



Pontificia Universidad  
**JAVERIANA**  
Cali

**EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE ALTERNATIVAS DE  
REFORZAMIENTO CONVENCIONAL Y NO CONVENCIONAL PARA UNA  
ESTRUCTURA DE TIPO NAVE INDUSTRIAL SOMETIDA A NUEVAS  
SOLICITACIONES DE CARGA.**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

MELISSA BLANDÓN ARENAS

Director:

Ing. Orlando Cundumi Sánchez, M.Sc, Ph.D.

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Noviembre 2024

## **AGRADECIMIENTOS.**

Principalmente quiero agradecer a mis padres y hermano por su inmenso amor y el apoyo incondicional en todas las situaciones, a Paola, por alentarme y contribuir física y emocionalmente en esta etapa de mi vida. A mis tres hijas por sostenerme cuando más lo necesité. Ustedes son mi gran motivación diaria.

Al Ing. Orlando Cundumi, por su asesoría en el desarrollo de este trabajo de grado y su gran vocación de docente, hizo de este trabajo algo muy enriquecedor para mi vida profesional. Al Ing. Juan Carlos García por confiar en nuestro trabajo y permitirnos la información necesaria para la construcción de este documento.

Finalmente, a la Pontificia Universidad Javeriana Cali por ser el recinto en donde me formaron como profesional íntegra para contribuir con el desarrollo del País.

## **RESUMEN.**

En este documento se presenta la comparación entre dos modelos estructurales de la misma edificación, para su reforzamiento derivado de nuevas solicitaciones de carga. El primero de ellos, un modelo estructural convencional de pórticos resistentes y no resistentes a momento de acero estructural, analizado por el método lineal estático y dinámico. El segundo, con el uso de disipadores de energía de tipo friccionante mediante análisis no lineal (FNA).

La estructura objeto de este estudio, corresponde a una nave industrial regular y simétrica, conformada por elementos de tipo celosía en acero estructural, ubicada en el municipio de Yumbo, Valle del Cauca – Colombia. Se implementó como herramienta de diseño el software ETABS de la casa CSI, la cual permitió estudiar el comportamiento estructural del edificio con y sin dispositivos de disipación. A partir de los resultados obtenidos, se realizó la comparación entre ambos modelos, determinando las ventajas y desventajas de la respuesta estructural y del mejor costo beneficio de la aplicación de los reforzamientos estudiados.

Finalmente, se obtuvo como resultado la disminución de esfuerzos en la base (corte y momento); por ende, las fuerzas de piso y las solicitaciones en los elementos estructurales fueron menores para la alternativa de reforzamiento con disipadores de tipo friccionante, reduciendo las secciones en vigas y columnas a reforzar, demostrando que es un método efectivo en control y reforzamiento sísmico para la estructura estudiada. Adicionalmente, se comprobó que son benéficamente económicos para su aplicación en este tipo de estructuras.

**Palabras Claves:** Disipadores de fricción, análisis no lineal, nave industrial, reforzamiento.

## **ABSTRACT.**

This document presents the comparison between two structural models of the same building, for its reinforcement derived from new load requests. The first of them, a conventional structural model of structural steel moment resistant and non-resistant frames, analyzed by the linear static and dynamic method. The second, with the use of friction type energy dissipators through nonlinear analysis (FNA).

The structure object of this study corresponds to a regular and symmetrical industrial warehouse, made up of lattice-type elements in structural steel, located in the municipality of Yumbo, Valle del Cauca - Colombia. The ETABS software from the CSI house was implemented as a design tool, which allowed studying the structural behavior of the building with and without dissipation devices. From the results obtained, the comparison between both models was made, determining the advantages and disadvantages of the structural response and the best cost benefit of the application of the reinforcements studied.

Finally, the results showed a reduction in base forces (shear and moment); consequently, the floor forces and the demands on the structural elements were lower for the reinforcement alternative using friction-based dampers. This led to a decrease in the sizes of beams and columns needing reinforcement, demonstrating that this method is effective for seismic control and reinforcement of the studied structure. Additionally, it was confirmed that these dampers are cost-effective for application in such types of structures.

**Keywords:** Friction dampers, nonlinear analysis, industrial building, reinforcement

## TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN .....	1
2. OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	2
2.1. Objetivo general.....	2
2.2. Objetivos específicos. ....	2
2.3. Resultados esperados .....	2
3. MARCO DE REFERENCIA .....	2
3.1. Análisis Dinámico.....	2
3.2. Análisis lineal.....	4
3.3. Análisis no lineal.....	4
3.4. Diseño sismo resistente.....	4
3.5. Sistemas de control estructural. ....	4
3.5.1. Control pasivo. ....	5
3.6. Sistemas de control pasivo por fricción.....	6
3.6.1. Casos de aplicación a nivel mundial de los sistemas de control pasivo por fricción.	7
3.6.2. Casos de aplicación en Colombia de los sistemas de control pasivo por fricción. .	8
4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN. ....	10
4.1. Recopilación de la Información Técnica. ....	10
4.2. Revisión Bibliográfica. ....	10
4.3. Modelamiento y análisis estructural. ....	10
4.3.1. Grupo de uso .....	10
4.3.2. Zona de amenaza sísmica.....	11
4.3.3. Combinaciones de carga.....	11
4.3.4. Espectro elástico de aceleraciones de diseño. ....	11
4.4. Señales Sísmicas. ....	12
4.4.1. Selección de registros sísmicos. ....	13
4.4.2. Emparejamiento Espectral.....	14
4.5. Disipadores de energía por fricción tipo Pall.....	21

5. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA EN SU ESTADO ACTUAL.....	23
5.1. Generalidades de la modelación de la estructura en su estado actual.....	23
5.2. Hipótesis 1: Gancho de carga al centro.....	25
5.2.1. Condición 1 – Puente grúa en el centro de la luz de la viga carrilera. ....	27
5.2.2. Condición 2 – Puente grúa sobre columna.....	27
5.2.3. Condición 3 – Momento máximo.....	28
5.3. Hipótesis 2: Gancho de carga desplazado.....	28
5.4. Masa.....	29
5.5. Modos de vibración.....	29
5.6. Método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) .....	30
5.7. Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE).....	31
5.8. Análisis Cronológico No Lineal. ....	32
5.9. Verificación de derivas. ....	33
5.10. Índices de Sobre Esfuerzo.....	34
5.11. Análisis de Resultados para la condición Actual. ....	34
6. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA CON REFORZAMIENTO CONVENCIONAL / TRADICIONAL.....	35
6.1. Metodología de Reforzamiento.....	35
6.2. Generalidades de la modelación de la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.37	
6.3. Masa.....	37
6.4. Modos de vibración.....	38
6.5. Método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) .....	39
6.6. Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE).....	40
6.7. Análisis Cronológico No Lineal. ....	40
6.8. Verificación de derivas. ....	41
6.9. Índices de Sobre Esfuerzo.....	42
6.10. Análisis de Resultados para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. 42	

7. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA CON REFORZAMIENTO NO CONVENCIONAL / NO TRADICIONAL. ....	43
7.1. Diseño sísmico con sistema estructural amortiguado. ....	43
7.2. Análisis Estructural empleando disipadores sísmicos a fricción. ....	43
7.2.1. Modelamiento matemático de los disipadores. ....	45
7.3. Análisis Cronológico No Lineal. ....	46
7.1. Verificación de derivas. ....	47
7.2. Índices de Sobre Esfuerzo.....	48
8. ANÁLISIS DE COSTOS.....	49
8.1.1. Cantidades de obra. ....	49
8.1.2. Análisis de precios unitarios (APU).....	49
9. CONCLUSIONES. ....	51
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	53
11. GLOSARIO DE TERMINOS ESPECIALES .....	56

## LISTADO DE TABLAS.

Tabla 1. Estructuras con sistemas de control pasivo por fricción en el mundo. ....	7
Tabla 2. Estructuras con sistemas de control pasivo por fricción en Colombia. ....	9
Tabla 3. Parámetros para la construcción del espectro de diseño de acuerdo a la NSR-10 (AIS, 2012). ....	12
Tabla 4. Registros Sísmicos Seleccionados. ....	14
Tabla 5. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación E-W a espectro NSR-10. ....	15
Tabla 6. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación N-S a espectro NSR-10. ....	16
Tabla 7. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación E-W a espectro Beff. ....	16
Tabla 8. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación N-S a espectro Beff. ....	17
Tabla 9. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación E-W a espectro MCER. ....	17
Tabla 10. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación N-S a espectro MCER. ....	18
Tabla 11: resumen avalúo de cargas gravitacionales sobre cubierta. ....	24
Tabla 12: Pesos aproximados para hipótesis 1 puente grúa 30 Ton. ....	25
Tabla 13: Pesos aproximados para hipótesis 1 puente grúa 70 Ton. ....	26
Tabla 14: Pesos aproximados para hipótesis 1 puente grúa 80 Ton. ....	26
Tabla 15: masas de cada nivel para modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. ....	29
Tabla 16: propiedades dinámicas del modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. ....	29
Tabla 17: parámetros requeridos para aplicar el método FHE en el modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. ....	31
Tabla 18: resultados del FHE en las direcciones principales de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. ....	31



Tabla 19: resultados del ADEE en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.....	32
Tabla 20: resultados del FNA en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.....	32
Tabla 21: masas de cada nivel para modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.....	37
Tabla 22: propiedades dinámicas del modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. ....	38
Tabla 23: parámetros requeridos para aplicar el método FHE en el modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. ....	39
Tabla 24: resultados del FHE en las direcciones principales de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. ..	39
Tabla 25: resultados del ADEE en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. ....	40
Tabla 26: resultados del FNA en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.....	40
Tabla 27: Parámetros de definición para disipadores por fricción. ....	45
Tabla 28: resultados del FNA en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.....	47
Tabla 29. Cantidades de acero para las alternativas de reforzamiento evaluadas. ....	50
Tabla 30. APU para implementación de alternativa de reforzamiento tradicional.....	50
Tabla 31. Valor de la inversión para ambos tipos de reforzamiento. ....	51

## LISTADO DE ILUSTRACIONES.

Ilustración 1: Sistema de un grado de libertad. Fuente: (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006). .....	3
Ilustración 2: Técnica de control pasivo con disipadores de energía. Fuente: (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006). .....	6
<i>Ilustración 3: Espectros elásticos objetivos de diseño.</i> Fuente: Elaboración propia .....	12
<i>Ilustración 4: Registros emparejados a los espectros objetivos de NSR-10, Beff y MCER. .</i> 20	
<i>Ilustración 5: Espectros Objetivos y Espectros de Registros promedio emparejados a los espectros objetivos de NSR-10, Beff y MCER.</i> .....	21
Ilustración 6: principio de funcionamiento de sistema de control pasivo. ....	22
Ilustración 7: principio de funcionamiento de Coulomb. ....	22
Ilustración 8: modelo numérico de la estructura actual. Fuente: Elaboración propia. ....	23
Ilustración 9: zonas de operación de los diferentes puentes grúa en nave de acería. ....	24
Ilustración 10: esquema Puente grúa con carga al centro de la luz. ....	25
Ilustración 11: Esquema testeros y carga en condición 1 para hipótesis 1 (C1H1). ....	27
Ilustración 12: Esquema de carga en condición 2 para hipótesis 1 (C2H1) .....	27
Ilustración 13: Esquema de condición 3 para hipótesis 1 (C3H1). ....	28
Ilustración 14: esquema Puente grúa con carga al centro de la luz. ....	28
Ilustración 15: primer modo de vibración de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. Fuente: Elaboración propia. ....	30
Ilustración 16: derivas en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. Fuente: Elaboración propia. ....	33
Ilustración 17: ISE para los elementos metálicos de la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. Fuente: Elaboración propia. ....	34
Ilustración 18: refuerzos empleados tradicionalmente para estructuras metálicas .....	35
Ilustración 19: refuerzos empleados para diferentes elementos en la estructura analizada ...	37
Ilustración 20: primer modo de vibración de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia. ....	39

Ilustración 21: derivas en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.....	41
Ilustración 22: ISE para los elementos metálicos de la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.....	42
Ilustración 23: Curva fuerza de respuesta-desplazamiento de un contraviento restringido a la ductilidad (CRD) con freno sísmico Ten-Co .....	44
Ilustración 24: Creación y asignación de parámetros del disipador DF2. Fuente: Elaboración propia.....	46
Ilustración 26: derivas en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento No convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.....	48
Ilustración 27: ISE para los elementos metálicos de la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento No convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.....	49

## **LISTADO DE ECUACIONES.**

Ecuación 1.....	3
Ecuación 2.....	21
Ecuación 3.....	28
Ecuación 4.....	28
Ecuación 5.....	45

## **LISTADO DE FOTOGRAFÍAS.**

Fotografía 1: Disipador tipo Pall. Fuente:(Pall Dynamics, n.d.) .....	44
Fotografía 2: Disipador tipo Pall de diferentes capacidades. Fuente:(Quaketek inc, 2020)..	44

## 1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento en las empresas es inherente a la ejecución de su misión. Por esto, muchas de ellas se ven enfrentadas a realizar modificaciones en su infraestructura, equipos y tecnología con el fin de dar respuesta a la demanda de sus productos y/o servicios, así como, afianzar su presencia en el mercado.

Cuando se hacen necesarias estas modificaciones en sus infraestructuras, es preciso desarrollar diferentes alternativas que garanticen su funcionalidad, en relación con la actividad de la Empresa; así como su desempeño, comportamiento ante solicitaciones sísmicas y factores económicos.

En los últimos años, se han desarrollado técnicas de control estructural que permiten muchas variantes para el diseño y rehabilitación estructural, tales como reducción de desplazamientos, mayor capacidad estructural, minimización de daños, entre otras; todo esto, con la posibilidad de reducir costos y tiempos de ejecución de las intervenciones. De acuerdo con esto, muchos países han encausado investigaciones sobre el uso de este tipo de métodos para protección de estructuras de gran envergadura, así como la rehabilitación de las ya existentes.

Sin embargo, la utilización de estas alternativas no convencionales de protección estructural debe ser evaluadas en el contexto particular de cada intervención, y así poder determinar de manera más certera sus ventajas y desventajas frente a alternativas convencionales de diseño y rehabilitación.

Según lo anterior, una importante Empresa siderúrgica del País y la región, presenta la necesidad de ampliar su capacidad de producción, con el fin de dar respuesta a la alta demanda y crecimiento del sector en los últimos años. Para esto se ha encontrado la necesidad de intervenir la nave de acería; lugar donde se realiza el proceso de producción de acero.

En este documento se evaluarán dos alternativas de reforzamiento estructural para esta nave industrial, en donde, la primera de ellas será la alternativa convencional, que consistirá en el encamisado de los elementos estructurales; y la segunda, corresponderá a un reforzamiento no convencional empleando sistemas de control pasivo por fricción.

Posteriormente se realizará una comparación técnica y económica entre ellas, que permita la selección de la alternativa que mejor se ajuste a las condiciones de la Compañía; entre ellas la más relevante será, un sistema de reforzamiento que pueda ser ejecutado mientras la Empresa mantiene su operación.

## **2. OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **2.1.Objetivo general.**

Seleccionar la alternativa de reforzamiento apropiada a la estructura de tipo nave industrial empleada para una Empresa Siderúrgica mientras esta mantiene su operación.

### **2.2.Objetivos específicos.**

El objetivo general se alcanzó desarrollando los siguientes objetivos específicos:

- Definir el dispositivo de control pasivo por fricción para el análisis de la opción de reforzamiento no convencional.
- Evaluar técnicamente la opción de reforzamiento convencional para comparar con la opción no convencional.
- Evaluar económicamente la opción de reforzamiento no convencional para comparar con la opción convencional.

### **2.3.Resultados esperados**

Como resultados del caso de estudio, se espera evidenciar una mejoría en el comportamiento sísmico de la nave industrial para ambas alternativas de diseño; Sin embargo, se espera que la alternativa de reforzamiento no convencional presente menos intervención en comparación a la alternativa convencional de reforzamiento. Adicionalmente, se espera que, en la comparación económica de la implementación de las alternativas, sea la alternativa no convencional la que presenta mayor viabilidad para su implementación, debido a que se espera que su intervención sea de menor impacto.

## **3. MARCO DE REFERENCIA**

En un porcentaje superior al 80%, la población colombiana se encuentra ubicada en zonas de amenazas sísmicas altas e intermedias. Si bien esta no constituye un riesgo en sí misma, cuando es combinada con edificaciones vulnerables se presentan muchos inconvenientes. Debido a esto, es preciso que el diseño y construcción de las estructuras puedan resistir grandes sismos sin colapsar, así como eventos sísmicos recurrentes con daños mínimos o inexistentes en las estructuras. (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

Las técnicas comúnmente utilizadas y establecidas por la normativa sismorresistente vigente en Colombia se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación en el rango inelástico de las estructuras, teniendo en cuenta su condición de ductilidad. Sin embargo, en otros países, estas técnicas convencionales se han complementado con diferentes sistemas y/o dispositivos adicionales a los elementos propios de las estructuras, con la finalidad de controlar o disipar parte de la energía que el sismo le impone a las estructuras (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

### **3.1.Análisis Dinámico.**

Este tipo de análisis ha permitido modelar los efectos generados sobre las estructuras civiles, por las diferentes cargas dinámicas a los que estas son sometidas, tales como viento, sismo, oleajes,

impactos, cargas repetitivas o cíclicas, explosiones o el paso de vehículos. La aplicación de este método de análisis permite que los modelos de diseño estructural estén más aproximados a la realidad, lo que posibilita la optimización de las estructuras, así como eficiencia económica en la construcción de estas (Rodríguez, 2019).

De acuerdo con la segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio, toda estructura responde dinámicamente ante la acción de cargas o deformaciones, y genera fuerzas inerciales, que serán iguales a su masa por la aceleración. Cuando las cargas y/o deformaciones aplicadas se realiza de manera lenta y paulatina, (como es el caso de las cargas muertas y vivas no dinámicas), se pueden despreciar las fuerzas inerciales, lo que posibilita el análisis estático de la estructura (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

Sin embargo, cuando la estructura es sometida a cargas dinámicas o rápidas deformaciones (como las causadas por sismos, vientos, vivas dinámicas o vivas con impacto), estas fuerzas inerciales no son despreciables y se hace necesario la ejecución de un análisis dinámico (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

Para entender de manera simplificada el método de análisis dinámico, se considera un sistema idealizado de un grado de libertad, que consta de una masa concentrada  $m$ , soportada por un elemento de rigidez  $k$ , con un coeficiente de amortiguamiento viscoso  $c$  que es propio del sistema. Este sistema se somete a la carga sísmica, la cual se representa por un desplazamiento en el suelo  $x_g(t)$  y una carga  $P(t)$  aplicada sobre la masa concentrada  $m$ . La carga  $P(t)$  puede ser o no, dependiente del tiempo (Ver Ilustración 1) (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

Para casos de mayor complejidad, es necesario emplear modelos de más de un grado de libertad, lo cual genera un sistema dinámico de  $n$  grados de libertad, que podrá definirse de forma matricial partiendo de la ecuación de movimiento (1) (Gómez et al., 2008).

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde,  $[M]$  corresponde a la matriz de masa,  $[C]$  el amortiguamiento del sistema y  $[K]$  a la rigidez. Estas matrices se relacionan directamente con los vectores de aceleración  $\ddot{x}(t)$ , velocidad  $\dot{x}(t)$  y desplazamiento  $x(t)$ , de manera respectiva (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

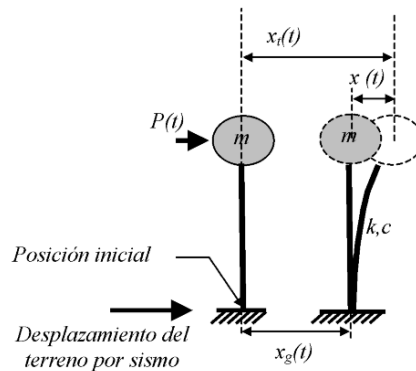


Ilustración 1: Sistema de un grado de libertad. Fuente: (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

### **3.2. Análisis lineal**

De acuerdo al material empleado, el comportamiento de los elementos analizados, variará en función de su deformación ante cargas aplicadas. Cuando los materiales presentan la bondad de poder regresar satisfactoriamente a su estado original una vez son retiradas las cargas, y además los desplazamientos mantienen una proporción de acuerdo a las fuerzas aplicadas, se puede decir que está en su rango elástico y su análisis estructural debe ser estudiado a partir de la Ley de Hooke; la cual establece una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones (Rodríguez, 2019).

