Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO RESIDENCIALES DEL ECUADOR

J.C. Vielma

M.A. Cando

Monografía CIMNE IS-70, 2015

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, España

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A. H. Barbat

ISSN: 1134-3249

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO RESIDENCIALES DEL ECUADOR
Monografía CIMNE IS 70
© Los autores
ISBN: 978-84-943928-1-8
Depósito legal: B-9282-2015

Índice

Índice i
Abstract v
1. Descripción de las tipologías estructurales predominantes 1
1.1. Introducción 1
1.2. Casos estudiados 2
1.2.1. Edificio Bezier 2
1.2.2. Almacenes Chimborazo 9
1.2.3. Hospital Axxis 14
1.2.4. Hospital Docente de Calderón 19
1.2.5. Torres del Castillo 36
1.2.6. Edificio Jade 40
1.2.7. Sauces Plaza 45
1.2.8. Edificio Bernini 50
1.2.9. Edificio Eifel 55
1.2.10. Edificio Oleas 60
1.2.11. Edificio Mael 64
1.2.12. Edificio del Bloque B de la Asamblea Nacional 69
1.3. Resumen de las características 73
1.3.1. Estudio de los Resultados 73
2. Descripción de la metodología 77
2.1 Introducción 77
2.2 Metodología general de evaluación 77
2.3 Metodología FEMA 79
2.3.1. Consistencia con el objetivo de aseguramiento de vida 79
2.3.2. Consistencia con una baja probabilidad de colapso 79
2.3.3. Consistencia con los factores de prestaciones sísmicas 80
2.4 Descripción de la metodología 81
2.4.1. Pasos de la metodología 81
2.4.2. Desarrollo del concepto del sistema 82
2.4.3. Obtención de la información requerida 82
2.4.4. Caracterización del comportamiento 83
2.4.5. Desarrollo de los modelos 83

2.4.6. Análisis de los modelos 84
2.4.7. Evaluación de las prestaciones 84
2.4.8. Documentación de los resultados 85
2.4.9. Revisión por pares 85
2.5 Desarrollo conceptual del sistema 86
2.5.1. Obtención de la información requerida 86
2.5.2. Definición de los arquetipos 86
2.6 Desarrollo de los modelos 87
2.6.1. Desarrollo de los modelos no lineales para la simulación del colapso 87
2.7 Diseño de los arquetipos 88
2.7.1. Determinación del periodo fundamental 88
2.7.2. Valores de prueba de los factores de prestaciones 88
2.8 Modelos de arquetipos 89
2.8.1. Idealización del modelo 89
2.8.2. Configuración en planta y elevación 89
2.9 Análisis no lineal de los modelos 89
2.9.1. Acelerogramas a ser empleados 90
2.9.2. Grupo de acelerogramas a ser empleados 90
2.9.3. Escalado de acelerogramas 92
2.9.4. Análisis con empuje incremental 92
2.9.5. Análisis dinámico no lineal 94
2.10 Fundamentos de la evaluación de la capacidad frente al colapso 94
2.10.1. Cálculo de la capacidad media de colapso y el CMR 95
2.10.2. Intensidad y escaldo de registros 96
2.10.3. Disipación de energía y amortiguamiento viscoso 96
2.10.4. Recomendaciones para el cálculo de la razón media de colapso mediante análisis dinámico tridimensional 96
2.10.5. Documentación de los resultados del análisis 96
2.10.6. Datos del análisis no lineal estático 97
2.10.7. Datos del análisis no lineal dinámico 97
2.11 Evaluación de las prestaciones 98
2.11.1. Aproximación al proceso de evaluación 98
2.11.2. Criterios de evaluación de grupos de prestaciones 100
2.11.3. Probabilidad aceptable de colapso 100

2.11.4. Ratio de margen de colapso ajustado 101
2.11.5. Efecto de la forma espectral sobre el ratio de margen de colapso 101
2.12 Incertidumbre total de colapso del sistema 102
2.12.1. Fuentes de la incertidumbre 102
2.12.2. Combinación de las incertidumbres en la evaluación del colapso 103
2.12.3. Influencia de la incertidumbre sobre el margen de colapso 104
2.13 Incertidumbre total de colapso del sistema 106
2.13.1. Valores aceptables del ratio de margen de colapso 106
2.14 Evaluación del factor de reducción de respuesta ***R*** 108
2.15 Evaluación del Factor de Reserva de Resistencia 109
2.16 Evaluación del Factor de amplificación de desplazamientos 109
2.17 Diseño elástico de los arquetipos 109
2.17.1. Determinación del período fundamental 113
2.17.2. Resultados del diseño de los arquetipos 115
2.18 Registros para el análisis dinámico 118
2.18.1. Registros seleccionados 118
2.1.1. Lectura de los registros 125
2.1.2. Corrección de los registros 126
2.1.3. Adecuación al espectro de Quito 127
2.1.1. Recorte de la duración de los registros 128
3. Resultados 131
3.1. Introducción 131
3.2. Resultados del diseño elástico de los arquetipos 131
3.1. Análisis no lineal 132
3.1.1. Análisis no lineal con empuje incremental 133
3.1.2. Determinación del punto de colapso 133
3.2. Determinación de la ductilidad con base en el periodo 137
3.3. El efecto en el cálculo de la ductilidad de los arquetipos 143
3.3.1. Ductilidad por grupo de prestaciones 147
3.1. Determinación de la reserva de resistencia 154
3.1.1. Reserva de resistencia por grupos de prestaciones 157
3.2. Determinación del factor de reducción inherente 163
3.3. Determinación de los valores de incertidumbre total de los arquetipos 173

3.4. Resultados del análisis incremental dinámico 175
3.4.1. Determinación del ratio de margen de colapso 176
3.4.2. Determinación del factor de reducción de respuesta 196
3.4.3. Determinación del factor de amplificación de desplazamientos 198
Bibliografía 205

Abstract

Nowadays, there are a large number works focused on determining the seismic vulnerability of structures. This feature is not accidental, but rather the product of concern to the scientific, professional and organizations responsible for risk management community to reduce the destructive effects caused by earthquakes in the infrastructure and society.

Globally destructive events that have occurred during the previous and present decades have contributed to this initiative; among them, the Sichuan, China (2008), Port au Prince, Haiti (2010), Maule, Chile (2010) or Tohoku, Japan (2011) earthquakes can be mentioned, which had as consequences many dead, injured and homeless people.

It is well known that an earthquake can cause humanitarian disasters not only by the number of casualties and injured people but also for the destruction of cities where thousands of families live and work. All the above mentioned reasons reveal the need of revision and improvement of the seismic design codes, construction practices and policies that allow buildings to have a better performance against the strong ground motions.

This is the context in which this work was developed. It contains results of a research entitled "Evaluation of seismic vulnerability of residential steel structures designed according to current Ecuadorian codes and the AISC seismic provisions for structural steel buildings" that has been developed in Ecuador with the support of Prometeo Project, sponsored by the Ministry of Science, Technology and Innovation (SENESCYT) of that Country.

In Chapter 1, a study of the seismic vulnerability of moment-resisting frames steel structures recently built in the metropolitan area of Quito is made. The study has two parts: one that deals with the application of the code provisions in the execution of projects, using not only the NEC, but also international codes, particularly earthquake-resistant provisions of AISC. A qualitative-quantitative conventional method was also applied to assessing the seismic vulnerability of a set of selected buildings, representative of the predominant structural typology present in Ecuador. This chapter has been developed collaboratively with the participation of three students of ESPE, Henry Abalco, Germán Calderón and Hugo Velásquez, the authors of this work being their thesis advisors.

In Chapter 2 is presented the methodology FEMA P695, to be applied in the systematic process of evaluation of the seismic vulnerability of the metal structures of Ecuador. The methodology is initially formulated for determining design factors of structural types, but its formulation, that combines deterministic and probabilistic methods, allows the direct determination of vulnerability by a collapse fragility curves, containing the probability of structure collapsing under the action of the maximum considered earthquake. The methodology requires the definition of a design space. This is achieved by the appropriate selection of a set of archetypes to assess the seismic performance of the most repeated buildings in the particular case of Ecuador.

In Chapter 3, the complete results of the application of the methodology are presented. Special reference is made in this chapter to each of the seismic factors calculated in order to assess the vulnerability of the archetypes studied applying pseudo-static non-linear analysis and incremental dynamic analysis (IDA). As a result of the evaluation, some interesting findings that illustrate the seismic safety of archetypes designed according to the NEC are shown. The analysis of the results allows to obtain conclusions and recommendations on the earthquake resistant behavior and vulnerability of the residential steel structures of Ecuador.

Finally, the authors wish to thank to SENESCYT that made possible with the financial and logistical support the development of this work. They also wish to thank to the Department of Earth Sciences and Construction of the University of the Army of Ecuador (ESPE), for providing all the technical facilities to develop research activities, and to the Lisandro Alvarado University Research Council (CDCHT), Venezuela.

1. Descripción de las tipologías estructurales predominantes

1.1. Introducción

Seguidamente se presenta una descripción cualitativa de las estructuras predominantes que constituyen las edificaciones actuales en Quito y zonas vecinas. Esta descripción no es exhaustiva, se limita a aquellas edificaciones que se han construido o se encuentran en construcción actualmente y que cuyas características han sido recogidas de diversas fuentes entre alas que se cuentan el trabajo de investigación de estudiantes, las giras de reconocimiento y las entrevistas con expertos calculistas y constructores de la zona objeto de estudio.

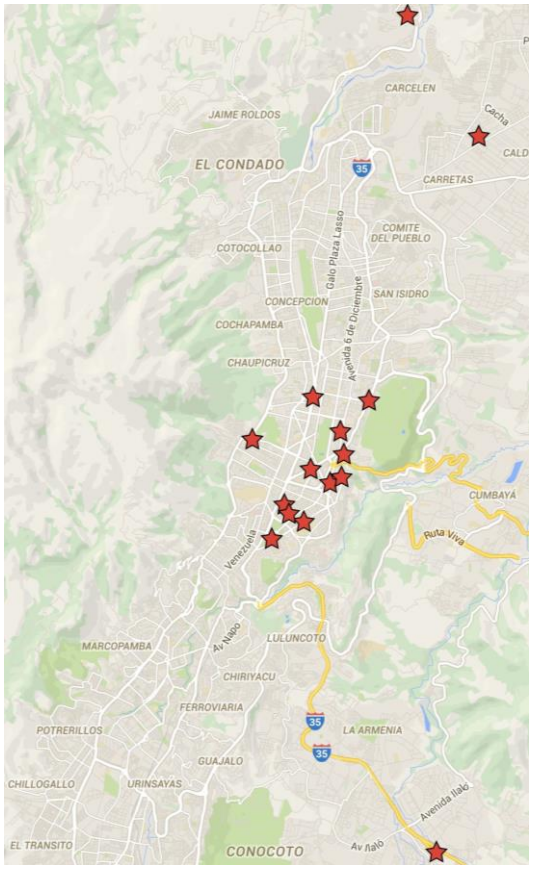


Figura 1.1 Mapa de las estructuras metálicas analizadas en la ciudad de Quito

1.2. Casos estudiados

Las estructuras metálicas en la ciudad de Quito, se distribuyen principalmente en la parte céntrica del mismo, en la Figura 1.1 se muestra en un mapa la ubicación de las estructuras metálicas analizadas en la ciudad de Quito, y a continuación el detalle del análisis de cada estructura.

1.2.1. Edificio Bezier

El edificio Bezier ubicado en la parte norte de Quito, en el sector de "La Paz" entre las calles Paul Rivet y Whimper, como se observa en la Figura 1.2. El edificio tiene 10 pisos como se observa en la Figura 1.3 y 3 subsuelos.

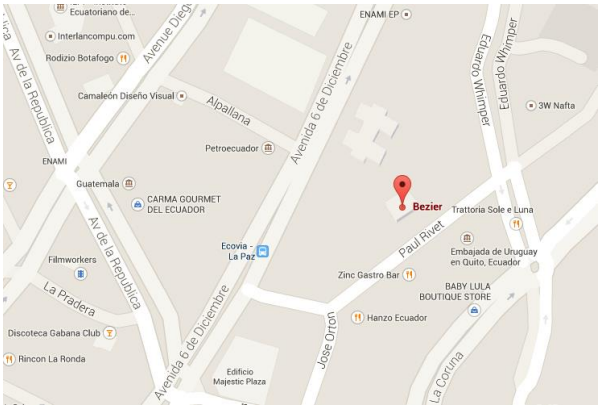


Figura 1.2 Ubicación Edificio Bezier

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.3 Fachada Frontal Edificio Bezier

En el análisis de irregularidades del edificio Bezier, según la normativa NEC-11 [1], es evidente que en planta existe una irregularidad debido a ejes no ortogonales. Mientras que en elevación no hay irregularidades.

El Eurocódigo no menciona nada respecto a los ejes estructurales no paralelos, y en elevación es regular. Se resume en la Tabla 1.1.

El AISC menciona que cuando los ejes no son ortogonales, se debe hacer un modelamiento 3D con tres grados de libertad dinámicos.

La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga “I”, ver Figura 1.4, en el caso de la construcción del edificio Bezier en la categoría de “Flexión en alas de vigas I”, roladas o armadas, la relación b/t siendo b=77,5mm y t=8mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=344500kPa dado que es un acero A-572, al comparar se obtiene un valor b/t de 9,68 y el límite 7,22. Se concluye que la viga “I” es un perfil no compacto, por lo tanto este no alcanza su máxima capacidad, dado que primero pandea antes de formarse una rótula plástica, lo cual afecta en el comportamiento estructural, la resistencia calculada y genera pérdida de dinero al no ser óptimo el diseño.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=400mm, tw=5mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 76,8 mientras que el límite es 90,49. Aunque cumple esta relación no es compacto dado que la anterior relación b/t no cumple, por tanto no es compacto.

El Eurocódigo-8 [2] dispone la relación entre el espesor del alma de la viga “bw” como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga “bc” sumado la altura de la viga “hw” y dos veces “bc”. Se tiene que bw =8mm, bc =400mm, hw =400mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.4 Viga Principal tipo I del Edificio Bezier

Para las columnas La NEC-11 y el AISC [3] disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para “Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas”, y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=376mm y t=12mm, se obtiene un valor de 31,33 y el límite de 54,45. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta. Ver Figura 1.5.

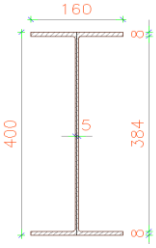
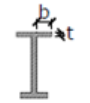
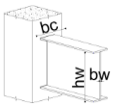
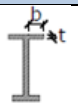
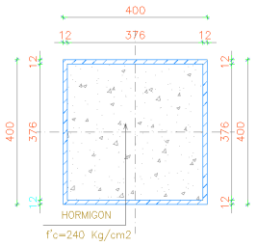
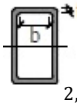
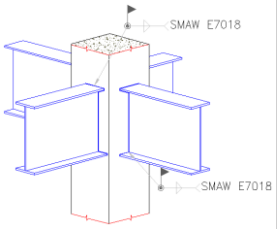
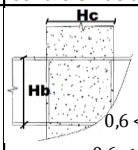
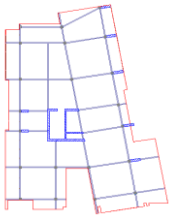
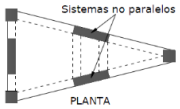
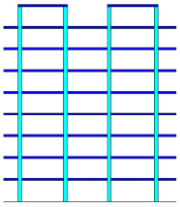
El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=400mm y el espesor de la columna t=12mm, donde b/t es 33,33. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 344500kPa que en el sistema internacional es 344,5N/mm2, se obtiene que el límite es 29,06. Se concluye que el perfil no tiene una ductilidad alta que permita un correcto desempeño.

Figura 1.5 Columna Tipo del Edificio Bezier

En los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga columna. En el caso del edificio Bezier a suelda de los perfiles armados son entrecortadas lo cual no está conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.6.

Figura 1.6 Unión viga-columna del edificio Bezier

Tabla 1.1 Evaluación Estructural del Edificio Bezier

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $9{,}68 \leq 7{,}22$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $76{,}8 \leq 90{,}49$ viga no compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $8 \leq min\{400 + 400; 800\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $9{,}68 \leq 7{,}22$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $76{,}8 \leq 90{,}49$ viga no compacta
COLUMNA		$b/t = 31{,}33$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}5$ $31{,}33 \leq 54{,}55$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$b/t = 33{,}33$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $33{,}33 \leq 29{,}06$ No cumple con la condicion de ductilidad	 $b/t = 31{,}33$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}5$ $31{,}33 \leq 54{,}55$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Especificacion de soldadura AWS D1 1, acreditacion API 1104 personal para soldadura	 $\frac{Hb}{Hc} = 1$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1 \leq 1{,}4$ Nudo rigido, la rotula plastica no se producira cerca del nudo	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 $\phi_{Pi}=0.9$ Ejes esctructurales no paralelos	El EUROCODIGO no menciona nada al respecto de ejes estructurales no paralelos	Cuando los ejes no son ortogonales AISC recomienda un modelamiento en 3D con 3 grados de libertad dinamicos
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Bezier no cumple con dicha especificación. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.6. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.2.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, la ecuación (3.5) indicada relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=400mm y hb=400 mm. La relación hb/hc que es 1 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación

se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

En base a la Tabla 1.1 se indica en el análisis de esta primera estructura los detalles de la evaluación del índice de vulnerabilidad, donde se indica ya la calificación (A, B, C, D) en cada ítem.

Organización del sistema resistente

Con este parámetro se evalúa el grado de organización de los elementos verticales prescindiendo del tipo de material [4]. El elemento significativo es la presencia y la eficiencia de la conexión entre las paredes ortogonales con tal de asegurar el comportamiento en "cajón" de la estructura.

Edificio que presenta vigas no compactas con soldadura entrecortada

Calidad del sistema resistente

Con este parámetro se determina el tipo de mampostería más frecuentemente utilizada, diferenciando, de modo cualitativo, su característica de resistencia con el fin de asegurar la eficiencia del comportamiento en "cajón" de la estructura. La atribución de un edificio a una de las cuatro clases se efectúa en función de dos factores: por un lado, del tipo de material y de la forma de los elementos que constituyen la mampostería. Por otro lado, de la homogeneidad del material y de las piezas, por toda la extensión del muro. Se reporta una de las clases: mampostería en ladrillo, bloques o piedra bien cortada, con piezas bien ligadas más no muy homogéneas en toda la extensión del muro.

Resistencia convencional

Con la hipótesis de un perfecto comportamiento en "cajón" de la estructura, se debe garantizar el funcionamiento correcto de la unión viga-columna, bajo el concepto viga débil, columna fuerte. Edificio con conexiones soldadas

Posición del edificio y de la cimentación

Con este parámetro se evalúa, hasta donde es posible por medio de una simple inspección visual, la influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio. Para ello se tiene en cuenta algunos aspectos, tales como: la consistencia y la pendiente del terreno, la eventual ubicación de la cimentación a diferente cota y la presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.

Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.

Diafragmas horizontales

La calidad de los diafragmas tiene una notable importancia para garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales. (Factores como un entrante de luz para un jardín central de un edificio afectarían el funcionamiento de estos diafragmas horizontales dentro de la estructura).Se reporta una de las clases:

Edificio con diafragmas, de cualquier naturaleza, que satisfacen las condiciones:

- Ausencia de planos a desnivel.
- La deformabilidad del diafragma es despreciable.
- La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.

Configuración en planta

El comportamiento sísmico de un edificio depende de la forma en planta del mismo. En el caso de edificios rectangulares es significativo la relación $\beta 1 = a / L$ entre las dimensiones en planta del lado menor y mayor. También es necesario tener en cuenta las protuberancias del cuerpo principal mediante la relación $\beta 2 = b / L$. En la Figura 1.7 se explica el significado de los dos valores que se deben reportar, para lo cual se evalúa siempre el caso más desfavorable.

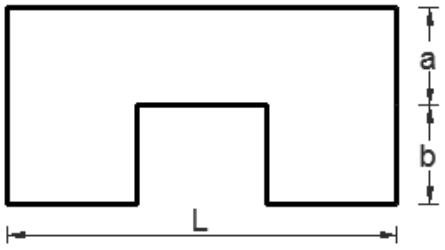


Figura 1.7 Configuración en planta de la estructura Bezier

En este caso se tiene una protuberancia del cuerpo principal del tipo mostrado en la Figura 1.7 el parámetro $\beta 2 = 2{,}6m / 21m = 0{,}12$. Edificio con $0.8 > \beta 1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta 2 \leq 0.2$.

Configuración en elevación

En el caso de edificios de mampostería, sobre todo para los más antiguos, la principal causa de irregularidad está constituida por la presencia de porches y torretas. La presencia de porches se reporta como la relación porcentual entre el área en planta del mismo y la superficie total del piso. La presencia de torretas de altura y masa significativa respecto a la parte restante del edificio se reporta mediante la relación T/H, tal como se indica en la Figura 1.8. No se deben tener en cuenta las torretas de modesta dimensión tales como chimeneas, escapes de ventilación, etc.

También se reporta la variación de masa en porcentaje ± ΔM/M entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso más bajo y utilizando el signo (+) si se trata de aumento o el (-) si se trata de disminución de masa hacia lo alto del edificio. La anterior relación puede ser sustituida por la variación de áreas respectivas ± ΔA/A, evaluando en cualquiera de los dos casos el más desfavorable.

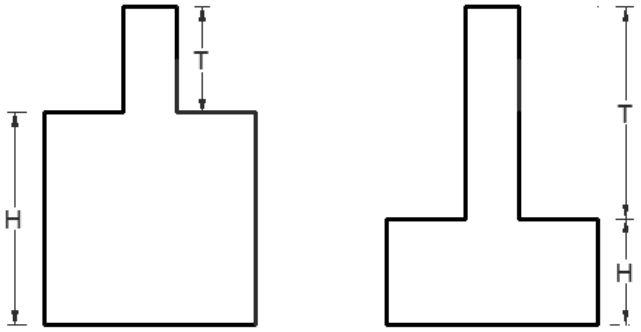


Figura 1.8 Configuración en elevación de la estructura

Se tiene en este edificio un detalle final de acuerdo a la altura de entrepiso de tres metros de altura de donde T=3, y H que es la multiplicación de 10 plantas por la altura de entrepiso, H=30, la relación T/H es 0,1 o 10%. Edificio con -ΔM/M < 10%.

Distancia máxima entre los muros

Con este parámetro se tiene en cuenta la presencia de muros maestros interceptados por muros transversales ubicados a distancia excesiva entre ellos. Se reporta el factor L/S, donde L es el espaciamiento de los muros transversales y S el espesor del muro maestro, evaluando siempre el caso más desfavorable.

Es importante recalcar que este es un concepto de hormigón armado, por este motivo en este trabajo se lo multiplica por un factor Wi=0, este cambio si bien afecta al resultado final, no lo hace en gran magnitud dado que en el original Wi es de 0,25.

La asignación de este parámetro, dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condición: edificio con L/S < 15.

Tipo de cubierta

Se tiene en cuenta con este parámetro, la capacidad del techo para resistir fuerzas sísmicas. Se reporta una de las clases: edificio con cubierta estable y provista de viga cumbrera. Edificio con cubierta plana.

Elementos no estructurales

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de cornisas, parapetos o cualquier elemento no estructural que pueda causar daño a personas o cosas. Se trata de un

parámetro secundario, para fines de la evaluación de la vulnerabilidad, por lo cual no se hace ninguna distinción entre las dos primeras clases. Se reporta una de las clases:

Edificio con elementos de pequeña dimensión, mal vinculados a la pared.

Estado de conservación

Se reporta una de las clases: muros en buena condición, sin lesiones visibles.

En la evaluación del índice de vulnerabilidad que se resume en la Tabla 1.2 se obtiene una sumatoria de Ki*Wi de 122,5 que al dividirla para el máximo valor posible en la tabla 382,5 y multiplicado por 100 para obtener en porcentaje se obtiene 32%, el cual corresponde a vulnerabilidad media $(15\% \leq \text{V. Media} < 35\%)$, también se observa que lo que más afecta a esta evaluación son las vigas que son no compactas y las conexiones viga–columna que son soldadas.

Tabla 1.2 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del Edificio Bezier

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.				45	1
2. Calidad del sistema resistente.		5			0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.		5			0.5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.			25		0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**122.5**
			Porcentaje		**32%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$32\% \approx \text{V. Media}$$

1.2.2. Almacenes Chimborazo

La edificación de Almacenes Chimborazo, ubicado en Sangolquí, frente al centro comercial “San Luis Shopping”, como se observa en la Figura 1.9. El Edificio es de 3 pisos como se observa en la Figura 1.10 y no tiene subsuelos.

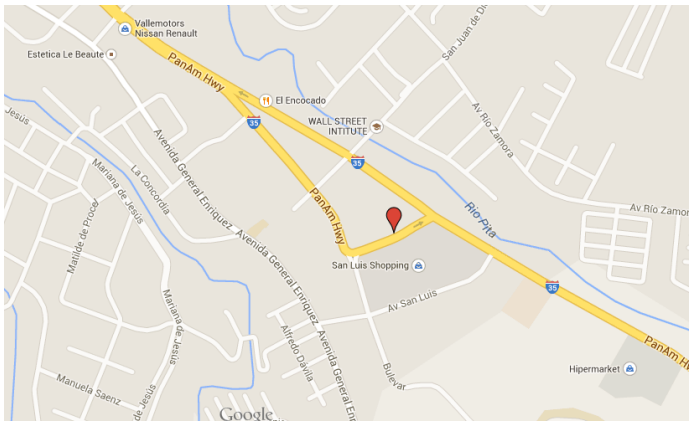


Figura 1.9 Ubicación Almacenes Chimborazo

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.10 Fachada Frontal Almacenes Chimborazo

En el análisis de irregularidades de Almacenes Chimborazo, según la normativa NEC-11, en planta existe una irregularidad debido a retrocesos excesivos en las esquinas. Mientras que en elevación no hay irregularidades. Se resume en la Tabla 1.3.

El Eurocódigo no menciona nada respecto a retrocesos excesivos en esquinas, y en elevación es regular.

El AISC menciona que cuando los ejes no son ortogonales, se debe aumentar un 25% más en las fuerzas actuantes de los nudos.

La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga “I”, ver Figura 1.11 y los límites para dicha relación, en el caso de la construcción de “Almacenes Chimborazo.” en la categoría de “Flexión en alas de vigas I”, roladas o armadas, la relación b/t siendo b=47,5mm y t=8mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 5,94 y el límite 8,48.

Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=350mm, tw=5mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 70 mientras que el límite es 106,2. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=8mm, bc=200mm, hw=350mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.11 Viga Principal Tipo I de Almacenes Chimborazo

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=192mm y t=4mm, se obtiene un valor de 48 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=400mm y el espesor de la columna t=4mm, donde b/t es 100. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 101,46. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño, ver Figura 1.12.

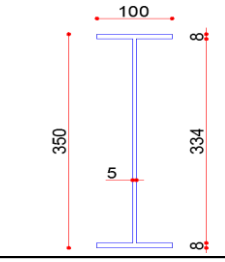
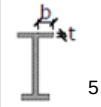
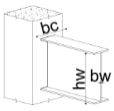
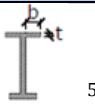
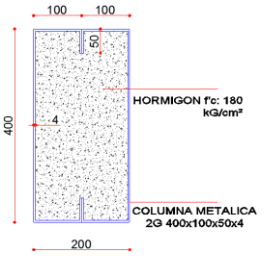
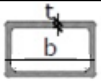
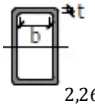
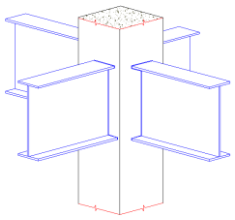
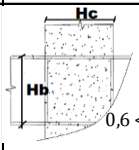
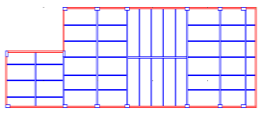
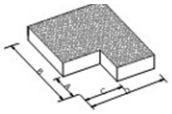
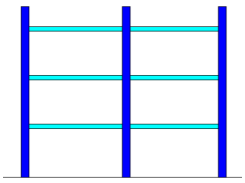
Figura 1.12 Columna Tipo de Almacenes Chimborazo

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio de los almacenes Chimborazo la suelda de los perfiles armados son entrecortadas lo cual no está conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.13.

Figura 1.13 Unión viga-columna Almacenes Chimborazo

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Almacenes Chimborazo no cumple con dicha especificación.

Tabla 1.3 Evaluación Estructural del Edificio Almacenes Chimborazo

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5.94 \leq 8.48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $70{,}0 \leq 106{,}34$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $8 \leq min\{200 + 350; 400\}$ La viga permite la transferencia cíclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}94 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $70{,}0 \leq 106{,}34$ viga compacta
COLUMNA		$b/t = 48{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $48{,}0 \leq 63{,}92$ La sección compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 100$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $100 \leq 24{,}75$ No cumple la condición de ductilidad	 $b/t = 48{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $48{,}0 \leq 63{,}92$ La sección compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 0{,}87$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 0{,}87 \leq 1{,}4$ Nudo rigido, la rotula plastica no se producira cerca del nudo	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 $0.15\ B \leq A$ y $0.15\ D < C$ $0.975 \leq 3$ y $2.65 < 5.30$ $\phi_{Pi}=0.9$	El EUROCODIGO no menciona nada al respecto de ejes estructurales no paralelos	$15\%\ B \leq A$ y $15\%\ D < C$ $0.975 \leq 3$ y $2.65 < 5.30$ Esta irregularidad se penaliza con el aumento del 25% de las fuerzas en los nudos
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=400mm y hb=350mm. La relación hb/hc que es 0,87 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

El estudio de la vulnerabilidad se muestra en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad de Almacenes Chimborazo

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.		5			0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.		5			0.5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**76.25**
			Porcentaje		**20%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$20\% \approx \text{V. Media}$$

1.2.3. Hospital Axxis

El edificio Axxis ubicado en la parte norte de Quito, en el sector de "La Y" en la Av. 10 de Agosto, como se observa en la Figura 1.14. El edificio tiene 10 pisos como se observa en la Figura 1.15 y 4 subsuelos.

Figura 1.14 Ubicación del Hospital Axxis

Fuente: (google maps,2014)

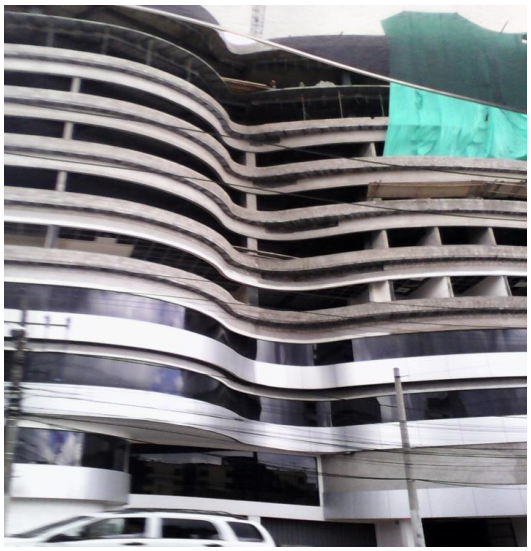


Figura 1.15 Fachada Frontal Hospital Axxis

En el análisis de irregularidades del Hospital Axxis, según la normativa NEC-11, es evidente que en planta existe una irregularidad debido a ejes no ortogonales. Mientras que en elevación no hay irregularidades. Se resume en la Tabla 1.6.

El Eurocódigo no menciona nada respecto a los ejes estructurales no paralelos, y en elevación es regular.

El AISC menciona que cuando los ejes no son ortogonales, se debe hacer un modelamiento 3D con tres grados de libertad dinámicos.

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I" Figura 1.16. En el caso de la construcción del edificio Bezier en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=71mm y t=10mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-572, al comparar se obtiene un valor b/t de 7,1 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.6.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=600mm, tw=8mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 75 mientras que el límite es 90,49. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto, como se aprecia en la Figura 1.17.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=8mm, bc=450mm,

hw=600mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.16 Viga Tipo del Hospital Axxis

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=414mm y t=18mm, se obtiene un valor de 23 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

Figura 1.17 Columna Tipo Hospital Axxis

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=450mm y el espesor de la columna t=18mm, donde b/t es 25. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 31,77. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del Hospital Axxis la suelda de los perfiles armados cumplen con la normativa, las uniones viga columna también están soldadas en todo su contorno.

Figura 1.18 Unión viga-columna Hospital Axxis

Vulnerabilidad hospital AXXIS

En la Tabla 1.5 se muestran los cálculos del índice de vulnerabilidad del edificio Hospital Axxis

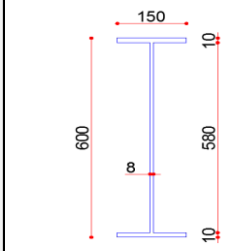
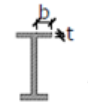
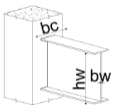
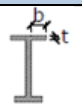
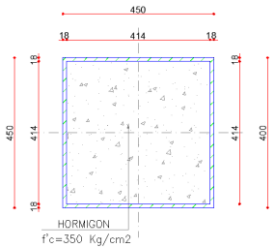
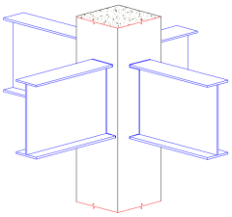
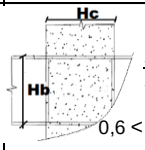
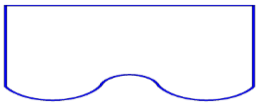
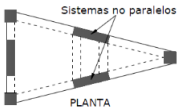
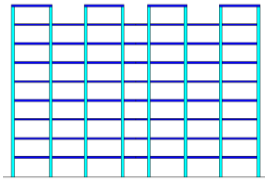
Tabla 1.5 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del Hospital Axxis

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.		5			0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.		5			0.5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**76.25**
			Porcentaje		**20%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$20\% \approx \text{V. Media}$$

Tabla 1.6 Evaluación Estructural del Hospital Axxis

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $7{,}10 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $75{,}0 \leq 106{,}34$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $8 \leq min\{450 + 600; 900\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $7{,}10 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $75{,}0 \leq 106{,}34$ viga compacta
COLUMNA		$b/t = 23{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $23{,}0 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$b/t = 25$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $25{,}00 \leq 24{,}75$ Cumple con la condicion de ductilidad	$b/t = 23{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $23{,}0 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}33$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}33 \leq 1{,}4$ Nudo rigido, la rotula plastica no se producira cerca del nudo	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 $\phi_{Pi}=0.9$ Ejes estructurales no paralelos	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	Cuando los ejes no son ortogonales AISC recomienda un modelamiento en 3D con 3 grados de libertad dinamicos
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

En los nudos La NEC-11 en el Capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del Hospital Axxis no cumple con dicha especificación.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=450mm y hb=600mm. La relación hb/hc que es 1,33 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de

columna fuerte, viga débil. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.18. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.6.

1.2.4. Hospital Docente de Calderón

El Hospital Docente de Calderón se construye en un área de 32000m2 y se encuentra ubicado entre la calle Geovanni y la calle Derby como se observa en la Figura 1.19. Se compone de varios bloques como se ve en la Figura 1.20. En el cálculo se utilizó el método de diseño por esfuerzos admisibles. La resistencia del suelo en esta construcción es de 16T/m2. Los elementos son laminados en caliente y las conexiones viga-columna son soldadas. Los bloques de gradas de emergencia están separados de la estructura principal.

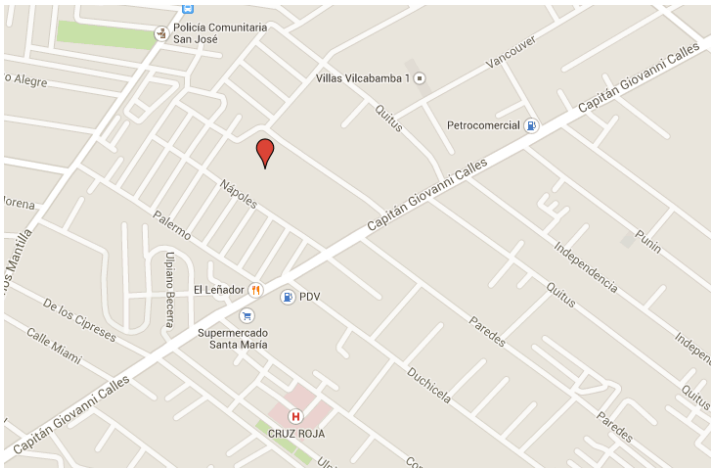


Figura 1.19 Ubicación Hospital Docente Calderón

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.20 Hospital Docente de Calderón

Bloque A

En el análisis de irregularidades del bloque A del Hospital Docente de Calderón, según la normativa NEC-11, no existe una irregularidad en planta ni en elevación, véase Figura 1.21. Se resume en la Tabla 1.8. El Eurocódigo no recomienda esa configuración en planta mientras que en elevación es regular.

