



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

Análisis de los efectos de la irregularidad en planta y esbeltez en el comportamiento sísmico de edificios

Trabajo realizado por:

Santiago Fernando Trujillo Tamayo

Dirigido por:

Jesús Miguel Bairán García

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, Mayo de 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

Agradecimientos

A Dios por estar presente en cada paso, en cada instante de mi existencia, a la Virgen María por su cuidado, a mis amados padres Segundo y Anita ya que son el pilar elemental de mi vida, mis hermanos Saúl, Lorena, Brenda y Eliana quienes me dan su cariño, ánimo y alegría para continuar en mis propósitos. A mi tío Andrés por su gran ayuda incondicional y toda mi familia que a la distancia me dan gran apoyo.

A la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación (SENESCYT) del Ecuador, como entidad auspiciante al otorgar la beca para cursar el máster.

A mi profesor Jesús Miguel Bairán quien me ha impartido sus amplios conocimientos para la elaboración de este trabajo.

Álvaro, Jenny, Jely y Alice quienes me han dado su cariño y hospitalidad durante toda mi estancia en Barcelona.

Resumen

Los eventos sísmicos producen efectos devastadores en la población, traducándose en pérdidas económicas y humanas que son atribuidos al colapso parcial o total de las obras civiles. Desde hace varias décadas se han plasmado gradualmente requisitos sismorresistentes en las normativas con el objeto de estimar la demanda sísmica, resistencia de la estructura y limitación del daño.

La configuración geométrica e irregularidades tanto en planta como en altura afecta el comportamiento sísmico de la estructura, por ello se presenta los criterios de la Norma Europea, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente y norma de Estados Unidos que penalizan las irregularidades mediante un coeficiente traducándose en un incremento de hasta un 25 por ciento en las fuerza sísmicas de diseño.

La torsión es uno de los problemas que más daño genera en las edificaciones, generalmente causadas por una distribución irregular de los elementos resistentes al sismo, se definen dos edificaciones como casos de estudio que según los criterios del ASCE 7-10 (2010) y NSR-10 (2010) son consideradas como irregular torsional e irregular torsional extrema.

Las edificaciones denominadas tipo A y B son analizadas cumpliendo los requisitos del Eurocódigo 8 (2004) empleando el software ETABS, se establece un análisis lineal elástico y diseño de los elementos estructurales para luego evaluar el desempeño sísmico mediante un análisis no lineal en el dominio del tiempo utilizando una selección de acelerogramas registrados del sismo de L'Aquila, Loma Prieta y un acelerograma artificial denominado RG160. Las edificaciones se someten sismos de diferente magnitud que corresponden a periodos de retorno de 100, 475 y 2500 años.

Palabras clave: irregularidad, torsión, planta

Abstract

Seismic events produce devastating effects on the population, inducing economic and human losses that are attributed to the partial or total collapse of civil works. For several decades, seismic resistance requirements have been gradually reflected in regulations in order to estimate seismic demand, resistance of the structure and limitation of damage.

The geometric configuration and irregularities both in plan and height affect the seismic behavior of the structure, for this reason the criteria of the European Standard, Ecuadorian Construction Norm, Colombian Construction Regulations and the United States Standard that penalize the irregularities through a coefficient inducing an increase of up to 25 percent in the design seismic forces.

Torsion is one of the problems that cause the most damage to buildings, generally caused by an irregular distribution of the elements resistant to the earthquake. Two buildings are defined as case studies that according to the criteria of ASCE 7-10 (2010) and NSR -10 (2010) are considered as torsional irregular and extreme torsional irregular.

The buildings named type A and B are analyzed in compliance with the requirements of Eurocode 8 (2004) using the ETABS software, an elastic linear analysis and design of the structural elements is established to then evaluate the seismic performance through a nonlinear analysis in the domain of the time using a selection of registered accelerograms of the L'Aquila, Loma Prieta earthquake and an artificial accelerogram called RG160. The buildings undergo earthquakes of different magnitudes that correspond to return periods of 100, 475 and 2500 years.

Key words: irregularity, torsion, plan

Contenido

<i>Agradecimientos</i>	ii
<i>Resumen</i>	iii
<i>Abstract</i>	iv
Índice de Figuras	viii
Índice de Tablas.....	x
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	3
2. Estado del Arte	4
2.1 Irregularidades en las edificaciones:	5
2.2 Irregularidad en planta.....	11
2.2.1 Norma Europea EN 1998-1	11
2.2.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2015	14
2.2.3. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, NSR-10	15
2.2.4 Normativa de Estados Unidos de América, ASCE/SEI 7-10.....	17
2.3 Irregularidad en elevación	19
2.3.1 Norma Europea EN 1998-1:2004	19
2.3.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2015	20

2.3.3 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, NSR-10.....	22
2.3.4 Norma de Estados Unidos, ASCE/SEI 7-10	23
2.4 Irregularidad torsional:	24
3. Definición de los casos de estudio.....	26
3.1 Descripción de los edificios.....	27
3.1.1 Edificio tipo A	27
3.1.2 Edificio tipo B	28
3.2 Demanda sísmica	29
3.2.1 Acción sísmica.....	30
3.2.2 Acciones verticales	32
3.3 Diseño.....	34
3.4 Desempeño de acuerdo al diseño	37
3.4.1 Edificio tipo A	38
3.4.2 Edificio tipo B	41
4. Análisis del desempeño sísmico.....	45
4.1 Selección de registros.....	46
4.1.1 Sismo de L'Aquila (2009).....	46
4.1.2 Sismo de Loma Prieta (1989).....	49
4.1.3 Sismo ajustado a Espectro EC8 suelo tipo B	50
4.2 Spectral matching.....	51
4.3 Periodos de retorno.....	54

4.4 Modelo no lineal	56
4.4.1 Rótulas plásticas	57
4.4.2 Análisis no lineal	59
5. Análisis de resultados	61
5.1 Edificio tipo A.....	61
5.2 Edificio tipo B.....	64
6. Conclusiones	68
6.1 Futuras líneas de investigación	69
Bibliografía	70

Índice de Figuras

Figura 1. Estructuras irregulares. (Arnold, 1983)	6
Figura 2. Modelos analizados. (Pérez & Doz, 2018)	8
Figura 3. a) Formas geométricas analizadas, b) Alargamiento en la planta arquitectónica. (Herrera & Soberón, 2008)	9
Figura 4. Efecto del alargamiento en planta. (Herrera & Soberón, 2008)	10
Figura 5. Irregularidades en planta. (NSR-10, 2010)	16
Figura 6. Criterios para la regularidad de edificios con retranqueos. (Eurocode 8, 2004)	20
Figura 7. Colapso parcial del edificio SCT. (Nexos, 2017)	24
Figura 8. Plantas tipo. (Ozmen, Girgin, & Durgun, 2014)	25
Figura 9. Desplazamiento máximo y promedio. (Ozmen, Girgin, & Durgun, 2014)	25
Figura 10. Modelo tridimensional del edificio tipo A	28
Figura 11. Modelo tridimensional del edificio tipo B	29
Figura 12. Espectro de diseño considerado	32
Figura 13. Dimensionamiento de esfuerzos cortantes en vigas. (Eurocode 8, 2004)	35
Figura 14. Dimensionamiento para esfuerzo cortante en pilares. (Eurocode 8, 2004)	35
Figura 15. Ubicación de epicentro. (Oyarzo & Griffith, 2010)	47
Figura 16. Vaciamiento de paneles de albañilería de relleno. (Oyarzo & Griffith, 2010)	48
Figura 17. Acelerograma L'Aquila	48
Figura 18. Colapso de edificio residencial (Shephard et al., 1990)	49
Figura 19. Acelerograma del sismo Loma Prieta - Corralitos	50
Figura 20. Acelerograma del sismo RG160	50
Figura 21. Espectro de repuesta elástica horizontal	52
Figura 22. Match para sismo L'Aquila	53
Figura 23. Match para sismo Loma Prieta-Corralit	53

Figura 24. Match para sismo RG160	54
Figura 25. Curva momento vs rotación (Computers & Structures, Inc., 2017).....	59
Figura 26. Análisis no lineal para el sismo L'Aquila para un T_R de 475 años.....	60
Figura 27. Valores de δ_{max}/δ_{CM} vs periodo de retorno, edificio tipo A	63
Figura 28. Valores de δ_{max}/δ_{CM} vs periodo de retorno, edificio tipo B	65
Figura 29. Limitación de daño de los edificios A y B	67

Índice de Tablas

Tabla 1. Tipos de irregularidades en las edificaciones.....	10
Tabla 2. Consecuencias de la regularidad estructural en el cálculo sismorresistente.	11
Tabla 3. Valores del coeficiente multiplicador α_u/α_1	13
Tabla 4. Valores de base del coeficiente de comportamiento q_o	13
Tabla 5. Coeficientes de irregularidad en planta.	14
Tabla 6. Irregularidades en planta según ASCE/SEI 7-10.	17
Tabla 7. Penalización por irregularidad en planta de las normativas.....	18
Tabla 8. Coeficientes de irregularidad en elevación según NEC.	21
Tabla 9. Irregularidades en altura según NSR-10.....	22
Tabla 10. Penalización por irregularidad en elevación	23
Tabla 11. Parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo1 recomendado. ...	30
Tabla 12. Clases de importancia para los edificios.....	31
Tabla 13. Valores de ϕ para calcular ΨE_i (Eurocode 8, 2004)	33
Tabla 14. Reducción de la rigidez de los elementos por fisuración.....	34
Tabla 15. Cuadro de columnas edificio tipo A.....	36
Tabla 16. Cuadro de vigas piso 1 edificio tipo A	36
Tabla 17. Cuadro de columnas edificio tipo B	37
Tabla 18. Cuadro de viga piso 1 edificio tipo B	37
Tabla 19. Modos de vibración del edificio tipo A	38
Tabla 20. Fuerza Cortante edificio tipo A.....	38
Tabla 21. Desplazamientos en el centro de masas edificio tipo A.....	39
Tabla 22. Limitación del desplome entre plantas del edificio tipo A	39
Tabla 23. Control de la deriva d_r/h edificio tipo A	40
Tabla 24. Determinación del coeficiente θ del edificio tipo A.....	40

Tabla 25. Desplazamientos de piso del edificio tipo A.....	41
Tabla 26. Derivas de piso del edificio tipo A	41
Tabla 27. Modos de vibración del edificio tipo B	42
Tabla 28. Fuerza cortante del edificio tipo B	42
Tabla 29. Desplazamientos en el centro de masas edificio tipo B.....	43
Tabla 30. Limitación del desplome entre plantas del edificio tipo B	43
Tabla 31. Control de la deriva d_r/h edificio tipo B	43
Tabla 32. Calculo del coeficiente θ del edificio tipo B	44
Tabla 33. Desplazamientos de piso del edificio tipo B.....	44
Tabla 34. Derivas de piso del edificio tipo B	44
Tabla 35. Desplazamientos para T_R de 100, 475 y 2500 años, edificio tipo A	62
Tabla 36. Valores de δ_{max}/δ_{CM} , edificio tipo A.....	62
Tabla 37. Desplazamiento en el centro de masa, edificio tipo A.....	63
Tabla 38. Derivas inelásticas del análisis no lineal, edificio A	64
Tabla 39. Desplazamientos para T_R de 100, 475 y 2500 años, edificio tipo B	64
Tabla 40. Valores de δ_{max}/δ_{CM} , edificio tipo B.....	65
Tabla 41. Desplazamiento en el centro de masa, edificio tipo B.....	66
Tabla 42. Derivas inelásticas de piso, edificio B	66
Tabla 43. Determinación de limitación de daño de los edificios A y B.....	67

1. Introducción

1.1 Motivación

A lo largo de los siglos se han producido sismos devastadores ocasionando cuantiosas pérdidas económicas y humanas, generalmente provocadas por el colapso de las obras civiles cuyas estructuras han sido probadas por los movimientos sísmicos. Esto llevó a que a partir de los años veinte se empiece a incorporar requisitos sismorresistentes en las normativas (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

Históricamente se ha conocido que los daños en las estructuras se debe mayoritariamente a su configuración geométrica y al tipo de suelo donde se desplantan (Herrera & Soberón, 2008). De hecho, Arnold (1983) señaló que la configuración geométrica afecta a todos los tipos de edificación, por lo que el diseño arquitectónico tiene gran influencia en el desempeño sísmico de la estructura.

Actualmente existe un desarrollo urbanístico importante en las regiones tectónicamente activas, debido a las pendientes del terreno y al espacio reducido en las ciudades se hace más frecuente la construcción de edificios con geometrías asimétricas e irregulares. Una estructura irregular genera más daño que una regular, por lo que las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura irregular son mayores, al mismo tiempo cabe destacar que las normativas penalizan la irregularidad a través de coeficientes en planta y elevación.

Un efecto sísmico substancial en las edificaciones está relacionada con la irregularidad torsional para lo cual la literatura científica y prescripciones de los códigos se inclinan a establecer requisitos conformes al análisis elástico lineal. Sin embargo, el comportamiento dinámico de las estructuras irregulares es muy complejo, lo cual hace difícil su predicción. Más aun, puede cambiar de forma drástica al incursionar en el rango no lineal. Ello hace, que

los criterios de reducción del factor de comportamiento difieran entre diferentes códigos o que incluso, su aplicación puedan controlar el daño de forma uniforme.

Por ello es necesario realizar estudios de análisis y evaluación de cómo afectan las irregularidades en el comportamiento y desempeño sísmico en el rango no lineal, con el propósito de considerar una mayor vulnerabilidad frente al daño que tienen las edificaciones irregulares torsionales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico de un edificio irregular torsional e irregular torsional extremo mediante un análisis lineal y no lineal con el objeto de valorar los criterios sismorresistentes de la normativa.

1.2.2 Objetivos específicos

- Valorar los criterios de irregularidad de las diferentes normativas mediante una comparación del coeficiente de irregularidad en planta y elevación para establecer la máxima penalización en una edificación fuertemente irregular.
- Establecer un diseño y análisis elástico de los edificios estudiados de acuerdo a los requisitos sismorresistentes que establece el Eurocódigo 8 (2004) para un adecuado comportamiento sísmico.
- Evaluar el desempeño sísmico mediante un análisis dinámico no lineal de los edificios estudiados para una selección de registros sísmicos.

1.3 Metodología

Con el objeto de conseguir los objetivos planteados, previamente se realiza una recopilación y análisis de la información hallada en las diferentes normativas y literatura científica acerca de las edificaciones que presentan irregularidad.

Se selecciona la irregularidad en planta y se crea los casos de estudio que abarcan la zona de frontera de definición de irregularidad torsional para lo cual se emplea un análisis paramétrico utilizando un software de análisis estructural para edificaciones.

Se realiza el análisis elástico lineal y diseño sísmico de las edificaciones estudiadas cumpliendo con los criterios del Eurocódigo 8 (2004).

Se efectúa una evaluación del daño y desempeño sísmico mediante un análisis prestacional a través de un análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo para una serie de acelerogramas registrados con diferentes periodos de retorno.

Se analiza los resultados obtenidos, se presenta las conclusiones y líneas futuras de investigación.

2. Estado del Arte

A lo largo de la historia se han producido sismos devastadores en diferentes regiones del planeta ocasionando pérdidas económicas, humanas y el colapso de numerosas estructuras.

A partir de los años 20 y 30 del siglo XX se observó la necesidad de incorporar requisitos sismorresistentes en las normativas de diseño de edificios debido a los efectos dañinos ocasionados por la acción sísmica, en aquel tiempo el conocimiento de la respuesta dinámica de las estructuras era escasa, por lo que la fuerza sísmica actuante se evaluaba de una forma simplificada, como caso típico se adoptaba fuerzas horizontales equivalentes al 10 por ciento del peso total de la estructura (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

Posteriormente, con el avance de las investigaciones se llegó a la conclusión que las estructuras deben poseer alta capacidad para deformarse en el rango inelástico, permitiendo que esta no linealidad se concentre en ciertas zonas de la estructura (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

En Estados Unidos tras los sismos de Loma Prieta de 1989 (magnitud 7.1) y de Northridge de 1994 (magnitud 6.7) que dejaron 63 y 51 fallecidos respectivamente, y millones de dólares en pérdidas económicas, la comunidad científica se vio motivada a la revisión de la filosofía de diseño sísmico conformando el Comité VISION 2000, este cambio en la filosofía da mayor importancia al diseño por desempeño que al diseño por resistencia (Aguar R. , 2004).

En los últimos 20 años, los sismos han ocasionado daños significativos en diversas estructuras que fueron diseñadas y construidas cumpliendo con las normativas sismorresistentes recientes, este es el caso de los terremotos de Chile y México (1985), de Armenia (1988), de California (1989 y 1994), de Japón (1995), de Turquía e India (1999), de Irán (2003), Japón (2004) (Barbat, Oller, & Vielma, 2005).

2.1 Irregularidades en las edificaciones:

Cuando se examinan los daños causados por un evento sísmico en una estructura, salen a relucir temas de interés como son: el sistema estructural, las características del sismo, la calidad y mantenimiento de la construcción; históricamente, se conoce que los daños se deben en su mayoría a la configuración geométrica de la estructura y al tipo de suelo donde se desplanta la construcción (Herrera & Soberón, 2008).

Alrededor de 1971 se iniciaron algunas investigaciones enfocadas en la irregularidad de las edificaciones, especialmente en las afectaciones de poseer piso suave, esbeltez y flexibilidad en diafragmas, los estudios surgieron al indagar las secuelas que dejó el sismo de San Fernando en California (Estados Unidos) (Tena, 2010).

Al mismo tiempo vale la pena hacer hincapié que antes del año 1973, la normativa americana Uniform Building Code no establecía requisitos para la configuración estructural.

Arnold (1983) publicó ciertas tipologías de irregularidad en las edificaciones (ver Figura 1) para que sean acogidas al realizar el diseño arquitectónico y estructural, puesto que a diferencia de las configuraciones geométricas regulares, las configuraciones irregulares tienden a concentrar esfuerzos y fuerzas torsionales. Así mismo determinó que la configuración geométrica afecta a todos los tipos de edificación, por lo cual el diseño arquitectónico tiene gran influencia en el desempeño sísmico de la estructura.

Posteriormente en 1987, el reglamento de diseño sísmico de México (NTCS-1987) introdujo una serie de disposiciones que deben ser satisfechas para considerar a una estructura como regular (Tena-Colunga 1999). Claramente la orientación fue dividir en dos tipos de estructuras, las regulares y las irregulares.