### **3.3. Análisis no lineal**

Caso contrario al anterior, en donde el material empleado no puede regresar a su estado original al estar sometido a cargas, ya que su deformación es permanente, se dice que está en su rango inelástico. Por lo tanto, su análisis deberá realizarse en el dominio del tiempo, considerando que los desplazamientos no mantienen la proporción de las cargas aplicadas, ya que su comportamiento es no lineal (Rodríguez, 2019).

En el ejercicio de la ingeniería civil, este tipo de análisis es muy común en el estudio de la vulnerabilidad sísmica y evaluación del comportamiento de edificaciones ya existentes, que pueden tener la necesidad de ser reforzadas. Esto se posibilita ya que este método de análisis permite establecer el comportamiento real de la estructura ante la acción del sismo, permitiendo identificar los modos de falla y el colapso progresivo de la misma (Rodríguez, 2019).

### **3.4. Diseño sismo resistente.**

Por medio del análisis sísmico se han permitido establecer diferentes criterios para la definición del detallado de los elementos estructurales, para conseguir un comportamiento dúctil que permita la disipación de la energía del sismo y le otorgue a la estructura la capacidad de deformarse previamente al colapso (Rodríguez, 2019).

El principio del diseño sismo resistente radica en incrementar la capacidad del sistema estructural para que este trabaje en el rango inelástico, sufriendo deformaciones mínimas que no afecten la estabilidad de la estructura (Rodríguez, 2019).

### **3.5. Sistemas de control estructural.**

Durante los últimos años se han desarrollado diferentes metodologías para el análisis de la respuesta sísmica estructural, como lo son, el diseño basado en el desempeño, los sistemas de disipación de energía, aislamiento sísmico, entre otros (Cundimi, Juan S; Cundimi, 2021).

Estos son métodos alternativos que buscan disminuir las solicitaciones de las estructuras, mediante el mejoramiento de sus propiedades dinámicas. (Gómez et al., 2008) Estas se pueden clasificar de acuerdo a la forma en la que el sistema maneja, absorbe y disipa la energía que le es impuesta mediante el sismo (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

Su popularidad creció en el año 1993, debido al enorme interés generado en la implementación de estos dispositivos para prevenir o mitigar los daños estructurales, tales como los mostrados en las edificaciones tras el terremoto de Loma Prieta en 1989, al norte de California (Whittaker et al., 2003).



Para la clasificación de los sistemas de control estructural, los japoneses y estadounidenses utilizan nomenclaturas diferentes según el mecanismo de funcionamiento. Para los japoneses, los sistemas se clasifican en cuatro categorías, como son: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistema de efecto de masa, y sistemas de control activo. Mientras que los estadounidenses, plantean tres categorías: sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo. (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

Sin embargo, frente a estas diferencias en la ISO 3010 International Standard “Basis for design of structures – Seismic action on structures” se plantea la clasificación que pretende ser la internacional, la cual consiste en: control pasivo, control activo, semiactivo e híbrido. (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

### **3.5.1. Control pasivo.**

Consiste en emplear dispositivos que se adaptan a la estructura, con la función de absorber un gran porcentaje de las fuerzas dinámicas a las que sea sometida la estructura, para disiparlas apoyados en la capacidad de deformación en el rango inelástico. (Ahumada Villafañe, 2010).

Estos generan fuerzas contrarias a las del sismo actuante sin requerir de una fuente externa para su activación, y desestabilizar la estructura; aumentando la energía total del sistema y disipándola mientras se deforma en el rango inelástico (Rodríguez, 2019). Dentro de los sistemas de control pasivo, se encuentran: disipadores de energía, aisladores de base, osciladores resonantes y cables de presfuerzo (Jara, 1994).

Estos sistemas se han empleado en más de 720 estructuras sísmo resistentes, de países como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, Italia, Canadá, China y Colombia. Entre ellos se incluyen (Gómez et al., 2008) :

- Aisladores de base
- Amortiguadores viscoelásticos
- Amortiguadores de masa
- Disipadores de energía

#### **3.5.1.1. Disipadores de energía.**

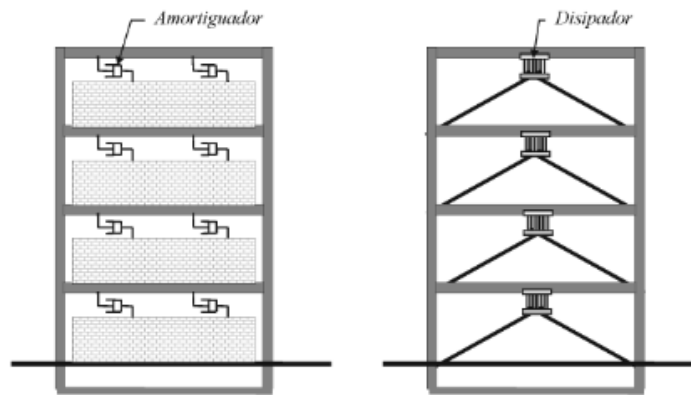
Estos modifican la rigidez de la estructura, buscando concentrar en ellos la mayoría de la disipación de energía; su funcionamiento depende principalmente de los desplazamientos relativos entre pisos (Jara, 1994).

Los disipadores de energía usualmente se ubican en elementos de tipo contraviento, con la finalidad de eliminar, o al menos disminuir de manera considerable la energía histerética de las conexiones viga-columna de las estructuras. Estos se pueden clasificar de acuerdo a su capacidad de disipación de la energía, de la siguiente manera (Jara, 1994):

- Dispositivos de materiales con comportamiento elastoplástico.
- Dispositivos de materiales con comportamiento viscoelástico.
- Por extrusión.

- Por fricción.

Estos sistemas pasivos de disipación pueden ser empleados tanto para el diseño de nuevas estructuras como en la rehabilitación de las ya existentes (Gómez et al., 2008).



*Ilustración 2: Técnica de control pasivo con disipadores de energía. Fuente: (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).*

### **3.6.Sistemas de control pasivo por fricción.**

Para la reducción de la demanda sísmica, algunos investigadores proponen incorporar este tipo de dispositivos de acuerdo a su mecanismo de disipación primaria y disipación de energía suplementaria. Según lo anterior, los dispositivos pueden clasificarse en dos categorías: histerética y viscoelástica (Tirca, 2021).

Una forma simple de explicar el funcionamiento de estos sistemas de control pasivo por fricción, es definirlo como un sistema de amortiguamiento que absorbe la energía generada por el sismo, convirtiéndola en energía térmica a través de la histéresis plástica de energía friccional, a partir de la fricción generada entre las superficies deslizantes, para reducir la respuesta de la estructura (Aviles, 2001).

Estos dispositivos consisten en la ubicación de dos placas en la intersección de los elementos tipo contraviento en forma de cruz o equis, de manera que cuando la estructura se desplaza lateralmente se produzcan esfuerzos de fricción debido al contacto entre las placas (Jara, 1994).

Dependiendo del tipo de dispositivos de fricción, se pueden instalar en línea con tirantes de acero de una sola diagonal o chevrón (V invertida), en la intersección del sistema de arriostramiento en X, y en paralelo con la viga ubicada en la parte superior del chevrón del sistema de arriostramiento (Tirca, 2021).

Adicionalmente, su diseño tiene como finalidad de deslizarse ante la presencia de una carga determinada, para proporcionar una respuesta mínima y garantizando que la estructura regrese a su posición original después de un sismo (Pall & Pall, 2004). Estos amortiguadores de histéresis son económicos, y no se deterioran en largos periodos de tiempo, es por esto que resultan tan confiables (Aviles, 2001).

Algunos de los dispositivos que se encuentran en el mercado son (Aviles, 2001):

- Amortiguador Honeycomb
- Amortiguador de junta
- Dispositivo ADAS
- Amortiguador de vibración Penguin – PVD
- Amortiguador de extrusión de plomo
- Dispositivo Pall
- Dispositivo Sumitomo
- Dispositivo de Dorka

### 3.6.1. Casos de aplicación a nivel mundial de los sistemas de control pasivo por fricción.

Ya que estos dispositivos pueden ser empleados tanto para nuevas edificaciones como para la rehabilitación de las ya existentes. Su aplicación se ha direccionado a la protección de más de 250 edificaciones de gran relevancia para países como los EE.UU, Canadá, Israel, India, México, entre otros (Pall Dynamics, n.d.). Algunos de esos ejemplos se presentan a continuación (Ver Tabla 1).

*Tabla 1.* Estructuras con sistemas de control pasivo por fricción en el mundo.

<b>Ubicación</b>	<b>Estructura</b>	<b>Dispositivo empleado</b>	<b>Fuente</b>
Japón	Shoping Housing-Intelligent-Park	Amortiguadores Honeycomb	(Aviles, 2001)
	Edificio KI	Amortiguador de junta	(Aviles, 2001)
Wellington, Nueva Zelanda	Estación de Policía Central	Amortiguadores de extrusión de plomo	(Aviles, 2001)
Ottawa, Canadá	Sir John Carling	Dispositivo Pall	(Aviles, 2001)
Montreal, Canadá	Biblioteca McConnel de la Universidad Concordia de Montreal	Dispositivo Pall	(Aviles, 2001)
Omiya, Japón	Sonic City Office Building	Dispositivo Sumitomo	(Aviles, 2001)
Tokio, Japón	Asahi Beer Azumabashi Building	Dispositivo Sumitomo	(Aviles, 2001)
Montreal, Canadá	Condominio One McGill Street	Dispositivo Pall	(Aviles, 2001)

Everett, WA, USA.	Boeing Commercial Airplane Factory	Dispositivo Pall	(Pall & Pall, 2004)
San Francisco, CA, USA	Moscone West Convention Center	Dispositivo Pall	(Pall & Pall, 2004)
Seattle, WA, USA	Boeing Development Center, Cafeteria and Auditorium Buildings, Boeing Field	Dispositivo Pall	(Pall & Pall, 2004)
San Diego, CA, USA	Ambulatory Care Center, Sharp Memorial Hospital	Dispositivo Pall en tirante tipo Chevron	(Pall & Pall, 2004)
Montreal, Canada	Concordia University Library Building	Dispositivo Pall en riostras cruzadas	(Pall & Pall, 2004)
Ottawa, Canada.	Seismic Rehabilitation of Justice Headquarters	Dispositivo Pall	(Pall & Pall, 2004)
Montreal, Canada	Quebec Provincial Police Headquarters	Dispositivo Pall	(Pall & Pall, 2004)
México	Torre Cuarzo Office Tower	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Tacoma, USA	St. Joseph Hospital	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Beijing, China	Canadian Embassy	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Laguna, Filipinas	SunPower Manufacturing Plant	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)

### 3.6.2. Casos de aplicación en Colombia de los sistemas de control pasivo por fricción.

Para el caso de aplicaciones de sistemas de protección pasivos por fricción en Colombia, ha estado orientado hacia la rehabilitación de diferentes estructuras clasificadas con importancia alta; definidas como, “aquellas cuya función debe garantizar un servicio continuo y ocupación inmediata aun después de un evento sísmico” de acuerdo a la norma sismo resistente colombiana NSR-10 (Rodríguez, 2019).

*Tabla 2.* Estructuras con sistemas de control pasivo por fricción en Colombia.

<b>Ubicación</b>	<b>Estructura</b>	<b>Dispositivo empleado</b>	<b>Fuente</b>
Armenia	Hospital San Juan de Dios	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Bogotá	Hospital El Tunal	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Suba	Hospital San Bartolomé de las Casas	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Medellín	Hospital San Vicente de Paul	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Cali	Clínica Valle del Lili	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Dosquebradas	Nescafe Coffe Warehouse	Dispositivo Pall	(Pall Dynamics, n.d.)
Florencia	Hospital de Florencia	Dispositivo Pall	(Rodriguez, 2019)

## 4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

### 4.1. Recopilación de la Información Técnica.

Inicialmente, se recopiló toda la información técnica existente que tuviese relación con la estructura objeto de estudio de este documento. Entre la información con la que se contó para el desarrollo de la investigación, se encuentran:

- Estudio de suelos realizado en mayo del 1986.
- Estudio de suelos realizado en noviembre del 2020.
- Informes de ensayos practicados a los materiales en septiembre y noviembre de 2018.
- Planos de fabricación y montaje de reforzamiento a la estructura de la nave de acería de noviembre 2004.
- Planos y cuadros de carga de los puentes grúa que operan y operarán en la nave.

A partir de dicha información, se desarrolló la investigación objeto de este documento.

### 4.2. Revisión Bibliográfica.

Se realizó una revisión bibliográfica en distintas bases de datos, respecto del comportamiento de edificaciones en estructuras metálicas de uso industrial, así como también de alternativas de reforzamiento y el uso de sistemas de control sísmico para este tipo de estructuras. También se llevaron a cabo consultas a expertos, es decir, ingenieros que hayan trabajado con este tipo de sistema estructural, para seleccionar el dispositivo que mejor se adaptaba a la funcionalidad y aplicabilidad de la nave industrial, para el reforzamiento no convencional.

### 4.3. Modelamiento y análisis estructural.

Se realizó la construcción de diferentes modelos computacionales, a través del software de análisis estructural por el método de elementos finitos ETABS 19. El primero de ellos, correspondería a la condición existente de la estructura y sus cargas de operación, con el fin de evaluar su condición actual y a partir de esta, realizar las comparaciones técnicas con los modelos de las alternativas de reforzamiento a evaluar (convencional y no convencional), con el fin de definir cuál presenta mejor comportamiento estructural ante nuevas solicitaciones de carga, para la evaluación de las variables: periodos, desplazamientos, aceleraciones, cortantes, derivas e índices de sobre esfuerzos.

Conforme a lo estipulado por el título A.2 de la NSR-10 (AIS, 2012), se localizó la estructura en una de las zonas de amenaza sísmica del país, según su ubicación geográfica y se identificaron las fuerzas debido a los movimientos sísmicos de diseño.

#### 4.3.1. Grupo de uso

A partir de lo señalado en el título A.2.5.1 de la NSR-10 (AIS, 2012), se establece que el grupo de uso para la edificación es IV: edificaciones indispensables.

#### 4.3.2. Zona de amenaza sísmica

Conforme al título A.2.3.3 de la NSR-10 (AIS, 2012), la estructura se encuentra en una zona de *amenaza sísmica alta*.

#### 4.3.3. Combinaciones de carga

La edificación fue analizada por el método de resistencia última, y teniendo en cuenta los materiales que comprenden el sistema estructural en cada caso, deben emplearse las combinaciones de carga establecidas en el título B.2.4 de la NSR-10.

«B.2.4.2 – COMBINACIONES BÁSICAS – El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño iguallen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

$$1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.4-2)$$

$$1.2D+1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.5W) \quad (B.2.4-3)$$

$$1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.4-4)$$

$$1.2D+1.0E+1.0L \quad (B.2.4-5)$$

$$0.9D+1.0W \quad (B.2.4-6)$$

$$0.9D+1.0E \quad (B.2.4-7)»$$

#### 4.3.4. Espectro elástico de aceleraciones de diseño.

El espectro de respuesta elástica de diseño fue definido de acuerdo con la NSR-10 (AIS, 2012) y características del suelo entregadas por la compañía mediante la documentación técnica existente, ya que, por la ubicación del proyecto, este no alcanza a estar cobijado por la MZSC (DAGMA e INGEOMINAS, 2005), estos parámetros se muestran en la Tabla 3, teniendo en cuenta un coeficiente de importancia (I) de 1.5. Este espectro fue utilizado en el diseño de la estructura sin disipadores por fricción. Cuando los disipadores por fricción son incorporados en el diseño de la estructura, se debe considerar un espectro de respuesta del máximo sismo considerado (MCER, por sus siglas en inglés: maximum considered earthquake). De acuerdo con la ASCE 7-16 (ASCE, 2016) y el documento AIS180 (AIS, 2013), se definió un margen de seguridad al colapso de estructuras, definiendo que una estructura resiste un sismo que produce movimientos sísmicos 1.5 veces más fuertes que los de diseño. La Ilustración 3 muestra los dos espectros objetivo-utilizados en este estudio.

Tabla 3. Parámetros para la construcción del espectro de diseño de acuerdo a la NSR-10 (AIS, 2012).

Tipo de perfil	$A_a$	$A_v$	$F_a$	$F_v$	$I$	$T_o$	$T_c$	$T_L$
D	0,25	0,25	1,3	1,9	1,5	0,15	0,70	4,56

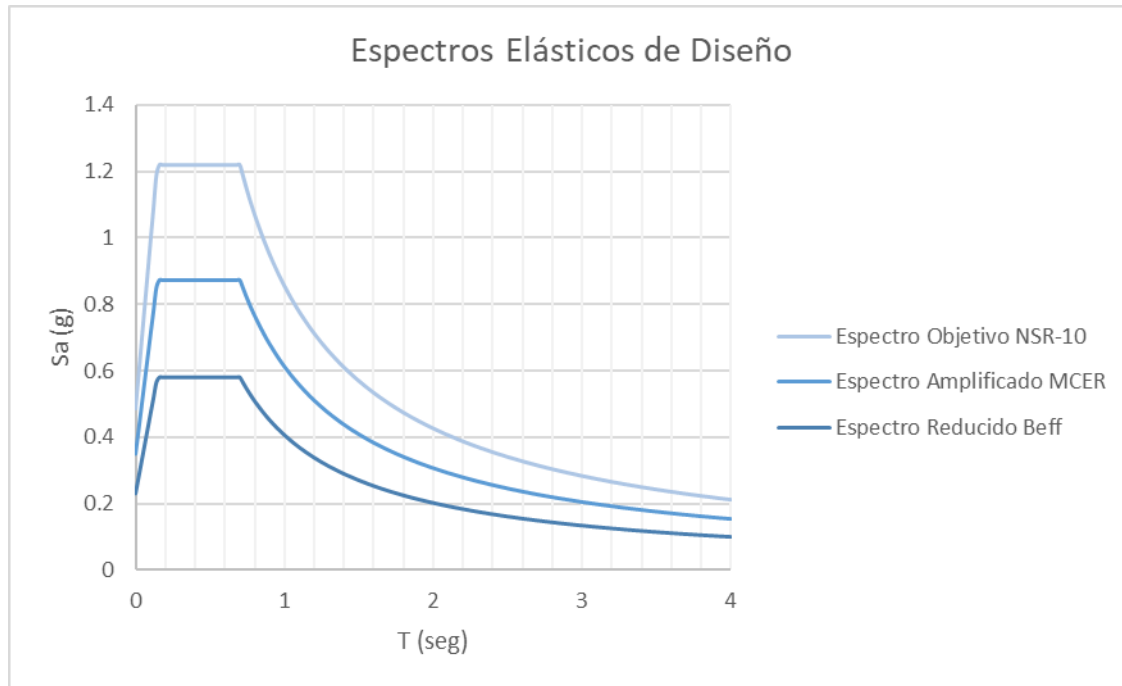


Ilustración 3: Espectros elásticos objetivos de diseño. Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4. Señales Sísmicas.

