

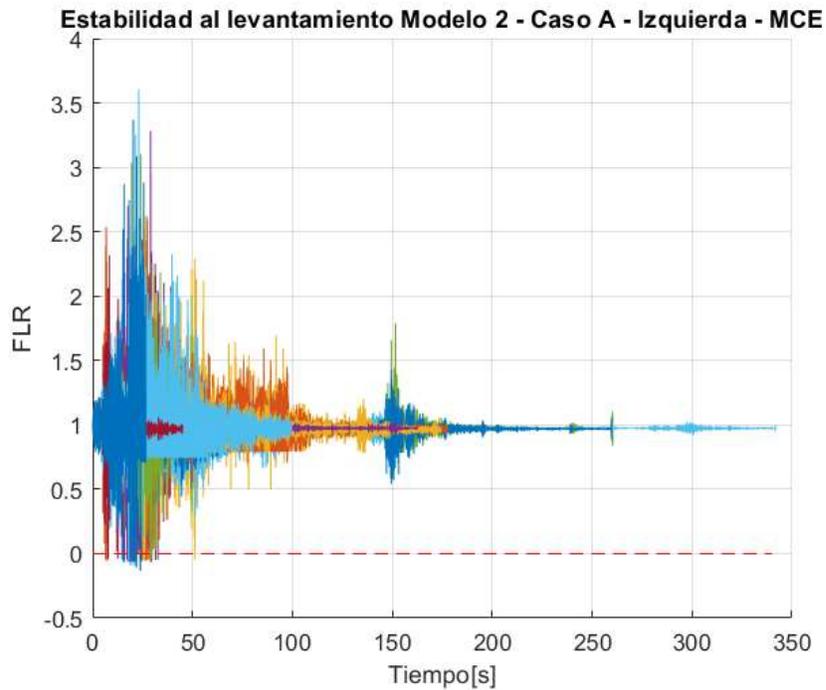


Figura IV-12 – Estabilidad levantamiento Modelo 2 Caso A – Lado más desfavorable

MCE

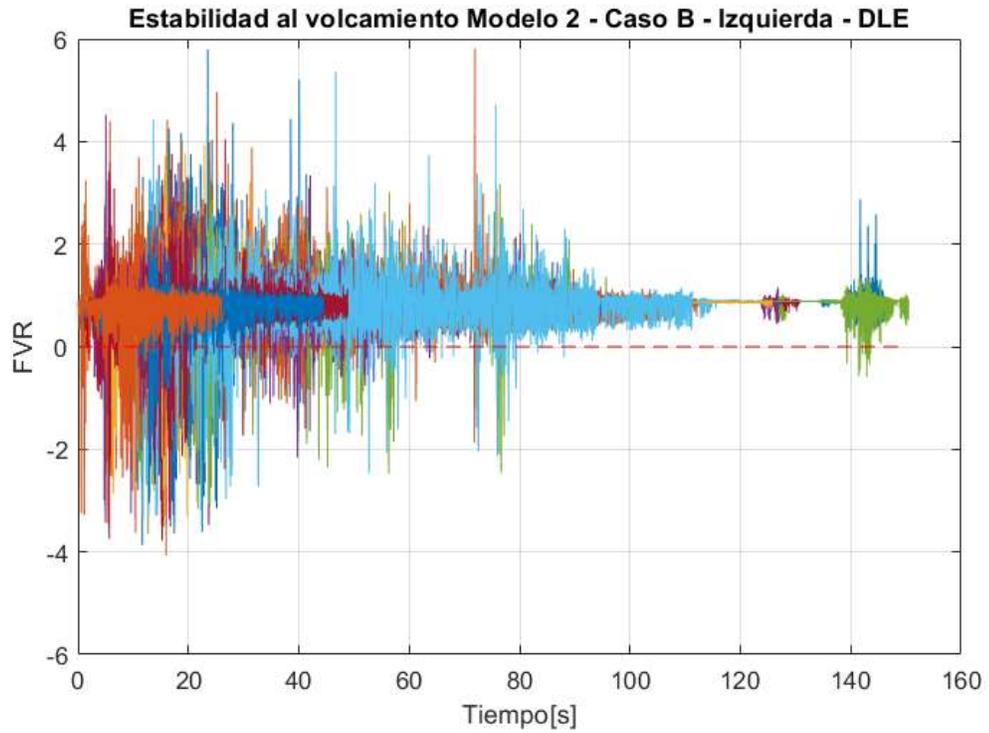


Figura IV-13 – Estabilidad volcamiento Modelo 2 Caso B – Lado más desfavorable DLE

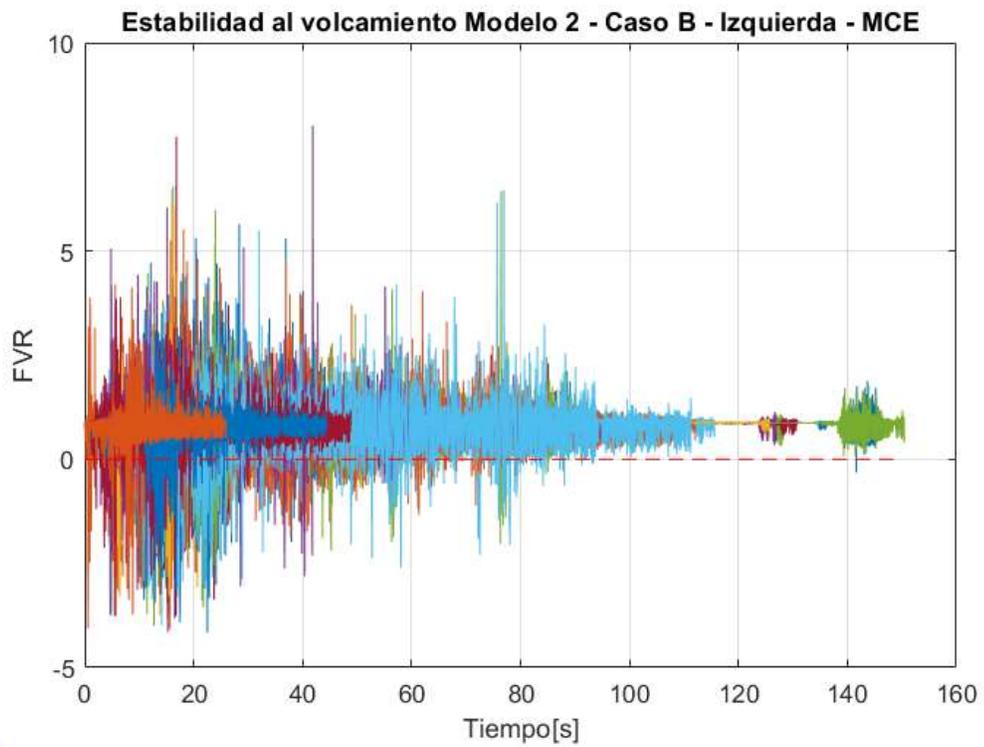


Figura IV-14 – Estabilidad volcamiento Modelo 2 Caso B – Lado más desfavorable MCE

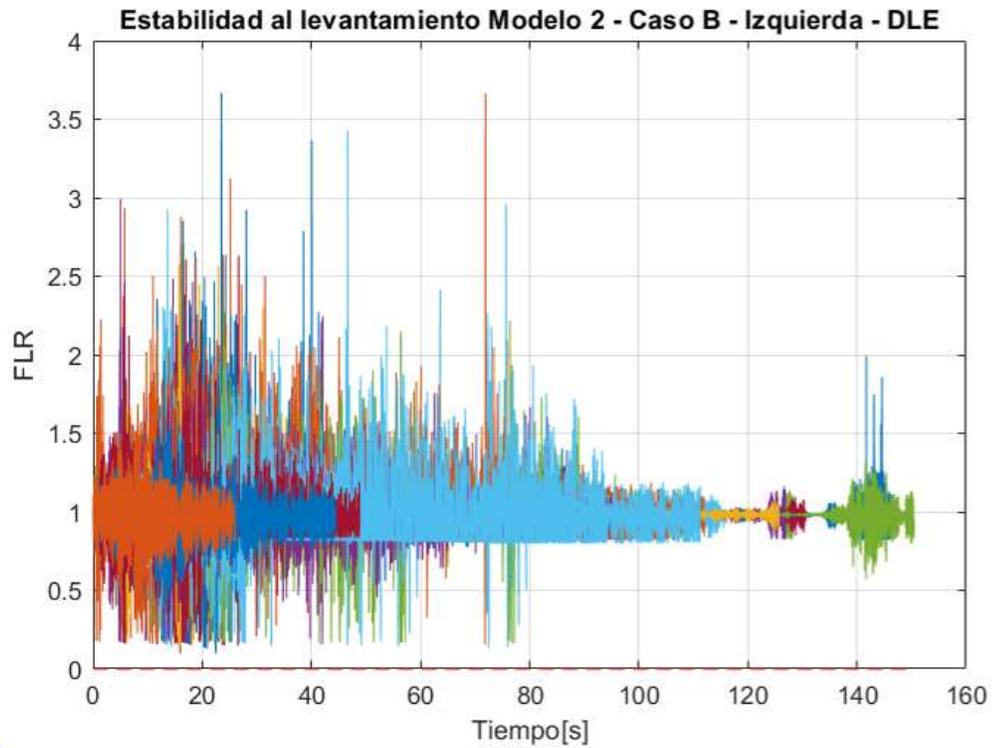


Figura IV-15 – Estabilidad levantamiento Modelo 2 Caso B – Lado más desfavorable DLE

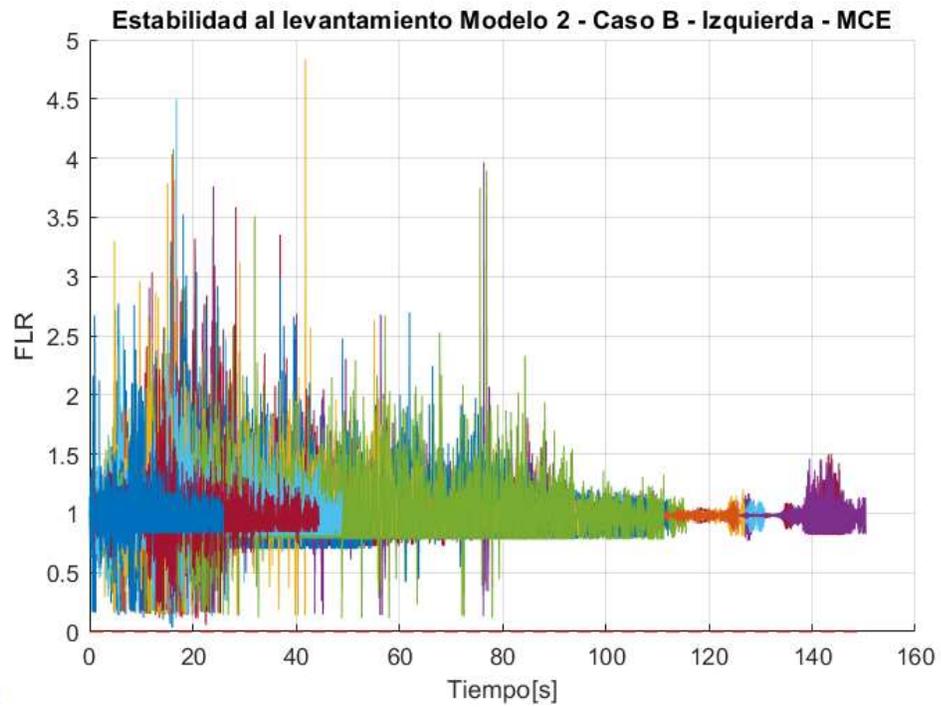


Figura IV-16 – Estabilidad levantamiento Modelo 2 Caso B – Lado más desfavorable MCE

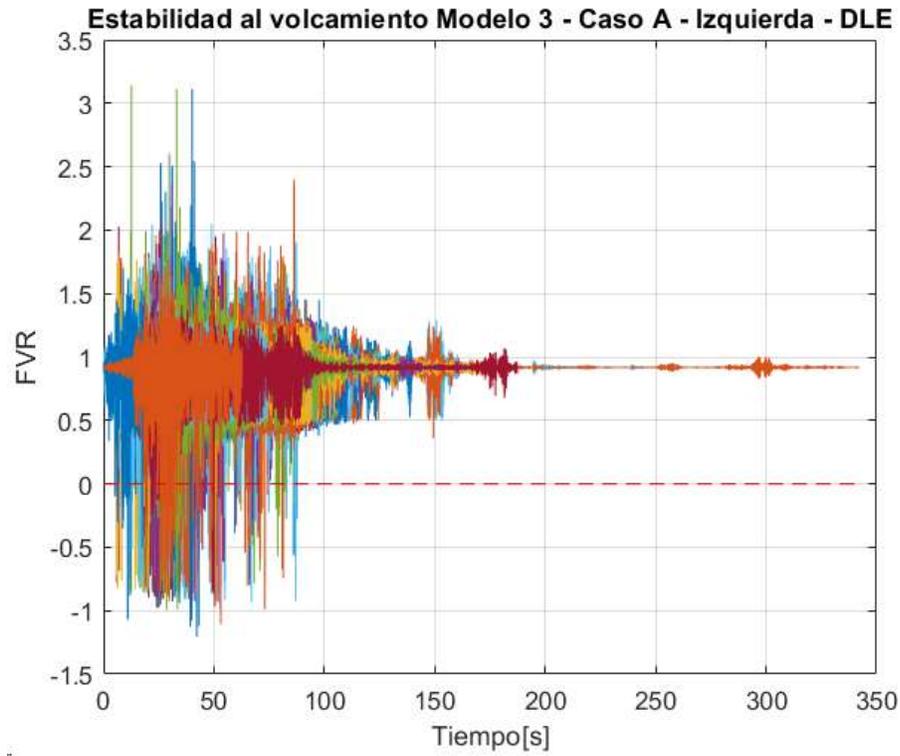


Figura IV-17 – Estabilidad volcamiento Modelo 3 Caso A – Lado más desfavorable DLE