Figura 1.21 Bloque A Hospital Docente de Calderón

La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga “I”, ver Figura 1.22, y los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del bloque A del Hospital Docente de Calderón en la categoría de “Flexión en alas de vigas I”, roladas o armadas, canales y vigas T”, la relación b/t siendo b=95mm y t=18mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 5,27 y el límite 8,48. Se concluye que la viga “I” es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad. Se resumen estos cálculos en la tabla 4.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=736mm, tw=10mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 73,6 mientras que el límite es 106,2. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga “bw” como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga “bc” sumado la altura de la viga “hw” y dos veces “bc”. Se tiene que bw=10mm, bc=450mm, hw=736mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna, como se aprecia en la Figura 1.23.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para “Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas”, y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=420mm y t=15mm, se obtiene un valor

de 28 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

Figura 1.22 Viga Principal Tipo del bloque A del Hospital Docente de Calderón

Figura 1.23 Columna Tipo bloque A del Hospital Docente de Calderón

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=450mm y el espesor de la columna t=15mm, donde b/t es 30. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 31,77. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

En el caso de los elementos armados como son las vigas en el bloque A, La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del Hospital Docente de Calderón la suelda de los perfiles armados cumplen con la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.24.

Figura 1.24 Unión viga-columna bloque A Hospital Docente de Calderón

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications", la estructura del Hospital Docente de Calderón no cumple con dicha especificación.

Tabla 1.7 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del Hospital Calderón Bloque A

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.		5			0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.		5			0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.		5			0.5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**80**
			Porcentaje		**21%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

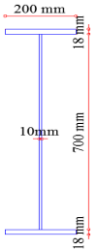
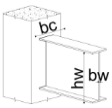
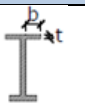
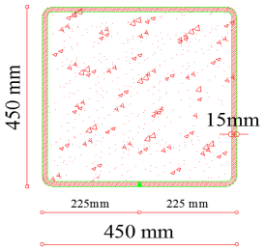
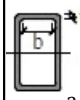
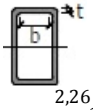
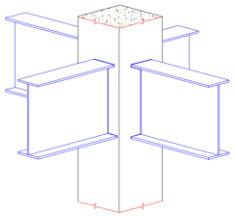
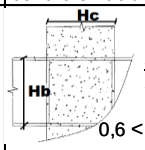
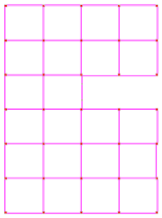
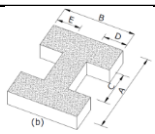
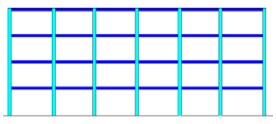
$$21\% \approx \text{V. Media}$$

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=450mm y hb=736mm. La relación hb/hc que es 1,63 la cual no cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al no cumplir esta relación, se dice que el nudo no es rígido, y puede dar lugar a una ubicación de la rótula plástica no acorde al concepto de columna fuerte, viga débil.

Vulnerabilidad bloque A

En la Tabla 1.8 se muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del bloque A.

Tabla 1.8 Evaluación Estructural del bloque A Hospital docente de Calderón

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}27 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $73{,}6 \leq 106{,}34$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $10 \leq min\{450 + 700; 900\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}27 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $73{,}6 \leq 106{,}34$ viga compacta
COLUMNA		 $b/t = 28{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $28{,}0 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$b/t = 30$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $30{,}00 \leq 24{,}75$ Cumple con la condicion de ductilidad	 $b/t = 28{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $28{,}0 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}63$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}63 \leq 1{,}4$ Nudo NO rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 $0.5\ AxB \leq CxD$ $0.5 \times 43.20 \times 31.2 \leq 7.2x15.6$ $673.92 \leq 112.32$ No es penalizada	 El EUROCODIGO no recomienda tener este tipo de configuraciones en planta	Cuando los ejes no son ortogonales AISC recomienda un modelamiento en 3D con 3 grados de libertad dinamicos
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

Bloque B

En el análisis de irregularidades del bloque B, según la normativa NEC-11, no existe irregularidades en planta ni en elevación, ver Figura 2.25. Se resume en la Tabla 1.10.

En el Eurocódigo es regular en planta y en elevación. Se resume en la Tabla 1.10. No se tiene irregularidades en planta ni en elevación según el AISC.

Figura 1.25 Bloque C Hospital Docente de Calderón

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del bloque A del Hospital Docente de Calderón en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=120mm y t=25mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 4,8 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.26.

La ecuación relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=650mm, tw=10mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 65 mientras que el límite es 106,2. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=10mm, bc=550mm, hw=650mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna, como se aprecia en la Figura 1.27. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.10.

Figura 1.26 Viga Principal Tipo del bloque B del Hospital Docente de Calderón

Para las columnas circulares La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor D/t y su límite respectivo para "Paredes de sección circular", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $0{,}038\ \frac{E}{Fy}$, al comparar D/t donde b=550mm y t=15mm, se obtiene un valor de 36,67 y el límite de 30,4. Por lo que la columna no es compacta. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.10. El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna D=450mm y el espesor de la columna t=15mm, donde D/t es 36,67. El límite de dicha relación es de $80\ \frac{Fy}{235}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 85,1. Se concluye que el perfil no cumple con la condición de ductilidad. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.10.

Figura 1.27 Columna Tipo bloque B del Hospital Docente de Calderón

En el caso de los elementos armados como son las vigas en el bloque B, La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del Hospital Docente de Calderón la suelda de los perfiles armados cumplen con la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.28. Se resume en la Tabla 1.10.

Figura 1.28 Unión viga-columna bloque B Hospital Docente de Calderón

Vulnerabilidad del bloque B

En la Tabla 1.9 se muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del bloque B.

Tabla 1.9 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del Hospital Calderón Bloque B

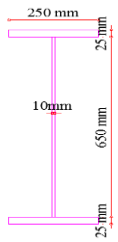
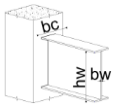
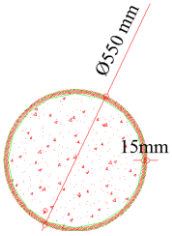
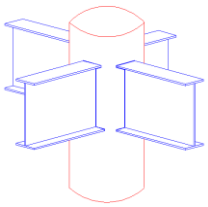
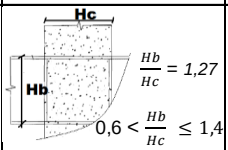
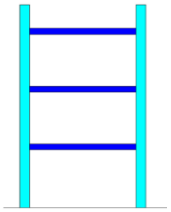
Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.	0				1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0.5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**67.5**
			Porcentaje		**18%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$18\% \approx \text{V. Media}$$

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del Hospital Docente de Calderón no cumple con dicha especificación. Se resume en la Tabla 1.10.

Tabla 1.10 Evaluación Estructural del bloque B Hospital docente de Calderón

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $4{,}80 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $65{,}0 \leq 106{,}34$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $10 \leq min\{550 + 650; 1100\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $4{,}80 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $60{,}0 \leq 106{,}34$ viga compacta
COLUMNA		$D/t = 36{,}67$ $0.038\,E/Fy = 30{,}40$ $36{,}67 \leq 30{,}40$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$D/t = 36{,}67$ $\frac{b}{t} \leq 80\frac{Fy}{235}$ $36{,}67 \leq 140{,}11$ Cumple con la condicion de ductilidad	$D/t = 36{,}67$ $0.038\,E/Fy = 30{,}40$ $36{,}67 \leq 30{,}40$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}27$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}27 \leq 1{,}4$ Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=550mm y hb=700mm. La relación hb/hc que es 1,27 la cual no cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al no cumplir esta relación, se dice que el nudo no es rígido, y puede dar lugar a una ubicación de la rótula plástica no acorde al concepto de columna fuerte, viga débil.

Bloque C

En el análisis de irregularidades del bloque C del Hospital Docente de Calderón, según la normativa NEC-11, no existe una irregularidad en planta ni en elevación, véase la Figura 1.29. Se resume en la Tabla 1.11. Según el Eurocódigo la estructura es regular en

planta como en elevación. Se resume en la Tabla 1.11. Según AISC es regular en planta como en elevación.

Figura 1.29 Bloque C Hospital Docente de Calderón

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del bloque C del Hospital Docente de Calderón en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=120mm y t=20mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 6 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.30.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=700mm, tw=10mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 70 mientras que el límite es 106,2. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=10mm, bc=450mm, hw=700mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de

hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=450mm y t=15mm, se obtiene un valor de 28 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta. Se aprecia la columna en la Figura 1.31.

Figura 1.30 Viga Principal Tipo del bloque C del Hospital Docente de Calderón

Figura 1.31 Columna Tipo bloque C del Hospital Docente de Calderón

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=450mm y el espesor de la columna t=15mm, donde b/t es 30. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 31,77. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

En el caso de los elementos armados como son las vigas en el bloque C, La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del Hospital Docente de Calderón la suelda de los perfiles armados cumplen con la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.32.

Figura 1.32 Unión viga-columna bloque C Hospital Docente de Calderón

En los nudos la NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications", la estructura del Hospital Docente de Calderón no cumple con dicha especificación. Se resume en la Tabla 1.11.

Tabla 1.11 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del Hospital Calderón Bloque C

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.		5			0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0.5
7. Configuración en elevación.				45	1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**121.25**
			Porcentaje		**32%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

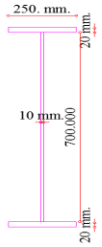
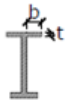
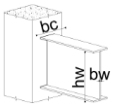
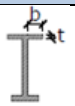
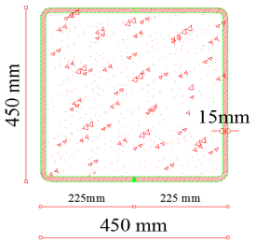
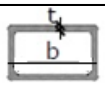
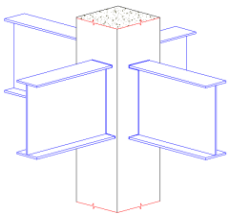
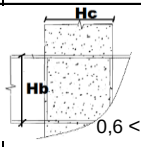
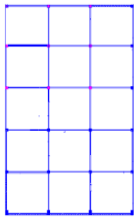
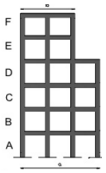
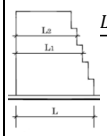
$$32\% \approx \text{V. Media}$$

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=450mm y hb=740mm. La relación hb/hc que es 1,64 la cual no cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al no cumplir esta relación, se dice que el nudo no es rígido, y puede dar lugar a una ubicación de la rótula plástica no acorde al concepto de columna fuerte, viga débil.

Vulnerabilidad bloque C

En la Tabla 1.12 se muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del bloque C.

Tabla 1.12 Evaluación Estructural del bloque C Hospital docente de Calderón

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $6{,}00 \leq 7{,}22$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $70{,}00 \leq 90{,}49$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $10 \leq min\{450 + 700; 900\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $6{,}00 \leq 7{,}22$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $70{,}00 \leq 90{,}49$ viga compacta
COLUMNA		$b/t = 28{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}39$ $28{,}0 \leq 54{,}39$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 30$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $30{,}00 \leq 31{,}77$ Cumple con la condicion de ductilidad	$b/t = 28{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}39$ $28{,}0 \leq 54{,}39$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}64$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}64 \leq 1{,}4$ Nudo NO rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		 $1{,}3B \leq A$ $37{,}03 \leq 35{,}68$ La condición no cumple, no existe irregularidad	 $\frac{L - L2}{L} \leq 0{,}30$ $0{,}20 \leq 0{,}30$ $\frac{35{,}68 - 28{,}48}{35{,}68} \leq 0{,}30$ Esta regularidad cumple los limites permitidos	$1{,}3B \leq A$ $37{,}03 \leq 35{,}68$ No cumple con la condición, no existe irregularidad en elevación en este caso

Bloque D

En el análisis de irregularidades del bloque D del Hospital Docente de Calderón, según la normativa NEC-11, existe una irregularidad por retrocesos excesivos en esquinas en planta y en elevación tiene una irregularidad geométrica, ver Figura 1.33. Se resume en la Tabla 1.13.

Según AISC en planta se tiene una irregularidad por retrocesos excesivos en esquinas, se penaliza con un aumento de 25% de fuerzas en los nudos, en elevación tiene una irregularidad geométrica, y esta norma hace referencia a varios procedimientos permitidos para el cálculo estructural para este caso.

Figura 1.33 Bloque D Hospital Docente de Calderón

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del bloque A del Hospital Docente de Calderón en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=120mm y t=20mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 6 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad. Ver Figura 1.34. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.14.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=700mm, tw=10mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 70 mientras que el límite es 106,2. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.13.

Figura 1.34 Viga Principal Tipo del bloque D del Hospital Docente de Calderón

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=10mm, bc=450mm, hw=700mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.13.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=450mm y t=15mm, se obtiene un valor de 28 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta. Se aprecia la columna en la Figura 1.35. Se resumen estos cálculos en la tabla 7.

Figura 1.35 Columna Tipo bloque D del Hospital Docente de Calderón

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=450mm y el espesor de la columna t=15mm, donde b/t es 30. El límite de dicha

relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 31,77. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño. En la Tabla 1.13 se muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del bloque D.

Tabla 1.13 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del Hospital Calderón Bloque D

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.		5			0.75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.			25		0.5
7. Configuración en elevación.			25		1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**113.75**
			Porcentaje		**30%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

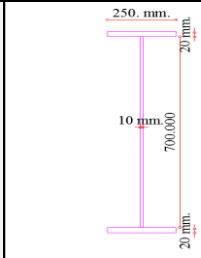
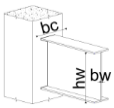
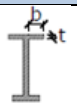
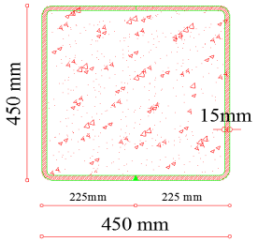
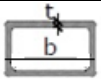
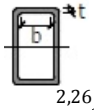
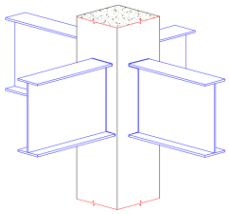
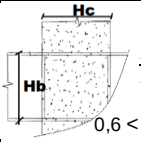
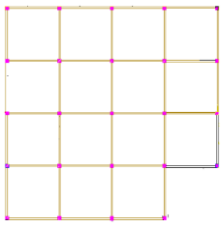
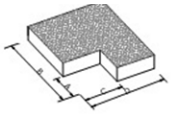
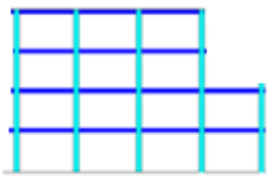
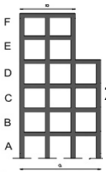
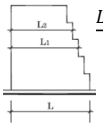
$$30\% \approx \text{V. Media}$$

Figura 1.36 Unión viga-columna bloque D Hospital Docente de Calderón

En el caso de los elementos armados como son las vigas en el bloque D, La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del Hospital Docente de Calderón la suelda de los perfiles armados cumplen con la

normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.36.

Tabla 1.14 Evaluación Estructural del bloque D Hospital docente de Calderón

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 6,00≤ 7,22 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 70,00≤ 90,49 viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ 10≤ $min\{450+700; 900\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 6,00≤ 7,22 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 70,00 ≤ 90,49 viga compacta
COLUMNA		$b/t = 28{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}39$ 28,0 ≤ 54,39 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 30$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ 30,00 ≤ 31,77 Cumple con la condicion de ductilidad	 $b/t = 28{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}39$ 28,0 ≤ 54,39 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}64$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ 0,6 < 1,64 ≤ 1,4 Nudo NO rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 0.15 B ≤ A y 0.15 D< C 4,39≤ 7,20 y 4,39< 7,20 ϕ_{Pi}=0.9	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones	15% B≤ A y 15% D< C 4,39 ≤ 7,20 y 4,39< 7,20 Esta irregularidad se penaliza con el aumento del 25% de las fuerzas en los nudos
CONFIGURACION ELEVACION		 $1{,}3B \leq A$ 28,73 ≤ 29,30 ϕ_{Pi}=0.9 Existe irregularidad geometrica en elevación	 $\frac{L - L2}{L} \leq 0{,}30$ 0,25≤ 0,30 $\frac{29{,}30 - 22{,}10}{29{,}30} \leq 0{,}30$ Esta regularidad cumple los limites permitidos	$1{,}3B \leq A$ 28,73≤ 29,30 Existe irregularidad geometrica en elevación

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del Hospital Docente de Calderón no cumple con dicha especificación.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=450mm y hb=740 mm. La relación hb/hc que es 1,64 la cual no

cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al no cumplir esta relación, se dice que el nudo no es rígido, y puede dar lugar a una ubicación de la rótula plástica no acorde al concepto de columna fuerte, viga débil. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.14.

1.2.5. Torres del Castillo

La edificación Torres del Castillo se encuentra ubicada en la esquina de la avenida 12 de Octubre y Baquerizo Moreno, como se observa en la Figura 1.37. El Edificio es de 15 pisos como se observa en la Figura 1.38 y 3 subsuelos.

Figura 1.37 Ubicación del edificio Torres del Castillo

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.38 Fachada Frontal de la edificación Torres del Castillo

En el análisis de irregularidades de la edificación Torres del Castillo según la normativa NEC-11, en planta existe una irregularidad debido a ejes estructurales no paralelos. Mientras que en elevación si bien es notable su irregularidad, no hay una irregularidad geométrica, pero que un análisis más profundo de la estructura se podría distinguir irregularidades en distribución de masas o posibles cambios bruscos de rigidez entre pisos adyacentes. Se resume en la Tabla 1.16. El AISC menciona que cuando los ejes no son ortogonales, se debe aumentar un 25% más en las fuerzas actuantes de los nudos.

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción de "Almacenes Chimborazo." en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=55mm y t=25mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=345000kPa dado que es un acero A-588, al comparar se obtiene un valor b/t de 2,2 y el límite 7,22. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.39. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.15 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad de Torres del Castillo.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=600mm, tw=15mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 40 mientras que el límite es 90,53. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.15.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=15mm, bc=600mm, hw=400mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.39 Viga Principal Tipo I de Torres del Castillo

La viga de la Figura 1.39 es de acero A-588, y crea una capa externa ante las condiciones ambientales que la protege de la corrosión.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=600mm y t=50mm, se obtiene un valor

de 12 y el límite de 94. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta. Se aprecia la columna en la Figura 1.40.

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=500mm y el espesor de la columna t=50mm, donde b/t es 10. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 345000kPa que en el sistema internacional es 345N/mm2, se obtiene que el límite es 29,08. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

Figura 1.40 Columna Tipo de Torres del Castillo

La columna de la Figura 1.40 es de acero A-588, y crea una capa externa ante las condiciones ambientales que la protege de la corrosión.

Figura 1.41 Unión viga-columna Torres del Castillo

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Torres del Castillo la suelda de los perfiles armados son continuas lo que está conforme a la normativa, las uniones viga columna están soldadas en todo su contorno.

