



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO
SÍSMICO DE PÓRTICOS DÚCTILES
RIGIDIZADOS MEDIANTE LA
FORMACIÓN DE VIGAS VIERENDEEL**

Treball realitzat per:

Gabriel Moyano Rostworowski

Dirigit per:

Dr. Jesús Miguel Bairán

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, 26 de Septiembre de 2018

TREBALL FINAL DE MÀSTER

Resumen

Durante un proyecto de edificaciones se deben de compatibilizar los requerimientos estructurales con los de las demás especialidades que pueden condicionar las condiciones de regularidad de las estructuras desde el punto de vista sismorresistente. En particular, en el caso de peruano se dan dos aspectos desfavorables. Por un lado, la normativa vigente es deliberadamente exigente en relación a las derivas de piso y límites de deformación usados como medida de control de daño, los cuales requieren necesariamente le uso de muros estructurales para conseguir la rigidez suficiente. Por otro lado, la geometría de las parcelas típicas impone requisitos arquitectónicos que hacen que no sea factible disponer estos elementos rigidizadores de forma regular por limitaciones de espacio. Ello genera plantas con excentricidades importantes entre los centros de masa y rigidez, con los consecuentes inconvenientes que ello supone en el comportamiento dinámico con torsiones en planta.

En el presente estudio se investiga una solución innovadora consistente en el uso de sistema de pórticos tipo Vierendeel para rigidizar la estructura de frente a acciones laterales. Estos pórticos cuentan con pilares intermedios y permiten la aparición de plantas libres. Se analizarán diferentes estructuras, tanto bidimensionales como tridimensionales, con todos los requisitos aplicables de las normas internacionales. Con un análisis no lineal se comprobará su viabilidad y se propondrán requisitos adicionales a los de las normas para asegurar un diseño seguro.

Se demuestra que el sistema es efectivo para mejorar la rigidez del edificio, pudiendo alcanzar hasta el 70% de una estructura teórica a base de muros. El sistema es particularmente interesante cuando se combinan ejes de con muros estructurales, en la fachada trasera y laterales, con pórticos en los ejes de la fachada delantera. La solución no representa un aumento significativo de la capacidad resistente lateral. Así mismo, se identificó la posibilidad de un mecanismo de fallo local y se desarrolla un procedimiento de diseño por capacidad para prevenirlo. La efectividad de diseño procedimiento de demuestra mediante análisis estático y dinámico no-lineal.

Summary

During a building design, the structural requirements must be made compatible with those of the other specialties. This may condition the regularity of the structures from the earthquake-resistant point of view. In particular, in the Peruvian case there are two unfavorable aspects to consider. On the one hand, the current regulations are deliberately demanding in relation to inter-storey drifts and deformation limits used as a measure of damage control, which necessarily require the use of structural walls to achieve sufficient stiffness. On the other hand, the geometry of typical the land lots imposes architectural requirements making it not feasible to arrange these stiffening elements on a regular basis due to space limitations. This generates, plants with important eccentricities between the centers of mass and rigidity, with the consequent inconveniences that this supposes in the dynamic behavior with twists in plant.

In this study, we will investigate an innovative solution consisting of the use of a Vierendeel truss system to stiffen the structure against lateral actions. Different structures, both two-dimensional and three-dimensional, will be analyzed with all applicable requirements of international standards. The viability of the solution will be checked using non linear analysis and additional requirements will be proposed to those of the standards to ensure a safe design.

It is demonstrated that the system is effective to improve the rigidity of the building, being able to reach up to 70% of a theoretical structure based on walls. The system is particularly interesting when combining axes with structural walls, in the rear and side façades, with Vierendeel trusses in the axes of the front facade. The solution does not represent a significant increase in lateral strength capacity. Likewise, in the parametric study, the possibility of a local mechanism was identified and a capacity design procedure is developed to prevent it. The design effectiveness procedure is demonstrated by static and nonlinear dynamic analysis.

Tabla de contenido

1.	Introducción	1
1.1.	Motivación	1
1.2.	Objetivos	2
1.2.1.	Objetivo general	2
1.2.2.	Objetivos específicos	2
1.3.	Metodología	2
1.4.	Contenido del documento.....	3
2.	Estado del conocimiento	4
2.1.	Diseño sísmico de edificios.....	4
2.1.1.	Centro de masa y de rigidez.....	4
2.1.2.	Diafragma rígido.....	5
2.1.3.	Solicitaciones sísmicas.....	5
2.1.4.	Ductilidad.....	8
2.1.5.	Control de desplazamientos	8
2.2.	Aspectos normativos	9
2.2.1.	Norma Europea EC-8.....	9
2.2.2.	Norma Estadounidense ASCE-7.....	11
2.2.3.	Factores de reducción por ductilidad	13
2.2.4.	Norma Peruana NTP E.030.....	15
2.3.	Soluciones para problemas de excentricidad en planta.....	18
2.3.1.	Uso de muros de hormigón	18
2.3.2.	Uso de aislamiento	19
2.3.3.	Uso de disipadores	21
2.4.	Análisis del conocimiento	23
3.	Estudio de pórticos planos con rigidización Vierendeel aplicando criterios normativos 25	25
3.1.1.	Generalidades.....	25
3.2.	Análisis lineal elástico.....	26
3.2.1.	Comportamiento bajo cargas permanentes	26
3.2.2.	Comportamiento bajo cargas sísmicas.....	26
3.3.	Análisis estático no-lineal (“pushover”)	28
4.	Propuesta de diseño del sistema local.....	33



4.1.	Diseño por capacidad del mecanismo	33
4.1.1.	Análisis pushover	34
4.1.2.	Análisis tiempo-historia	37
4.2.	Importancia del sismo vertical	40
5.	Análisis paramétrico - Rigidez del montante	42
5.1.1.	Generalidades	42
5.1.2.	Análisis lineal elástico	42
5.1.3.	Análisis pushover	43
5.1.4.	Análisis tiempo-historia	46
6.	Comportamiento 3D de edificio con irregularidad torsional en planta.....	48
6.1.	Generalidades	48
6.2.	Análisis lineal elástico.....	51
6.3.	Análisis tiempo-historia	52
7.	Conclusiones	58
8.	Recomendaciones para trabajos futuros.....	60
	Bibliografía	61
	Anejo 1: Resultados del análisis tiempo-historia de pórtico plano para verificar el comportamiento del mecanismo vertical	63
	Anejo 2: Resultados del análisis tiempo-historia de pórtico plano para verificar la importancia de la componente sísmica vertical.	65
	Anejo 3: Resultados de análisis tiempo-historia de estructura tridimensional.	68

Índice de tablas

Tabla 1 Valores de los parámetros que describen el espectro elástico tipo 1 (EC-8).....	10
Tabla 2 Valores básicos del factor de comportamiento q_0 para sistemas de hormigón regulares en elevación (EC-8)	10
Tabla 3 Valores básicos del factor de comportamiento q_0 para sistemas de acero regulares en elevación (EC-8)	10
Tabla 4 Coeficiente de suelo F_a (ASCE 2005).....	13
Tabla 5 Coeficiente de suelo F_v (ASCE 2005).....	13
Tabla 6 Coeficientes de diseño para sistemas sismoresistentes basados en muros de corte (ASCE 2005).....	13
Tabla 7 Deriva máxima de entrepiso permitida (ASCE 2005).....	15
Tabla 8 Factor de suelo NTP-030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016)	16
Tabla 9 Coeficiente de reducción R_o NTP-030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016).....	16
Tabla 10 Límites para la distorsión del entrepiso NTP-030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016)	17
Tabla 11 Comparación de periodos de estructura aporticada y rigidizada	27
Tabla 12 Comparación de deformaciones de estructura aporticada y rigidizada	28
Tabla 13 Resultados de desplazamiento objetivo de estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – TR 100 años.....	30
Tabla 14 Resultados de desplazamiento objetivo de estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – TR 475 años.....	31
Tabla 15 Momento y rotación en el centro de vano – método de diseño propuesto.....	39
Tabla 16 Comparación de desplazamiento máximo	40
Tabla 17 Comparación de deriva máxima	41
Tabla 18 Comparación de cortante basal	41
Tabla 19 Comparación de momento máximo positivo en viga del primer piso	41
Tabla 20: Primeros modos de vibración, porcentajes de masa participativa y aumento de rigidez de estructura rigidizada por medio de perfiles IPE.....	42
Tabla 21 Desplazamientos de la estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes IPE – análisis espectral	42
Tabla 22 Resultados de desplazamiento objetivo de la estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes IPE – patrón de carga rectangular.....	45
Tabla 23 Resultados de desplazamiento objetivo de la estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes IPE – patrón de carga modal.....	45
Tabla 24 Comparación de resultados TR 100 años	46
Tabla 25 Comparación de resultados TR 500 años	46
Tabla 26 Comparación de resultados TR 2500 años	47
Tabla 27: Comparación de centro de masa y rigidez de estructura tradicional y rigidizada. ...	51
Tabla 28: Resultados modales de estructura sin rigidizar.....	51
Tabla 29: Resultados modales de estructura rigidizada.....	51



Tabla 30: Derivas en dirección X-X de estructura tradicional y rigidizada – análisis espectral	52
Tabla 31: Desplazamientos en dirección X-X de estructura tradicional – análisis espectral ..	52
Tabla 32 Derivas máximas y ratios de derivas de estructura tridimensional para varios periodos de retorno	57
Tabla 33 Desplazamientos máximos y ratios de derivas de estructura tridimensional para varios periodos de retorno.....	57

Índice de figuras

Figura 1: Planta de un hotel construido en Lima-Perú (Propio)	1
Figura 2: Rigidez de una estructura bajo carga lateral incremental (Elnashai and Sarno 2008) 4	4
Figura 3: Momento torsor generado por la excentricidad del centro de masa (Naeim 2001)	5
Figura 4: Comportamiento del diafragma. (a) Fuerzas inerciales. (b) Diafragma rígido. (c) Diafragma flexible (Naeim 2001)	5
Figura 5: Acelerograma y gráficos integrados de velocidad y desplazamiento de la componente S00E del terremoto el centro del 14 de Mayo de 1940 (Naeim 2001).....	6
Figura 6: Comportamiento de una estructura con aceleración en la base (Chakrabarti, Menon, and Sengupta 2008).....	6
Figura 7: Espectros de respuesta de 3 terremotos y espectro normativo en rojo (Propia).....	7
Figura 8: Transformación de estructura a un grado de libertad (Naeim 2001).....	7
Figura 9: Comportamiento inelástico de estructuras frente a sismos (Naeim 2001)	8
Figura 10: Daños por derivas (drift) en elementos no estructurales (Chakrabarti, Menon, and Sengupta 2008)	8
Figura 11: Espectro de respuesta elástico EC-8 (European Committee for Standardization 2004)	9
Figura 12: Espectro de respuesta elástico ASCE-7 (ASCE 2005).....	12
Figura 13: Espectro de respuesta elástico NTP E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016).....	16
Figura 14: Requisitos de armado de elementos de borde (ACI Committee 318 2014)	18
Figura 15: Daño de muro en zona no confinada (Sritharan et al. 2014).....	18
Figura 16: Pandeo fuera de plano de muro de hormigón armado (Torres Parra 2017)	19
Figura 17: Comparación del comportamiento de un edificio tradicional y con aislamiento en la base (Naeim 2001)	20
Figura 18: Gráfica tiempo-historia del cortante en la base de una estructura irregular tradicional y con sistema de aislamiento (Cancellara and Angelis 2017)	20
Figura 19: Junta de separación de sistema aislado-terreno (“Dynamic Isolation Systems - Media Gallery” n.d.)	21
Figura 20: Formas de instalación de disipadores sísmicos (Liang et al. 2011)	21
Figura 21: Posición óptima del centro de amortiguamiento (Vial et al. 2006).....	22
Figura 22: Análisis de pórtico Vierendeel bajo cargas verticales (Wickersheimer 2018).....	23
Figura 23: Pórtico Vierendeel en la IAG en el año 1938 (Wickersheimer 2018).....	24
Figura 24: Pórtico Vierendeel de hormigón armado analizado en el laboratorio bajo cargas verticales (Varghese, Ganesan, and Achyutha 1972)	24
Figura 25: Comportamiento bajo cargas verticales (Fuente: Propia)	26
Figura 26: Comportamiento bajo cargas horizontales (Fuente: Propia)	27
Figura 27: Comparación de curvas de capacidad de estructura aporricada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – patrón de cargas rectangular (Fuente: Propia).....	29
Figura 28: Comparación de curvas de capacidad de estructura aporricada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – patrón de cargas modal (Fuente: Propia).....	29

Figura 29: Deformada de estructura rigidizada con montantes de H.A. para un TR 475 años – Patrón de cargas rectangular (Arriba) y modal (Abajo) (Fuente: Propia)	32
Figura 30: Método de diseño por capacidad del mecanismo local	33
Figura 31: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con diferentes resistencias en el centro de vano – patrón de cargas rectangular (Fuente: Propia).....	34
Figura 32: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con resistencia en el centro de vano de cargas modal (Fuente: Propia)	35
Figura 33: Modo de falla de la estructura con n=50% (Izq.) y n= 95% (Der.) (Fuente: Propia)	36
Figura 34: Comparación del espectro de diseño horizontal elástico (rojo) y promedio de espectros de respuesta de señales artificiales (azul)	37
Figura 35: Acelerograma artificial #7 TR 2500 años	37
Figura 36: Cortante máximo en la base durante análisis de acelerograma artificial #7 TR 2500 años	38
Figura 37 Desplazamiento en el techo durante análisis de acelerograma artificial #7 TR 2500 años	38
Figura 38: Deformada final de la estructura diseñada con el método propuesto con tres acelerogramas artificiales diferentes TR 2500 años (Fuente: Propia)	39
Figura 39: Rótula del centro de vano diseñada por el método propuesto - TR 2500 años (Fuente: Propia)	40
Figura 40: Reducción de desplazamiento máximo vs aumento de rigidez de la montante-análisis elástico (Propia)	43
Figura 41: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con diferentes perfiles IPE – patrón de cargas rectangular (Fuente: Propia)	44
Figura 42: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con diferentes perfiles IPE – patrón de cargas rectangular (Propia)	44
Figura 43: Reducción de desplazamiento máximo vs aumento de rigidez de la montante-análisis tiempo-historia (Propia)	47
Figura 44: Estructura sin rigidizar (Propia)	49
Figura 45: Estructura rigidizada (Propia)	50
Figura 46: Planta típica de edificio sin rigidizar (Izq.) y rigidizado (Der.) (Propia)	50
Figura 47: Deformada final de estructura no rigidizada para sismo con TR 2500 años (Propia)	53
Figura 48: Deformada final de estructura rigidizada para sismo con TR 2500 años (Propia).54	
Figura 49: Cortante máximo en la base durante análisis de acelerograma artificial #1 TR 2500 años en estructura sin rigidizar (arriba) y rigidizada (abajo)	55
Figura 50: Desplazamiento máximo en el techo durante análisis de acelerograma artificial #1 TR 2500 años en estructura sin rigidizar (arriba) y rigidizada (abajo)	56

1. Introducció

1.1. Motivació

Los terremotos representan una gran amenaza para las estructuras, donde una de las principales causas de colapso. Por décadas las diferentes normativas han establecido criterios de dimensionamiento para asegurar un adecuado desempeño durante un evento sísmico. Estos requerimientos en muchas ocasiones generan incompatibilidades con la funcionalidad de la edificación.

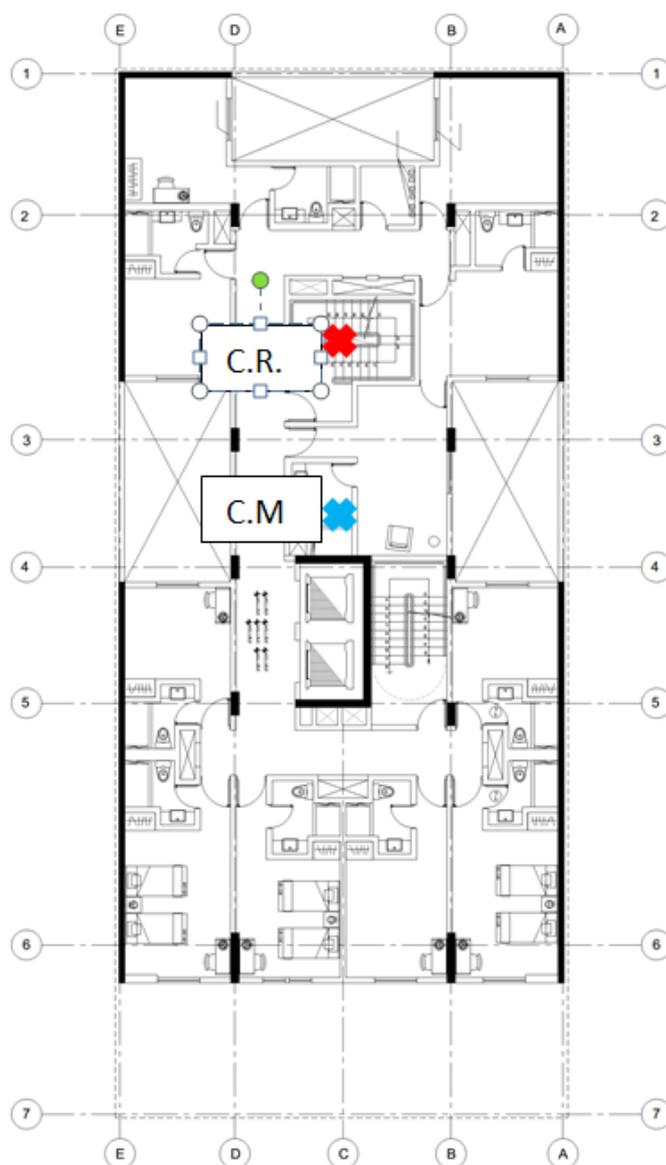


Figura 1: Planta de un hotel construido en Lima-Perú (Propio)

En la Figura 1 se muestra la planta típica de un hotel construido en la ciudad de Lima, en la que se puede ver la problemática expuesta. Los requerimientos de desplazamiento de la norma obligan a colocar los muros de corte en el eje 1, lo que genera una importante excentricidad. El centro de rigidez se encuentra en 21.4m y el centro de masas en 14.65m.

En el Perú, esta problemática se encuentra constantemente en las edificaciones. Dentro de la ciudad las parcelas de terreno tienen una forma alargada, con un frente muy delgado. Las normativas exigen estacionamientos, los cuales se colocan en la planta baja y sótanos. Por el sentido de circulación de los vehículos los pilares se encuentran alineados con la dimensión larga de la parcela es imposible colocar elementos rigidizadores.

Por esta razón se requiere encontrar una forma de rigidizar los pórticos sin llevar elementos a la cimentación. Al colocar montantes entre vigas de dos niveles formando una viga tipo Vierendeel, estas reducirán la luz libre de la viga frente a acciones horizontales y aumentarán de manera considerable la rigidez del pórtico.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Validar la utilización de vigas Vierendeel de hormigón armado con montantes de hormigón armado o acero, para rigidizar pórticos frente a acciones sísmicas y mejorar el comportamiento de la estructura.

1.2.2. Objetivos específicos

- Identificar el comportamiento de vigas Vierendeel diseñadas utilizando los lineamientos de la normativa vigente.
- Realizar un análisis paramétrico para obtener propuestas de diseño no consideradas en la normativa vigente.
- Validar los resultados encontrados en el diseño de una estructura tridimensional

1.3. Metodología

Para la elaboración de este TFM se utilizará la siguiente metodología:

1. Siguiendo los lineamientos del Eurocódigo 2 y el Eurocódigo 8. Se diseñará un pórtico plano de un vano, con y sin montantes rigidizadoras.
2. Se analizará el pórtico con un análisis lineal elástico y un análisis estático no-lineal (*pushover*).
3. Con los resultados previamente obtenidos se propondrán mejoras al método de diseño para tomar en cuenta aspectos obviados por los eurocódigos.
4. Utilizando las mejoras propuestas, se realizará un análisis para identificar la eficacia de diferentes montantes y para ver la influencia del sismo vertical.
5. Se diseñará una estructura tridimensional de 10 pisos con problemas torsionales, con y sin montantes rigidizadoras, para encontrar la mejora en su comportamiento.

6. Presentar recomendaciones y conclusiones en base a los resultados

1.4. Contenido del documento

En el capítulo 2 se explicará el estado del conocimiento actual. Se verá como trata el análisis sísmico y las irregularidades diferentes normas y que soluciones existen actualmente a este tipo de problemas.

En el capítulo 3 se analizarán pórticos planos con montantes rigidizadoras y se compararán con un pórtico plano tradicional. Se encuentran las deficiencias que tiene el sistema al generarse mecanismos locales que causan daños importantes en la estructura.

En el capítulo 4 se propone un método de diseño para evitar la falla local de las vigas Vierendeel utilizando el diseño por capacidad. Se verifica también la importancia que tiene el sismo vertical en la respuesta de la estructura.

En el capítulo 5 se analiza la importancia de la rigidez del montante para el funcionamiento de la estructura. Se encontrará una rigidez óptima para el sistema

En el capítulo 6 se analiza el comportamiento de una estructura tridimensional, con un sistema sismoresistente dual, para ver la mejora del comportamiento

En el capítulo 7 se expondrán las conclusiones y recomendaciones.

2. Estado del conocimiento

2.1. Diseño sísmico de edificios

2.1.1. Centro de masa y de rigidez

Las fuerzas inerciales generadas por la aceleración en la base se concentran en los forjados de cada nivel, pues es dónde la mayor cantidad de masa se encuentra concentrada. El punto de aplicación de la resultante de la fuerza inercial es el lugar geométrico del centroide de masas de cada uno de los niveles, este punto se conoce como Centro de Masas.

Se define la rigidez de como la capacidad de una estructura a resistir desplazamientos generados por acciones laterales.

$$K = \frac{V}{\delta} \quad - 1$$

Este valor no es constante, pues al aumentar la carga horizontal existe degradación en la estructura y se produce una disminución en la rigidez. En la figura 2 puede apreciarse como al aumentar la carga lateral el muro se fisura y su rigidez disminuye.

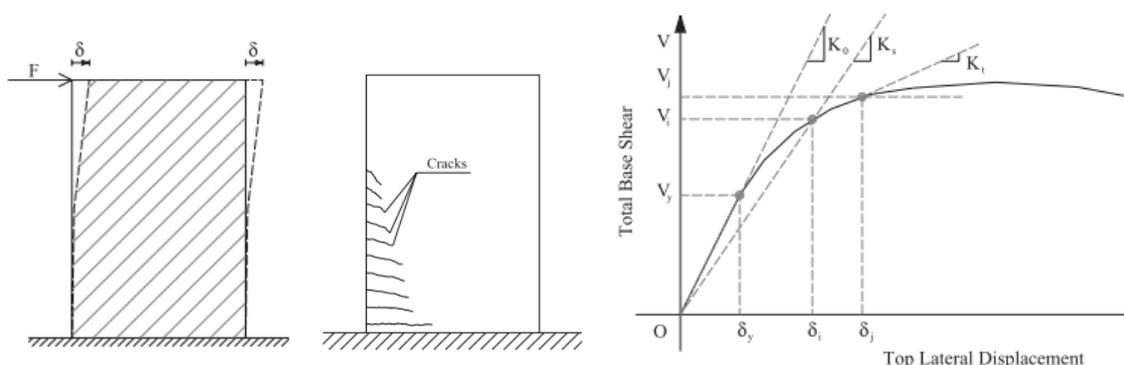


Figura 2: Rigidez de una estructura bajo carga lateral incremental (Elnashai and Sarno 2008)

La rigidez de una edificación depende directamente de los materiales utilizados, las condiciones de contorno y sus características geométricas. El lugar geométrico en el que al aplicar una fuerza horizontal no se produce ninguna rotación se denomina centro de rigidez. Este es el punto de la estructura en el que se produce la resultante de las reacciones a las fuerzas inerciales.

Es muy improbable que el centro de masas y de rigidez se encuentren en el mismo punto. En la siguiente figura se ve como la fuerza inercial aplicada en el centro de masas y la reacción generada en el centro de rigidez generan un momento torsor en la estructura. Se intenta evitar este tipo de respuesta por lo que se busca que ambos puntos se encuentren lo más cerca posible.

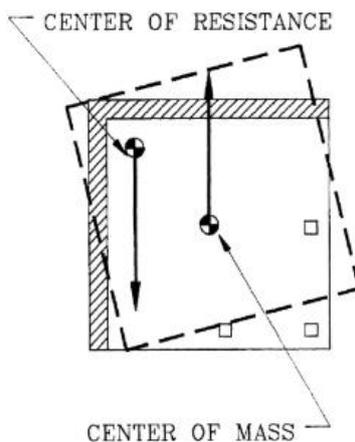


Figura 3: Momento torsor generado por la excentricidad del centro de masa (Naeim 2001)

2.1.2. Diafragma rígido

Para que el comportamiento de la estructura sea adecuado, todos los elementos que aportan rigidez al sistema deben encontrarse conectados para asegurar un movimiento de sólido rígido en su plano. Esto se logra con un forjado suficientemente rígido para soportar las fuerzas inerciales sin deformarse. En la siguiente figura se puede ver el comportamiento de un diafragma rígido y no rígido.

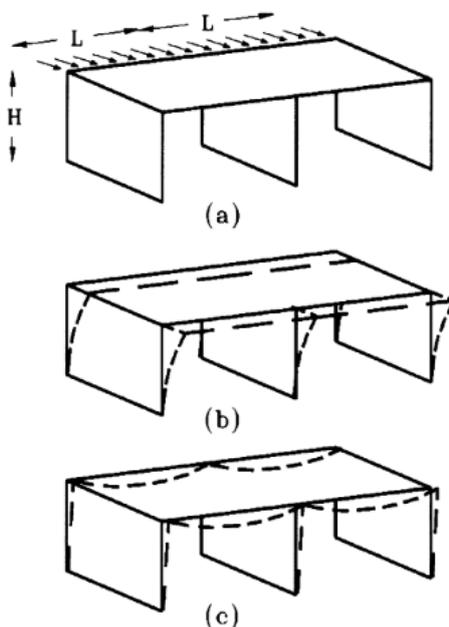


Figura 4: Comportamiento del diafragma. (a) Fuerzas inerciales. (b) Diafragma rígido. (c) Diafragma flexible (Naeim 2001)

2.1.3. Solicitaciones sísmicas

Durante un sismo se produce una liberación de energía importante que genera vibraciones en el suelo. La principal fuente de daño de una edificación, sin considerar efectos locales como licuefacción o deslizamiento de taludes, se produce por la respuesta dinámica de la estructura frente a estas vibraciones.

Las características del movimiento del suelo pueden cuantificarse por medio de acelerogramas, y sus integraciones de velocidad y desplazamiento.