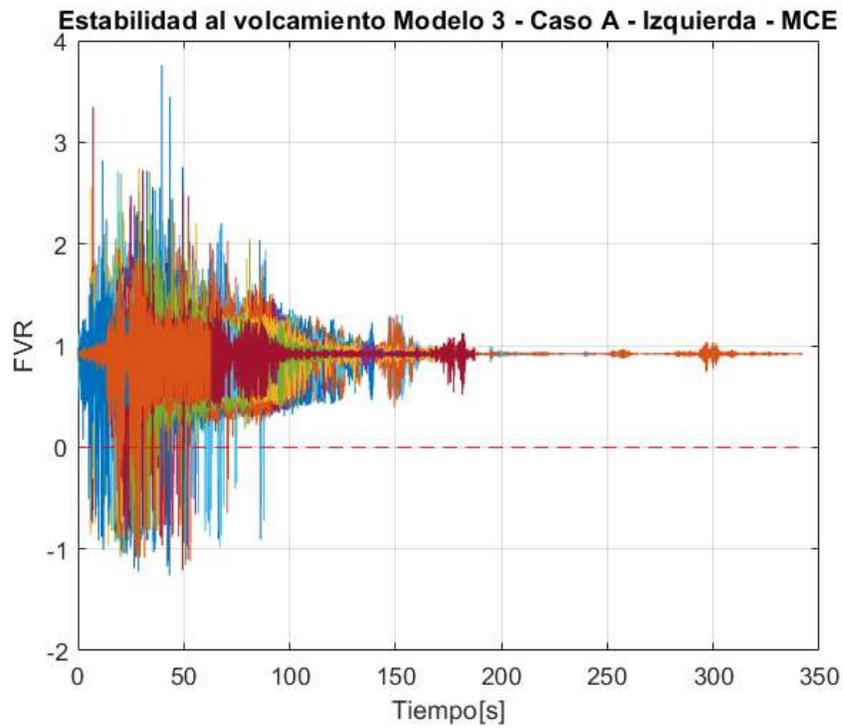


Figura IV-18 – Estabilidad volcamiento Modelo 3 Caso A – Lado más desfavorable MCE

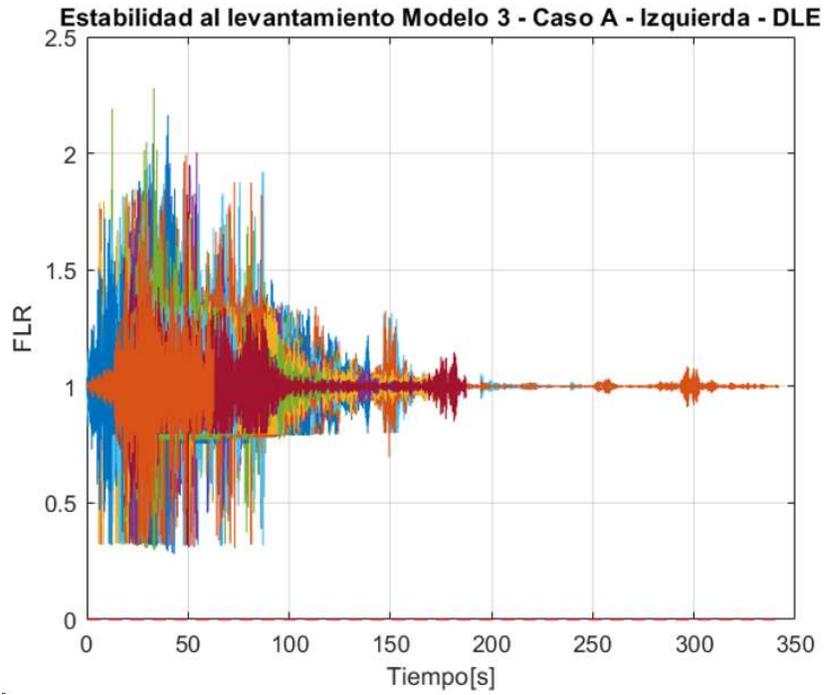


Figura IV-19 – Estabilidad levantamiento Modelo 3 Caso A – Lado más desfavorable DLE

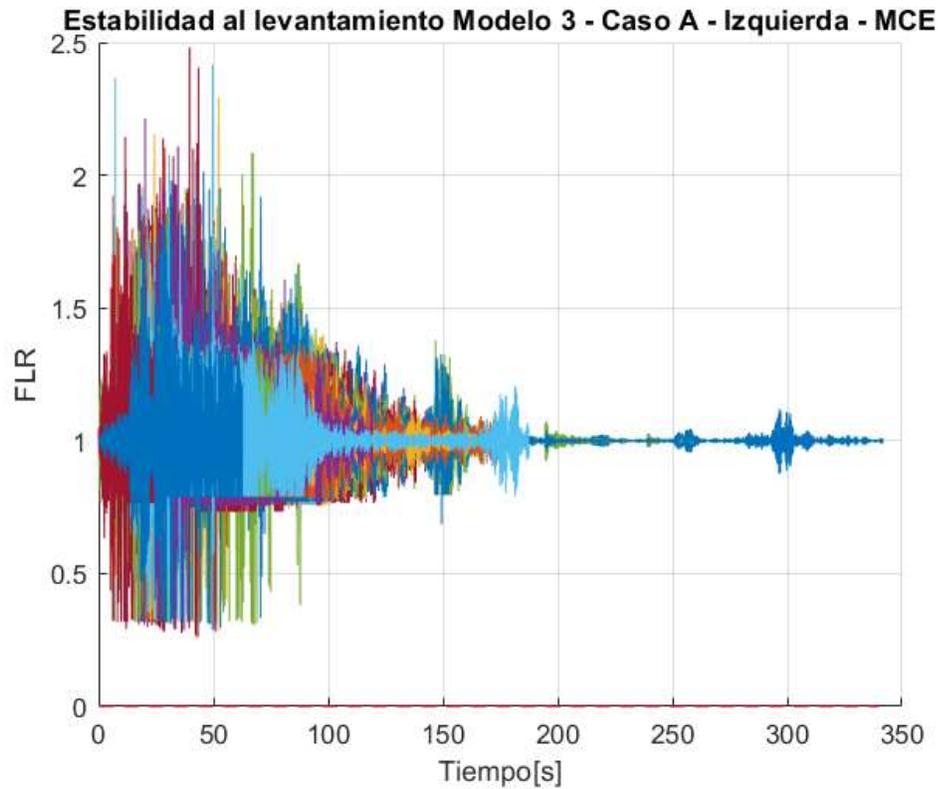


Figura IV-20 – Estabilidad levantamiento Modelo 3 Caso A – Lado más desfavorable MCE

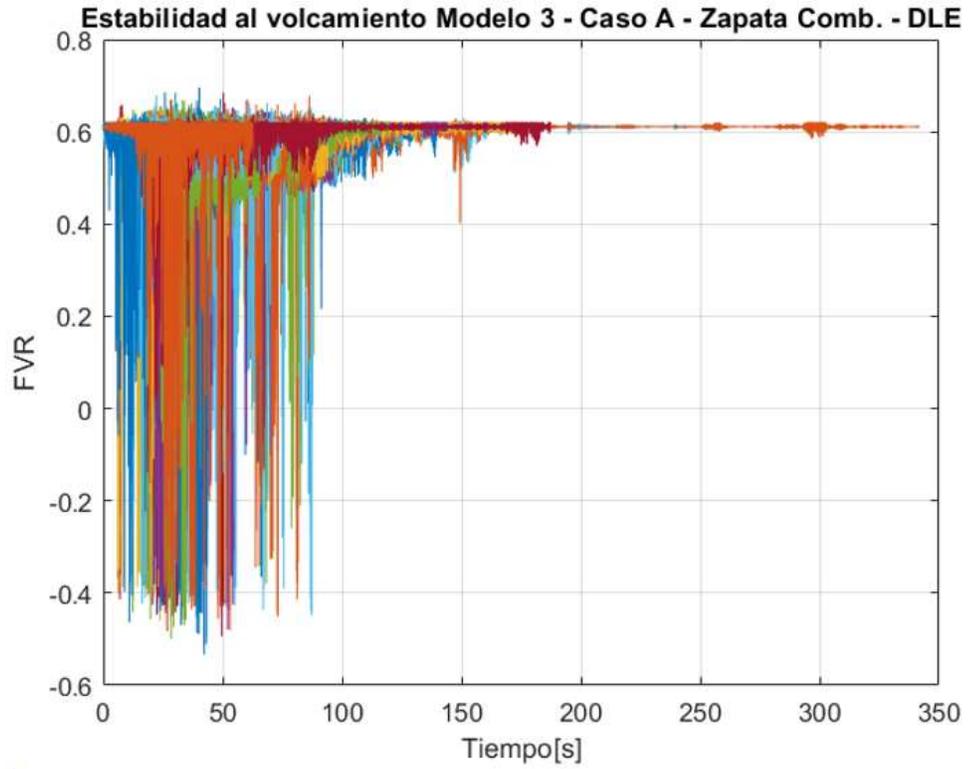


Figura IV-21 – Estabilidad volcamiento Modelo 3 Caso A – Zapata Combinada, DLE

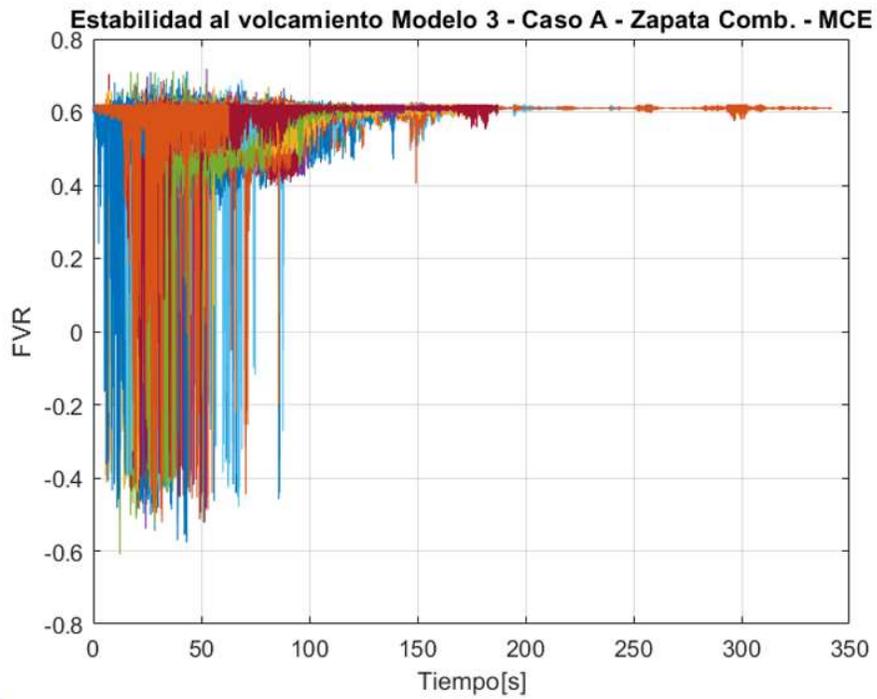


Figura IV-22 – Estabilidad a levantamiento Modelo 3 Caso A – Zapata Combinada, MCE