De acuerdo con el Título A.2.7.1. de la NSR-10 (AIS, 2012) y la norma ASCE 7-16 (ASCE, 2016), cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico en el dominio del tiempo, obtenidos a partir de la integración paso a paso de la ecuación de movimiento, se deben cumplir los siguientes requisitos para los acelerogramas que se utilicen:

- Según el numeral A.5.5 de la NSR-10 (AIS, 2012), para efectos de diseño deberá utilizarse la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, donde todos ellos deberán ser representativos de los movimientos esperados, teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipo centrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos la zona geográfica donde se encuentra la estructura;, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible. Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres prescritos anteriormente, se puede utilizar el



valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.

- b) Cuando no sea posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar (Miranda Portilla, 2021) .
- c) Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, debidamente escalados en concordancia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración en el rango comprendido entre  $0.8T$  y  $1.2T$ , donde  $T$  es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6 de la NSR-10 (AIS, 2012), y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre  $0.2T$  y  $1.5T$ , no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6 de la NSR-10 (AIS, 2012)
- d) Cuando en el Capítulo A.5 de la NSR-10 (AIS, 2012), estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, se deben utilizar las dos componentes horizontales del mismo registro, las cuales se deberán escalar con el mismo factor. En este caso, en lugar del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores.

#### **4.4.1. Selección de registros sísmicos.**

De acuerdo con los requerimientos listados previamente, se seleccionaron los registros sísmicos de la base de datos del Pacific Earthquake Research Center (PEER), NGA-West2 (Ancheta et al., 2013). Se establecieron los rangos de magnitud y distancia a la sismo fuente de acuerdo con el análisis de desagregación de la amenaza sísmica del proyecto de microzonificación sísmica para la ciudad de Santiago de Cali (DAGMA e INGEOMINAS, 2005), dada la proximidad de la ciudad de Cali al municipio de Yumbo, y a que este último no cuenta con un estudio de esta magnitud. Los rangos establecidos son:

- Magnitudes entre 5.5 y 6.7 en la escala de Richter y una distancia a la sismofuente entre 0 y 40 kilómetros
- Magnitudes entre 7.0 y 8.5 en la escala de Richter y una distancia a la sismofuente entre 110 y 180 kilómetros.
- Adicionalmente se tomó un rango de velocidad promedio de onda cortante superior a los 500 m/s (CORTÉS ARIAS, 2021)

A continuación, se presentan los 11 registros sísmicos seleccionados y un resumen de sus características principales.

Tabla 4. Registros Sísmicos Seleccionados.

Evento	Estación	Año	Magnitud Mw	Distancia a la superficie de ruptura (km)	Mecanismo de Falla	Vs30 (m/s)
Chi-Chi, Taiwan	TAP046	1999	7.62	118.34	Oblicua Inversa	816.9
Kocaeli, Turkey	Eregli	1999	7.51	142.29	Deslizamiento	585.09
Landers	Baldwin Park - N Holly	1992	7.28	131.92	Deslizamiento	544.68
El Mayor-Cucapah, Mexico	Murrieta - Clinton Keith	2010	7.2	173.04	Deslizamiento	576.02
Hector Mine	Riverside - Van Buren&Trautwein	1999	7.13	117.4	Deslizamiento	581.8
Northridge-01	LA - Chalon Rd	1994	6.69	20.45	Inversa	740.05
Whittier Narrows-01	Pasadena - CIT Kresge Lab	1987	5.99	18.12	Oblicua Inversa	969.07
San Fernando	Lake Hughes #4	1971	6.61	25.07	Inversa	600.06
Big Bear-01	Silent Valley - Poppet Flat	1992	6.46	35.41	Deslizamiento	659.09
Griva, Greece	Edessa (bsmt)	1990	6.1	33.29	Normal	551.3
Parkfield-02, CA	Slack Canyon	2004	6.0	2.99	Deslizamiento	648.09

#### 4.4.2. Emparejamiento Espectral.

Teniendo en consideración que los registros sísmicos fueron seleccionados de una ubicación geográfica diferente a la del caso de estudio de este documento, se hace necesario emparejar estos registros de acuerdo con el espectro objetivo. Este proceso de emparejamiento garantiza compatibilidad en términos del contenido frecuencial y régimen tectónico entre los registros y la zona de estudio. Al emplear la metodología de emparejamiento en el dominio del tiempo, es posible modificar los registros sísmicos existentes, conservando el carácter no estacionario de cada uno de ellos (Al Atik y Abrahamson 2010).

Esta metodología de emparejamiento emplea algoritmos wavelet cosenoidales para el ajuste de los registros. Generando registros sin deriva en los desplazamientos correspondientes y velocidades. Las wavelets son ondas localizadas, señales con un valor promedio nulo que descienden rápidamente a cero después de unas pocas oscilaciones y son utilizadas para la representación de datos o de otras funciones (Ramírez Gómez, 2015), (CORTÉS ARIAS, 2021). Este procedimiento de ajuste, asegura la estabilidad, eficiencia y velocidad en obtener la solución numérica del emparejamiento espectral (Al Atik y Abrahamson 2010).

Los registros de aceleración son emparejados al espectro objetivo empleando algoritmos wavelet por medio del software SeismoMatch (SeismoSoft, 2021). A continuación, se muestra la comparación entre los registros de aceleración originales (Registros en la roca) y los registros de aceleración emparejados a los espectros objetivo de la NSR-10 y el MCER para los once registros de aceleración seleccionados.

*Tabla 5. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación E-W a espectro NSR-10.*

<b>NSR-10</b>					
<b>Registros en E-W</b>					
<b>Evento</b>	<b>Matching</b>	<b>Prom Inadaptado</b>	<b>Max Inadaptado</b>	<b>Iteraciones</b>	<b>Aceleración Máx</b>
Chi-Chi, Taiwan	Converged	5.1%	28.7%	17	0.62702
Kocaeli, Turkey	Converged	6.9%	27.4%	9	0.56538
Landers	Converged	4.1%	16.5%	15	0.62447
El Mayor-Cucapah, Mexico	Converged	3.5%	19.3%	16	0.5198
Hector Mine	Converged	2.9%	23.8%	15	0.49512
Northridge-01	Converged	3.2%	26.0%	20	0.52265
Whittier Narrows-01	Converged	3.7%	18.4%	24	0.52359
San Fernando	Converged	6.6%	27.1%	13	0.666
Big Bear-01	Converged	9.5%	28.1%	17	0.48385
Griva, Greece	Converged	7.0%	25.8%	6	0.57738
Parkfield-02, CA	Converged	4.4%	21.9%	7	0.61291

Tabla 6. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación N-S a espectro NSR-10.

<b>NSR-10</b>					
<b>Registros en N-S</b>					
<b>Evento</b>	<b>Matching</b>	<b>Prom Inadaptado</b>	<b>Max Inadaptado</b>	<b>Iteraciones</b>	<b>Aceleración Máx</b>
Chi-Chi, Taiwan	Converged	7.9%	29.4%	12	0.62241
Kocaeli, Turkey	Converged	2.3%	23.1%	27	0.47584
Landers	Converged	3.7%	27.2%	22	0.54819
El Mayor-Cucapah, Mexico	Converged	4.9%	29.8%	12	0.53067
Hector Mine	Converged	3.6%	25.5%	15	0.47493
Northridge-01	Converged	5.5%	24.2%	10	0.54933
Whittier Narrows-01	Converged	2.9%	21.7%	18	0.58152
San Fernando	Converged	4.2%	24.6%	21	0.62208
Big Bear-01	Converged	5.2%	23.1%	24	0.65071
Griva, Greece	Converged	3.1%	23.2%	11	0.57989
Parkfield-02, CA	Converged	1.4%	20.5%	13	0.61707

Tabla 7. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación E-W a espectro Beff.

<b>Beff</b>					
<b>Registros en E-W</b>					
<b>Evento</b>	<b>Matching</b>	<b>Prom Inadaptado</b>	<b>Max Inadaptado</b>	<b>Iteraciones</b>	<b>Aceleración Máx</b>
Chi-Chi, Taiwan	Converged	6.1%	29.9%	14	0.29344
Kocaeli, Turkey	Converged	3.5%	21.1%	8	0.25471
Landers	Converged	8.2%	25.9%	14	0.30279
El Mayor-Cucapah, Mexico	Converged	6.4%	29.9%	9	0.24948
Hector Mine	Converged	5.0%	28.2%	29	0.23431
Northridge-01	Converged	6.0%	28.1%	13	0.25882
Whittier Narrows-01	Converged	4.6%	26.6%	27	0.25836
San Fernando	Converged	7.2%	28.5%	13	0.31273
Big Bear-01	Converged	9.5%	28.1%	17	0.23078
Griva, Greece	Converged	9.6%	28.0%	12	0.26125
Parkfield-02, CA	Converged	5.2%	20.1%	7	0.27941

Tabla 8. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación N-S a espectro Beff.

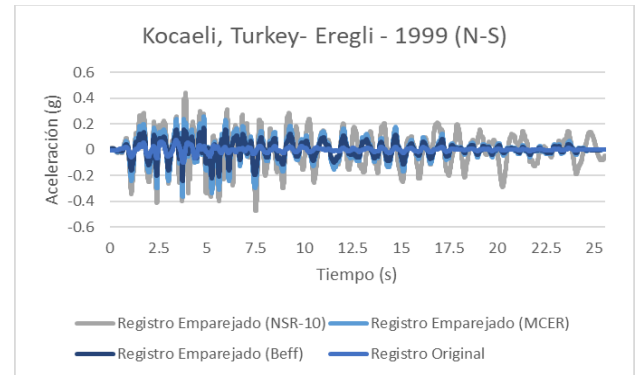
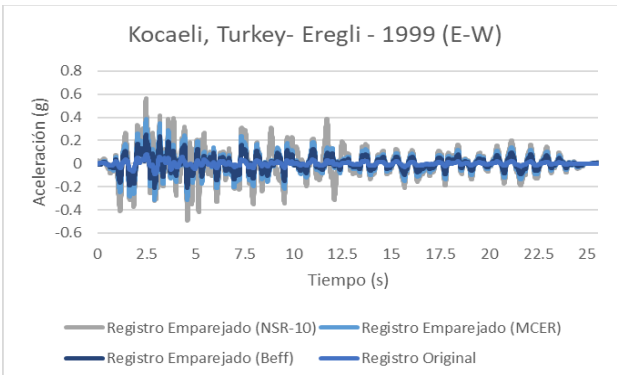
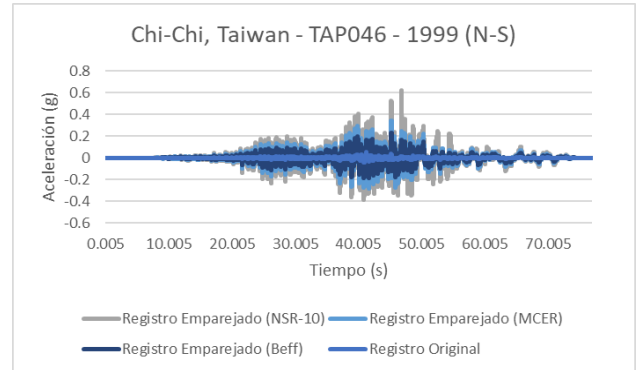
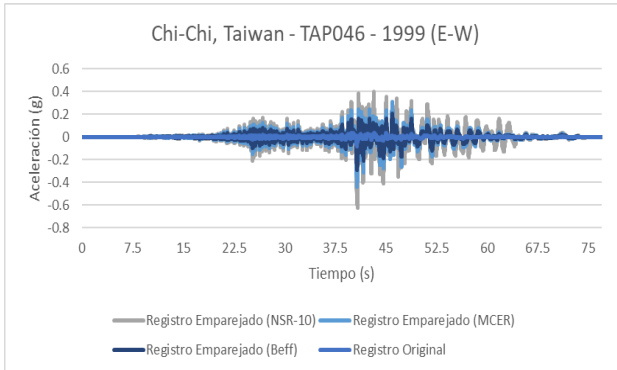
<b>Beff</b>					
<b>Registros en N-S</b>					
<b>Evento</b>	<b>Matching</b>	<b>Prom Inadaptado</b>	<b>Max Inadaptado</b>	<b>Iteraciones</b>	<b>Aceleración Máx</b>
Chi-Chi, Taiwan	Converged	3.3%	17.3%	10	0.22922
Kocaeli, Turkey	Converged	4.3%	24.5%	12	0.24491
Landers	Converged	2.4%	25.4%	20	0.2604
El Mayor-Cucapah, Mexico	Converged	4.7%	24.2%	18	0.24867
Hector Mine	Converged	5.4%	24.2%	20	0.22767
Northridge-01	Converged	3.9%	28.4%	25	0.25526
Whittier Narrows-01	Converged	4.9%	18.9%	16	0.28934
San Fernando	Converged	2.8%	20.8%	21	0.28208
Big Bear-01	Converged	6.1%	28.0%	16	0.29105
Griva, Greece	Converged	3.5%	25.1%	11	0.26234
Parkfield-02, CA	Converged	1.7%	26.2%	12	0.30051

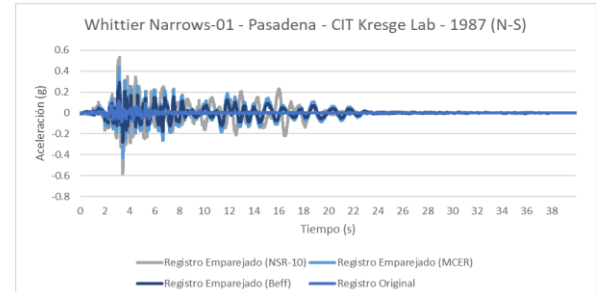
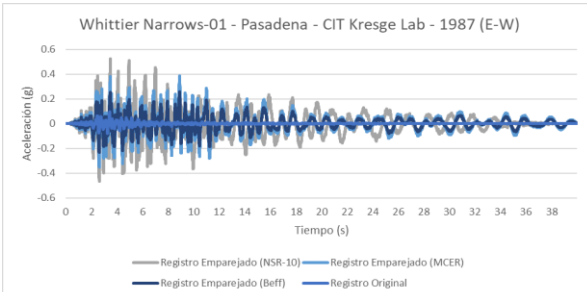
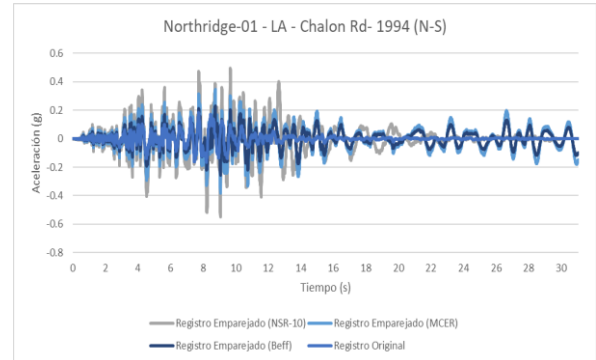
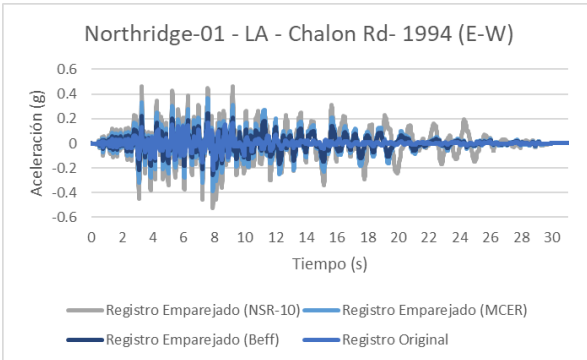
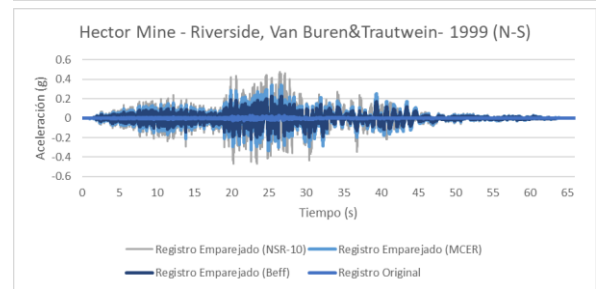
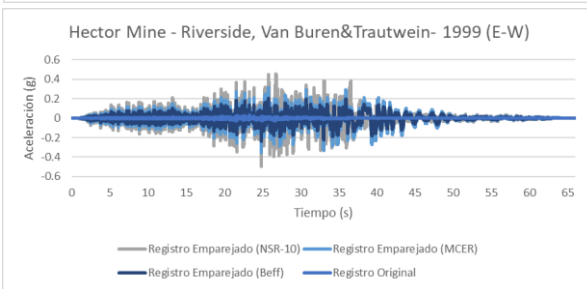
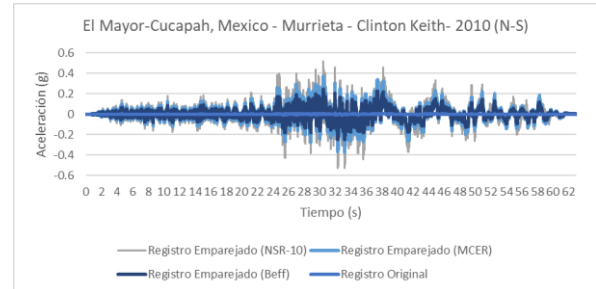
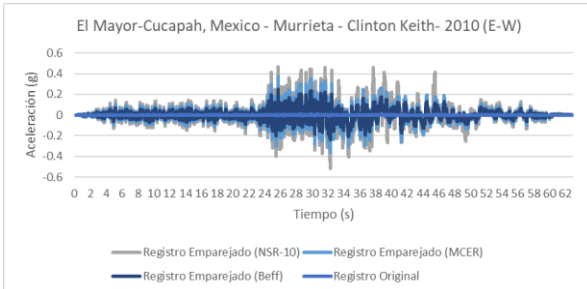
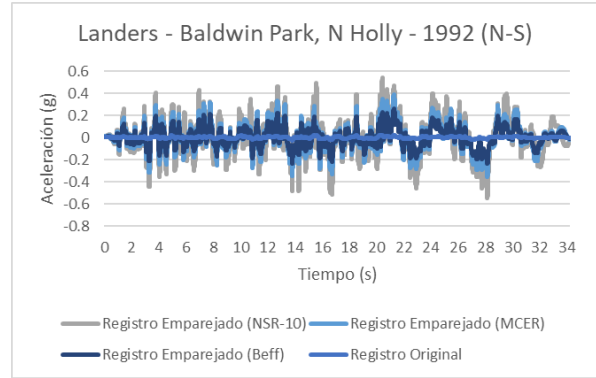
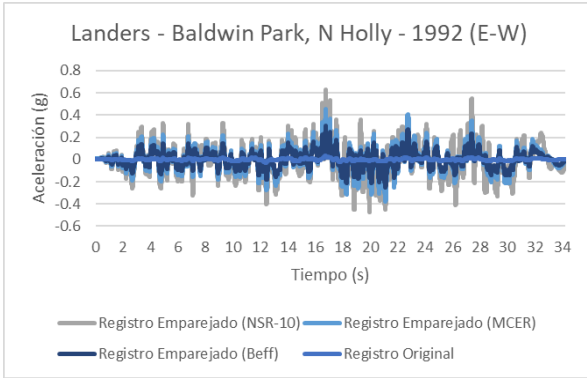
Tabla 9. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación E-W a espectro MCER.