Vulnerabilidad Torres del Castillo

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Torres del Castillo no cumple con dicha especificación. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.41.

Tabla 1.15 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad de Torres del Castillo

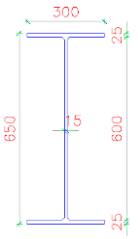
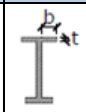
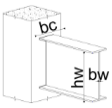
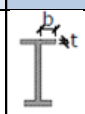
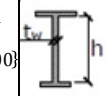
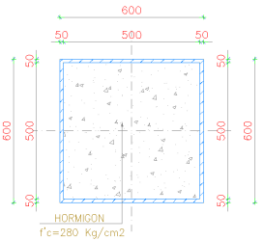
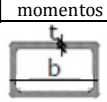
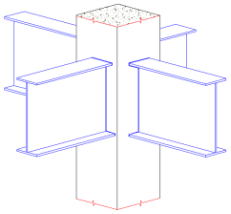
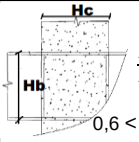
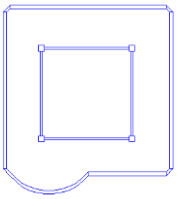
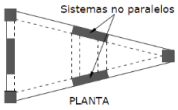
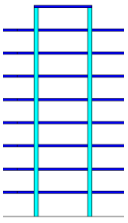
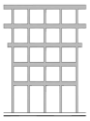
Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0.75
5. Diafragma horizontales.		5			1
6. Configuración en planta.	0				0.5
7. Configuración en elevación.				45	1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0.25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0.25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**122.5**
			Porcentaje		**32%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$32\% \approx \text{V. Media}$$

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=600mm y hb=650 mm. La relación hb/hc que es 1,08 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.16. En la Tabla 1.15 se muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del edificio Torres del Castillo.

Tabla 1.16 Evaluación Estructural del Edificio Torres del Castillo

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}7 \leq 7{,}22$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $40{,}00 \leq 90{,}52$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $15 \leq min\{600 + 650; 1200\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}70 \leq 7{,}22$  $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $40{,}00 \leq 90{,}52$ viga compacta
COLUMNA		$b/t = 12{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}41$ $12{,}00 \leq 54{,}41$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 20{,}22$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $12{,}00 \leq 38{,}03$ Cumple con la condicion de ductilidad	$b/t = 20{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}41$ $12{,}00 \leq 54{,}41$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}08$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}08 \leq 1{,}4$ Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 $\phi_{Pi}=0.9$ Ejes esctructurales no paralelos	El EUROCODIGO no menciona nada al respecto de ejes estructurales no paralelos	Cuando los ejes no son ortogonales AISC recomienda un modelamiento en 3D con 3 grados de libertad dinamicos
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	 El EROCODIGO no recomienda que las estructuras tengan un gran volado	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

1.2.6. Edificio Jade

La edificación del edificio Jade ubicado entre la 6 de Diciembre y José Bosmediano, como se observa en la Figura 1.42. El Edificio es de 16 pisos como se observa en la Figura 1.43 y 3 subsuelos, mientras que en la Figura 1.44. Se muestra el esquema de la estructura finalizada.

Figura 1.42 Ubicación del Edificio Jade

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.43 Fachada Frontal Edificio Jade

Figura 1.44 Esquema tri-dimensional realista del Edificio Jade

En el análisis de irregularidades del edificio Jade, según la normativa NEC-11, no tiene irregularidades en planta ni en elevación. Se resume en la Tabla 1.18. El Eurocódigo menciona que la estructura es regular en planta y elevación. Se resume en la Tabla 1.17.

El AISC menciona que esta estructura es regular en planta como en elevación.

La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga “I”. Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del Edificio Jade en la categoría de “Flexión en alas de vigas I”, roladas o armadas, la relación b/t siendo b=47,5mm y t=5mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 9,5 y el límite 8,48. Se concluye que la viga “I” es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.45.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=490mm, tw=5mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 98 mientras que el límite es 106,34. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

Figura 1.45 Viga Principal Tipo I del edificio Jade

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga “bw” como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga “bc” sumado la altura de la viga “hw” y dos veces “bc”. Se tiene que bw=5mm, bc=300mm, hw=500mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para “Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas”, y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=192mm y t=4mm, se obtiene un valor de 48 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

Figura 1.46 Columna Tipo del edificio Jade

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=600mm y el espesor de la columna t=8mm, donde b/t es 75. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil no tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño, como se aprecia en la Figura 1.46.

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Jade la suelda de los perfiles armados son entrecortadas lo cual no está conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.47.

Figura 1.47 Unión viga-columna Jade

Tabla 1.17 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Jade

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.				45	1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.				45	1,5
4. Posición del edificio y cimentación.		5			0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**116,25**
			Porcentaje		**30%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

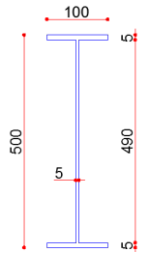
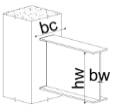
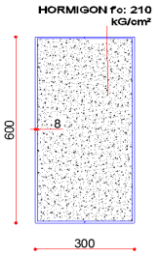
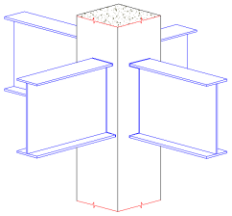
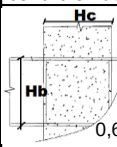
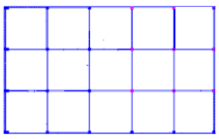
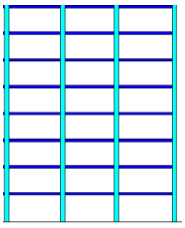
$$30\% \approx \text{V. Media}$$

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Jade no cumple con dicha especificación.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=500mm y hb=600mm. La relación hb/hc que es 0,83 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

En la Tabla 1.18 se muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del Edificio Jade.

Tabla 1.18 Evaluación Estructural del Edificio Jade

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $9{,}50 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $98{,}00 \leq 106{,}34$ viga NO compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $5 \leq min\{300 + 500; 600\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $9{,}50 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $98{,}00 \leq 106{,}34$ viga NO compacta
COLUMNA		$b/t = 37{,}50$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}39$ $37{,}50 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$b/t = 75$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $75{,}00 \leq 24{,}75$ NO Cumple con la condicion de ductilidad	$b/t = 37{,}50$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}39$ $37{,}50 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 0{,}83$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 0{,}83 \leq 1{,}4$ Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

1.2.7. Sauces Plaza

La edificación del edificio Sauces Plaza, ubicado en la Avenida Eloy Alfaro y Gaspar de Villarroel, como se observa en la Figura 1.48. El Edificio es de 10 pisos como se observa en la Figura 1.49 y tiene 3 subsuelos, mientras que en la Figura 1.50 se muestra el esquema tridimensional realista de la estructura finalizada.

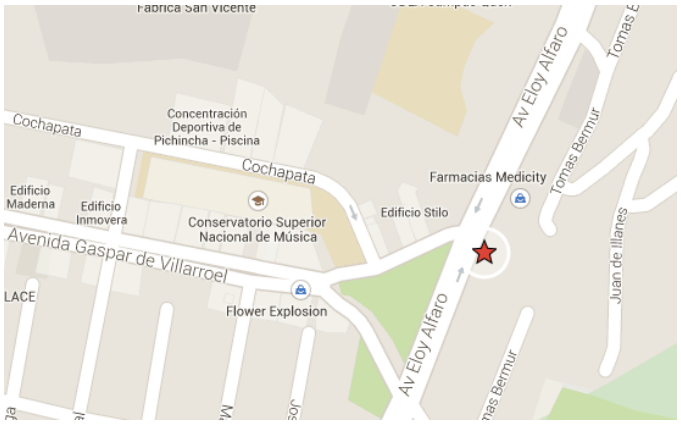


Figura 1.48 Ubicación del edificio Sauces Plaza

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.49 Fachada Frontal del edificio Sauces Plaza

En el análisis de irregularidades del edificio Sauces Plaza, según la normativa NEC-11, no tiene irregularidades en planta ni en elevación. Se resume en la Tabla 1.19.

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción de "Almacenes Chimborazo." en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=71mm y t=10mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 7,1 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.51.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=780mm, tw=8mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados

anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 97,5 mientras que el límite es 106,34. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

Figura 1.50 Esquema tridimensional realista del Edificio Sauces Plaza

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=8mm, bc=500mm, hw=800mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.51 Viga Principal Tipo I del edificio Sauces Plaza

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de

hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=500mm y t=20mm, se obtiene un valor de 25 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

Figura 1.52 Columna Tipo del edificio Sauces Plaza

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=800mm y el espesor de la columna t=8mm, donde b/t es 100. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño, como se aprecia en la Figura 1.52.

Figura 1.53 Unión viga-columna del edificio Sauces Plaza

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Sauces Plaza la suelda de los perfiles armados son entrecortadas lo cual no está

conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.53.

Tabla 1.19 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Sauces Plaza

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.				45	1,5
4. Posición del edificio y cimentación.			25		0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**91,25**
			Porcentaje		**24%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

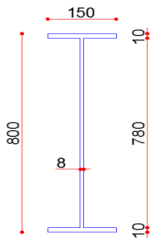
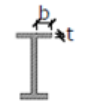
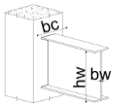
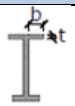
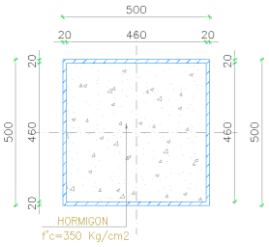
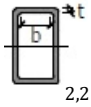
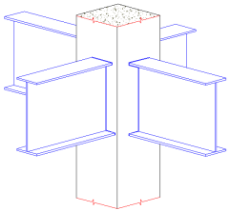
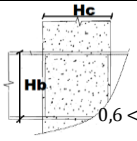
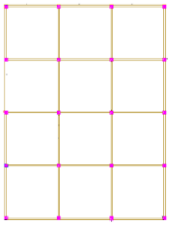
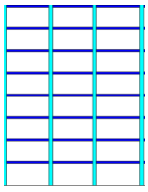
$$24\% \approx \text{V. Media}$$

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Sauces Plaza no cumple con dicha especificación.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=500mm y hb=800mm. La relación hb/hc que es 1,6 no cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al no cumplir esta relación no se asegura que la localización de la rótula plástica ocurra cerca del nudo.

Evaluación de la vulnerabilidad estructural del edificio Sauces Plaza, se puede apreciar en la Tabla 1.20.

Tabla 1.20 Evaluación Estructural del Edificio Sauces Plaza

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $7{,}10 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $97{,}5 \leq 106{,}37$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $8 \leq min\{500 + 800; 1000\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $7{,}10 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $97{,}5 \leq 106{,}37$ viga compacta
COLUMNA		$^{b}/_{t} = 25{,}00$ $2{,}26\sqrt{^{E}/_{Fy}} = 63{,}92$ $25{,}00 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$^{b}/_{t} = 23{,}00$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $23{,}00 \leq 24{,}75$ Columna ductil	 $^{b}/_{t} = 23{,}00$ $2{,}26\sqrt{^{E}/_{Fy}} = 54{,}5$ $23{,}00 \leq 54{,}55$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}6$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}6 \leq 1{,}4$ Nudo no rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

1.2.8. Edificio Bernini

El edificio Bernini de encuentra ubicado en la avenida 6 de Diciembre y la calle Tamayo, frente al centro comercial “Megamaxi”, como se observa en la Figura 1.54. El Edificio es de 12 pisos como se observa en la Figura 1.55 y 3 subsuelos, mientras que en la Figura 1.56 se muestra el esquema tridimensional realista de la estructura finalizada.

En el análisis de irregularidades del edificio Jade, según la normativa NEC-11, tiene irregularidades en planta debido a ejes estructurales no paralelos, y en elevación no existe irregularidad. Se resume en la Tabla 1.21.

Figura 1.54 Ubicación del edificio Bernini

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.55 Fachada Frontal Edificio Bernini

Figura 1.56 Esquema tridimensional realista del Edificio Bernini

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del Edificio Jade en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=96mm y t=12mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al

comparar se obtiene un valor b/t de 8 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" no es compacta, por lo que esta no puede alcanzar su máxima capacidad de trabajo, se aprecia en la Figura 1.57.

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=426mm, tw=8mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 53,25 mientras que el límite es 106,34. Al no cumplir ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil no compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=8mm, bc=400mm, hw=450mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.57 Viga Principal Tipo I del edificio Bernini

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=400mm y t=18mm, se obtiene un valor de 22,22 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=400mm y el espesor de la columna t=18mm, donde b/t es 22,22. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil

no tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño, como se aprecia en la Figura 1.58.

Figura 1.58 Columna Tipo del edificio Bernini

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Bernini la suelda de los perfiles armados son continuas lo cual no está conforme a la normativa, las uniones viga columna también están soldadas en todo su contorno.

Figura 1.59 Unión viga-columna Bernini

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Bernini no cumple con dicha especificación. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.59.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=450mm y hb=400 mm. La relación hb/hc que es 1,25 cumple el

rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

Resultados de la evaluación del Edificio Bernini, que se pueden apreciar en la Tabla 1.22.

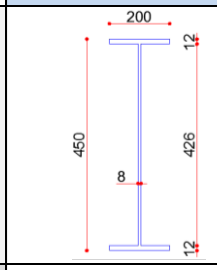
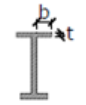
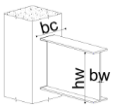
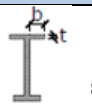
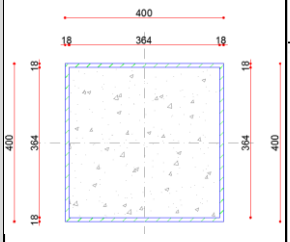
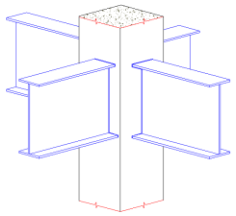
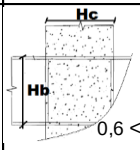
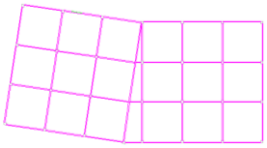
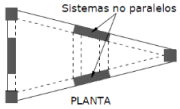
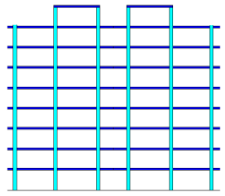
Tabla 1.21 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Bernini

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.				45	1,5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.		5			0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**75**
			Porcentaje		**20%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$20\% \approx \text{V. Media}$$

Tabla 1.22 Evaluación Estructural del Edificio Bernini

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 8,00≤ 8,48 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 53,25≤ 106,34 viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ 8≤ $min\{400+450;800\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 8,00≤ 8,48 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 53,25 ≤ 106,34 viga compacta
COLUMNA		$b/t = 20{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ 22,22 ≤ 63,92 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$b/t = 20{,}22$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ 22,22 ≤ 24,75 Cumple con la condicion de ductilidad	$b/t = 20{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ 22,22≤ 63,92 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}12$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ 0,6 < 1,12 ≤ 1,4 Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		 $\phi_{Pi}=0.9$ Ejes esctructurales no paralelos	El EUROCODIGO no menciona nada al respecto de ejes estructurales no paralelos	Cuando los ejes no son ortogonales AISC recomienda un modelamiento en 3D con 3 grados de libertad dinamicos
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

1.2.9. Edificio Eifel

La edificación del edificio Eifel ubicado entre la 6 de Diciembre y José Bosmediano, como se observa en la Figura 1.60. El Edificio es de 10 pisos como se observa en la Figura 1.61 y 3 subsuelos.

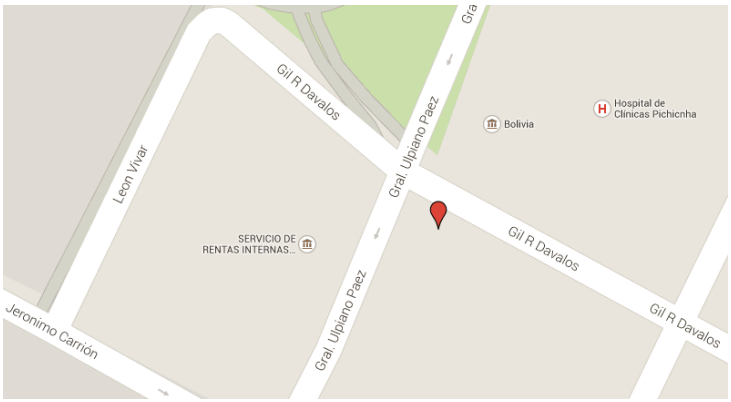


Figura 1.60 Ubicación del Edificio Eifel

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.61 Fachada Frontal Edificio Eifel

En el análisis de irregularidades del edificio Eifel, según la normativa NEC-11, no tiene irregularidades en planta ni en elevación. Se resume en la Tabla 1.23.

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del Edificio Eifel en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=72,5mm y t=12mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 6 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.62

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=376mm, tw=5mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación

h/t un valor de 75,2 mientras que el límite es 106,34. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=5mm, bc=250mm, hw=400mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.62 Viga Principal Tipo I del edificio Eifel

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=250mm y t=8mm, se obtiene un valor de 31,25 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

Figura 1.63 Columna Tipo del edificio Eifel

Figura 1.64 Unión viga-columna Eifel

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=600mm y el espesor de la columna t=8mm, donde b/t es 50. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil no tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño, véase la Figura 1.63.

Tabla 1.23 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Eiffel

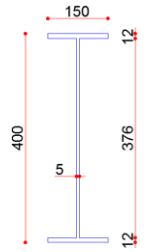
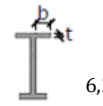
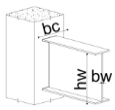
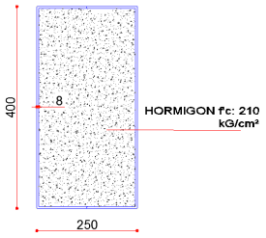
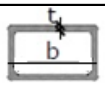
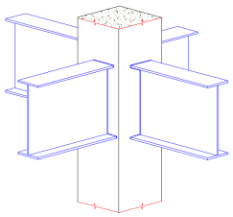
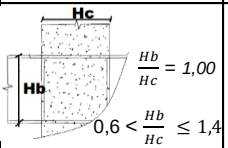
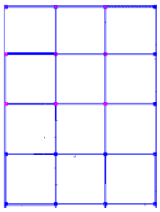
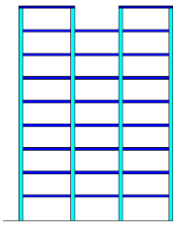
Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.				45	1,5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**72,5**
			Porcentaje		**19%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$19\% \approx \text{V. Media}$$

Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad del Edificio Eifel, que pueden apreciarse en la Tabla 1.24.