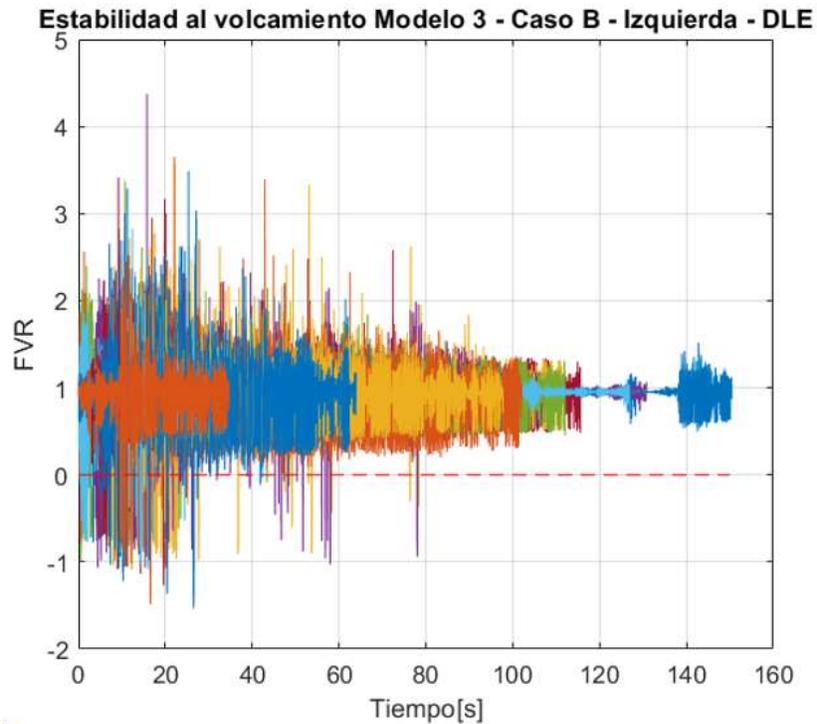


Figura IV-23 – Estabilidad volcamiento Modelo 3 Caso A – Lado más desfavorable, DLE

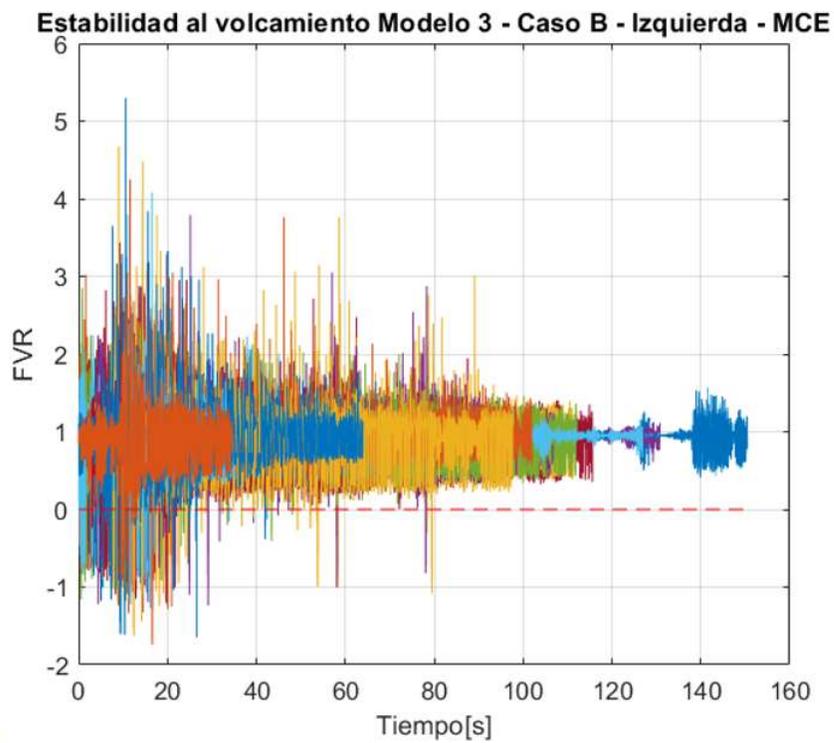


Figura IV-24 – Estabilidad volcamiento Modelo 3 Caso A – Lado más desfavorable MCE

Estabilidad al levantamiento Modelo 3 - Caso B - Izquierda - DLE

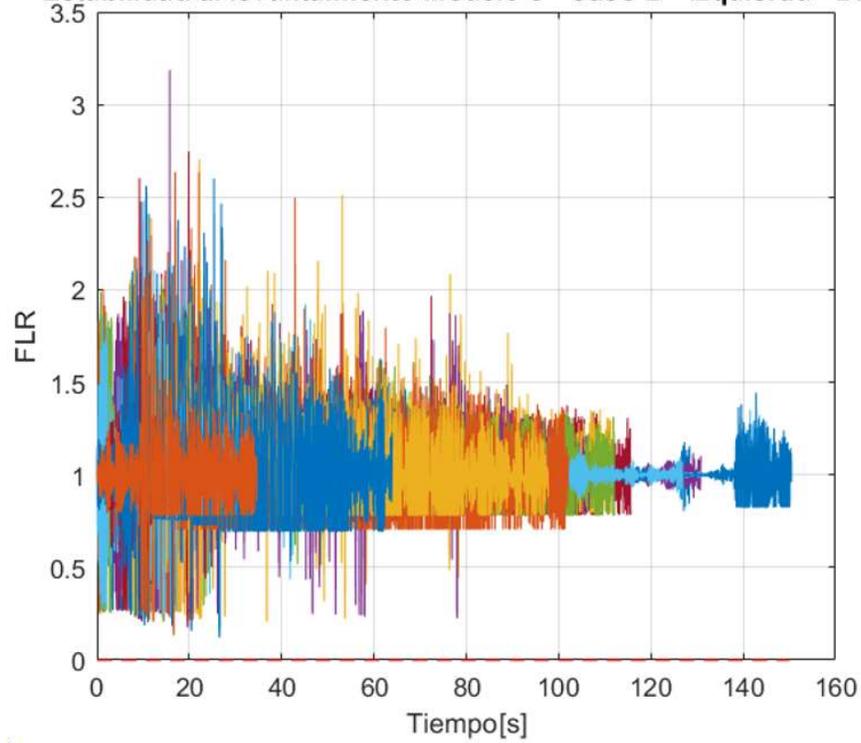


Figura IV-25 – Estabilidad levantamiento Modelo 3 Caso B – Lado más desfavorable DLE

Estabilidad al levantamiento Modelo 3 - Caso B - Izquierda - MCE

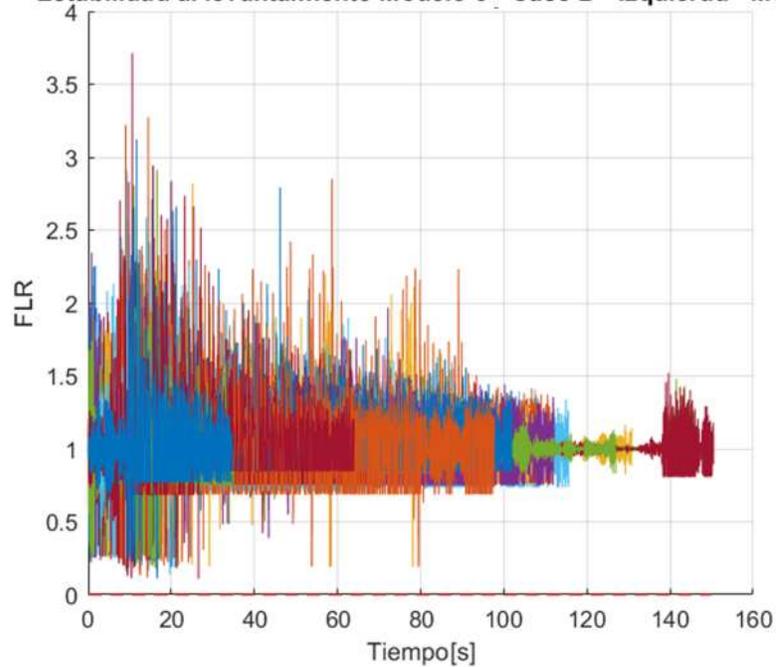


Figura IV-26 – Estabilidad levantamiento Modelo 3 Caso B – Lado más desfavorable MCE

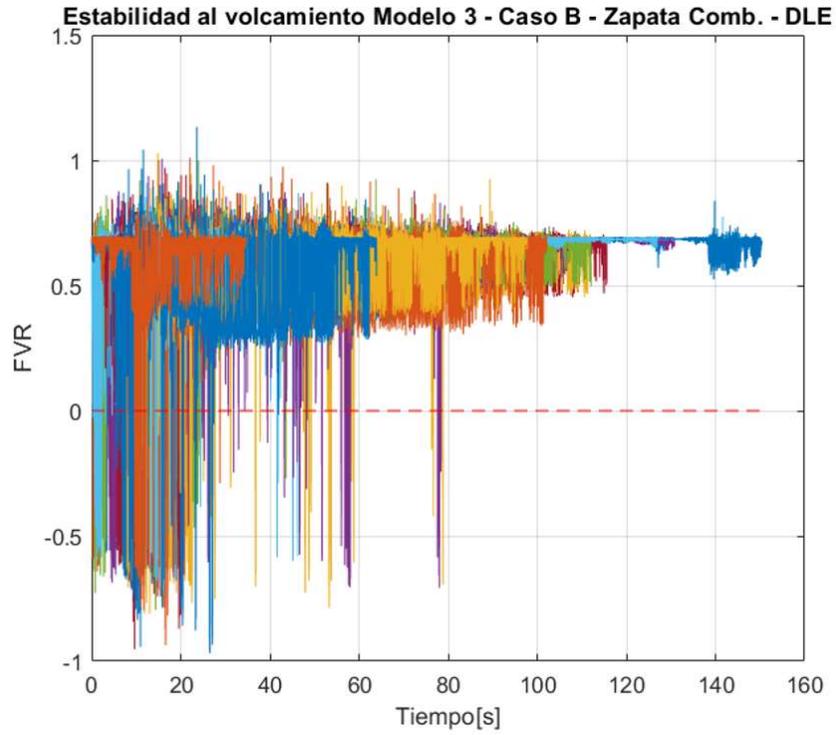


Figura IV-27 – Estabilidad volcamiento Modelo 3 Caso B – Zapata Combinada DLE

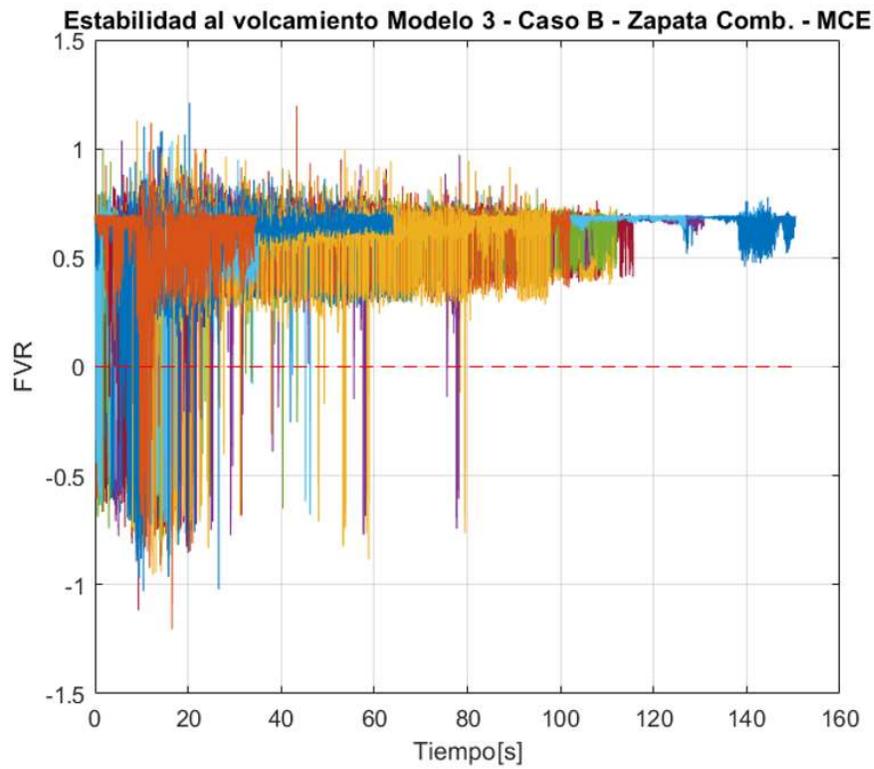


Figura IV-28 – Estabilidad a volcamiento Modelo 3 Caso B – Zapata Combinada MCE

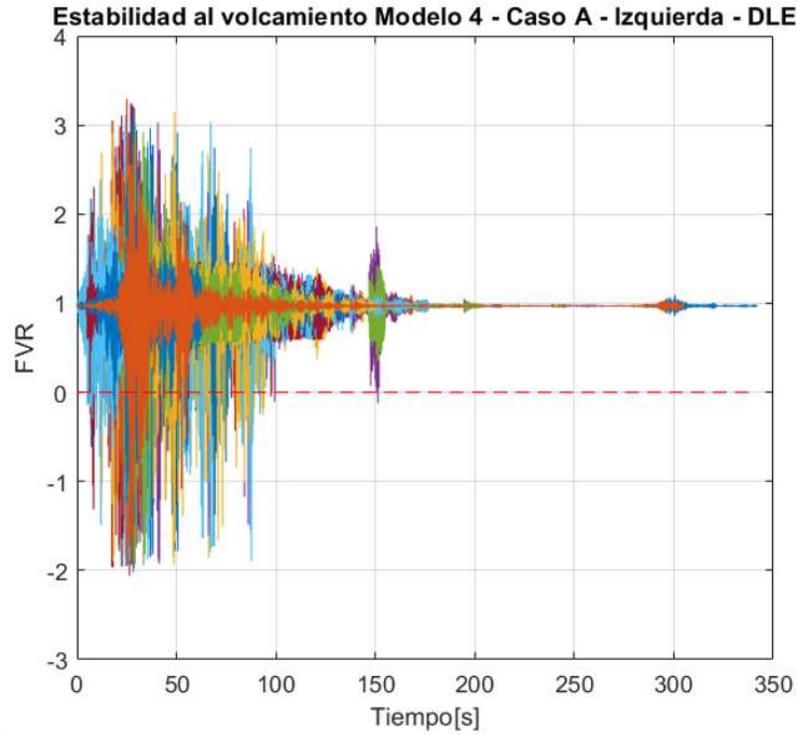


Figura IV-29 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso A – Lado más desfavorable DLE