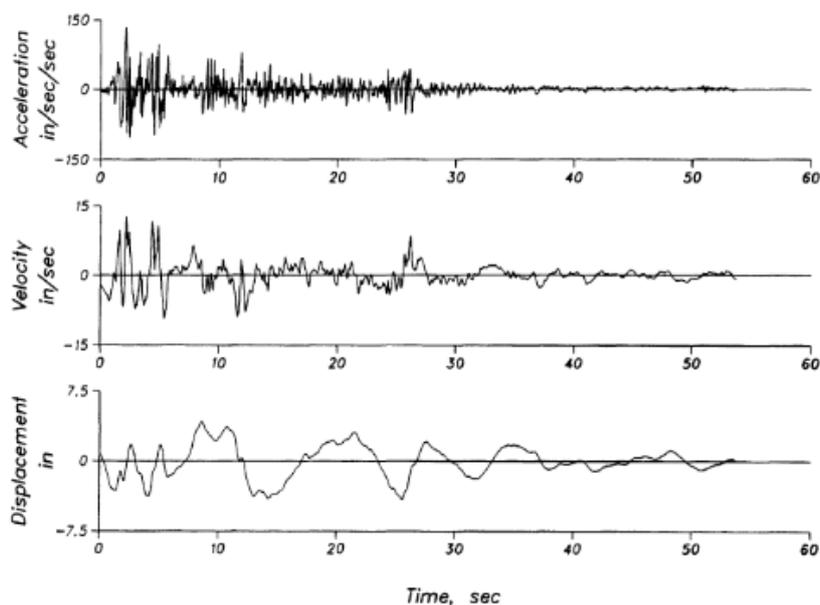


Figura 5: Acelerograma y gráficos integrados de velocidad y desplazamiento de la componente S00E del terremoto el centro del 14 de Mayo de 1940 (Naeim 2001)

La aceleración en la base genera fuerzas inerciales en las estructuras. Estas fuerzas inerciales, la velocidad de movimiento y los desplazamientos de la estructura dependen del periodo de la estructura y de las condiciones locales.

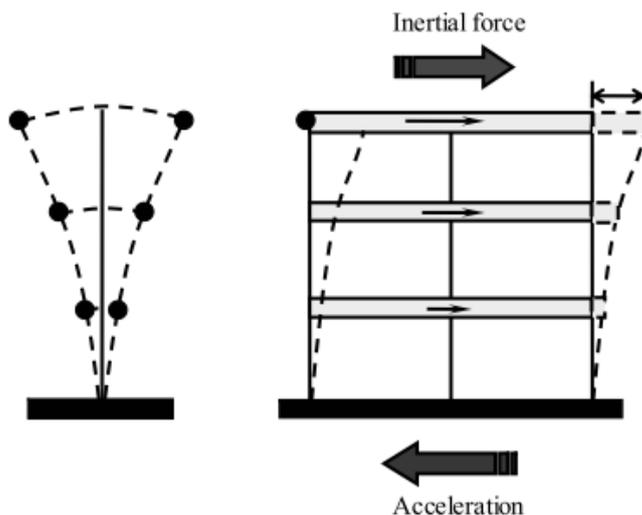


Figura 6: Comportamiento de una estructura con aceleración en la base (Chakrabarti, Menon, and Sengupta 2008)

Una gráfica del comportamiento elástico de una estructura de cualquier periodo para un terremoto en particular se llama espectro de respuesta. Las normas de diseño generan espectros de diseño que buscan envolver las respuestas de todos los terremotos que podrían aparecer en esa localidad.

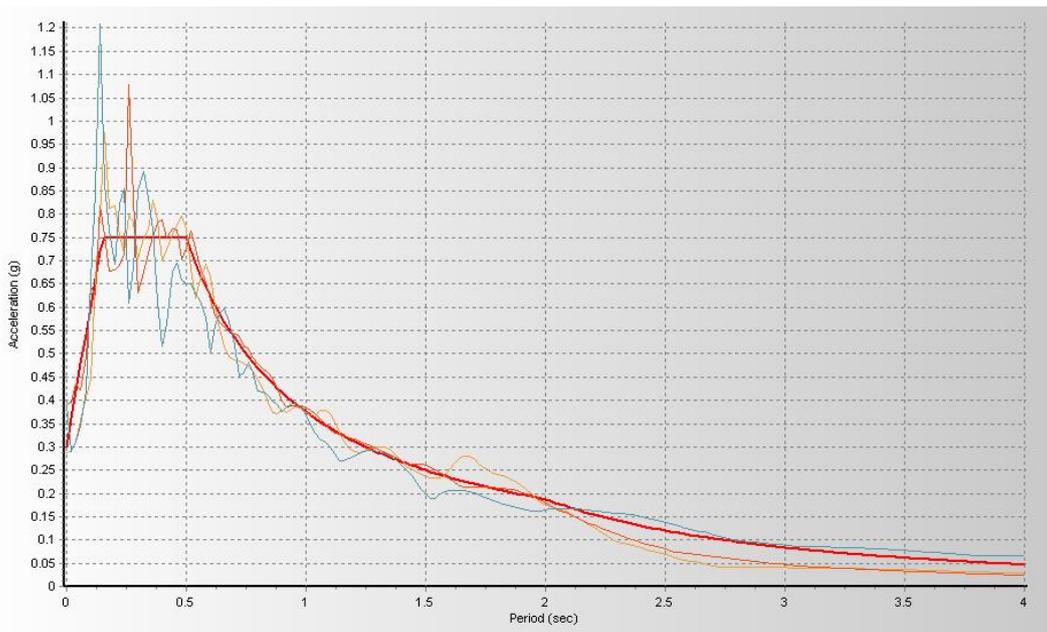


Figura 7: Espectros de respuesta de 3 terremotos y espectro normativo en rojo (Propia)

Para calcular la respuesta elástica de la estructura por medio de espectros de diseño se requiere obtener su periodo de vibración. Para ello se requiere transformar la estructura de varios grados de libertad a una estructura con rigidez y masa generalizada de un grado de libertad.

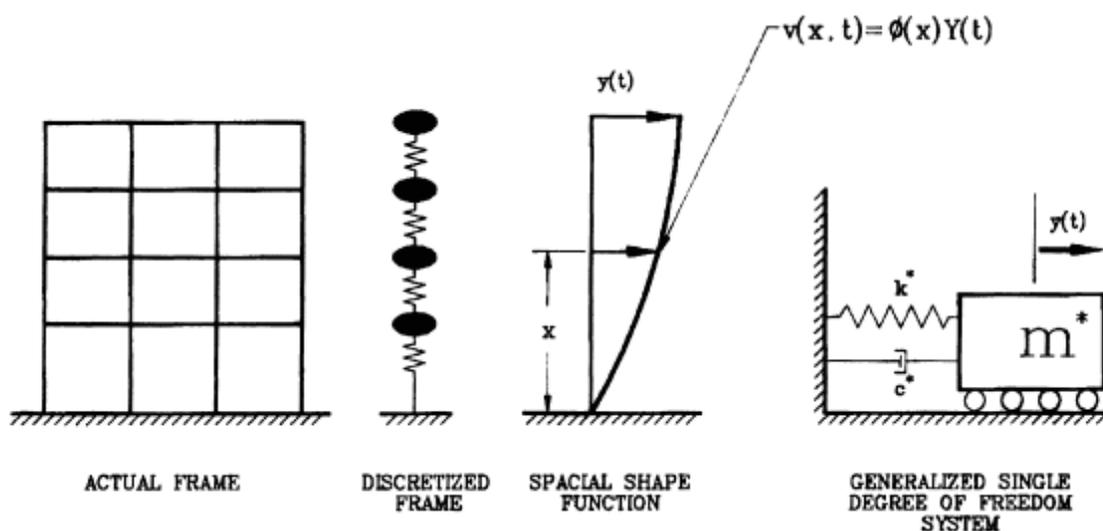


Figura 8: Transformación de estructura a un grado de libertad (Naeim 2001)

Luego se obtiene el periodo de vibración T y se reparten las fuerzas inerciales de acuerdo a la función de forma elegida en el modo de vibración.

$$T \text{ (seg)} = 2\pi \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad - 2$$

2.1.4. Ductilidad

Durante un sismo la máxima fuerza inercial que puede aparecer es igual a la máxima fuerza restitutiva de la edificación. Al aumentar la intensidad del sismo esta se mantendrá constante hasta agotar la capacidad de deformación de la estructura.

Para asegurar la respuesta elástica de las estructuras en sismos de alto periodo de retorno sería necesario dotarlas de una elevada resistencia lateral. Dada la baja probabilidad que durante la vida útil de una estructura se produzca un sismo severo se acepta la posibilidad de comportamiento inelástico y daño durante estos eventos.

Para lograr esto se permite reducir las solicitaciones sísmicas por un factor R_μ para el diseño de los elementos. Los desplazamientos máximos obtenidos serán luego aumentados por un factor μ para transformarlos al desplazamiento inelástico. Ambos factores se encuentran relacionados y dependen de la norma de diseño a utilizar.

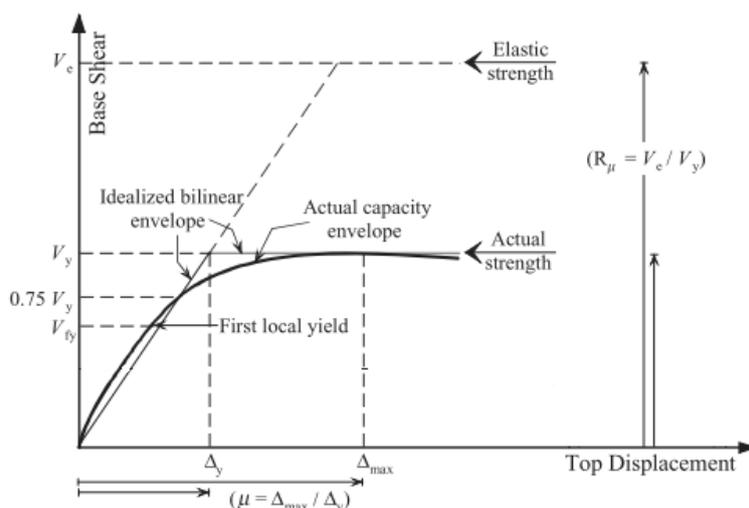


Figura 9: Comportamiento inelástico de estructuras frente a sismos (Naeim 2001)

2.1.5. Control de desplazamientos

Aunque la estructura pueda deformarse considerablemente sin colapsar, los elementos no estructurales tienen límites de deformación mucho menores. Por esta razón se deben de limitar los desplazamientos o derivas de entrepiso de acuerdo al tipo de elemento no estructural que exista en la edificación.

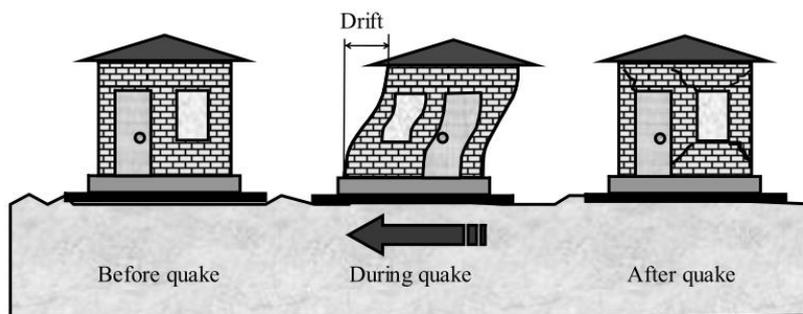


Figura 10: Daños por derivas (drift) en elementos no estructurales (Chakrabarti, Menon, and Sengupta 2008)

2.2. Aspectos normativos

A continuación, se analizarán los aspectos normativos más importantes en el diseño sísmoresistente de tres códigos de diseño.

2.2.1. Norma Europea EC-8

2.2.1.1. Análisis espectral

El espectro elástico está definido por las siguientes expresiones

$$0 \leq T \leq T_B : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad - 3$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad - 4$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad - 5$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad - 6$$

- $S_c(T)$ Aceleración espectral
- A_g Aceleración del terreno amplificada por el factor de seguridad por importancia.
- S Factor de suelo
- T_B Periodo de comienzo de zona de aceleración constante
- T_C Periodo de fin de zona de aceleración constante
- T_D Periodo de comienzo de zona de desplazamiento constante
- η Factor de corrección por amortiguamiento igual a 1 para 5%

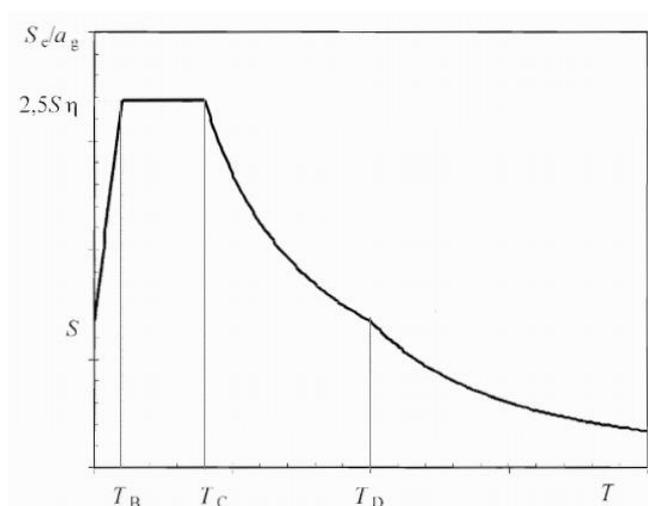


Figura 11: Espectro de respuesta elástico EC-8 (European Committee for Standardization 2004)

El factor S y los periodos T_b , T_c y T_d depende directamente del tipo de suelo y se pueden ver en la siguiente tabla extraída del EC-8.

Tabla 1 Valores de los parámetros que describen el espectro elástico tipo 1 (EC-8)

Tipo de Suelo	S	T_B (s)	T_D (s)	T_D
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Para los efectos del sismo vertical se requiere realizar utilizar un espectro de diseño similar al horizontal.

Las fuerzas inerciales se aplicarán en el centro de masas, con una excentricidad igual al 5% de la dimensión del diafragma en esa dirección. Los resultados de este análisis deberán de ser analizados con los factores de combinación ψ correspondientes para las dos direcciones principales de la edificación y el sentido vertical de ser necesario.

2.2.1.2. Factores de reducción por ductilidad

En el Eurocódigo 8 al factor de reducción de esfuerzos por ductilidad se le denomina factor de comportamiento Q . Depende del sistema estructural sismoresistente y de la sobrerresistencia de la estructura (α_u / α_1). Estos factores pueden obtenerse de las siguientes tablas extraídas del EC-8. No existe ninguna limitación de utilización de ningún tipo de sistema estructural.

Tabla 2 Valores básicos del factor de comportamiento q_0 para sistemas de hormigón regulares en elevación (EC-8)

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Pórticos, dual, muros acoplados	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$
Muros no acoplados	3.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Flexible torsionalmente	2.0	3.0
Péndulo invertido	1.5	2.0

Tabla 3 Valores básicos del factor de comportamiento q_0 para sistemas de acero regulares en elevación (EC-8)

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Pórticos resistentes a momentos	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Pórticos con arriostres concéntricos	4	4
Pórticos con arriostres tipo V	2	2.5
Pórticos con arriostres excéntricos	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Péndulo invertido	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
Estructuras con núcleos de hormigón	Ver estructuras de hormigón.	
Pórticos resistentes a momento con arriostres concéntricos	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$

Los factores de sobrerresistencia α_u / α_1 pueden ser obtenidos directamente del Eurocódigo 8 para diferentes tipos de estructuras o ser calculados por un análisis pushover.

2.2.1.3. Irregularidades

Se tiene una lista de irregularidades en planta y elevación. Para estructuras irregulares se exigen métodos de análisis más avanzados; sin embargo, no existen limitaciones para el grado de irregularidad con el que las edificaciones pueden contar ni requisitos especiales de diseño.

Para estructuras irregulares en altura el factor de comportamiento Q debe de reducirse en un 20%. No existe ninguna reducción para irregularidades en planta.

De acuerdo a la clasificación del EC-8 el sistema de viga Vierendeel sería irregular en altura, por contar con “pilares” discontinuos.

2.2.1.4. Límites de desplazamiento

El desplazamiento elástico de la estructura se aumentará por el factor de comportamiento Q para encontrar los desplazamientos inelásticos

$$\delta_{inelastico} = \delta_{elastico} * Q \quad - 7$$

Para evitar el daño a elementos no estructurales se plantean los siguientes límites para la deriva inelástica de entrepiso de la estructura.

- Elementos no estructurales frágiles acoplados a la estructura

$$d_{entrepiso} \leq 0.005 \frac{h}{v} \quad - 8$$

- Elementos no estructurales dúctiles acoplados a la estructura

$$d_{entrepiso} \leq 0.007 \frac{h}{v} \quad - 9$$

- Elementos no estructurales colocados de tal manera que no interactúen con los elementos estructurales

$$d_{entrepiso} \leq 0.010 \frac{h}{v} \quad - 10$$

Donde:

- h Altura de entrepiso
- d_s Deriva inelástica
- v Factor de reducción que toma en cuenta el menor periodo de retorno de sismos en los que interesa limitar los daños en elementos no estructurales

2.2.2. Norma Estadounidense ASCE-7

2.2.2.1. Espectro de diseño elástico

El espectro elástico está definido por las siguientes expresiones

$$0 \leq T \leq T_o \quad S_a = S_{ds} * \left(0.4 + \frac{0.6}{T}\right) \quad - 11$$

$$T_o \leq T \leq T_s \quad S_a = S_{ds} \quad - 12$$

$$T_s \leq T \leq T_l \quad S_a = \frac{S_{ds}}{T} \quad - 13$$

$$T_l \leq T \quad S_a = \frac{(S_{ds} * T_l)}{T^2} \quad - 14$$

- Sa(T) Aceleración espectral
- Sds Aceleración espectral de la platea de aceleración constante, equivalente a $\frac{2}{3} S_s * F_a * I_c$
- Sd1 Aceleración espectral a un periodo de 1 segundo, equivalente a $\frac{2}{3} S_1 * F_v * I_c$
- Ic Factor de importancia
- Ss y S1 Aceleración del terreno para un periodo de retorno de 2500 años
- Fa y Fv Factores de suelo para periodos cortos y largos.
- To Periodo de comienzo de zona de aceleración constante
- Ts Periodo de fin de zona de aceleración constante
- Tl Periodo de comienzo de zona de desplazamiento constante

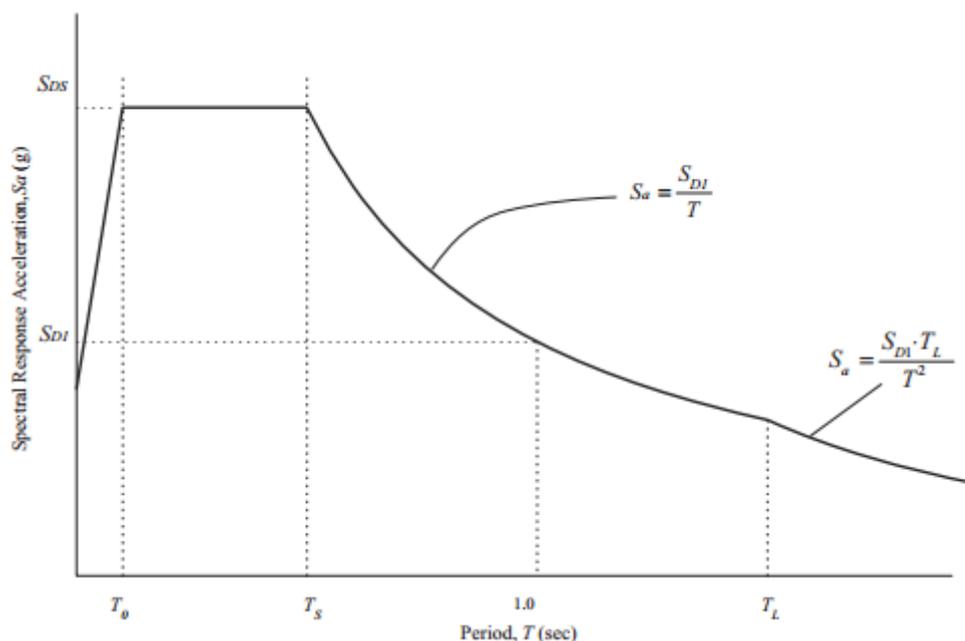


Figura 12: Espectro de respuesta elástico ASCE-7 (ASCE 2005)

Los factores F_a y F_v se encuentran en tablas. Dependen del tipo de terreno y la aceleración espectral.

Tabla 4 Coeficiente de suelo F_a (ASCE 2005)

Clase de suelo	$SS \leq 0.25$	$SS = 0.5$	$SS = 0.75$	$SS = 1.0$	$SS \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver sección 11.4.7				

Tabla 5 Coeficiente de suelo F_v (ASCE 2005)

Clase de suelo	$S1 \leq 0.1$	$S1 = 0.2$	$S1 = 0.3$	$S1 = 0.4$	$S1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver sección 11.4.7				

Las fuerzas inerciales se aplicarán en el centro de masas, con una excentricidad igual al 5% de la dimensión del diafragma en esa dirección. Los resultados de este análisis deberán de ser analizados aplicando 100% del sismo en la dirección principal y 30% en la dirección secundaria. El sismo vertical se toma en cuenta como una fuerza vertical equivalente a $\pm 20\% * S_{ds} * Cargas\ Permanentes$.

2.2.3. Factores de reducción por ductilidad

En la tabla 12.2.1 del ASCE-7 se presentan factores de reducción por ductilidad R para 85 tipos de sistemas sismoresistentes diferentes. Los valores no se modifican por un factor de sobrerresistencia como en el EC-8, pues cada uno de ellos ha sido calibrado experimentalmente. Se presenta además un factor de sobrerresistencia para elementos críticos Ω_0 .

Existen limitaciones para la utilización de cada sistema; por ejemplo, pórticos de hormigón de mediana ductilidad no pueden ser utilizados en zonas de alta sismicidad.

Tabla 6 Coeficientes de diseño para sistemas sismoresistentes basados en muros de corte (ASCE 2005)

SISTEMA SISMORESISTENTE	Coeficiente de reducción por ductilidad R	Coeficiente de sobrerresistencia Ω_0	Coeficiente de amplificación de desplazamientos C_d	Límite de altura (pies)				
				Categoría sísmica				
				B	C	D	E	F
Muros de corte especiales de hormigón armado	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
Muros de corte ordinarios de hormigón armado	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
Muros de corte especiales de hormigón simple	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP

SISTEMA SISMORESISTENTE	Coeficiente de reducción por ductilidad R	Coeficiente de sobrerresistencia Ω_o	Coeficiente de amplificación de desplazamientos Cd	Límite de altura (pies)				
				Categoría sísmica				
				B	C	D	E	F
Muros de corte ordinarios de hormigón simple	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
Muros de corte intermedios de hormigón prefabricados	4	2½	4	NL	NL	40	40	40
Muros de corte ordinarios de hormigón prefabricados	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
Muros de corte especiales de fábrica armada	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
Muros de corte intermedios de fábrica armada	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
Muros de corte ordinarios de fábrica armada	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
Muros de corte especiales de fábrica	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
Muros de corte ordinarios de fábrica	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
Muros de fábrica pretensada	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP

2.2.3.1. Irregularidades

Se tiene una lista de irregularidades en planta y elevación. Para estructuras irregulares se exigen métodos de análisis más avanzados. Además de esto para cada tipo de irregularidad se exigen requisitos adicionales para el diseño de algunos elementos.

Para edificios comunes en zonas de alta sismicidad y edificios importantes en zonas de mediana sismicidad se restringe el grado de irregularidad que puede tener la estructura.

Para el caso de algunos tipos de irregularidad el factor de reducción de esfuerzos sísmicos R debe reducirse en un 20%.

2.2.3.2. Límites de desplazamiento

En la tabla 12.2.1 del ASCE-7 se puede encontrar también el factor de amplificación de desplazamientos Cd, el cual es siempre ligeramente menor o igual al R de la estructura.

Los desplazamientos inelásticos de la estructura se calculan de la siguiente manera:

$$\delta_{inelastico} = \delta_{elastico} * \frac{Cd}{Ic} \quad - 15$$

Se limitan las derivas de acuerdo al sistema estructural elegido y al riesgo que tiene la edificación.

Tabla 7 Deriva máxima de entrepiso permitida (ASCE 2005)

Estructura	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras de 4 o menos pisos, con muros interiores, particiones, falsos cielos y muros exteriores que pueden acomodar los desplazamientos de entrepiso	0.025	0.020	0.015
Muro de fábrica en volado	0.010	0.010	0.010
Otros muros de fábrica	0.070	0.070	0.070
Otras estructuras	0.020	0.015	0.010

2.2.4. Norma Peruana NTP E.030

2.2.4.1. Espectro de diseño elástico

El espectro elástico está definido por las siguientes expresiones

$$S_a = ZUCS \quad - 16$$

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad - 17$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T} \quad - 18$$

$$T_L < T \quad C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2} \quad - 19$$

- $S_a(T)$ Aceleración espectral
- Z Factor de zona, igual a la aceleración del terreno
- U Factor de importancia de la edificación
- S Factor de suelo
- T_p Periodo de fin de zona de aceleración constante
- T_L Periodo de comienzo de zona de desplazamiento constante

Este espectro se diferencia del EC-8 y ASCE-7 en que para periodos muy cortos se considera que la aceleración es constante.

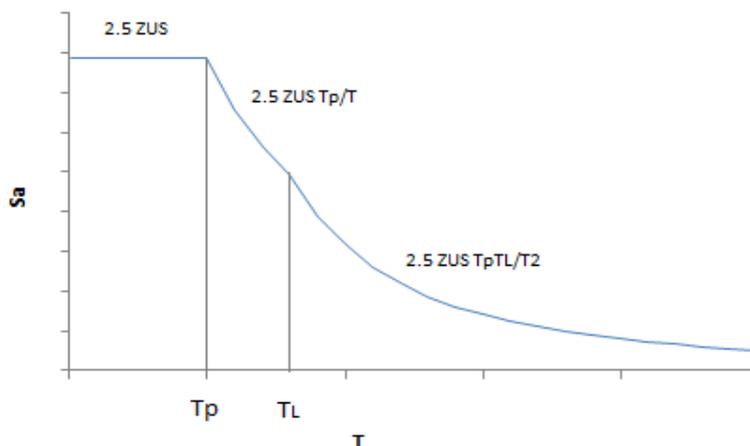


Figura 13: Espectro de resposta elàstica NTP E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016)

El factor S depende de la aceleración en la base y del tipo de suelo

Tabla 8 Factor de suelo NTP-030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016)

Zona	Tipo de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

2.2.4.2. Factores de reducción por ductilidad

En la NTP E.030 el factor de reducción de esfuerzos por ductilidad se denomina R. Este factor se puede encontrar aplicando los factores de irregularidad al coeficiente básico de reducción R_0 , que se encuentra en la tabla N^a7. Este factor depende únicamente del sistema estructural elegido. En esta normativa tampoco se toma en cuenta un aumento del factor por sobrerresistencia, pues los valores de la tabla se encuentran calibrados.