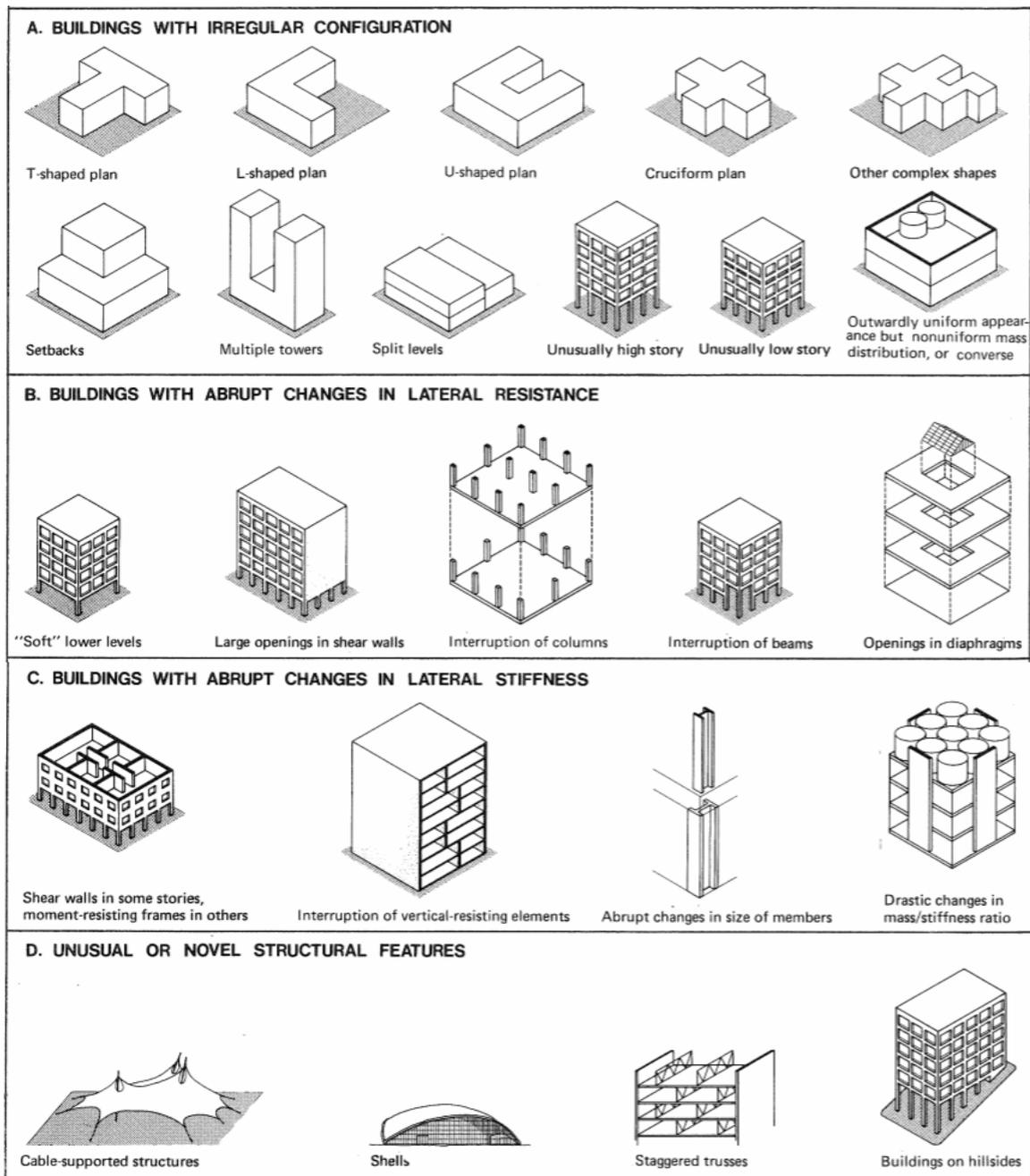


Figura 1. Estructuras irregulares. (Arnold, 1983)

Orozco y Reinoso (2007) analizaron el sismo de México del 28 de julio de 1957, en su estudio reportaron que el 50 por ciento de las estructuras dañadas poseían irregularidades en planta; un caso particular es el Edificio Corcuera de 16 niveles que poseía irregularidad en planta y elevación, los daños que experimentó este edificio fueron tan severos que fue demolido tras el sismo.

Esteva (1963) examinó el sismo ocurrido en Acapulco (México) en mayo de 1962, menciona la evaluación de 21 edificios que presentaron un comportamiento desfavorable, 15 de ellos contaban con irregularidades en planta o elevación, además de poseer una estructuración deficiente por los cambios de rigidez abruptos en pisos contiguos provocando fundamentalmente los pisos suaves.

En la actualidad, las normativas sismorresistentes recomiendan diseñar estructuras con geometrías simétricas, ya que garantizan una adecuada transmisión de fuerzas entre los elementos estructurales, distribuyendo de manera uniforme los esfuerzos y disminuyendo la probabilidad de daños durante un sismo (Pérez & Doz, 2018).

El desarrollo urbanístico en diferentes ciudades del mundo hace que sea más frecuente la construcción de edificios asimétricos o con geometrías irregulares ya sea por espacio insuficiente, diseño arquitectónico o pendientes del terreno. En el proyecto arquitectónico se originan las irregularidades, pero en el estructural se las puede mitigar al modificar la posición y las propiedades de ciertos elementos estructurales.

Se han realizado varios estudios acerca del impacto que tienen las irregularidades en la respuesta dinámica de las estructuras, aunque en su gran mayoría presentan análisis en el rango lineal, por ejemplo el estudio publicado por Pérez y Doz (2018) analizan numéricamente la influencia de las irregularidades en el comportamiento sísmico de una edificación para uso residencial con sistema estructural de pórticos de hormigón armado en dos direcciones.

En el estudio se analizaron 10 modelos en total: 4 para la irregularidad denominada retrocesos en las esquinas, 2 para la irregularidad discontinuidades en el diafragma y 4 para la combinación de ambas, tal como se indica en la Figura 2.

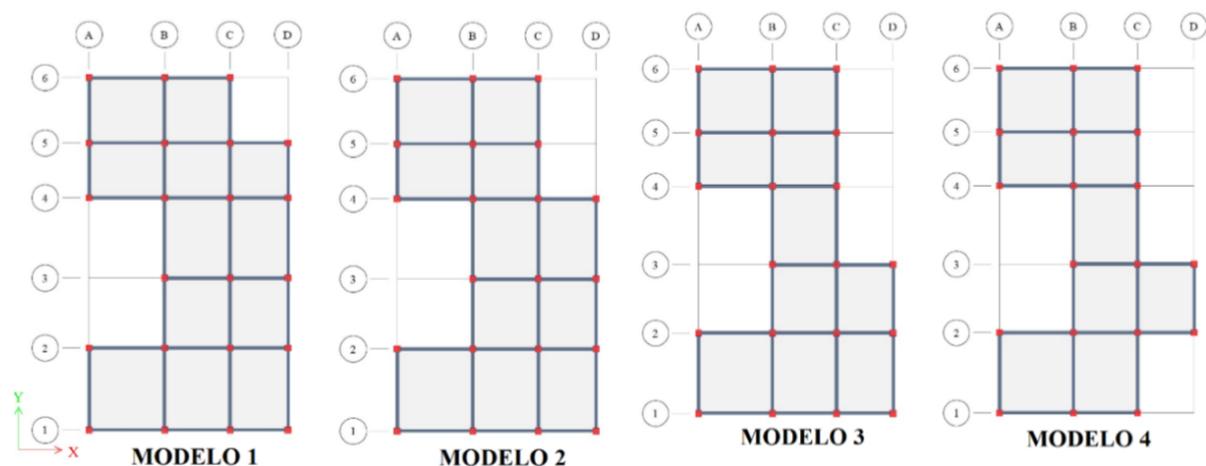


Figura 2. Modelos analizados. (Pérez & Doz, 2018)

Cabe destacar que en este estudio se efectuó un análisis dinámico linealmente elástico y un análisis no lineal estático de plastificación progresiva o también conocido como pushover.

Otro estudio interesante es el presentado por Herrera y Soberón (2008), en el cual realizaron análisis elásticos de edificios con formas arquitectónicas en planta utilizadas en México (cuadrada, rectangular, geometrías U, L y T), verificaron el efecto de los alargamientos y las salientes en las geometrías tipo U, L y T, tal como se presenta en la Figura 3; considerando uno, dos y cuatro niveles determinaron el efecto perjudicial que produce la geometría asimétrica en el comportamiento sísmico de las edificaciones.

Los autores determinaron que la geometría rectangular presenta un menor efecto en su comportamiento sísmico, mientras que las configuraciones en T y U presentan demandas importantes respecto a una figura regular, desde un 50% hasta un 80%, así mismo se señala que las geometrías irregulares muestran un comportamiento más severo bajo la acción sísmica.

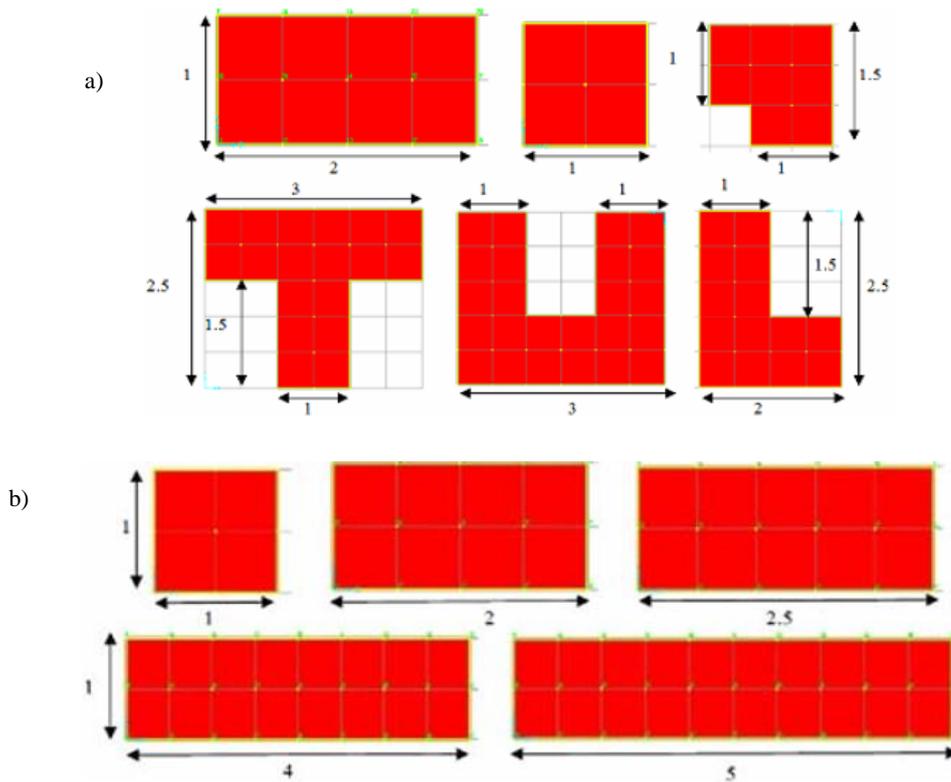


Figura 3. a) Formas geométricas analizadas, b) Alargamiento en la planta arquitectónica.

(Herrera & Soberón, 2008)

Adicionalmente, la relación en planta largo - ancho influye significativamente en la respuesta dinámica de la estructura, puesto que el movimiento sísmico en uno de los extremos, respecto al otro, induce deformaciones diferenciales, brevemente se puede decir que mientras más alargada sea la edificación en planta las deformaciones son mayores, generando diafragmas flexibles. La deformación de las geometrías con plantas alargadas es similar al de una viga a flexión en el sentido largo, este efecto se agrava cuando existe más de dos niveles en el edificio, tal como se observa en las deformadas de los modelos de uno, dos y cuatro niveles (Herrera & Soberón, 2008), mostradas en la Figura 4a. Por otra parte tal como se muestra en la Figura 4b el lado corto trabaja prácticamente como una viga en voladizo con una deformada a flexión, mientras que en el lado largo existe un trabajo principalmente a cortante.

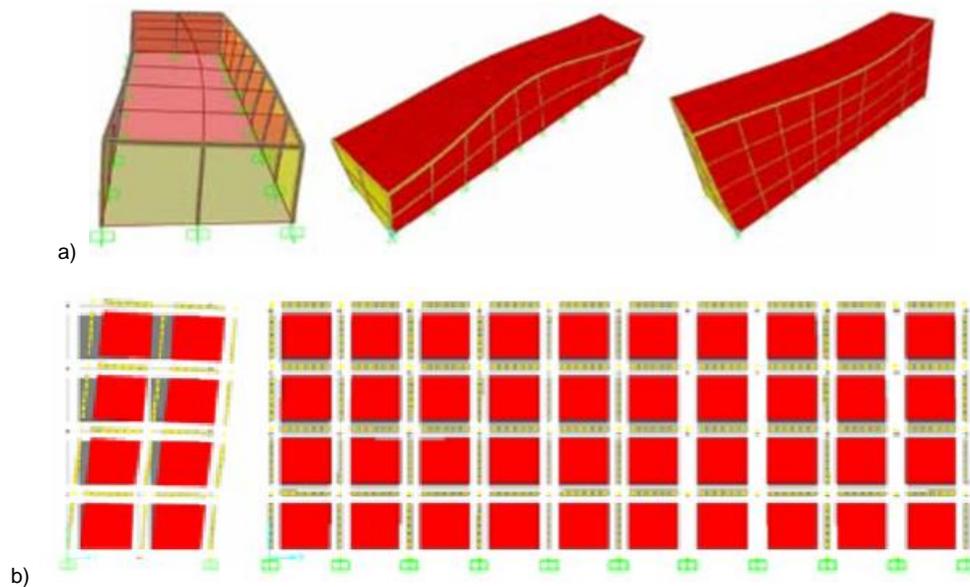


Figura 4. Efecto del alargamiento en planta. (Herrera & Soberón, 2008)

Vale la pena hacer hincapié en que las estructuras con geometrías regulares en planta y elevación, o en que sus elementos estructurales se reparten simétricamente tienden a distribuir uniformemente los esfuerzos evitando las concentraciones de daño, tanto para la respuesta lineal como para la no lineal (Bozzo & Barbat, 2000).

Acorde a las normativas existen varios tipos de irregularidades tanto en planta como en elevación que pueden afectar de manera significativa el comportamiento sísmico de las edificaciones, los tipos de irregularidades se encuentran compiladas en la Tabla 1:

Tabla 1. Tipos de irregularidades en las edificaciones.

Irregularidad en planta	Irregularidad en elevación
Irregularidad torsional	Piso flexible
Irregularidad torsional extrema	Piso flexible extremo
Irregularidad por retroceso en las esquinas	Distribución de masa
Irregularidad por discontinuidad del diafragma	Geometría
Irregularidad por desplazamiento del plano de acción	Desplazamiento dentro del plano de acción
Irregularidad por sistemas no paralelos	Piso débil
	Piso débil extremo

Fuente: (NSR-10, 2010)

La idea central de clasificar los tipos de irregularidades tanto en planta como en elevación es de conferir penalizaciones a las edificaciones que las presenten, mediante la penalización se busca incrementar las fuerzas sísmicas que ingresan a la estructura.

2.2 Irregularidad en planta

2.2.1 Norma Europea EN 1998-1

El Eurocódigo 8 (EN1998-1) establece dos tipos de análisis elástico lineal: el método de la fuerza lateral y el análisis modal por espectro de respuesta.

La Norma Europea determina que los criterios de regularidad tanto en planta como en alzado del edificio deben manejarse por separado, de acuerdo a la Tabla 2:

Tabla 2. Consecuencias de la regularidad estructural en el cálculo sismorresistente.

Regularidad		Simplificación permitida		Coeficiente de comportamiento (Para análisis lineal)
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	
Si	Si	Plano	Fuerza lateral	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial	Fuerza lateral	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido

Fuente: (Eurocode 8, 2004)

Justamente, esta normativa indica que para edificios irregulares en alzado, los valores reducidos se obtienen multiplicando por 0.8 los valores de referencia (Eurocode 8, 2004). Esta condición se plasma en la tabla anterior ya que solamente cuando existe irregularidad en alzado el valor del coeficiente de comportamiento debe ser reducido y el análisis de la estructura debe ser modal elástico lineal. En efecto, se deduce que cuando existe una acción conjunta de regularidad o irregularidad en planta y de irregularidad en alzado el coeficiente de comportamiento debe necesariamente ser reducido.

Asimismo, se induce que cuando la edificación presenta irregularidad en planta y su condición en alzado es regular, se debe utilizar el valor de referencia, por lo tanto no es necesario reducir el coeficiente de comportamiento q ; también se debe realizar un modelo espacial de la estructura de edificación. En cambio, se debe recalcar que la normativa permite realizar modelos planos simplificados de la estructura al presentar regularidad en planta.

Según el Eurocode 8 (2004) existe ocho condiciones que se deben cumplir para considerar a un edificio como regular en planta, algunos de ellos se mencionan a continuación, si incumple alguna de estas condiciones se lo considerará como irregular:

- La estructura del edificio debe ser simétrica en planta respecto a dos ejes ortogonales.
- La configuración en planta debe ser compacta, los retranqueos en planta no deben afectar a la rigidez en planta del forjado.
- La esbeltez $\lambda = L_{\text{máx}}/L_{\text{mín}}$ del edificio en planta no debe ser mayor de 4.
- Para cada nivel y para cada dirección, x e y, del análisis deben ser conformes con las dos condiciones siguientes:

$$e_{ox} \leq 0.30 * r_x \quad (2.1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2.2)$$

- La rigidez de los forjados en planta debe ser grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, las configuraciones de planta en L, C, H, I y X deberían ser cuidadosamente examinadas. (p.48)

Por lo que se refiere a la afectación de la irregularidad en planta en el cálculo, esta puede ser influenciada por medio del coeficiente multiplicador α_u/α_1 , el valor que se puede usar cuando no se han realizado los cálculos pertinentes para su evaluación es la media de 1.0 y el valor indicado en la Tabla 3 de α_u/α_1 para edificios regulares en planta.

Tabla 3. Valores del coeficiente multiplicador α_w/α_1

Sistema	Regular α_w/α_1	media	Irregular Reducción
Sistemas de pórticos o sistemas duales equivalente a pórtico:			
- Edificios de una planta	1,1	1,05	0,95
- Varias plantas, pórticos de un vano	1,2	1,1	0,92
- Varias plantas, pórticos de varios vanos o estructuras duales equivalente a pórtico	1,3	1,15	0,88
Sistemas de muros o sistemas duales equivalente a muro:			
- Sistemas de muros con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal	1	1	1,00
- Otros sistemas de muros desacoplados	1,1	1,05	0,95
- Sistemas duales equivalentes a muro, o sistemas de muros acoplados	1,2	1,1	0,92

Fuente: (Eurocode 8, 2004)

Se puede utilizar valores mayores de α_w/α_1 realizando un análisis global estático no lineal, siendo el valor máximo de 1.5. Ciertamente, el coeficiente multiplicador afecta al sistema estructural de la edificación, la Tabla 4 muestra los valores de base del coeficiente de comportamiento q_o para sistemas regulares en altura.

Tabla 4. Valores de base del coeficiente de comportamiento q_o

Tipo Estructural	DCM	DCH
Sistemas de pórticos, dual, de muros acoplados	3.0 α_w/α_1	4.5 α_w/α_1
Sistema de muros desacoplados	3.0	4.0 α_w/α_1
Sistema núcleo	2.0	3.0
Sistema de péndulo invertido	1.5	2.0

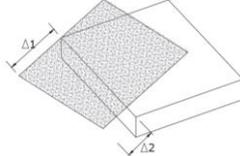
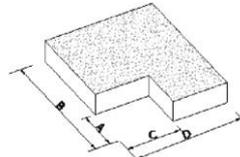
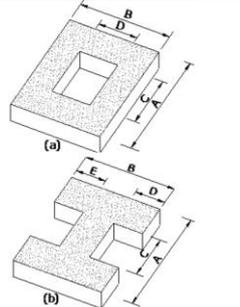
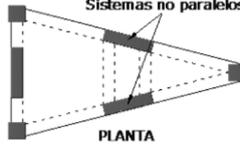
Fuente: (Eurocode 8, 2004)

De manera general, la irregularidad se plasma en una penalización al coeficiente de comportamiento sísmico que se utiliza para el sistema estructural adoptado y por el tipo de análisis que se debe emplear (Herrera & Soberón, 2008).

2.2.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2015

El capítulo de la norma denominado Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS establece cuatro tipos de irregularidades en planta: Irregularidad torsional, retrocesos excesivos en las esquinas, discontinuidades en el sistema de piso y ejes estructurales no paralelos; cuyos escenarios son enlistados en la Tabla 5 y penalizados con un coeficiente de configuración en planta $\phi_{Pi} = 0.9$.

Tabla 5. Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>a) $CxD > 0.5AxB$</p> <p>b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>Cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</p> <p>$\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>Cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La norma NEC-SE-DS (2015) dictamina que para calcular el coeficiente de regularidad en planta de la estructura de edificación ϕ_P se recurra a la siguiente expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB} \quad (2.3)$$

Donde:

ϕ_{PA} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

ϕ_{PB} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

ϕ_{Pi} : Coeficiente de configuración en planta.

2.2.3. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, NSR-10

En el Titulo A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, NSR-10, se indica que una edificación se considera irregular si presenta alguna de las condiciones detalladas en la Figura 5.

El reglamento NSR-10 (2010) abarca los tipos de irregularidades en planta que exhibe la norma ecuatoriana NEC-SE-DS, sin embargo existe cuatro diferencias importantes: se presenta un límite mínimo y máximo para considerar a la estructura como irregular torsional, se añade el caso de irregularidad torsional extrema con una penalización de $\phi_P = 0.8$, se incluye la irregularidad por desplazamiento de los planos de acción con una penalización de $\phi_P = 0.8$; así mismo, no existe un análisis de irregularidad en planta por piso como la presentada en la ecuación 2.3.