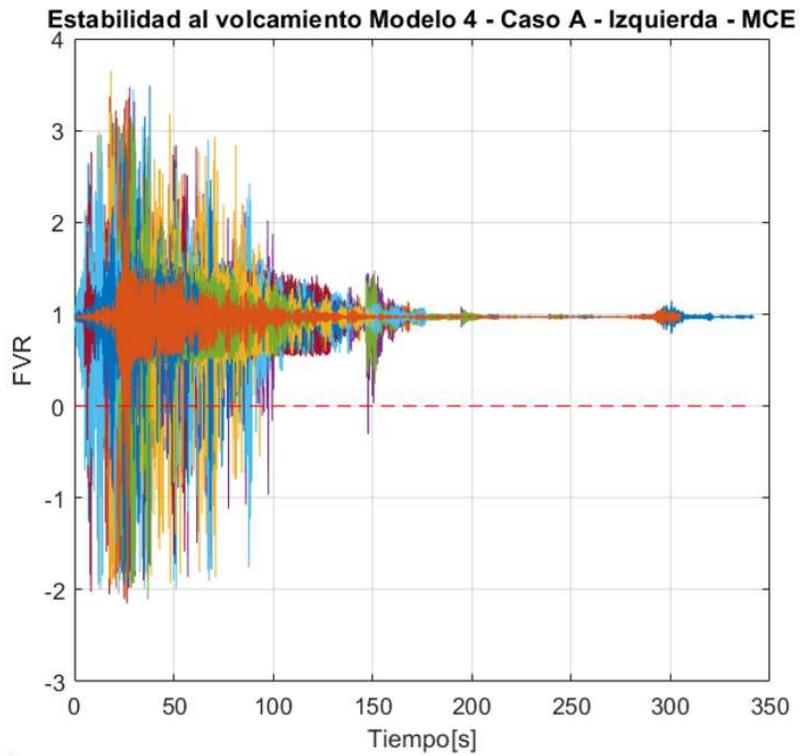


Figura IV-30 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso A – Lado más desfavorable MCE

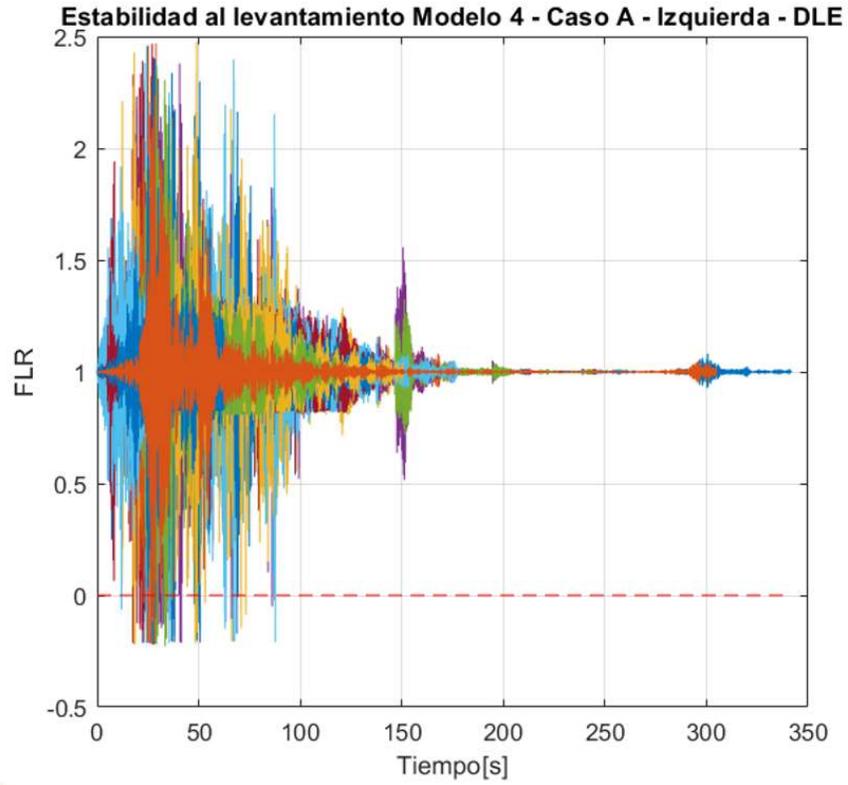


Figura IV-31 – Estabilidad levantamiento Modelo 4 Caso A – Lado más desfavorable, DLE

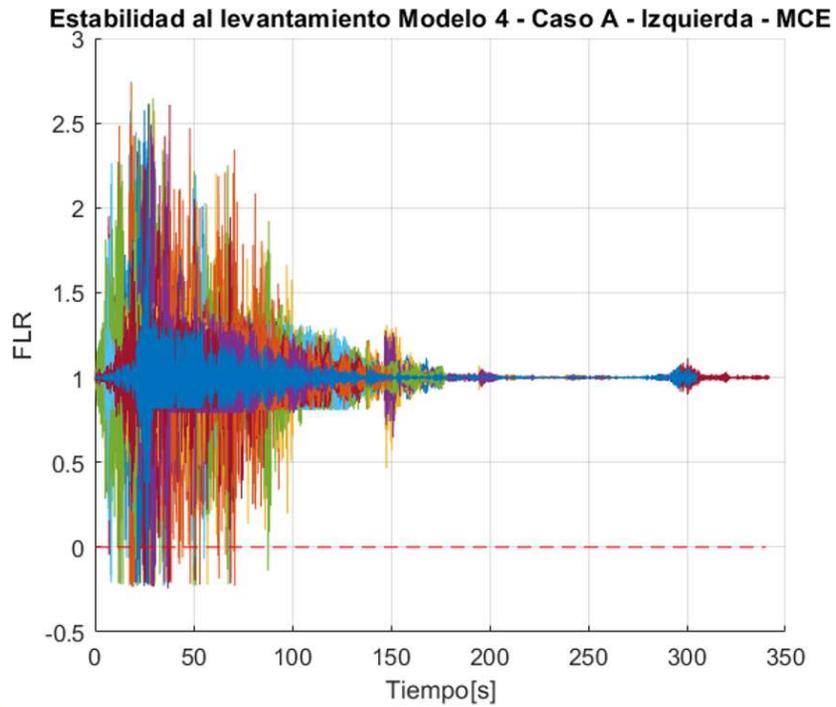


Figura IV-32 – Estabilidad levantamiento Modelo 4 Caso A – Lado más desfavorable MCE

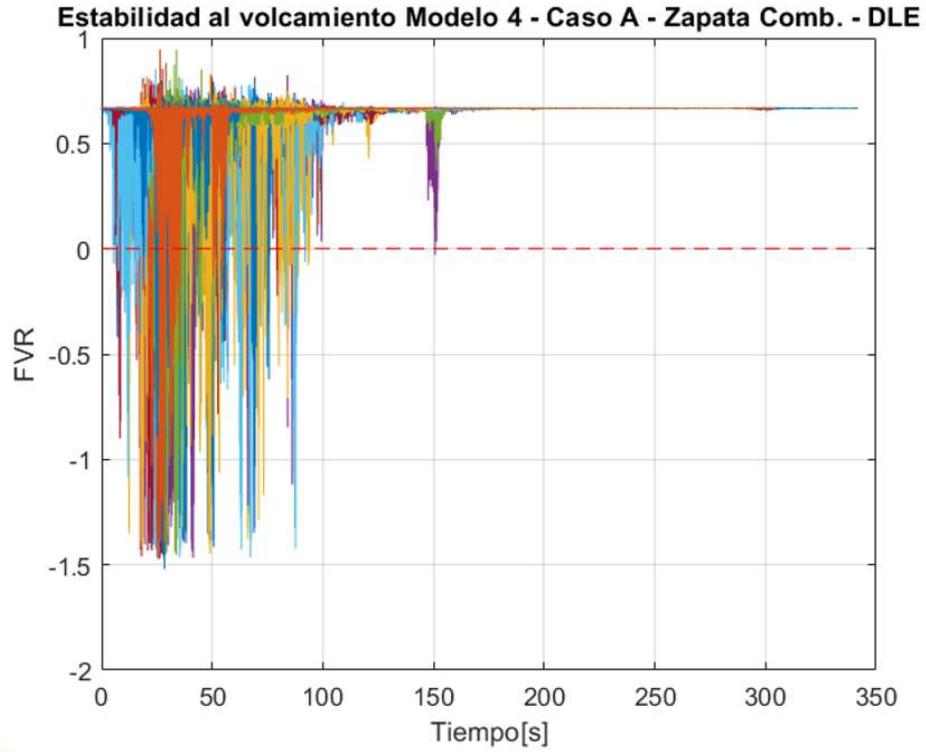


Figura IV-33 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso A – Zapata combinada DLE

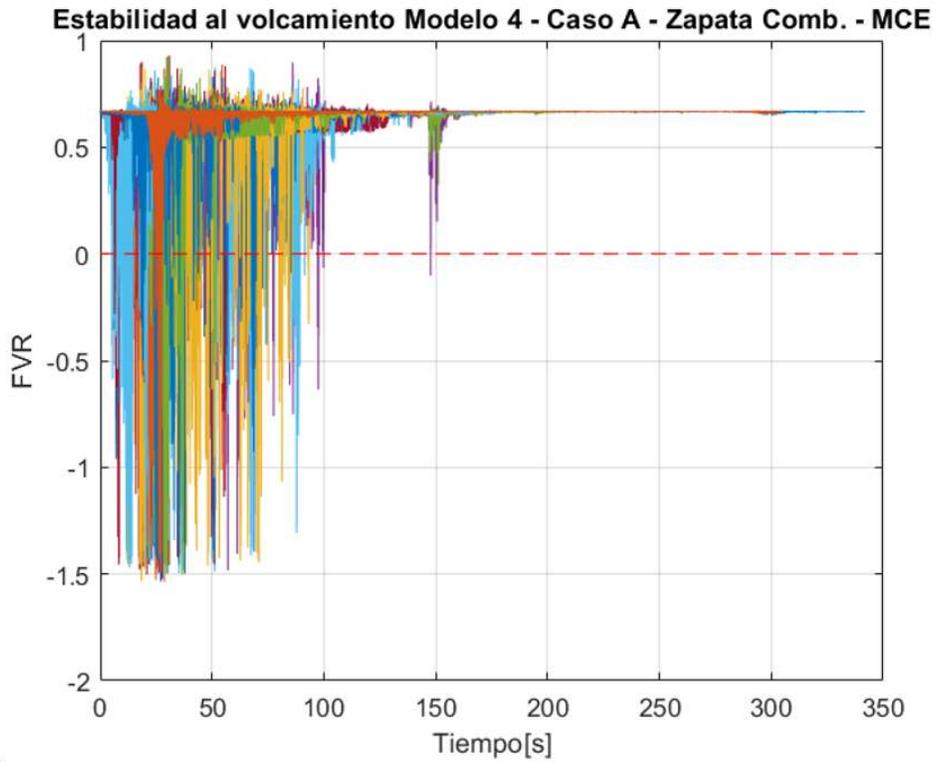


Figura IV-34 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso A – Zapata combinada MCE