Tabla 1.24 Evaluación Estructural del Edificio Eifel

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $6{,}25 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $75{,}20 \leq 106{,}34$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $5 \leq min\{250 + 400; 500\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $6{,}75 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $75{,}20 \leq 106{,}34$ viga compacta
COLUMNA		$b/t = 31{,}25$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $31{,}25 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 50$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $50{,}00 \leq 24{,}75$ NO Cumple con la condicion de ductilidad	$b/t = 31{,}25$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $31{,}25 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}00$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}00 \leq 1{,}4$ Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio de los almacenes Chimborazo la suelda de los perfiles armados son entrecortadas lo cual no estaría conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.64.

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Eifel no cumple con dicha especificación.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=400mm y hb=400mm. La relación hb/hc que es 1 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

1.2.10. Edificio Oleas

La edificación del edificio Oleas ubicado entre la Juan León Mera y Vicente Ramón Roca, como se observa en la Figura 1.65. El Edificio es de 10 pisos como se observa en la Figura 1.66 y 3 subsuelos.

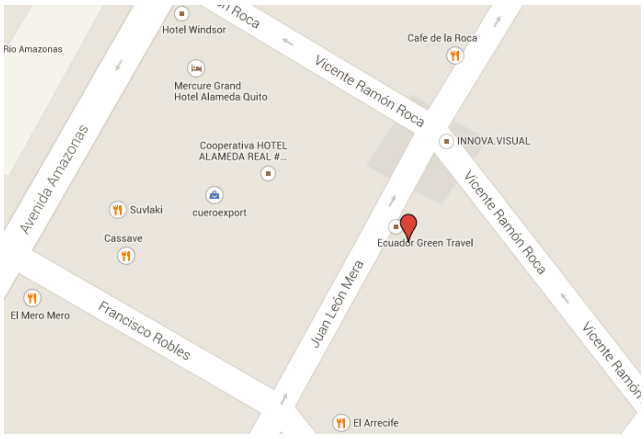


Figura 1.65 Ubicación del Edificio Oleas

Fuente: (google maps, 2014)

En el análisis de irregularidades del edificio Oleas, según la normativa NEC-11, tiene irregularidades en planta debido a ejes estructurales no paralelos, y en elevación no existe irregularidad. Se resume en la Tabla 1.25.

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del Edificio Oleas en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=92,5mm y t=18mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 5,13 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.67.

Figura 1.66 Fachada Frontal Edificio Oleas

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=464mm, tw=15mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 30,93 mientras que el límite es 106,34. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw =8mm, bc =400mm, hw =450mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Figura 1.67 Viga Principal Tipo I del edificio Oleas

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de

hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=400mm y t=18mm, se obtiene un valor de 22,22 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta. Se aprecia la columna en la Figura 1.68.

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=400mm y el espesor de la columna t=18mm, donde b/t es 22,22. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil no tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Oleas la suelda de los perfiles armados son entrecortadas lo cual no está conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.69.

Figura 1.68 Columna Tipo del edificio Oleas

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Oleas la suelda de los perfiles armados son continuas lo cual está conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno.

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Oleas no cumple con dicha especificación.

Figura 1.69 Unión viga-columna Oleas

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=400mm y hb=500mm. La relación hb/hc que es 1,25 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

En la Tabla 1.26 puede apreciarse el índice de vulnerabilidad estimado para el Edificio Oleas

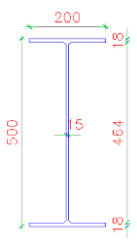
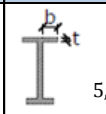
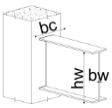
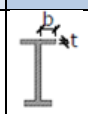
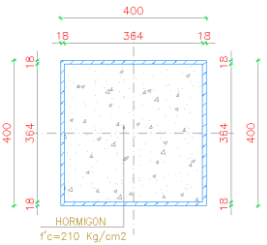
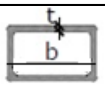
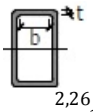
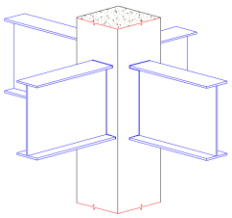
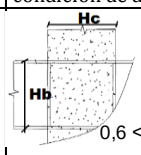
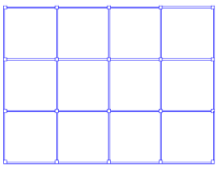
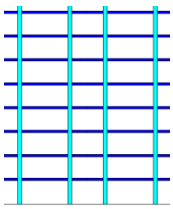
Tabla 1.25 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Oleas

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.				45	1,5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**72,5**
			Porcentaje		**19%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$19\% \approx \text{V. Media}$$

Tabla 1.26 Evaluación Estructural del Edificio Oleas

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}13 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $30{,}93 \leq 106{,}34$ viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ $8 \leq min\{400 + 450; 800\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $5{,}13 \leq 8{,}48$ $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $30{,}93 \leq 106{,}34$ viga compacta
COLUMNA		$b/t = 22{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $22{,}22 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 22{,}22$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ $20{,}22 \leq 24{,}75$ Cumple con la condicion de ductilidad	 $b/t = 22{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ $20{,}22 \leq 63{,}92$ La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}25$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ $0{,}6 < 1{,}25 \leq 1{,}4$ Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

1.2.11. Edificio Mael

La edificación del edificio Mael ubicado entre las calles Juan Bejarano y Gonnessiat, como se observa en la Figura 1.70. El Edificio es de 16 pisos como se observa en la Figura 1.71 y 3 subsuelos, mientras que en la Figura 1.72 se muestra el esquema tridimensional realista de la estructura finalizada.

En el análisis de irregularidades del edificio Mael, según la normativa NEC-11, no tiene irregularidades en planta, en elevación se destaca las vigas en el entrante frontal del edificio que de proporcionan regularidad. Se resume en la Tabla 1.28

Tabla 1.28.

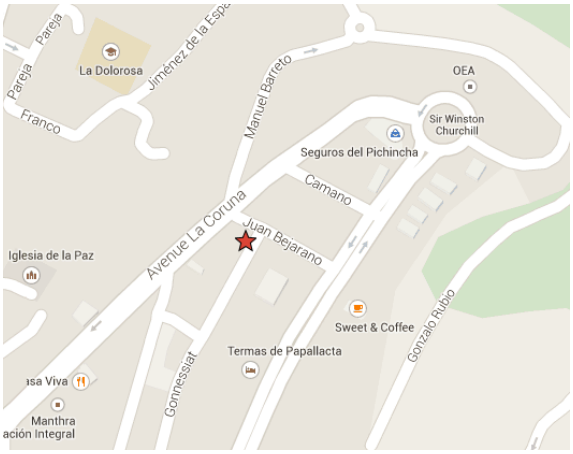


Figura 1.70 Ubicación del Edificio Mael

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.71 Fachada Frontal Edificio Mael

Figura 1.72 Esquema tridimensional realista del Edificio Mael

La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del Edificio Jade en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=69mm y t=18mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 3,83 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad, como se aprecia en la Figura 1.73. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.28.

Figura 1.73 Viga Principal Tipo I del edificio Mael

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=314mm, tw=12mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 26,16 mientras que el límite es 106,34. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw =8mm, bc =400mm, hw =450mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna. En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial. En el caso del edificio Mael la suelda de los perfiles armados son continuas lo cual está conforme a la normativa.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=400mm y t=18mm, se obtiene un valor de 22,22 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta. Se aprecia la columna en la Figura 1.75. El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=400mm y el espesor de la columna t=18mm, donde b/t es 22,22. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil no tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

Figura 1.74 Columna Tipo del edificio Mael

En los nudos la NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications", la estructura del edificio Mael cumple con dicha especificación al tener del tipo "Bolted flange plate (BFP) connection". Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.75.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna "hc" que conecta a la viga, con la altura de esta "hb", se tiene hc=350mm y hb=400 mm. La relación hb/hc que es 0,87 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

Figura 1.75 Unión viga-columna edificio Mael

Los resultados del índice de vulnerabilidad del Edificio Mael se muestran en la Tabla 1.27.

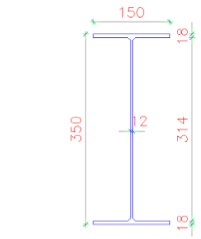
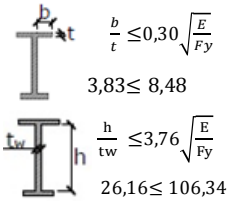
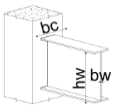
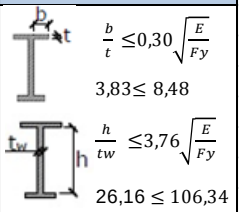
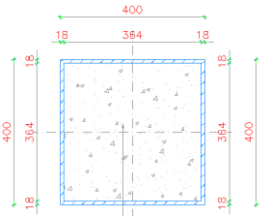
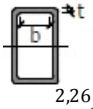
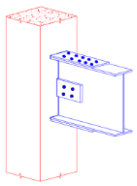
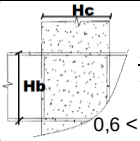
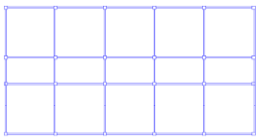
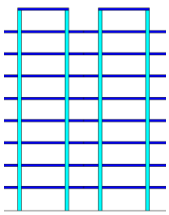
Tabla 1.27 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Mael

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.	0				1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.	0				1,5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1
			Σ ki*Wi		**0**
			Porcentaje		**0%**

$$(\text{V. Baja} < 15\% \leq \text{V. Media} < 35\% < \text{V. Alta}),$$

$$0\% \approx \text{V. Baja}$$

Tabla 1.28 Evaluación Estructural del Edificio Mael

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 3,83≤ 8,48 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 26,16≤ 106,34 viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ 8≤ $min\{400+450;800\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 3,83≤ 8,48 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 26,16 ≤ 106,34 viga compacta
COLUMNA		$b/t = 22{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ 22,22 ≤ 63,92 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	$b/t = 22{,}22$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ 22,22 ≤ 24,75 Cumple con la condicion de ductilidad	 $b/t = 22{,}22$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 63{,}92$ 22,22≤ 63,92 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		La unión es precalificada tipo Bolted flange plate (BFP) CONECTION, NEC-11 recomienda usar esta conexión en zonas símicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 0{,}87$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ 0,6 < 0,87 ≤ 1,4 Nudo rigido	La unión es precalificada tipo Bolted flange plate (BFP) CONECTION, aisc recomienda usar esta conexión en zonas símicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

1.2.12. Edificio del Bloque B de la Asamblea Nacional

La edificación del edificio Bloque B de la Asamblea Nacional ubicado entre la 6 de Diciembre y José Bosmediano, como se observa en la Figura 1.76. El Edificio es de 10

pisos como se muestra el esquema tridimensional realista de la estructura, Figura 1.77. En el análisis de irregularidades del edificio Bloque B Asamblea Nacional, según la normativa NEC-11, no tiene irregularidades en planta ni en elevación. La NEC-11 en el capítulo 5 "Estructuras de Acero" y el AISC relacionan el ancho con el espesor de la viga "I". Los límites para dicha relación, en el caso de la construcción del Edificio Bloque B Asamblea Nacional en la categoría de "Flexión en alas de vigas I", roladas o armadas, la relación b/t siendo b=119mm y t=25mm, mientras que el límite en esta categoría es de $0{,}3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ de donde E=200000000kPa y Fy=250000kPa dado que es un acero A-36, al comparar se obtiene un valor b/t de 4,76 y el límite 8,48. Se concluye que la viga "I" es compacta, por lo que esta si alcanza su máxima capacidad. Se resumen estos cálculos en la Tabla 1.29.

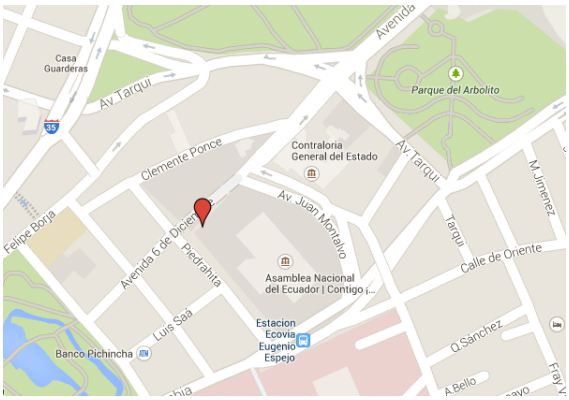


Figura 1.76 Ubicación del Edificio Bloque B Asamblea Nacional

Fuente: (google maps, 2014)

Figura 1.77 Esquema tridimensional realista del Edificio Bloque B Asamblea Nacional

La ecuación que relaciona altura de la viga y espesor del alma se tiene h=415mm, tw=12mm, y el mismo módulo de elasticidad y esfuerzo a fluencia mostrados anteriormente, el límite de dicha comparación es de $3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, se obtiene en la relación h/t un valor de 34,58 mientras que el límite es 106,34. Como se cumple ambas relaciones ancho-espesor y alto-espesor la viga es un perfil compacto.

El Eurocódigo-8 dispone la relación entre el espesor del alma de la viga "bw" como el menor entre la longitud de la cara de la columna que conecta a la viga "bc" sumado la altura de la viga "hw" y dos veces "bc". Se tiene que bw=5mm, bc=400mm,

hw=450mm, se cumple en este caso la relación, por lo que la viga permite transmitir eficazmente la transferencia cíclica de momentos de la viga hacia la columna.

Para las columnas La NEC-11 y el AISC disponen la relación ancho espesor b/t y su límite respectivo para "Alas de perfiles I encajonados y secciones cajón armadas", y es $0{,}55\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sin embargo para el caso en que dichas columnas se encuentren rellenas de hormigón es $2{,}26\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, al comparar b/t donde b=300mm y t=25mm, se obtiene un valor de 12 y el límite de 63,92. Por lo que la columna cumple con la condición y es compacta.

El Eurocódigo-8 dispone una relación entre el mayor ancho exterior de la columna b=400mm y el espesor de la columna t=25mm, donde b/t es 18,6. El límite de dicha relación es de $24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$, el Fy del elemento es de 250000kPa que en el sistema internacional es 250N/mm2, se obtiene que el límite es 24,75. Se concluye que el perfil no tiene una ductilidad alta que permite un correcto desempeño.

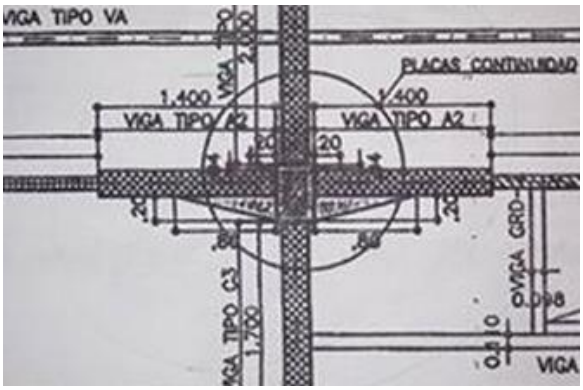


Figura 1.78 Unión viga-columna Bloque B Asamblea Nacional

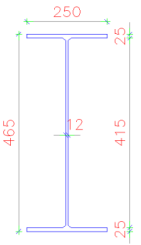
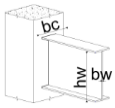
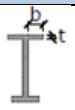
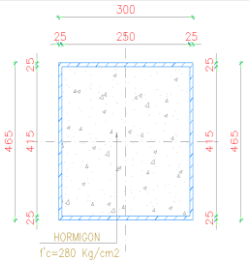
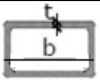
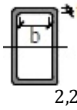
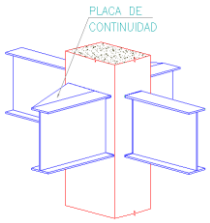
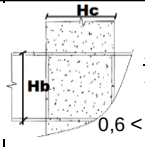
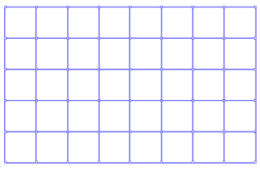
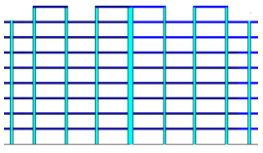
Tabla 1.29 Evaluación del Índice de Vulnerabilidad del edificio Bloque B Asamblea Nacional

Parámetros	**Clase K_i**				**Peso W_i**
	A	**B**	**C**	**D**	
1. Organización del sistema resistente.		5			1
2. Calidad del sistema resistente.	0				0,25
3. Resistencia convencional.				45	1,5
4. Posición del edificio y cimentación.	0				0,75
5. Diafragma horizontales.	0				1
6. Configuración en planta.	0				0,5
7. Configuración en elevación.	0				1
8. Distancia máxima entre los muros.	0				0,25
9. Tipo de cubierta.	0				1
10. Elementos no estructurales.	0				0,25
11. Estado de conservación.	0				1

Σ ki*Wi	**72,5**
Porcentaje	**19%**

$$(V.\,Baja < 15\% \leq V.\,Media < 35\% < V.\,Alta),$$
$$19\% \approx V.\,Media$$

Tabla 1.30 Evaluación Estructural del Edificio Bloque B Asamblea Nacional

	GEOMETRIA	NEC-11	EUROC-8	AISC
VIGA		$\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 4,76≤ 7,24 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 34,58≤ 90,76 viga compacta	 $b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ 8≤ $min\{400+450;800\}$ La viga permite la transferencia ciclica de momentos a la columna	 $\frac{b}{t} \leq 0{,}30\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 4,76≤ 7,24 $\frac{h}{tw} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ 34,58 ≤ 90,76 viga compacta
COLUMNA		$b/t = 12{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}55$ 12,00 ≤ 54,55 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta	 $b/t = 18{,}6$ $\frac{b}{t} \leq 24\sqrt{\frac{Fy}{235}}$ 18,60 ≤ 24,75 Cumple con la condicion de ductilidad	 $b/t = 12{,}00$ $2{,}26\sqrt{E/Fy} = 54{,}55$ 12,00≤ 54,55 La seccion compuesta cumple el limite por lo tanto la columna es compacta
UNION		Esta unión (solo soldadura) no es precalificada y NEC-11 no recomienda usar este tipo de conexiones en zonas sísmicas	 $\frac{Hb}{Hc} = 1{,}00$ $0{,}6 < \frac{Hb}{Hc} \leq 1{,}4$ 0,6 < 1,00 ≤ 1,4 Nudo rigido	Esta unión no es precalificada, AISC no recomienda usar esta conexión en zonas sísmicas
CONFIGURACION PLANTA		Esta configuración en planta no es penalizada en el NEC-11	El EUROCODIGO no penaliza este tipo de configuraciones en planta	AISC no penaliza este tipo de configuración en planta
CONFIGURACION ELEVACION		Esta configuración en elevación no es penalizada por NEC-11	Esta configuración en elevación no es penada por el EUROCODIGO	Esta configuración en elevación no es penada por el AISC

En el caso de los elementos armados como son las vigas La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, de la misma manera en la conexión viga-columna. En el caso del edificio Bloque B Asamblea Nacional la suelda de los perfiles armados son continuas lo cual no

está conforme a la normativa, mientras las uniones viga columna sí están soldadas en todo su contorno. Se aprecia la unión viga-columna en la Figura 1.78.