Tabla 9 Coeficiente de reducción R_0 NTP-030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016)

Sistema Estructural	Coeficiente de reducción R_0
Pórticos especiales de acero resistentes a momento	8
Pórticos intermedios de acero resistentes a momento	7
Pórticos ordinarios de acero resistentes a momento	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados	8
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados	6
Pórticos excéntricamente arriostrados	8
Pórticos de hormigón	8
Sistema dual de hormigón	7
Muros de corte de hormigón especiales	6
Muros de corte de hormigón ordinarios	4
Muros de fábrica	3
Madera	7

2.2.4.3. Irregularidades

Se tiene una lista de irregularidades en planta y elevación. Para estructuras irregulares se exigen métodos de análisis más avanzados. Sin embargo, no se exigen requisitos especiales de diseño dependiendo del tipo de irregularidad.

Para edificios comunes en zonas de alta sismicidad y edificios importantes en zonas de mediana sismicidad se restringe el grado de irregularidad que puede tener la estructura.

Cada una de las irregularidades en planta y en altura cuenta con un factor I_a y I_p que reducen el factor R_o . De esta manera el factor de reducción de fuerzas sísmicas final es igual a $R = R_o * I_p * I_a$. Dependiendo del grado de irregularidad de la estructura es posible que el factor R se reduzca significativamente más que en el ASCE-7 y el EC-8. En caso de estructuras regulares estos factores son iguales a 1 y $R = R_o$.

2.2.4.4. Límites de desplazamiento

El valor del factor de amplificación de desplazamientos es igual a $0.75R$ para estructuras regulares y $0.85R$ para estructuras irregulares. Estos valores son similares a los indicados en el ASCE-7.

$$\delta_{inelástico} = \delta_{elástico} * (0.75 \vee 0.85) * R \quad - 20$$

Se limitan los desplazamientos de entrepiso de acuerdo al material principal del sistema sismoresistente.

Tabla 10 Límites para la distorsión del entrepiso NTP-030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento 2016)

Material predominante	Deriva de entrepiso
Hormigón armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Hormigón con muros de corte ordinarios	0.005

Cabe resaltar que para una estructura similar los desplazamientos permitidos son mucho menores que en el caso del EC-8 y ASCE-7, a pesar de que se exige aislar los elementos no estructurales de la edificación. Para ejemplificar esto se mostrarán las derivas máximas de un piso de 3.00m de altura de un edificio de pórticos de hormigón armado con las tres normas.

- $EC - 8$ (elementos no estructurales frágiles) $\rightarrow \frac{0.005}{v} * 300cm = \frac{0.005}{0.4} * 300cm = 3.75cm$
- $EC - 8$ (elementos no estructurales dúctiles) $\rightarrow \frac{0.010}{v} * 300cm = \frac{0.010}{0.4} * 300cm = 7.50cm$
- $ASCE - 7$ (todas las estructuras – riesgo II) $\rightarrow 0.020 * 300cm = 6.00cm$
- $NTP E.030$ (hormigón armado) $\rightarrow 0.007 * 300 = 2.10$

2.3. Soluciones para problemas de excentricidad en planta

2.3.1. Uso de muros de hormigón

La solución más directa para problemas de torsión en planta es agregar elementos rigidizadores en el lado flexible de la edificación. De esta manera se reducirá la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa.

Los muros de hormigón armado son una solución utilizada comúnmente. Por sus características geométricas cuentan con una elevada rigidez a la flexión y corte. Si son adecuadamente diseñados se deberían de comportar como elementos dúctiles.

La práctica de diseño actual requiere un diseño por capacidad para asegurar que los muros no sufran una falla por cortante. Además de esto se requiere que se tengan elementos de borde que usen una combinación de altas cuantías de acero longitudinal y transversal para asegurar la resistencia a las altas deformaciones por compresión que se generarán.

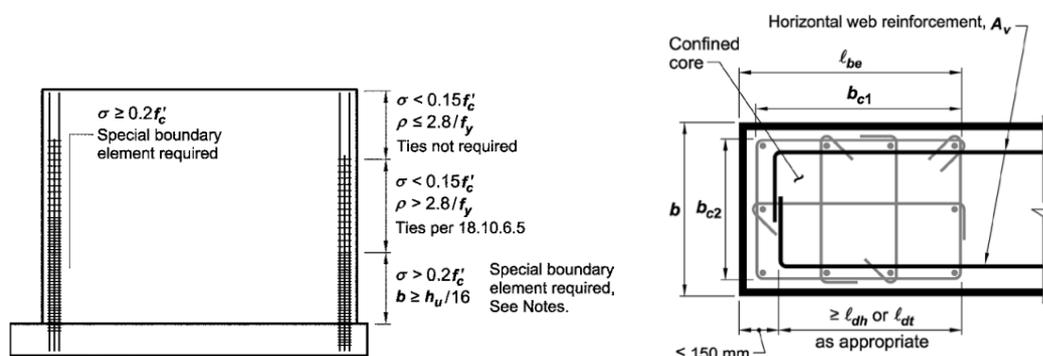


Figura 14: Requisitos de armado de elementos de borde (ACI Committee 318 2014)

El comportamiento de muros diseñados con todos los requerimientos normativos en sismos ocurridos en los últimos muestra modos de falla inesperados. En un análisis de los daños producidos por el terremoto de Nueva Zelanda de 2011 (Sritharan et al. 2014) se vio que el comportamiento de los elementos de borde era el esperado, sin embargo en la zona del alma con poco refuerzo experimentó un daño significativo. En ensayos de laboratorio se aprecia que en muchas ocasiones el daño se inicia en la región sin confinamiento y se expande hacia la zona confinada.

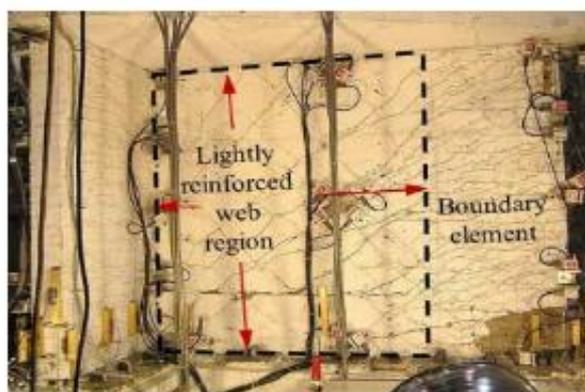


Figura 15: Daño de muro en zona no confinada (Sritharan et al. 2014)

Otro modo de fallo no considerado es la inestabilidad local de la zona comprimida debido a cargas cíclicas. En el terremoto de Chile de 2010 y Nueva Zelanda de 2011 (Torres Parra 2017) se identificó que para cargas cíclicas importantes los muros de hormigón armado esbeltos tienden a pandear fuera del plano.



Figura 16: Pandeo fuera de plano de muro de hormigón armado(Torres Parra 2017)

Los daños por estos modos de falla no esperados generaron enormes pérdidas económicas y en muchos casos la necesidad de demoler las estructuras. Aunque se generaron daños importantes la cantidad de edificios que colapsaron fue muy baja. A pesar de sus deficiencias un sistema de muros de hormigón armado es adecuado para resistir terremotos de alta intensidad.

El principal problema que se tiene con esta solución es arquitectónico. Por la forma de las parcelas es difícil cerrar paños con muros de hormigón en la zona frontal, pues interfiere con estacionamientos o circulación de vehículos en los sótanos. Los muros de hormigón suelen utilizarse únicamente en cajas de escaleras y ascensores, y en la parte posterior del terreno.

2.3.2. Uso de aislamiento

En un edificio tradicional se busca generar planos de alta resistencia y ductilidad conectados a la base del edificio. Estos resistirán las fuerzas inerciales producidas por un evento sísmico y sufrirán altos desplazamientos inelásticos.

La filosofía del aislamiento sísmico propone generar un plano de alto amortiguamiento y baja rigidez, de tal manera que el movimiento del terreno no sea transmitido en su totalidad a la estructura.

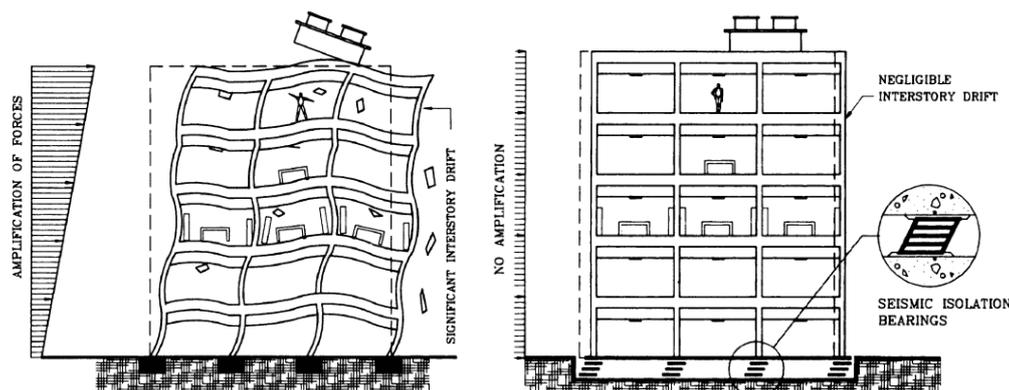


Figura 17: Comparación del comportamiento de un edificio tradicional y con aislamiento en la base (Naeim 2001)

En el análisis de una estructura de hormigón armado altamente irregular en planta, con diferentes tipos de aisladores sísmicos (Cancellara and Angelis 2017) se encontró que con la adecuada distribución de aisladores en planta se puede generar modos de vibración completamente traslacionales. De esta manera se puede evitar completamente el problema de torsión en planta y se consiguen fuerzas y derivas en la estructura significativamente menores que en el caso de una estructura tradicional.

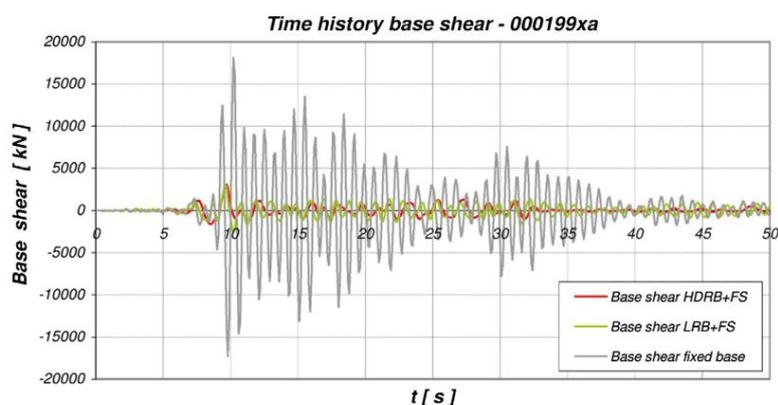


Figura 18: Gráfica tiempo-historia del cortante en la base de una estructura irregular tradicional y con sistema de aislamiento (Cancellara and Angelis 2017)

La implementación de aislamiento sísmico permite una mejora importante del desempeño sísmico de una edificación. Sin embargo, debido a las regulaciones actuales de los códigos de diseño, el costo inicial de una estructura con aislamiento puede ser entre un 5% y 10% mayor que el de una estructura tradicional. (Naeim 2001)

El principal problema que presenta esta solución es la necesidad de separar el edificio del terreno suficientemente para permitir los altos desplazamientos del sistema de aislamiento. Por la configuración rectangular de las parcelas de terreno típicas esto genera una pérdida de la superficie construible entre el 5% y 15%.



Figura 19: Junta de separación de sistema aislado-terreno (“Dynamic Isolation Systems - Media Gallery” n.d.)

Esta solución ha sido utilizada de manera adecuada para hospitales, colegios y organismos estatales. Los sobrecostos y pérdida de superficie construible generan que este sistema no sea atractivo para edificaciones comunes de vivienda u oficina.

2.3.3. Uso de disipadores

Una forma de reducir las demandas sísmicas de una estructura es aumentar su amortiguamiento por medio de disipadores sísmicos. Estos son elementos que aumentan significativamente la disipación de energía sin contribuir a la rigidez de igual manera. Pueden clasificarse de manera general en las siguientes categorías: Histeréticos, viscosos o viscoelásticos

La disipación de energía depende del desplazamiento o la velocidad máxima que tengan los dispositivos, dependiendo de su tipo. Por esta razón para asegurar su correcto funcionamiento se suelen colocar en un vano de un pórtico. En la siguiente figura se puede apreciar algunas formas típicas de instalarlos.

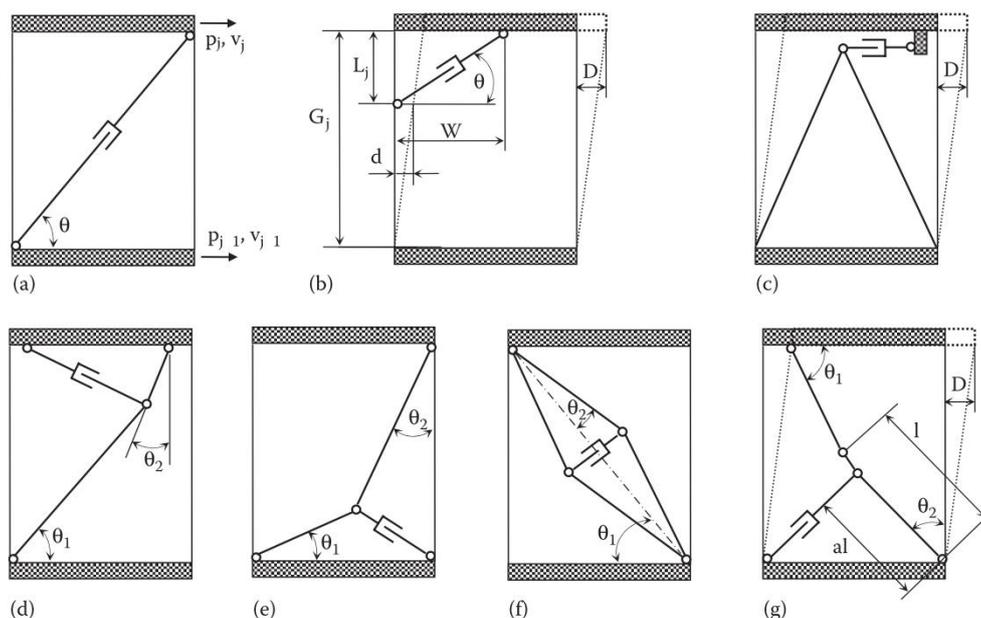


Figura 20: Formas de instalación de disipadores sísmicos (Liang et al. 2011)

Generalmente se toma que una estructura tiene aproximadamente el 5% del amortiguamiento crítico. En estructuras regulares este valor puede aumentar hasta un 30%, reduciendo las solicitaciones sísmicas hasta un 45% (European Committee for Standardization 2004).

En un estudio teórico del comportamiento de estructuras de un piso con problemas de torsión (Goel 1998) se propuso la utilización de la regla del “espejo”. En ella se indica que la posición óptima del centroide de amortiguación debía de encontrarse a la misma distancia del centro de masa que el centro de rigidez, pero en dirección opuesta.

En un estudio más moderno de estructuras con diferentes grados de torsionalidad (Vial et al. 2006) se ve que la regla propuesta por Goel es adecuada para estructuras poco torsionales. Define un punto llamado el centro empírico de balance (ECB). Teoriza que la posición óptima del centroide de amortiguación debía de encontrarse a la misma distancia del centro de masa que el centro empírico de balance.

$$e_d = \overline{CM} - \overline{ECB} = d_f - \frac{l_x}{2} \quad - 21$$

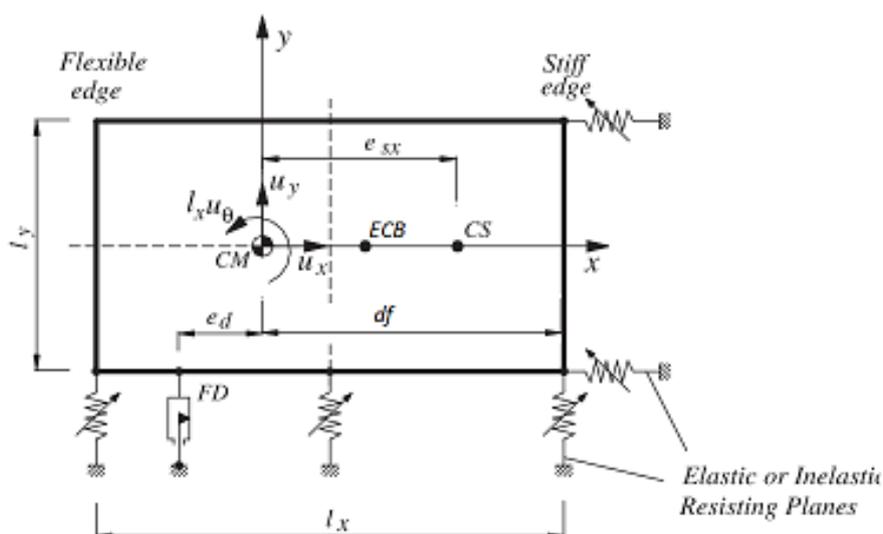


Figura 21: Posición óptima del centro de amortiguamiento (Vial et al. 2006)

El problema surge en que, si bien un diseño espectral del sistema puede realizarse adecuadamente para estructuras simples y regulares, la irregularidad de la estructura y la no linealidad del sistema pueden generar que métodos de análisis más simples indiquen una respuesta con errores significativos. (Liang et al. 2011) Esto genera que el diseño de la estructura deba de validarse por métodos de análisis dinámicos no lineales.

Este sistema podría ser adecuado para resolver el problema de torsión en planta. No obstante, la necesidad de realizar análisis más complejos y de cerrar paños de la estructura causan que en la práctica no sea una adecuada solución.

2.4. Análisis del conocimiento

Los pórticos tipo Vierendeel fueron propuestos por primera vez en 1896 por el ingeniero belga Arthur Vierendeel como respuesta a los problemas constructivos que se presentaban en la construcción de cerchas en la época. Se propuso eliminar las diagonales y que los montantes funcionaran a flexión. A pesar de ser un sistema más ineficiente la facilidad de construcción permitía tener estructuras de similar peso que en el caso de cerchas.

El primer puente tipo Vierendeel construido en 1897 fue experimental y en pruebas de carga resistió hasta 2.73 veces la carga de diseño. (Wickersheimer 2018). Luego de la prueba inicial fueron realizados en Europa y Estados Unidos varios puentes de este tipo, aunque problemas con los métodos constructivos generaron fallos prematuros en muchos de ellos. Con el tiempo la mejora de los métodos constructivos de las cerchas tradicionales, llevo a un decline en el uso de esta solución estructural.

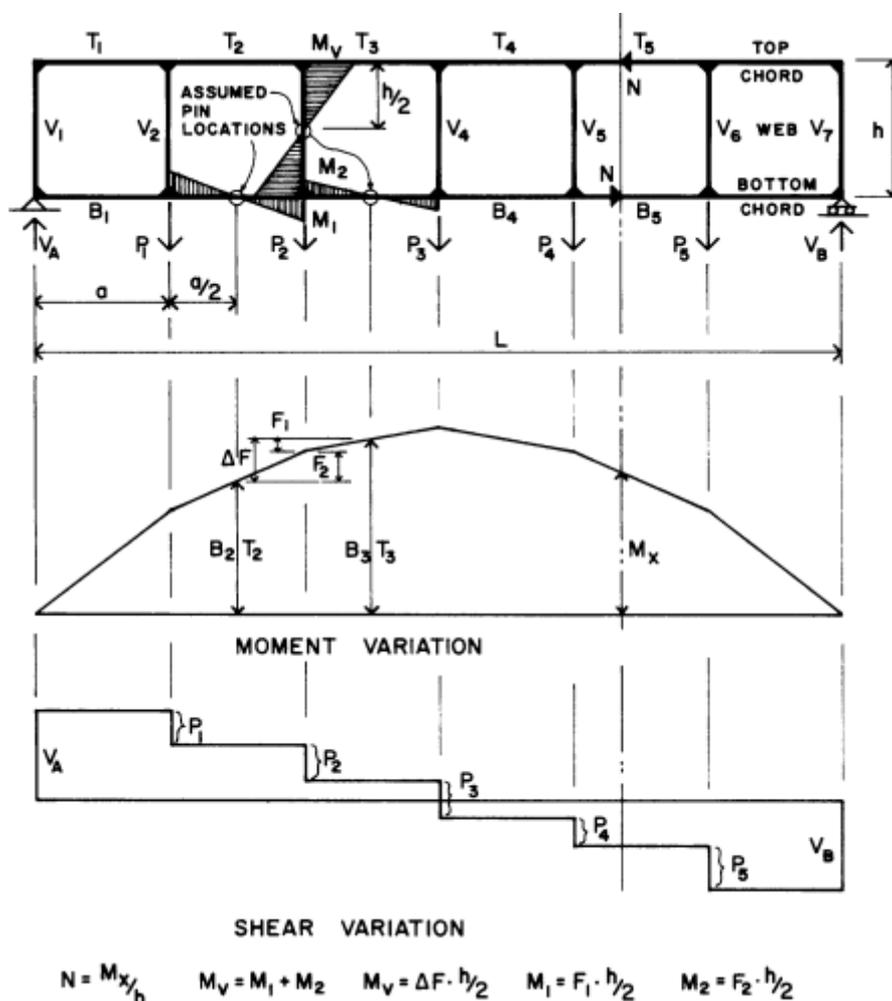


Figura 22: Análisis de pórtico Vierendeel bajo cargas verticales (Wickersheimer 2018)

En la actualidad el sistema se utiliza no por su eficiencia estructural, sino por sus beneficios arquitectónicos. Es posible salvar distancias sin necesidad de diagonales, lo cual permite colocar puertas, ventanas o corredores a través del pórtico. Se muestra en la siguiente figura

la solución adoptada por el edificio de la Corporación Internacional de la Agricultura en Chicago en el año 1938.

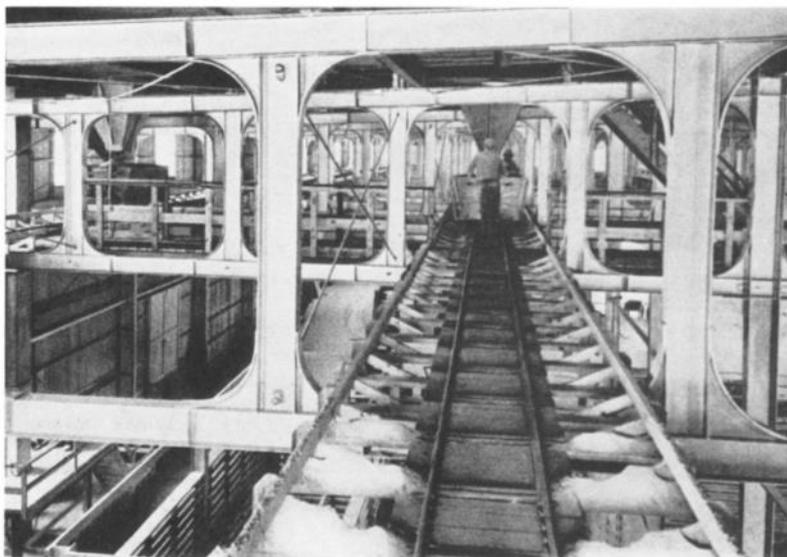


Figura 23: Pórtico Vierendeel en la IAG en el año 1938 (Wickersheimer 2018)

Se han otros estudios sobre el diseño de este tipo de elementos bajo cargas verticales. Analizando pórticos planos en el laboratorio se encontró que la resistencia final del pórtico en estado límite último es considerablemente superior que la obtenida por un análisis elástico. (Varghese, Ganesan, and Achyutha 1972)

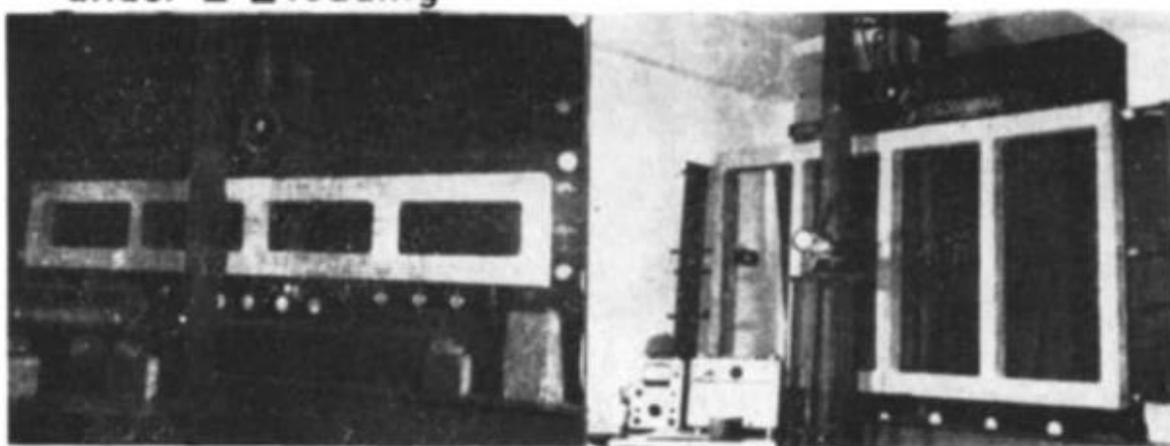


Figura 24: Pórtico Vierendeel de hormigón armado analizado en el laboratorio bajo cargas verticales (Varghese, Ganesan, and Achyutha 1972)

Se tiene una extensa experiencia que se tiene en el análisis y diseño de estos pórticos bajo cargas gravitatorias. En este TFM se propone utilizar este sistema para rigidizar pórticos frente acciones horizontales y en la literatura no se ha encontrado ninguna información sobre su comportamiento frente a estas acciones.

3.2. Análisis lineal elástico

Se realizará un análisis lineal elástico para identificar el comportamiento de la estructura frente a diferentes sollicitaciones.

3.2.1. Comportamiento bajo cargas permanentes

Bajo cargas permanentes el comportamiento de la estructura es similar a la de una estructura aporricada tradicional. Los montantes se encuentran en el centro de vano. Las rotaciones son casi nulas en ese punto, por lo que el montante no resiste ningún tipo de esfuerzo.