Ahora bien, si la edificación tiene simultáneamente varios tipos de irregularidades en planta, se debe aplicar el menor valor de ϕ_P .

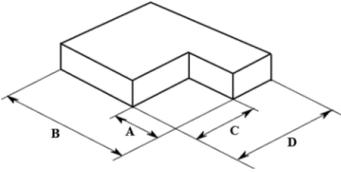
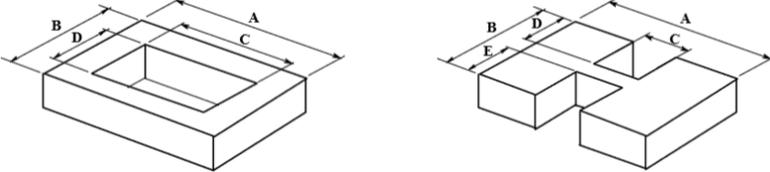
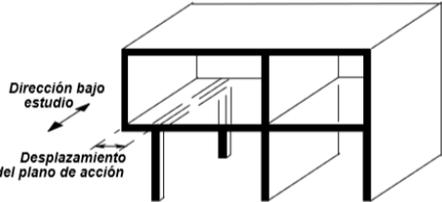
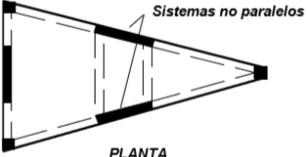
<p>Tipo 1aP – Irregularidad torsional</p> $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \geq \Delta 1 > 1.2 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right)$ <p>Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es > 1.2 y \leq a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.</p>	<p>Tipo 1bP – Irregularidad torsional extrema</p> $\phi_p = 0.8$ $\Delta 1 > 1.4 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right)$ <p>Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.</p>
<p>Tipo 2P – Retrocesos en las esquinas - $\phi_p = 0.9$</p> $A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$ <p>Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.</p> 	
<p>Tipo 3P – Irregularidad del diafragma - $\phi_p = 0.9$</p> <p>1) $CxD > 0.5Ax B$ 2) $(CxD + CxE) > 0.5Ax B$</p>  <p>Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 % del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50%, entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4P – Desplazamiento de los planos de Acción - $\phi_p = 0.8$</p> <p>Cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano.</p> 	
<p>Tipo 5P – Sistemas no paralelos - $\phi_p = 0.9$</p> <p>Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica.</p> 	

Figura 5. Irregularidades en planta. (NSR-10, 2010)

2.2.4 Normativa de Estados Unidos de América, ASCE/SEI 7-10

La normativa de Estados Unidos de América cuenta con seis tipos de irregularidades en planta, de hecho, la estructura se asigna una categoría de diseño sísmico acorde al tipo de irregularidad cumpliendo con ciertos requisitos de referencia publicadas en la norma, todo esto se compila en la Tabla 6.

Tabla 6. Irregularidades en planta según ASCE/SEI 7-10.

Tipo	Descripción	Sección de Referencia	Categoría de diseño sísmico
1a	Irregularidad Torsional: Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental con $A_s=1.0$ y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	D,E y F B, C, D, E, y F C, D, E, y F C, D, E, y F D, E, y F B, C, D, E, y F
1b.	Irregularidad torsional extrema: Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental con $A_s=1.0$ y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	E y F D B, C y D C y D C y D D B, C, y D
2	Irregularidad por retroceso en esquinas: Cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	12.3.3.4 Tabla 12.6-1	D, E, y F D, E, y F
3	Irregularidad por discontinuidad del diafragma: Cuando hay un diafragma con apreciables discontinuidades o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 % del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 %, entre niveles consecutivos.	12.3.3.4 Tabla 12.6-1	D, E, y F D, E, y F
4	Irregularidad por desplazamiento del plano de acción: Cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	B,C,D,E y F D, E, y F B, C, D, E, y F D, E, y F B, C, D, E, y F
5	Irregularidad por sistemas no paralelos: Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica.	12.5.3 12.7.3 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	C, D,E y F B, C, D, E, y F D, E, y F B, C, D, E, y F

Fuente: (ASCE 7-10, 2010)

A continuación, en la Tabla 7 se presenta una compilación de los valores que penalizan el coeficiente de regularidad en planta de la estructura para las distintas normativas mencionadas anteriormente.

El Eurocódigo 8 (2004) por medio del valor del coeficiente multiplicador α_u/α_1 puede penalizar la irregularidad en planta hasta un valor de 0.88, para la Norma Ecuatoriana de la Construcción el valor límite es de 0.81, mientras que para el Reglamento Colombiano el valor límite es de 0.8 al igual que la Normativa Americana.

En resumen al comparar las diferentes normativas el valor límite de penalización que tiene una estructura considerada fuertemente irregular en planta es de 0.8.

Tabla 7. Penalización por irregularidad en planta de las normativas

Penalización por irregularidad en planta						
Normativa	1a.- Irregularidad torsional	2.- Retrocesos excesivos en las esquinas	3.- Discontinuidades en el sistema de piso	5.- Ejes estructurales no paralelos	1b.- Irregularidad torsional extrema	4.- Desplazamiento de los planos de acción
EN 1998-1:2004	$\alpha_u/\alpha_1=[1,05;1,1;1,15]$ se reduce [0,95;0,92;0,88]					
NEC-SE-DS, 2015	$\phi P_i =$	0,9	0,9	0,9	0,9	
		$\phi P_A = 0,9$			$\phi P_B = 0,9$	
	$\phi P (\min) =$	0,81				
NSR-10	$\phi P =$	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8
	$\phi P =$	0,9				0,8
	$\phi P (\min) =$	0,8				
ASCE/SEI 7-10	Para D,E,F reduce 0,8	Para D,E,F reduce 0,8	Para D,E,F reduce 0,8		Para D,E,F reduce 0,8	Para D,E,F reduce 0,8

2.3 Irregularidad en elevación

2.3.1 Norma Europea EN 1998-1:2004

Según el Eurocódigo 8 (2004), para que una edificación sea considerada regular en alzado debe cumplir con los siguientes requisitos:

- (1) Todos los sistemas resistentes de cargas laterales, como núcleos, muros estructurales o pórticos, deben discurrir sin interrupción desde sus cimientos hasta la parte superior del edificio.
- (2) Tanto la rigidez lateral como la masa de cada planta deben mantenerse constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base hasta la parte superior de cada edificio particular.
- (3) En edificios de pórticos, el cociente entre la resistencia real de cada planta y la resistencia exigida por el análisis no debería variar desproporcionadamente entre las plantas contiguas.
- (4) Cuando existan retranqueos, se aplican las condiciones adicionales siguientes: (a) en el caso de retranqueos sucesivos que mantengan la simetría axial, el retranqueo de cualquier planta no debe ser mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior en la dirección del retranqueo (Figura 6a y Figura 6b).
(b) en el caso de un único retranqueo dentro del 15% inferior de la altura total del sistema estructural principal, dicho retranqueo no debe ser mayor del 50% de la dimensión de la planta inferior (Figura 6c).
(b) si los retranqueos no mantienen la simetría, para cada cara, la suma de los retranqueos de todas las plantas no debe ser mayor del 30% de la dimensión en planta de la primera planta existente sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido, y cada uno de los retranqueos no debe ser mayor del 10% de la dimensión de la planta inferior (Figura 6d). (p.49,50)

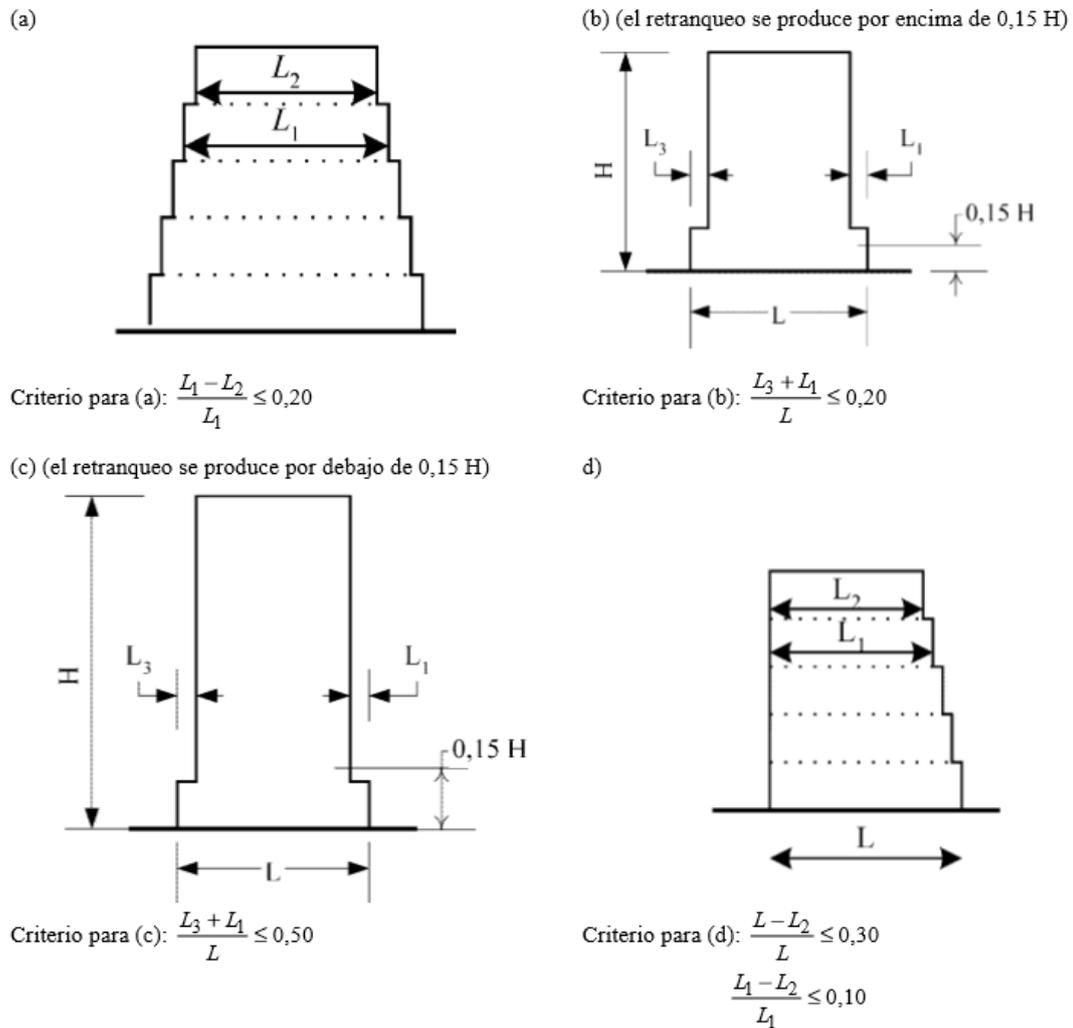


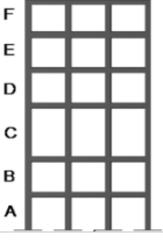
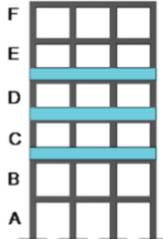
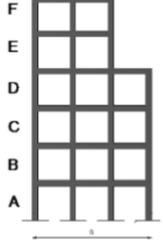
Figura 6. Criterios para la regularidad de edificios con retranqueos. (Eurocode 8, 2004)

Vale la pena hacer hincapié que para edificios irregulares en alzado, el valor q_o debe reducirse en un 20% (Eurocode 8, 2004), lo cual sería equivalente a una penalización de 0.8.

2.3.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, 2015

Al igual que en las estructuras irregulares en planta, la Norma Ecuatoriana de la Construcción usa coeficientes de configuración estructural que penalizan al diseño por las irregularidades en alzado causantes del mal comportamiento estructural ante los sismos, estos coeficientes se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Coeficientes de irregularidad en elevación según NEC.

<p>Tipo 1 – Piso flexible</p> <p>$\phi_{Ei} = 0.9$</p> <p>Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D</p> <p>$Rigidez > 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>Cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 – Distribución de masa</p> <p>$\phi_{Ei} = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ ó</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$</p> <p>Cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_{Ei} = 0.9$</p> <p>$a > 1.3 b$</p> <p>Cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Hay que destacar que existen tres tipos de irregularidad en elevación, sin embargo para calcular el coeficiente de regularidad en elevación de la estructura de edificación ϕ_E se debe emplear la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB} \quad (2.4)$$

Donde:

ϕ_{EA} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;

ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación.

2.3.3 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, NSR-10

El Reglamento Colombiano considera a una edificación como irregular en altura cuando presenta los siguientes casos descritos en la Tabla 9.

Tabla 9. Irregularidades en altura según NSR-10.

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) – Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70% pero superior o igual al 60% de la rigidez del piso superior o menor del 80% pero superior o igual al 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores.	0.9
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) – Cuando la rigidez ante las fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 % de la rigidez del piso superior o menor del 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores.	0.8
2A	Irregularidad en la distribución de las masas - Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9
3A	Irregularidad geométrica – Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción – Cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8
5aA	Piso débil- Discontinuidad en la resistencia – Cuando la resistencia del piso es menor del 80% de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65%, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.	0.9
5bA	Piso débil – Discontinuidad extrema en la resistencia – Cuando la resistencia del piso es menor del 65% de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para dirección considerada.	0.8

Fuente: (NSR-10, 2010)

2.3.4 Norma de Estados Unidos, ASCE/SEI 7-10

Cabe destacar que la norma ASCE/SEI 7-10 cuenta con siete tipos de irregularidades en elevación, de hecho, la estructura se asigna una categoría de diseño sísmico acorde al tipo de irregularidad cumpliendo con ciertos requisitos de referencia publicadas en la norma, los tipos de irregularidad son semejantes al reglamento NSR-10.

Por otra parte, en la Tabla 10 se presenta los valores que penalizan el coeficiente de regularidad en elevación de la estructura para las diferentes normativas mencionadas anteriormente, el Eurocódigo 8 (2004) establece un valor de penalización de 0.8, para la norma Norma Ecuatoriana de la Construcción el valor limite es de 0.81, mientras que para el Reglamento Colombiano el valor limite es de 0.8 al igual que la Norma de Estados Unidos. En resumen, el valor límite de penalización que tiene una estructura fuertemente irregular en elevación es de 0.8.

Tabla 10. Penalización por irregularidad en elevación

Normativa		Varios criterios	1a.-Piso flexible	2.Distribución en masa	3.- Irregularidad geometrica	5a.-Piso debil	1b.-Piso flexible extremo	Desplazamiento dentro del plano de accion	5b. Piso debil extremo
EN 1998-1:2004	qr=	0,8* q_0							
NEC-SE-DS, 2015	ϕ_{Ei} =		0,9	0,9	0,9				
			$\phi_{EA}=0,9$	$\phi_{EB}=0,9$					
	$\phi_{E(\min)}$ =		0,81						
NSR-10	ϕ_a =		0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8
	ϕ_a =		0,9				0,8		
	$\phi_a(\min)$ =		0,8						
ASCE/SEI 7-10								0,8	

2.4 Irregularidad torsional:

Un estudio apreciable es el presentado por Orozco y Reinoso (2007), en cual estudiaron los efectos producidos por el sismo que afectó a la ciudad de México el 28 de julio de 1957, de magnitud 7.5, determinaron que el 40 por ciento de las estructuras dañadas correspondía a edificios esquineros, los edificios disponían de muros de mampostería u hormigón armado, siendo más rígidos que los del perímetro de la fachada dando como resultado problemas de torsión debido a la excentricidad en rigidez de la estructura.

Otro aspecto importante a tomar en cuenta es que luego del sismo ocurrido en Michoacán (México), el 19 de septiembre de 1985, se presentaron daños severos en las edificaciones identificadas con problemas de irregularidad por torsión. Varios de estos edificios contaban con grandes excentricidades en sus plantas debido a la ubicación de los ascensores, escaleras y a la incorrecta distribución de los elementos estructurales, en particular edificios como Ruta 100, el edificio de la Secretaría de Comercio y el edificio de SCT resultaron gravemente dañados (Tena, 2010).

Por lo que se refiere al edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), se cree que colapsó debido a su geometría alargada en forma de T y a la esbeltez de sus alas ocasionando una falla por torsión de los pisos superiores (Tena, 2010), en la Figura 7 se visualiza los daños en el edificio SCT.



Figura 7. Colapso parcial del edificio SCT. (Nexos, 2017)

Otro estudio interesante es el publicado por Ozmen, Girgin, & Durgun (2014), aquí se analiza un grupo de edificios en los que varía el número de pisos, el número de sus ejes (Figura 8) y la posición de sus muros. Mediante un análisis lineal elástico se encuentran los coeficientes de irregularidad torsional que se definen como la relación entre el desplazamiento máximo de piso y el desplazamiento promedio en los extremos del piso, tal como se muestra en la Figura 9. Los autores consideran que la irregularidad torsional no es relevante cuando $n_t \leq 1.2$.

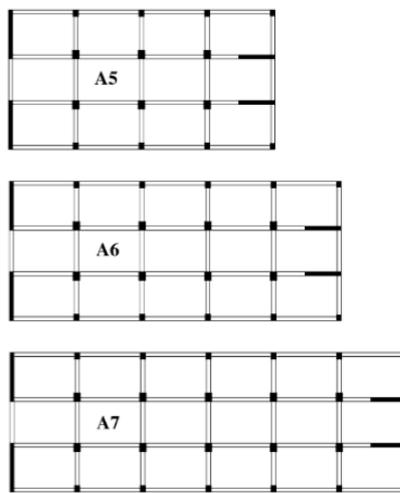


Figura 8. Plantas tipo. (Ozmen, Girgin, & Durgun, 2014)

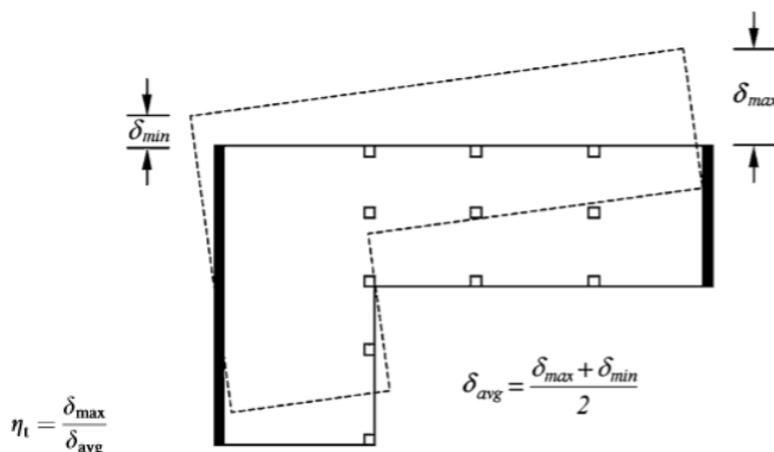


Figura 9. Desplazamiento máximo y promedio. (Ozmen, Girgin, & Durgun, 2014).

El estudio mostró que la máxima irregularidad ocurre para estructuras con grandes excentricidades, así mismo indica que el coeficiente de irregularidad torsional incrementa cuando el número de pisos decrece.

Sucintamente, en este capítulo se ha constatado que las diferentes normativas proponen coeficientes que penalizan la configuración irregular de la estructura tanto en planta como en elevación, de manera general, a través de los coeficientes se logra reducir hasta un 20% el factor de fuerzas sísmicas debido al comportamiento inelástico de la estructura.

Los eventos sísmicos acontecidos en las últimas décadas han dado a conocer la existencia de grandes daños en las edificaciones con problemas de irregularidad torsional en planta. Gran parte de la literatura científica se basa en el análisis del comportamiento lineal de edificaciones con irregularidad torsional, sin embargo, es necesario evaluar su comportamiento en el rango no lineal para poder predecir de mejor manera la vulnerabilidad frente al daño.