En los nudos La NEC-11 en el capítulo 5 “Estructuras de Acero” y el AISC disponen el uso de cualquiera de los nudos precalificados descritos en AISC-358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for seismic Applications”, la estructura del edificio Bloque B Asamblea Nacional no cumple con dicha especificación. Se aprecia la unión viga-columna en donde se destaca la presencia de placas de continuidad.

En el Eurocódigo-8 en la unión de una columna compuesta y una viga de acero, se relaciona el largo de la cara de la columna “hc” que conecta a la viga, con la altura de esta “hb”, se tiene hc=465mm y hb=465mm. La relación hb/hc que es 1 cumple el rango cuyo mínimo es 0,6 y máximo es 1,4. Al cumplir esta relación se asegura que la localización de la rótula plástica no ocurra cerca del nudo, y se cumple el concepto de columna fuerte, viga débil.

Los resultados del cálculo del índice de vulnerabilidad del Edificio Asamblea Nacional se pueden apreciar en la Tabla 1.30.

1.3. Resumen de las características

Las estructuras metálicas analizadas presentan una serie de similitudes constructivas que caracterizan a las construcciones de este tipo en la ciudad de Quito, a continuación se representa de manera gráfica los resultados del diagnóstico de las mismas.

1.3.1. Estudio de los Resultados

En el análisis del índice de vulnerabilidad de los edificios analizados se destaca que la mayoría tiene una vulnerabilidad media, se debe principalmente a que no se tienen nudos precalificados, muchos aún usan solo suelda en la unión viga-columna. Se aprecia en la Figura 1.79 .

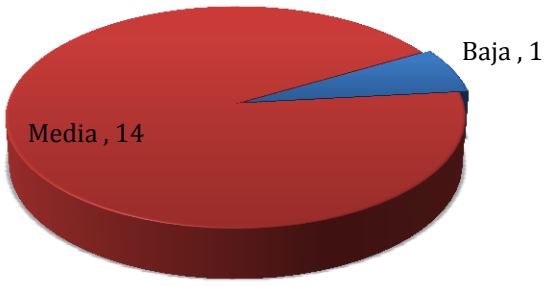


Figura 1.79 Índice de Vulnerabilidad de las estructuras metálicas en la ciudad de Quito

Los nudos usados para las estructuras metálicas en la ciudad de Quito varían, pero se destaca que existe una mayoría que posee soldadura, en menor número mixtas y

ninguno totalmente empernada o con nudos precalificados, a falta del uso esta última se eleva la vulnerabilidad de dichas estructuras. Se observa en la Figura 1.80

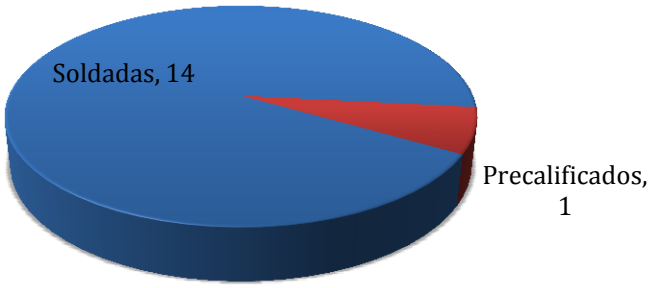


Figura 1.80 Tipos de uniones viga-columna utilizadas en las estructuras metálicas analizadas en la ciudad de Quito.

Las diferentes relaciones que analizan si una viga es compacta o no indican si la misma es capaz de alcanzar su máxima capacidad ante una solicitación externa que las exija a ese nivel, en la Figura 1.81 se muestra los resultados de las analizadas en este estudio.

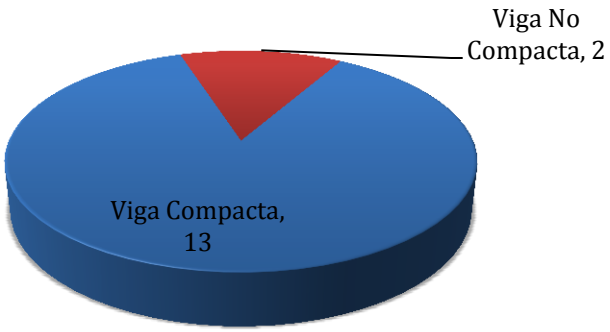


Figura 1.81 Vigas Compactas y No Compactas analizadas en la ciudad de Quito.

Las diferentes relaciones que analizan si una columna es compacta o no indican si la misma es capaz de tener un correcto comportamiento ante una solicitación externa que las exija a ese nivel, en la Figura 1.82 se muestra los resultados de las columnas analizadas en este estudio.

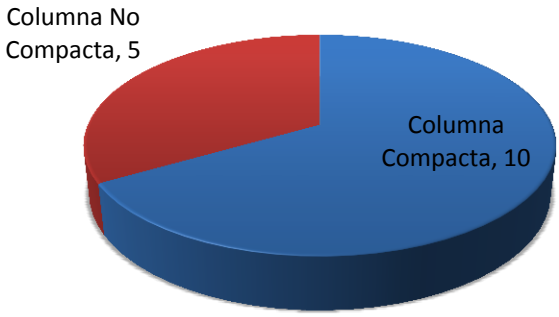


Figura 1.82 Columnas Compactas y No Compactas analizadas en la ciudad de Quito.

En un estimado de las construcciones en general que se realizan en la ciudad de Quito, se puede decir que la mayoría son de hormigón armado, en menor cantidad las construcciones de acero estructural, y pocas de construcción mixta, ver Figura 1.83.

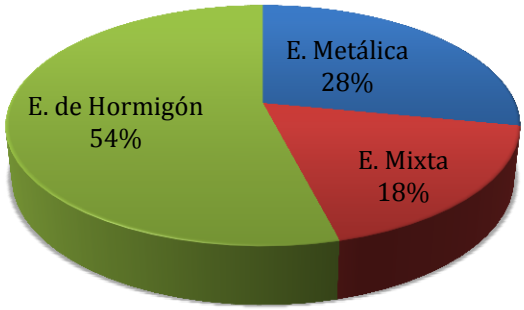


Figura 1.83 Tipos de estructuras en construcción en la ciudad de Quito.

En los edificios visitados el caso de los elementos armados como son las vigas, La NEC-11 hace referencia a la Normativa AWS, se debe soldar continuamente sea con suelda de penetración completa o parcial, en la Figura 1.84 muestra un gráfico de las vigas completamente soldadas en comparación de las que tienen suelda entrecortada.

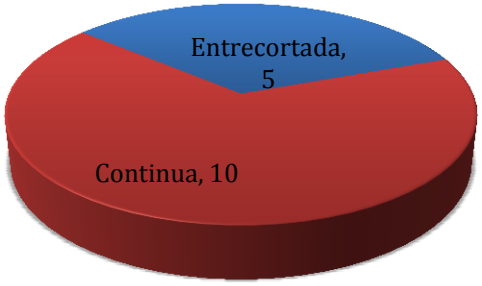


Figura 1.84 Vigas con suelda continua y con suelda entrecortada.

Se representa en la Figura 1.85 las irregularidades en elevación encontradas en los edificios de estructura metálica analizados en este trabajo.

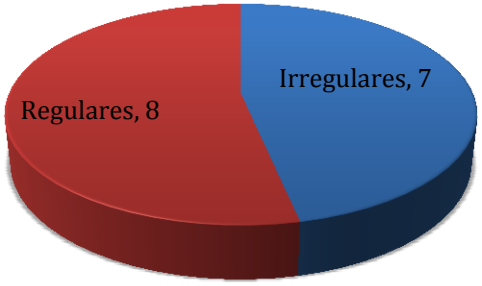


Figura 1.85 Irregularidades en elevación del análisis de las estructuras metálicas en la ciudad de Quito.

Se representan en la Figura 1.86 las irregularidades en planta encontradas en los edificios de estructura metálica analizados en este trabajo.

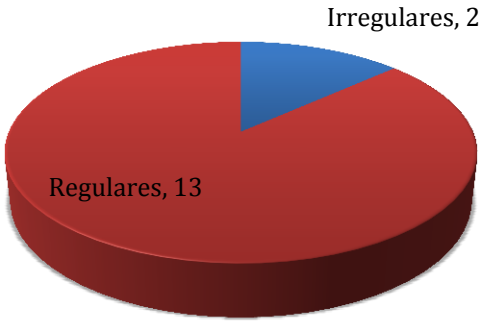


Figura 1.86 Irregularidades en planta del análisis de las estructuras metálicas en la ciudad de Quito

En la Figura 1.87 se muestra una comparación entre las alturas de los edificios analizados en este trabajo.

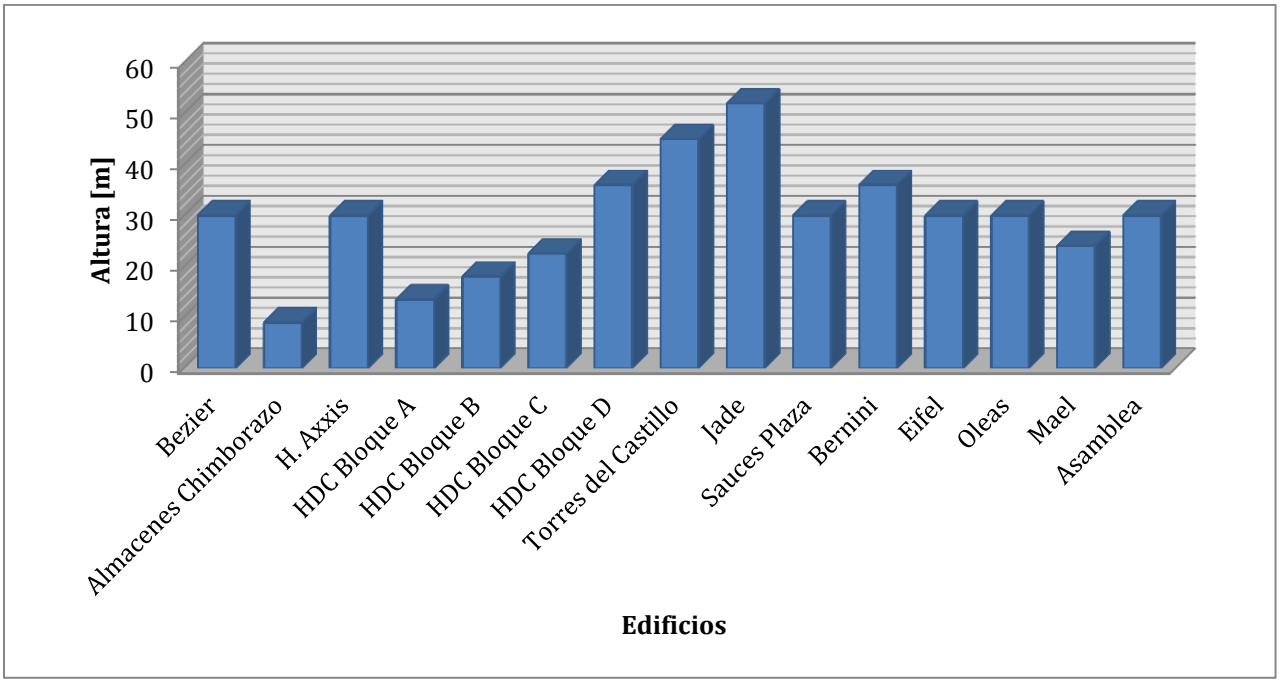


Figura 1.87 Alturas de los edificios de estructura metálica analizados en la ciudad de Quito.

Es de hacer notar que la metodología empleada para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras es una ente una gran variedad de metodologías disponibles, se sugiere al lector recurrir a los trabajos especializados en vulnerabilidad siguientes: [5] [6] [7] [8] [9] [10] [11] [12] [13].

2. Descripción de la metodología

2.1 Introducción

En este Capítulo se describe la metodología general de evaluación a ser aplicada en el análisis de las estructuras metálicas de las edificaciones residenciales de la ciudad de Quito. La metodología se encuentra basada en el procedimiento publicado por la FEMA *Quantification of building seismic performance factors*, bajo la denominación FEMA P695 [14]. Aquí hay que hacer notar que esta metodología ha sido originalmente formulada con la finalidad de evaluar nuevos sistemas estructurales y proponer sus factores para el diseño. Sin embargo, el carácter general de la metodología, su especial y detallado tratamiento en la determinación de los factores y sobre todo, su carácter puntero en cuanto al estado del arte lo convierten en una herramienta práctica y directa para la evaluación de los factores de prestaciones de sistemas estructurales existentes.

En este capítulo se describe de forma pormenorizada la metodología a ser aplicada, con algunas diferencias de la propuesta inicial que se describen y justifican oportunamente con la finalidad de hacerla más aplicable a la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador.

2.2 Metodología general de evaluación

La metodología de evaluación de los modelos seleccionados es la que aparece descrita en el documento *Quantification of building seismic performance factors*, que ha sido publicada por el FEMA bajo la denominación FEMA P695.

El procedimiento lineal de diseño contenido en las normas se basa en convertir el complicado comportamiento no lineal de la estructura de un edificio bajo cargas sísmicas en un problema lineal equivalente.

Las normas prescriben una serie de requerimientos para estructuras basados en el sistema estructural. Estos requerimientos regulan la configuración, el tamaño. Los materiales de construcción, el detallado y la resistencia y rigidez de la estructura.

Los requerimientos son controlados mediante la asignación de una serie de coeficientes de respuesta del sistema (R, C_d y Ω_0) que son el factor de reducción de respuesta, el factor de amplificación de desplazamientos y el factor de reserva de resistencia

respectivamente y que representan las propiedades del material y el detallado del sistema [15] [16] [17].

La metodología que se describe a continuación se sustenta en la revisión de investigaciones relevantes en el área de la respuesta no lineal y la simulación de colapso. Se basa en los siguientes principios:

- Es aplicable a nuevos sistemas estructurales.
- Es compatible con normas de diseño, por ejemplo provisiones NEHRP y ASCE/SEI 7.
- Es compatible con el objetivo de prestación de seguridad de vida que se expresa de forma tácita en las normativas de diseño sismo-resistente.
- La amenaza se basa en el máximo terremoto esperado.
- Los conceptos son consistentes con las definiciones de factores de prestaciones sísmicas de las normas actuales.
- La seguridad se expresa en términos del ratio de margen de colapso.
- Las prestaciones se cuantifican a través de la simulación del colapso.
- La incertidumbre se considera directamente en la evaluación del colapso.

Los factores de prestaciones sísmicas se aplican en las normas de diseño con la finalidad de estimar las demandas de resistencia y de deformación de sistemas resistentes a sismos que si bien son diseñados mediante métodos lineales, finalmente responden en rango no lineal.

Los factores de reducción R se introdujeron inicialmente en el año 1978 y sus valores se han venido convirtiendo en críticos en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño [18] [18] [19] [20]. Los factores R se han determinado sobre la base del juicio ingenieril sobre comparaciones cualitativas con la respuesta de sistemas estructurales utilizados a lo largo del tiempo. Algunos sistemas modernos al no haber sido sometidos a terremotos fuertes, no han sido probados o se desconoce su capacidad de alcanzar los objetivos del diseño [21] [22] [23]. En la medida que nuevos sistemas estructurales están siendo introducidos en cada revisión de las normas, se incrementa la incertidumbre sobre la capacidad de las prestaciones del conjunto de edificaciones, haciéndose cada vez más urgente la cuantificación de las prestaciones proporcionadas por las regulaciones símicas actuales.

Los avances en el diseño sísmico con base en prestaciones y el desarrollo de tecnologías ha dado como resultado la posibilidad de aplicar técnicas de simulación no lineal de colapso para relacionar los factores de prestaciones sísmicas con las capacidades de

prestaciones sísmicas sobre una base probabilista [24] [25] [26] [27]. El propósito de la metodología es proporcionar una base racional para determinar las prestaciones del sistema que, siendo apropiadamente aplicados en el proceso de diseño sísmico, da como resultado una seguridad equivalente frente al colapso en un terremoto, comparable con la seguridad inherente formulada en las normas sísmicas actuales, para edificaciones con diferentes sistemas sismo-resistentes [28] [29] [30].

La metodología es recomendada para ser aplicada con normas de diseño y documenta los recursos para establecer criterios mínimos aceptables de diseño para sistemas sismo-resistentes conformes con la aplicación de las normas.

También proporcionan la base para evaluar aquellos sistemas conformes con las normas en su capacidad de alcanzar los objetivos de las prestaciones. Posiblemente trabajos futuros permitan que la metodología sea utilizada para modificar o eliminar aquellos sistemas estructurales o requerimientos que no cumplen de manera confiable con esos objetivos.

2.3 Metodología FEMA

La metodología requiere que los edificios a ser analizados satisfagan los requisitos de diseño del ASCE/SEI 7-05, incluyendo los límites en la regularidad estructural, derivas, alturas, entre otros. En la Figura 2.1 se muestra un resumen de las interrelaciones de las diferentes etapas del proceso contempladas en la Metodología.

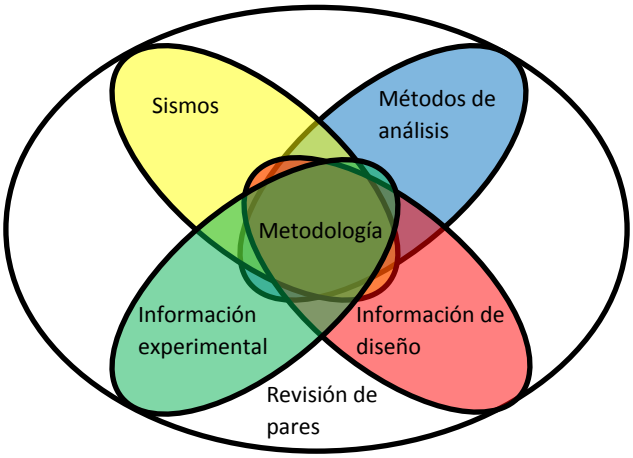


Figura 2.1 Figura Metodología general aplicada, Fuente: NEHRP (2009)

2.3.1. Consistencia con el objetivo de aseguramiento de vida

La metodología muestra consistencia con el objetivo básico de aseguramiento de vida. No se contemplan estados de prestaciones inferiores a este, como suele ser por ejemplo el estado de ocupación inmediata.