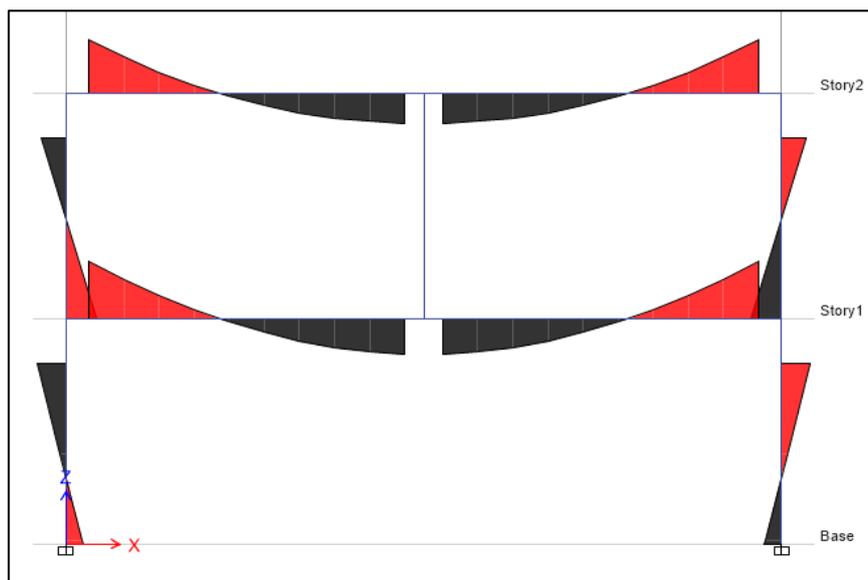


Figura 25: Comportamiento bajo cargas verticales (Fuente: Propia)

3.2.2. Comportamiento bajo cargas sísmicas

Bajo cargas horizontales existe una rotación en el centro de vano, por lo que el montante entra en funcionamiento. Se puede apreciar una inversión de momentos en el tercio central de la viga. Los montantes intentan reducir la rotación y se generan esfuerzos importantes. En los niveles que cuentan con estos elementos, las sollicitaciones de los pilares laterales son significativamente menores.

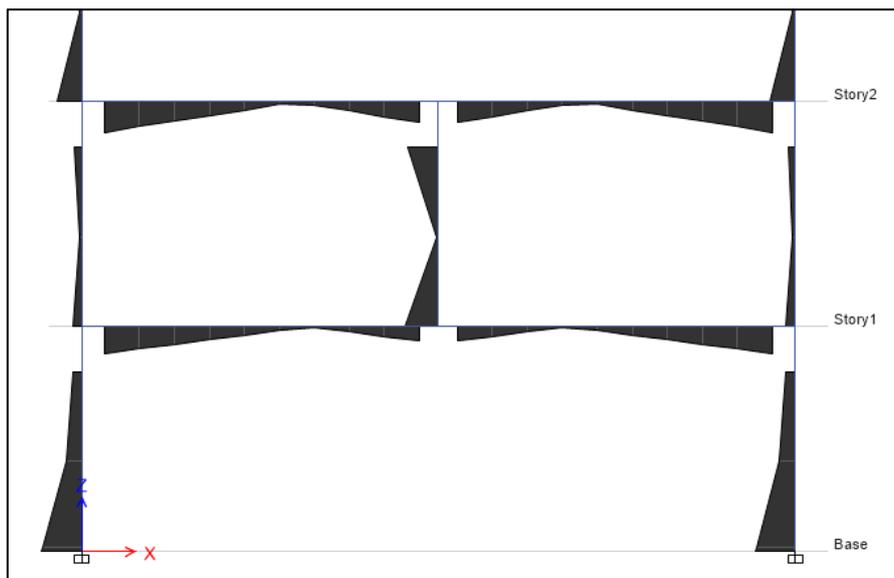


Figura 26: Comportamiento bajo cargas horizontales (Fuente: Propia)

Este cambio en el comportamiento de la estructura genera una reducción en los periodos de vibración como se puede ver en la siguiente tabla.

Tabla 11 Comparación de periodos de estructura aporricada y rigidizada

Modo	ESTRUCTURA APORTICADA		ESTRUCTURA RIGIDIZADA CON MONTANTE DE HORMIGÓN		ESTRUCTURA RIGIDIZADA CON MONTANTE DE ACERO	
	Periodo	%Masa Participativa	Periodo	%Masa Participativa	Periodo	%Masa Participativa
	sec		sec		sec	
1	1.566	0.7909	1.327	0.8006	1.393	0.7998
2	0.492	0.1052	0.429	0.1108	0.449	0.1093
3	0.265	0.0412	0.241	0.0389	0.252	0.0391

La rigidización de la estructura por medio de montantes logra reducir el periodo principal de vibración en un 15%. Si consideramos que la masa se mantiene relativamente constante podemos apreciar que la rigidez de la estructura aumenta en un 26.4% en el caso de montantes de acero y 39.3% en el caso de montantes de hormigón.

$$T_{original} = 1.566 \text{ seg} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{original}}} \rightarrow K_{original} = 0.4078 \frac{M}{2\pi} \quad - 22$$

$$T_{Rigidizado H.A.} = 1.327 \text{ seg} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{Rigidizado H.A.}}} \rightarrow K_{Rigidizado H.A.} = 0.5679 \frac{M}{2\pi} \quad - 23$$

$$T_{Rigidizado Acero.} = 1.393 \text{ seg} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{Rigidizado Acero}}} \rightarrow K_{Rigidizado Acero.} = 0.5153 \frac{M}{2\pi} \quad - 24$$

$$\frac{K_{\text{rigidizado H.A.}}}{K_{\text{original}}} = \frac{0.5679}{0.4078} = 139.3\% \quad - 25$$

$$\frac{K_{\text{rigidizado Acero}}}{K_{\text{original}}} = \frac{0.5123}{0.4078} = 126.4\% \quad - 26$$

Las deformaciones y derivas de entrepiso se reducen en toda la altura como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 12 Comparación de deformaciones de estructura aporticada y rigidizada

NIVEL	ESTRUCTURA APORTICADA		ESTRUCTURA RIGIDIZADA CON MONTANTES DE HORMIGÓN		ESTRUCTURA RIGIDIZADA CON MONTANTES DE ACERO	
	Deformación m	Deriva de entrepiso	Deformación m	Deriva de entrepiso	Deformación m	Deriva de entrepiso
10	0.448	0.007974	0.262	0.00421	0.274	0.004453
9	0.428	0.010927	0.251	0.006891	0.262	0.007157
8	0.401	0.013691	0.233	0.007461	0.244	0.007936
7	0.365	0.015984	0.213	0.009952	0.223	0.010344
6	0.322	0.017882	0.187	0.009389	0.196	0.010001
5	0.272	0.019486	0.160	0.01176	0.168	0.012226
4	0.215	0.020747	0.127	0.010657	0.133	0.011391
3	0.154	0.021211	0.095	0.013134	0.1	0.013664
2	0.091	0.019386	0.056	0.010633	0.059	0.011347
1	0.033	0.010957	0.024	0.008158	0.025	0.008305

Por medio del análisis lineal elástico se encontró que la estructura se comporta de manera adecuada, reduciendo los desplazamientos hasta un 70%. Se verificará mediante un análisis no lineal que la colocación del montante no genere modos de falla no deseables en caso de un evento sísmico.

3.3. Análisis estático no-lineal (“pushover”)

Una vez encontradas las curvas de capacidad se encontrarán los puntos de capacidad para diferentes periodos de retorno y se verificará la condición de las rótulas. Para el análisis pushover se utilizarán dos patrones de cargas; iguales en todos los niveles (rectangular) y equivalentes al primer modo de vibración.

A continuación, se presentan las curvas de capacidad de las tres estructuras para ambos patrones de cargas. Se indican en la gráfica los puntos de capacidad para periodos de retorno de 100 y 475 años. En ninguno de los casos se encontró para un periodo de retorno de 2500 años.

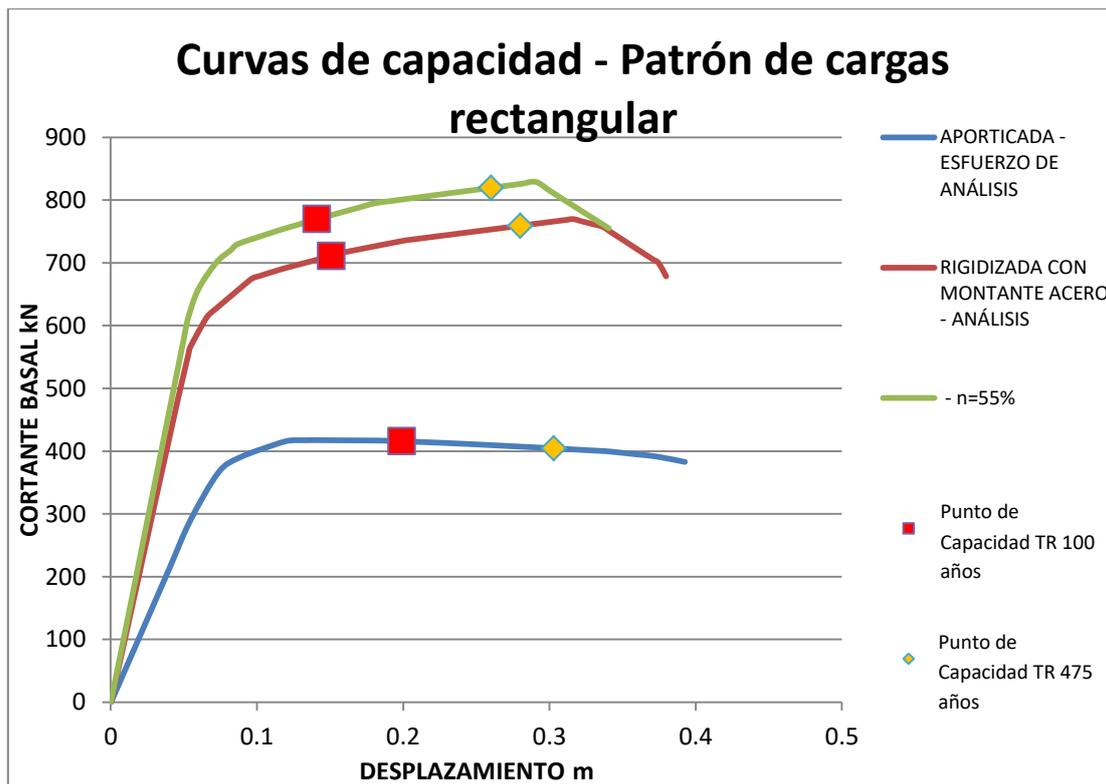


Figura 27: Comparación de curvas de capacidad de estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – patrón de cargas rectangular (Fuente: Propia)

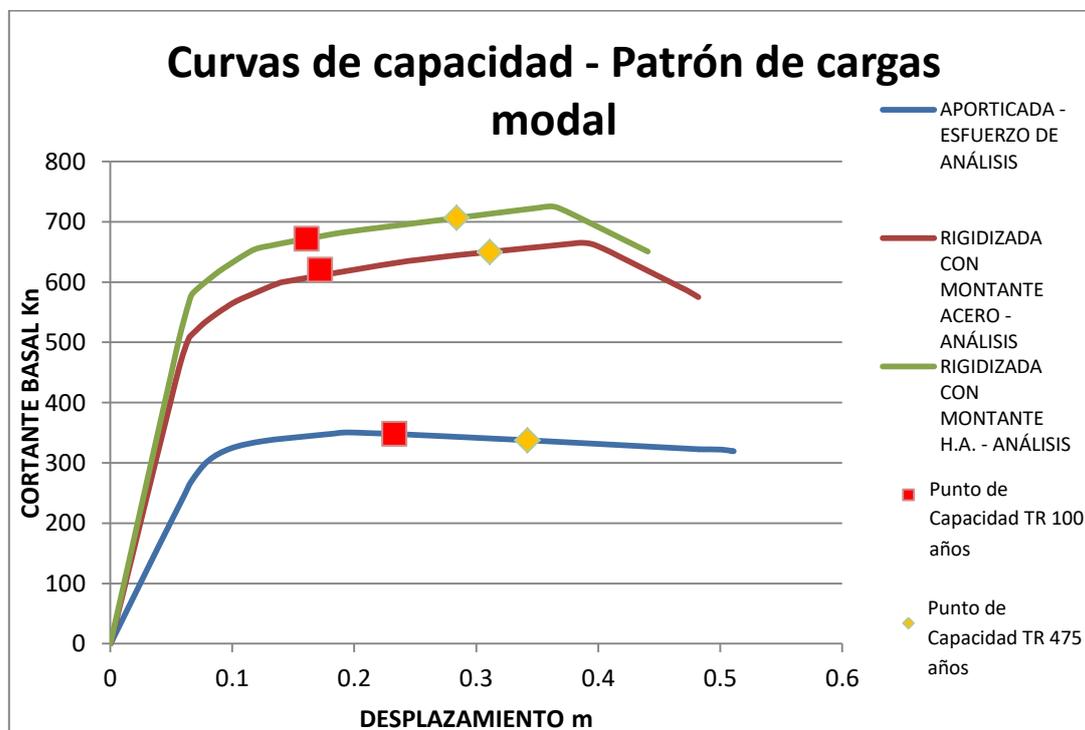


Figura 28: Comparación de curvas de capacidad de estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – patrón de cargas modal (Fuente: Propia)

La estructura rigidizada con montantes de acero u hormigón cuenta con una mayor rigidez inicial, un mayor cortante basal máximo y una similar deformación máxima a la de una

estructura aporticada tradicional. Existe una pequeña diferencia entre el comportamiento con ambos montantes, esto es de esperarse pues la rigidez del perfil metálico es ligeramente menor que la de hormigón.

Los resultados del análisis de desplazamiento objetivo del EC-08 se presentan a continuación en las tablas 3 y 4. Se puede apreciar que frente a una estructura aporticada tradicional se tiene un número de rótulas menor, desplazamientos menores y demandas de ductilidad similares. Al parecer el comportamiento es adecuado; sin embargo, la reducción de desplazamientos no es tan crítica como en el análisis modal.

Tabla 13 Resultados de desplazamiento objetivo de estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – TR 100 años

Patrón Rectangular			
Estructura	Aporticada - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Acero - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Hormigón - Esfuerzos De Análisis
Desplazamiento m	0.199	0.151	0.141
Cortante kN	415.6	712.4	769.9
Ductilidad	3.4	2.8	2.8
Rotulas IO	7	5	6
Rotulas LS	4	5	4
Rotulas CP	1	0	0
Rotulas Colapsadas	0	0	0
Patrón Modal			
Estructura	Aporticada - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Acero - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Hormigón - Esfuerzos De Análisis
Desplazamiento m	.233	0.171	0.161
Cortante kN	347.8	611	671.8
Ductilidad	3.4	2.8	2.8
Rotulas IO	10	9	9
Rotulas LS	3	4	5
Rotulas CP	1	0	0
Rotulas Colapsadas	0	0	0

Tabla 14 Resultados de desplazamiento objetivo de estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes de hormigón – TR 475 años

Patrón Rectangular			
Estructura	Aporticada - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Acero - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Hormigón - Esfuerzos De Análisis
Desplazamiento m	0.303	0.279	0.260
Cortante kN	404.5	759.3	819.8
Ductilidad	6.9	4.0	4.1
Rotulas IO	4	3	0
Rotulas LS	6	6	6
Rotulas CP	4	4	4
Rotulas Colapsadas	0	0	0
Patrón Modal			
Estructura	Aporticada - Esfuerzo De Análisis	Rigidizada Con Montante de Acero - Esfuerzos De Análisis	Rigidizada Con Montante de Hormigón - Esfuerzos De Análisis
Desplazamiento m	0.342	0.31	0.284
Cortante kN	337.5	649.9	706.3
Ductilidad	7.0	4.2	4.3
Rotulas IO	10	2	3
Rotulas LS	3	7	7
Rotulas CP	5	5	4
Rotulas Colapsadas	0	0	0

La estructura rigidizada aparentemente se comporta de una manera adecuada para un periodo de retorno de 475 años. En ninguno de los patrones de carga analizados la estructura colapsa y las rótulas en estado de prevención de colapso son limitadas.

El problema aparece cuando se generan rótulas plásticas en el centro del vano. Estas generan altos desplazamientos verticales en el orden de 8cm en sismos de diseño y en sismos de altos periodos de retorno causan el colapso de la estructura. En la figura 29 se muestra la deformada de la estructura para un sismo de periodo de retorno de 475 años en la que se aprecia los altos desplazamientos verticales.

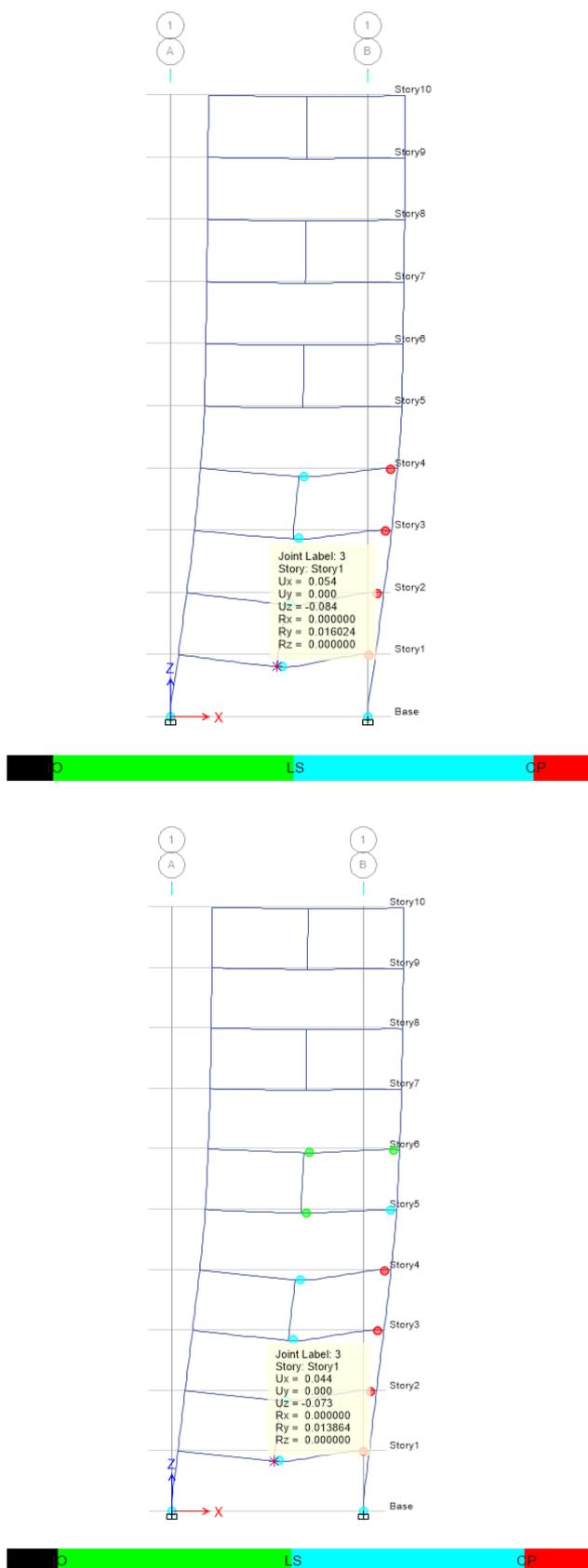


Figura 29: Deformada de estructura rigidizada con montantes de H.A. para un TR 475 años – Patrón de cargas rectangular (Arriba) y modal (Abajo) (Fuente: Propia)

4. Propuesta de diseño del sistema local

4.1. Diseño por capacidad del mecanismo

En la estructura anteriormente analizada aparece un mecanismo de dintel que genera altos desplazamientos verticales y es la causa principal del colapso de la estructura. Al realizar un diseño por capacidad para evitar el mecanismo si se considera la condición en que se han generado rótulas plásticas en ambos extremos de la viga y en el montante encontramos lo siguiente.

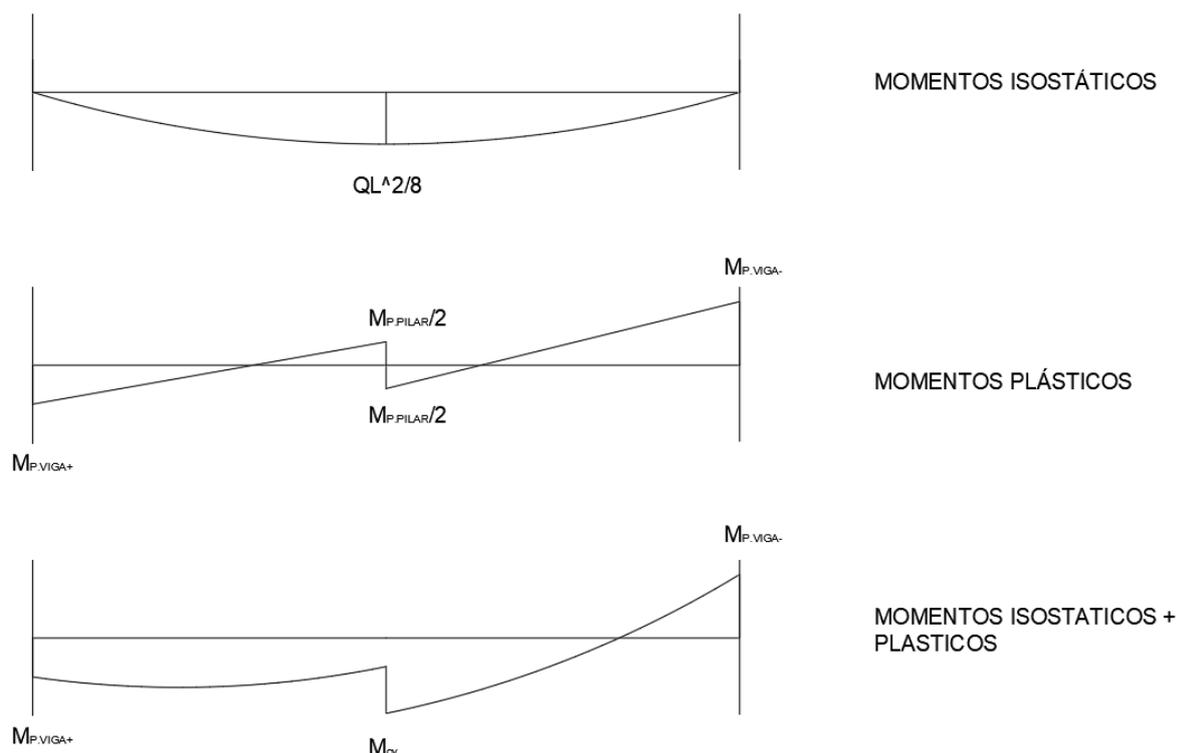


Figura 30: Método de diseño por capacidad del mecanismo local

Para que no se genere una rótula en el centro de la viga se debe de cumplir que:

$$M_{CV} > M_{isostático} + \frac{M_{pl\ falso\ pilar}}{2} + \frac{M_{pl\ viga}^+}{2} - \frac{M_{pl\ viga}^-}{2} \quad - 27$$

El momento isostático se considera con la combinación de cargas en caso sísmico.

$$M_{isostático} = \frac{(G+\psi Q)*L^2}{8} \quad - 28$$

Si se desea considerar el efecto del sismo vertical se propone utilizar el método del ASCE-7 y considerar que la estructura se encuentra en la zona de aceleraciones constantes del espectro, de esta manera el momento isostático es:

$$M_{isostático} = \frac{(G*(1+\psi*3A_{gv})+\psi Q)*L^2}{8} \quad - 29$$

Se verificará esta propuesta para el pórtico rigidizado utilizando montantes de hormigón armado. En el análisis pushover se considerará únicamente una carga incremental horizontal, por lo que no se considerará el sismo vertical. Para evitar la formación de un mecanismo en el centro del vano debe de cumplirse lo siguiente:

$$M_{CV} > \frac{64.5 \cdot 9.45^2}{8} + \frac{590}{2} + \frac{500}{2} - \frac{800}{2} = 865 \text{ kN} - m \quad - 30$$

4.1.1. Análisis pushover

A continuación, se presentan las curvas de capacidad de la estructura utilizando diferentes valores de resistencia al centro de vano. Se definirá el ratio $n = \frac{M_{cv}}{865 \text{ kN} - m}$

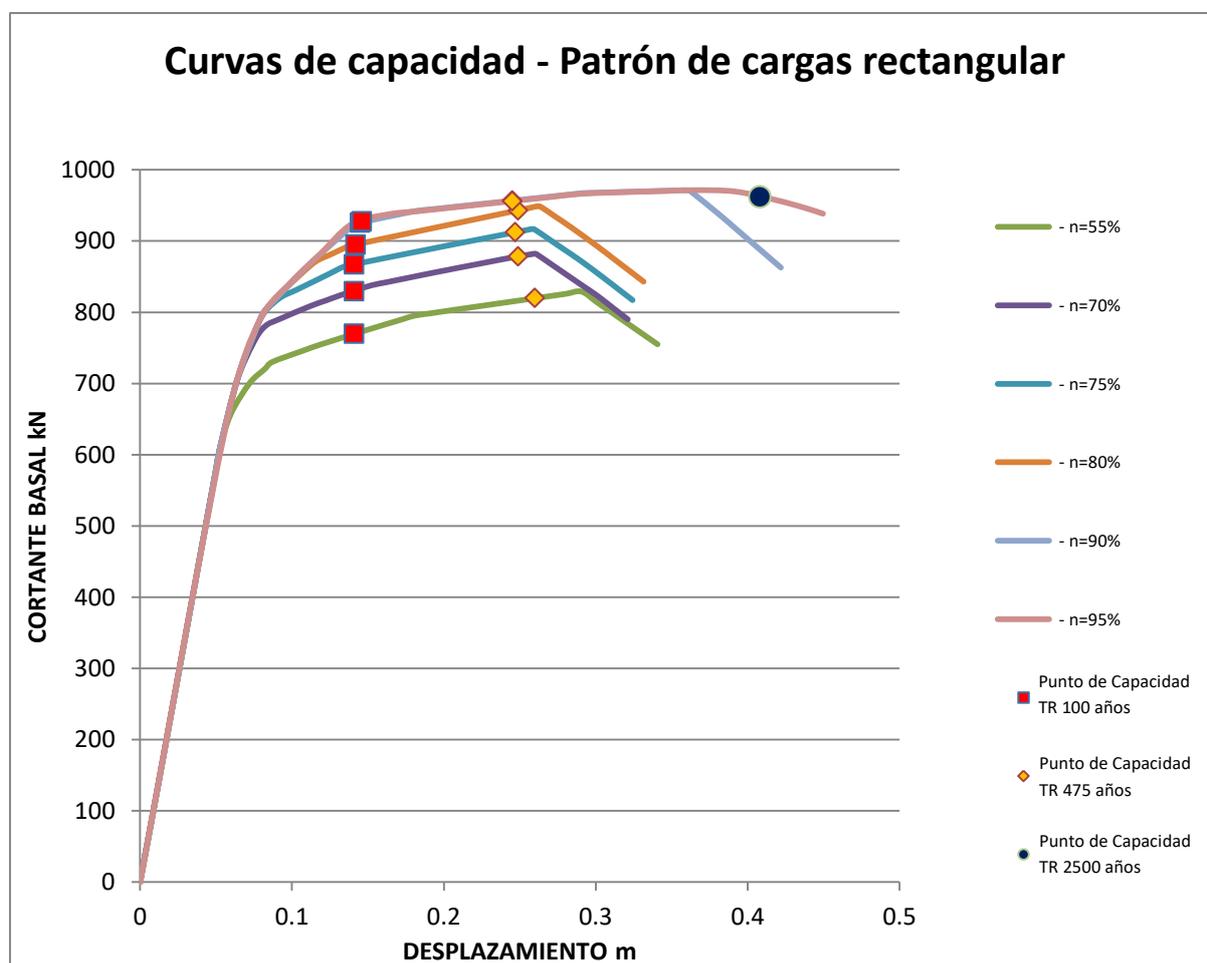


Figura 31: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con diferentes resistencias en el centro de vano – patrón de cargas rectangular (Fuente: Propia)