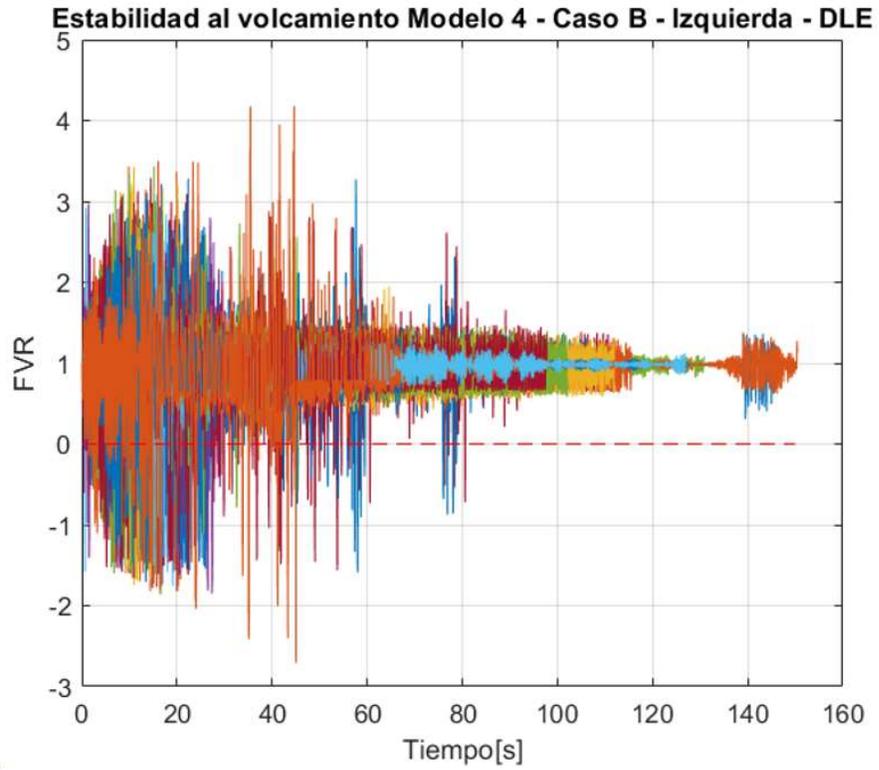


Figura IV-35 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso B – Lado más desfavorable DLE

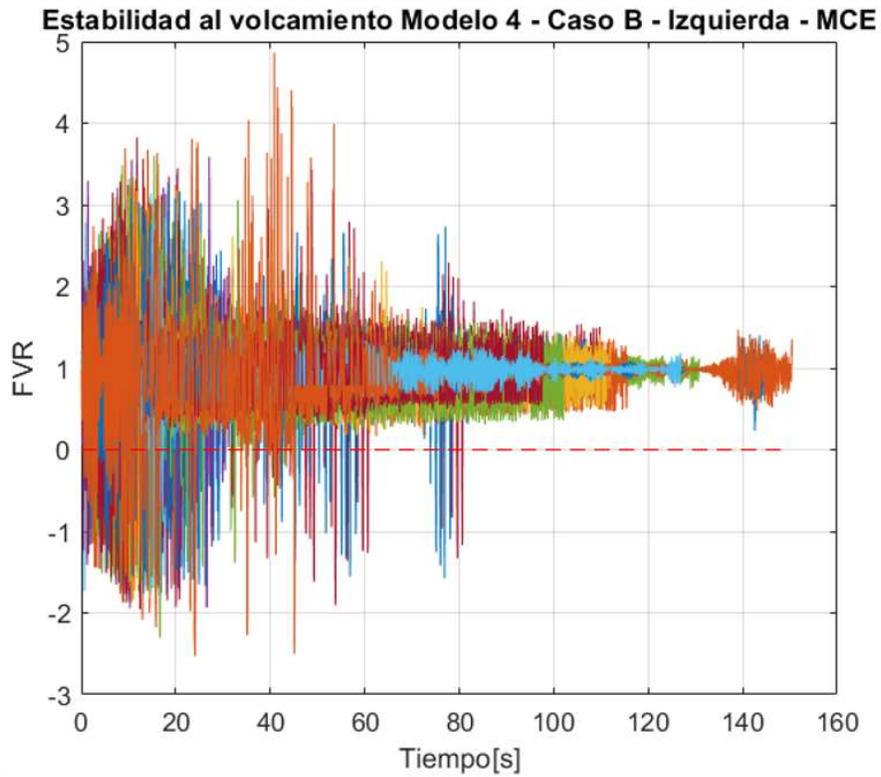


Figura IV-36 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso B – Lado más desfavorable MCE

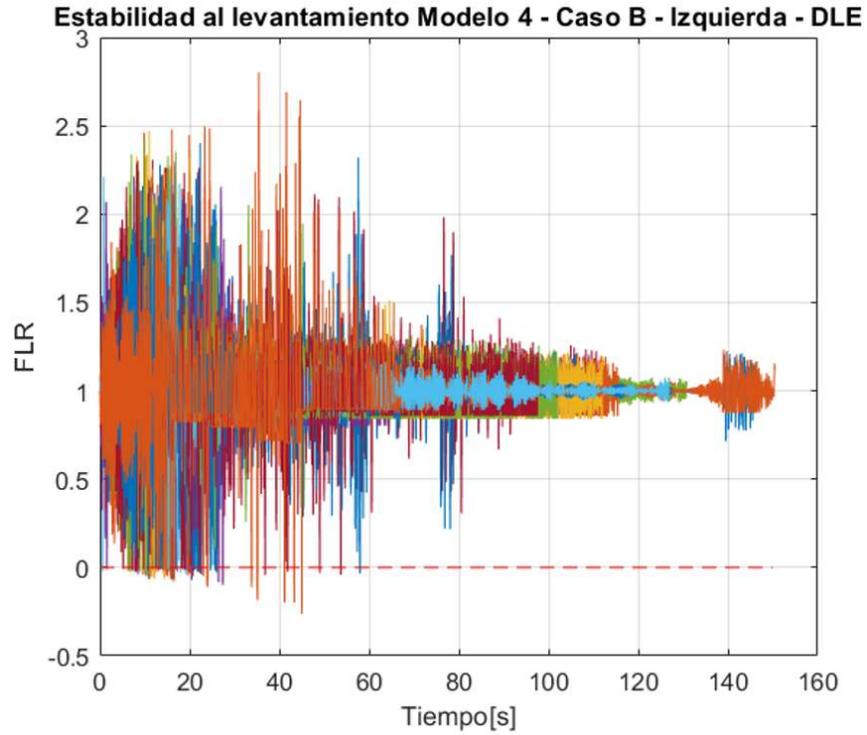


Figura IV-37 – Estabilidad levantamiento Modelo 4 Caso B – Lado más desfavorable DLE

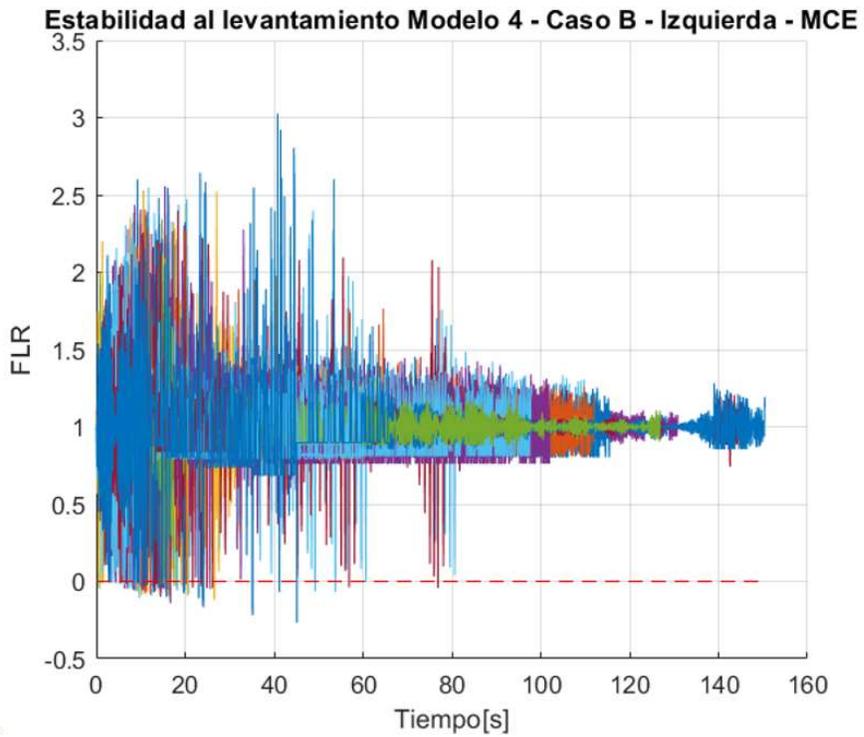


Figura IV-38 – Estabilidad levantamiento Modelo 4 Caso B – Lado más desfavorable MCE

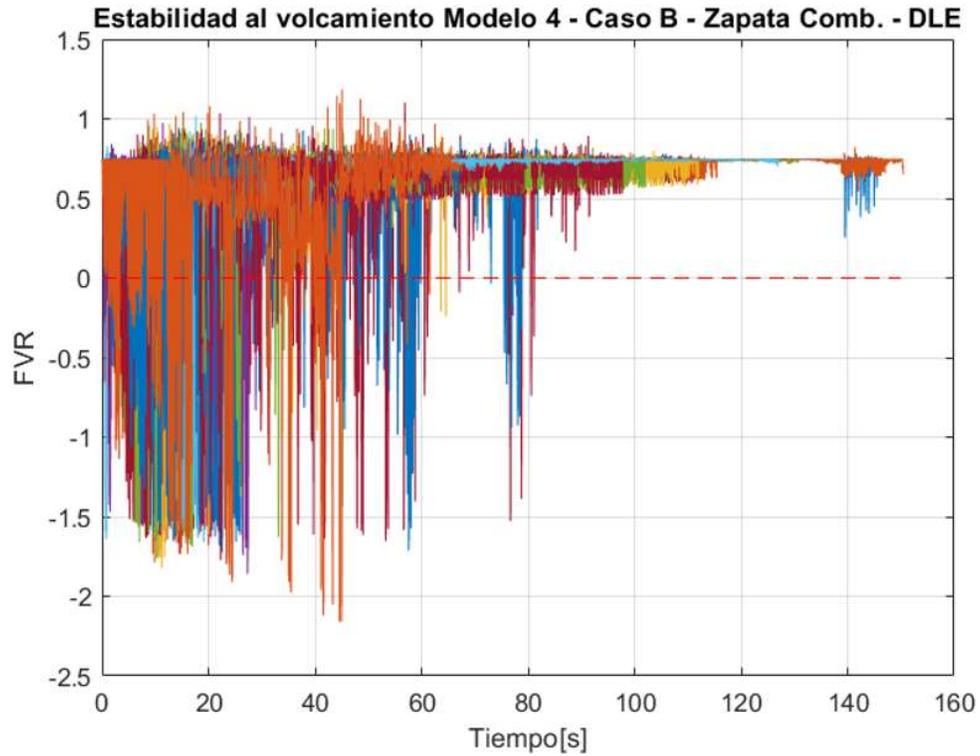


Figura IV-39 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso B – Lado más desfavorable MCE

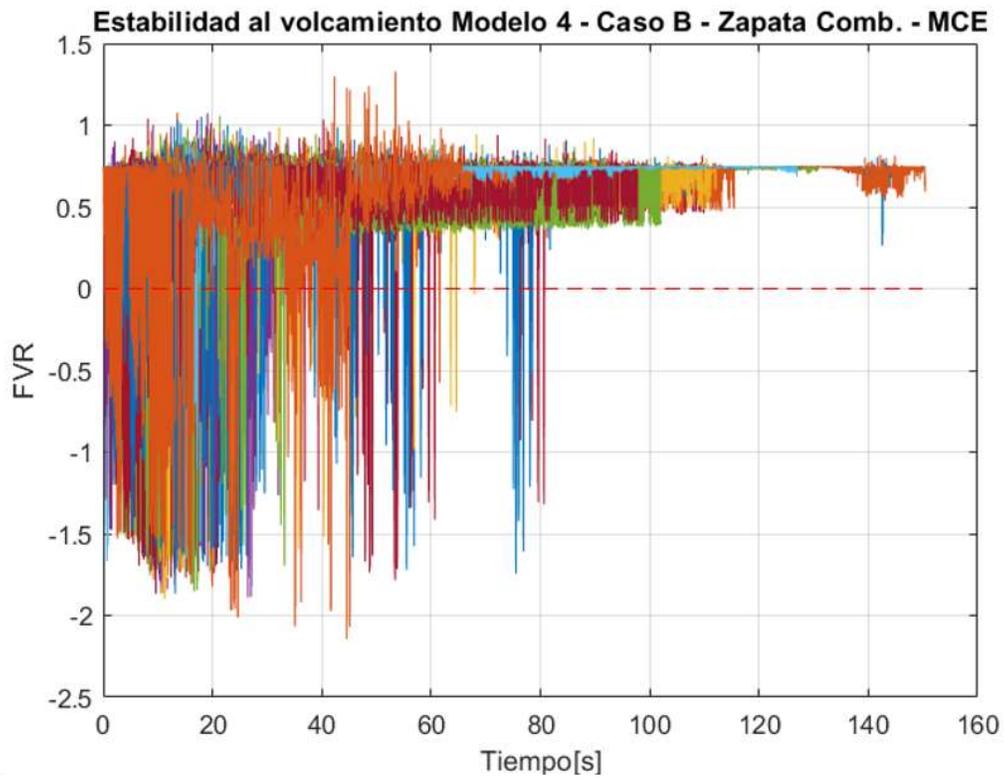


Figura IV-40 – Estabilidad volcamiento Modelo 4 Caso B – Lado más desfavorable MCE