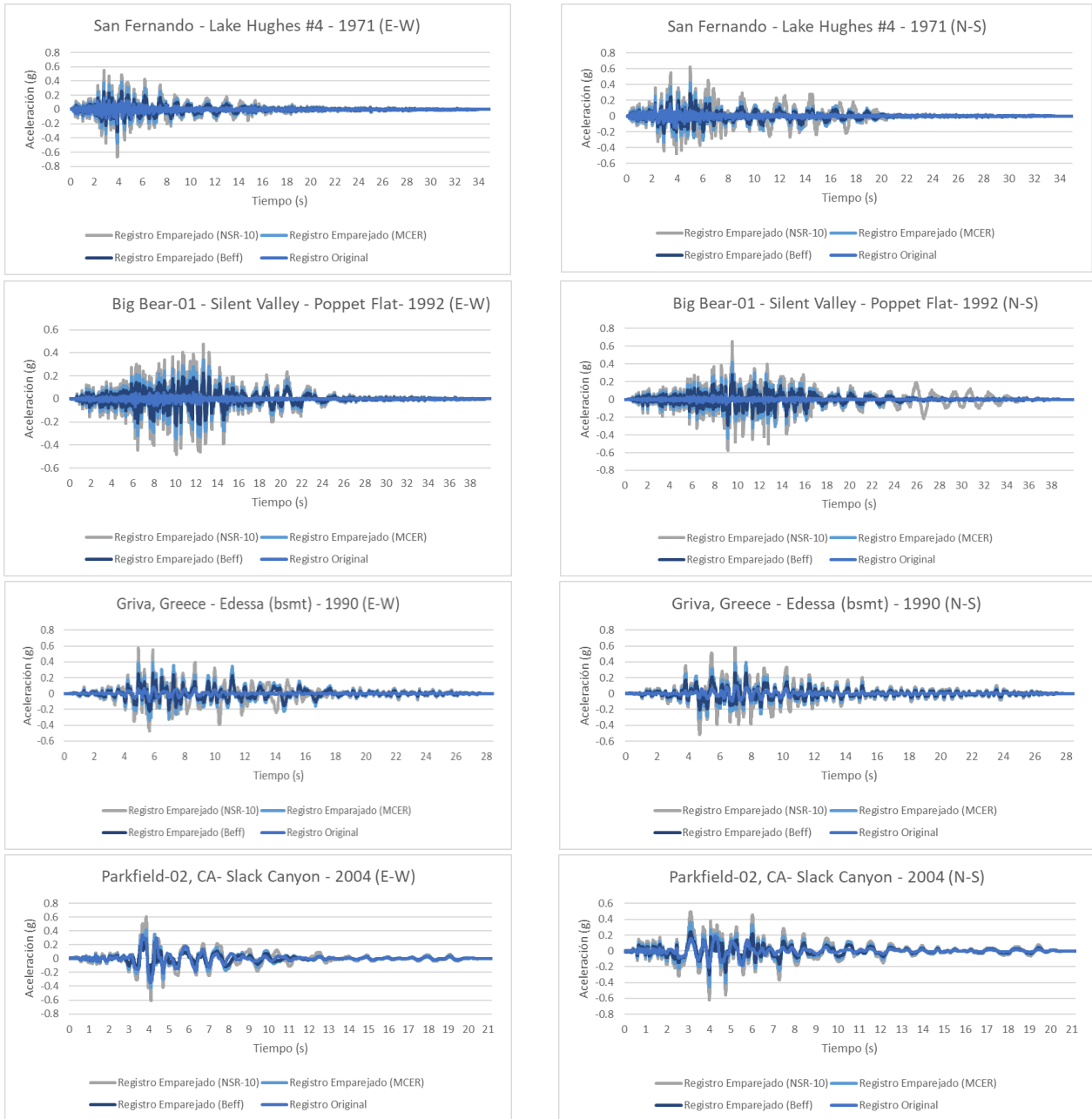
<b>MCER</b>					
<b>Registros en E-W</b>					
<b>Evento</b>	<b>Matching</b>	<b>Prom Inadaptado</b>	<b>Max Inadaptado</b>	<b>Iteraciones</b>	<b>Aceleración Máx</b>
Chi-Chi, Taiwan	Converged	6.1%	29.9%	14	0.44016
Kocaeli, Turkey	Converged	3.5%	21.1%	8	0.38207
Landers	Converged	8.2%	25.9%	14	0.45419
El Mayor-Cucapah, Mexico	Converged	6.4%	29.9%	9	0.37423
Hector Mine	Converged	5.0%	28.2%	29	0.35147
Northridge-01	Converged	6.0%	28.1%	13	0.38822
Whittier Narrows-01	Converged	4.6%	26.6%	27	0.38752
San Fernando	Converged	7.2%	28.5%	13	0.46909
Big Bear-01	Converged	9.5%	28.1%	17	0.34617
Griva, Greece	Converged	9.6%	28.0%	12	0.39188
Parkfield-02, CA	Converged	5.2%	20.1%	7	0.41912

Tabla 10. Emparejamiento de registros sísmicos seleccionados orientación N-S a espectro MCER.

<b>MCER</b>					
<b>Registros en N-S</b>					
Evento	Matching	Prom Inadaptado	Max Inadaptado	Iteraciones	Aceleración Máx
Chi-Chi, Taiwan	Converged	3.3%	17.3%	10	0.34383
Kocaeli, Turkey	Converged	4.3%	24.5%	12	0.36736
Landers	Converged	2.4%	25.4%	20	0.39059
El Mayor-Cucapah, Mexico	Converged	4.7%	24.2%	18	0.373
Hector Mine	Converged	5.4%	24.2%	20	0.34151
Northridge-01	Converged	3.9%	28.4%	25	0.38289
Whittier Narrows-01	Converged	4.9%	18.9%	16	0.43401
San Fernando	Converged	2.8%	20.8%	21	0.42312
Big Bear-01	Converged	6.1%	28.0%	16	0.43658
Griva, Greece	Converged	3.5%	25.1%	11	0.3935
Parkfield-02, CA	Converged	1.7%	26.2%	12	0.45077



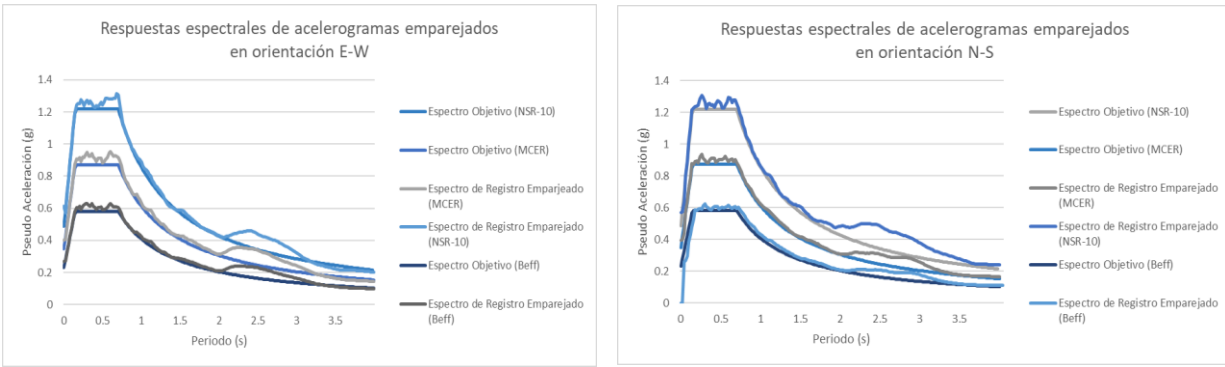




*Ilustración 4: Registros emparejados a los espectros objetivos de NSR-10, Beff y MCER.*

Fuente: Elaboración propia.





*Ilustración 5: Espectros Objetivos y Espectros de Registros promedio emparejados a los espectros objetivos de NSR-10, Beff y MCER.*

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5. Disipadores de energía por fricción tipo Pall.

Los disipadores tipo Pall, es un amortiguador histerético que funciona absorbiendo la energía de un terremoto y transformándola en energía cinética en calor mediante la fricción. (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019)

Estos disipadores, empiezan a funcionar antes de que los miembros estructurales alcance deformaciones plásticas. (Quaketek inc, 2020).

El principio básico de estos dispositivos se base en el modelo de fricción de Coulomb, donde la fricción actúa como freno de la estructura.

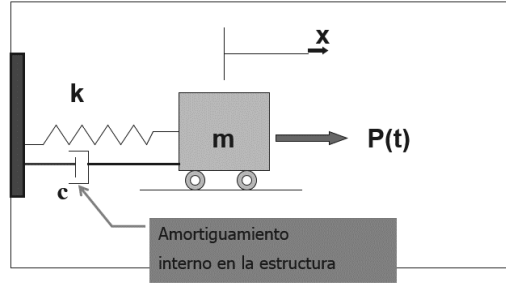
$$F = \mu \cdot N \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

- **F** = Fuerza resistente por la acción de N, y mínima necesaria para moverlo.
- **μ** = Coeficiente de fricción estático o dinámico entre superficies.
- **N** = Fuerza normal actuante.

En la Ecuación 2, el amortiguamiento corresponde al fenómeno físico de fricción entre superficies secas, se supone que el amortiguamiento de Coulomb es independiente de la velocidad, una vez este se inicia, siempre se opone al movimiento (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019).

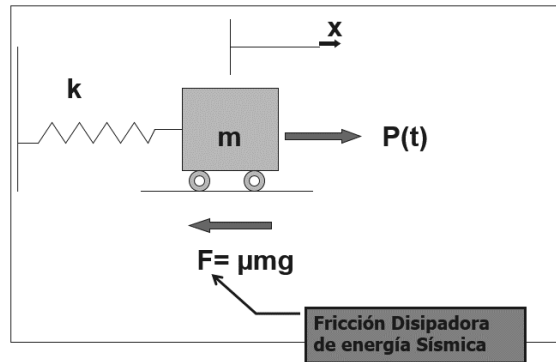
En Ilustración 6 se muestra el principio básico de la ecuación, donde el resorte (k) asemeja la rigidez estructural, el amortiguador (c) la capacidad de disipación de la estructura, y P(t) la fuerza que obliga al movimiento.



*Ilustración 6: principio de funcionamiento de sistema de control pasivo.*

*Fuente:* (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019)

Si se cambia el amortiguador de la estructura por una fuerza contraria a la carga excitada evocando el principio de Coulomb (fricción), donde se muestra que se tiene un mecanismo estabilizador, amortiguado que disipará la energía impuesta por  $P(t)$ , o en el caso de una estructura por el cortante sísmico (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019).



*Ilustración 7: principio de funcionamiento de Coulomb.*

*Fuente:* (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019)

## 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA EN SU ESTADO ACTUAL.

### 5.1. Generalidades de la modelación de la estructura en su estado actual.

En este numeral se presenta el análisis y diseño de la condición actual de la *Nave de Acería*, objeto de estudio de este documento. A partir de la información obtenida sobre las dimensiones, secciones y propiedades de los materiales, se construyó un modelo geométrico para realizar análisis estático y dinámico de acuerdo con el literal A.5.4 de la NSR-10 (AIS, 2012), con el fin de comprobar en qué estado se encuentra la estructura respecto de los requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.

Se realizó el modelamiento elástico y tridimensional de la estructura en el software comercial *ETABS 2019* (CSI, 2018), el cual se basa en la *Metodología de Elementos Finitos* (FEM) empleando componentes de tipo línea y área. Los elementos línea o “frames”, como los denomina el software tienen nodos compartidos entre sí, con la finalidad de generar la conectividad entre miembros y transmisión de fuerzas internas en toda la estructura. Para los elementos tipo área o “Shell” existentes en el modelo, se realizó discretización a través de la opción “mesh options” y se consideraron como diafragmas rígidos que relacionan grados de libertad asociados a su plano (membrane) y permite la transmisión de cargas laterales al sistema de líneas (frames).

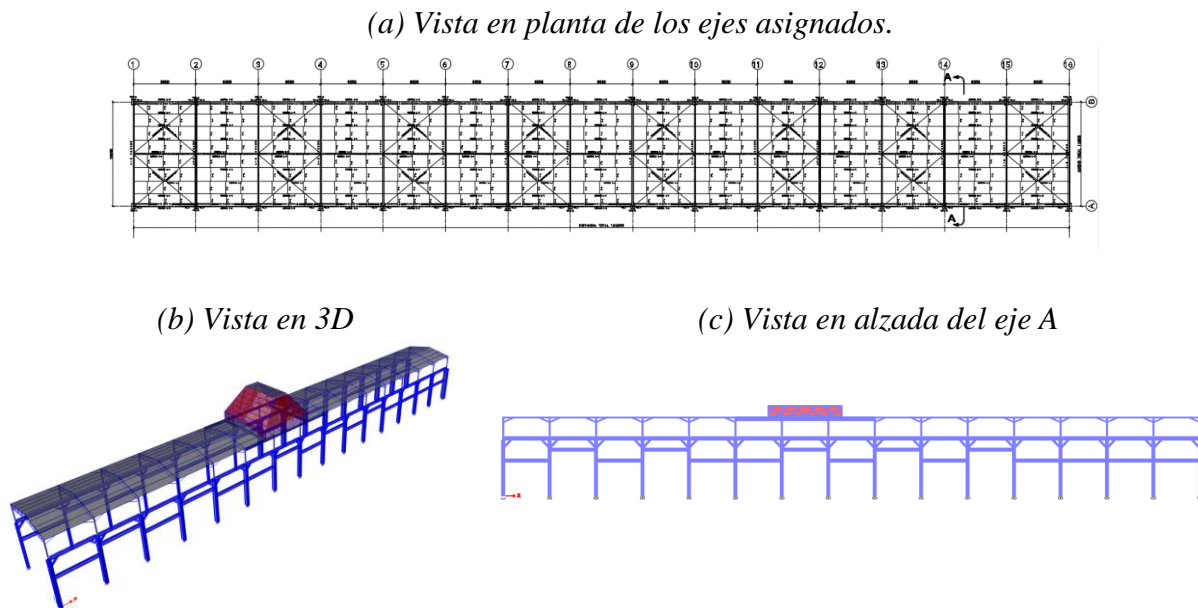


Ilustración 8: modelo numérico de la estructura actual. Fuente: Elaboración propia.

A partir de este modelo y de las propiedades del suelo, se determinaron las fuerzas sísmicas de diseño mediante el método de la *Fuerza Horizontal Equivalente* (FHE) y *Análisis Dinámico Elástico Espectral* (ADEE). Para la estimación de las cargas sísmicas se evaluó la aceleración espectral ( $S_a$ ) correspondiente al periodo natural de la estructura.

Finalmente, las cargas a las que se sometió la estructura fueron tomadas de acuerdo a las consideraciones de operación futura de la estructura. A continuación, se muestran las magnitudes de cargas empleadas en el modelamiento.

Tabla 11: resumen avalúo de cargas gravitacionales sobre cubierta.

Tipo	Descripción	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
D - SD	Luminarias, ductos y demás	20
Lr	Mantenimiento de cubierta	50

Debido a la presencia y necesidad de operación de los diferentes puentes grúa a lo largo de la nave, se realizó el análisis para diversas condiciones de carga de acuerdo con los parámetros entregados por la compañía propietaria de la edificación, para los puentes grúa de 30 Ton, 70 Ton y 80 Ton. Aquí se presentan las zonas en donde actuarán los puentes grúas previamente mencionados.

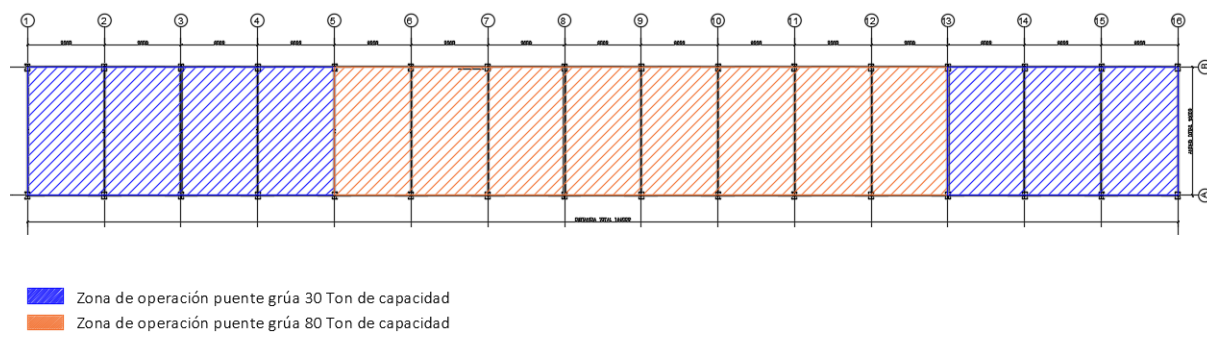


Ilustración 9: zonas de operación de los diferentes puentes grúa en nave de acería.

Fuente: Elaboración propia.

En la Ilustración 9 no se resalta la presencia del puente grúa de 70 Ton, ya que éste actuará en la misma zona del puente grúa de 80 Ton (naranja) solo en los casos, en donde este último esté detenido por mantenimiento o reparación. *Nunca operarán los dos puentes con su capacidad total en simultaneidad.* Sin embargo, este estará ubicado entre los ejes 5 y 6, a espera de su posible operación, por lo tanto, se consideraron estas cargas en dichas zonas.

Se analizaron 2 hipótesis de carga (gancho de carga en el centro de la luz y gancho de carga recostado sobre el eje B de la estructura) en las diferentes zonas de acción de los puentes grúa. Para la zona del puente grúa de 80 Ton, se ubicó entre los ejes 7 y 8 (zona bajo campana de extracción de humos) para hacer la consideración aún más crítica y, además, teniendo en cuenta que esta es la zona en donde se realiza el descargue de la cuchara.

## 5.2.Hipótesis 1: Gancho de carga al centro.

En esta hipótesis se planteó que los dos ganchos del puente grúa (gancho de carga útil y gancho auxiliar), estarían ubicados al centro de la luz de la viga puente, como se muestra a continuación:

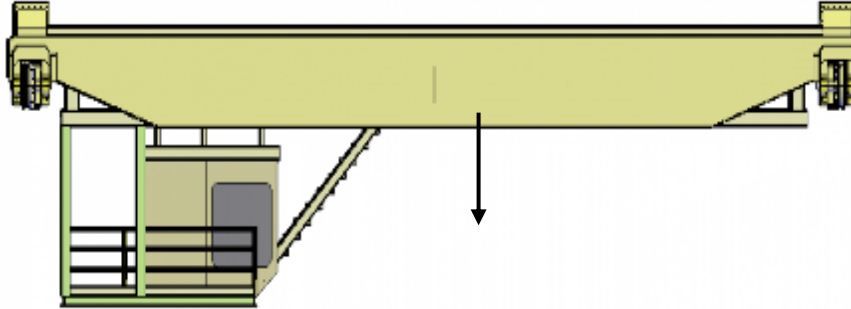


Ilustración 10: esquema Puente grúa con carga al centro de la luz.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con el literal B.4.4 de la NSR-10 (AIS, 2012), cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, esta deberá incrementarse para efectos de diseño. En este caso, el incremento debe ser del 25%.

Tabla 12: Pesos aproximados para hipótesis 1 puente grúa 30 Ton.

Descripción	Peso elementos (Ton)
Peso de vigas puente con plataforma que contiene moto-reductor movimiento longitudinal, tableros y viajero eléctrico, plataforma con cabina y sus correspondientes testeros	20
Peso de Carro Trolley	10
<b>Carga muerta PG al centro de la luz</b>	<b>30</b>
Carga útil del gancho principal	30
Carga gancho auxiliar	5
<b>Carga viva PG incrementada al centro de la luz (25%)</b>	<b>43.75</b>

Tabla 13: Pesos aproximados para hipótesis 1 puente grúa 70 Ton.

<b>Descripción</b>	<b>Peso elementos (Ton)</b>
Peso de vigas puente con plataforma que contiene moto-reductor movimiento longitudinal, tableros y viajero eléctrico, plataforma con cabina y sus correspondientes testeros	44
<b>Peso de Carro Trolley</b>	23
<b>Carga muerta PG al centro de la luz</b>	<b>67</b>
Carga útil del gancho principal	70
Carga gancho auxiliar	15
<b>Carga viva PG incrementada al centro de la luz (25%)</b>	<b>106.25</b>

Tabla 14: Pesos aproximados para hipótesis 1 puente grúa 80 Ton.