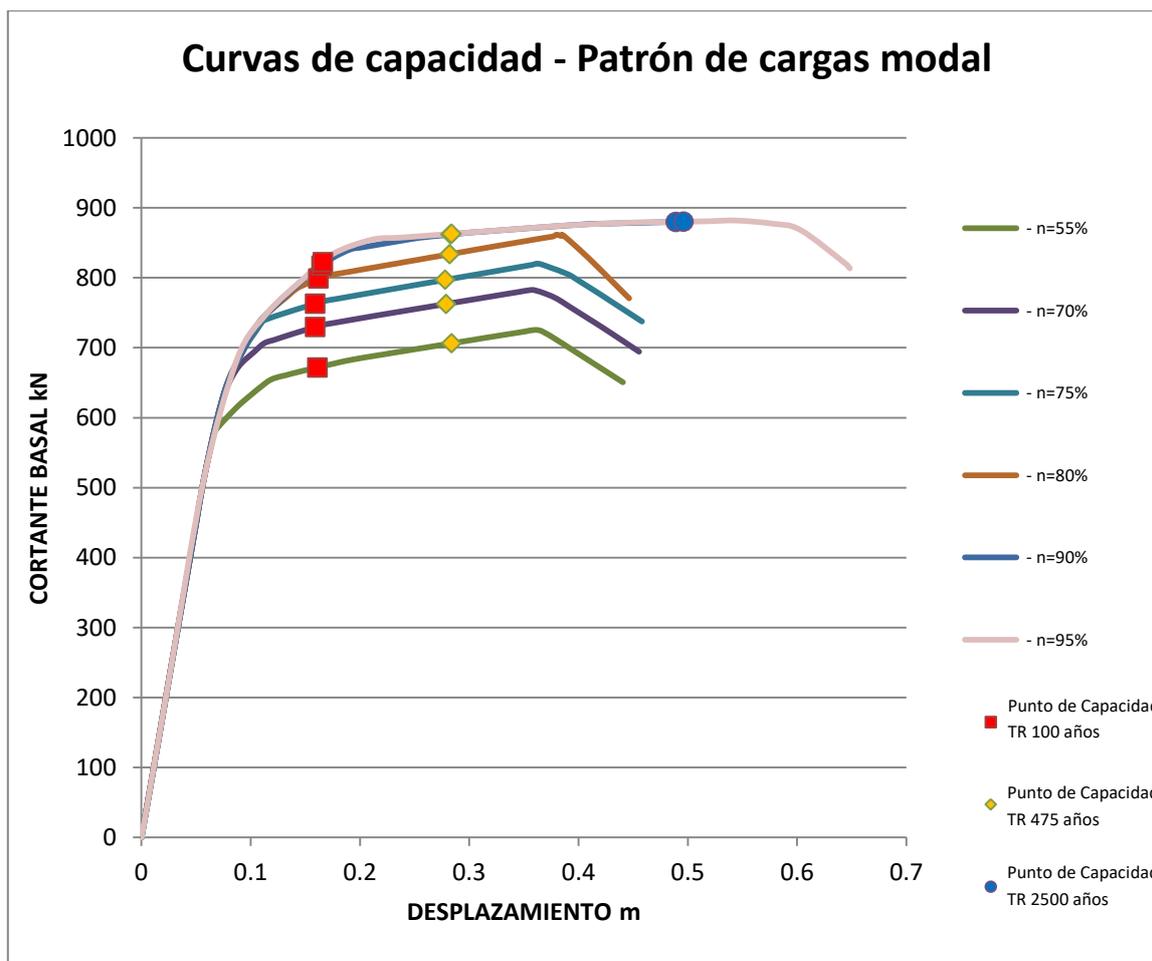


Figura 32: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con resistencia en el centro de vano de cargas modal (Fuente: Propia)

Como es de esperar, mientras el valor de n se aproxima al 100% se elimina el mecanismo vertical. Eso permite que el desplazamiento y cortante máximo de la estructura aumente considerablemente. Con un $n=95\%$ el desplazamiento y cortante máximo aumentan en un 51.7% y 15.8% respectivamente frente a un $n=55\%$. Esto permite que la estructura resista sismos con un periodo de retorno de 2500 años.

Las curvas de $n=90\%$ y $n=95\%$ son muy similares. Una vez se evita el mecanismo de viga una mayor resistencia en el centro de vano no generará un mejor comportamiento en la estructura. Una vez evitada la formación del mecanismo una mayor sobrerresistencia no tendrá ningún efecto en el comportamiento de la estructura. Se propone realizar el diseño con un $n=100\%$, es decir con el valor de M_{cv} obtenido de la fórmula teórica.

En la siguiente figura se puede apreciar los dos modos de fallos prevalentes en la estructura. El modo de colapso cambia de un mecanismo de viga, que genera una falla prematura de la estructura y altas deflexiones incluso para bajos niveles de aceleración en la base, a un mecanismo de varios pisos.

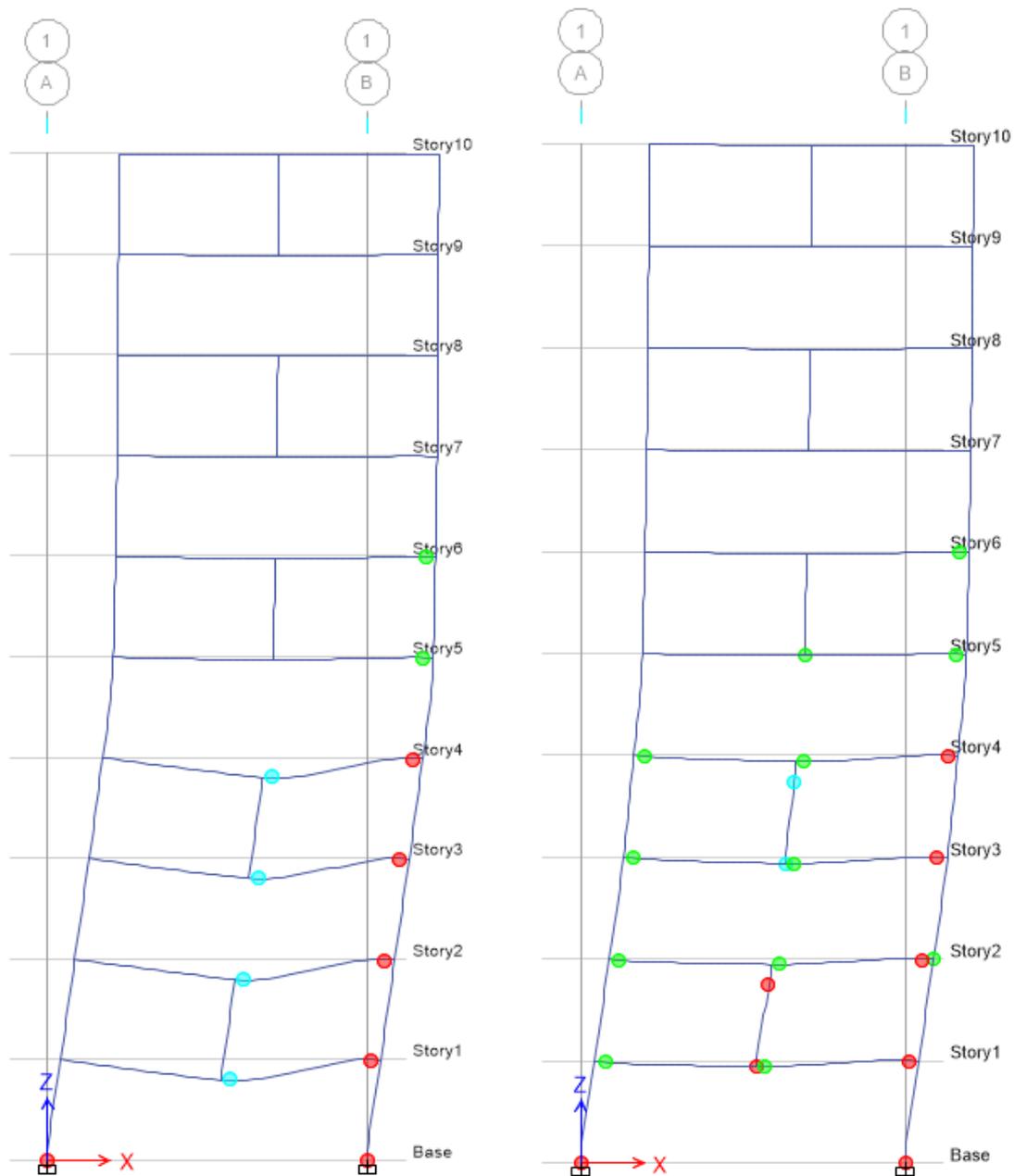


Figura 33: Modo de falla de la estructura con $n=50\%$ (Izq.) y $n=95\%$ (Der.) (Fuente: Propia)

4.1.2. Análisis tiempo-historia

Para validar el desempeño de la estructura con el diseño propuesto se realizaron análisis tiempo-historia utilizando acelerogramas artificiales que se ajustan al espectro de diseño elástico horizontal y vertical del EUROCODIGO 8. Para la generación de los acelerogramas se utilizó el programa SEISMOARTIF de la empresa Seismosoft.

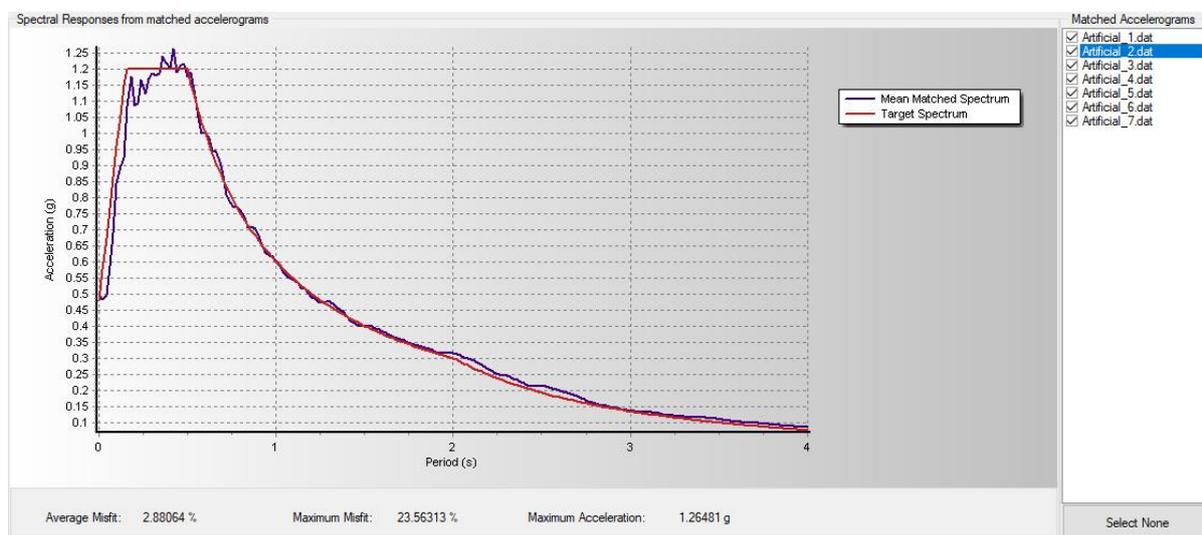


Figura 34: Comparación del espectro de diseño horizontal elástico (rojo) y promedio de espectros de respuesta de señales artificiales (azul)

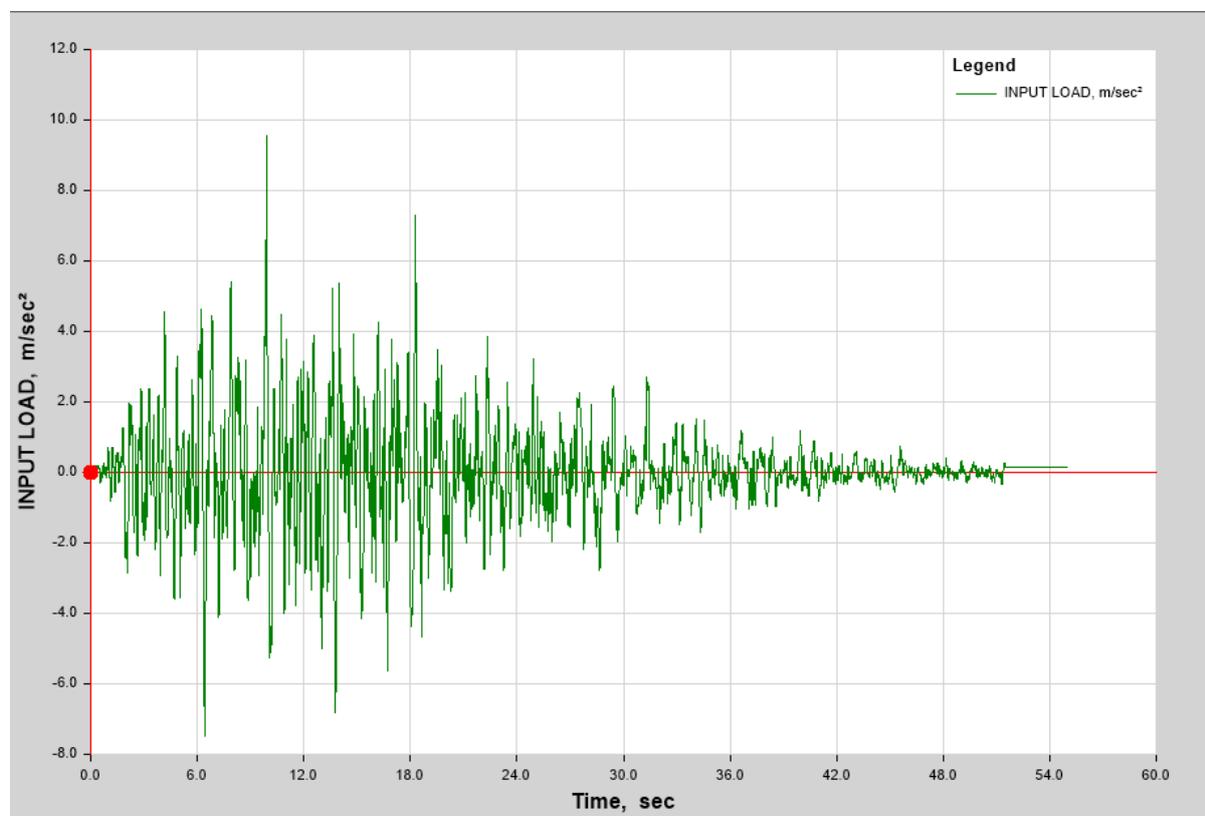


Figura 35: Acelerograma artificial #7 TR 2500 años

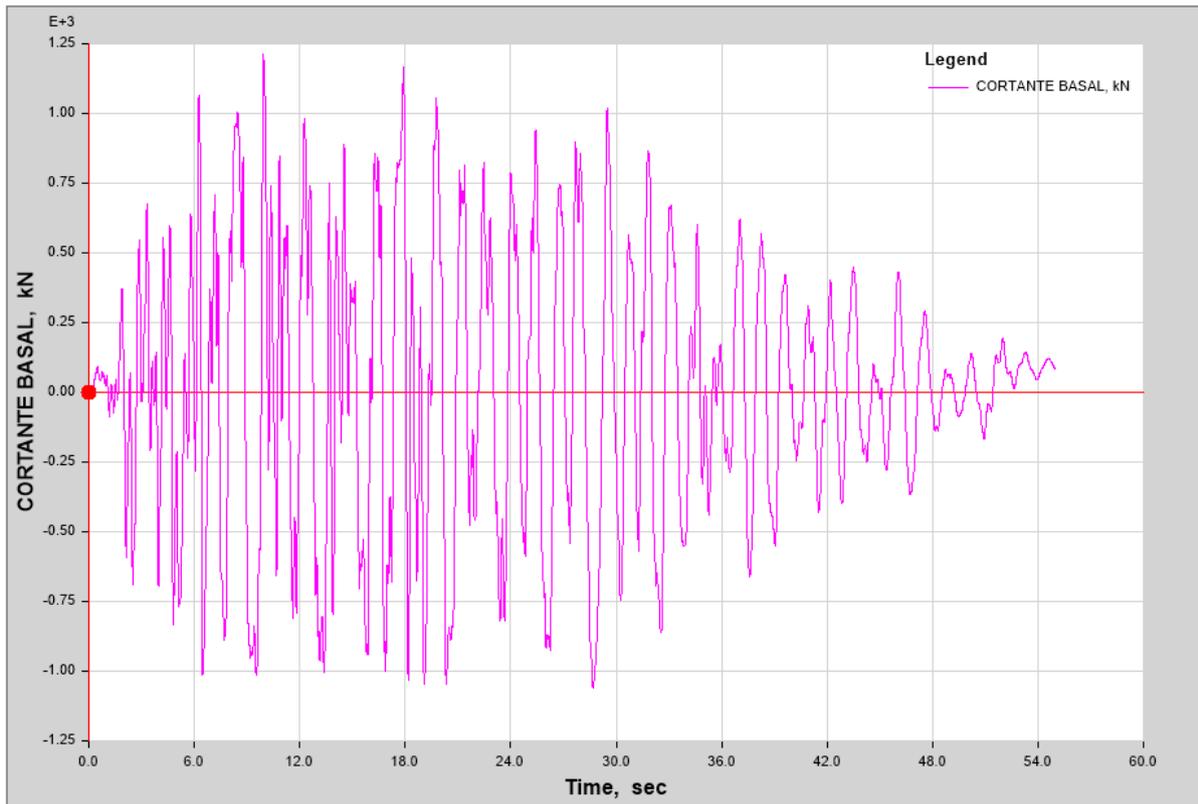


Figura 36: Cortante máximo en la base durante análisis de acelerograma artificial #7 TR 2500 años

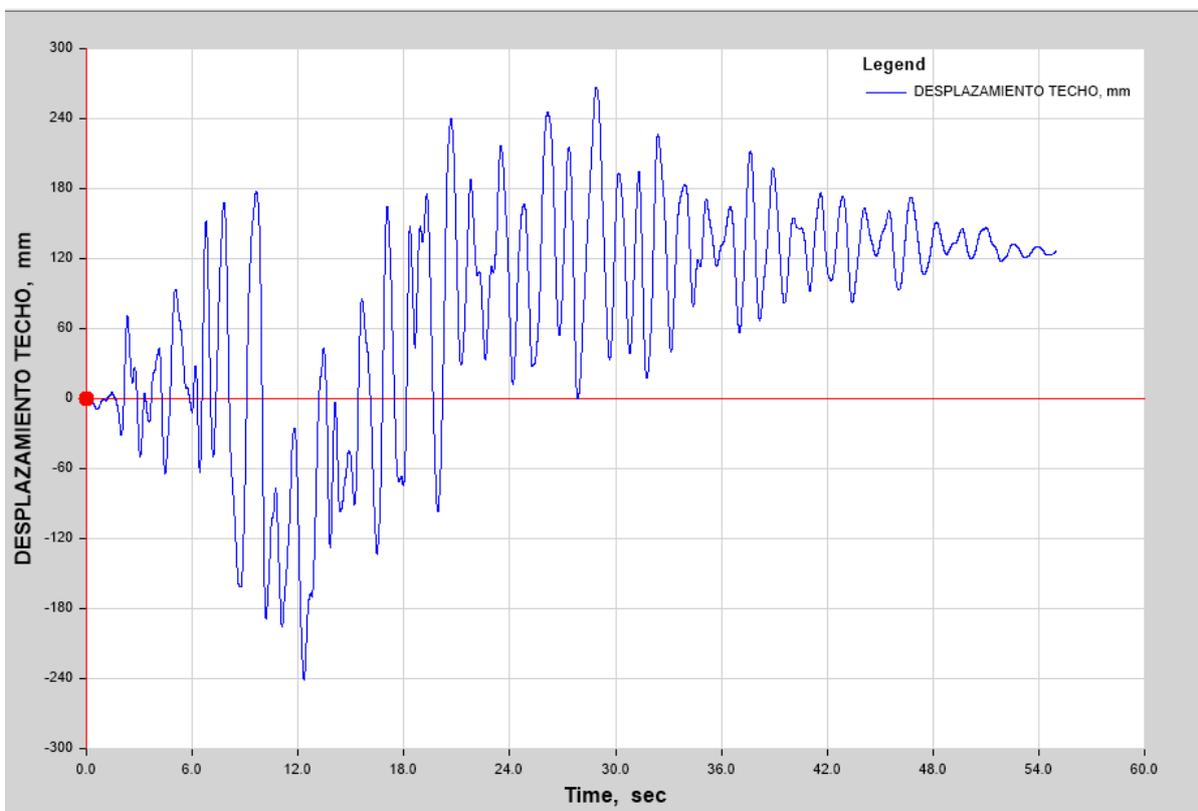


Figura 37 Desplazamiento en el techo durante análisis de acelerograma artificial #7 TR 2500 años

Se analizó la estructura bajo los efectos de un sismo de periodo de retorno de 2500 años y en ninguno de los casos se encontraron incursiones importantes en el régimen inelástico de la viga. En las siguientes imágenes se muestra la deformada de la estructura luego del análisis tiempo historia utilizando tres acelerogramas diferentes. Se puede apreciar que no aparecen rótulas en el centro de viga. Cabe resaltar que esto sucede a pesar que en el diseño de la capacidad del centro de viga fue realizado sin considerar el efecto del sismo vertical. Los resultados completos del análisis se encuentran en el anejo N^o1.

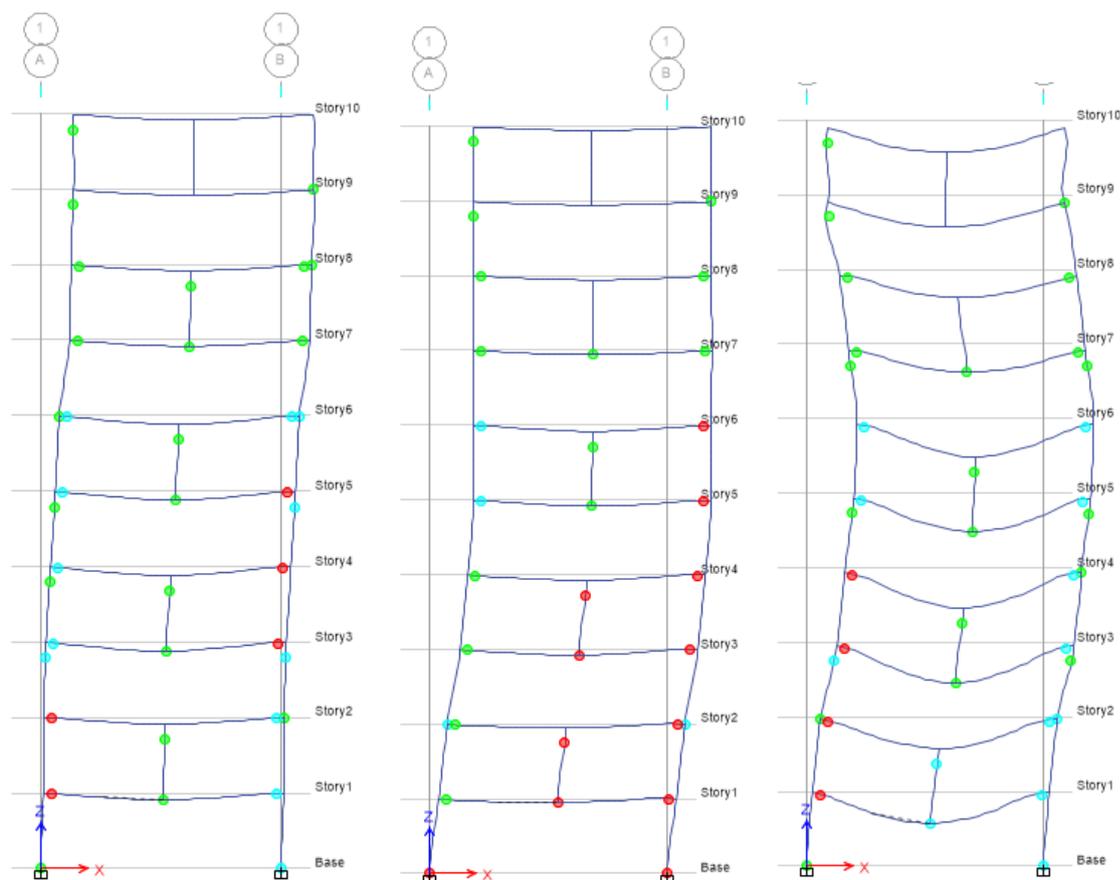


Figura 38: Deformada final de la estructura diseñada con el método propuesto con tres acelerogramas artificiales diferentes TR 2500 años (Fuente: Propia)

A continuación, se presentan los datos de rótula del centro de vano del primer nivel. En la figura en azul se encuentran los esfuerzos y rotaciones que se generan durante uno de los eventos sísmicos. No se produce plastificación en los sismos de periodo de retorno de 100 y 500 años. Durante el sismo de periodo de retorno de 2500 años se tienen rotaciones muy bajas de 0.001813 rad.

Tabla 15 Momento y rotación en el centro de vano – método de diseño propuesto

	Momento kN-m	Rotación Rad
TR 100 años	762.7	0
TR 500 años	842.2	0
TR 2500 años	866.5	0.001813

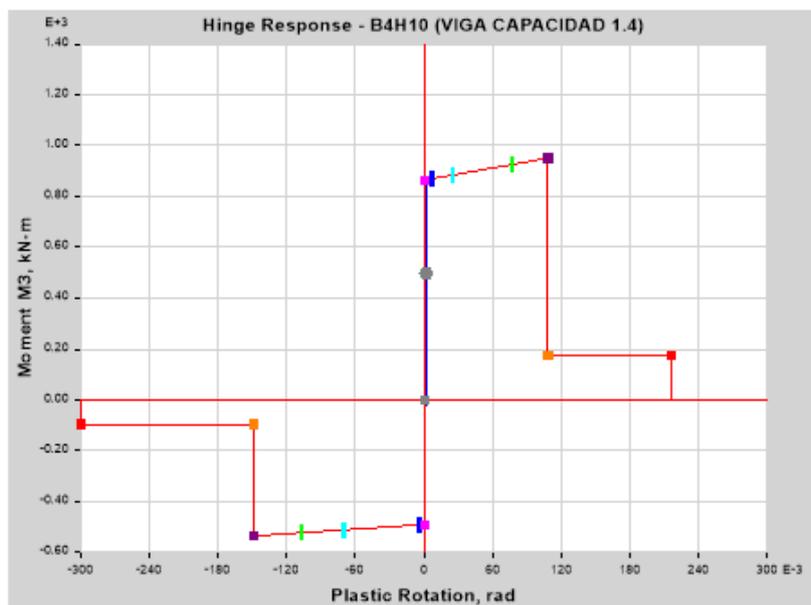


Figura 39: Rótula del centro de vano diseñada por el método propuesto - TR 2500 años (Fuente: Propia)

4.2. Importancia del sismo vertical

Los montantes, de acuerdo a la normativa actual, podrían clasificarse como pilares que nacen de vigas. Esto se considera como un factor de irregularidad importante en la estructura y exige un diseño considerando la respuesta vertical.