Tabla IV-1: Resumen de factores mínimos de estabilidad (DEL) Zapata Aislada

ID	VOLCAMIENTO			LEVANTAMIENTO		
Caso	T tonf	V tonf	FVR	T tonf	U tonf	FLR
1-A	18.00	6.70	-4.60	18.00	9.44	-0.72
2-A	43.32	59.86	-5.80	43.70	41.40	-0.04
3-A	82.10	42.51	-1.19	84.80	130.10	0.28
4-A	242.00	57.70	-2.05	245.50	328.60	0.43
1-B	29.99	11.97	-5.36	30.00	12.70	-1.14
2-B	47.33	70.38	-4.07	48.60	54.90	0.10
3-B	145.90	85.30	-1.54	152.70	209.66	0.32
4-B	444.14	159.10	-2.72	446.40	343.60	-0.27

Tabla IV-2: Resumen de factores mínimos de estabilidad (MCE) Zapata Aislada

ID	VOLCAMIENTO			LEVANTAMIENTO		
Caso	T tonf	V tonf	FVR	T tonf	U tonf	FLR
1-A	28.54	10.60	-7.62	28.00	9.44	-1.55
2-A	43.32	66.93	-6.36	48.10	41.40	-0.13
3-A	78.10	58.72	-1.34	88.14	130.10	0.26
4-A	240.46	78.95	-2.16	250.50	339.60	0.46
1-B	27.34	24.33	-7.46	33.50	12.70	-1.37
2-B	50.12	70.72	-4.17	52.80	54.90	0.03
3-B	145.82	102.40	-1.75	154.90	209.66	0.31
4-B	405.24	162.17	-2.53	445.80	343.60	-0.27

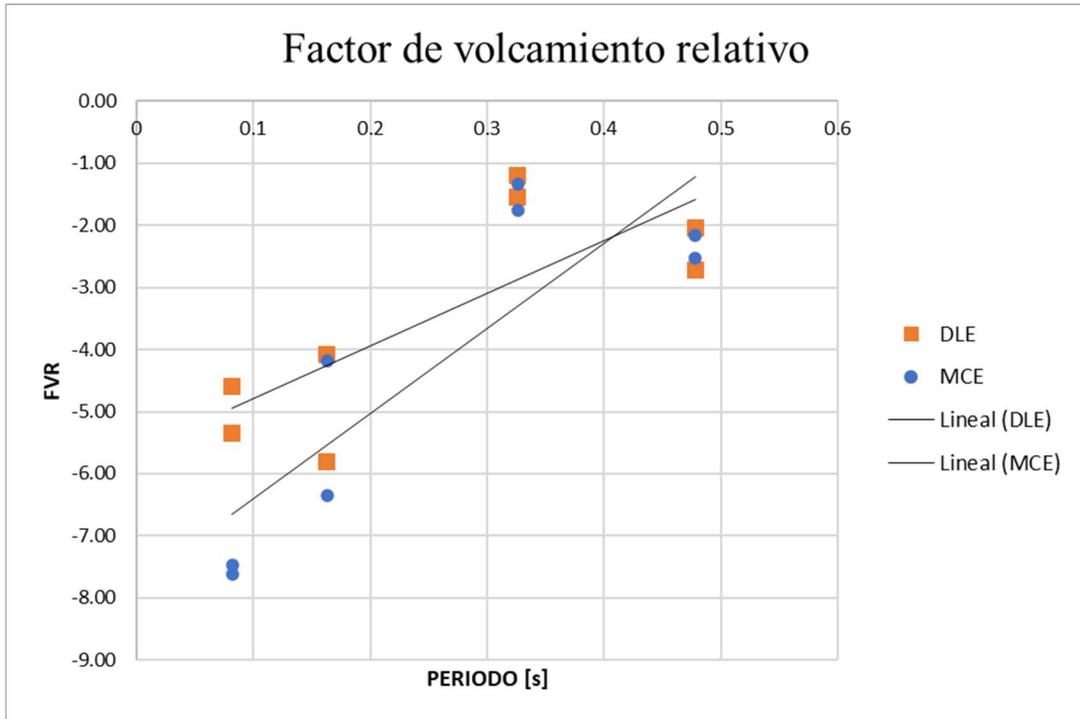


Figura IV-41 – Estabilidad a volcamiento v/s Periodo de la estructura – Zapata Aislada

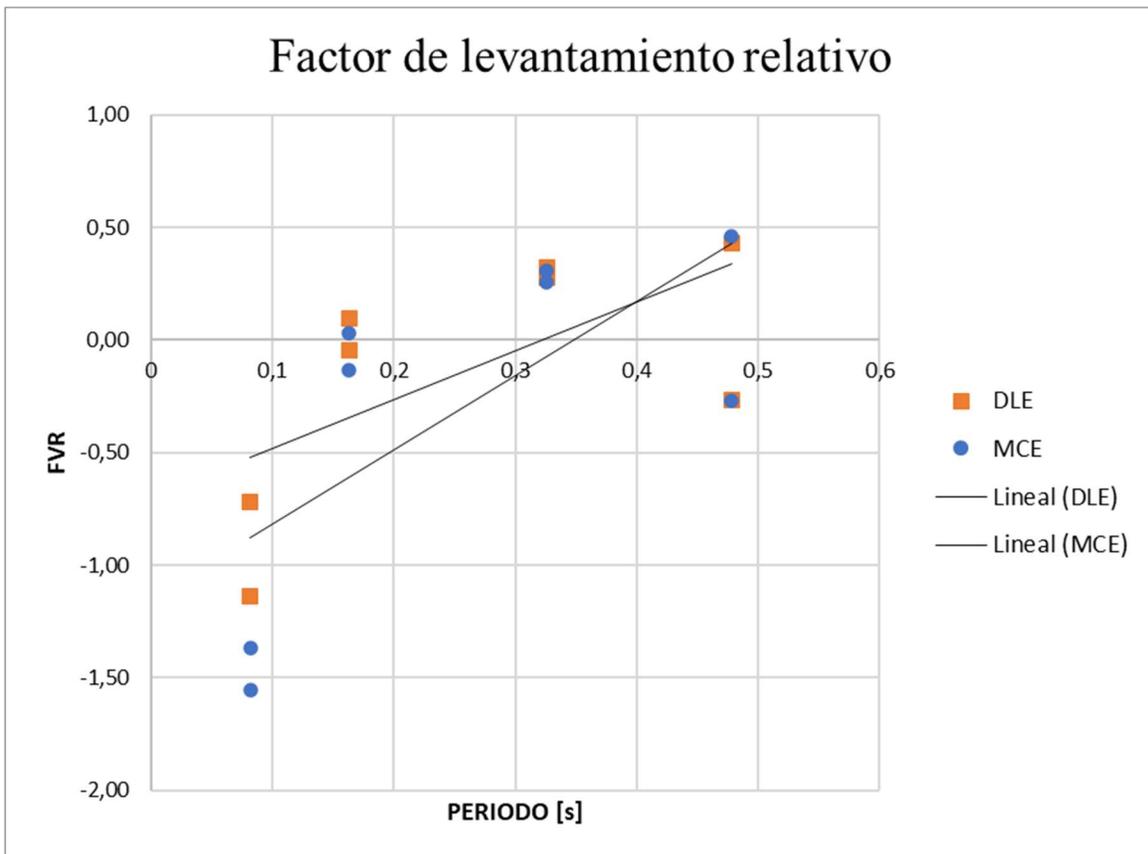


Figura IV-42 – Estabilidad a levantamiento v/s Periodo de la estructura – Zapata Aislada

Tabla IV-3: Resumen de factores mínimos de estabilidad (DEL) Zapata Combinada

CASO	Ti tonf	Vi tonf	Ti tonf	Vi tonf	FVR
1-A	-	-	-	-	-
2-A	-	-	-	-	-
3-A	82.68	42.51	-192.68	47.61	-0.53
4-A	-276.30	59.20	241.00	57.60	-1.55
1-B	-	-	-	-	-
2-B	-	-	-	-	-
3-B	152.00	72.70	-191.10	51.00	-0.97
4-B	-344.05	4.10	440.80	65.20	-2.16

Tabla IV-4: Resumen de factores mínimos de estabilidad (MCE) – Zapata Combinada

CASO	Ti tonf	Vi tonf	Ti tonf	Vi tonf	FVR
1-A	-	-	-	-	-
2-A	-	-	-	-	-
3-A	-150.70	62.50	78.10	58.70	-0.59
4-A	240.10	51.00	-232.30	50.60	-1.53
1-B	-	-	-	-	-
2-B	-	-	-	-	-
3-B	137.60	75.60	-20.00	42.70	-1.15
4-B	-481.50	38.20	437.60	120.50	-2.13

Respecto a los resultados de volcamiento se observa que en todos los casos se obtienen valores menores al límite establecido para alertar de potenciales inestabilidades. Sin embargo, debido a que el mecanismo empleado para el cálculo de la estabilidad al volcamiento no contempla una resistencia adicional por conceptos reacción horizontal del suelo lateral sobre la estructura, se estudian en particular los resultados para los instantes más desfavorables considerando en la solución la captura de alguna resistencia lateral.

Se observa que, al existir una carga vertical neta en dirección vertical positiva debido a la tracción sísmica, no es posible establecer el equilibrio vertical de fuerzas considerando el modelo presentado en la sección II.1.2. Análisis de fundaciones. para el caso que considera la resistencia lateral según lo indicado en Manual de Carreteras (Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, 2018), por lo que con fines de cuantificar el potencial restricción lateral del suelo se propone un modelo que contempla la resistencia pasiva del suelo y la cuña de falla indicada en el documento NAVFAC DM7-02 (Naval Facilities Engineering Command, 1986).

El modelo propuesto se describe en la siguiente imagen.

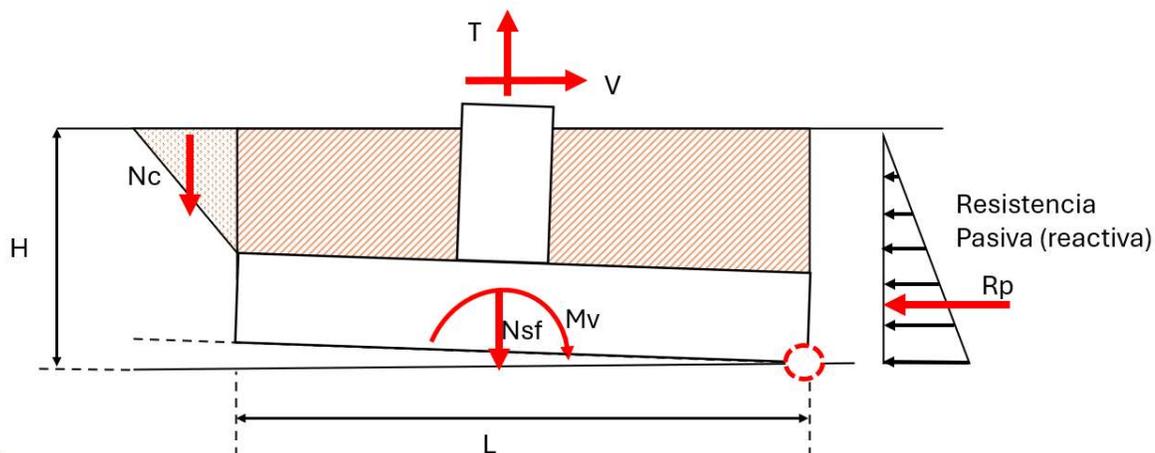


Figura IV-43 – Modelo propuesto para análisis de estabilidad. Elaboración propia

Dónde:

H : Profundidad de sello de fundación

L : Largo de la zapata

N_c : Peso de la cuña de suelo que es posible considerar para el análisis de estabilidad vertical (20 grados para suelo granular)

N_{sf} : Peso propio de la fundación y del suelo sobre la fundación.

R_p : Reacción lateral según resistencia pasiva.

T, V : Carga vertical y cortante desde el análisis (instante de mayor inestabilidad)

Es importante mencionar que para establecer este análisis se considera de forma idealizada que no existe fuerza de roce, debido a que, en general, se ha obtenido que la tracción neta supera al peso propio, por lo que el presente análisis puede no ser representativo del mecanismo real de comportamiento de la fundación. Como se indica en la sección II.1.2. Análisis de fundaciones., este enfoque no considera de

forma explícita la cinemática del problema, por lo que los resultados tienen el objetivo de realizar un análisis simple las potenciales fuentes de resistencia adicional.

Como hipótesis de cálculo y ante el desconocimiento del mecanismo de traspaso de carga entre la cuña de suelo y la fundación, se considera que el suelo lateral puede desarrollar la falla pasiva completamente. Se presenta a continuación las ecuaciones asociadas a la verificación propuesta.

$$\min (V, R_{Pasiva Rankine}) = R_1 \quad (4.4)$$

$$MV = \frac{TL}{2} + VH \quad (4.5)$$

$$MR = N_c (L + x_1) + R_p x_2 + \frac{N_{SF}L}{2} \quad (4.6)$$

Dónde:

x_1 : Centro de aplicación de la carga asociada a la cuña de suelo

x_2 : Centro de aplicación de la carga asociada a la reacción pasiva.