2.3.2. Consistencia con una baja probabilidad de colapso

La metodología alcanza el objetivo primario de aseguramiento de la vida exigiendo una baja probabilidad de colapso de las estructuras analizadas, cuando son sometidas a la acción del sismo máximo considerado (SMC).

Generalmente el riesgo de aseguramiento de vida (probabilidad de muerte o que se produzcan heridos) es difícil de calcular de forma precisa [6] [7] [31] [32], bajo la incertidumbre que existe en cuanto a la variación de muertes para un modo de colapso específico, más aun con la incertidumbre que se genera de las bajas que se producen bajo fallas locales que suelen ocurrir sin que se produzca el colapso de la estructura [33] [34].

2.3.3. Consistencia con los factores de prestaciones sísmicas

Es necesario introducir los factores de diseño definidos en el ASCE/SEI 7-10 [35], como son:

R: Factor de reducción de respuesta

C_d Factor de amplificación de desplazamientos

Ω_0 Factor de reserva de resistencia

En la Figura 2.2 se pueden apreciar las relaciones que permiten definir los tres factores de diseño, que servirán para la evaluación de las prestaciones sísmicas de la estructura. Es necesario aclarar que en la figura aparecen factores que son adimensionales (relacionan fuerzas, desplazamientos o aceleraciones, aquí se expresan como si se tratase de una cantidad relativa (resta) con unas dimensiones que en realidad no posee.

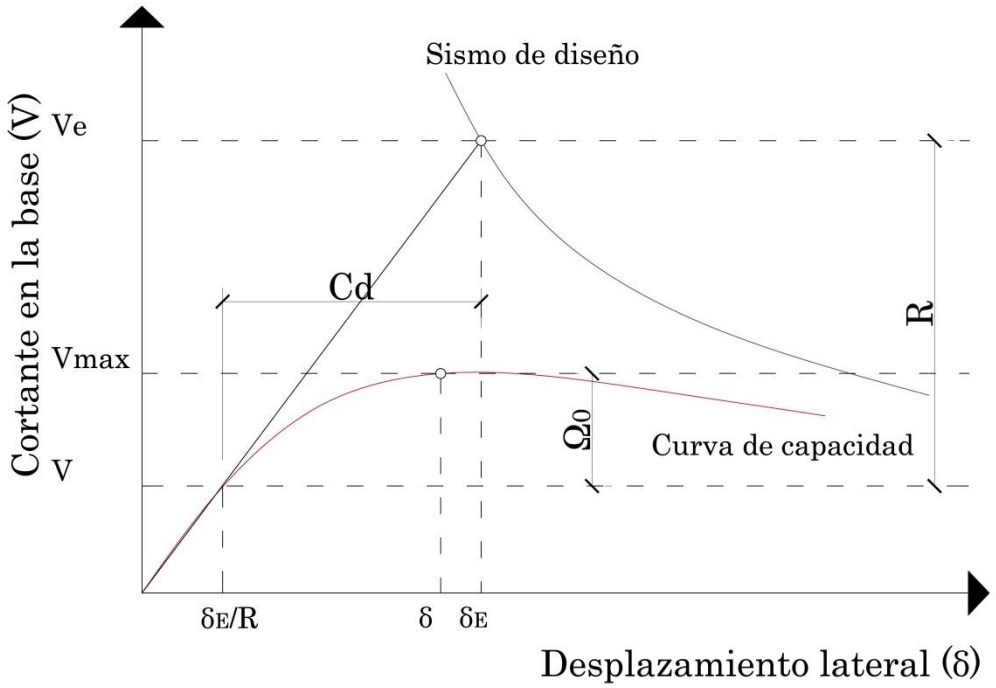


Figura 2.2 Determinación de los factores de evaluación de la respuesta sismo-resistente de los edificios

De la figura se comienza definiendo el Factor de reducción de respuesta:

$$R = \frac{V_E}{V} \quad \textbf{(2.1)}$$

Donde V_E es el valor de la fuerza que debería desarrollar el sistema si este se mantuviese elástico y V es el valor del cortante prescrito para el diseño. La reserva de resistencia se define mediante:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad \textbf{(2.2)}$$

Siendo V_{max} el valor máximo del cortante en la base alcanzado durante el análisis con empuje incremental o máxima resistencia lateral de la estructura. Finalmente, se define el factor de amplificación de desplazamientos como:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad \textbf{(2.3)}$$

En esta última expresión δ es el desplazamiento definido de cubierta del sistema cuando se ha producido una plastificación global, correspondiente al sismo de diseño y δ_E es el desplazamiento correspondiente al terremoto de diseño si la estructura mantuviese un comportamiento elástico [36].

2.4 Descripción de la metodología

El enfoque técnico incluye una combinación de conceptos básicos normativos, análisis avanzados en rango no lineal y técnicas de evaluación con base en riesgo.

2.4.1. Pasos de la metodología

En la Figura 2.3 se muestra el procedimiento general a aplicar, nótese que en las cuatro ramas se recoge información muy valiosa que luego será utilizada para alimentar los inputs de la metodología, aplicándolos de manera sistemática.

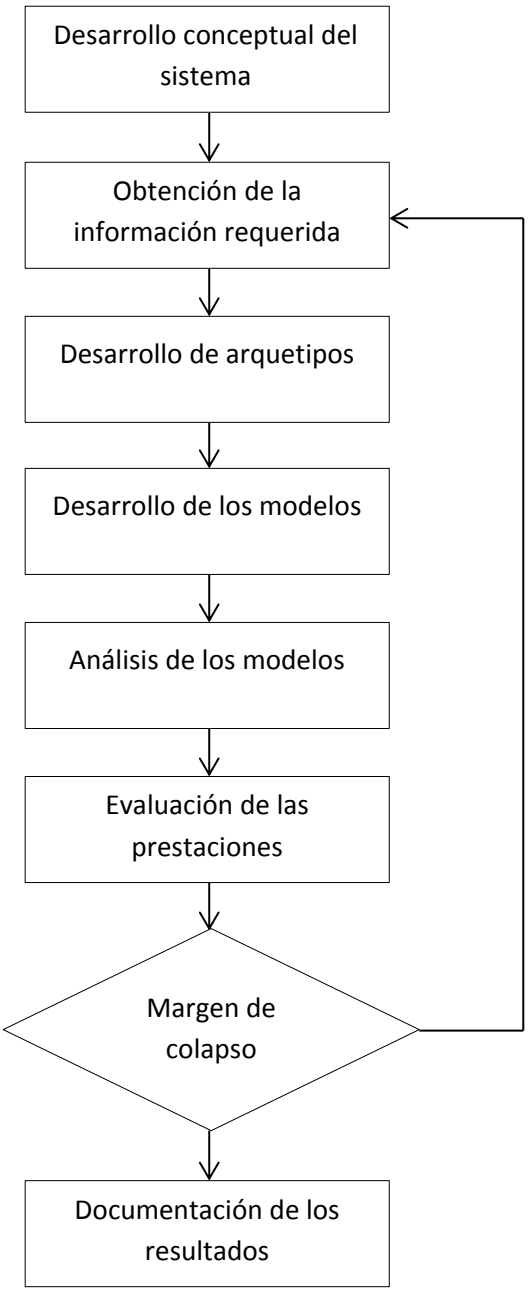


Figura 2.3 Proceso de determinación y documentación de los factores de prestaciones sísmica

2.4.2. Desarrollo del concepto del sistema

El procedimiento se inicia con el desarrollo de un concepto bien definido del sistema sismo-resistente, incluyendo los materiales de construcción, la configuración del sistema, los mecanismos de disipación inelásticos y el rango de aplicación. La documentación necesaria para llevar a cabo este paso depende de lo novedoso del sistema estructural relativo a otros sistemas estructurales bien conocidos.

2.4.3. Obtención de la información requerida

En este paso se incluyen los requisitos detallados del diseño para el material constitutivo predominante, para los componentes y para el sistema. Se incluyen los resultados de procedimientos de pre-dimensionado y del comportamiento de los materiales.

Las provisiones de diseño proporcionan criterios para determinar la resistencia mínima necesaria y para asegurar la capacidad de deformación mediante la combinación de requerimientos de diseño, [37] [38] [39] [40] [41]. Las provisiones pueden especificar valores de R, Ω_0 y C_d.

Es posible que se necesiten resultados experimentales para calcular la resistencia, la rigidez y la ductilidad de los materiales. También se pueden necesitar experimentos para determinar el comportamiento histerético [42] [43].

2.4.4. Caracterización del comportamiento

El comportamiento de los sistemas estructurales se investiga por medio de arquetipos. Un arquetipo es un prototipo representativo de un sistema estructural.

Los sistemas de arquetipos deben representar aplicaciones típicas de sistemas resistentes a sismos, en el entendido que es prácticamente imposible cuantificar las prestaciones de todas las posibles aplicaciones. Deben en todo caso representar las irregularidades permitidas en las normas [23] [44] [45] [46].

Los sistemas arquetípicos deben representar aplicaciones típicas de sistemas sismo-resistentes, en el entendido que es prácticamente imposible cuantificar las prestaciones de todas las posibles aplicaciones o variaciones. Deben en todo caso representar las irregularidades permitidas en las normas.

Características consideradas en la definición de arquetipos:

- Intensidad sísmica
- Altura del edificio
- Período fundamental
- Configuración estructural
- Longitudes de los vanos
- Cargas de gravedad
- Requisitos de diseño de miembros y conexiones

Los arquetipos son clasificados dentro de conjuntos denominados grupos de prestaciones que reflejan mayores cambios en el comportamiento del espacio de los arquetipos.

2.4.5. Desarrollo de los modelos

Al diseñar arquetipos se consigue un conjunto finito de casos que representan el rango de aplicaciones del sistema estructural propuesto.

Los modelos no lineales deben tomar en consideración las masas sísmicas que son estabilizadas por el sistema estructural, incluyendo los efectos P-Δ asociados con dichas masas [47] [48] [49].

Generalmente los elementos son idealizados con modelos fenomenológicos para simular comportamientos complejos, propios de estructuras que incursionan en el rango de comportamiento no lineal y especialmente aquellas que lo hacen bajo la acción de cargas dinámicas [50] [51] [52].

2.4.6. Análisis de los modelos

Evaluación del colapso de lleva a cabo mediante procedimientos tanto estáticos como dinámicos.

Los procedimientos estáticos se aplican para validar el comportamiento no lineal y para proporcionar datos estadísticos sobre la ductilidad y la reserva de resistencia. Los análisis dinámicos se aplican para calcular los valores medios de la capacidad de colapso y ratios de margen de colapso.

Los análisis dinámicos se aplican utilizando grupos de acelerogramas. Dentro de estos se suelen aplicar registros de terremotos de fuente cercana y lejana, aunque son solo estos últimos los aplicados para la evaluación del colapso.

Los acelerogramas aplicados son entonces progresivamente escalados hasta que se alcanza el colapso, con un procedimiento similar al publicado por [53].

Con los resultados obtenidos del análisis IDA se puede trazar una curva de fragilidad de colapso usando una función de distribución cumulativa (CDF) que relaciona la intensidad del terremoto con la probabilidad de colapso, [54]

2.4.7. Evaluación de las prestaciones

Este paso se lleva a cabo combinando los resultados del análisis no lineal estático y dinámico. El primero permite determinar valores de la reserva de resistencia del sistema, mientras que la evaluación del factor de reducción de respuesta se consigue de forma definitiva mediante análisis dinámico. Una vez determinado un valor aceptable de ratio de margen de colapso, se determina el factor de amplificación de desplazamientos C_d.

El valor de prueba del factor de reducción de respuesta R se evaluará en términos de la aceptabilidad del ratio de margen de colapso calculado, que es el ratio entre la intensidad del acelerograma que causa el colapso medio y la intensidad normativa del máximo terremoto considerado (MTC). La aceptabilidad se mide comparando el ratio de margen de colapso, luego de algún ajuste, con valores aceptables que dependen de la calidad de la información usada para definir el sistema, de la incertidumbre total del sistema y de los límites preestablecidos de probabilidad de colapso aceptable.

Los valores de ratio medio de colapso se definen en términos de una probabilidad de colapso aceptablemente baja para acciones sísmicas producidas por acelerogramas correspondientes al máximo terremoto considerado (MTC), tomando en cuenta incertidumbres en la fragilidad asociada al colapso. Aquellos sistemas estructurales que disponen de un diseño más robusto, mayor cantidad de datos experimentales y de

modelos no lineales más detallados, tendrán menor incertidumbre de colapso y podrán alcanzar el mismo nivel de aseguramiento de vida con menores ratios de margen de colapso.

Las fuentes de incertidumbre que deben ser consideradas de forma explícita:

- Incertidumbre entre diferentes acelerogramas
- Incertidumbre relativa a requisitos de diseño
- Incertidumbre relativa a ensayos
- Incertidumbre relativa a modelos

La probabilidad de colapso frente a un acelerograma producto de un MTC aplicado a una población de arquetipos está limitada en promedio a 10%. Cada grupo de prestaciones está limitado a satisfacer este límite, reconociendo que algunos arquetipos individuales pueden tener probabilidades de colapso que superen este valor.

La probabilidad de colapso en arquetipos individuales se limita a 20%, o dos veces el promedio. Estos límites han sido seleccionados sobre la base del juicio profesional, dentro del proceso de evaluación los valores pueden ajustarse para reflejar valores diferentes de probabilidad de colapso. Si el margen de colapso ajustado es suficientemente alto como para resultar en una probabilidad baja de colapso bajo el MTC, entonces el valor de prueba de R es aceptable. En caso contrario, el sistema deberá ser ajustado, mejorando los requerimientos de diseño, re-caracterizando el comportamiento o re-definiendo valores de prueba, para finalmente aplicar de nuevo la metodología.

2.4.8. Documentación de los resultados

La documentación deberá efectuarse en cada paso del proceso. Deberá describir las reglas de diseño sismo-resistente, el rango de aplicabilidad del sistema, el protocolo de aplicación de ensayos, los resultados de investigaciones analíticas, evaluación de la calidad de la información, la cuantificación de la incertidumbre, los resultados de la evaluación de las prestaciones y la propuesta de factores de prestaciones sísmicas.

La documentación debe ser lo suficientemente clara para permitir a un ingeniero estructural no familiarizado a implementar el diseño y para permitir a un evaluador no familiarizado, evaluar la adecuación de los requisitos de diseño.

2.4.9. Revisión por pares

La revisión por pares debe ser un aparte integral de la metodología en todos los pasos del proceso. La implementación de la metodología involucra grandes incertidumbres juicio de expertos y posibles variaciones. La toma de decisiones sobre el nivel de detalles para caracterizar de manera adecuada el desempeño de una tipología estructural nueva puede efectuarse en colaboración con un panel de expertos.

En el caso presente no se está trabajando con una tipología nueva estructural, así que este paso de revisión de pares puede ser obviado, ya que la tipología es bien conocida a nivel mundial, ha recibido gran cantidad de ensayos experimentales y numéricos y sólo se tiene como objetivos de la investigación determinar los factores de prestaciones propios de las edificaciones con estructura metálica de la ciudad de Quito.

2.5 Desarrollo conceptual del sistema

El procedimiento se inicia con el desarrollo de un concepto bien definido del sistema resistente a sismos, incluyendo los materiales de construcción, la configuración del sistema, los mecanismos de disipación y el rango de aplicación del sistema estructural. La cantidad de documentación necesaria para llevar a cabo este paso depende de la novedad del sistema estructural en relación con sistemas estructurales bien establecidos. No tratándose de un nuevo sistema estructural, se ha recurrido a la investigación sobre las tipologías estructurales más frecuentes en las edificaciones residenciales de la ciudad de Quito.

En líneas generales, se diseñará un conjunto de estructuras de bajas a medias, con unas luces de vanos no muy largas y con alturas de entrepiso constantes e iguales a los 3m. Las estructuras corresponderán a edificaciones emplazadas en zonas de muy alta amenaza sísmica $(0{,}4g)$.

Los datos recogidos indican que el acero A36 es el utilizado de manera más intensiva, tanto en miembros constituidos por perfiles laminados en caliente como aquellos que fabrican en obra mediante planchas soldadas. Dentro de este último grupo de perfiles se ubican los perfiles tipo cajón y los perfiles tipo I.

2.5.1. Obtención de la información requerida

En este paso de la metodología se definen todos aquellos componentes de los sistemas sismo-resistentes que deberán ser considerados a la hora de ir definiendo los arquetipos a ser estudiados.

2.5.2. Definición de los arquetipos

Un arquetipo se define como un prototipo que representa al sistema estructural sismo-resistente. Al proponer arquetipos se espera que recojan una serie de parámetros de diseño y atributos del sistema estructural que han sido seleccionados para representar de manera razonable el espacio factible de diseño y que disponen de un impacto medible sobre la respuesta sismo-resistente del sistema estructural. Se les utiliza con el fin de llenar el vacío que existe entre el colapso de un único edificio y la predicción generalizada del comportamiento necesario para cuantificar las prestaciones de una tipología específica de edificios.

Concepto de arquetipo: es el patrón ejemplar del cual otros objetos, ideas o conceptos se derivan.

Nótese que se ha generado un índice de configuración arquetípica que es lo suficientemente amplio para cubrir las posibilidades en configuración de las estructuras, pero con un número de casos limitados de manera que sea factible su aplicación. Obviamente, estos arquetipos no representan la combinación de todas las posibilidades que se pueden presentar en cuanto a los parámetros que rigen el diseño, los parámetros geométricos, los parámetros de las cargas sísmicas y gravitatorias, entre otros. Los elementos del índice de configuración arquetípica agrupan en grupos de prestaciones (o contenedores) que reflejan las principales diferencias en la configuración, las cargas de gravedad y la intensidad de carga de diseño sísmico, periodo estructural, y otros factores que pueden afectar de manera significativa el comportamiento sísmico en el espacio de diseño arquetipo.

2.6 Desarrollo de los modelos

Al diseñar arquetipos se consigue un conjunto finito de casos que representan el rango de aplicaciones del sistema estructural propuesto. Los modelos no lineales adoptados deberán tomar en consideración las masas símicas que son estabilizadas por el sistema estructural, incluyendo los efectos P-delta asociados con dichas masas. Generalmente los elementos son idealizados con modelos fenomenológicos para simular comportamientos muy complejos.

Los modelos se calibran utilizando materiales, componentes o ensamblajes verificados experimentalmente a fin de garantizar que los modelos simulan el comportamiento no lineal de manera adecuada.

Como ya se ha indicado, la metodología contempla dos tipos de análisis no lineales: el estático y el incremental dinámico. Para cada tipo de análisis se aplica un procedimiento específico, que está muy bien definido en la literatura. Además cada tipo de análisis proporciona resultados que se utilizan en la determinación de los distintos parámetros que permitirán evaluar las prestaciones sísmicas de los arquetipos.