Sin embargo, estos elementos no reciben una carga axial significativa y tienen una masa despreciable en comparación al resto de la estructura. Por esta razón se plantea que la respuesta vertical exigida por la normativa es innecesaria.

Para verificar el comportamiento de la estructura se analizará un pórtico reforzado con un montante IPE 550 por el método tiempo-historia con las siguientes solicitaciones:

1. Cargas verticales estáticas, sismo horizontal y sismo vertical
2. Cargas verticales estáticas y sismo horizontal.

En las siguientes tablas se aprecia la variación de resultados del análisis. Se puede apreciar que en todos los casos la variación de los resultados es baja y se encuentra dentro de las variaciones esperadas por el tipo de análisis. Los resultados detallados se encuentran en el anejo N^o2.

Tabla 16 Comparación de desplazamiento máximo

	SIN SISMO VERTICAL Desplazamiento	CON SISMO VERTICAL Desplazamiento	VARIACIÒN %
TR 100 años	0.107m.	0.107m.	0.00%
TR 500 años	0.167m.	0.167m.	0.00%
TR 2500 años	0.315m.	0.321m.	1.90%

Tabla 17 Comparación de deriva máxima

	SIN SISMO VERTICAL Deriva	CON SISMO VERTICAL Deriva	VARIACIÒN %
TR 100 años	0.5736%	0.5749%	0.23%
TR 500 años	0.8571%	0.8060%	6.33%
TR 2500 años	1.6220%	1.5456%	4.71%

Tabla 18 Comparación de cortante basal

	SIN SISMO VERTICAL Cortante Basal kN	CON SISMO VERTICAL Cortante Basal kN	VARIACIÒN %
TR 100 años	839	835	0.48%
TR 500 años	933	943	1.07%
TR 2500 años	1065	1061	0.38%

Tabla 19 Comparación de momento máximo positivo en viga del primer piso

	SIN SISMO VERTICAL Momento + kN-m	CON SISMO VERTICAL Momento + kN-m	VARIACIÒN %
TR 100 años	772	774	0.26%
TR 500 años	803	805	0.25%
TR 2500 años	821	833	1.46%

5. Anàlisi paramètric - Rigides del montante

5.1.1. Generalidades

Se analizará un pórtico de hormigón armado rigidizado con montantes de acero. Se utilizarán diferentes perfiles para comparar la influencia de la rigidez y resistencia del montante en el comportamiento de la estructura. En todos los casos se utilizará la propuesta de diseño por capacidad del centro de vano para evitar un mecanismo vertical.

5.1.2. Anàlisi lineal elàstico

Se presenta en las siguientes tablas se muestran los resultados del análisis modal-espectral de las diferentes estructuras.

Tabla 20: Primeros modos de vibración, porcentajes de masa participativa y aumento de rigidez de estructura rigidizada por medio de perfiles IPE

Estructura	Periodo s	Masa Participativa	Aumento de Rigidez
Aporticado	1.918	79.1%	0.0%
IPE 270	1.699	79.5%	27.4%
IPE 300	1.642	79.6%	36.4%
IPE 330	1.586	79.7%	46.2%
IPE 360	1.530	79.8%	57.1%
IPE 400	1.468	79.9%	70.7%
IPE 450	1.404	80.0%	86.6%
IPE 500	1.348	80.0%	102.4%
IPE 550	1.300	80.0%	117.7%

Tabla 21 Desplazamientos de la estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes IPE – análisis espectral

	TR 100 AÑOS mm	TR 475 AÑOS mm	TR 2500 AÑOS mm
Aporticado	266.4	449.3	777.3
IPE 270	210.9	355.7	615.3
IPE 300	199.8	337.0	582.9
IPE 330	188.7	318.2	550.6
IPE 360	180.4	304.2	526.3
IPE 400	172.1	290.2	502.0
IPE 450	163.7	276.1	477.7
IPE 500	158.2	266.8	461.5
IPE 550	152.6	257.4	445.3

Al colocarse perfiles con una mayor rigidez la masa participativa de los modos de vibración se mantiene constante. La rigidez del pórtico puede ser aumentada hasta en un 117.7%. Sus máximos desplazamientos se redujeron hasta en un 42.7%, este valor será verificado mediante análisis estático no-lineal (“pushover”) y dinámico no-lineal (“non-linear time history”).

En la siguiente gráfica se puede ver la relación entre el ratio de rigideces (η) del montante y la viga, y la reducción de desplazamientos.

$$\eta = \frac{\frac{E_{Montante} \cdot I_{Montante}}{L_{Montante}}}{\frac{E_{viga} \cdot I_{viga}}{0.5 \cdot L_{viga}}} = \frac{(EI/L)_{montante}}{2 (EI/L)_{viga}} \quad - 31$$

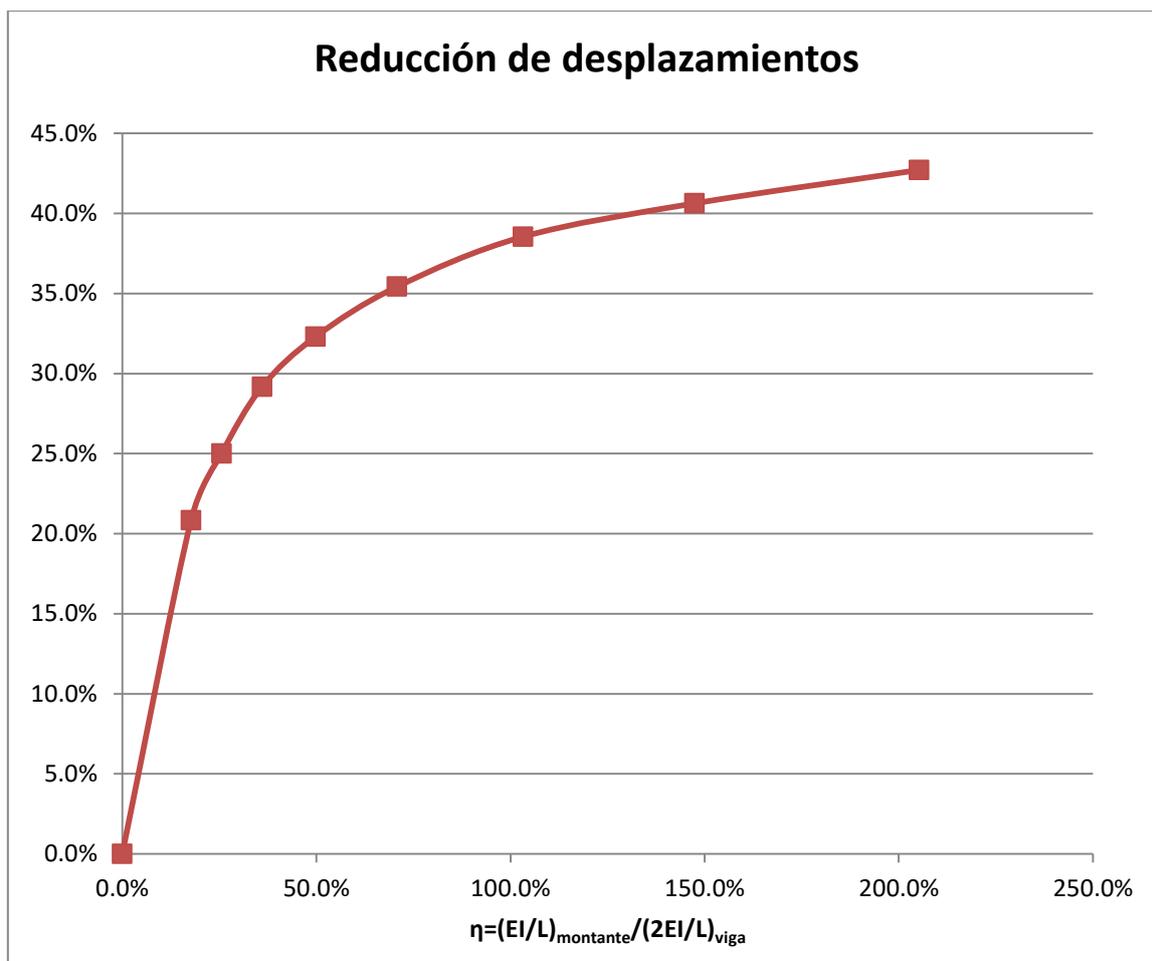


Figura 40: Reducción de desplazamiento máximo vs aumento de rigidez de la montante- análisis elástico (Propia)

Se puede apreciar como la curva tiende hacia una asintota horizontal. Los desplazamientos máximos podrían llegar a reducirse en un 45% para altos niveles de rigidez del montante. No obstante, para un ratio de rigideces hasta $\eta = 100\%$ se alcanzan reducciones de hasta el 39%, por lo que utilizar elementos más rígidos no trae un beneficio significativo.

5.1.3. Análisis pushover

A continuación, se presentan las curvas de capacidad de las estructuras y los datos de los puntos de capacidad de cada uno de ellos.

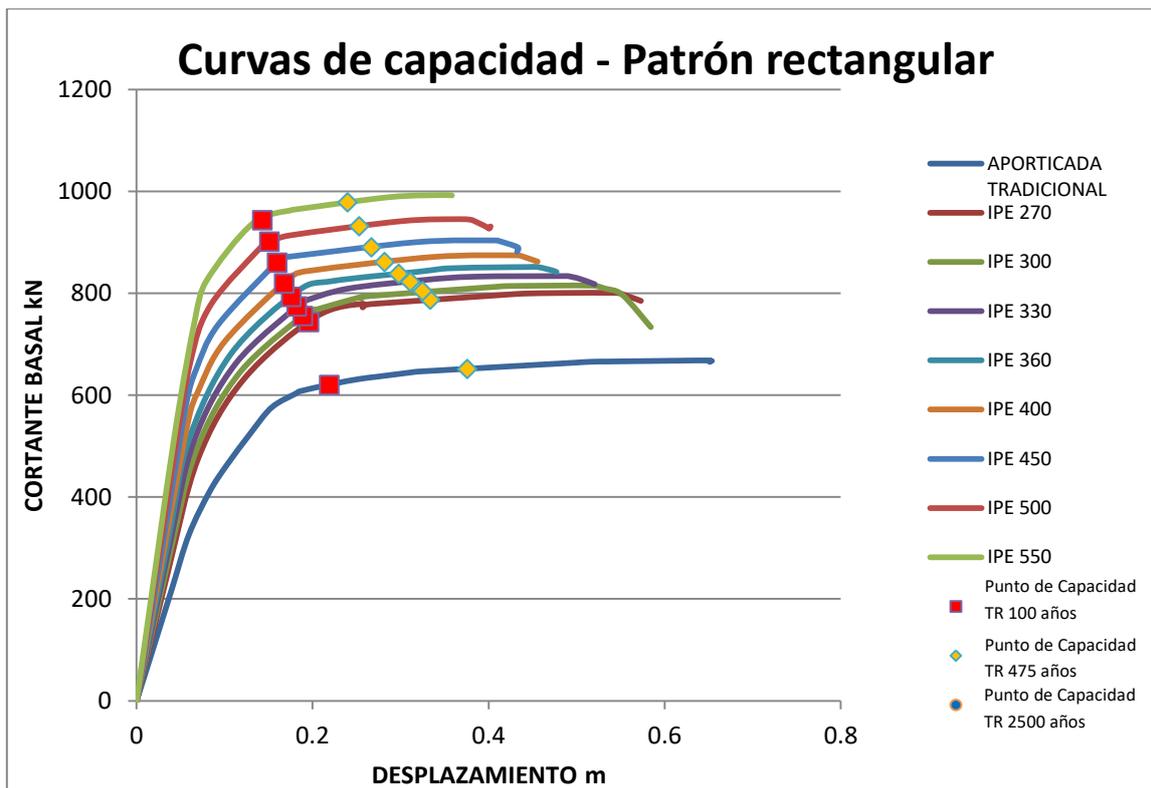


Figura 41: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con diferentes perfiles IPE – patrón de cargas rectangular (Fuente: Propia)

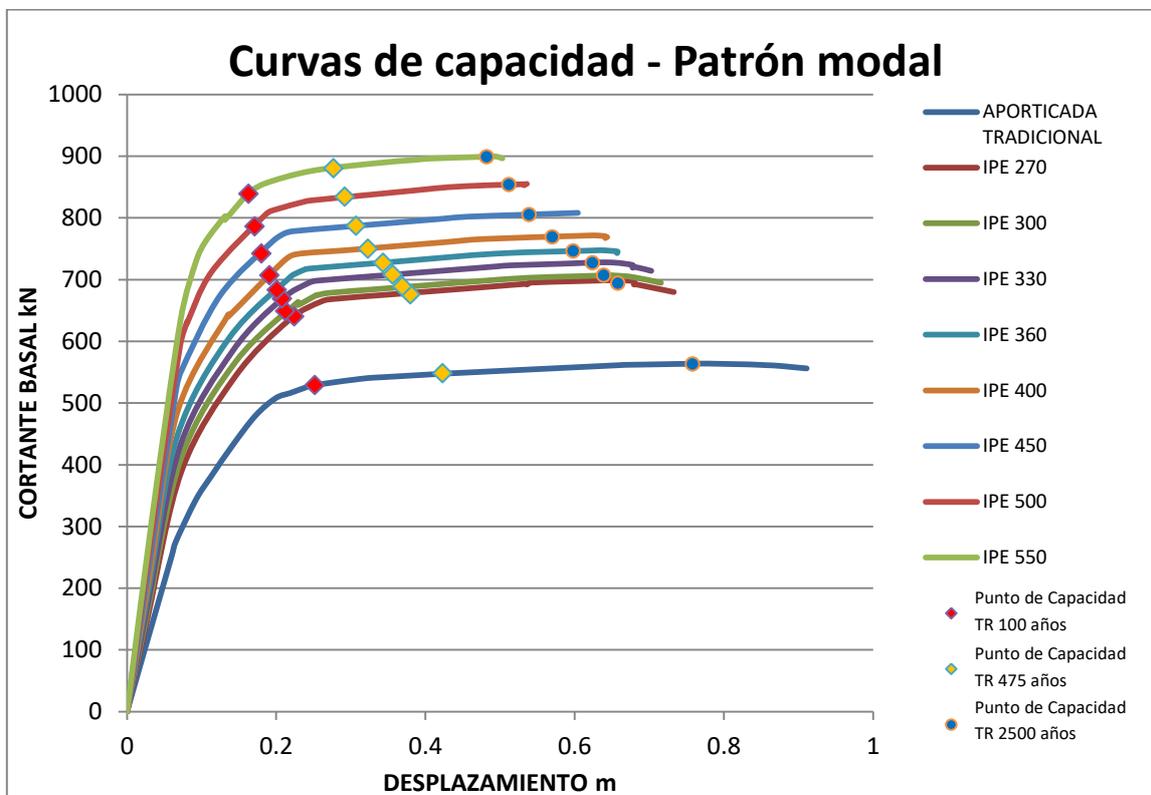


Figura 42: Comparación de curvas de capacidad de estructura rigidizada con diferentes perfiles IPE – patrón de cargas rectangular (Propia)

Tabla 22 Resultados de desplazamiento objetivo de la estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes IPE – patrón de carga rectangular

	TR 100 AÑOS		TR 500 AÑOS	
	Desp. m.	Cortante kN	m.	Cortante kN
Aporticada	0.219	620	0.376	651
IPE 270	0.196	743	0.334	787
IPE 300	0.189	755	0.325	804
IPE 330	0.182	774	0.311	822
IPE 360	0.176	793	0.298	838
IPE 400	0.168	819	0.282	861
IPE 450	0.160	860	0.267	890
IPE 500	0.151	901	0.253	931
IPE 550	0.143	943	0.24	978

Tabla 23 Resultados de desplazamiento objetivo de la estructura aporticada y rigidizada por medio de montantes IPE – patrón de carga modal

	TR 100 AÑOS		TR 500 AÑOS		TR 2500 AÑOS	
	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m.	Cortante kN
Aporticada	0.252	529	0.423	548	0.758	563
IPE 270	0.224	640	0.38	676	0.658	694
IPE 300	0.212	649	0.369	689	0.639	707
IPE 330	0.208	669	0.356	708	0.624	727
IPE 360	0.201	683	0.343	727	0.598	746
IPE 400	0.191	707	0.323	750	0.57	769
IPE 450	0.18	742	0.307	787	0.539	805
IPE 500	0.171	786	0.292	834	0.512	854
IPE 550	0.163	839	0.277	880	0.482	899

Los resultados obtenidos del análisis pushover respaldan los obtenidos en el análisis modal-espectral. Al comparar una estructura sin rigidizar con la rigidizada por un perfil IPE550 la rigidez aumenta entre 145% y 150%, y los desplazamientos se reducen entre un 35% y un 37%.

La ductilidad de la estructura no se modifica significativamente. Se reducen de igual manera el máximo desplazamiento y el límite elástico de la estructura. Para un sismo con el mismo periodo de retorno se tienen demandas de ductilidad muy similares en todos los casos analizados.

La rigidización no permite resistir sismos con un mayor periodo de retorno que los que podría resistir una estructura sin rigidizar. Sin embargo, los desplazamientos se reducen considerablemente, lo cual producirá menores daños en los elementos no estructurales.

5.1.4. Análisis tiempo-historia

De un análisis tiempo-historia utilizando, los acelerogramas artificiales verticales y horizontales previamente descritos,

A continuación, se presentan tablas comparando los resultados de los análisis pushover con los obtenidos del promedio de los siete análisis tiempo-historia. El coeficiente de variación de los resultados del análisis no cambia significativamente.

Tabla 24 Comparación de resultados TR 100 años

	PATRÓN RECTANGULAR		PATRÓN MODAL		TIEMPO-HISTORIA	
	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m. (CV)	Cortante kN
Aporticada	0.219	620	0.252	529	0.148 (14.8%)	551
IPE 270	0.196	743	0.224	640	0.108 (7.8%)	553
IPE 300	0.189	755	0.212	649	0.106 (11.2%)	531
IPE 330	0.182	774	0.208	669	0.106 (13.3%)	576
IPE 360	0.176	793	0.201	683	0.105 (13.9%)	613
IPE 400	0.168	819	0.191	707	0.103 (16.0%)	638
IPE 450	0.16	860	0.18	742	0.105 (17.0%)	702
IPE 500	0.151	901	0.171	786	0.109 (14.8%)	759
IPE 550	0.143	943	0.163	839	0.108 (11.8%)	831

Tabla 25 Comparación de resultados TR 500 años

	PATRÓN RECTANGULAR		PATRÓN MODAL		TIEMPO-HISTORIA	
	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m. (CV)	Cortante kN
Aporticada	0.376	651	0.423	548	0.219 (30.8%)	690
IPE 270	0.334	787	0.38	676	0.191 (16.9%)	714
IPE 300	0.325	804	0.369	689	0.186 (13.0%)	722
IPE 330	0.311	822	0.356	708	0.174 (12.0%)	738
IPE 360	0.298	838	0.343	727	0.162 (17.4%)	765
IPE 400	0.282	861	0.323	750	0.161 (20.4%)	797
IPE 450	0.267	890	0.307	787	0.161 (22.7%)	835
IPE 500	0.253	931	0.292	834	0.163 (24.3%)	872
IPE 550	0.24	978	0.277	880	0.168 (22.8%)	936

Tabla 26 Comparación de resultados TR 2500 años

	PATRÓN RECTANGULAR		PATRÓN MODAL		TIEMPO-HISTORIA	
	Desp m.	Cortante kN	Desp. m.	Cortante kN	Desp. m.	Cortante kN
Aporticada	-	-	0.758	563	0.408 (20.8%)	820
IPE 270	-	-	0.658	694	0.342 (22.2%)	830
IPE 300	-	-	0.639	707	0.345 (18.7%)	842
IPE 330	-	-	0.624	727	0.352 (16.0%)	854
IPE 360	-	-	0.598	746	0.361 (16.0%)	884
IPE 400	-	-	0.57	769	0.354 (24.3%)	932
IPE 450	-	-	0.539	805	0.352 (29.7%)	971
IPE 500	-	-	0.512	854	0.344 (32.7%)	1002
IPE 550	-	-	0.482	899	0.325 (37.6%)	1051

En la siguiente figura se puede ver la relación entre el ratio de rigideces (η) del montante y la viga, y la reducción de desplazamientos para un periodo de retorno de 500 años. Se encontró que la reducción de desplazamientos máxima aparece en un ratio de 50% y se mantiene constante.

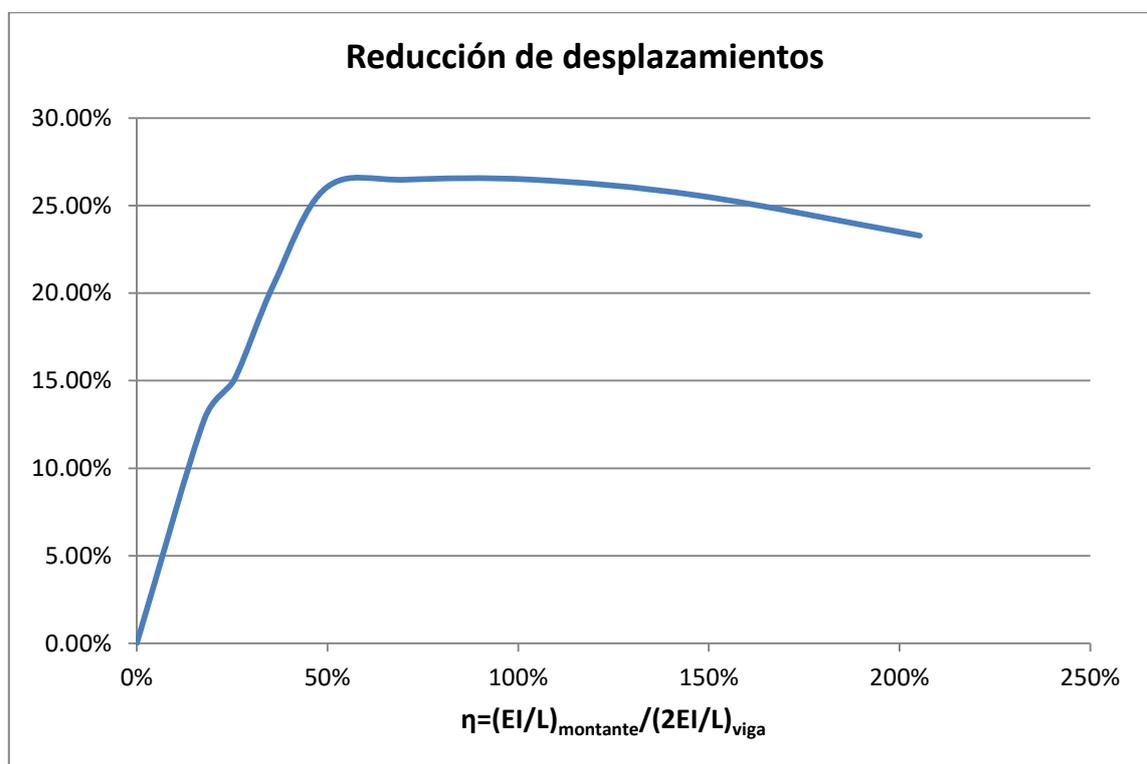


Figura 43: Reducción de desplazamiento máximo vs aumento de rigidez de la montante- análisis tiempo-historia (Propia)

6. Comportamiento 3D de edificio con irregularidad torsional en planta

6.1. Generalidades

Para verificar el comportamiento de una estructura real se analizará un edificio con problemas torsionales. La estructura de 10 pisos, de 3 m. cada uno, tiene las siguientes características.

Las dimensiones de los elementos son los siguientes:

- Pilares 600mmx600mm
- Vigas 300mmx600mm
- Montantes IPE 500

Las características de los materiales son las siguientes:

- Hormigón $F_{yk}=30\text{Mpa}$
- Acero corrugado SD500 Refuerzo longitudinal
SD400 Refuerzo transversal
- Acero S235

Para este diseño de la estructura se utilizará la normativa vigente del EC-8. Para el espectro de diseño se utilizan los siguientes datos:

- Espectro horizontal de diseño tipo 1, con una aceleración $A_g = 40\% g$ (3.924 m/s^2) y un tipo de suelo B.
- No se utilizó un espectro vertical, pues se encontró que no tiene un efecto importante en el comportamiento de la edificación.
- Clase de importancia tipo II. Edificio ordinario.
- Estructura irregular en planta por problemas de torsión
- Estructura regular en altura
- Estructura dual de alta ductilidad. Factor de reducción por ductilidad $Q=5.85$

Se toman en consideración además los siguientes requisitos para asegurar la adecuada ductilidad de la estructura y evitar fallos prematuros.

- Una ductilidad seccional mínima de $\mu_\phi=5.85 \times 2 - 1 = 10.7$
- Un factor de sobrerresistencia de 1.30 en la capacidad de los pilares frente a las vigas.

Para una simplificación del análisis se tomó en cuenta lo siguiente:

- El suelo y la cimentación son lo suficientemente rígidas para generar un empotramiento perfecto en la base de los pilares.
- La conexión de los montantes con las vigas son perfectamente rígidas.
- El refuerzo a cortante es el adecuado y todas las fallas se producen por flexión.

Se utilizará el método de diseño propuesto para evitar el mecanismo vertical y una rigidez del montante similar a la de la viga. Se eligió un perfil IPE 500 con una $I_{mont} = 48\,202\text{cm}^2$

$$\frac{E_{viga} I_{viga}}{0.5L_{viga}} \approx \frac{E_{Mont} I_{Mont}}{L_{mont}} \rightarrow \frac{33000\text{Mpa} \cdot 540\,000\text{cm}^2}{470\text{cm}} = \frac{210\,000\text{Mpa} \cdot I_{mont}}{260\text{cm}} \rightarrow I_{Mont} \approx 46\,942\text{cm}^4 \quad - 32$$

Para mejorar el comportamiento torsional de la estructura se eligió rigidizar los pórticos 1 y 2 de la estructura.