<b>Descripción</b>	<b>Peso elementos (Ton)</b>
Peso de vigas puente con plataforma que contiene moto-reductor movimiento longitudinal, tableros y viajero eléctrico, plataforma con cabina y sus correspondientes testeros	47.5
Peso de Carro Trolley	24.5
<b>Carga muerta PG al centro de la luz</b>	<b>72</b>
Carga útil del gancho principal	80
Carga gancho auxiliar	15
<b>Carga viva PG incrementada al centro de la luz (25%)</b>	<b>118.75</b>

Una vez definida la hipótesis 1 de carga para cada uno de los puentes grúa, se evaluaron tres (3) condiciones o posiciones diferentes; las cuales se relacionan a continuación:

### 5.2.1. Condición 1 – Puente grúa en el centro de la luz de la viga carrilera.

Debido a la presencia de cuatro (4) llantas en los testeros ubicados en los extremos de los puentes grúa, la reacción calculada previamente se subdividió en cuatro (4), para representar la carga puntual de cada una de las llantas del testero sobre la viga carrilera. *Esta condición de carga hace referencia al puente grúa ubicado en el medio de la luz de la viga carrilera.*

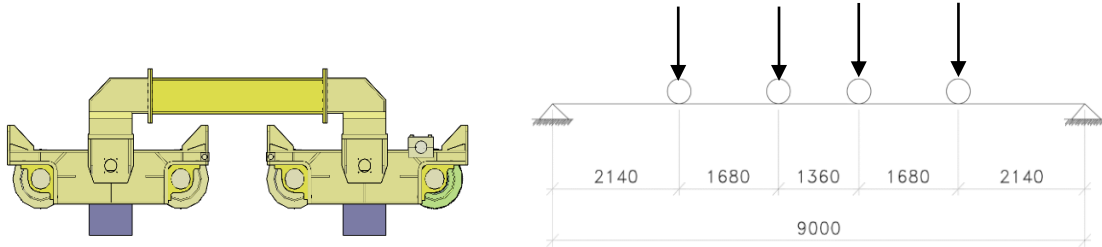


Ilustración 11: Esquema testeros y carga en condición 1 para hipótesis 1 (C1H1).

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta el numeral B.4.6 de la NSR-10 (AIS, 2012), donde se manifiesta que, en el diseño de las vigas carrilera de los puentes grúa debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal equivalente a por lo menos el 20% de la suma de los pesos de la grúa y la carga levantada. (En la suma no entra el peso de las partes estacionarias del puente grúa) Esta fuerza debe suponerse colocada en la parte superior de los rieles, normalmente a los mismos y debe distribuirse entre las vigas teniendo en cuenta la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles. Además, debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal longitudinal, aplicada al tope del riel, igual al 10% de las cargas máximas de rueda de la grúa.

### 5.2.2. Condición 2 – Puente grúa sobre columna.

Esta condición de carga representa la situación cuando los puentes grúa estén ubicados sobre una de las columnas de su zona de acción en la nave.

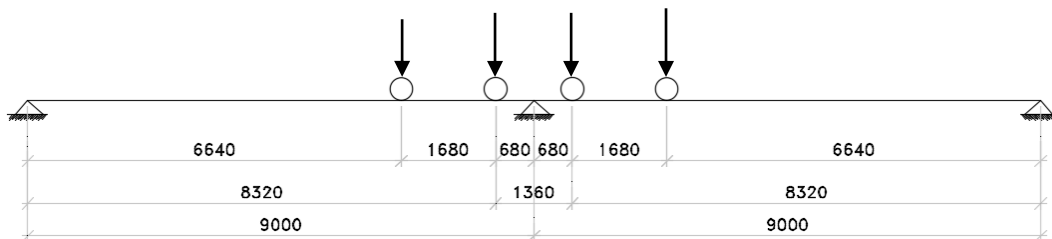


Ilustración 12: Esquema de carga en condición 2 para hipótesis 1 (C2H1)

Fuente: Elaboración propia.

**5.2.3. Condición 3 – Momento máximo.**

Esta condición de carga representa el escenario de momento máximo para cargas iguales y en movimiento. Para la determinación de la posición del testero sobre la viga carrilera que genere el máximo momento, se emplearon las ecuaciones mostradas a continuación (AISC, 1994):

$$R_{1 \max} = V_{1 \max} (\text{en } x=0) \dots\dots\dots P \left(2 - \frac{a}{l}\right) \quad \text{Ecuación 3}$$

$$M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{l} \text{cuando } a < (2 - \sqrt{2})l = 0.586l \\ \text{bajo carga 1 a } x = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{a}{2}\right) \end{array} \right] \dots\dots\dots \frac{P}{2l} \left(1 - \frac{a}{2}\right)^2 \\ \left[ \begin{array}{l} \text{cuando } a > (2 - \sqrt{2})l = 0.586l \\ \text{con una carga al centro de la luz} \end{array} \right] \dots\dots\dots \frac{Pl}{4} \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 4}$$

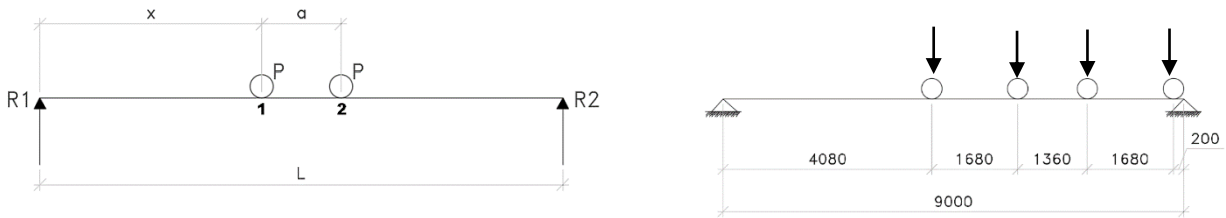


Ilustración 13: Esquema de condición 3 para hipótesis 1 (C3H1).

Fuente: Elaboración propia.

**5.3. Hipótesis 2: Gancho de carga desplazado.**

En esta hipótesis, se planteó que ambos ganchos del puente grúa (gancho de carga útil y gancho auxiliar) estarían ubicados a 2m del eje B, como se muestra a continuación. Para esta hipótesis se considerarán las mismas magnitudes de carga de los puentes grúa, operando en las 3 condiciones de posición sobre la viga carrilera, mostrados previamente, en la hipótesis 1.

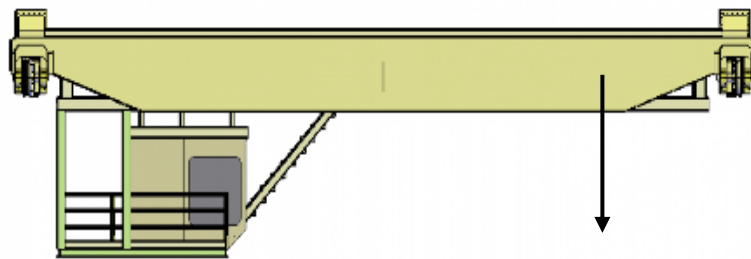


Ilustración 14: esquema Puente grúa con carga al centro de la luz.

Fuente: Elaboración propia.



#### 5.4.Masa.

La fuente de masa de la estructura se definió conforme a las especificaciones de la NSR-10 (AIS, 2012), en los capítulos A.4 y A.5 para un total de 546.5 (ton). En la Tabla 15 se presenta el resumen de la condición más crítica de cada una de las hipótesis de carga evaluada. (Se realizaron los 6 modelos estructurales, de cada hipótesis y condición de carga para realizar esta comparación).

Tabla 15: masas de cada nivel para modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

<i>Hipótesis 1</i>		<i>Hipótesis 2</i>	
<i>Nivel</i>	<i>Masa (kg)</i>	<i>Nivel</i>	<i>Masa (kg)</i>
N + 23.43	25174,87	N + 23.43	25174,87
N + 16.70	123026,24	N + 16.70	123026,24
N + 15.23	38706,93	N + 15.23	38706,93
N + 10.80	359622,43	N + 10.80	359609,93
$\Sigma$	<b>546530,47</b>	$\Sigma$	<b>546517,97</b>

#### 5.5.Modos de vibración.

Se emplearon 140 modos de vibración para lograr la participación total de la excitación de masa. Sin embargo, solo se necesitaron 13 modos de vibración en la hipótesis 1 y 15 modos de vibración en la hipótesis 2, para alcanzar a excitar al menos el 90% de la masa en cada sentido de la condición más crítica para las hipótesis evaluadas; lo anterior, tal y como lo exige el título A.5.4.2 de la NSR-10 (AIS, 2012). Algunos de estos modos son mostrados en la Ilustración 15 y la Tabla 16.

Tabla 16: propiedades dinámicas del modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

<i>Hipótesis 1</i>				<i>Hipótesis 2</i>			
<i>Modo</i>	<i>T (s)</i>	<i>X (%)</i>	<i>Y (%)</i>	<i>Modo</i>	<i>T (s)</i>	<i>X (%)</i>	<i>Y (%)</i>
1	1,100	0,448	0,000	1	1,101	0,450	0,000
2	1,029	0,000	0,754	2	1,046	0,000	0,720
3	0,844	0,000	0,007	3	0,858	0,000	0,029
4	0,696	0,000	0,038	4	0,722	0,000	0,008
5	0,679	0,000	0,070	5	0,664	0,000	0,100
6	0,638	0,000	0,055	6	0,626	0,000	0,077
7	0,589	0,000	0,010	7	0,561	0,000	0,006
8	0,505	0,000	0,001	8	0,484	0,000	0,000

9	0,477	0,000	0,000
10	0,431	0,000	0,028
$\Sigma$	<b>0,448</b>	<b>0,96</b>	

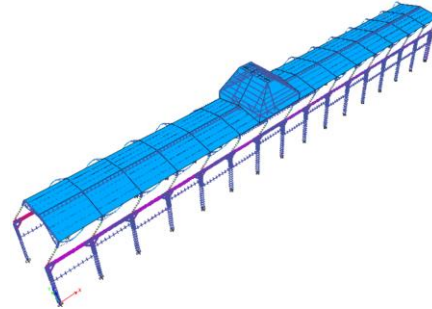
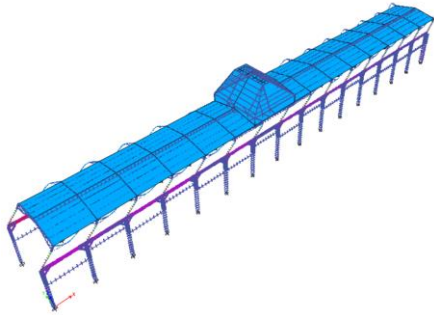
9	0,461	0,000	0,011
10	0,431	0,334	0,000
$\Sigma$	<b>0,784</b>	<b>0,95</b>	

(a) Hipótesis 1 - Modo 1:  $T = 1.10$  s.

(b) Hipótesis 2 - Modo 1:  $T = 1.101$  s.

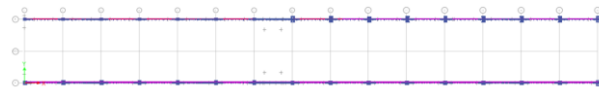
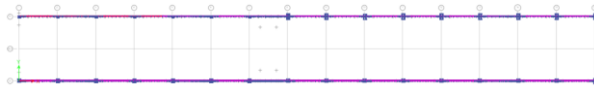
Vista 3D

Vista 3D



Planta N+10.80 m

Planta N+10.80 m



Alzada Eje A

Alzada Eje A

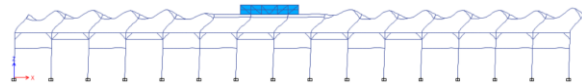
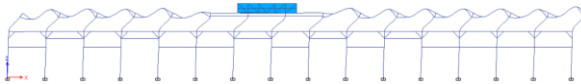


Ilustración 15: primer modo de vibración de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. Fuente: Elaboración propia.

## 5.6. Método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE)

El análisis por el método FHE se realizó de acuerdo con el capítulo A.4 del NSR-10 (AIS, 2012). Los parámetros implementados en este análisis se muestran en la Tabla 17. El cortante sísmico en la base  $V_s$  para la condición crítica de cada hipótesis de carga, el cual equivale a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño.

Tabla 17: parámetros requeridos para aplicar el método FHE en el modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

<i>Hipótesis 1</i>		<i>Hipótesis 2</i>	
<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>	<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
Altura (m)	23,43	Altura (m)	23,43
Masa (ton)	546,53	Masa (ton)	546,52
$\alpha$	0,80	$\alpha$	0,80
$C_t$	0,07	$C_t$	0,07
T (s)	1,10	T (s)	1,10
Sa (g)	0,78	Sa (g)	0,78
k	1,30	k	1,30
$V_s$ (kN)	4167,32	$V_s$ (kN)	4163,44

A continuación, se presentan las fuerzas sísmicas obtenidas de la modelación para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

Tabla 18: resultados del FHE en las direcciones principales de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

<i>Hipótesis 1</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	-4180,5141	0	0,0014	-57541,9305	31483,693
NSR-10 (Y)	-4,37E-06	-4180,5138	57541,906	2,00E-04	-261997,1502
<i>Hipótesis 2</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	-4180,4184	0	0,0009	-57540,8215	35360,5449
NSR-10 (Y)	-4,27E-06	-4180,4182	57540,8094	-1,00E-04	-261991,4563

### 5.7. Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE)

Para el análisis por el método ADEE, se realizó de acuerdo con el título A.5.4 de la NSR-10 (AIS, 2012). En la Tabla 19, se muestran los resultados obtenidos de los modelos para la evaluación del espectro de diseño para la condición más crítica de ambas hipótesis de carga.

Tabla 19: resultados del ADEE en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

<i>Hipótesis 1</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	3999,9555	6,7678	61,5371	47023,6753	30275,1981
NSR-10 (Y)	6,7682	3594,7641	46867,2172	73,1638	205206,4038

<i>Hipótesis 2</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	3327,1122	15,2416	200,0969	41094,4998	35381,4965
NSR-10 (Y)	15,2421	3462,869	45459,2972	153,8127	200040,8271

### 5.8. Análisis Cronológico No Lineal.

Se realizó el análisis cronológico (tiempo-historia) no lineal (FNA), para observar los desplazamientos y fuerzas generadas en la edificación en su estado actual (sin ningún tipo de reforzamiento) para los 11 pares de registros sísmicos previamente mostrados en el numeral 4.4 de este documento.

Tabla 20: resultados del FNA en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

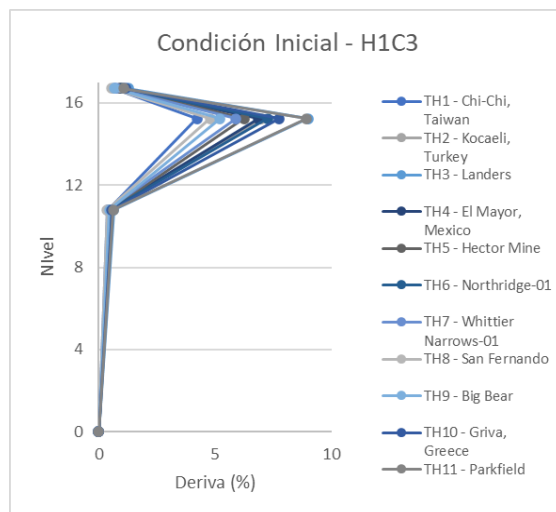
<i>Hipótesis 1</i>						
<b>Output Case</b>	<b>FX kN</b>	<b>FY kN</b>	<b>FZ kN</b>	<b>MX kN-m</b>	<b>MY kN-m</b>	<b>MZ kN-m</b>
TH1 - Chi-Chi, Taiwan	5124,50	2072,38	0,0002	24943,53	63409,35	102826,91
TH2 - Kocaeli, Turkey	7397,68	1976,20	0,0003	32606,93	90011,67	126308,89
TH3 - Landers	6651,63	2350,86	0,0003	24256,42	83403,0	133743,22
TH4 - El Mayor, Mexico	5960,97	2002,88	0,0003	22605,99	64846,17	140835,58
TH5 - Hector Mine	5010,70	2139,84	0,0003	28765,42	55356,41	121553,98
TH6 - Northridge-01	4609,10	2112,59	0,0003	24589,45	55465,03	110713,70
TH7 - Whittier Narrows-01	3800,00	2076,46	0,0002	28088,63	37165,08	108577,49
TH8 - San Fernando	4066,87	2493,55	0,0002	26598,16	49198,90	154701,36
TH9 - Big Bear	5118,96	2030,89	0,0002	22460,28	48449,42	102681,28
TH10 - Griva, Greece	5413,21	1933,67	0,0003	19681,79	70113,47	123820,91
TH11 - Parkfield	5622,02	1761,92	0,0003	20449,73	75378,43	120548,59

<i>Hipótesis 2</i>						
<b>Output Case</b>	<b>FX kN</b>	<b>FY kN</b>	<b>FZ kN</b>	<b>MX kN-m</b>	<b>MY kN-m</b>	<b>MZ kN-m</b>
TH1 - Chi-Chi, Taiwan	4546,30	1996,55	0,0002	25721,61	57792,99	110054,59
TH2 - Kocaeli, Turkey	7191,92	1880,26	0,0003	32626,05	87719,46	113195,64
TH3 - Landers	6661,14	2343,14	0,0003	23456,91	83350,28	140145,62
TH4 - El Mayor, Mexico	5470,87	1920,04	0,0003	22279,69	60771,42	114678,86
TH5 - Hector Mine	3728,81	2139,38	0,0003	28027,91	44102,31	117229,38
TH6 - Northridge-01	3352,44	2070,87	0,0003	24650,26	38068,06	106540,76
TH7 - Whittier Narrows-01	3204,67	2051,49	0,0002	27735,93	31304,37	102432,92
TH8 - San Fernando	3880,10	2500,26	0,0002	26583,92	48018,68	164238,93
TH9 - Big Bear	3646,28	2016,52	0,0002	21640,16	36278,01	106264,60
TH10 - Griva, Greece	5544,03	1921,44	0,0003	21362,61	71348,13	125161,27
TH11 - Parkfield	4939,57	1619,96	0,0003	19326,42	68356,88	97832,017

### 5.9.Verificación de derivas.

De acuerdo con la Tabla A.6.4-1 de la NSR-10 (AIS, 2012), para estructuras metálicas la deriva no debe exceder el 1.00% de la altura del piso. Si bien, esta estructura se compone de un solo nivel, pues es una bodega y las derivas no están limitadas por el 1.00%, si se hace completamente necesario un control de desplazamientos debido a los equipos de gran magnitud que operan sobre ella. Como puede observarse desde la Ilustración 16, las derivas calculadas son excesivamente superiores a este límite.

(a) Hipótesis 1



(b) Hipótesis 2

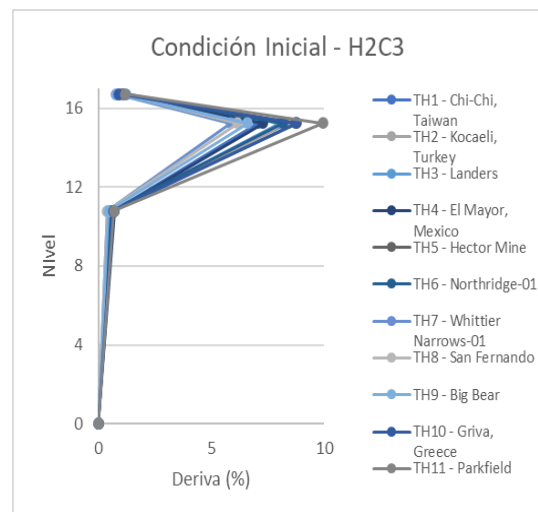


Ilustración 16: derivas en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. Fuente: Elaboración propia.

## 5.10. Índices de Sobre Esfuerzo

Las fuerzas sísmicas obtenidas de la modelación, fueron divididas entre el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , tal como se indica en el título A.3.7.1 de la NSR-10 (AIS, 2012). Estas fuerzas de diseño se sometieron a la estructura y se evaluaron los Índices de Sobre Esfuerzo (ISE) en los componentes que hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Los resultados obtenidos se muestran en la Ilustración 17.