3. Definición de los casos de estudio

Tal como se manifestó en el capítulo anterior una de las irregularidades que provocan efectos sísmicos trascendentales en las estructuras es la irregularidad torsional, por lo tanto se definió dos edificaciones como casos de estudio que según los criterios del ASCE 7-10 (2010) y NSR-10 (2010) son consideradas como irregular torsional e irregular torsional extrema.

Justamente se ha tomado como referencia el estudio propuesto por Ozmen, Girgin, & Durgun (2014) con el objeto de establecer un análisis lineal y no lineal dinámico de este tipo de estructuras irregulares.

3.1 Descripción de los edificios

Los dos tipos de edificios ostentan irregularidad torsional, sus estructuras están conformadas por muros y pórticos de hormigón armado. Cada uno de los edificios se compone de 6 niveles, la altura del piso inferior es 3.50 m; mientras que para los pisos superiores es de 3 m, describiendo una altura total de 18.5 m.

El hormigón empleado es C30/37, correspondiente a un $f_{ck}=30$ MPa y a un módulo de elasticidad de $E_{cm}=33$ GPa, para el coeficiente de dilatación térmica se toma un valor de 10^{-5} K^{-1} , el acero de armado es B 500 S.

Las columnas y los muros se consideran empotrados en la base. Por otro lado, la losa de cada piso se considera como diafragma rígido.

Para el modelado, análisis y diseño de los edificios se ha utilizado un programa computacional utilizado en diferentes países, como lo es ETABS.

ETABS es un software para análisis estructural y dimensionamiento de edificios que ofrece herramientas de modelado, visualización 3D y opciones de análisis lineal y no lineal, está basado en el método de los elementos finitos, para la modelación de vigas y columnas se utiliza el elemento tipo barra (Computers & Structures Inc, 2020).

3.1.1 Edificio tipo A

El edificio tipo A presenta irregularidad torsional extrema ya que la máxima deriva de piso de la estructura, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura. De hecho, esta edificación se compone de cuatro vanos de 5 m cada uno en la dirección X, mientras que en la dirección Y se compone de tres vanos de 3,5 m cada uno.

Los elementos estructurales como vigas, columnas y muros son de hormigón armado, además, el edificio se compone por dos muros de 2.65 m de ancho en la dirección X, mientras que en la dirección Y presenta dos muros de 3.50 m de ancho cada uno; el espesor de los

muros es de 30 cm. La losa de cada nivel tiene un espesor de 25 cm, en la Figura 10 se muestra el modelo tridimensional del edificio.

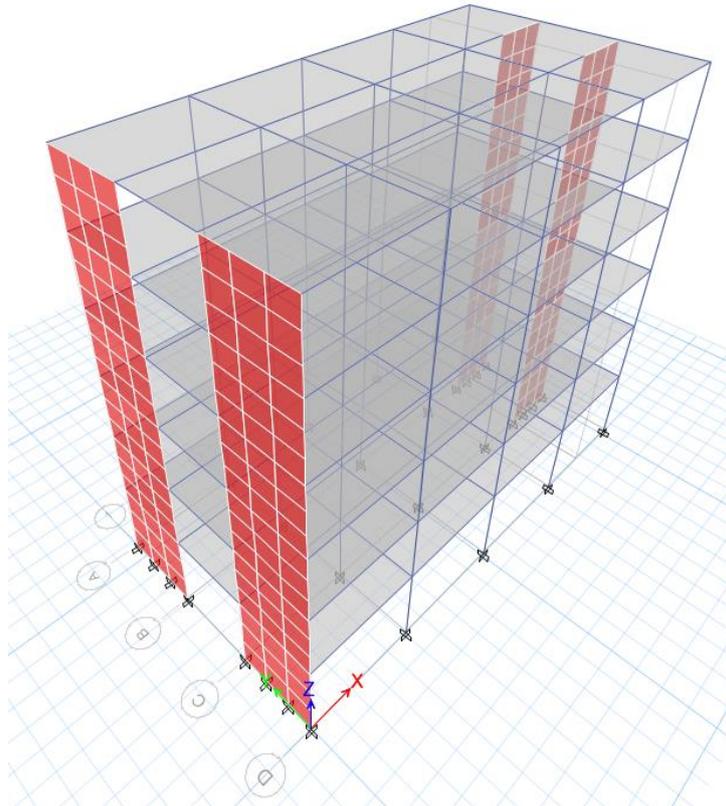


Figura 10. Modelo tridimensional del edificio tipo A

3.1.2 Edificio tipo B

El edificio tipo B se ha diseñado de forma que su centro de rigidez y masa están más cercanos en comparación al edificio tipo A. Sin embargo, este modelo presenta una irregularidad torsional, ya que la máxima deriva de piso de la estructura es más de 1.2 y menor a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura. Este edificio, se compone de cuatro vanos de 5 m cada uno en la dirección X, mientras que en la dirección Y se compone de tres vanos de 3.5 m cada uno.

Los pórticos son de hormigón armado. La estructura presenta 4 muros de hormigón armado, 2 en dirección X y 2 en la dirección Y. Los muros de la dirección X son de 2.65 m

de largo, mientras que los de la dirección Y son de 3.50 m de largo. El espesor de los muros es de 45 cm.

Adicionalmente, se tiene losas en cada nivel con un espesor de 25cm. En la Figura 11 se muestra el modelo tridimensional del edificio tipo B.

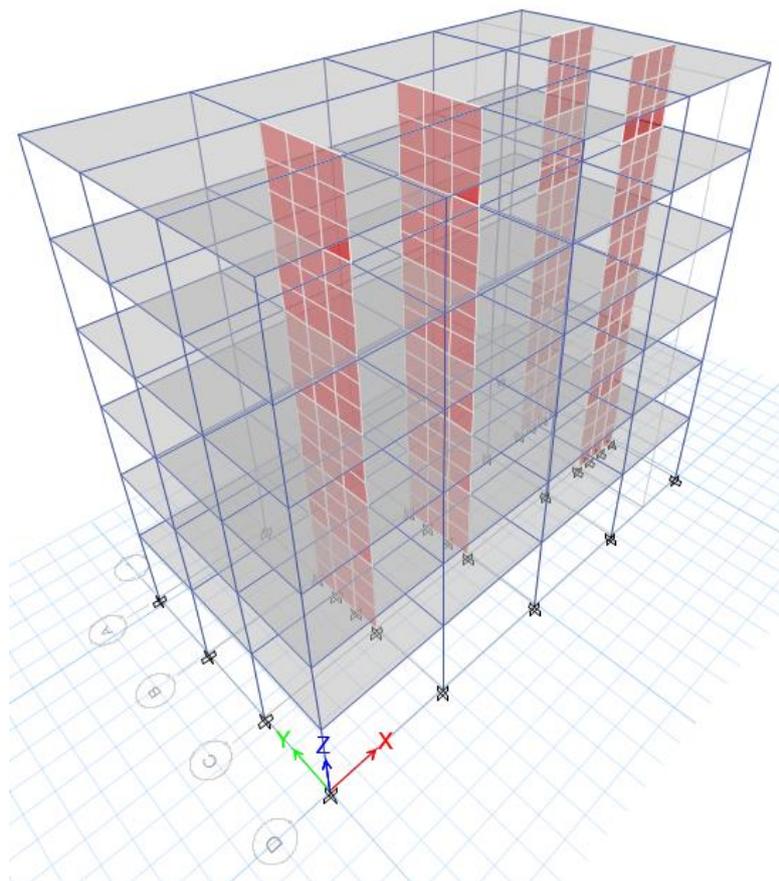


Figura 11. Modelo tridimensional del edificio tipo B

3.2 Demanda sísmica

Los edificios estudiados no satisfacen los criterios de regularidad en planta tal como se demostrará más adelante. Además, la altura de los edificios es de 18.50 m y su centro de rigidez y de masas están distantes, por lo cual se optó por desarrollar un modelo tridimensional tal como lo establece los requisitos (7) a (9) del apartado 4.3.3.1 del Eurocódigo 8 (2004).

Adicionalmente, el Eurocódigo 8 (2004) establece que el método de referencia para determinar los efectos sísmicos es el análisis modal con el espectro de respuesta, empleando un modelo elástico lineal de la estructura. De hecho, al realizar el modelo espacial se aplica la acción sísmica en las dos direcciones horizontales.

3.2.1 Acción sísmica

El movimiento sísmico se representa mediante el espectro de respuesta elástica de la aceleración del suelo, para plasmar la acción sísmica horizontal se utiliza dos componentes ortogonales independientes.

El Eurocódigo 8 (2004) indica dos tipos de espectros de respuesta elástica horizontal, siendo recomendado el uso del espectro tipo 1 cuando la magnitud de ondas superficiales M_s sea mayor 5.5. En la

Tabla 11 se presentan los valores de los parámetros que intervienen en el espectro tipo 1. Para el estudio se utilizó un terreno tipo B que tiene una velocidad de onda de corte (v_{s30}) entre 360 m/s y 800 m/s.

Tabla 11. Parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 recomendado.

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
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

Fuente: (Eurocode 8, 2004)

La aceleración máxima de referencia del suelo en terreno tipo B es $a_{gR} = 0.3g$.

Adicionalmente, se establece el coeficiente de importancia del edificio acorde cuatro clases que son presentadas en la Tabla 12.

Tabla 12. Clases de importancia para los edificios

Clases de importancia	Edificios
I	Edificios de importancia mínima para la seguridad pública, por ejemplo, edificios agrícolas, etc.
II	Edificios corrientes, no pertenecientes a las demás categorías.
III	Edificios cuya sismorresistencia es importante considerando las consecuencias asociadas con su colapso, por ejemplo, colegios, salas de reunión, instituciones culturales, etc.
IV	Edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil, por ejemplo, hospitales, parques de bomberos, centrales eléctricas etc.

Fuente: (Eurocode 8, 2004)

Los edificios estudiados corresponden a la clase de importancia II, por lo tanto el valor de Y_I es igual a 1.0. Consecuentemente, el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo B es:

$$a_g = Y_I * a_{gR} \quad (3.1)$$

$$a_g = 1 * 0.30g = 0,30 g$$

El Eurocódigo 8 (2004) permite obviar la elaboración de un análisis inelástico de la acción sísmica considerando un comportamiento dúctil de los elementos y la capacidad de disipación de energía de la estructura, esto se puede lograr realizando tan solo un análisis elástico empleando el espectro de cálculo para análisis elástico o también conocido como espectro de diseño que es el espectro de respuesta elástica reducido por el factor de comportamiento q . Las siguientes ecuaciones definen las componentes horizontales del espectro de cálculo:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.3)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.5)$$

β es el coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal cuyo valor recomendado es 0.2. En la Figura 12 se muestra el espectro de cálculo considerado para este estudio.

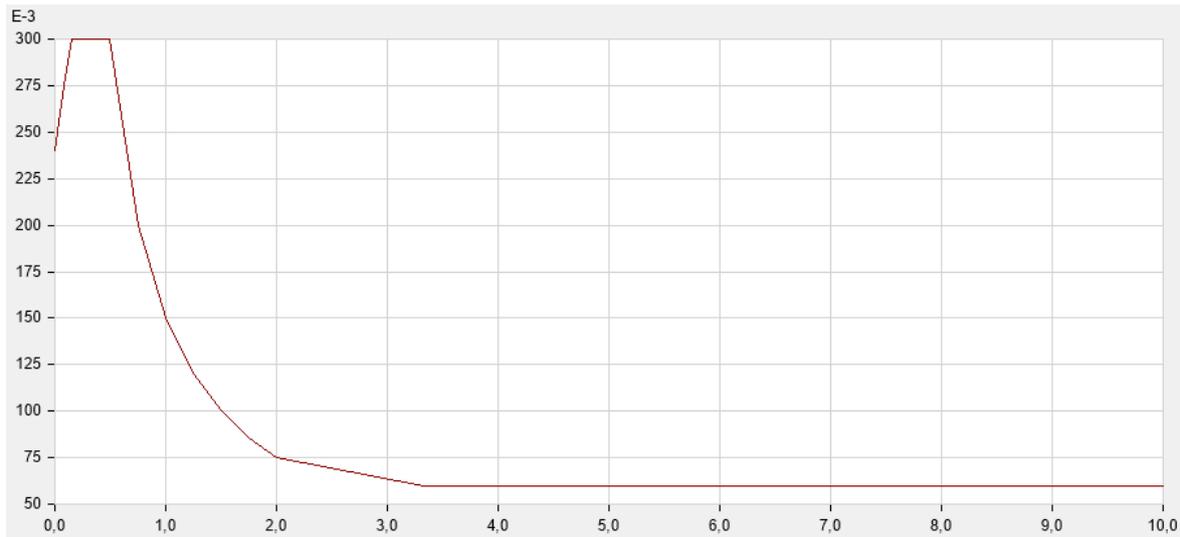


Figura 12. Espectro de diseño considerado

3.2.2 Acciones verticales

Los efectos de la acción sísmica se evalúan teniendo en cuenta las masas asociadas a todas las cargas gravitatorias mediante la siguiente combinación de acciones (Eurocode 8, 2004):

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.6)$$

El coeficiente de combinación Ψ_{Ei} toma en cuenta la probabilidad o fracción de que las cargas $Q_{k,i}$ actúen simultáneamente durante el sismo, dicho coeficiente se obtiene con la siguiente ecuación. 2.11 y el valor de ϕ se muestra en la Tabla 13.

$$\Psi_{Ei} = \phi \cdot \Psi_{2i} \quad (3.7)$$

Tabla 13. Valores de ϕ para calcular Ψ_{Ei} (Eurocode 8, 2004)

Tipo de acción variable	Planta	ϕ
Categorías A-C*	Cubierta	1.0
	Plantas con ocupaciones relacionadas	0.8
	Plantas con ocupaciones independientes	0.5
Categorías D-F* Archivos		1.0

* Categorías definidas en la Norma EN-1991-1-1: 2002

Fuente: (Eurocode 8, 2004)

Los edificios están destinados albergar oficinas, por lo cual pertenecen a una categoría B, con un factor $\Psi_{2i} = 0.3$. Consecuentemente, el coeficiente de combinación es:

$$\Psi_{Ei} = 1 \cdot 0.3 = 0.3 \quad \text{Piso de cubierta}$$

$$\Psi_{Ei} = 0.8 \cdot 0.3 = 0.24 \quad \text{Resto de pisos}$$

Respecto a la carga variable Q_i se utiliza un valor de 2 KN/m² tanto para la para la cubierta como para los entrepisos, mientras que la acción permanente G_j es 3 KN/m² para los entrepisos y de 2.4 KN/m² para la cubierta.

Además, el Eurocódigo 8 (2004) establece que cuando los forjados del edificio se consideran rígidos, las masas y los momentos de inercia de cada piso pueden concentrarse en el centro de gravedad. Así mismo, en los edificios de hormigón las rigideces de los elementos resistentes deben evaluarse teniendo en cuenta el efecto de la fisuración, se establece que la rigidez elástica a flexión y a cortante de los elementos puede tomarse como la mitad de la rigidez correspondiente a los elementos sin fisurar, con el objeto de tomar cuenta el efecto de la fisuración. Como alternativa se podría adoptar los valores dados en ACI 318-14 (2014) y los cuales expuestos en la Tabla 14.

Tabla 14. Reducción de la rigidez de los elementos por fisuración

Miembro y condición	Momento de inercia	Área transversal
Columnas	0.70 I_g	
Muros	No fisurados	
	Fisurados	1.0 A_g
Vigas	0.35 I_g	
Placas planas y losas planas	0.25 I_g	

Fuente: (ACI 318-14, 2014)

3.3 Diseño

Particularmente, según la normativa europea los edificios de hormigón se clasifican en dos clases de ductilidad, clase de ductilidad media (DCM) y clase de ductilidad alta (DCH), dependiendo de su capacidad de disipación por histéresis, en función de la ductilidad se emplea diferente valor del coeficiente de comportamiento q .

Clase de ductilidad media:

Una viga primaria debe cumplir una anchura b_w , donde h_w es el canto de la viga.

$$b_w \leq \min[b_c + h_w ; 2b_c] \quad (3.8)$$

Los momentos en el extremo $M_{i,d}$ que se desarrollan en la vigas primarias es:

$$M_{i,d} = Y_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (3.9)$$

El coeficiente de endurecimiento por deformación del acero Y_{Rd} se toma igual a 1. $M_{Rb,i}$ es el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la viga en el extremo i . $\sum M_{Rc}$ y $\sum M_{Rb}$ son la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares y de las vigas que concurren en la junta, tal como se muestra en la Figura 13.

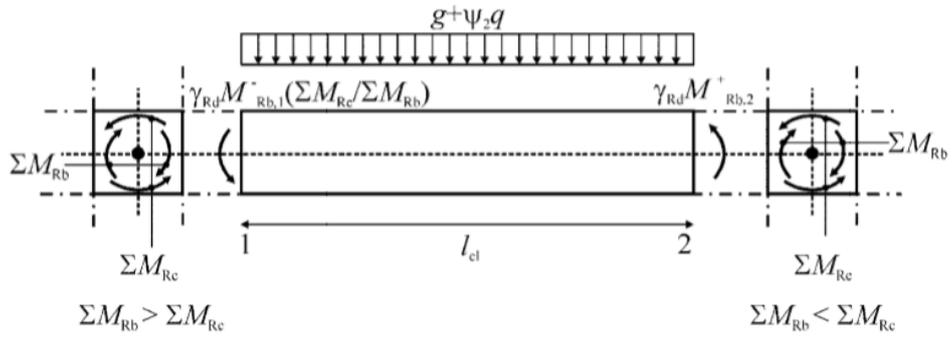


Figura 13. Dimensionamiento de esfuerzos cortantes en vigas. (Eurocode 8, 2004).

En los pilares primarios los momentos en el extremo $M_{i,d}$ se calculan como:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{RC,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (3.10)$$

$M_{RC,i}$ es el valor de cálculo del momento resistente del pilar en su extremo i , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica, tal como se presenta en la Figura 14.

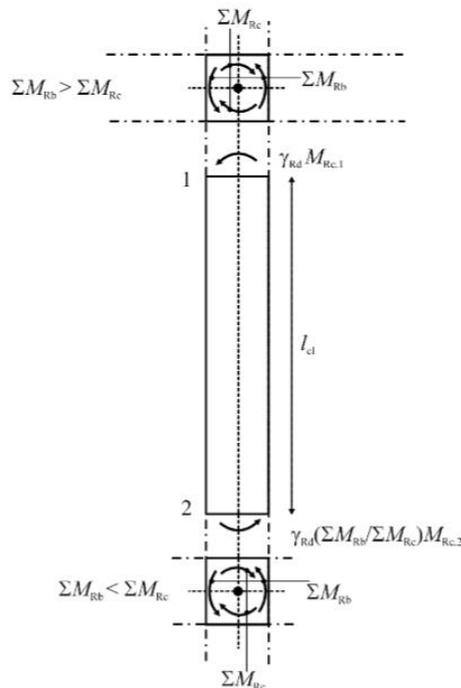


Figura 14. Dimensionamiento para esfuerzo cortante en pilares. (Eurocode 8, 2004)

En las Tabla 15 y Tabla 17 se presenta el armado colocado en los pilares de los edificios, mientras que en las Tabla 16 y Tabla 18 se presenta el armado colocado en las vigas de primer piso.