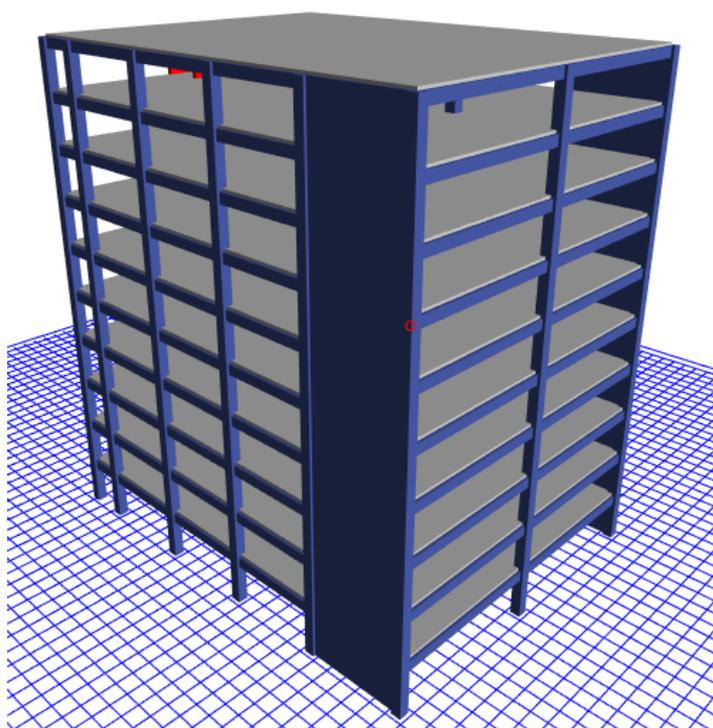


Figura 44: Estructura sin rigidizar (Propia)

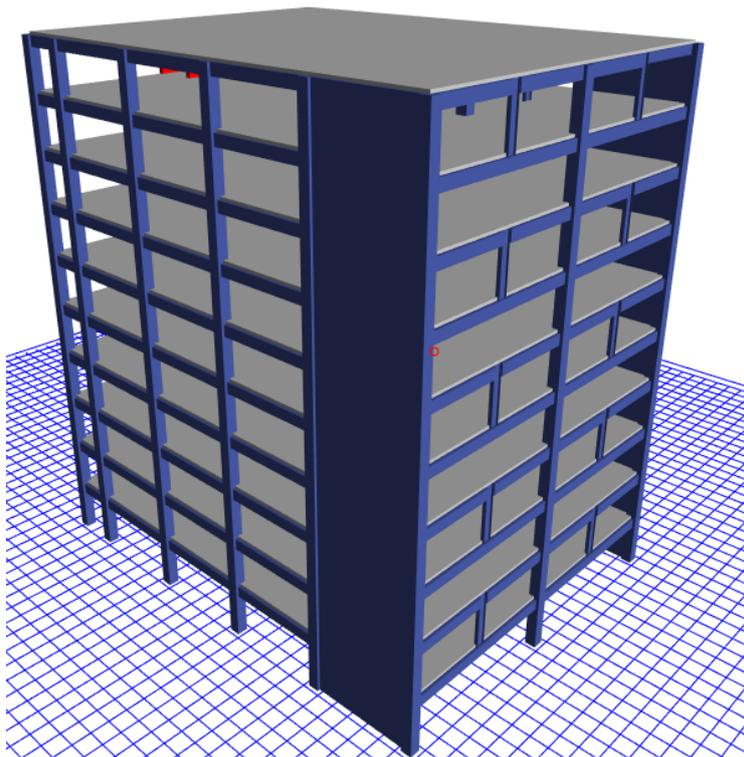


Figura 45: Estructura rigidizada (Propia)

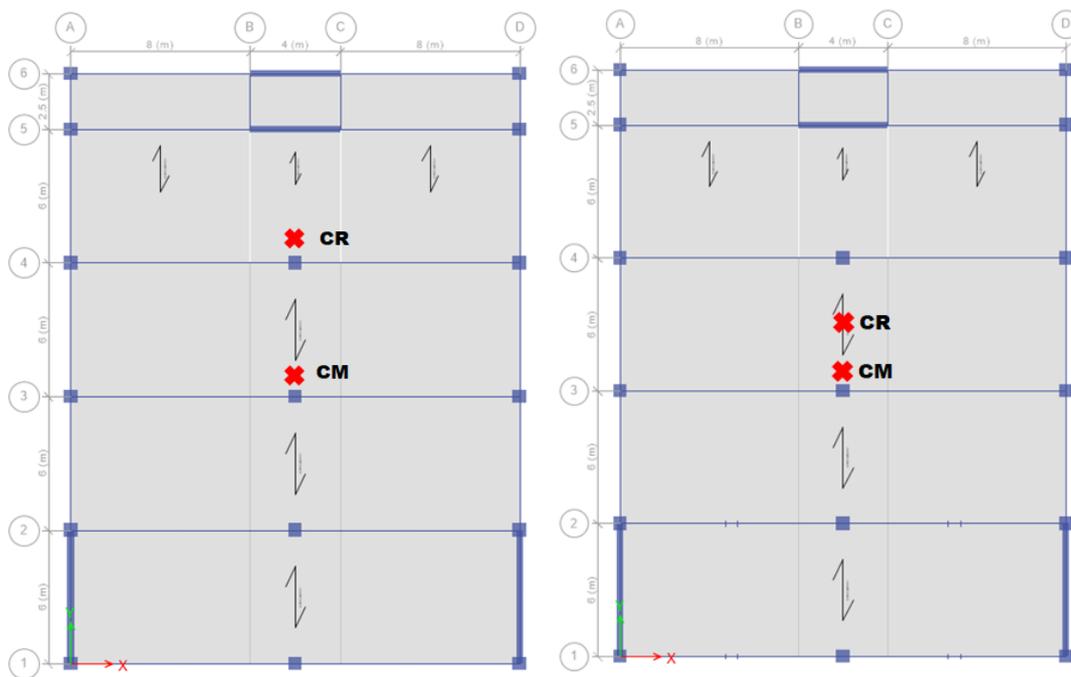


Figura 46: Planta típica de edifició sin rigidizar (Izq.) y rigidizado (Der.) (Propia)

6.2. Análisis lineal elástico

En el análisis lineal elástico de la estructura se puede ver que la excentricidad del centro de masas se reduce de 5.85m. a 2.47m, un 57.8%.

Tabla 27: Comparación de centro de masa y rigidez de estructura tradicional y rigidizada.

	Tradicional	Rigidizada
Centro de Masa (m)	12.66 m.	12.68 m.
Centro de Rigidez (m)	18.51 m.	15.15 m.
Excentricidad (m)	5.85 m.	2.47 m.

Para obtener un comportamiento similar utilizando pórticos tradicionales se deben aumentar las secciones de los pórticos de la siguiente manera:

- Pilares: De 600mm x 600mm a 1000mm x 1000mm
- Vigas: Aumentan de 300mm x 600mm a 500mm x 600mm

Se puede ver como el primer modo de vibración en dirección X-X, en la que se produce la torsión del edificio, tiene un mejor comportamiento. El periodo se reduce en un 14.3%, se aumenta el porcentaje de masa participativa en esa dirección y se reduce la participación torsional. La estructura se rigidiza en un 36.3%

Tabla 28: Resultados modales de estructura sin rigidizar

Modo	Periodo (s.)	% Participación X	% Participación Y	% Participación Torsional
1	1.282	66.8%	0%	5.3%
2	0.755	0%	68.4%	0%
3	0.727	4.9%	0%	64.1%
4	0.342	13.7%	0%	1.1%
5	0.169	0%	0%	17.1%
6	0.167	0%	19.7%	0%

Tabla 29: Resultados modales de estructura rigidizada

Modo	Periodo (s.)	% Participación X	% Participación Y	% Participación Torsional
1	1.098	71.4%	0%	2.2%
2	0.752	0%	68.5%	0%
3	0.706	1.6%	0%	67.9%
4	0.308	13.1%	0%	0.5%
5	0.168	0%	0%	17.3%
6	0.166	0%	19.7%	0%

Los desplazamientos y las derivas de entrepiso de la estructura rigidizada se reducen en el orden de 22% con respecto a las de la estructura tradicional. El ratio de desplazamiento máximo y desplazamiento del centro de masa del último nivel se reduce de 1.29 a 1.11.

Tabla 30: Derivas en dirección X-X de estructura tradicional y rigidizada – análisis espectral

Piso	Tradicional			Rigidizado		
	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio
Story10	0.011316	0.008765	1.291	0.007327	0.006623	1.106
Story9	0.012459	0.009609	1.297	0.008839	0.007715	1.146
Story8	0.013362	0.010333	1.293	0.00955	0.008371	1.141
Story7	0.014072	0.010917	1.289	0.010889	0.00936	1.163
Story6	0.014461	0.01125	1.285	0.01117	0.009663	1.156
Story5	0.014411	0.011227	1.284	0.011961	0.01014	1.18
Story4	0.013743	0.010699	1.284	0.01131	0.009612	1.177
Story3	0.012187	0.009445	1.29	0.010758	0.0089	1.209
Story2	0.009438	0.007201	1.311	0.00827	0.006737	1.228
Story1	0.004767	0.003466	1.375	0.004522	0.003424	1.321

Tabla 31: Desplazamientos en dirección X-X de estructura tradicional – análisis espectral

Piso	Tradicional			Rigidizado		
	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio
Story10	351.685	271.818	1.294	276.523	236.257	1.17
Story9	319.309	246.779	1.294	255.848	217.365	1.177
Story8	283.8	219.403	1.294	230.929	195.392	1.182
Story7	245.526	189.8	1.294	203.719	171.348	1.189
Story6	204.802	158.193	1.295	172.261	144.162	1.195
Story5	162.479	125.255	1.297	139.559	115.779	1.205
Story4	119.894	92.063	1.302	104.186	85.738	1.215
Story3	78.999	60.212	1.312	70.51	57.087	1.235
Story2	42.577	31.976	1.332	38.346	30.463	1.259
Story1	14.3	10.399	1.375	13.566	10.272	1.321

6.3. Análisis tiempo-historia

Se realizó un análisis tiempo-historia con cuatro de los acelerogramas artificiales creados para este análisis. Los resultados que se presentan a continuación son los mayores obtenidos de estos casos de carga. Los resultados completos del análisis se encuentran en el anejo N°3.

En ninguno de los casos de carga se produjo un colapso de la estructura ni se generaron rótulas plásticas en el centro de los vanos. A continuación, se presentan las deformadas finales de las estructuras durante un sismo con periodo de retorno de 2500 años. Su comportamiento es adecuado y no se produce un colapso.

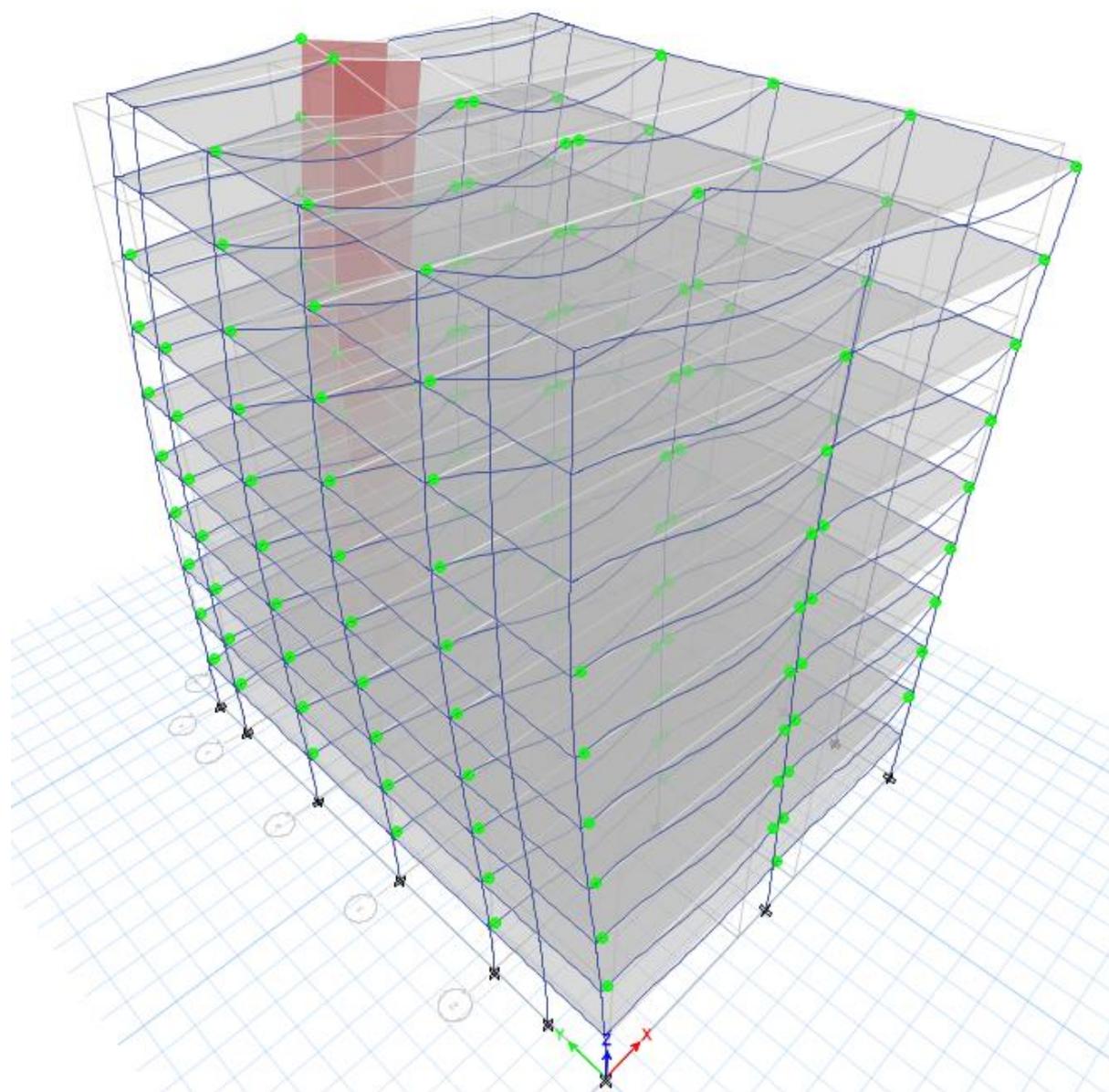


Figura 47: Deformada final de estructura no rigidizada para sismo con TR 2500 años (Propia)

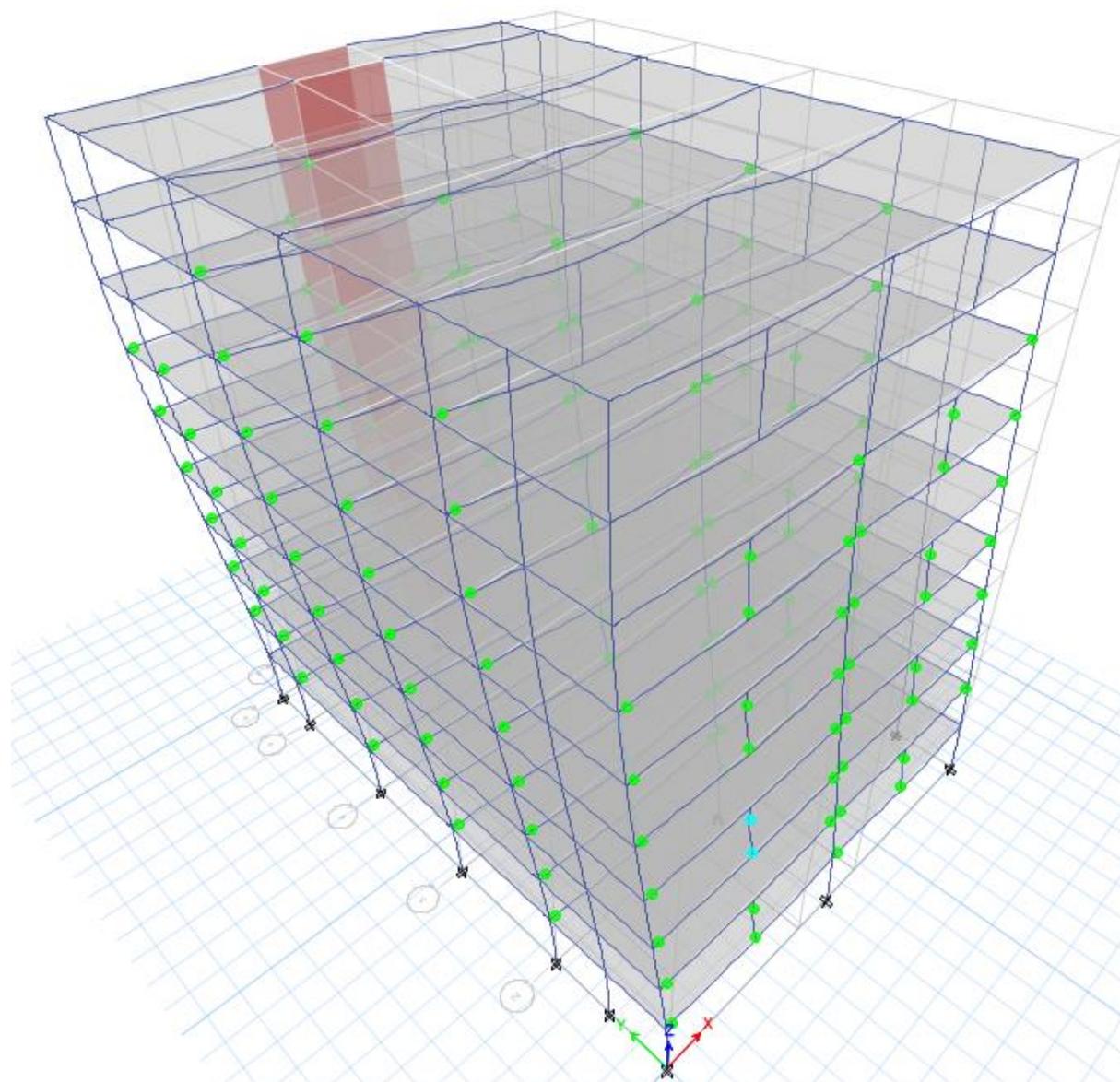


Figura 48: Deformada final de estructura rigidizada para sismo con TR 2500 años (Propia)

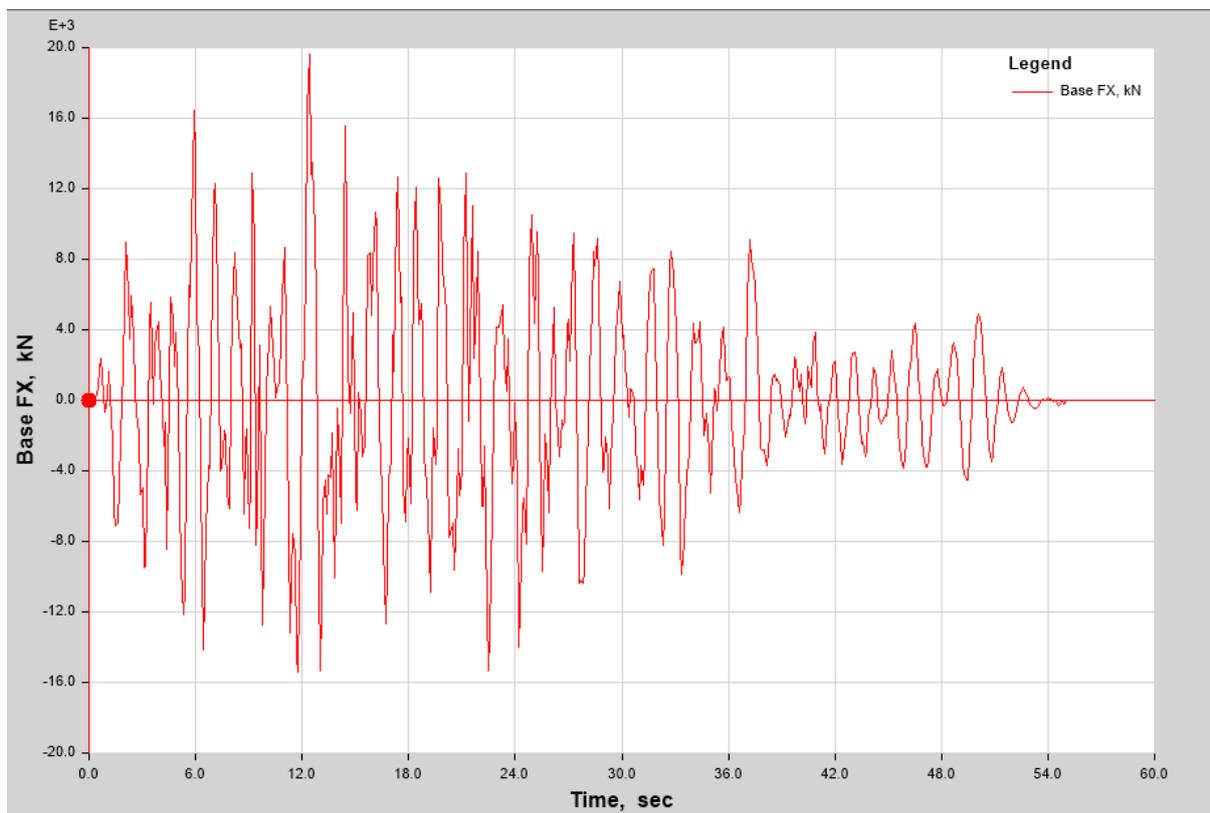
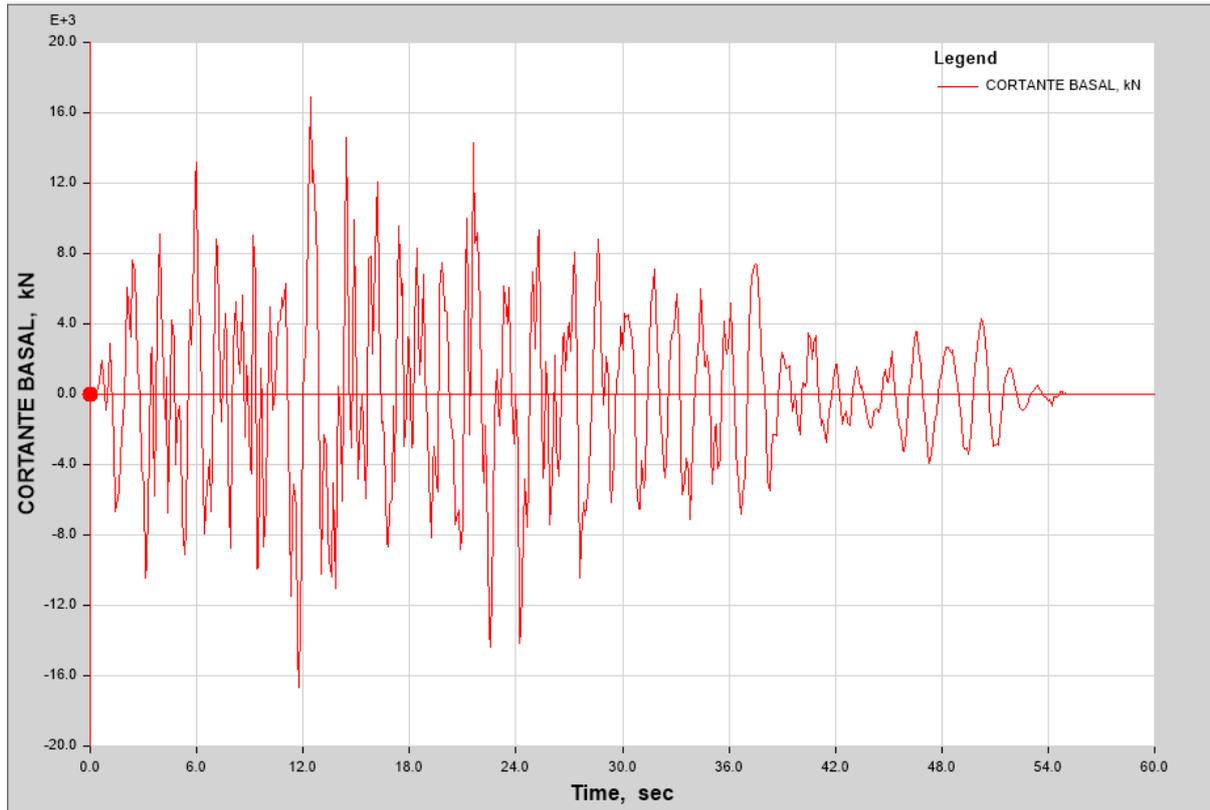


Figura 49: Cortante máximo en la base durante análisis de acelerograma artificial #1 TR 2500 años en estructura sin rigidizar (arriba) y rigidizada (abajo)

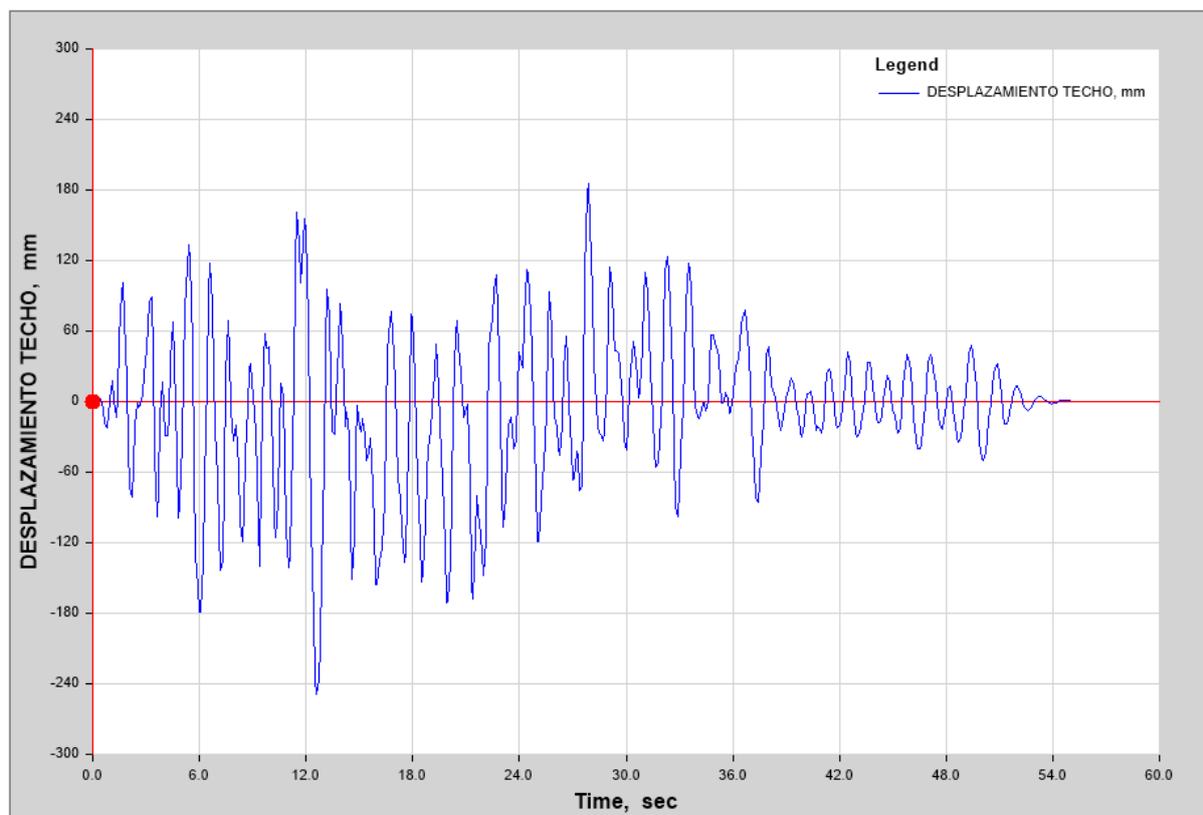
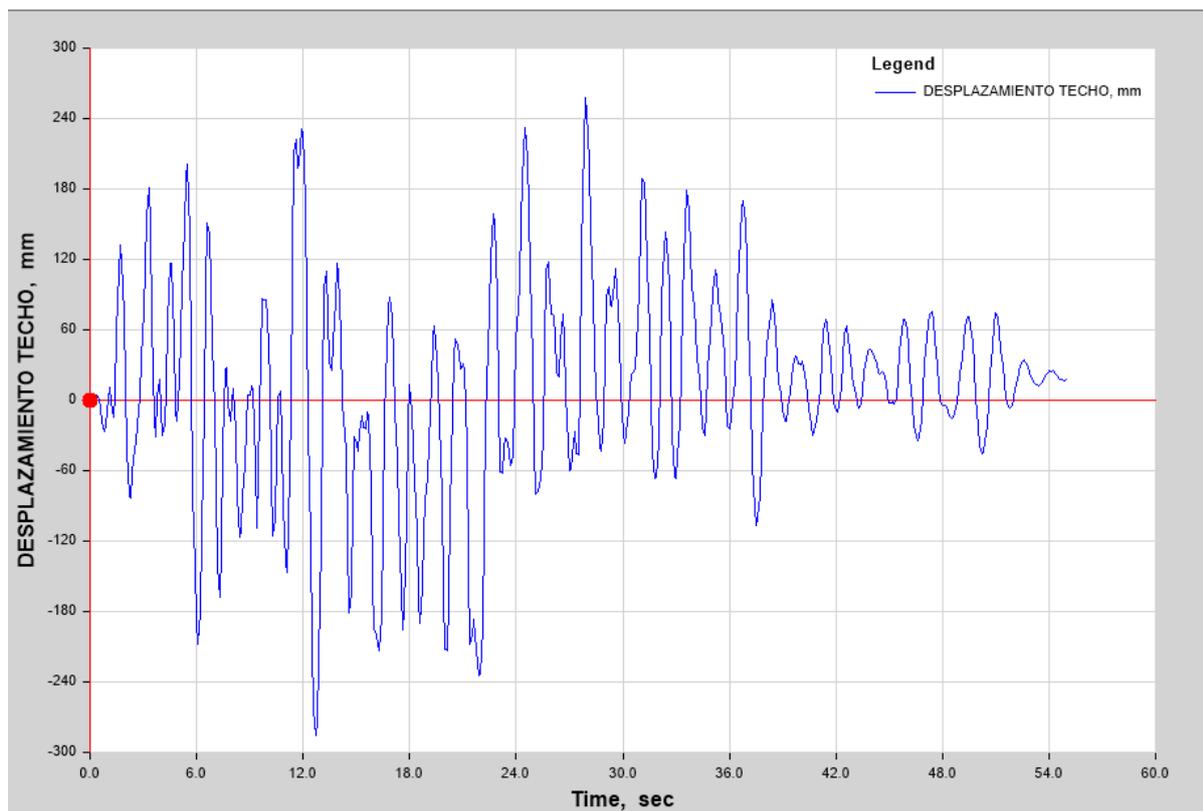