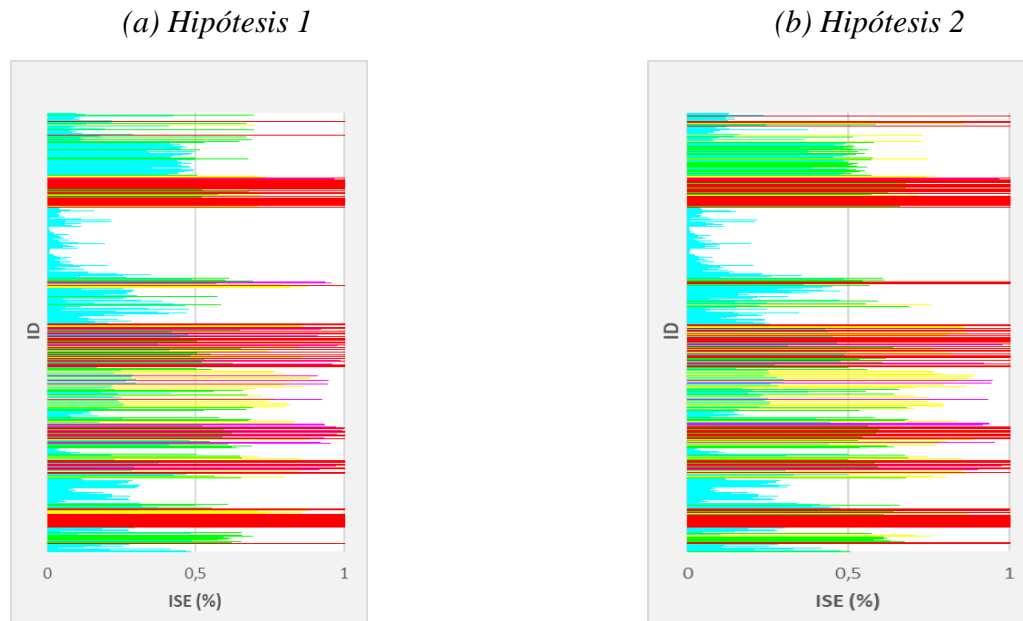


Ilustración 17: ISE para los elementos metálicos de la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual. Fuente: Elaboración propia.

## 5.11. Análisis de Resultados para la condición Actual.

De acuerdo con los resultados obtenidos para la evaluación de las condiciones críticas de ambas hipótesis de carga en la estructura en su estado actual. Esta no cumple con el estado límite de servicio, lo que provoca desplazamientos excesivos, vibraciones y daños a los materiales que constituyen la estructura.

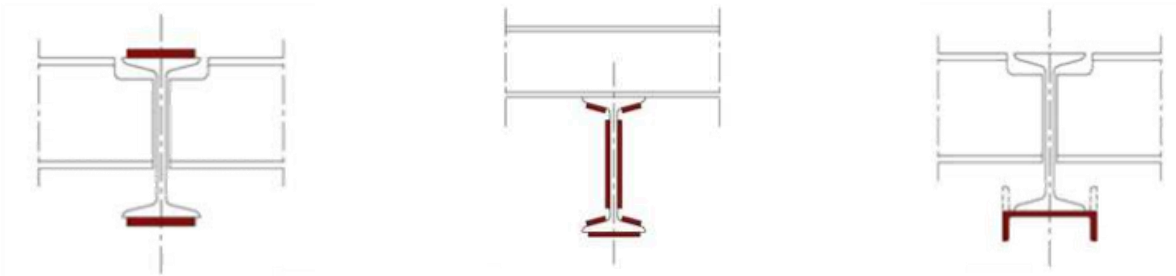
Tal y como se observa en los resultados de derivas e ISE (ver Ilustración 16 e Ilustración 17), en donde se exceden ampliamente los límites establecidos. Es completamente necesaria una intervención de reforzamiento para la estructura, ya que esta, no está en capacidad de soportar las nuevas solicitaciones de carga, derivadas de la actuación de los puentes grúas. A continuación, se procederá con el análisis de las dos alternativas de reforzamiento planteados y posteriormente, se realizará una comparación final.

## 6. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA CON REFORZAMIENTO CONVENCIONAL / TRADICIONAL.

Para la definición del método de reforzamiento convencional de una estructura en acero es importante tener en cuenta que lo que tradicionalmente se conoce como “acero”, no siempre ha tenido la calidad necesaria para considerarlo como tal, inclusive en épocas recientes. Por ello, durante las primeras fases de todo proyecto de rehabilitación de una estructura metálica antigua, es importante contar con información técnica de la época del desarrollo del proyecto o será necesario el tomar muestras para realizar, además del habitual ensayo de tracción simple, un ensayo de resiliencia y un análisis de la composición química. Los resultados del ensayo de resiliencia permiten evaluar la posible susceptibilidad frente a la rotura frágil e, indirectamente, condiciona la soldabilidad del material. Con los resultados del análisis químico, se pueden comparar los porcentajes de los componentes del acero (Carbono, Fósforo, Azufre, Nitrógeno, Silicio y Manganeso). (Hierro et al., 2014).

Dentro de los tipos de reforzamiento de estructuras metálicas más empleadas en la rehabilitación estructural, está la solución por medio de perfiles metálicos adicionales o placas bandas unidas a los diferentes elementos estructurales que componen la estructura, ya sea por medio de anclajes, soldadura o métodos de encolado. (Dueñas Hernández, 2015).

El reforzamiento a partir de placas bandas, generalmente es empleado para compensar la falta de rigidez, deficiente resistencia al corte o incapacidad axial. Sin embargo, al emplear este método se debe considerar la similitud metalúrgica entre materiales, especialmente si se va a soldar. (Dueñas Hernández, 2015).



(a) *Placa bandas soldadas sobre los patines.*

(b) *Placa bandas soldadas sobre los patines y el alma.*

(c) *Colocación de perfil bajo patín inferior.*

Ilustración 18: refuerzos empleados tradicionalmente para estructuras metálicas

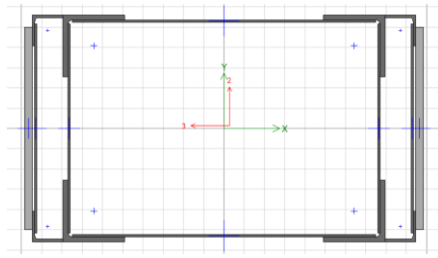
Fuente: (Dueñas Hernández, 2015).

### 6.1. Metodología de Reforzamiento.

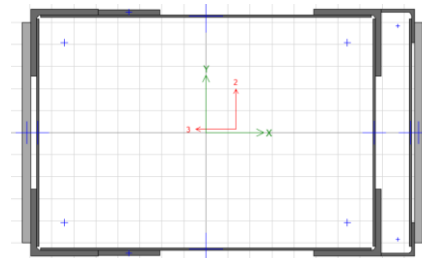
Se planteó a partir de las dimensiones, secciones y propiedades de los materiales, el reforzamiento de los elementos de mayor compromiso estructural para las nuevas solicitaciones de carga, a partir de la adición de elementos como placa bandas y perfiles adicionales.

Posteriormente se realizó el análisis estático y dinámico de la *nave de acería* con el fin de comprobar en qué estado quedaría la estructura respecto de los requisitos del reglamento NSR-10. Se evaluaron desplazamientos e índices de sobre esfuerzo de los elementos existentes.

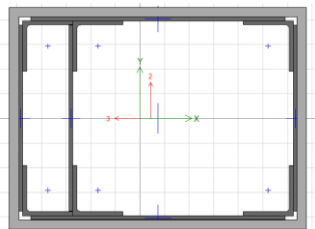
A partir de las condiciones críticas determinadas en el capítulo anterior, se procedió con el análisis de la condición reforzada de manera convencional, para lo anterior se emplearon las siguientes secciones reforzadas de los elementos de la condición actual que presentaron ISE por fuera de los rangos permitidos por normativa.



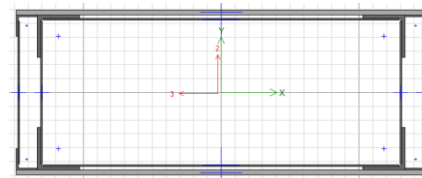
(a) *Columna Tipo 2 Reforzada a partir de placa blandas en dos de sus caras*



(b) *Columna Tipo 3 Reforzada a partir de placa blandas en dos de sus caras*



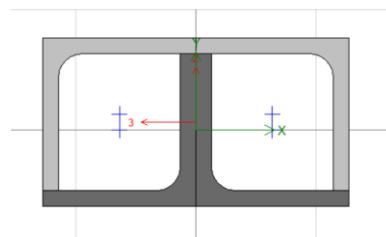
(c) *Columna Tipo 5 Reforzada a partir de placa blandas en todas sus caras*



(d) *Columna Tipo 8 Reforzada a partir de placa blandas en dos de sus caras*

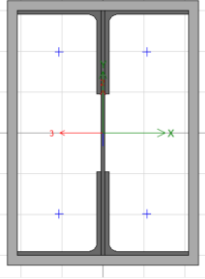


(e) *Viga Carrilera reforzada con entamboramiento rigidizando sus patines*



(f) *Cinta inferior de cerchas reforzada a partir de adición de nuevos elementos para conformar perfil tubular*





(g) Columna de soporte cubierta entamborada a partir de placas bandas

Ilustración 19: refuerzos empleados para diferentes elementos en la estructura analizada

Fuente: Elaboración propia.

## 6.2. Generalidades de la modelación de la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

Se realizó el modelamiento elástico y tridimensional de la estructura en el software comercial *ETABS 2019* (CSI, 2018), con la asignación de los elementos estructurales reforzados, previamente definidos en el numeral anterior. En la modelación se incluyeron las condiciones e hipótesis de cargas planteadas y descritas en el capítulo anterior de este documento (Ver Capítulo 5).

## 6.3. Masa.

La fuente de masa de la estructura se definió conforme a las especificaciones de la NSR-10 (AIS, 2012), en los capítulos A.4 y A.5 para un total de 616 (ton). En la Tabla 21 se presenta el resumen de la condición más crítica de cada una de las hipótesis de carga evaluada. (Se realizaron los 6 modelos estructurales, de cada hipótesis y condición de carga para realizar esta comparación).

Tabla 21: masas de cada nivel para modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional

<i>Hipótesis 1</i>		<i>Hipótesis 2</i>	
<i>Nivel</i>	<i>Masa (kg)</i>	<i>Nivel</i>	<i>Masa (kg)</i>
N + 23.43	25174,87	N + 23.43	25174,87
N + 16.70	125069,88	N + 16.70	125069,88
N + 15.23	47996,4	N + 15.23	47996,4
N + 10.80	417782,74	N + 10.80	417810,24
<b><math>\Sigma</math></b>	<b>616023,89</b>	<b><math>\Sigma</math></b>	<b>616051,39</b>

#### 6.4. Modos de vibración.

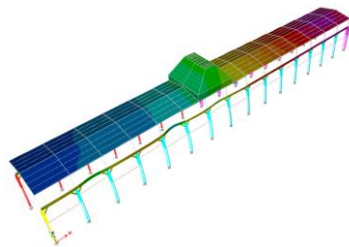
Se emplearon 140 modos de vibración para lograr la participación total de la excitación de masa. Sin embargo, solo se necesitaron 14 modos de vibración en ambas hipótesis, para alcanzar a excitar al menos el 90% de la masa en cada sentido de la condición más crítica para las hipótesis evaluadas; lo anterior, tal y como lo exige el título A.5.4.2 de la NSR-10 (AIS, 2012). Algunos de estos modos son mostrados en la Tabla 22 y la Ilustración 20.

Tabla 22: propiedades dinámicas del modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

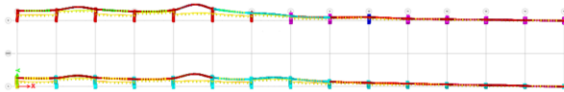
<i>Hipótesis 1</i>				<i>Hipótesis 2</i>			
<i>Modo</i>	<i>T (s)</i>	<i>X (%)</i>	<i>Y (%)</i>	<i>Modo</i>	<i>T (s)</i>	<i>X (%)</i>	<i>Y (%)</i>
1	0,703	0,000	0,711	1	0,715	0,000	0,666
2	0,569	0,001	0,045	2	0,556	0,000	0,101
3	0,514	0,798	0,001	3	0,516	0,020	0,000
4	0,484	0,009	0,057	4	0,510	0,778	0,000
5	0,461	0,000	0,038	5	0,452	0,001	0,151
6	0,442	0,000	0,079	6	0,444	0,000	0,005
7	0,437	0,000	0,001	7	0,415	0,000	0,019
8	0,370	0,000	0,001	8	0,362	0,000	0,001
9	0,357	0,000	0,001	9	0,353	0,000	0,001
<b>Σ</b>		<b>0,808</b>	<b>0,938</b>	<b>Σ</b>		<b>0,80</b>	<b>0,946</b>

(a) Hipótesis 1 - Modo 1:  $T = 0.70$  s.

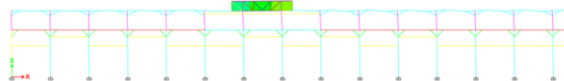
Vista 3D



Planta N+10.80 m

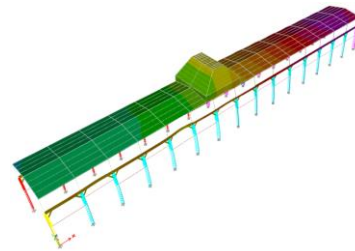


Alzada Eje A

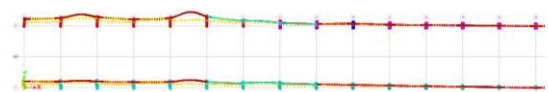


(b) Hipótesis 2 - Modo 1:  $T = 0.71$  s.

Vista 3D



Planta N+10.80 m



Alzada Eje A

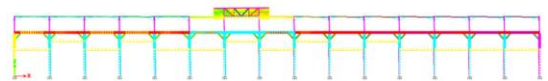


Ilustración 20: primer modo de vibración de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.

### 6.5.Método de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE)

El análisis por el método FHE se realizó de acuerdo con el capítulo A.4 del NSR-10 (AIS, 2012). Los parámetros implementados en este análisis se muestran en la Tabla 23. El cortante sísmico en la base  $V_s$  para la condición crítica de cada hipótesis de carga, el cual equivale a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño.

Tabla 23: parámetros requeridos para aplicar el método FHE en el modelo de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

<i>Hipótesis 1</i>		<i>Hipótesis 2</i>	
<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>	<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
Altura (m)	23,43	Altura (m)	23,43
Masa (ton)	616,02	Masa (ton)	616,05
$\alpha$	0,80	$\alpha$	0,80
$C_t$	0,07	$C_t$	0,07
T (s)	0,70	T (s)	0,72
Sa (g)	1,22	Sa (g)	1,20
k	1,10	k	1,11
$V_s$ (kN)	7349,83	$V_s$ (kN)	7226,80

A continuación, se presentan las fuerzas sísmicas obtenidas de la modelación para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura en estado actual.

Tabla 24: resultados del FHE en las direcciones principales de la estructura para la condición crítica de ambas hipótesis de para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

<i>Hipótesis 1</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	-7370,1796	0	0,0002	-98870,0581	56906,7541
NSR-10 (Y)	-3,46E-06	-7370,1796	98870,0531	1,00E-04	-465879,7464
<i>Hipótesis 2</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	-7249,6807	0	0,0004	-97311,4149	60996,9661
NSR-10 (Y)	-2,77E-06	-7249,6806	97311,409	1,00E-04	-458287,3313

## 6.6. Análisis Dinámico Elástico Espectral (ADEE)

Para el análisis por el método ADEE, se realizó de acuerdo con el título A.5.4 de la NSR-10 (AIS, 2012). En la Tabla 25, se muestran los resultados obtenidos de los modelos para la evaluación del espectro de diseño para la condición más crítica de ambas hipótesis de carga.

Tabla 25: resultados del ADEE en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

<i>Hipótesis 1</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	6104,6033	201,671	2769,4648	83021,6581	41768,9296
NSR-10 (Y)	201,6715	5501,2043	70975,8985	2781,6942	284270,5045

<i>Hipótesis 2</i>					
<i>Espectro</i>	<i>F<sub>x</sub> (kN)</i>	<i>F<sub>y</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>x</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>y</sub> (kN-m)</i>	<i>M<sub>z</sub> (kN-m)</i>
NSR-10 (X)	6055,1155	109,3297	1525,0471	82715,1262	46139,4571
NSR-10 (Y)	109,3303	5212,3899	67342,1294	1515,403	278258,8174

## 6.7. Análisis Cronológico No Lineal.

Se realizó el análisis cronológico (tiempo-historia) no lineal (FNA), para observar los desplazamientos y fuerzas generadas en la edificación con reforzamiento tradicional para los 11 pares de registros sísmicos previamente mostrados en el numeral 4.4 de este documento.

Tabla 26: resultados del FNA en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

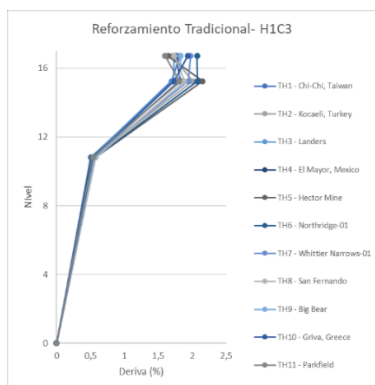
<i>Hipótesis 1</i>						
<b>Output Case</b>	<b>FX kN</b>	<b>FY kN</b>	<b>FZ kN</b>	<b>MX kN-m</b>	<b>MY kN-m</b>	<b>MZ kN-m</b>
TH1 - Chi-Chi, Taiwan	6876,02	5595,06	0,0001	68114,60	85130,67	294797,46
TH2 - Kocaeli, Turkey	6528,54	5128,04	0,0001	79655,62	80244,82	262762,71
TH3 - Landers	6708,98	6320,74	0,0001	70434,80	84703,24	340374,60
TH4 - El Mayor, Mexico	5624,47	6214,53	0,0001	70991,08	76399,34	359902,82
TH5 - Hector Mine	6617,21	5413,87	0,0001	64247,80	84144,29	269464,07
TH6 - Northridge-01	6776,24	5003,86	0,0001	66306,21	89461,77	306449,72
TH7 - Whittier Narrows-01	5584,57	5435,35	0,0001	73420,84	75681,25	280930,45
TH8 - San Fernando	6646,32	5228,10	0,0001	72144,22	88775,06	284521,83
TH9 - Big Bear	6347,16	6096,41	0,0001	77948,66	86740,29	297638,64
TH10 - Griva, Greece	6772,51	5110,43	0,0001	70580,30	89767,22	289426,82
TH11 - Parkfield	6532,46	6053,15	0,0001	71137,44	87817,30	325145,30

<i>Hipótesis 2</i>						
Output Case	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
TH1 - Chi-Chi, Taiwan	8310,42	5819,39	2,115E-05	79648,98	99721,98	287322,33
TH2 - Kocaeli, Turkey	4438,67	6666,89	1,534E-05	82770,93	59113,81	380899,99
TH3 - Landers	6444,57	5681,26	1,916E-05	74378,92	81146,15	317415,60
TH4 - El Mayor, Mexico	6244,04	6285,80	1,922E-05	75529,20	80409,67	353035,69
TH5 - Hector Mine	6372,54	6115,57	2,156E-05	81413,86	82497,50	356387,84
TH6 - Northridge-01	6218,91	4935,08	1,899E-05	74021,16	77902,63	283857,66
TH7 - Whittier Narrows-01	5328,37	5285,74	2,099E-05	77648,81	77292,78	313509,02
TH8 - San Fernando	6440,22	5219,80	1,901E-05	67691,68	79307,29	220196,54
TH9 - Big Bear	5282,96	5509,81	1,973E-05	77550,61	76571,27	344541,52
TH10 - Griva, Greece	6305,31	5522,49	1,931E-05	79018,72	82881,84	303777,98
TH11 - Parkfield	6702,14	5872,47	2,092E-05	66387,48	86208,36	326987,51

### 6.8.Verificación de derivas.

De acuerdo con la Tabla A.6.4-1 de la NSR-10 (AIS, 2012), para estructuras metálicas la deriva no debe exceder el 1.00% de la altura del piso. Si bien, esta estructura se compone de un solo nivel, pues es una bodega y las derivas no están limitadas por el 1.00%, si se hace completamente necesario un control de desplazamientos debido a los equipos de gran magnitud que operan sobre ella. Como puede observarse en la Ilustración 21, las derivas calculadas son superiores a este límite después del N +10.80m.