Edificio tipo A:

Tabla 15. Cuadro de columnas edificio tipo A

Piso	Eje	Dimensión	Acero long.	
			Área (cm ²)	Diámetro
1 a 6	2A	30x30	9,04	8Φ2
1 a 6	2B	30x35	11,3	10Φ12
1 a 6	2C	30x35	11,3	10Φ12
1 a 6	2D	30x30	9,04	8Φ12
1 a 6	3A	30x30	9,04	8Φ12
1 a 6	3B	30x35	11,3	10Φ12
1 a 6	3C	30x35	11,3	10Φ12
1 a 6	3D	30x30	9,04	8Φ12
1 a 6	4A	35x35	18,48	12Φ14
1 a 4	4B	55x50	76	20Φ22
5 a 6	4B	45x45	32,16	16Φ16
1 a 4	4C	55x50	76	20Φ22
5 a 6	4C	45x45	32,16	16Φ16
1 a 6	4D	35x35	18,48	12Φ14
1 a 4	5A	50x50	76	20Φ22
5 a 6	5A	45x45	32,16	16Φ16
1 a 4	5D	50x50	76	20Φ22
5 a 6	5D	45x45	32,16	16Φ16

Tabla 16. Cuadro de vigas piso 1 edificio tipo A

Piso	Eje	Viga	Dimensión	Área acero (cm ²)			
				Sup I	Sup J	Infe I	Infe J
1	A	n1L1xV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	B	n1C1xV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	B	n1C3xV30x70	30x70	15,21	15,21	15,21	15,21
1	C	n1C1xV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	C	n1C3xV30x70	30x70	15,21	15,21	15,21	15,21
1	D	n1L1xV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	1	n1L1yV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	2	n1C1yV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	3	n1C1yV25x35	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	4	n1C2yV25x35	25x35	4,52	4,52	3,39	3,39
1	5	n1L2yV30x70	30x70	19	19	19	19

Edificio tipo B:

Tabla 17. Cuadro de columnas edificio tipo B

Piso	Eje	Dimensión	Acero long.	
			Área (cm ²)	Diámetro
1 a 6	1A	30x30	18,48	12Φ14
1 a 6	1B	30x30	18,48	12Φ14
1 a 6	1C	30x30	18,48	12Φ14
1 a 6	1D	30x30	18,48	12Φ14
1 a 6	2A	30x35	18,24	4Φ16 y 4Φ18
1 a 6	2D	30x35	18,24	4Φ16 y 4Φ18
1 a 6	3A	30x30	18,48	12Φ14
1 a 6	3D	30x30	18,48	12Φ14
1 a 6	4A	30x30	14,2	4Φ14 y 4Φ16
1 a 6	4D	30x30	14,2	4Φ14 y 4Φ16
1 a 6	5A	30x30	14,2	4Φ14 y 4Φ16
1 a 6	5D	30x30	14,2	4Φ14 y 4Φ16

Tabla 18. Cuadro de viga piso 1 edificio tipo B

Piso	Eje	Viga	Dimensión	Area acero (cm ²)			
				Sup I	Sup J	Infe I	Infe J
1	A	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	B	V25x35_C1	25x35	3,39	4,52	3,39	3,39
1	B	V25x35_C2	25x35	4,52	4,52	3,39	3,39
1	B	V25x35_C3	25x35	4,52	3,39	3,39	3,39
1	C	V25x35_C1	25x35	3,39	4,52	3,39	3,39
1	C	V25x35_C2	25x35	4,52	4,52	3,39	3,39
1	C	V25x35_C3	25x35	4,52	3,39	3,39	3,39
1	D	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	1	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	2	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	3	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	4	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39
1	5	V25x35_L	25x35	3,39	3,39	3,39	3,39

3.4 Desempeño de acuerdo al diseño

El análisis modal por espectro de respuesta fue desarrollado empleando el espectro de cálculo, el método de combinación modal es CQC, mientras que el tipo de combinación direccional es SRSS, los elementos se consideran fisurados, el análisis fue desarrollado en el software ETABS.

3.4.1 Edificio tipo A

En la Tabla 19 se presenta los modos de vibración para la estructura, la masa efectiva indica que el primer modo es traslacional en la dirección Y y torsional, el segundo modo es traslacional en la dirección X y el tercer modo es torsional. Así mismo se comprueba que la suma de las masas modales eficaces representa al menos 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 19. Modos de vibración del edificio tipo A

Modo	T (s)	Meff,ux	Meff,uy	Meff,mz
1	0,689	0	0,5944	0,2187
2	0,546	0,7112	0	0
3	0,335	0	0,1583	0,5186
4	0,233	0	0,0927	0,0143
5	0,139	0,1777	0	0
6	0,129	8,03E-07	0,0261	0,0148
7	0,083	0	0,0116	0,0046
8	0,066	0	0,0652	0,1391
9	0,061	2,64E-06	0,0058	0,0006
10	0,06	0,0632	0	0
11	0,049	0	0,0011	0,0007
12	0,035	0,0245	0	0
13	0,027	0	0,0213	0,0431
14	0,025	0,0081	0	0
15	0,021	0,0018	0	0
16	0,017	0	0,0074	0,0151
17	0,012	0	0,0022	0,0045
18	0,01	0	0,0004	0,0008
Σ Meff =		0,99	0,99	0,97

La fuerza cortante se presenta en la Tabla 20.

Tabla 20. Fuerza Cortante edificio tipo A

Nivel	Fbxi (KN)	Fbyi (KN)
6	723,655	455,20
5	1335,81	866,82
4	1800,87	1196,34
3	2143,25	1459,54
2	2369,74	1649,97
1	2478,47	1758,49

En el análisis realizado se obtiene la masa del edificio de 1224,23 toneladas. De acuerdo al Eurocódigo 8 (2004) los desplazamientos inelásticos d_s pueden ser calculados como el producto del factor de comportamiento q por los desplazamientos elásticos d_e en el mismo punto. El factor de comportamiento q es igual a 3, los desplazamientos en el centro de masa se reúnen en la Tabla 21.

Tabla 21. Desplazamientos en el centro de masas edificio tipo A

Nivel	de (m)		ds=de*q (m)	
	X	Y	X	Y
6	0,030	0,027	0,090	0,082
5	0,024	0,024	0,073	0,073
4	0,018	0,021	0,055	0,062
3	0,012	0,016	0,037	0,048
2	0,007	0,011	0,021	0,032
1	0,002	0,005	0,007	0,015

Las limitaciones de daño se presentan en términos del valor de cálculo del desplome entre plantas d_r mediante las siguientes expresiones:

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h \quad (3.11)$$

$$\frac{d_r}{h} \leq \frac{\alpha}{v} \quad (3.12)$$

h es la altura de la planta, v es el coeficiente de reducción que considera el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño. En la Tabla 22 y Tabla 23 se verifica que la edificación está dentro de los límites de daño.

Tabla 22. Limitación del desplome entre plantas del edificio tipo A

Nivel	dr in CM		h (m)	v	v*dr/h		α		
	X	Y			X	Y	(a)	(b)	(c)
6	0,017	0,009	3	0,5	0,003	0,002			
5	0,018	0,011	3	0,5	0,003	0,002			
4	0,018	0,014	3	0,5	0,003	0,002			
3	0,017	0,016	3	0,5	0,003	0,003	0,005	0,0075	0,01
2	0,013	0,017	3	0,5	0,002	0,003			
1	0,007	0,015	3,5	0,5	0,001	0,002			

Tabla 23. Control de la deriva d_r/h edificio tipo A

Nivel	Derivas inelásticas de piso				
	dr/h		α/v		
	X	Y			
6	0,0057	0,0031			
5	0,0060	0,0036			
4	0,0059	0,0046	0,01	0,015	0,02
3	0,0055	0,0054			
2	0,0044	0,0058			
1	0,0021	0,0042			

Para valorar la necesidad de tomar en cuenta los efectos de segundo orden (efecto P- Δ) se utiliza el coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas θ , el cual se define por la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (3.13)$$

P_{tot} es la carga total gravitatoria; V_{tot} es el esfuerzo cortante sísmico total de la planta; h es la altura entre plantas. En la Tabla 24 se muestra los valores que intervienen en el cálculo del coeficiente θ .

Tabla 24. Determinación del coeficiente θ del edificio tipo A

Nivel	Ptot (KN)	h (m)	Vtot (KN)		dr in CM		θ	
			Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
6	1434,499	3	723,66	455,20	0,017	0,009	0,01	0,01
5	3432,213	3	1335,81	866,82	0,018	0,011	0,02	0,01
4	5503,329	3	1800,87	1196,34	0,018	0,014	0,02	0,02
3	7592,441	3	2143,25	1459,54	0,017	0,016	0,02	0,03
2	9681,553	3	2369,74	1649,97	0,013	0,017	0,02	0,03
1	11770,664	3,5	2478,47	1758,49	0,007	0,015	0,01	0,03

En el edificio tipo A se puede ignorar el efecto de segundo orden ya que es menor del 10% de los correspondientes a efectos de primer orden, esto se lo comprueba con el coeficiente θ que es menor a 0.1.

Con respecto a los desplazamientos de piso se los presenta en la Tabla 25

Tabla 25. Desplazamientos de piso del edificio tipo A

Nivel	Desplazamiento máximo (m)		Desplazamiento promedio (m)		max / promedio	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
6	0,034	0,051	0,032	0,032	1,04	1,61
5	0,028	0,046	0,026	0,028	1,05	1,65
4	0,021	0,039	0,020	0,023	1,06	1,69
3	0,015	0,030	0,014	0,018	1,08	1,74
2	0,009	0,020	0,008	0,011	1,10	1,78
1	0,004	0,009	0,003	0,005	1,14	1,84

Tabla 26 se muestra las derivas elásticas de piso del edificio tipo A, se puede constatar que la relación entre la máxima deriva de piso y la deriva promedio de los dos extremos de la estructura es mayor 1.4 en cada uno de los pisos en la dirección Y, siendo catalogada la estructura como irregular torsional extrema acorde al Reglamento Colombiano y a la normativa de Estados Unidos.

Tabla 26. Derivas de piso del edificio tipo A

Nivel	Deriva máxima		Deriva promedio		max / promedio	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
6	0,006	0,006	0,006	0,004	1,02	1,37
5	0,006	0,008	0,006	0,005	1,03	1,48
4	0,007	0,009	0,006	0,006	1,04	1,55
3	0,006	0,010	0,006	0,006	1,05	1,65
2	0,005	0,011	0,005	0,006	1,08	1,74
1	0,004	0,009	0,003	0,005	1,14	1,84

3.4.2 Edificio tipo B

En la Tabla 27 se presenta los modos de vibración para el edificio tipo B, la masa efectiva indica que el primer modo es torsional y ligeramente traslacional en la dirección Y, el segundo modo es traslacional en la dirección X y el tercer modo es torsional y traslacional en la dirección Y. Igualmente se evidencia que la suma de las masas modales eficaces representa al menos 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 27. Modos de vibración del edificio tipo B

Modo	T (s)	Meff,ux	Meff,uy	Meff,mz
1	0,624	8,51E-07	0,1581	0,5881
2	0,565	0,6964	0	7,16E-07
3	0,409	0	0,5402	0,1512
4	0,17	6,28E-07	0,0296	0,1167
5	0,125	0,1849	0	0
6	0,084	0	0,1612	0,0387
7	0,079	0	0,0098	0,045
8	0,052	0,0638	0	0
9	0,048	0	0,0044	0,0174
10	0,035	0	0,0501	0,013
11	0,034	0	0,0021	0,0056
12	0,03	0,0251	0	0
13	0,028	0	0,0003	0,0014
14	0,021	0	0,0181	0,0043
15	0,021	0,0084	0	0
16	0,017	0,0018	0	0
17	0,016	0	0,0055	0,0013
18	0,013	0	0,0011	0,0002
Σ Meff =		0,99	0,99	0,98

En la Tabla 28 se presenta las fuerzas cortantes obtenidas en el análisis.

Tabla 28. Fuerza cortante del edificio tipo B

Nivel	Fbxi (KN)	Fbyi (KN)
6	747,497	654,004
5	1372,01	1217,37
4	1823,67	1622,01
3	2152,38	1905,63
2	2369,97	2092,85
1	2474,35	2186,88

La masa total del edificio tipo B es 1271.95 toneladas. El Eurocódigo 8 (2004) indica que los desplazamientos inelásticos d_s pueden ser calculados como el producto del factor de comportamiento q por los desplazamientos elásticos d_e en el mismo punto. El factor de comportamiento q es igual a 3, los desplazamientos en el centro de masa se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29. Desplazamientos en el centro de masas edificio tipo B

Nivel	de (m)		ds=de*q (m)	
	X	Y	X	Y
6	0,031	0,017	0,093	0,051
5	0,025	0,014	0,075	0,042
4	0,019	0,011	0,056	0,032
3	0,012	0,007	0,037	0,021
2	0,007	0,004	0,020	0,012
1	0,002	0,001	0,007	0,004

Las limitaciones de daño en la estructura se muestran en términos de la ecuación 3.11 y 3.12. En la Tabla 30 y Tabla 31 se verifica que la edificación tipo B está dentro los límites de daño.

Tabla 30. Limitación del desplome entre plantas del edificio tipo B

Nivel	dr in CM		h (m)	v	v*dr/h		α		
	X	Y			X	Y	(a)	(b)	(c)
6	0,019	0,010	3	0,5	0,003	0,002			
5	0,019	0,010	3	0,5	0,003	0,002			
4	0,019	0,010	3	0,5	0,003	0,002			
3	0,017	0,009	3	0,5	0,003	0,002	0,005	0,0075	0,01
2	0,013	0,008	3	0,5	0,002	0,001			
1	0,007	0,004	3,5	0,5	0,001	0,001			

Tabla 31. Control de la deriva d_r/h edificio tipo B

Nivel	Storey drifts (derivas de entrepiso)					
	dr/h		α / v			
	X	Y				
6	0,0062	0,0032				
5	0,0064	0,0034				
4	0,0063	0,0034				
3	0,0057	0,0032	0,01	0,015	0,02	
2	0,0044	0,0025				
1	0,0019	0,0012				

Se evalúa si se debe tomar en cuenta los efectos de segundo orden mediante el coeficiente θ , el cual se define por la ecuación 3.13 y se representa en la Tabla 32.

Tabla 32. Calculo del coeficiente θ del edificio tipo B

Nivel	Ptot (KN)	h (m)	Vtot (KN)		dr in CM		θ	
			Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
6	1998,30	3	747,50	654,00	0,019	0,010	0,02	0,01
5	4122,60	3	1372,01	1217,37	0,019	0,010	0,02	0,01
4	6246,90	3	1823,67	1622,01	0,019	0,010	0,02	0,01
3	8371,20	3	2152,38	1905,63	0,017	0,009	0,02	0,01
2	10495,51	3	2369,97	2092,85	0,013	0,008	0,02	0,01
1	12705,47	3,5	2474,35	2186,88	0,007	0,004	0,01	0,01

En el edificio tipo B no se necesita tomar en cuenta los efectos de segundo orden ya que el coeficiente θ es menor a 0.1. En la Tabla 33 se muestran los desplazamientos de piso.

Tabla 33. Desplazamientos de piso del edificio tipo B.

Nivel	Desplazamiento máximo (m)		Desplazamiento promedio (m)		máx / promedio	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
6	0,037	0,034	0,034	0,026	1,07	1,31
5	0,030	0,029	0,027	0,021	1,08	1,33
4	0,022	0,023	0,021	0,017	1,09	1,35
3	0,015	0,016	0,014	0,012	1,09	1,37
2	0,008	0,010	0,007	0,007	1,10	1,39
1	0,003	0,004	0,003	0,002	1,11	1,40

En la Tabla 34 se indican las derivas elásticas de piso, se puede constatar que la relación entre la máxima deriva de piso y la deriva promedio de los dos extremos de la estructura se encuentra entre 1.2 y 1.4 en cada uno de los pisos, siendo catalogada la estructura como irregular torsional acorde a la normativa de Colombia.

Tabla 34. Derivas de piso del edificio tipo B

Nivel	Deriva máxima		Deriva promedio		máx / promedio	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
6	0,007	0,006	0,007	0,005	1,06	1,30
5	0,007	0,007	0,007	0,005	1,06	1,30
4	0,007	0,007	0,007	0,005	1,07	1,31
3	0,007	0,007	0,006	0,005	1,08	1,33
2	0,005	0,006	0,005	0,004	1,09	1,38
1	0,003	0,004	0,003	0,002	1,11	1,40

4. Análisis del desempeño sísmico

Los sismos recientes como el de Northridge (Estados Unidos) de 1994 y Umbria Marche (Italia) de 1997 pusieron en evidencia que muchas estructuras no colapsan debido a su diseño sismorresistente, sin embargo las pérdidas económicas son cuantiosas al contemplar un mal comportamiento ante sismos de diferente magnitud. En el caso de edificaciones sin un diseño sismorresistente, tanto para los sismos moderados como para los de mayor magnitud, se producen devastadoras pérdidas económicas y humanas como lo sucedido en Quindío (Colombia) e Izmit (Turquía) en el año 1999. Por consiguiente es menester reconocer que la seguridad ante grandes sismos no implica que la estructura tenga un comportamiento aceptable ante sismos pequeños y moderados (Bonett, 2003).

Se debe hacer notar que en los últimos años hay una tendencia en la filosofía de diseño a acoger el concepto de desempeño, orientado a que un incremento en la resistencia global de la estructura no garantiza la seguridad total o pueda reducir el daño (Bonett, 2003).

Actualmente, las normativas de diferentes países están orientadas a que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños significativos, también sismos moderados con daños que sean reparables y sismos de mayor magnitud sin producirse su colapso (Restrepo, 2011).

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, como los métodos elásticos que incluyen procedimientos de fuerza lateral estática y dinámica; así como también los métodos inelásticos como el análisis dinámico no lineal de estructuras que a efectos prácticos resulta complejo por su coste computacional por lo cual comúnmente se opta por el análisis estático no lineal (Bonett, 2003).

El Eurocódigo 8 (2004) establece el método elástico lineal como requisito primordial en el análisis sismorresistente de edificaciones suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura. Sin embargo existe la alternativa de utilizar los métodos no lineales, el primero es el caso de un análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo mediante acelerogramas y el segundo es un análisis estático no lineal o también conocido como análisis del empuje incremental (*pushover*). Para este estudio se emplea el análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo (*time history*) puesto que provee mejores resultados a través de una serie de registros sísmicos.

4.1 Selección de registros

Las normativas establecen una representación básica del movimiento sísmico a través del espectro de respuesta elástica de la aceleración del suelo, sin embargo dicho movimiento alternativamente se puede representar como la aceleración del suelo en función del tiempo utilizando acelerogramas artificiales, registrados o simulados.

Un acelerograma es la representación en el tiempo de la aceleración del suelo en un sitio determinado, que se experimenta durante un sismo.

Para el desarrollo de este estudio se han seleccionado tres acelerogramas, el primero corresponde al sismo registrado en la localidad L'Aquila (Italia) en 2009, el segundo pertenece al sismo registrado en Loma Prieta (Estados Unidos) en 1989 y el tercero es un acelerograma artificial ajustado al espectro de diseño del Eurocódigo (RG160) para un suelo tipo B y PGA de valor unitario.

4.1.1 Sismo de L'Aquila (2009)

El 6 de abril de 2009 se produjo un sismo de 5.8 grados de magnitud en la escala de Richter en la región de Abruzzo, concretamente en la pequeña ciudad de L'Aquila de 73.000

habitantes, el evento se calificó como sismo superficial ya que la profundidad del foco fue de tan solo 8 km, se tiene conocimiento que la aceleración máxima pico en el centro histórico de la ciudad fue de 0.35g (Barbat A. , 2009).

El epicentro de este sismo se ubicó a 7 km al noroeste de la localidad de L'Aquila y a unos 85 km al noreste de Roma, tal como se muestra en la Figura 15, el evento sísmico se desencadenó debido una falla normal de 15 km de longitud, en rumbo NW-SE (Oyarzo & Griffith, 2010).

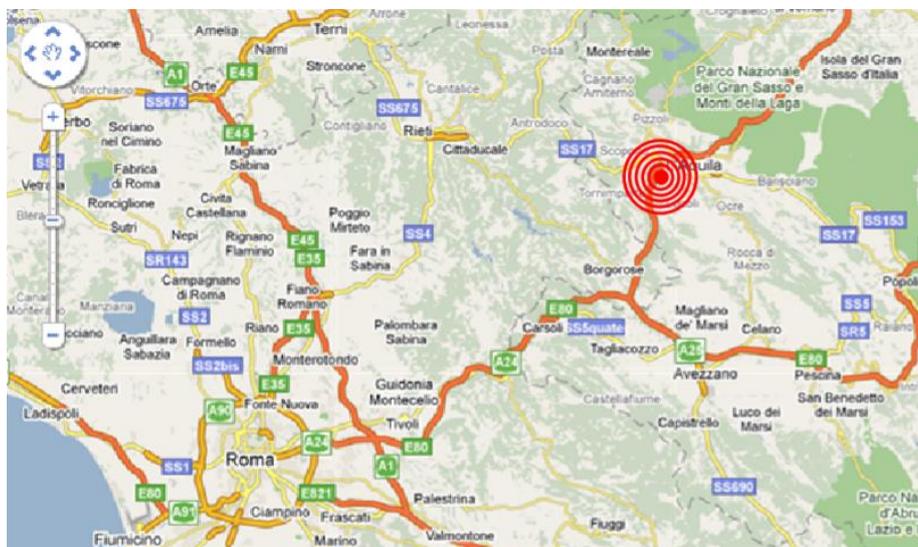


Figura 15. Ubicación de epicentro. (Oyarzo & Griffith, 2010).