Figura 50: Desplazamiento máximo en el techo durante análisis de acelerograma artificial #1 TR 2500 años en estructura sin rigidizar (arriba) y rigidizada (abajo)

En un análisis tiempo-historia se confirma los datos obtenidos en el análisis espectral. En la estructura rigidizada los desplazamientos y derivas de entrepiso se reducen hasta un 25% frente a la estructura tradicional. Los efectos torsionales se llegan a reducir hasta lograr movimientos casi traslacionales

Tabla 32 Derivas máximas y ratios de derivas de estructura tridimensional para varios periodos de retorno

Periodo de retorno	Sin rigidizar		Rigidizado	
	Máxima	Ratio Max/CM	Máxima	Ratio Max/CM
100 años	0.005419	1.159	0.004465	1.077
500 años	0.008582	1.122	0.007090	1.021
2500 años	0.013625	1.083	0.011381	1.010

Tabla 33 Desplazamientos máximos y ratios de derivas de estructura tridimensional para varios periodos de retorno

Periodo de retorno	Sin rigidizar		Rigidizado	
	Máxima	Ratio Max/CM	Máxima	Ratio Max/CM
100 años	129.8	1.158	97.3	1.041
500 años	201.4	1.118	153.9	1.002
2500 años	304.2	1.067	243.8	1.006

7. Conclusiones

La formación de pórticos tipo Vierendeel por medio de la colocación de montantes de hormigón o acero en el centro de vano es una solución adecuada para reducir los desplazamientos sísmicos de la estructura en un rango de 20% a 30%.

La rigidización no genera una resistencia de la estructura a mayores aceleraciones en la base. Es decir, el beneficio generado es únicamente en el rango de control de desplazamientos de la estructura.

En el procedimiento simplificado de análisis indicado en el Eurocódigo 8 se puede aproximar el periodo de una estructura como $T = C_t * H^{\frac{3}{4}}$, donde C_t es 0.075 para pórticos de momento y 0.050 para estructuras de muros de corte. Se deduce que el periodo fundamental estimado en una estructura a base de muros estructurales es aproximadamente 33% menor que el de una aporcionada de igual altura. Si se utiliza un montante con rigidez similar a la viga del pórtico se puede reducir el periodo un 23% aproximadamente. Esto indica que este método tiene cerca del 70% de efectividad que la colocación de muros de corte.

Los montantes rigidizadoras sufren importantes inclusiones en el régimen plástico. Por esta razón se debe de asegurar una adecuada ductilidad. Para montantes de hormigón se recomienda utilizar los requisitos de confinamiento de pilares. Por otro lado, para perfiles metálicos se recomienda utilizar únicamente perfiles metálicos Clase 1. La conexión a la viga debe asegurar que el nudo sea rígido.

Los efectos de la componente vertical sísmica son despreciables en este tipo de estructura. Los esfuerzos y deformaciones de una estructura analizada con la componente vertical difieren menos del 5% con las de una estructura analizada únicamente con la horizontal.

Se ha comprobado que la disposición de montantes interrumpidos formando vigas tipo Vierendeel no afecta al sistema de cargas verticales de forma significativa, siendo las columnas continuas del pórtico las que transmiten las acciones verticales. Por lo tanto, no es aplicable la consideración de irregular en planta por pilares interrumpidos aplicados a los montantes ya que su función estructural no es la de pilares pues trabajan casi únicamente a flexión. Por esta razón y por la baja importancia de la componente vertical del sismo se recomienda considerar este sistema como regular en elevación.

Para que el pórtico Vierendeel no genere un mecanismo vertical que cause un colapso frágil de la edificación es necesario utilizar el método de diseño por capacidad. En este TFM se propone una fórmula de diseño simple que evita este mecanismo. En caso se desee considerar la componente sísmica vertical se propone una modificación de la fórmula basada en el método del ASCE-7.



Con el diseño por capacidad no se producen rotaciones plásticas en el centro de la viga. Por esta razón no es necesario que se considere como zona posible de rótula plástica ni que se le dote de una importante ductilidad.

La rigidez del montante influye significativamente en la mejora del comportamiento del pórtico. Esta mejora de comportamiento se encuentra hasta que el montante tenga una rigidez a la flexión similar a la de la viga. Para rigideces mayores las mejoras de comportamiento son despreciables. Se recomienda trabajar con rigideces del montante entre el 80% y 100% de la rigidez de la viga.



8. Recomendaciones para trabajos futuros

Algunos posibles estudios para ampliar esta línea de investigación son los siguientes:

- Estudios experimentales para verificar los resultados obtenidos en el análisis teórico.
- Estudios teóricos sobre el comportamiento de estructuras rigidizadas con montantes colocadas en otras posiciones, las cuales resistan tanto cargas gravitatorias como sísmicas.
- Estudio de la conexión de la montante y la viga principal. Para encontrar efectos locales que podrían aparecer y sugerir procedimientos de diseño.
- Estudio de viabilidad sobre la utilización de este método para el reforzamiento de estructuras existentes.

Bibliografía

- ACI Committee 318. 2014. *ACI 318M-14, Building Code Requirements for Structural Concrete*. [https://doi.org/10.1016/0262-5075\(85\)90032-6](https://doi.org/10.1016/0262-5075(85)90032-6).
- ASCE. 2005. *ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. <https://doi.org/10.1061/9780784412916>.
- Cancellara, Donato, and Fabio De Angelis. 2017. "Assessment and Dynamic Nonlinear Analysis of Different Base Isolation Systems for a Multi-Storey RC Building Irregular in Plan." *Computers and Structures* 180: 74–88. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.02.012>.
- Chakrabarti, Amarnath, Devdas Menon, and Amlan Kumar Sengupta. 2008. *Handbook on Seismic Retrofit of Buildings*. Oxford, UK: Alpha Science.
- "Dynamic Isolation Systems - Media Gallery." n.d. Accessed August 31, 2018. <http://www.dis-inc.com/media/media.html>.
- Elnashai, Amr S., and Luigi Di Sarno. 2008. *Fundamentals of Earthquake Prediction*. John Wiley & Sons. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(95\)00070-4](https://doi.org/10.1016/0013-7952(95)00070-4).
- European Committee for Standardization. 2004. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1 : General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings." *European Committee for Standardization 1* (English): 231. [https://doi.org/\[Authority: The European Union per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC\]](https://doi.org/[Authority: The European Union per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]).
- Goel, Rakesh K. 1998. "Effects of Supplemental Viscous Damping on Seismic Response of Asymmetric-Plan Systems." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27 (2): 125–41. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199802\)27:2<125::AID-EQE720>3.0.CO;2-6](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199802)27:2<125::AID-EQE720>3.0.CO;2-6).
- Liang, Zach, George C. Lee, Gary F. Dargush, and Jianwei Song. 2011. *STRUCTURAL DAMPING-Applications in Seismic Response Modification*. CRC Press.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. 2016. "Norma E.030 Diseño Sismorresistente." *Reglamento Nacional de Edificaciones*, 32.
- Naeim, Farzad. 2001. *The Seismic Design Handbook*. Edited by Farzad Naeim. 2nd ed. Springer US. <https://doi.org/10.1007/978-1-4615-1693-4>.
- Sritharan, Sri, Katrin Beyer, Richard S. Henry, Y. H. Chai, Mervyn Kowalsky, and Desmond Bull. 2014. "Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications." *Earthquake Spectra* 30 (1): 307–34. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>.
- Torres Parra, Pablo Fernando. 2017. "Stability of Slender Wall Boundaries under Non-Uniform Strain Profiles." California, Berkeley.
- Varghese, P. C., T. P. Ganesan, and H. Achyutha. 1972. "Strength and Behaviour of



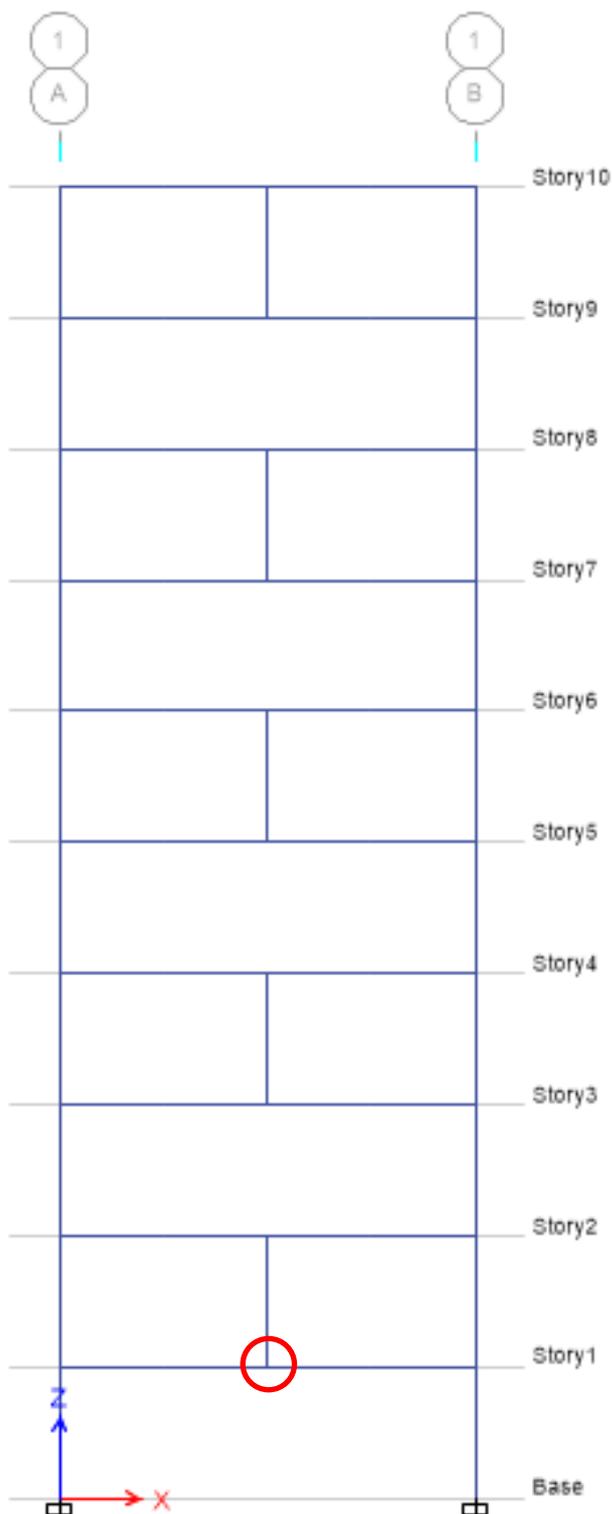
Reinforced Concrete Vierendeel Girders.” *Building Science* 7 (3): 183–95.
[https://doi.org/10.1016/0007-3628\(72\)90024-2](https://doi.org/10.1016/0007-3628(72)90024-2).

Vial, Ignacio J., Juan C. de la Llera, José L. Almazán, and Víctor Ceballos. 2006. “Torsional Balance of Plan-Asymmetric Structures with Frictional Dampers: Experimental Results.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35 (15): 1875–98.
<https://doi.org/10.1002/eqe.610>.

Wickersheimer, David J. 2018. “The Vierendeel Author (s): David J . Wickersheimer Source : Journal of the Society of Architectural Historians , Vol . 35 , No . 1 (Mar . , 1976), Pp . Published by : University of California Press on Behalf of the Society of Architectural Historians S” 35 (1): 54–60.

Anejo 1: Resultados del análisis tiempo-historia de pórtico plano para verificar el comportamiento del mecanismo vertical

Se presentan los resultados de la rótula en el centro de viga del primer nivel.



Resultados de rótula plástica – TR 100 años

Caso de carga	Momento kN-m	Rotación Plástica rad
Sismo 1	749.1448	0
Sismo 2	772.3852	0
Sismo 3	748.0729	0
Sismo 4	755.7631	0
Sismo 5	784.0221	0
Sismo 6	740.4899	0
Sismo 7	789.0111	0
Promedio	762.6984	0
Coeficiente de variación	2.50%	0%

Resultados de rótula plástica – TR 500 años

Caso de carga	Momento kN-m	Rotación Plástica rad
Sismo 1	820.5	0
Sismo 2	840.4	0
Sismo 3	828.4	0
Sismo 4	828.9	0
Sismo 5	862.1	0
Sismo 6	862.8	0
Sismo 7	852.4	0
Promedio	842.2	0
Coeficiente de variación	2.04%	0%

Resultados de rótula plástica – TR 2500 años

Caso de carga	Momento kN-m	Rotación Plástica rad
Sismo 1	867.5174	0.003143
Sismo 2	866.3318	0.001663
Sismo 3	865.965	0.001205
Sismo 4	866.3559	0.001693
Sismo 5	866.2634	0.001577
Sismo 6	866.5668	0.001956
Sismo 7	866.1631	0.001452
Promedio	866.4519	0.001813
Coeficiente de variación	0.06%	34.75%

Anejo 2: Resultados del análisis tiempo-historia de pórtico plano para verificar la importancia de la componente sísmica vertical.

Desplazamiento máximo del pórtico (m.) - TR 100 años

SEÑAL	SIN SISMO VERTICAL	CON SISMO VERTICAL
1	0.115	0.113
2	0.09	0.09
3	0.122	0.123
4	0.098	0.1
5	0.116	0.116
6	0.113	0.111
7	0.096	0.096
Promedio	0.107	0.107
Coefficiente variación	11.4%	11.1%

Desplazamiento máximo del pórtico (m.) - TR 500 años

SEÑAL	SIN SISMO VERTICAL	CON SISMO VERTICAL
1	0.122	0.12
2	0.131	0.142
3	0.231	0.228
4	0.166	0.159
5	0.164	0.162
6	0.209	0.207
7	0.148	0.148
Promedio	0.167	0.167
Coefficiente variación	23.9%	22.7%

Desplazamiento máximo (m.) del pórtico - TR 2500 años

SEÑAL	SIN SISMO VERTICAL	CON SISMO VERTICAL
1	0.219	0.248
2	0.299	0.284
3	0.331	0.338
4	0.348	0.361
5	0.29	0.292
6	0.528	0.527
7	0.191	0.197
Promedio	0.315	0.321
Coefficiente variación	34.8%	33.0%

Deriva máxima por nivel del pórtico - TR 500 años con sismo vertical

Nivel	Señal 1	Señal 2	Señal 3	Señal 4	Señal 5	Señal 6	Señal 7	Prom.	Coefficiente de Variación
Piso 10	0.161%	0.178%	0.187%	0.145%	0.165%	0.159%	0.149%	0.163%	9.10%
Piso 9	0.276%	0.350%	0.314%	0.265%	0.302%	0.285%	0.297%	0.298%	9.43%
Piso 8	0.287%	0.346%	0.326%	0.268%	0.334%	0.316%	0.298%	0.311%	8.89%
Piso 7	0.391%	0.476%	0.441%	0.372%	0.466%	0.488%	0.406%	0.434%	10.43%
Piso 6	0.403%	0.411%	0.431%	0.354%	0.380%	0.516%	0.432%	0.418%	12.25%
Piso 5	0.544%	0.512%	0.590%	0.634%	0.536%	0.685%	0.604%	0.586%	10.36%
Piso 4	0.517%	0.524%	0.706%	0.729%	0.579%	0.629%	0.579%	0.609%	13.65%
Piso 3	0.723%	0.720%	0.889%	0.997%	0.834%	0.709%	0.768%	0.806%	13.34%
Piso 2	0.649%	0.629%	0.714%	0.809%	0.858%	0.594%	0.646%	0.700%	14.14%
Piso 1	0.603%	0.566%	0.627%	0.735%	0.822%	0.479%	0.547%	0.626%	18.74%

Deriva máxima por nivel del pórtico - TR 500 años sin sismo vertical

Nivel	Señal 1	Señal 2	Señal 3	Señal 4	Señal 5	Señal 6	Señal 7	Prom.	Coefficiente de Variación
Piso 10	0.157%	0.185%	0.184%	0.146%	0.169%	0.159%	0.151%	0.164%	9.44%
Piso 9	0.270%	0.340%	0.317%	0.257%	0.306%	0.286%	0.301%	0.297%	9.54%
Piso 8	0.279%	0.334%	0.331%	0.261%	0.328%	0.326%	0.300%	0.309%	9.44%
Piso 7	0.389%	0.433%	0.450%	0.360%	0.429%	0.497%	0.417%	0.425%	10.27%
Piso 6	0.411%	0.412%	0.421%	0.361%	0.389%	0.516%	0.431%	0.420%	11.45%
Piso 5	0.552%	0.528%	0.585%	0.629%	0.536%	0.681%	0.570%	0.583%	9.41%
Piso 4	0.517%	0.602%	0.720%	0.704%	0.606%	0.614%	0.559%	0.617%	11.80%
Piso 3	0.668%	0.985%	0.905%	1.144%	0.837%	0.720%	0.743%	0.857%	19.58%
Piso 2	0.634%	0.703%	0.741%	0.840%	0.902%	0.578%	0.658%	0.722%	15.95%
Piso 1	0.593%	0.605%	0.642%	0.736%	0.871%	0.522%	0.561%	0.647%	18.51%

Cortante basal – TR 100 años

	Con sismo vertical	Sin sismo vertical
Señal 1	838.1	852.0
Señal 2	871.3	878.5
Señal 3	829.4	832.7
Señal 4	856.5	860.8
Señal 5	857.0	886.1
Señal 6	806.8	806.1
Señal 7	921.7	916.2
Promedio	854.4	861.8
Coefficiente de variación	4.27%	4.21%

Cortante basal – TR 500 años

	Con sismo vertical	Sin sismo vertical
Señal 1	998.1	984.9
Señal 2	906.0	904.0
Señal 3	987.2	985.0
Señal 4	963.7	926.5
Señal 5	1008.4	986.3
Señal 6	929.4	926.7
Señal 7	1009.8	996.6
Promedio	971.8	958.6
Coefficiente de variación	4.18%	3.96%

Cortante basal – TR 2500 años

	Con sismo vertical	Sin sismo vertical
Señal 1	1040.1	1051.9
Señal 2	1156.5	1138.5
Señal 3	1159.3	1153.7
Señal 4	1033.1	1031.6
Señal 5	1112.3	1170.9
Señal 6	1031.0	1028.6
Señal 7	1140.5	1144.4
Promedio	1096.1	1102.8
Coefficiente de variación	5.43%	5.66%

Anejo 3: Resultados de análisis tiempo-historia de estructura tridimensional.

Resultados de derivas en dirección X-X de estructura tradicional TR 100 años – análisis tiempo-historia

Piso	Sin rigidizar			Rigidizada		
	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio
Story10	0.3737%	0.3289%	1.136	0.2442%	0.2432%	1.004
Story9	0.4155%	0.3594%	1.156	0.2948%	0.2803%	1.052
Story8	0.4564%	0.3887%	1.174	0.3205%	0.3057%	1.048
Story7	0.4953%	0.4233%	1.17	0.3752%	0.3488%	1.076
Story6	0.5271%	0.4536%	1.162	0.3927%	0.3689%	1.064
Story5	0.5419%	0.4677%	1.159	0.4210%	0.3988%	1.056
Story4	0.5305%	0.4604%	1.152	0.4340%	0.4113%	1.055
Story3	0.4884%	0.4280%	1.141	0.4465%	0.4144%	1.077
Story2	0.3914%	0.3486%	1.123	0.3715%	0.3502%	1.061
Story1	0.1967%	0.1699%	1.158	0.1956%	0.1755%	1.114

Resultados de derivas en dirección X-X de estructura tradicional TR 500 años – análisis tiempo-historia

Piso	Sin rigidizar			Rigidizada		
	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio
Story10	0.5707%	0.5069%	1.126	0.4065%	0.3907%	1.041
Story9	0.6396%	0.5629%	1.136	0.4565%	0.4536%	1.007
Story8	0.7250%	0.6421%	1.129	0.5056%	0.5011%	1.009
Story7	0.8031%	0.7160%	1.122	0.5871%	0.5848%	1.004
Story6	0.8407%	0.7508%	1.12	0.6532%	0.6526%	1.001
Story5	0.8582%	0.7650%	1.122	0.7090%	0.6945%	1.021
Story4	0.8422%	0.7546%	1.116	0.6946%	0.6834%	1.016
Story3	0.7766%	0.7037%	1.104	0.7069%	0.6725%	1.051
Story2	0.5970%	0.5453%	1.095	0.5866%	0.5631%	1.042
Story1	0.2732%	0.2382%	1.147	0.3018%	0.2742%	1.101

Resultados de derivas en dirección X-X de estructura tradicional TR 2500 años – análisis tiempo-historia

Piso	Sin rigidizar			Rigidizada		
	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio	Deriva Máxima	Deriva Promedio	Ratio
Story10	0.9048%	0.8241%	1.098	0.5197%	0.5075%	1.024
Story9	1.0092%	0.9026%	1.118	0.6275%	0.6246%	1.005
Story8	1.1253%	1.0174%	1.106	0.8249%	0.8233%	1.002
Story7	1.2707%	1.1667%	1.089	1.0310%	1.0138%	1.017
Story6	1.3625%	1.2583%	1.083	1.1049%	1.0880%	1.015
Story5	1.3536%	1.2706%	1.065	1.1303%	1.1195%	1.01
Story4	1.2693%	1.2324%	1.03	1.1381%	1.1265%	1.01
Story3	1.2142%	1.1876%	1.022	1.1298%	1.1046%	1.023
Story2	0.9713%	0.9499%	1.023	0.8984%	0.8869%	1.013
Story1	0.4487%	0.4154%	1.08	0.4268%	0.3996%	1.068

Resultados de desplazamientos en dirección X-X de estructura tradicional TR 100 años – análisis tiempo-historia

Piso	Sin rigidizar			Rigidizada		
	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Promedio	Ratio	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Promedio	Ratio
Story10	129.809	112.105	1.158	97.341	93.531	1.041
Story9	119.02	103.029	1.155	90.655	87.068	1.041
Story8	107.513	93.19	1.154	84.155	80.334	1.048
Story7	94.426	81.985	1.152	76.530	72.547	1.055
Story6	79.744	69.376	1.149	66.933	63.122	1.06
Story5	63.931	55.768	1.146	56.058	52.508	1.068
Story4	47.674	41.736	1.142	43.428	40.543	1.071
Story3	31.758	27.923	1.137	30.408	28.205	1.078
Story2	17.643	15.556	1.134	17.013	15.772	1.079
Story1	5.902	5.097	1.158	5.869	5.266	1.114

Resultados de desplazamientos en dirección X-X de estructura tradicional TR 500 años – análisis tiempo-historia

Piso	Sin rigidizar			Rigidizada		
	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Promedio	Ratio	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Promedio	Ratio
Story10	201.43	180.211	1.118	153.922	153.542	1.002
Story9	184.31	165.003	1.117	145.134	144.485	1.004
Story8	167.376	149.51	1.119	134.707	133.535	1.009
Story7	147.871	132.422	1.117	121.476	119.831	1.014
Story6	125.057	112.211	1.114	104.183	102.378	1.018
Story5	100.058	89.974	1.112	87.655	84.315	1.04
Story4	74.311	67.023	1.109	68.205	65.009	1.049
Story3	49.046	44.384	1.105	47.858	45.264	1.057
Story2	25.747	23.273	1.106	26.650	25.12	1.061
Story1	8.196	7.146	1.147	9.053	8.225	1.101

Resultados de desplazamientos en dirección X-X de estructura tradicional TR 2500 años – análisis tiempo-historia

Piso	Sin rigidizar			Rigidizada		
	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Promedio	Ratio	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Promedio	Ratio
Story10	304.248	285.055	1.067	243.787	242.384	1.006
Story9	281.125	265.016	1.061	230.398	229.84	1.002
Story8	254.424	241.752	1.052	215.889	215.557	1.002
Story7	222.063	213.927	1.038	197.119	195.772	1.007
Story6	188.110	182.628	1.03	171.334	169.422	1.011
Story5	152.054	148.423	1.024	141.100	138.747	1.017
Story4	115.657	112.832	1.025	107.394	105.328	1.02
Story3	78.258	76.201	1.027	73.249	71.534	1.024
Story2	41.832	40.574	1.031	39.356	38.396	1.025
Story1	13.46	12.462	1.08	14.867	13.503	1.101