(a) Hipótesis 1



(b) Hipótesis 2

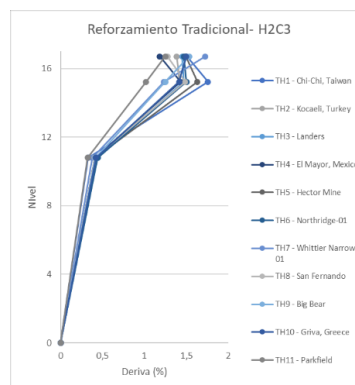


Ilustración 21: derivas en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Fuente:

Elaboración propia.

## 6.9. Índices de Sobre Esfuerzo

Las fuerzas sísmicas obtenidas de la modelación, fueron divididas entre el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , tal como se indica en el título A.3.7.1 de la NSR-10 (AIS, 2012). Estas fuerzas de diseño se sometieron a la estructura y se evaluaron los Índices de Sobre Esfuerzo (ISE) en los componentes que hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Los resultados obtenidos se muestran en la Ilustración 17.

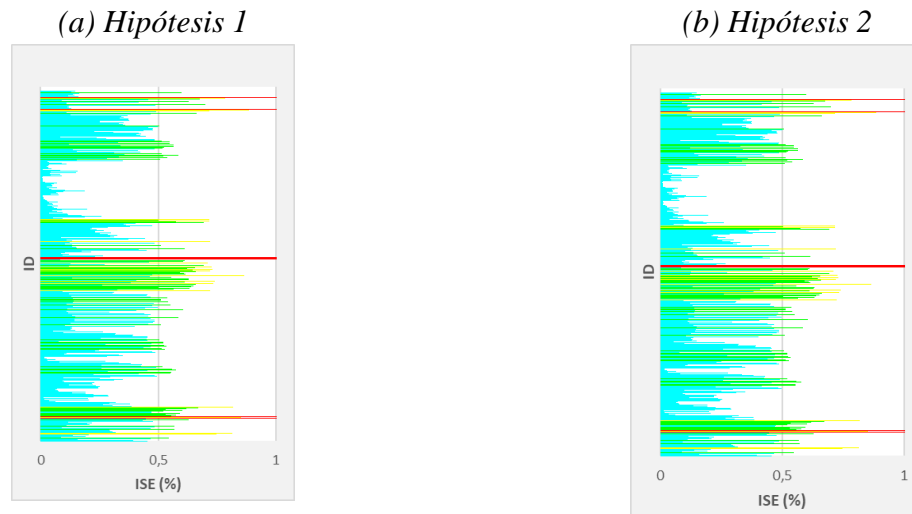


Ilustración 22: ISE para los elementos metálicos de la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.

## 6.10. Análisis de Resultados para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

De acuerdo con los resultados obtenidos para la evaluación de las condiciones críticas de ambas hipótesis de carga en la estructura con reforzamiento convencional / tradicional. Este cumple con el estado límite de servicio, lo que provoca desplazamientos y vibraciones sin bien algo excesivas, son controladas.

Tal y como se observa en los resultados de derivas e ISE (ver Ilustración 21 e Ilustración 22), en donde se observan desplazamientos, aunque superiores al límite, estos son bastante menores a los determinados inicialmente, para la estructura en su estado actual. Adicionalmente, la mayoría de los elementos reforzados presentan ISE menores al límite máximo. Existen algunos elementos que a pesar de que se reforzaron sus ISE siguen excediendo los límites, por lo que será necesario su reemplazo total, por una sección que satisfaga las demandas

## **7. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA PARA LA ESTRUCTURA CON REFORZAMIENTO NO CONVENCIONAL / NO TRADICIONAL.**

### **7.1. Diseño sísmico con sistema estructural amortiguado.**

Para reducir la demanda sísmica en la estructura, se propone incorporar dispositivos de disipación de energía dentro del sistema estructural de la edificación. Estos dispositivos se pueden agrupar dentro de dos categorías: histeréticos y viscoelásticos (Mulleti, 2014). Los dispositivos histeréticos dependerán de los desplazamientos relativos de los componentes ubicados dentro de los dispositivos, generalmente están basados en la fluencia de metales o en el deslizamiento friccional. Es decir, los dispositivos de fricción disipan energía por medio del deslizamiento relativo entre dos superficies sólidas. Por otra parte, los dispositivos viscoelásticos dependen únicamente de la velocidad. (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019).

Para los dispositivos disipadores de fricción, la activación de la fuerza de deslizamiento característica para el diseño de los disipadores de fricción, ocurre de manera simultánea con las fuerzas internas máximas que se espera se desarrollen en el sistema estructural durante el evento sísmico (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019). Las edificaciones que cuentan con este tipo de dispositivos, alcanzan su deriva máxima cuando la distancia de deslizamiento proporcionada por el dispositivo de fricción ha sido agotada (Tirca et al., 2018).

El objetivo del diseño estructural empleando dispositivos de disipación de energía de tipo friccionante, es reducir o minimizar la diferencia entre la energía sísmica de entrada y la energía disipada por los amortiguadores. Pese a que las técnicas de control de respuesta sísmica han sido utilizadas como soluciones complementarias para los sistemas de resistencia sísmica existente desde 1980, en la actualidad, las normas para estructuras con dispositivos de disipación de energía todavía están en fases de investigación y evolución (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019).

Para el cálculo de las estructuras que consideren la implementación de los dispositivos tipo fricción, se debe seguir lo prescrito en el estándar FEMA 356 (ASCE, 2000).

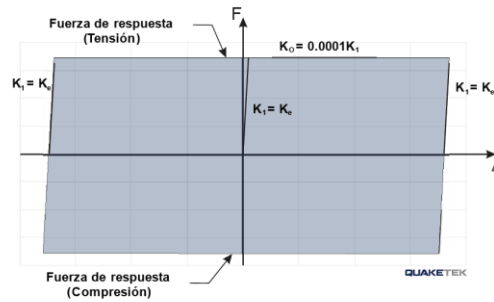
### **7.2. Análisis Estructural empleando disipadores sísmicos a fricción.**

Los disipadores de tipo fricción están compuestos por platinas de acero con superficies de alta resistencia que se friccionan entre sí, al producirse un desplazamiento generado por una carga. Generalmente, las diagonales (o elementos “braces”) van sujetas al sistema estructural en los nudos viga-columna o placa-columna por medio de anclajes, y en cada extremo conecta mediante una articulación al disipador, generando un plano friccionante (Gutiérrez Parámo, Martín Alonso; Herrera Gutierréz, Marely del Carmen; Hodgson Escobar, 2016)

Los disipadores permiten deformarse elásticamente y disipar la energía del terremoto a las estructuras en donde se implementan. Lo que genera ahorros substanciales al optimizar los

elementos estructurales. “Los Disipadores a fricción están diseñados para accionarse y trabajar antes de que los miembros estructurales alcancen estados plásticos. De esta forma el edificio es capaz de resistir un terremoto sin recibir un daño significativo a su estructura principal.” (Quaketek inc, 2020).

La modelación de estos disipadores se realiza como un “link” con una curva de histéresis rectangular o como un resorte. Los parámetros de diseño necesarios para lo modelación son la Fuerza Máxima de Respuesta y el desplazamiento axial (Quaketek inc, 2020). Estos dispositivos pueden deformarse aproximadamente desde los 2.5cm hasta los 30cm (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019).



Curva Fuerza de respuesta-desplazamiento de un Contraviento Restringido a la Ductilidad (CRD) con freno sísmico Ten-Co

Ilustración 23: Curva fuerza de respuesta-desplazamiento de un contraviento restringido a la ductilidad (CRD) con freno sísmico Ten-Co .

Fuente: (Quaketek inc, 2020)

Estos amortiguadores se componen por platinas de acero, con superficies de alta resistencia que friccionan entre sí. Estas deben estar especialmente tratadas para desarrollar una fricción muy confiable (Quaketek inc, 2020). Su rendimiento es de alta confiabilidad y poseen grandes bucles de histéresis rectangulares con desvanecimiento insignificante al producirse un desplazamiento generado por una carga, en este caso los sismos considerados en el análisis TH, previamente superada la carga de diseño o tensionamiento, este dispositivo empieza a friccionar según los requerimientos de la estructura.



Fotografía 1: Disipador tipo Pall.  
Fuente: (Pall Dynamics, n.d.)



Fotografía 2: Disipador tipo Pall de diferentes capacidades. Fuente: (Quaketek inc, 2020)



### 7.2.1. Modelamiento matemático de los disipadores.

Es muy común que en la mayoría de las investigaciones se utilice el modelo de fuerza deformación bilineal para representar el comportamiento de los dispositivos de disipación por fricción. Sin embargo, la evidencia ha mostrado que, este modelo presenta algunos problemas de convergencia debido a la transición entre la etapa elástica y la etapa plástica de los dispositivos durante los ciclos de carga y descarga (Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, 2019). De otra parte, cuando la estructura tiene un número importante de disipadores instalados, el uso del modelo fuerza-deformación bilineal, puede resultar computacionalmente ineficiente (Gaëlle Pilorgé, 2018). Para subsanar este problema de modelamiento, se recomienda modelar el comportamiento de los dispositivos mediante el modelo de Bouc Wen (Ismail et al. 2009). Este es precisamente el modelo que se utilizó en este estudio. Los parámetros necesarios para la utilización de este tipo de elementos son, la rigidez efectiva  $K_d$ , el amortiguamiento efectivo  $C_d$  y el peso del brazo o el peso del perfil que se utilizaron para conectar el dispositivo de control con la estructura.

$$P_y = \frac{C_j \times 2\pi^2 \times d_0}{4T} \quad \text{Ecuación 5}$$

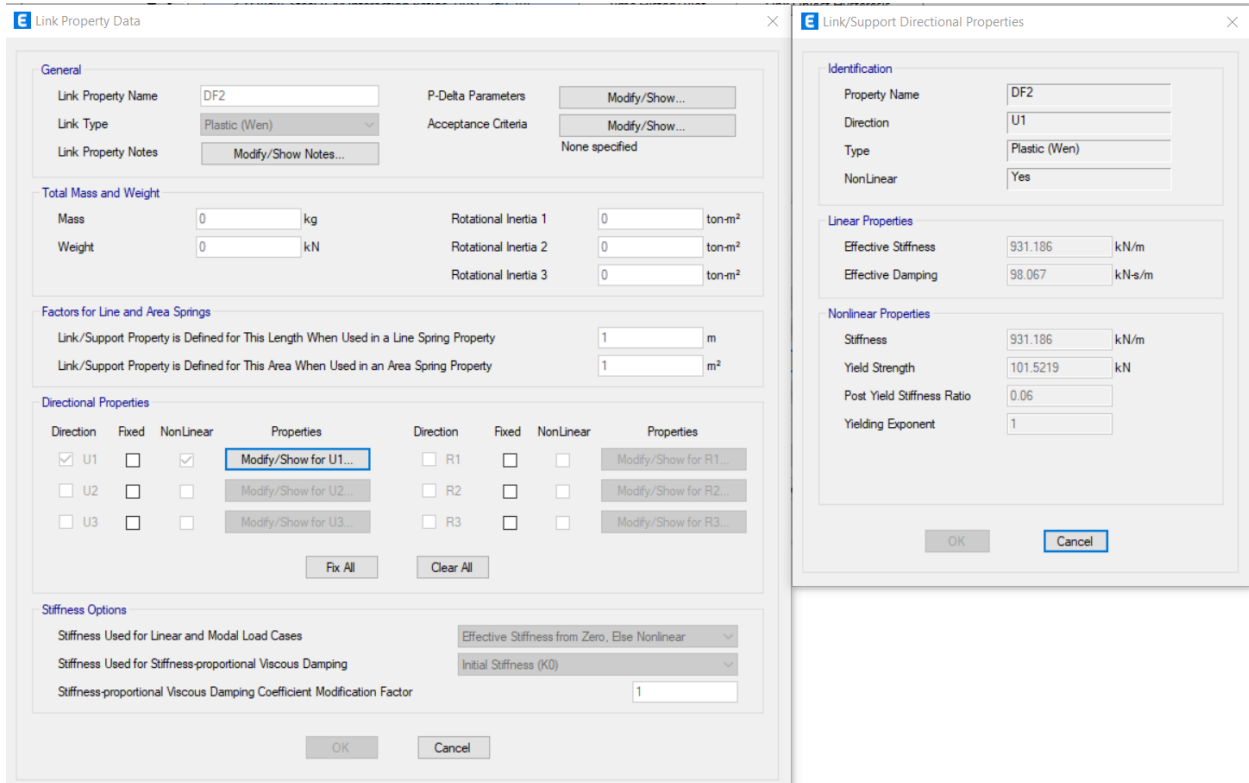
Tabla 27: Parámetros de definición para disipadores por fricción.

<i>Definición de Disipador</i>								
Sección	Exponente Fluencia	Radio de rigidez Post	Ke Ton/m	Kd(17.5Ke) Ton/m	do m	Cj	T	Py Ton
HEA 240 (L=5.81)	1	0.06	26951.408	471649.64	0.10846	10	0.703	7.6134943
TEC 100x100x4 (L=2.45)	1	0.06	123.99854	2169.9744	0.193	10	0.703	13.547892
TEC 100x100x3 (L=2.45)	1	0.06	94.954584	1661.7052	0.193	10	0.92	10.352357

Donde:

- **Py:** Fuerza de deslizamiento.
- **Cj:** Radio de amortiguamiento lineal bajo condiciones elásticas.
- **do:** Máximo desplazamiento de diseño del disipador
- **T:** Primer modo de vibración.

Los datos previamente determinados fueron introducidos en el software de diseño por medio de la definición de elementos tipo enlace (link), del tipo “*Plastic (Wen)*”, que de acuerdo a cómo se mencionó previamente, es el modelo que mejor representa el funcionamiento de los disipadores de fricción de tipo histerético. Una vez definido el elemento, se procede con su asignación en las ubicaciones definidas dentro del modelo tridimensional y se ejecuta en análisis cronológico.



*Ilustración 24: Creación y asignación de parámetros del disipador DF2. Fuente: Elaboración propia.*

### 7.3. Análisis Cronológico No Lineal.

Se realizó el análisis cronológico (tiempo-historia) no lineal (FNA), para observar los desplazamientos y fuerzas generadas en la edificación con reforzamiento no convencional para los 11 pares de registros sísmicos previamente mostrados en el numeral 4.4 de este documento.

Tabla 28: resultados del FNA en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento convencional / tradicional.

<i>Hipótesis 1</i>						
<b>Output Case</b>	<b>FX kN</b>	<b>FY kN</b>	<b>FZ kN</b>	<b>MX kN-m</b>	<b>MY kN-m</b>	<b>MZ kN-m</b>
TH1 - Chi-Chi, Taiwan	10.0628	8.1917	0	113.255	132.3229	481.4777
TH2 - Kocaeli, Turkey	9.7525	9.0087	0	111.7528	134.5882	517.0693
TH3 - Landers	9.0503	8.3191	0	105.7536	117.6878	503.4117
TH4 - El Mayor, Mexico	6.8616	8.5125	0	109.6118	96.4763	549.8593
TH5 - Hector Mine	8.7722	8.1262	0	106.7071	122.6213	462.1693
TH6 - Northridge-01	8.8451	7.8865	0	113.0635	116.5562	447.4687
TH7 - Whittier Narrows-01	9.114	9.0007	0	117.4174	124.6907	577.0977
TH8 - San Fernando	10.1427	8.3406	0	109.9233	130.9541	437.8372
TH9 - Big Bear	8.7487	8.7754	0	102.0467	115.614	481.2942
TH10 - Griva, Greece	9.4963	8.9039	0	99.576	125.5185	497.0819
TH11 - Parkfield	10.4689	8.6172	0	106.5493	140.5394	469.2828

<i>Hipótesis 2</i>						
<b>Output Case</b>	<b>FX kN</b>	<b>FY kN</b>	<b>FZ kN</b>	<b>MX kN-m</b>	<b>MY kN-m</b>	<b>MZ kN-m</b>
TH1 - Chi-Chi, Taiwan	9.886	7.9045	0	117.8909	130.6651	436.2436
TH2 - Kocaeli, Turkey	9.6197	8.7871	0	110.6851	133.5613	457.7701
TH3 - Landers	8.8307	8.3347	0	103.2714	115.4367	478.0905
TH4 - El Mayor, Mexico	6.8707	8.0201	0	111.8142	98.36	504.0553
TH5 - Hector Mine	8.8077	8.088	0	105.9517	122.9137	464.2418
TH6 - Northridge-01	8.6755	7.5273	0	105.3863	115.3671	393.1141
TH7 - Whittier Narrows-01	9.1688	8.5755	0	113.6075	126.8937	557.2243
TH8 - San Fernando	9.6925	8.1319	0	105.6857	127.0032	439.4399
TH9 - Big Bear	8.3414	8.7458	0	100.2647	114.3258	455.4754
TH10 - Griva, Greece	9.5746	8.311	0	92.7366	126.2547	446.0261
TH11 - Parkfield	10.2062	8.3475	0	106.0887	138.3115	471.8649

### 7.1.Verificación de derivas.

De acuerdo con la Tabla A.6.4-1 de la NSR-10 (AIS, 2012), para estructuras metálicas la deriva no debe exceder el 1.00% de la altura del piso. Si bien, esta estructura se compone de un

solo nivel, pues es una bodega y las derivas no están limitadas por el 1.00%, si se hace completamente necesario un control de desplazamientos debido a los equipos de gran magnitud que operan sobre ella. Como puede observarse en la Ilustración 21, las derivas calculadas no son superiores a este límite después de aplicar el reforzamiento no convencional.