El sismo lamentablemente dejó 305 personas fallecidas, aproximadamente 1.500 heridos, 15.000 edificios no habitables y cerca de 80.000 habitantes evacuados; la aceleración pico del suelo se registró entre 0.35 g y 0.68 g, por lo cual los edificios de hormigón armado requirieron poseer la ductilidad, rigidez y resistencia para asegurar la condición de diseño de no colapso (Barbat A. , 2009).

Las construcciones afectadas fueron casas históricas de uno y dos pisos construidas en albañilería de muros de piedra o ladrillo de unos 30 a 50 cm de espesor. Por otra parte, los edificios modernos construidos luego de la II Guerra Mundial colapsaron por el vaciamiento

de paneles de albañilería en los pórticos de hormigón y la caída de ladrillos de los revestimientos de las fachadas (Oyarzo & Griffith, 2010), tal como se observa en la Figura 16.



Figura 16. Vaciamiento de paneles de albañilería de relleno. (Oyarzo & Griffith, 2010)

En la Figura 17 se muestra el acelerograma registrado durante el sismo acontecido en la localidad L'Aquila en el año 2009.

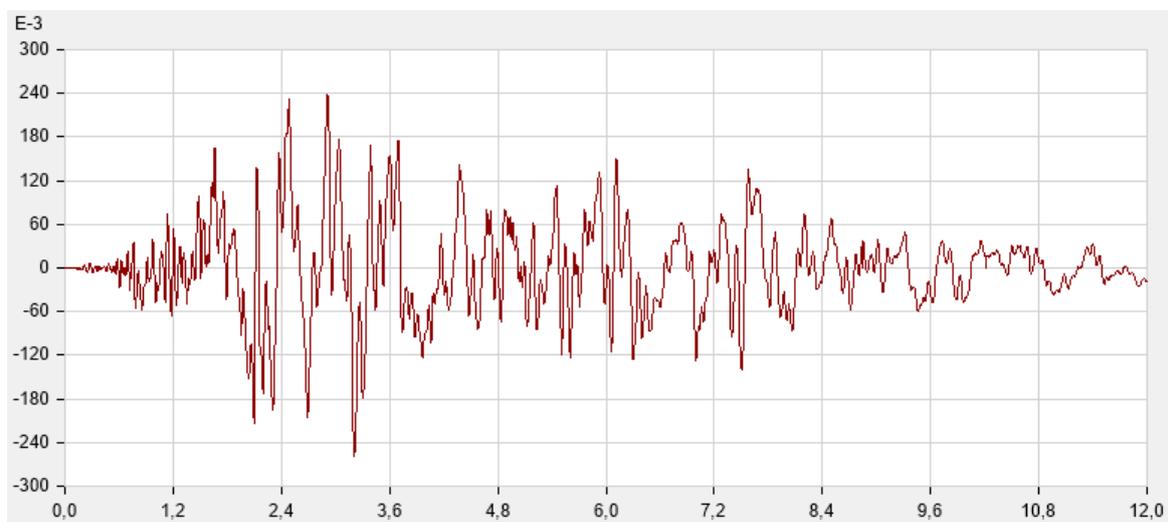


Figura 17. Acelerograma L'Aquila.

4.1.2 Sismo de Loma Prieta (1989)

El 17 de Octubre de 1989 se produjo un sismo de magnitud 7.1 en la escala de Richter en la localidad de Loma Prieta situada en el norte de California (Estados Unidos), el evento sísmico dejó 63 personas fallecidas, 3757 heridos y 12053 desplazados, el total de daños estimados superaron los 6 billones de dólares (Michaelis, Barton, & Martchenke, 1992).

Los daños en las diferentes estructuras variaron con la distancia a la falla que produjo el movimiento sísmico, la mayoría de perjuicios ocurrieron en zonas con suelos suaves, siendo diversas áreas las más afectadas entre las cuales se encuentran Cruz, Marina y Distrito Embarcadero de San Francisco (Holzer, 1994).

El sismo de Loma Prieta toma su nombre de la elevación más alta de 1157 m en las montañas de Santa Cruz, en donde se considera el epicentro del evento. California se considera como una zona de alta sismicidad ya que se sitúa entre las placas del Pacífico y América del Norte (Shephard, y otros, 1990). En la Figura 18 se muestra el colapso del piso inferior de un edificio residencial en el Distrito de Marina en San Francisco.



Figura 18. Colapso de edificio residencial (Shephard et al., 1990)

El evento sísmico fue registrado por la estación Corralitos - Eureka Canyon Rd, en la Figura 19 se presenta el acelerograma del sismo.

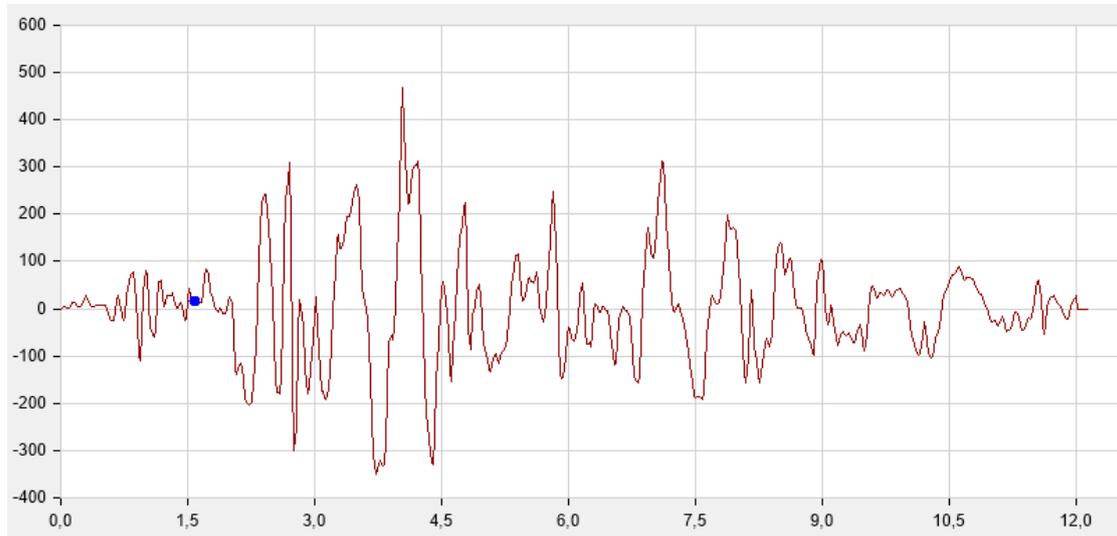


Figura 19. Acelerograma del sismo Loma Prieta - Corralitos

4.1.3 Sismo ajustado a Espectro EC8 suelo tipo B

El sismo ajustado denominado RG160 es un acelerograma artificial en donde su espectro coincide con el espectro de respuesta elástica para el 5% de amortiguamiento viscoso del Eurocódigo 8 (2004), la duración del registro es de 24 segundos y se presenta en la Figura 20.

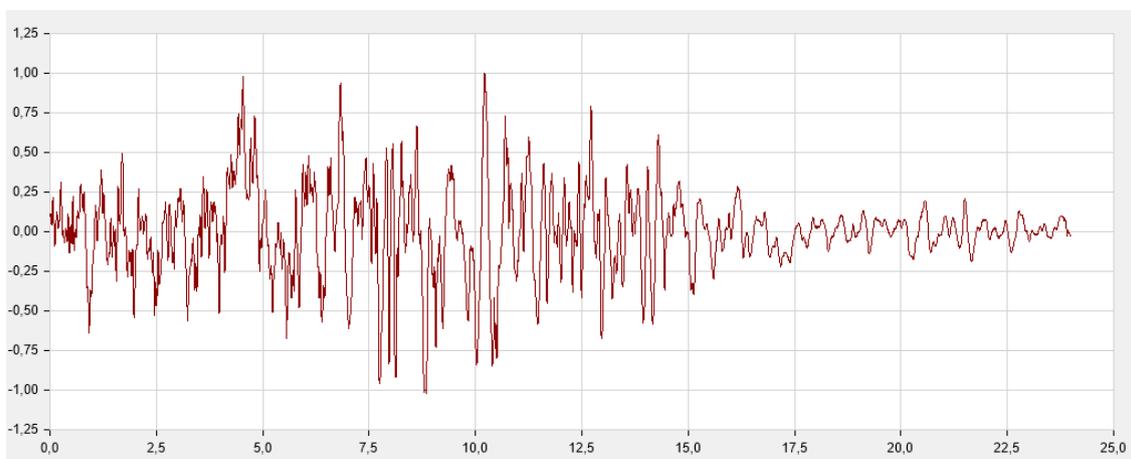


Figura 20. Acelerograma del sismo RG160

4.2 Spectral matching

El *spectral matching* o el espectro de respuesta coincidente implica la modificación del movimiento del suelo registrado, generalmente determinado por acelerogramas para que coincida con un espectro objetivo sobre un rango de períodos, esto permite un menor número de análisis a realizar para obtener la misma confianza en cantidades medias de respuesta estructural (Hancock, Bommer, & Stafford, 2008).

De hecho, existen dos procedimientos para realizar la coincidencia de espectros, el primero se basa en el dominio del tiempo y el segundo en el dominio de las frecuencias.

Ciertamente, los acelerogramas permiten evaluar el comportamiento de las estructuras en el rango no lineal, por esta razón es posible emplearlos en el análisis dinámico no lineal.

El objetivo del *spectral matching* es establecer un espectro coincidente con el espectro de repuesta elástica horizontal a partir de cada acelerograma, tal como se mencionó en el apartado anterior se tomaron tres acelerogramas como los son L'Aquila, Loma Prieta-Corralitos y RG160, por lo tanto se procederá a realizar tres procedimientos de *spectral matching*.

Para el estudio se ha tomado como espectro objetivo el espectro de repuesta elástica horizontal del Eurocódigo 8 (2004), cuyas ecuaciones se presentan a continuación, vale la pena destacar que este espectro no cuenta con la reducción del factor de comportamiento q .

Las siguientes ecuaciones definen las componentes horizontales de la acción sísmica empleando el espectro de repuesta elástica horizontal:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.4)$$

Donde:

$S_e(T)$ es la aceleración del espectro de respuesta elástica; T es el periodo de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad; a_g es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$). En la Figura 21 se muestra el espectro de repuesta elástica horizontal para un $a_g = 0.3g$.

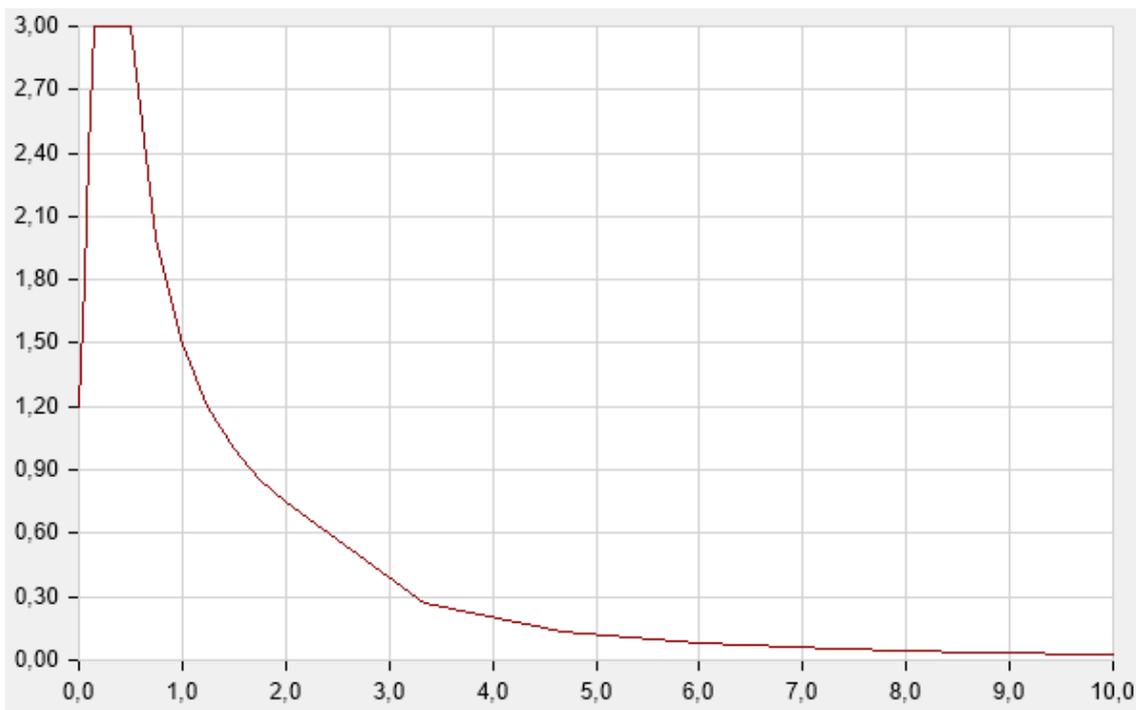


Figura 21. Espectro de repuesta elástica horizontal

En la Figura 22, Figura 23 y Figura 24 se representa el *spectral matching* realizado en el programa ETABS para los sismos L'Aquila, Loma Prieta-Corralit y RG160.

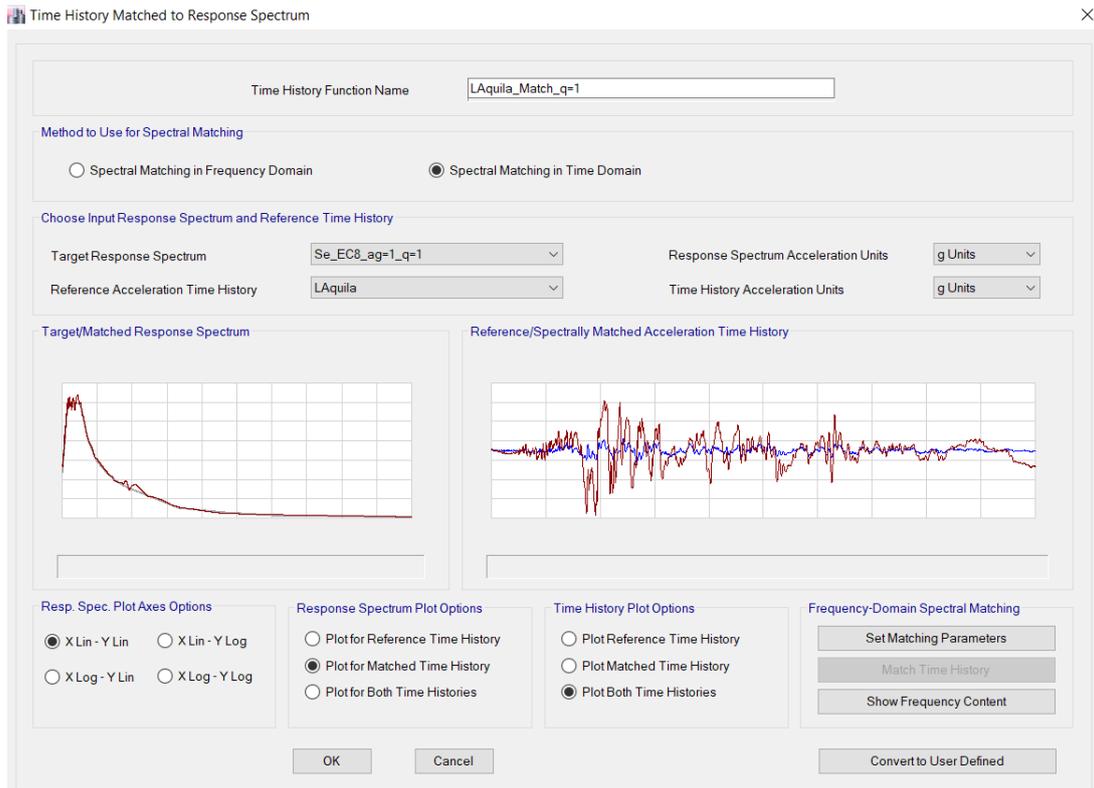


Figura 22. Match para sismo L'Aquila

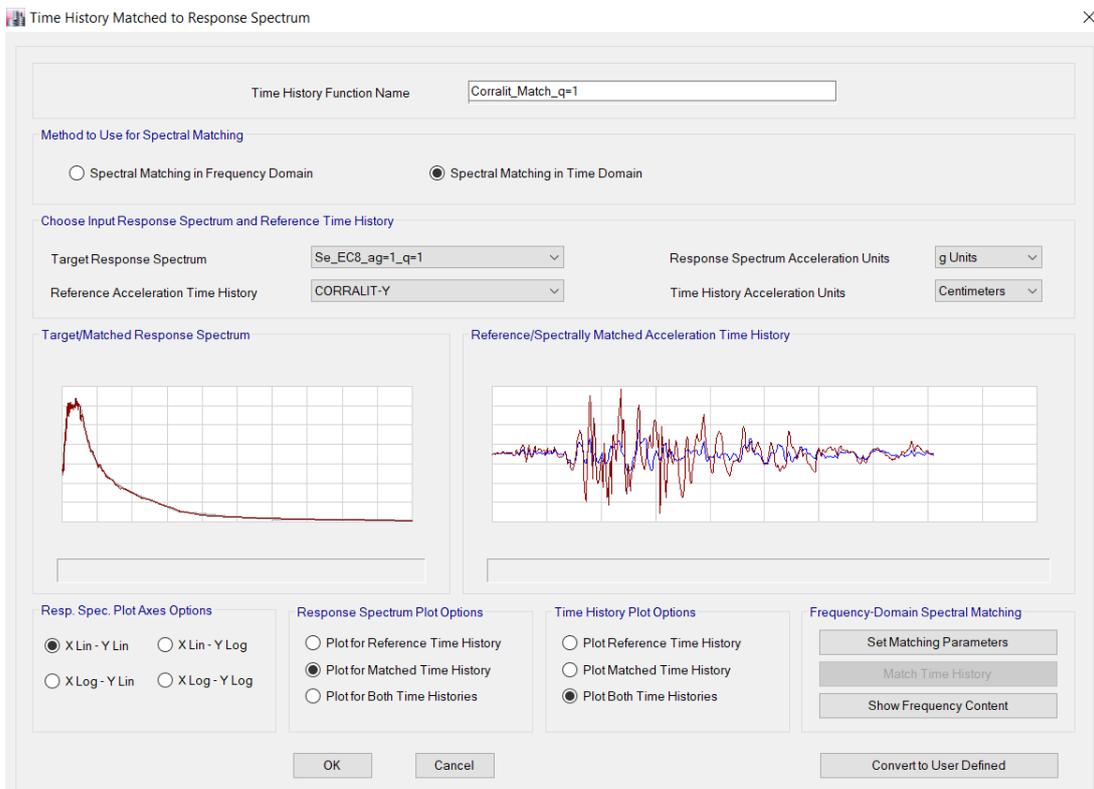


Figura 23. Match para sismo Loma Prieta-Corralit

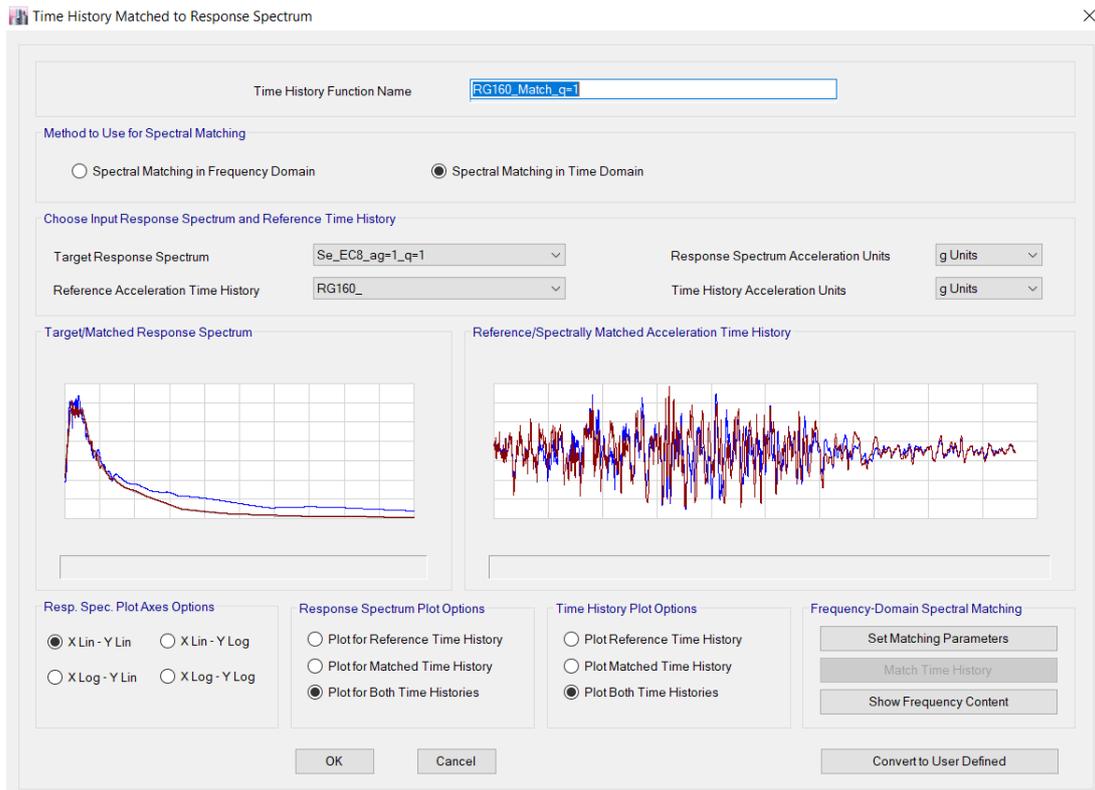


Figura 24. Match para sismo RG160

4.3 Periodos de retorno

Las normativas están orientadas al diseño de estructuras que tienen una vida útil de 50 años y una acción sísmica con un período de retorno alrededor de 475 años, siendo su probabilidad de excedencia del 10%, este evento tiene poca probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura, sin embargo, el objetivo principal es que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse (Aguiar R. , 2003).