Tabla IV-5: Análisis de estabilidad propuesto para el instante y caso más desfavorable por modelo considerando fuentes adicionales de resistencia (DLE)

ID Caso	T Tonf	V Tonf	M.V. Tonf m	M.R. Tonf m	F.S.V.	F.V.R.
1-A	18.00	6.70	18.84	3.69	0.20	-4.16

2-A	43.32	59.86	163.04	31.54	0.19	-5.16
3-A	82.10	42.51	246.28	121.07	0.49	-0.93
4-A	242.00	57.70	657.10	227.80	0.35	-1.78
1-B	29.99	11.97	36.86	6.65	0.18	-4.95
2-B	47.33	70.38	199.92	48.13	0.24	-3.62
3-B	145.90	85.30	519.70	237.87	0.46	-1.23
4-B	444.14	159.10	1667.20	520.63	0.31	-2.41

Tabla IV-6: Análisis de estabilidad propuesto para el instante y caso más desfavorable por modelo considerando fuentes adicionales de resistencia (MCE)

ID Caso	T Tonf	V Tonf	M.V. Tonf m	M.R. Tonf m	F.S.V.	F.V.R.
1-A	28.54	10.60	29.84	4.41	0.15	-6.99
2-A	43.32	66.93	177.18	31.54	0.18	-5.72
3-A	78.10	58.72	285.47	125.99	0.44	-1.07
4-A	240.46	78.95	717.77	238.06	0.33	-1.87
1-B	27.34	24.33	49.70	7.16	0.14	-6.97
2-B	50.12	70.72	204.09	48.13	0.24	-3.72
3-B	145.82	102.40	567.42	243.29	0.43	-1.42
4-B	405.24	162.17	1580.70	522.09	0.33	-2.22

Se observa que, aun considerando fuentes de resistencia adicional a las del análisis tradicional, se observan potenciales inestabilidades, por lo que para establecer conclusiones certeras se requiere de estudios que consideren la cinemática del

problema además de leyes constitutivas del suelo que consideren la interacción compleja entre esfuerzos de corte y de compresión que se podrían generar en las potenciales superficies de falla.

Considerando los resultados obtenidos, donde se alertan de posibles inestabilidades, es posible advertir que, uno de los desafíos para el diseño estructural, además de lo ya mencionado respecto de buscar métodos efectivos que capturen de las resistencias adicionales involucradas en la estabilidad, corresponde a revisar qué cargas podrían ser empleadas para la verificación de volcamiento y levantamiento para sistemas de fundaciones típicos empleados en estructuras industriales, ya que los criterios tradicionales se estima podría ser insuficientes para eventos reales.

Finalmente, debido a que el marco arriostrado corresponde a un sistema estructural cuyo sistema de estabilidad lateral supone de dos apoyos, es posible revisar qué ocurre en la fundación asociada al lado comprimido del marco, para ello se revisarán los dos modelos que presenta el peor desempeño referido a la estabilidad de acuerdo con la Tabla IV-1, es decir para los modelos 1-A y 4-B.

Tabla IV-7: Análisis de estabilidad para el lado opuesto, considera aporte de la reacción pasiva (DLE).

ID Caso	T Tonf	V Tonf	M.V. Tonf m	M.R. Tonf m	F.S.V.
1-A	-17.02	9.89	11.87	12.31	1.24

4-B	-447.00	57.70	201.95	520.63	7.39
-----	---------	-------	--------	--------	------

Tabla IV-8: Análisis de estabilidad para el lado opuesto, considera aporte de la reacción pasiva (MCE).

ID Caso	T Tonf	V Tonf	M.V. Tonf m	M.R. Tonf m	F.S.V.
1-A	-28.95	13.95	16.74	19.47	1.16
4-B	-510.42	36.25	126.88	1651.05	13.01

Se observa, que aún para los instantes dónde el lado traccionado alertó mayores índices de inestabilidad se observa que es posible justificar la estabilidad del sistema a volcamiento mediante la estabilidad del lado comprimido, sin embargo esto no significa que los resultados en el lado traccionado sean aceptables, para ello se requiere criterios de aceptación que, tal como se ha indicado anteriormente, requieren de una investigación adicional específica respecto del comportamiento real de este mecanismo y una posterior validación respecto al desempeño estructural de los elementos de acero de la superestructura.

V. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

De acuerdo con los resultados obtenidos y en considerando que en el mecanismo de resistencia ante deformaciones laterales en marcos arriostrados la componente vertical de tracción en el anclaje proviene, en gran parte, de la tracción neta en la diagonal, es que las tracciones máximas en un evento sísmico están inherentemente unidas a grandes fuerzas horizontales, esto es posible observarlo en los resultados obtenidos para todos los modelos analizados. En contraste a normativa NCh2369:2023 indica que la estabilidad se debe evaluar mediante porcentajes de compresión a nivel de cargas reducidas además de la amplificación de la fuerza vertical por el factor $0.7R_1 \geq 2.0$ para la verificación de levantamiento, sin embargo si bien en este enfoque es posible obtener fuerzas similares a las obtenidas en el análisis no lineal tiempo historia (tanto para MCE como para DLE), al no considerar una fuerza horizontal de diseño es posible observar potenciales fuentes de inestabilidad, por lo que sería deseable estudiar el comportamiento de estos elementos y establecer conclusiones respecto a la prudencia de este requisito, esto considerando que actualmente no se cuenta con un método de diseño calibrado respecto a los objetivos de desempeño, que agote las fuentes de resistencia adicional en el mecanismo volcante/tracción sobre el sistema de fundaciones.

Adicionalmente al estudio de mecanismos de resistencia que intenten capturar el comportamiento real de los sistemas de fundación y ante la evidencia de que existen instantes donde las fuerzas resistentes calculadas mediante los métodos disponibles

pueden ser superadas por las cargas de tracción esperada de los pernos, es que se propone estudiar lo que le podría ocurrir a las estructuras de marco arriostrados, considerando que la reacción máxima en el apoyo corresponde a la resistencia al levantamiento de la fundación. Sin embargo, debido a que dicho mecanismo supone una liberación de energía al movilizar una fracción del suelo, es que se debe recurrir a modelos más complejo de interacción suelo/estructura o bien a un estudio del amortiguamiento equivalente de este fenómeno que permita incorporarlo de forma simple en modelos como los implementados en el presente trabajo.

Se concluye adicionalmente que, de acuerdo con lo observado, si bien la solución de zapata combinada bajo el marco arriostrado ofrece un desempeño favorable respecto a su estabilidad al compararlo con la zapata aislada en tracción, esto no resuelve el problema completamente ya que, desde el análisis se obtuvo resultados que establecen posibles inestabilidades en el comportamiento de la fundación combinada diseñada bajo la normativa NCh2369:2023, sin embargo al ser esta una solución de desempeño superior, el incluir esta tipología de fundación en futuros estudios que caractericen el comportamiento de este tipo de fundación podría ser útil para proyectar soluciones económicas y confiables.

Al definir la tracción esperada en los pernos de anclaje mediante el factor R_y acuerdo con AISC-341 en base a la similitud de resultados para planchas ASTM-36 (Hernández, 2014), se podría estar cometiendo un error (por exceso o déficit) respecto de las fuerzas máximas involucradas en la estabilidad de fundaciones, por lo que ante el desafío de estimar de forma más precisa dichas las fuerzas, se vuelve

deseable obtener valores de fluencia esperada específica para pernos de anclaje empleados en Chile, de modo de obtener modelos más certeros y diseños consecuentes con los objetivos establecidos por la normativa.

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa que para los casos donde los anclajes provistos responden al criterio de anclaje mínimo según el estado de práctica (4 pernos 3/4") y no a las cargas de diseño que justifiquen dicho anclaje, los resultados referidos a la estabilidad de fundaciones corresponden a valores más alejados del límite de estabilidad.

Se observó que, en muchos casos, el requisito del diseño de estabilidad al levantamiento considerando la carga vertical sísmica (proveniente del sismo horizontal) amplificada por el factor $0.7R_1$, mostró no ser suficiente (considerando métodos simples de análisis) para asegurar la estabilidad vertical, por lo tanto para este estado límite y considerando que existen métodos simples que permiten capturar la resistencia adicional del suelo, se podría establecer como criterio de diseño, adicional al requisito normativo vigente, el considerar la carga de tracción esperada de los pernos de anclaje como carga de diseño último por capacidad en contraste de una resistencia vertical que considere el peso del suelo, la fundación y la resistencia adicional de la cuña de falla mediante algún método como el indicado en II.1.2. Análisis de fundaciones. Sin embargo para establecer los factores de seguridad mínimos se debe realizar una calibración basada en un índice de confiabilidad objetivo compatible con los objetivos de desempeño de la estructura y las curvas de comportamiento y demanda asociadas a este estado límite.

En línea con lo anterior es posible concluir que el desafío de caracterización precisa de la estabilidad de las fundaciones, ya planteado en el presente capítulo, supone a su vez la necesidad de una caracterización consistente de la demanda sobre estos elementos. Si bien se observó que los resultados obtenidos para el análisis de estabilidad vertical considerando cargas amplificadas por $0,7R_1$, presentan factores de seguridad cercanos a uno, se observó que esto no necesariamente cubre una de las hipótesis principales en la modelación típicamente empleada en el diseño estructural tanto para marcos arriostrados concéntricos como para la gran mayoría de estructuras, que corresponde a que los apoyos sigan comportándose como apoyos durante el sismo, por lo que, de acuerdo con los resultados, parece adecuado implementar métodos de diseño que consideren explícitamente la sobrerresistencia del sistema proyectado y las posibles amplificaciones de los cortes inducidos a la fundación debido a la redistribución de cargas del sistema. Para ello es necesario desarrollar estudios específicos que tengan como objetivo establecer una metodología confiable que pueda ser utilizada para futuras revisiones de la norma y/o como criterios de diseño que trabajen en conjunto con la normativa actual.

Adicionalmente es importante comentar que existe una influencia directa en la selección del factor de reducción de resistencia ($R=5$ para este estudio) en el dimensionamiento de la fundación, por lo que eventualmente un estudio que vincule la sobrerresistencia provista y el factor de reducción de resistencia adecuado para el diseño de las fundaciones podría ser una alternativa viable para, de forma simple, proveer fundaciones que cumplan con la serviciabilidad que requiere la superestructura y la naturaleza particular de los proyectos.

Finalmente es importante mencionar qué, dentro de la revisión bibliográfica realizada que documenta el comportamiento de las estructuras industriales en Chile, no se encuentran fallas asociadas a inestabilidades provenientes de las fundaciones, por lo que el funcionamiento favorable de al menos un gran porcentaje de fundaciones en estructuras industriales ante eventos sísmicos severos no es algo que pueda ser ignorado, en consecuencia, no es parte de las conclusiones del presente estudio indicar que los requisitos de diseño para fundaciones de la normativa NCh2369:2023 son insuficientes, en contraste las propuestas y conclusiones anteriormente indicadas van en la dirección de reconocer que los métodos tradicionales de diseño para fundaciones no necesariamente reflejan su comportamiento real ante cargas sísmicas y es en esta brecha dónde se insta a que nuevos estudios logren establecer con mayor claridad, requisitos de diseño y métodos de análisis que nos permitan a futuro darle una confiabilidad adecuada a este tipo de elementos.

BIBLIOGRAFIA

- ACHISINA. (2017). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño*. Santiago de Chile.
- Alvarez Jerez, J. (2021). *Análisis de los mecanismos de disipación de energía sísmica en estructuras industriales de marcos arriostrados diseñadas mediante el anteproyecto de norma NCh2369 para estructuras rígidas*. Concepción, CL: Universidad de Concepción.
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17)*. Chicago, IL.
- Backer, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering*.
- Bahamonde Ojeda, C. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de estructuras industriales flexibles de acero con marcos arriostrados en X emplazadas en zona minera diseñadas mediante el anteproyecto de norma NCh2369*. Concepción: Universidad de Concepción.
- Candia, G. (2019). A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment.
- Computers & Structures INC. (2017). *SAP2000 version 22 CSI Analysis Reference Manual*. CSI.
- Das., B. M. (2010). *Principles of Foundation Engineering, SI*. Cengage Learning.
- Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. (2018). *Manual de Carreteras, Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño*. Santiago.

- FEMA. (2018). *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17*. Redwood City, California: FEMA.
- Hernández, C. G. (2014). *Determinación de los valores de fluencia y rotura esperados para perfiles de acero que se utilizan en Chile*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Idini, B., & Al, e. (2016). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction Zone. *Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 15*, 1853-1880.
- INN. (2003). *NCh2360 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. Santiago de Chile, CL: Instituto Nacional de Normalización.
- Montalva, A. e. (2017). Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone. *Bulletin of the Seismological Society of America 107*, 901-911.
- Naval Facilities Engineering Command. (1986). *Foundations and Earth Structures*. Virginia.
- Poulos, A., & Al, e. (2018). An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of Its Poisson Nature. *Bulletin of the Seismological Society of America 109*, 66-74.
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del desempeño de dos estructural industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.