(a) Hipótesis 1

(b) Hipótesis 2

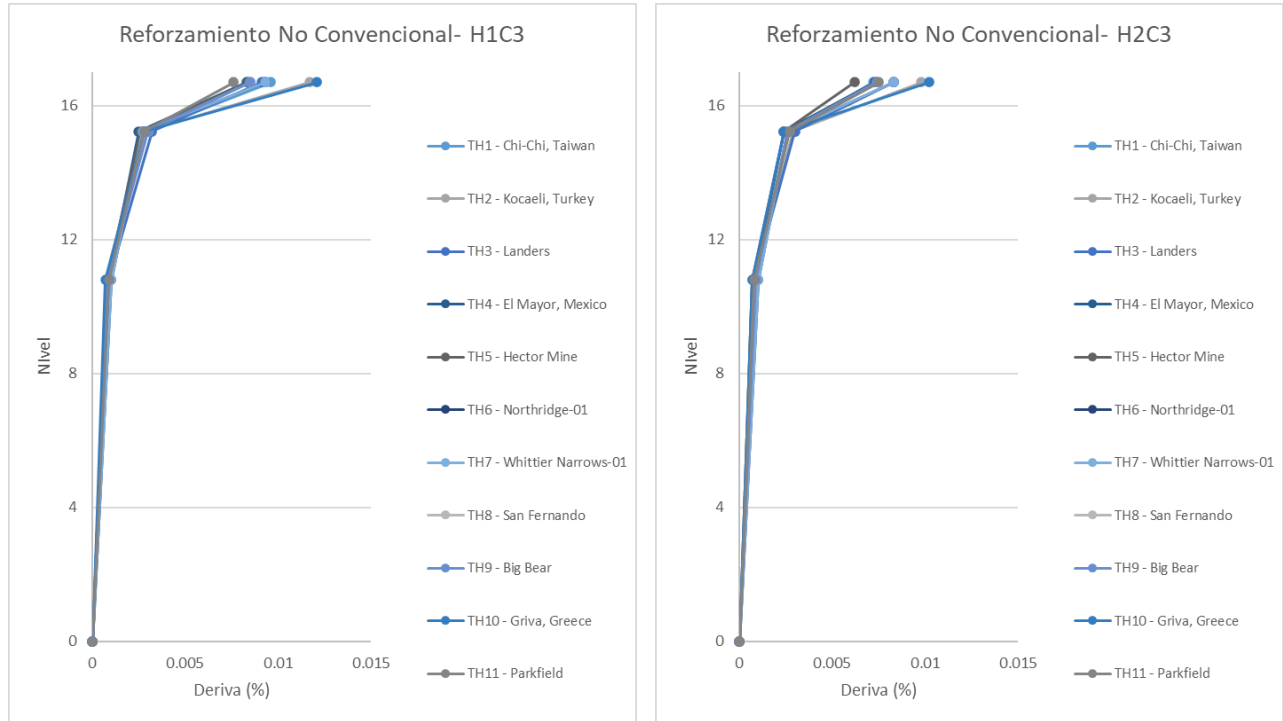


Ilustración 25: derivas en las direcciones principales para la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento No convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.

## 7.2. Índices de Sobre Esfuerzo

Las fuerzas sísmicas obtenidas de la modelación, fueron divididas entre el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , tal como se indica en el título A.3.7.1 de la NSR-10 (AIS, 2012). Estas fuerzas de diseño se sometieron a la estructura y se evaluaron los Índices de Sobre Esfuerzo (ISE) en los componentes que hacen parte del sistema de resistencia sísmica. Los resultados obtenidos se muestran en la Ilustración 17.

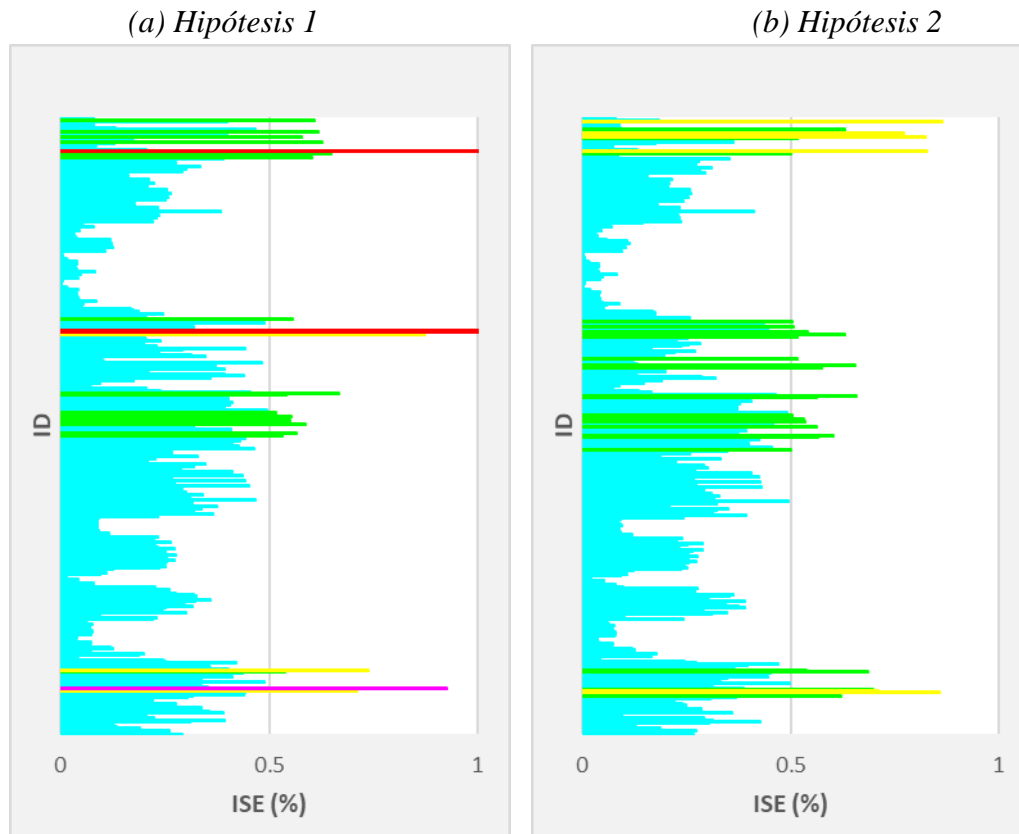


Ilustración 26: ISE para los elementos metálicos de la condición crítica de ambas hipótesis de carga para la estructura con reforzamiento No convencional / tradicional. Fuente: Elaboración propia.

## 8. ANÁLISIS DE COSTOS.

### 8.1.1. Cantidades de obra.

Una vez obtenidos los resultados técnicos de las alternativas evaluadas, se realizó el procedimiento para obtención de cantidades de ambas alternativas de reforzamiento (tradicional y con disipadores) a través de los listados de materiales generados en el software ETABS (CSI, 2018).

### 8.1.2. Análisis de precios unitarios (APU).

Una vez definida la estructura por ítems del presupuesto, se estiman los precios unitarios de cada uno de los ítems por medio del análisis de precios unitarios (APU). El cual consiste en desglosar el costo de los materiales, mano de obra, equipos y herramientas que intervendrán en el desarrollo de un ítem; para el caso de los materiales se tomaron los precios de lista de tres (3) proveedores diferentes de acero estructural en la ciudad de Cali (se debe sumar el flete si fuera necesario o se debe tener en cuenta que el precio del material debe ser puesto en obra, para este caso se tomó como material

puesto en obra), se debe adicionar el IVA si aplica según la ley y se deben tener en cuenta las maniobras de carga y descarga, además se debe tener en cuenta los rendimientos del material según la unidad de medida del ítem y sus desperdicios; la mano de obra se paga en la unidad de medida ítem y su rendimiento siempre va a ser una unidad; para el caso de los equipos la herramienta y equipo menor corresponderá al 5% del valor de la mano de obra y el precio de los equipos se toma por tiempo y con el rendimiento de la ítem (Vanegas, 2016).

A continuación, se muestra la estructura de costos que supondría la implementación de cada una de las alternativas de reforzamiento, de acuerdo con la metodología presentada previamente.

*Tabla 29. Cantidades de acero para las alternativas de reforzamiento evaluadas.*

<b>Elemento</b>	<b>Reforzamiento tradicional</b>	<b>Reforzamiento No tradicional</b>
	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>
Columnas	175906	91759
Vigas	136876	5255
Riostras	9175	8556
Disipadores	0	400
<b>Total (kg)</b>	<b>321.957</b>	<b>105.970</b>

El análisis de precios unitario (APU) se realizó teniendo en cuenta los precios de la base de datos de precios de la Gobernación del Valle del Cauca, así como los precios de mercado teniendo en cuenta datos entregados por expertos.

*Tabla 30. APU para implementación de alternativa de reforzamiento tradicional.*

<b>Descripción</b>	<b>Valor unitario (\$/kg)</b>	<b>%</b>
<b>Materiales</b>		
Conexión y Brazo disipador	\$ 8,000	42.91%
Soldadura	\$ 670	3.59%
Tornillería y consumibles	\$ 1,020	5.47%
<b>Mano de Obra</b>		
Fabricación	\$ 5,000	26.82%
Control de Calidad	\$ 803	4.31%
Ingeniería de detalle	\$ 250	1.34%
Transporte	\$ 500	2.68%

<b>Herramientas</b>		
Montaje y dispositivos	\$ 1,800	9.66%
Herramienta menor	\$ 600	3.22%
<b>Total</b>	<b>\$ 18,643</b>	<b>100%</b>

Por lo tanto, para las cantidades determinadas en la Tabla 29, se tiene que el valor aproximado de las intervenciones para reforzamiento tradicional y no tradicional sería de:

*Tabla 31. Valor de la inversión para ambos tipos de reforzamiento.*

<b>Descripción</b>	<b>kg</b>	<b>Vr. unitario</b>	<b>Vr. Total</b>
Reforzamiento Tradicional	321.957	\$18.643	<b>\$6.002.244.351</b>

<b>Descripción</b>	<b>Kg / und</b>	<b>Vr. unitario</b>	<b>Vr. Total</b>
Reforzamiento metálico	105.572	\$18.643	\$1.968.178.796
Disipadores	28	\$6.237.500 <sup>1</sup>	\$174.650.000
<b>Reforzamiento No Tradicional</b>			<b>\$2.1482.828.796</b>

## 9. CONCLUSIONES.

Este documento se centró en la evaluación técnica y económica de diversas alternativas de reforzamiento, tanto convencional como no convencional, para una estructura de tipo nave industrial que enfrenta nuevas solicitudes de carga. Se analizaron las características estructurales, el comportamiento bajo carga, el impacto en la operatividad de la nave durante el proceso de reforzamiento y los costos asociados a cada alternativa. Se logró determinar la alternativa más eficiente que garantice la integridad estructural y operativa de la nave, optimizando tiempo y recursos.

La evaluación incluyó comparaciones detalladas de desempeño estructural y viabilidad económica, permitiendo así tomar decisiones fundamentadas sobre la opción de reforzamiento más adecuada para la estructura en cuestión.

Inicialmente se realizó el análisis de la condición actual de la nave industrial, bajo las nuevas solicitudes de carga, evidenciando la necesidad de un reforzamiento estructural. Se identificaron índices de seguridad insuficientes (ISE) y derivas que excedían los límites establecidos. Para abordar esta situación, se llevaron a cabo análisis tanto lineales como no lineales, los cuales

<sup>1</sup> Valor entregado por personal de Quaketek. Inc. Galindo, O. (2024) New Message from Melissa. [Correo electrónico].

demonstraron que, si bien la mayoría de los elementos estructurales mejoraban considerablemente tras el reforzamiento convencional, aún existían algunos que no cumplían con los requisitos necesarios. Esto implicó la necesidad de reemplazo total de ciertos componentes, generando un impacto significativo en el proyecto.

En cuanto a las derivas resultantes del reforzamiento tradicional, se logró una reducción en un factor de cuatro veces en comparación a la situación inicial; sin embargo, estas continuaron superando los límites permitidos. Ante esta situación, se implementó la alternativa de reforzamiento no tradicional, que utilizó un dispositivo de amortiguamiento friccionante con una fuerza axial interna inferior a 100 Ton/m. Esta solución demostró tener un impacto notable en la respuesta sísmica y el comportamiento estructural de la nave, mejorando significativamente su desempeño.

Finalmente, la aplicación del reforzamiento no convencional permitió conservar la mayoría de los elementos estructurales existentes, requiriendo únicamente el refuerzo de algunos pocos de estos. Este enfoque resultó en una reducción de peso de tres veces en comparación con el reforzamiento tradicional, así como en una disminución considerable de las derivas. Estos resultados subrayan la efectividad y eficiencia de la alternativa no convencional, destacando su viabilidad para el mejoramiento estructural de naves industriales sometidas a nuevas solicitaciones de carga.

Entendiendo que el reforzamiento no convencional requeriría de mano de obra especial para su implementación y que es una tecnología relativamente nueva, puede causar algún tipo de desconfianza entre las personas que toman la decisión de su implementación. Podría pensarse que el reforzamiento convencional pueda tener mayor aceptación y credibilidad en el medio, y aunque este presenta un comportamiento estructural adecuado y cumple con los requisitos de resistencia, resulta ser una opción invasiva que implica un tiempo de ejecución prolongado, especialmente considerando que debe llevarse a cabo con la nave en operación.

Este enfoque, además, presenta un costo de implementación considerablemente elevado, alcanzando hasta tres veces más que las alternativas no convencionales. Por otro lado, el reforzamiento no convencional no solo ofrece un desempeño estructural superior, evidenciado por ISE y derivas más relajadas, sino que también se distingue por su menor costo y tiempo de implementación. Estas ventajas hacen que la alternativa no convencional se posicione como la opción más viable y eficiente, tanto desde un punto de vista técnico como económico, para el reforzamiento de la estructura evaluada.



## 10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahumada Villafañe, J. L. (2010). Sistemas de control en estructuras. *INGE CUC*, 6(1), 79–84.
- Al Atik, Linda; Abrahamson, Norman (2010): An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching. En: *Earthquake Spectra* 26 (3), pág. 601–617. DOI: 10.1193/1.3459159.
- AIS. (2012). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- AIS. (2013). *AIS 180-13: Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones*.
- AISC. (1994). *MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION: Vol. I*.
- Ancheta, T., Darragh, R., Stewart, J., Seyhan, E., Silva, W., Chiou, B., Wooddell, K., Graves, R., Kottke, A., Boore, D., Kishida, T., & Donahue, J. (2013). *PEER NGA-West2 Database, Technical Report PEER 2013/03. May 2013*, 1–172. <https://ngawest2.berkeley.edu/site>
- ASCE. (2000). FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. In *Federal Emergency Management Agency* (Issue November).
- ASCE. (2016). ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. In *ANSI/ASCE Standard* (Issue 7 98).
- Aviles, R. (2001). Dispositivo para el control de vibraciones. *Universidad Austral de Chile*, 251.
- CORTÉS ARIAS, A. M. (2021). *Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en pórticos de concreto con disipadores viscosos incorporados*.
- CSI. (2018). *Instructions for Getting a Commuter License*.
- Cundimi, Juan S;Cundumi, O. (2021). Comparison between dynamic nonlinear analysis with asce 7-10 and asce 7-16 in concrete frames with viscous. *COMPDYN*, June, 1.
- DAGMA e INGEOMINAS. (2005). Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali. *Subproyecto de Sismotectónica*, 1–9, 51.
- Dueñas Hernández, J. Á. (2015). Reforzamiento De Estructuras Con FRP , Aplicación Al Caso De Refuerzo a Flexion De Vigas Metalicas. *Tesis de Grado, Universidad de Las Fuerzas Armadas, Ecuador*.
- Gaëlle Pilorgé, A. (2018). *Impact of friction dampers and ductility factor on the seismic response of concrete moment resisting frame buildings* (Vol. 1, Issue November). Concordia University.
- Gómez Alfonso, Tatiana; Rivera Montero, D. (2019). *COMPARACIÓN DEL COSTO Y LA RESPUESTA SÍSMICA DE UNA EDIFICACIÓN DISEÑADA CON SISTEMA ESTRUCTURAL PÓRTICO Y DISEÑADA MEDIANTE DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA TIPO PALL DYNAMICS, UBICADA EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C. UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS*.

- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). Control systems for dynamic loading protection of civil structures. *Dyna*, 75(155), 77–89.
- Gutiérrez Parámo, Martín Alonso; Herrera Gutiérrez, Marely del Carmen; Hodgson Escobar, A. S. (2016). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE UN EDIFICIO DISEÑADO POR MÉTODOS CONVENCIONALES Y USO DE AMORTIGUADORES FRICCIONANTES Y VISCOELÁSTICOS*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Hierro, J., Aznar, A., Hernando, J. I., De La Torre, J. F., & Ortiz, J. (2014). Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del “círculo de bellas artes” y la “casa encendida.” *Revista Ingeniería de Construcción*, 29(2), 133–149. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732014000200001>
- Ismail, Mohammed; Ikhouane, Fayçal; Rodellar, José (2009): The Hysteresis Bouc-Wen Model, a Survey. En: *Arch Computat Methods Eng* 16 (2), pág. 161–188. DOI: 10.1007/s11831-009-9031-8.
- Jara, J. M. (1994). Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 47, 35–79.
- Miranda Portilla, B. M. (2021). *Evaluación numérica de alternativas de reforzamiento para edificios existentes de muros delgados de concreto reforzado*.
- Mulleti, E. (2014). *Seismic Response of High Rise Buildings Using Friction Damper* (Issue February). EPOKA UNIVERSITY.
- Oviedo Amézquita, J., & Duque Uribe, M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 6, 105–120. <https://doi.org/10.24050/reia.v3i6.163>
- Pall, A. S., & Pall, R. T. (2004). Performance-Based Design Using Pall Friction Dampers - an Economical Design Solution. *13th World Conference on Earthquake Engineering, 1955*, Paper No. 1955.
- Pall Dynamics. (n.d.). Friction Dampers. *Pall Dynamics*, 2–3.
- Quaketek inc. (2020). *Análisis Estructural con el Disipador a Tensión – Compresión*. <https://www.quaketek.com/es/disenio-sismico-con-disipadores-a-friccion/>
- Ramírez Gómez, D. A. (2015). *Aplicación de la transformada Wavelet para generar acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de diseño sísmico del la NSR - 10* [Pontificia Universidad Javeriana Cali]. <https://doi.org/171641482>
- Rodríguez, N. T. (2019). Desempeño de los controles pasivos de fricción en la reducción de la respuesta sísmica en edificios aperticados. *Pontificia Universidad Javeriana de Cali*, 1–107.
- SeismoSoft. (2021). *SeismoMatch* (No. 2021). [https://seismosoft.com/product/seismomatch/?gclid=Cj0KCQjwjbyYBhCdARIsAArC6LKrduwtWvUAP2IZ-N3hkE2t7zDMCW\\_ugBPDodjuvRdT3RrPau2TaOUaAu5rEALw\\_wcB](https://seismosoft.com/product/seismomatch/?gclid=Cj0KCQjwjbyYBhCdARIsAArC6LKrduwtWvUAP2IZ-N3hkE2t7zDMCW_ugBPDodjuvRdT3RrPau2TaOUaAu5rEALw_wcB)

- Tirca, L. (2021). Friction Dampers for Seismic Protections of Steel Buildings Subjected to Earthquakes: Emphasis on Structural Design. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–14. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5\\_312-1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_312-1)
- Tirca, L., Serban, O., Tremblay, R., Jiang, Y., & Chen, L. (2018). Seismic Design, Analysis and Testing of a Friction Steel Braced Frame System for Multi-Storey Buildings in Vancouver. *Key Engineering Materials*, 763(February), 1077–1086. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.763.1077>
- Vanegas, J. J. (2016). Methodology Cost Control Budget in vertical buildings. *Repositorio Documental UMNG*, 24.
- Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Ramirez, O. M., Johnson, M. W., & Chrysostomou, C. Z. (2003). Equivalent Lateral Force and Modal Analysis Procedures of the 2000 NEHRP Provisions for Buildings with Damping Systems. *Earthquake Spectra*, 19(4), 959–980. <https://doi.org/10.1193/1.1622391>

## 11. GLOSARIO DE TERMINOS ESPECIALES

*TMD*: Tuned Mass Damper – Amortiguadores de masa sincronizada.

*TLD*: Tuned Liquid Damper – Amortiguadores de líquido sincronizado.

*Disipador tipo ADAS*: Added damping and Stiffness – Amortiguamiento y rigidez añadidos.

*Disipador tipo TADAS*: Triangular plate added damping and stiffness – Placa triangular con amortiguamiento y rigidez añadidos.

*Amortiguador PVD*: Penguin Vibration Damper – Amortiguador de vibración Penguin.

*FDBF*: Friction Damped Braced Frames – Armazones arriostrados por disipadores de fricción.

*Dispositivo Pall*: Disipador de fricción creado por la Compañía Pall Dynamics Ltd de Montreal, Canadá.

*Dispositivo Sumitomo*: Disipador de fricción creado por la Compañía Sumitomo Metal Industries Ltd en Japón.

*VDSA*: Variable Damping Semiactive Device - Dispositivo semiactivo de amortiguación variable.