Se ha visto que el daño estructural y no estructural es grande cuando la estructura se somete a sismos de menor magnitud que el sismo con un periodo de retorno de 475 años (Aguiar R. , 2003), de modo que es deseable conocer el desempeño del edificio ante sismos de pequeña magnitud que se pueden repetir varias veces durante la vida de la estructura, o sismos de mayor magnitud que probablemente se registren una sola vez en la vida útil de la

edificación, o incluso sismos más fuertes en los cuales la probabilidad de ocurrencia es menor (Aguiar R. , 2004).

En el Eurocódigo 8 (2004) se establecen dos requisitos que deben cumplir las estructuras para resistir la acción sísmica: el primero es el requisito de no colapso y el segundo es el requisito de limitación de daño.

El requisito de limitación de daño corresponde a sismos moderados con un periodo de retorno aproximado de 95 años, mientras que el requisito de no colapso corresponde a eventos sísmicos con un periodo de retorno de 475 años. Adicionalmente, es preferible conocer el desempeño estructural para un sismo extremo, para el estudio se ha contemplado un periodo de retorno de 2500 años. En consecuencia los periodos de retorno considerados en el estudio son 100, 475 y 2500 años.

El periodo de retorno de 475 años corresponde al requisito de no colapso local ni global, manteniendo la integridad estructural y capacidad portante residual tras el sismo, la probabilidad de excedencia es del 10% de que sea superada en 50 años o un periodo de retorno de 475 años.

El sismo mencionado puede ocurrir rara vez en la vida útil de la estructura, incursiona en el rango no lineal y experimenta cierto daño pero en ningún momento los elementos y la edificación llegan al colapso (Aguiar R. , 2008).

En el requisito de limitación de daño no se deben producir daños ni limitaciones de uso en la estructura, en los cuales el coste de reparación sea alto en comparación al coste de su estructura, tiene una probabilidad del 10% de ser superada en 10 años y un periodo de retorno de 95 años siendo su valor recomendado.

Para un encontrar un valor de nivel de fiabilidad diferente, por ejemplo para un periodo de retorno de 100 años, se obtiene utilizando las ecuaciones 4.5 y 4.6, en donde γ_I es el

coeficiente de importancia utilizado para determinar la aceleración del suelo a_{gTL} , T_{LR} es el periodo de retorno de referencia y T_L es el periodo de retorno deseado.

$$a_{gTL} = \gamma_I * a_{gR} \quad (4.5)$$

$$\gamma_I = \left(\frac{P_L}{P_R}\right)^{-\frac{1}{k}} = \left(\frac{T_{LR}}{T_L}\right)^{-\frac{1}{k}} \quad (4.6)$$

$$\gamma_I = \left(\frac{P_L}{P_R}\right)^{-\frac{1}{k}} = \left(\frac{T_{LR}}{T_L}\right)^{-\frac{1}{k}}$$

$$\gamma_I = \left(\frac{475}{100}\right)^{-\frac{1}{3}}$$

$$\gamma_I = 0.595$$

$$a_{gTL} = 0.595 * 0.30 = 0.178$$

El comportamiento de la estructura ante sismos de gran magnitud es deseable conocer o donde la probabilidad de ocurrencia es baja, por esta razón se encuentra la aceleración del suelo para un periodo de retorno de 2500 años a partir de la acción sísmica de referencia de 475 años.

$$\gamma_I = \left(\frac{P_L}{P_R}\right)^{-\frac{1}{k}} = \left(\frac{475}{2500}\right)^{-\frac{1}{3}}$$

$$\gamma_I = 1.739$$

$$a_{gTL} = 1.739 * 0.3 = 0.522$$

4.4 Modelo no lineal

El modelo no lineal de las edificaciones en estudio tiene como propósito realizar una estimación más realista del comportamiento frente a sollicitaciones extremas del obtenido con análisis elásticos.

El análisis dinámico no lineal permite establecer el comportamiento de la estructura, su incursión en el rango plástico y la formación de mecanismos de colapso a través de la acción sísmica que varía en el tiempo, representada mediante acelerogramas (Herrera R. , 2016).

El Eurocódigo 8 (2004) permite realizar el análisis no lineal en el dominio del tiempo, la respuesta de la estructura a lo largo del tiempo puede obtenerse a través de la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento utilizando acelerogramas.

Los acelerogramas empleados corresponden a los registros de L'Aquila, Loma Prieta y RG160, que luego de un procedimiento de *spectral matching* coinciden con el espectro objetivo de la normativa europea. El comportamiento post fluencia es representado mediante las rótulas plásticas.

4.4.1 Rótulas plásticas

La rótula plástica se define como el punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar (Aguiar R. , 2003). De hecho, las rótulas plásticas afectan al comportamiento de la estructura exclusivamente en el análisis no lineal.

En el programa ETABS cada rótula plástica se modela como un punto discreto en donde ocurren las deformaciones plásticas ya sean desplazamientos o rotaciones, de modo que se debe asumir una longitud para la rótula sobre la cual la deformación plástica o la curvatura plástica es integrada; generalmente es una fracción de la longitud total del elemento o la profundidad de la sección especialmente para las rótulas momento rotación (Computers & Structures, Inc., 2017).

En las edificaciones tomadas como casos de estudio se inserta dos rótulas a los extremos de cada elemento tipo barra en las distancias relativas de 0.05 y 0.95, esto se lo hace ya que se espera un efecto significativo en el comportamiento no lineal en estas posiciones.

Para las rótulas tipo fuerza momento la deformación elástica ocurre a lo largo de la longitud del elemento tipo barra y no es afectada por la presencia de las rótulas, mientras que para las rótulas tipo fibras el comportamiento elástico a lo largo de la longitud plástica es determinada a través de las curvas esfuerzo vs deformación del material y las propiedades elásticas del elemento barra son ignoradas dentro de la longitud plástica, por esta razón la longitud plástica no debería exceder la longitud del elemento tipo barra (Computers & Structures, Inc., 2017).

Las rótulas tipo fibra son elásticas-plásticas y consisten en un grupo de puntos de material que representan una porción de la sección transversal tipo barra que poseen un mismo material (Computers & Structures, Inc., 2017).

Para los muros verticales las rótulas son de tipo fibra P-M3 y siempre actúan en el centro del elemento tipo shell, mientras que para las columnas se ha utilizado la interacción de fuerza axial y momento biaxial P-M2-M3; para las vigas en M3.

Una vez concluido el diseño estructural de la edificación es muy importante conocer la relación momento curvatura o la relación momento rotación de las secciones de sus elementos con el objeto de conocer la capacidad de ductilidad por curvatura, la máxima capacidad a flexión del elemento y comparar dichas cantidades con las demandas del diseño (Aguilar R. , 2003).

La relación momento curvatura o momento rotación en el análisis no lineal es fundamental para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material (Aguilar R. , 2003).

En la Figura 25 se muestra los puntos A,B,C,D,E que representan la forma general para las curvas momento vs rotación, momento curvatura y fuerza vs desplazamiento.

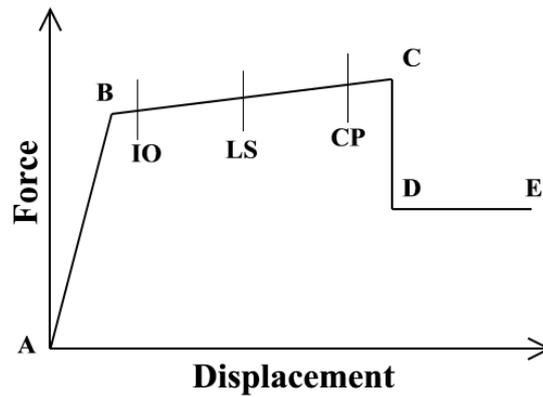


Figura 25. Curva momento vs rotación (Computers & Structures, Inc., 2017)

El punto A representa el origen de la curva, el punto B se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, ninguna deformación ocurre hasta el punto B. El punto C representa la capacidad última, el punto D simboliza una tensión residual, sin embargo puede tener una pendiente positiva de C a D y D a E, el punto E representa la falla total.

Los puntos IO, LS, CP constituyen el criterio de aceptación, el punto IO significa ocupación inmediata, LS seguridad de vida y CP prevención de colapso.

4.4.2 Análisis no lineal

El análisis no lineal en el dominio del tiempo (*time history*) por integración directa resuelve las ecuaciones del movimiento para toda la estructura en cada paso de tiempo. El análisis seleccionado en el programa ETABS es “*time history nonlinear direct integration*”, la integración de las ecuaciones se la realiza por el método de Newmark.

La acción aplicada en el análisis es la aceleración representada por el “*spectral matching*” multiplicada por la gravedad, los tres registros ajustados al espectro del Eurocódigo y empleados en el análisis fueron indicados en el apartado anterior. En la Figura 26 se presenta la definición del análisis no lineal por integración directa para el sismo L’Aquila para un periodo de retorno de 475 años.

Se debe recalcar que el análisis no lineal por integración directa se lo realiza una vez concluido el diseño de la estructura, es decir los elementos de hormigón deben estar previamente armados.

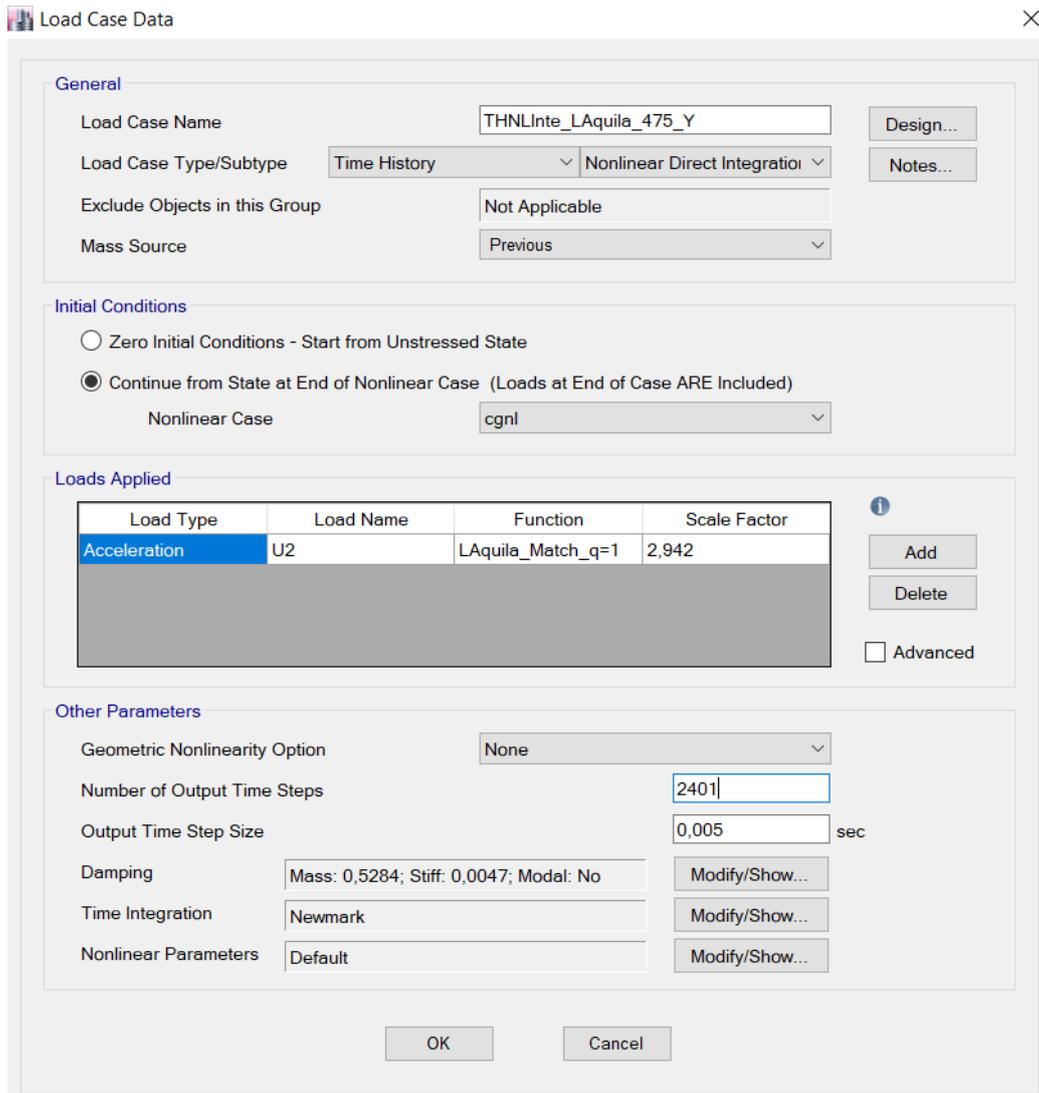


Figura 26. Análisis no lineal para el sismo L'Aquila para un T_R de 475 años.

5. Análisis de resultados

En base a los parámetros principales de irregularidades en edificios identificados en el estado del conocimiento, en el capítulo 3 se definieron dos casos de estudio de edificaciones con problemas potenciales de irregularidad torsional.

Posteriormente, se realizó un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de los edificios, luego el análisis lineal elástico y diseño cumpliendo con los requisitos de la normativa europea.

En una segunda fase se definió los componentes de deformación plástica o rótulas plásticas y el análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo (*time history nonlinear analysis*), este análisis fue desarrollado para tres acciones sísmicas de diferente magnitud con periodos de retorno de 100, 475 y 2500 años.

Las acciones sísmicas empleadas varían en el tiempo y son representadas por los acelerogramas de L'Aquila (2009), Loma Prieta (1989) y RG160 (artificial) afectados por el procedimiento del *spectral matching*.

5.1 Edificio tipo A

En la Tabla 35 se muestran los desplazamientos en el centro de masa δ_{CM} y el desplazamiento máximo de cada piso δ_{max} para los sismos con periodos de retorno de 100, 475 y 2500 años, respectivamente. En la Tabla 36 se presenta el ratio que es la relación entre el δ_{max}/δ_{CM} .

Tabla 35. Desplazamientos para T_R de 100, 475 y 2500 años, edificio tipo A

Desplazamientos para $T_R=100$ años									
Desplazamiento en el centro de masa, δ_{CM} (m)					Desplazamiento max de piso, δ_{max} (m)				δ_{max}/δ_{CM}
Piso	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	
6	0,048	0,044	0,044	0,048	0,082	0,086	0,079	0,086	1,80
5	0,042	0,040	0,038	0,042	0,073	0,078	0,070	0,078	1,86
4	0,035	0,035	0,032	0,035	0,061	0,067	0,058	0,067	1,91
3	0,026	0,027	0,024	0,027	0,047	0,053	0,044	0,053	1,93
2	0,017	0,018	0,016	0,018	0,030	0,036	0,029	0,036	1,94
1	0,007	0,009	0,007	0,009	0,014	0,017	0,013	0,017	1,94
Desplazamientos para $T_R=475$ años									
Desplazamiento en el centro de masa, δ_{CM} (m)					Desplazamiento max de piso, δ_{max} (m)				δ_{max}/δ_{CM}
Piso	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	
6	0,085	0,083	0,077	0,085	0,130	0,132	0,121	0,132	1,55
5	0,074	0,074	0,067	0,074	0,116	0,120	0,107	0,120	1,61
4	0,061	0,063	0,055	0,063	0,097	0,102	0,088	0,102	1,63
3	0,046	0,049	0,042	0,049	0,074	0,081	0,067	0,081	1,65
2	0,029	0,032	0,027	0,032	0,049	0,054	0,044	0,054	1,68
1	0,013	0,015	0,012	0,015	0,023	0,025	0,021	0,025	1,71
Desplazamientos para $T_R=2500$ años									
Desplazamiento en el centro de masa, δ_{CM} (m)					Desplazamiento max de piso, δ_{max} (m)				δ_{max}/δ_{CM}
Piso	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	
6	0,144	0,142	0,133	0,144	0,195	0,193	0,190	0,195	1,35
5	0,125	0,125	0,116	0,125	0,175	0,175	0,170	0,175	1,41
4	0,102	0,105	0,096	0,105	0,147	0,150	0,143	0,150	1,44
3	0,075	0,081	0,073	0,081	0,114	0,119	0,110	0,119	1,48
2	0,048	0,053	0,047	0,053	0,075	0,081	0,073	0,081	1,52
1	0,021	0,024	0,021	0,024	0,034	0,038	0,033	0,038	1,59

Tabla 36. Valores de δ_{max}/δ_{CM} , edificio tipo A

Piso	Periodo de retorno			Diseño
	100	475	2500	
Piso 6	1,80	1,55	1,35	1,82
Piso 5	1,86	1,61	1,41	1,89
Piso 4	1,91	1,63	1,44	1,87
Piso 3	1,93	1,65	1,48	1,88
Piso 2	1,94	1,68	1,52	1,90
Piso 1	1,94	1,71	1,59	1,92

En la Figura 27 se representa los valores de δ_{max}/δ_{CM} , se observa que esta relación es mayor en los pisos inferiores y disminuye conforme aumenta la altura de piso. Además, la relación tiende a disminuir acorde aumenta el periodo de retorno, confirmando un mayor daño a mayor periodo de retorno.