ANEXOS

ANEXO A: RESULTADOS EN LA MODELACIÓN DEL ANÁLISIS EN EL TIEMPO PARA ELEMENTOS NO LINEALES

De modo de presentar la modelación de los elementos no lineales, se presenta a continuación los resultados del análisis para los pernos de anclaje, así como para los arriostramientos, los casos seleccionados para mostrar consideran la activación de los mecanismos no lineales.

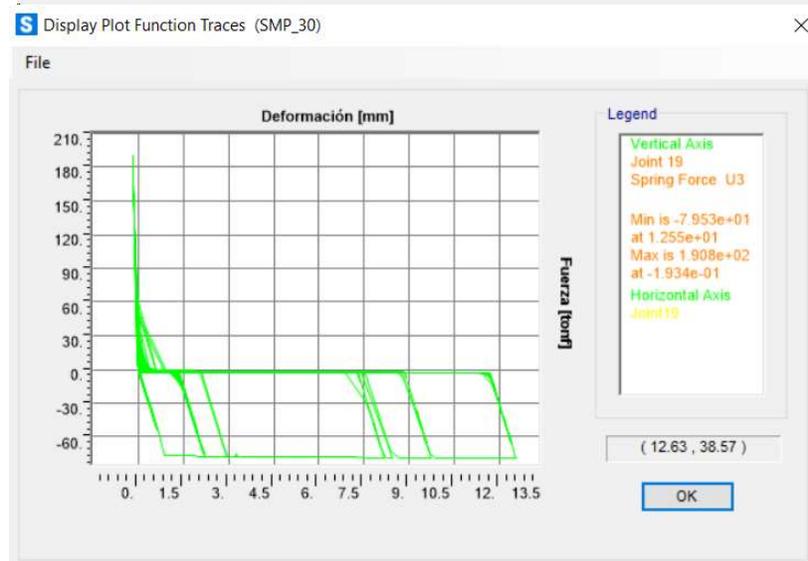
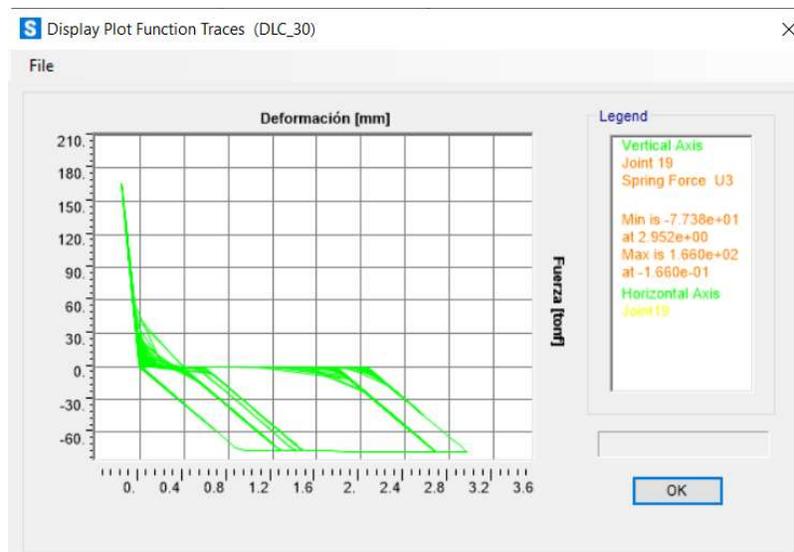


Figura A-1 – Resultados de fuerza deformación para anclaje. Arriba caso 30, DLE. Abajo Caso 30 MCE. (Modelo 3-A).

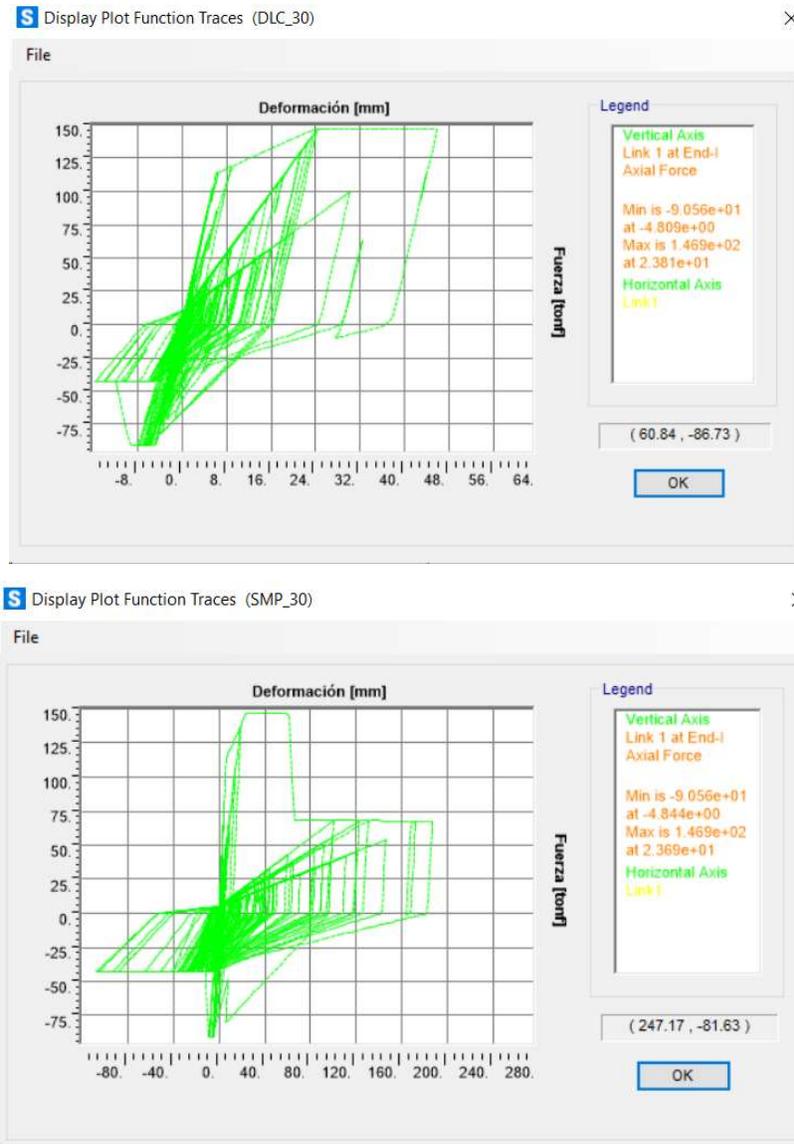


Figura A-2 – Resultados de fuerza deformación para arriostamiento (primer nivel). Arriba caso 30, DLE. Abajo Caso 30 MCE. (Modelo 4-B).

Se presenta a continuación una tabla resumen con los mecanismos no lineales que se activan para cada modelo.

Tabla A-1: Resumen para elementos no lineales (MCE)

CASO	Fusible: Anclaje	Fusible: Arriostramiento
1-A	Permanece Elástico	Permanece Elástico
2-A	Activo	Permanece Elástico
3-A	Activo	Permanece Elástico
4-A	Activo	Activo
1-B	Activo	Permanece Elástico
2-B	Activo	Permanece Elástico
3-B	Activo	Activo (levemente)
4-B	Activo	Activo

ANEXO B: ESPECTROS DE REGISTROS SELECCIONADOS

Se presenta a continuación los registros con menor SSE obtenidos de acuerdo con lo indicado en la sección II.2 para diferentes periodos.

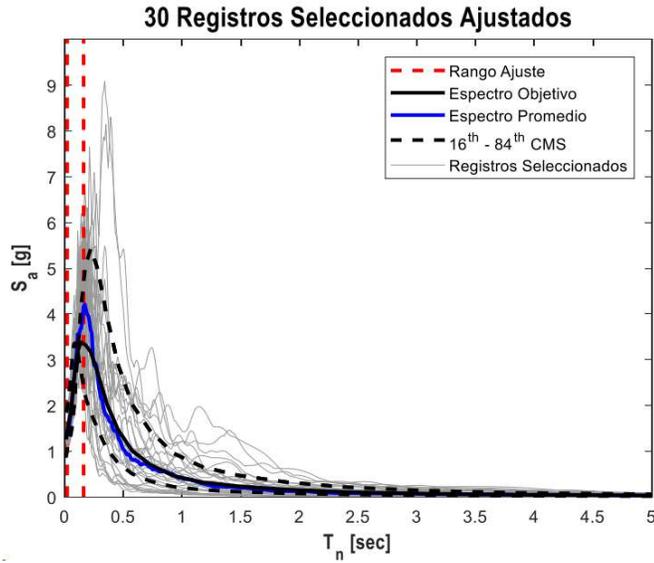


Figura B-1 – Registros seleccionados $T_1=0.10$ s.

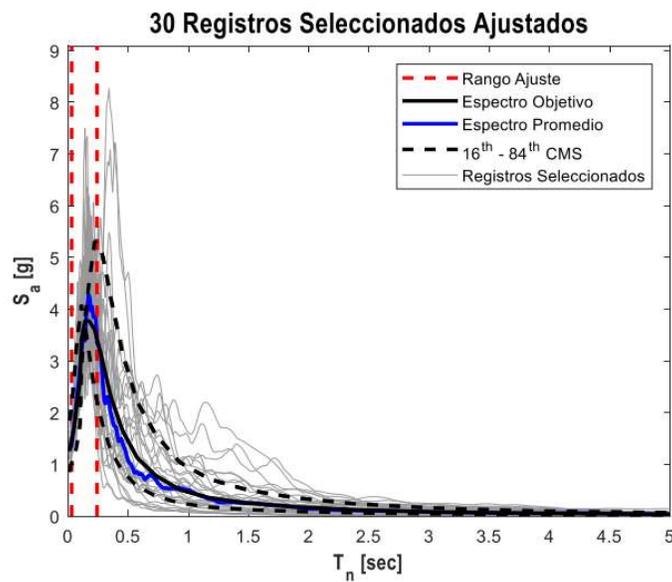


Figura B-2 – Registros seleccionados $T_1=0.16$ s.

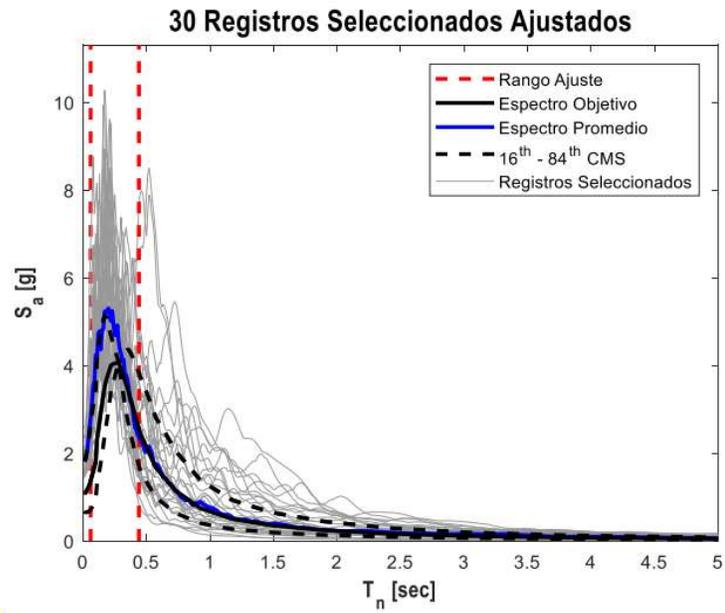


Figura B 3 – Registros seleccionados $T_1=0.31$ s.

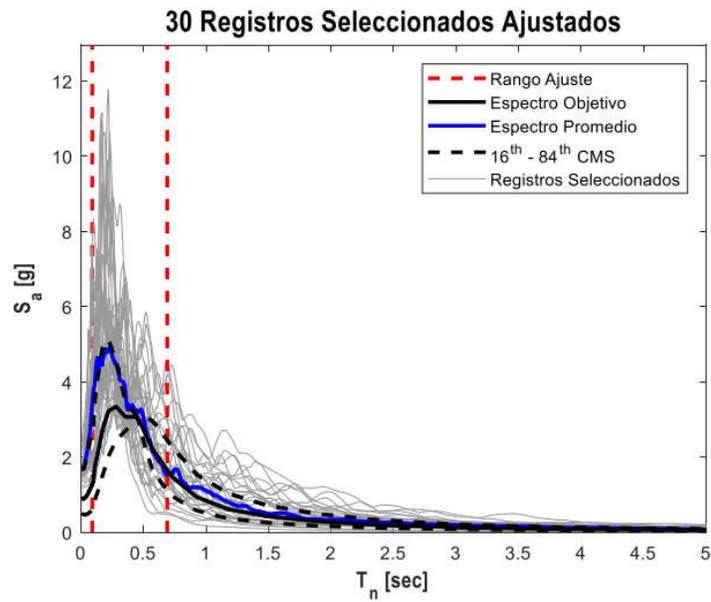


Figura B 3 – Registros seleccionados $T_1=0.46$ s.