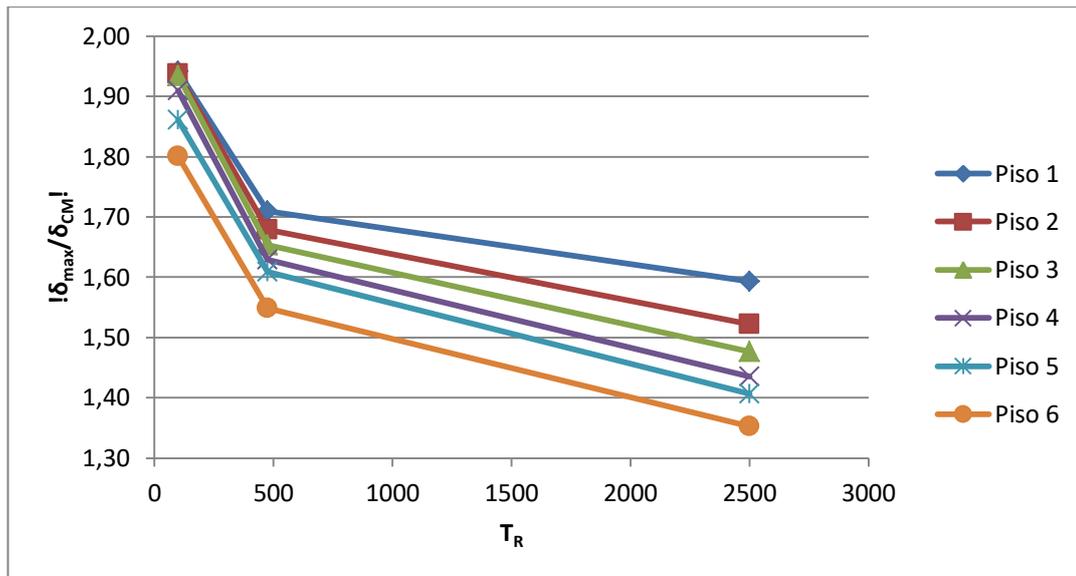


Figura 27. Valores de $\delta_{\max}/\delta_{CM}$ vs periodo de retorno, edificio tipo A

En la Tabla 37 se muestra una comparación de los valores de desplazamiento en el centro de masa encontrados en el análisis lineal elástico y en el análisis no lineal dinámico para un periodo de retorno de 475 años, se observa la similitud de los resultados obtenidos.

Tabla 37. Desplazamiento en el centro de masa, edificio tipo A

Piso	Análisis lineal elástico	Análisis no lineal TH 475 años
	$ds=de*q$ (m)	δ_{iCM} (m) desfavorable
6	0,082	0,085
5	0,073	0,074
4	0,062	0,063
3	0,048	0,049
2	0,032	0,032
1	0,015	0,015

En la Tabla 38 se presentan las derivas inelásticas de piso para cada acelerograma, se puede cotejar que la relación desfavorable (ratio) entre la máxima deriva de piso y la deriva promedio de los dos extremos de la estructura es mayor a 1.4 en cada uno de los pisos, verificándose la condición irregular torsional extrema de la estructura acorde a la normativa colombiana.

Tabla 38. Derivas inelásticas del análisis no lineal, edificio A

Piso	L'Aquila			Corralit			RG160			Ratio Desfavorable
	deriva max	deriva prom	Ratio max/prom	deriva max	deriva prom	Ratio max/prom	deriva max	deriva prom	Ratio max/prom	
	m	m		m	m		m	m		
6	0,010	0,008	1,29	0,012	0,010	1,27	0,012	0,009	1,41	1,41
5	0,013	0,009	1,41	0,018	0,012	1,42	0,016	0,011	1,53	1,53
4	0,016	0,010	1,49	0,022	0,014	1,50	0,019	0,012	1,59	1,59
3	0,019	0,012	1,58	0,026	0,017	1,59	0,023	0,014	1,66	1,66
2	0,020	0,012	1,65	0,029	0,017	1,66	0,024	0,014	1,71	1,71
1	0,018	0,011	1,72	0,025	0,015	1,73	0,021	0,012	1,76	1,76

Acorde a la normativa NSR-10 (2010) el edificio se califica como irregular torsional extrema por lo cual el factor de reducción es 0.8, mientras que en el Eurocode 8 (2004) la reducción es de 0.88 para sistemas dual de varias plantas, pórticos de varios vanos.

5.2 Edificio tipo B

Tabla 39. Desplazamientos para T_R de 100, 475 y 2500 años, edificio tipo B

Desplazamientos para $T_R=100$ años										
Desplazamiento en el centro de masa, δ_{CM} (m)					Desplazamiento max de piso, δ_{max} (m)				δ_{max}/δ_{CM}	
Piso	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable		
6	0,022	0,026	0,024	0,026	0,056	0,056	0,050	0,056	2,14	
5	0,017	0,022	0,019	0,022	0,046	0,049	0,042	0,049	2,23	
4	0,013	0,017	0,014	0,017	0,036	0,039	0,034	0,039	2,36	
3	0,009	0,012	0,010	0,012	0,025	0,029	0,024	0,029	2,50	
2	0,005	0,007	0,006	0,007	0,015	0,017	0,015	0,017	2,65	
1	0,002	0,002	0,002	0,002	0,006	0,007	0,006	0,007	2,81	
Desplazamientos para $T_R=475$ años										
Desplazamiento en el centro de masa, δ_{CM} (m)					Desplazamiento max de piso, δ_{max} (m)				δ_{max}/δ_{CM}	
Piso	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable		
6	0,043	0,054	0,047	0,054	0,071	0,097	0,081	0,097	1,81	
5	0,035	0,045	0,038	0,045	0,059	0,084	0,070	0,084	1,85	
4	0,027	0,036	0,029	0,036	0,045	0,067	0,056	0,067	1,89	
3	0,019	0,025	0,020	0,025	0,033	0,049	0,041	0,049	1,92	
2	0,011	0,015	0,011	0,015	0,021	0,030	0,025	0,030	1,99	
1	0,004	0,006	0,004	0,006	0,009	0,012	0,010	0,012	2,12	
Desplazamientos para $T_R=2500$ años										
Desplazamiento en el centro de masa, δ_{CM} (m)					Desplazamiento max de piso, δ_{max} (m)				δ_{max}/δ_{CM}	
Piso	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable	L'Aquila	Corralit	RG160	Desfavorable		
6	0,078	0,112	0,089	0,112	0,114	0,163	0,145	0,163	1,45	
5	0,067	0,094	0,076	0,094	0,097	0,142	0,124	0,142	1,51	
4	0,053	0,074	0,060	0,074	0,081	0,116	0,100	0,116	1,58	
3	0,039	0,052	0,043	0,052	0,061	0,087	0,073	0,087	1,66	
2	0,024	0,031	0,026	0,031	0,039	0,054	0,045	0,054	1,75	
1	0,010	0,011	0,010	0,011	0,016	0,022	0,017	0,022	1,90	

En la Tabla 39 se muestran los desplazamientos en el centro de masa δ_{CM} y el desplazamiento máximo de cada piso δ_{max} para los sismos con periodos de retorno de 100, 475 y 2500 años, respectivamente. En la Tabla 40 Tabla 36 se presenta el ratio que es la relación entre el δ_{max}/δ_{CM} .

Tabla 40. Valores de δ_{max}/δ_{CM} , edificio tipo B

Pisos	100	475	2500	Diseño
Piso 6	2,14	1,81	1,45	2,00
Piso 5	2,23	1,85	1,51	2,09
Piso 4	2,36	1,89	1,58	2,20
Piso 3	2,50	1,92	1,66	2,32
Piso 2	2,65	1,99	1,75	2,45
Piso 1	2,81	2,12	1,90	2,59

En la Figura 28 se representa los valores de δ_{max}/δ_{CM} , se observa que esta relación es mayor en los pisos inferiores y disminuye conforme aumenta la altura de piso, la relación tiende a disminuir acorde aumenta el periodo de retorno.

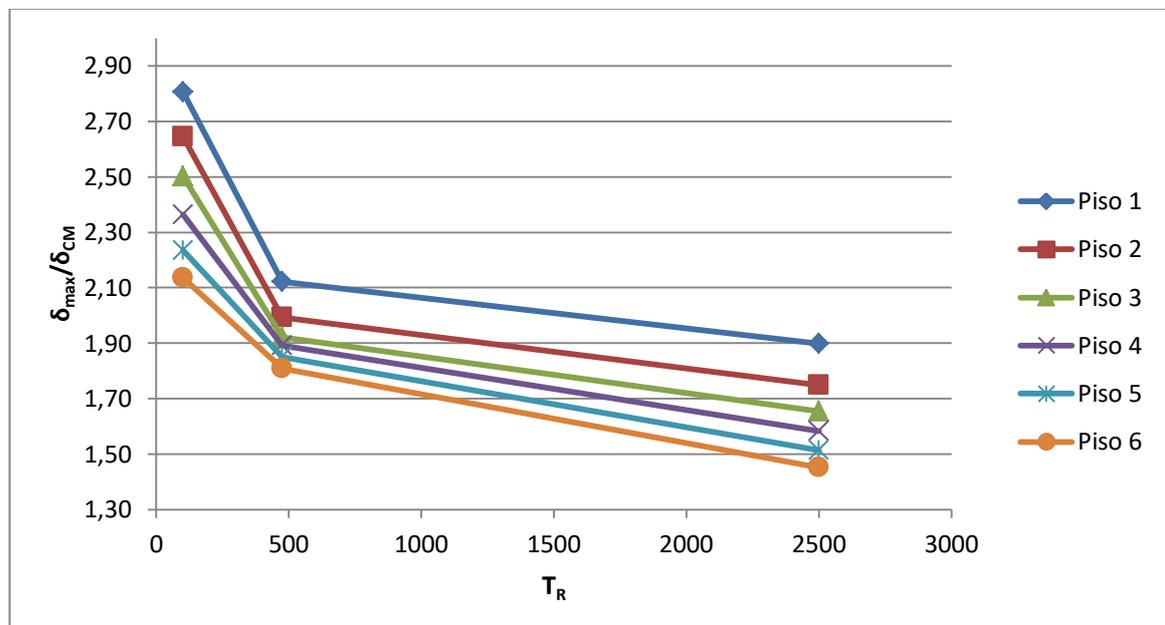


Figura 28. Valores de δ_{max}/δ_{CM} vs periodo de retorno, edificio tipo B

En la Tabla 41 se muestra la similitud de los valores de desplazamiento en el centro de masa obtenidos en el análisis lineal elástico y en el análisis no lineal dinámico para un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 41. Desplazamiento en el centro de masa, edificio tipo B

Piso	Análisis lineal elástico	Análisis no lineal TH 475 años
	$ds=de*q$ (m)	δ_{iCM} (m) desfavorable
6	0,051	0,054
5	0,042	0,045
4	0,032	0,036
3	0,021	0,025
2	0,012	0,015
1	0,004	0,006

En la Tabla 42 se presentan las derivas inelásticas de piso para cada acelerograma, se puede confirmar que la relación (ratio) entre la máxima deriva de piso y la deriva promedio de los dos extremos de la estructura se encuentra entre 1.2 y 1.4 en cada uno de los pisos, verificándose la condición irregular torsional del edificio acorde a la normativa colombiana.

Tabla 42. Derivas inelásticas de piso, edificio B

Piso	L' Aquila			Corralit			RG			Ratio desfavorable
	deriva max	deriva prom	Ratio max/prom	deriva max	deriva prom	Ratio max/prom	deriva max	deriva prom	Ratio max/prom	
	m	m		m	m		m	m		
6	0,0140	0,0122	1,14	0,0138	0,0118	1,17	0,0141	0,0114	1,23	1,23
5	0,0163	0,0136	1,20	0,0163	0,0132	1,23	0,0142	0,0117	1,21	1,23
4	0,0183	0,0147	1,25	0,0184	0,0143	1,28	0,0153	0,0122	1,25	1,28
3	0,0193	0,0150	1,29	0,0194	0,0147	1,32	0,0160	0,0124	1,30	1,32
2	0,0180	0,0137	1,31	0,0181	0,0134	1,35	0,0149	0,0112	1,34	1,35
1	0,0113	0,0084	1,35	0,0123	0,0087	1,40	0,0099	0,0070	1,40	1,40

Según la normativa NSR-10 (2010) el edificio tipo B se califica como irregular torsional por lo cual el factor de reducción es 0.9 mientras que en el Eurocode 8 (2004) la reducción es de 0.88 para sistemas dual de varias plantas, pórticos de varios vanos.

En la Tabla 43 se muestra el calculo para la verificación de la limitación de daño utilizando la ecuacion 3.12, se empleó los valores de desplazamientos inelásticos en el centro de masa obtenidos en el analisis no lineal constatando que los valores de dri/h en el edificio A son mayor que el edificio B, por ende existe mayor daño lo cual se representa en la Figura 29.

Tabla 43. Determinación de limitación de daño de los edificios A y B

Piso	desplazamientos TH 475 años		dri en CM		h (m)	Deriva - dri/h		α /v
	A δ_{iCM} (m)	B δ_{iCM} (m)	A	B		A	B	
6	0,085	0,054	0,011	0,009	3	0,0037	0,003	0,01 0,015 0,02
5	0,074	0,045	0,011	0,009	3	0,0037	0,003	
4	0,063	0,036	0,014	0,011	3	0,0047	0,0037	
3	0,049	0,025	0,017	0,01	3	0,0057	0,0033	
2	0,032	0,015	0,017	0,009	3	0,0057	0,003	
1	0,015	0,006	0,015	0,006	3,5	0,0043	0,0017	

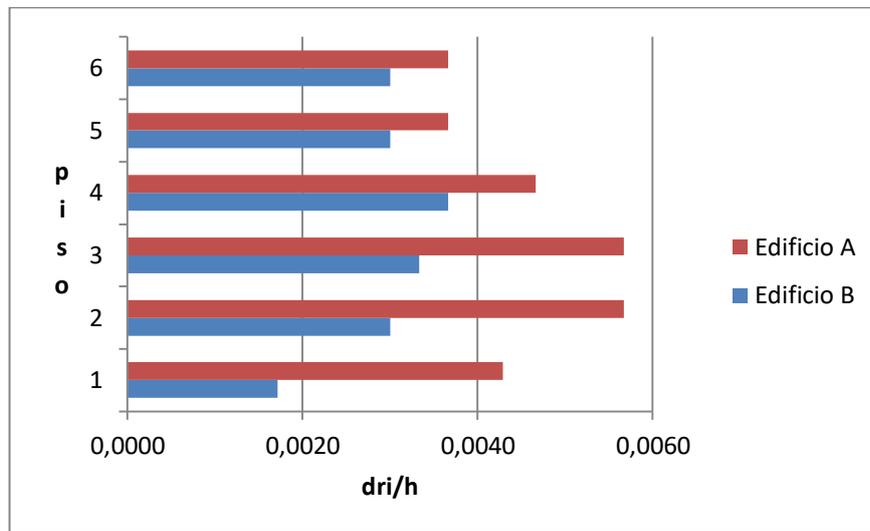


Figura 29. Limitación de daño de los edificios A y B

6. Conclusiones

El comportamiento dinámico de las estructuras con problemas de torsión en planta es complejo lo que hace difícil su predicción, por lo cual es necesario identificar el efecto que causaría una torsión elevada.

La normativa de Estados Unidos ASCE 7-10 (2010) y el Reglamento Colombiano NSR-10 (2010) proporcionan los mejores criterios para distinguir el grado de irregularidad torsional de un edificio a través de la comparación de sus derivas de piso, ambas normativas indican un factor de reducción de 0.8 cuando la estructura tiene irregularidad por torsión extrema en planta.

Cuando la estructura es irregular por torsión en planta el Eurocódigo 8 (2004) establece un factor de reducción de hasta 0.88 para sistemas de pórticos o sistemas duales equivalente a pórtico de varias plantas. La normativa no indica una mayor penalización cuando la torsión es extrema, por lo cual en el caso de que la estructura sea fuertemente irregular por torsión, el factor de reducción debería ser menor.

El comportamiento sísmico de un edificio catalogado como irregular torsional e irregular torsional extremo es diferente en cuanto a nivel de daño, Por lo tanto la penalización que afecta al factor de comportamiento q debe ser diferente cuando existe mayor grado de irregularidad torsional en la estructura.

La relación entre el desplazamiento máximo de piso y el desplazamiento en el centro de masa δ_{max}/δ_{CM} disminuye conforme aumenta la demanda sísmica para los diferentes periodos de retorno de 100, 475 y 2500 años.

En el caso de edificios con problemas potenciales de torsión, el resistir a un sismo con un periodo de retorno de 475 años no garantiza que cumple con la condición de “borde de colapso” a un periodo de retorno de 2500 años.

6.1 Futuras líneas de investigación

Investigar expresiones matemáticas que representen el grado de torsión en planta que tiene una estructura irregular, asignando una penalización gradual en el coeficiente de comportamiento q .

Investigar el comportamiento simultáneo de la irregularidad en planta por torsión con otro tipo de irregularidades que son expuestas las diferentes normativas.

Investigar el efecto que se produciría al incorporar diafragmas no rígidos en los pisos analizando la irregularidad torsional en planta.

Bibliografía

- ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Sangolquí: CEINCI-ESPE.
- Aguiar, R. (2004). Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países Sudamericanos. *Boletín Técnico*.
- Aguiar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Quito: Centro de Investigaciones Científica.
- Arnold, C. (1983). Building configuration: the architecture of seismic design. *Third South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 83-89). Wellington.
- ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia.
- Barbat, A. (2009). Terremoto de L'Aquila: observaciones sobre el comportamiento estructural de los edificios. *Zuncho N° 21*.
- Barbat, H., Oller, S., & Vielma, J. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Barcelona.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Barcelona.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios*. Barcelona: Reverté.
- Computers & Structures Inc. (2020). Obtenido de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#>
- Computers & Structures, Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. Computers & Structures, Inc., 1978-2017 .
- Esteva, L. (1963). Los temblores de mayo de 1962 en Acapulco. *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol. I, No. 2*, 39-62.
- ETABS. (2016). *Integrated Building Design Software*. Computers and Structures Inc, version 16.2.1.

- Eurocode 8. (2004). Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. En *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance* (pág. 219). Brussels.
- Hancock, J., Bommer, J., & Stafford, P. (2008). Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 37(14), 1585-1607.
- Herrera, R. (2016). *Vulnerabilidad y daño sísmico de edificios porticados de hormigón armado, irregulares en planta, en Barquisimeto-Venezuela*. Barcelona.
- Herrera, R., & Soberón, C. (2008). Efectos de la irregularidad en planta por forma arquitectónica. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, (págs. 1-20). Veracruz.
- Holzer, T. (1994). The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989 Strong Ground Motion. *U.S. Geological Survey Professional paper 1551-A*, A1-A7.
- Macelwane, J. (1923). The Corralitos earthquake September 19, 1923. *Bulletin of the Seismological Society of America (1923) 13 (3): 109–112*.
- Michaelis, J., Barton, C., & Martchenke, J. (1992). The 1989 Loma Prieta earthquake: Impact on Hospital Patient Care. *Annals of Emergency Medicine*, 73-78.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: MIDUVI.
- Nexos. (Octubre de 2017). *Nexos cultura y vida cotidiana*. Obtenido de <https://cultura.nexos.com.mx/?p=13630>
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá.
- Orozco, V., & Reinoso, E. (2007). Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica. *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 76*, 61-87.

- Oyarzo, C., & Griffith, M. (2010). El terremoto de L`Aquila (Italia, Abril 2009):
observaciones en terreno. *X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería antisísmica*.
- Ozmen, G., Girgin, K., & Durgun, Y. (2014). Torsional irregularity in multi-story structures.
International Journal of Advanced Structural Engineering 6, 121-131.
- Pérez, L., & Doz, G. (2018). Estudio de la influencia de las irregularidades en planta en la
respuesta sísmica de una estructura de concreto armado. *International Journal of
Natural Disasters, Accidents and Civil Infrastructure*, 1-6.
- Restrepo, J. (2011). Diseño por Desempeño. *University of California at San Diego – San
Diego, California, USA*.
- Shephard, R., Wood, P., Berrill, J., Gillon, N., North, P., Perry, A., & Bent, D. (1990). The
Loma Prieta, California, earthquake of October 17, 1989. *Bulletin of the New Zealand
National Society for Earthquake Engineering, Vol 23, No 1*, 1-78.
- Tena, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios. V
Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil, (págs. 1-57). Mérida.
- Web Berkeley. (2010). *National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE) de
la Universidad de California Berkeley*. Obtenido de
<http://nisee.berkeley.edu/images/servlet/EquisListQuake>