2.6.1. Desarrollo de los modelos no lineales para la simulación del colapso

Debido a que la configuración de los arquetipos se desarrolla tomando en consideración las características del sistema estructural, el desarrollo de los modelos estructurales y de los arquetipos deberá ser independiente. El desarrollo de los modelos no lineales deberá en todo caso incluir:

El diseño de los arquetipos, que son las configuraciones de los arquetipos que han sido proporcionados y detallados mediante los requerimientos aplicados al sistema sismo-resistente.

Los modelos de los arquetipos, que son idealizaciones matemáticas de los diseños de los arquetipos, utilizados para simular el colapso mediante análisis estático y dinámico no lineal [55]. El procedimiento es el siguiente: aplicando los requerimientos de diseño y los arquetipos del sistema estructural, se aplican los criterios de diseño y los datos experimentales a las configuraciones de los arquetipos con la finalidad de producir

diseños de los arquetipos, con valores de prueba para R, C_d y Ω. Cada arquetipo índice es idealizado en un modelo no lineal, sobre el cual se aplicarán los análisis indicados.

2.7 Diseño de los arquetipos

Los diseños de los arquetipos se prepararán para cumplir con los requisitos mínimos normativos (se deben diseñar tanto los miembros como las conexiones). El diseño de los arquetipos se concibe para apreciar el rango factible de casos dentro del espacio de diseño, más no es su objetivo cubrir los casos atípicos (casos cuyas prestaciones pueden ser superiores o inferiores a los casos usuales).

La metodología no contempla aspectos como la evaluación explícita de la redundancia, las irregularidades estructurales, la interacción suelo-estructura, los factores de importancia y otros criterios de diseño sismo-resistentes no considerados explícitamente en las normas.

2.7.1. Determinación del periodo fundamental

En la metodología es importante determinar el periodo fundamental ya que este se aplicará de dos maneras diferentes. Primero que nada se le utilizará para determinar la aceleración básica de diseño. En segundo lugar se aplicará para definir la intensidad espectral del acelerograma para establecer el ratio del margen de colapso cuando se aplica el análisis no lineal dinámico. El período se determinará como:

$$T = C_u T_a = C_u C_t h_n^x \geq 0{,}25s \qquad \textbf{(2.4)}$$

En la expresión anterior h^n es la altura del edificio, C_u es un coeficiente que se obtiene en el punto del espectro correspondiente a un período de 1s. C_t y x son unos parámetros que se obtiene de la Tabla 12.8-2 del ASCE 7-05 y que se muestra seguidamente con los valores métricos, Tabla 2.1:

Tabla 2.1 Tabla del ASCE 7-05

Tipología estructural	Ct	x
Pórticos de acero resistentes a momento	0,0724	0,8
Pórticos de concreto resistentes a momento	0,0466	0,9
Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos	0,0731	0,75
Otra tipología estructural	0,0488	0,75

Debe observarse que los períodos nunca serán inferiores a $0{,}25s$.

2.7.2. Valores de prueba de los factores de prestaciones

Los valores de desempeño son requeridos para poder llevar a cabo diferentes etapas del diseño de los arquetipos. El factor de reducción de respuesta se necesita para calcular las fuerzas sísmicas a partir del espectro elástico reducido. El factor de reserva de resistencia se requiere para calcular las fuerzas ponderadas y el factor de amplificación de desplazamientos es necesario para calcular los desplazamientos inelásticos para aplicar el control de derivas.

2.8 Modelos de arquetipos

Seguidamente se presenta una serie de consideraciones generales que deberán tenerse en cuenta la hora de crear modelos de arquetipos.

2.8.1. Idealización del modelo

La definición de un modelo de arquetipo índice incluye la definición del tipo de idealización que representa el comportamiento estructural. En un extremo se encuentran los modelos de continuo formulados usando técnicas de elementos finitos, que teóricamente son capaces de representar la mecánica de estructuras de una manera más directa [27] [56] [57]. En el otro extremo se encuentran los modelos fenomenológicos, que representan el comportamiento aproximado global de la estructura, utilizando resortes no lineales concentrados. Este último es el caso de los conocidos métodos que emplean rótulas plásticas para los cuales el comportamiento momento-rotación es gobernado por modelos semi-empíricos calibrados mediante pruebas de laboratorio.

2.8.2. Configuración en planta y elevación

La representación de la configuración en planta y elevación en los modelos de arquetipos dependerá de la configuración del arquetipo y de la respuesta estructural. Ciertamente ambas irregularidades afectan el colapso, con el propósito de evaluar unas provisiones generales las posibles irregularidades no se incorporarán a los arquetipos.

Comportamiento tridimensional contra comportamiento bidimensional

La necesidad de modelos que contemplen comportamiento bidimensional contra comportamiento tridimensional depende de:

- El tipo de configuración estructural en el especio de diseño
- La influencia esperada del efecto tridimensional en la respuesta estructural

Generalmente para estructuras aporticadas usuales basta con una modelización en 2D, mientras que para estudiar el efecto de la torsión o la flexión fuera del plano, se requiere de la elaboración de modelos tridimensionales.

El comportamiento del sistema involucra la interacción de múltiples componentes sismo-resistentes, que están distribuidos espacialmente. En el caso de estudios que involucran la presencia de diafragmas, es imprescindible aplicar análisis tridimensional.

2.9 Análisis no lineal de los modelos

La evaluación del colapso se lleva a cabo tanto por procedimientos estáticos como dinámicos. Los procedimientos estáticos se aplican para validar el comportamiento no lineal y para proporcionar datos estadísticos sobre la ductilidad y la reserva de resistencia. Los análisis dinámicos se aplican utilizando grupos de acelerogramas. Dentro de estos se usan registros de terremotos de fuente cercana y lejana, aunque solo estos últimos son los aplicados para la evaluación del colapso.

Los acelerogramas aplicados son progresivamente escalados hasta que se alcanza el colapso, con un procedimiento similar al presentado por [58]. Con los resultados obtenidos del análisis incremental dinámico se puede trazar una curva de fragilidad de colapso usando una distribución cumulativa (CDF), que relaciona la intensidad del terremoto con la probabilidad de colapso formulada por [54].

En el análisis estático se calculan los valores de la reserva de resistencia Ω y la ductilidad basada en el período μ_T. En el análisis dinámico no lineal se evalúa la capacidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ y el ratio del margen de colapso CMR.

La capacidad media de colapso se define como la intensidad del terremoto para la cual la mitad de los acelerogramas considerados en el análisis dinámico no lineal producen colapso en la mitad de los modelos de los arquetipos.

Los análisis no lineales se aplicarán considerando la combinación siguiente de cargas:

$$w = 1{,}05D + 0{,}25L \quad \textbf{(2.5)}$$

En la expresión anterior D es la carga muerta (incluyendo el peso propio de los miembros estructurales modelados, mientras que L representa la carga viva.

Los modelos de comportamiento de los materiales deben incorporar directamente la degradación de la rigidez y de la resistencia. Adicionalmente se espera que el programa adoptado para el análisis permita aplicar el análisis no lineal con empuje incremental (análisis Pushover) y el análisis no lineal dinámico (análisis de historia tiempo), además que debe ser capaz de capturar el comportamiento de los miembros con degradación de rigidez y resistencia bajo grandes deformaciones [59].

2.9.1. Acelerogramas a ser empleados

Los arquetipos serán evaluados con un grupo de acelerogramas pre-definidos que son progresivamente escalados hasta que se alcanza el colapso medio. El ratio entre la intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ y la intensidad del terremoto máximo considerado (MTC) definida como S_{MT}, corresponde al ratio medio de colapso CMR, que es el parámetro inicial a ser considerado para caracterizar la seguridad estructural frente al colapso.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad \textbf{(2.6)}$$

2.9.2. Grupo de acelerogramas a ser empleados

La metodología tal como está formulada, contempla dos grupos de acelerogramas: el primero obtenido con registros de fuente cercana y el segundo obtenido de fuente lejana. Además cada grupo incorpora dos componentes horizontales, no considerando la componente vertical, ya que la misma no se considera como desencadenante del colapso de las estructuras.

Los registros de fuente cercana no son de obligatoria aplicación, ya que se toman como referencia frente a los valores del CMR para un grupo especial de edificaciones ubicadas dentro de la categoría de diseño sísmico E (según la clasificación del ASCE-7).

Los dos grupos de acelerogramas incluyen registros de terremotos fuertes, cuyas magnitudes son mayores que 6,5 y con valores de $PGA > 0{,}2g$ y $PGV > 15cm/s$. Los eventos de grandes magnitudes dominan el riesgo de colapso y generalmente tienen duraciones mayores que finalmente son determinantes para la evaluación del colapso de modelos no lineales con degradación tanto de resistencia como de rigidez.

La metodología recomienda no considerar más de dos registros de cada terremoto registrado, con la finalidad de evitar el sesgo. Los terremotos de fuente lejana tienen como principal función la de permitir evaluar el colapso de los arquetipos independientemente de su ubicación. Suelen aplicarse en contraposición de los acelerogramas sintéticos.

En la presente investigación se aplicará un grupo de acelerogramas proveniente de registros compatibles con el espectro elástico de diseño de la ciudad de Quito. En el grupo de acelerogramas se pueden señalar tres sub-grupos de interés: el primero corresponde a terremotos fuertes registrados en Sudamérica, con fuentes sismogénicas compatibles con las presentes en la ciudad de Quito. El segundo sub-grupo está formado por terremotos fuertes que han afectado a construcciones metálicas. Finalmente, el tercer sub-grupo corresponde a acelerogramas registrados durante terremotos fuertes recientes, ocurridos alrededor del mundo.

Los registros serán corregidos (algunos registros ya se presentan en formato corregido) aplicando el programa Seismo-Spect [60] que entre otras ventajas permite leer registros que se han presentado en diferentes formatos, para luego filtrarlos y corregir su línea base. Con este programa además se obtendrán los siguientes parámetros de interés:

- Espectro de Fourier y espectro de potencia
- Espectro elástico y pseudo-espectro
- Intensidad de Arias e intensidad característica
- Intensidad de Housner
- Período predominante y período medio

La transformación de los acelerogramas se logrará mediante el uso del programa Seismo-Match [61], que aparte de ajustar los acelerogramas para lograr que los espectros de respuesta sean compatibles con el espectro elástico de diseño, permite definir conjuntos adecuados de registros para el análisis dinámico no lineal de estructuras nuevas y existentes. Para el proceso de ajuste se requiere de un espectro elástico de diseño definido por el usuario. Los resultados obtenidos podrán ser incorporados a cualquier programa usual de hoja de cálculo o de procesamiento de texto.

2.9.3. Escalado de acelerogramas

Los acelerogramas deberán ser escalados para representar una intensidad específica (por ejemplo la intensidad de colapso de la estructura). El escaldo de acelerogramas comprende dos pasos, el primero que comprende que los registros de cada grupo sean normalizados con respecto de sus respectivas PGV. Esto persigue eliminar la variabilidad de los registros bajo diferencias inherentes a magnitud, distancia de la fuente, tipo de fuente, efecto de sitio, entre otros, sin que se elimine la variabilidad inherente entre los registros [47] [62]. El segundo paso requiere que los acelerogramas normalizados sean escalados de manera grupal respecto de una intensidad específica, de tal modo que la aceleración espectral media del conjunto sea compatible con la aceleración correspondiente al período fundamental T de los arquetipos analizados. Este aspecto está garantizado en la aplicación del programa de análisis para la obtención de las curvas IDA.

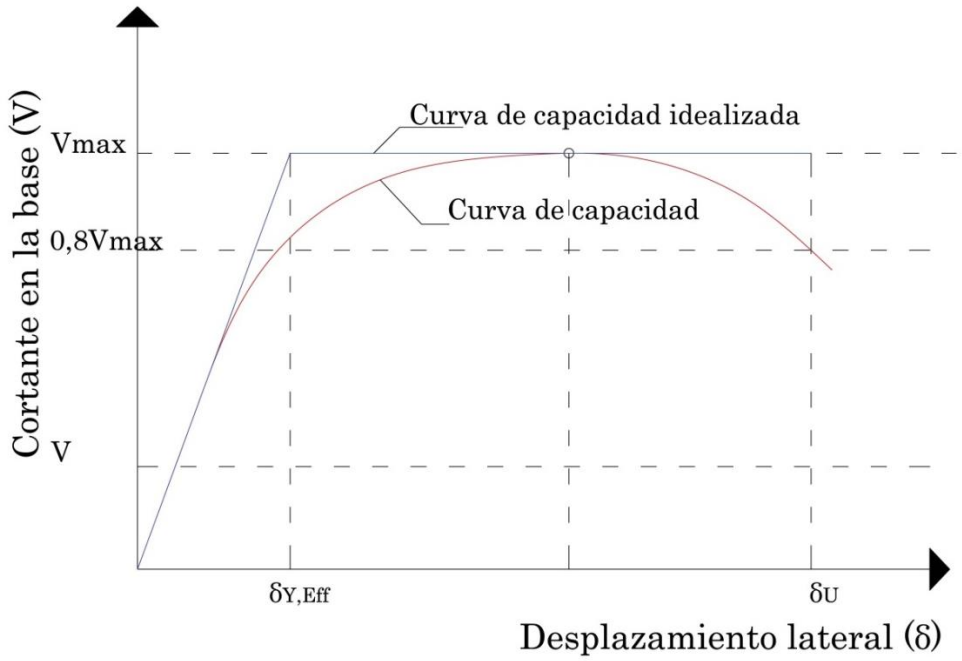


Figura 2.4 Curva de capacidad y curva de capacidad idealizada para obtener los parámetros de la respuesta sísmica

2.9.4. Análisis con empuje incremental

El análisis con empuje incremental puede efectuarse conforme al procedimiento recogido en el ASCE 7-05. La distribución vertical de las fuerzas laterales de empuje (F_x) puede ser proporcional a la forma espectral del primer modo de vibración del modelo del arquetipo analizado.

$$F_x \propto m_x \, \emptyset_{1,x} \qquad \textbf{(2.7)}$$

Siendo: m_x: masa del nivel *x*

$\emptyset_{1,x}$: ordenada del primer modo del nivel *x*

A partir del análisis no lineal con empuje incremental se obtienen unos parámetros esenciales de la respuesta sismo-resistente de la estructura.

En la Figura 2.4 se muestra cómo se procesan los resultados del análisis no lineal con empuje incremental. En primer lugar debe saberse que la curva resultante del análisis no lineal se conoce como curva de capacidad. Esta puede presentarse normalizada con respecto a la altura total del edificio y con respecto del peso sísmico. En ese caso se pasa a conocer como curva de capacidad normalizada.

En la Figura se pueden apreciar los siguientes valores:

V_{max}: Cortante máximo alcanzado

δ_u: Desplazamiento último, calculado en el punto en el cual la curva de capacidad alcanza un 80% del cortante máximo

V: Cortante de diseño

$\delta_{y,eff}$: Desplazamiento efectivo a nivel de cubierta

El factor de reserva de resistencia se calcula de manera tradicional, según la expresión:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad \textbf{(2.8)}$$

Mientras que la ductilidad basada en el período se calcula como:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad \textbf{(2.9)}$$

El desplazamiento último δ_u se seguirá calculando como es ya tradicional, mediante el desplazamiento en el que ocurre el cortante máximo. Esto tiene que ver con la dificultad que se presenta en muchos análisis para capturar el punto en el que se alcanza el 80% del V_{max}. En esta expresión además se introduce un nuevo término que es el desplazamiento efectivo en el nivel de cubierta $\delta_{y,eff}$ que se determina según la expresión:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W}\left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\left(max(T, T_1)\right)^2 \quad \textbf{(2.10)}$$

En la expresión anterior C_0 es un coeficiente que correlaciona el desplazamiento del nivel de cubierta de un sistema de un grado de libertad, $\frac{V_{max}}{W}$ la relación es el cortante máximo normalizado con respecto del peso sísmico, g es la aceleración de la gravedad, T es el período fundamental calculado conforme a la expresión estudiada y T_1 es el periodo del primer modo obtenido de un análisis de auto-valores.

El coeficiente C_0 se calcula a partir de:

$$C_0 = \emptyset_{1,r} \frac{\sum_1^n m_x \emptyset_{1,x}}{\sum_1^n m_x {\emptyset_{1,x}}^2} \quad \textbf{(2.11)}$$

En esta expresión m_x es la masa del nivel x, $\emptyset_{1,x}$ es la ordenada del modo 1 del nivel x, es la ordenada del nivel de cubierta en el modo 1 y n es en número de niveles del edificio.

Cuando se lleva a cabo análisis 3D se debe aplicar análisis con empuje incremental en cada dirección de manera independiente [40] [63] [64]. Los valores de reserva de resistencia y de deriva global serán entonces calculados como el promedio en cada dirección.

2.9.5. Análisis dinámico no lineal

Este tipo de análisis se lleva a cabo teniendo las cargas gravitatorias factorizadas según la expresión anteriormente vista. Con este tipo de análisis no lineal se busca obtener los valores de la capacidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ y el ratio de margen de colapso CMR, para cada uno de los modelos de arquetipos. La intensidad del terremoto S_T es definida con base en la intensidad media espectral del conjunto de terremotos de fuente lejana medida en el período T.

La determinación del ratio de margen de colapso para cada modelo de arquetipo índice puede llegar a requerir de hasta 200 análisis de historia tiempo no lineal. En el presente trabajo el número de análisis se amplía al número de acelerogramas seleccionados con la fuente sismogénica que predomina en el Ecuador.

2.10 Fundamentos de la evaluación de la capacidad frente al colapso

La intensidad media de colapso puede ser entendida más fácilmente si se le estudia a la luz del concepto de análisis incremental dinámico (IDA por sus siglas del inglés) que se lleva a cabo escalando progresivamente los acelerogramas hasta que la estructura alcanza el punto de colapso. De esta forma, cada análisis dinámico no lineal representa un punto de la curva IDA, que está representando una medida de prestaciones (MP) contra una medida de intensidad (MI). En la Figura 2.5 se puede apreciar un conjunto de curvas IDA correspondientes a la ilustración del procedimiento contenida en el FEMA.

Las diferencias entre las curvas IDA se dan por las diferencias en el contenido frecuencial de los terremotos. Se estima que el colapso se produce cuando ocurren desplazamientos laterales excesivos.

Con los resultados obtenidos del análisis IDA, se puede generar una curva de fragilidad de colapso, mediante una función de distribución cumulativa que relaciona la intensidad d un terremoto con la probabilidad de alcanzar el colapso. En la Figura se puede apreciar un ejemplo de función cumulativa obtenida al ajustar la distribución lognormal a los datos obtenidos en el análisis IDA.

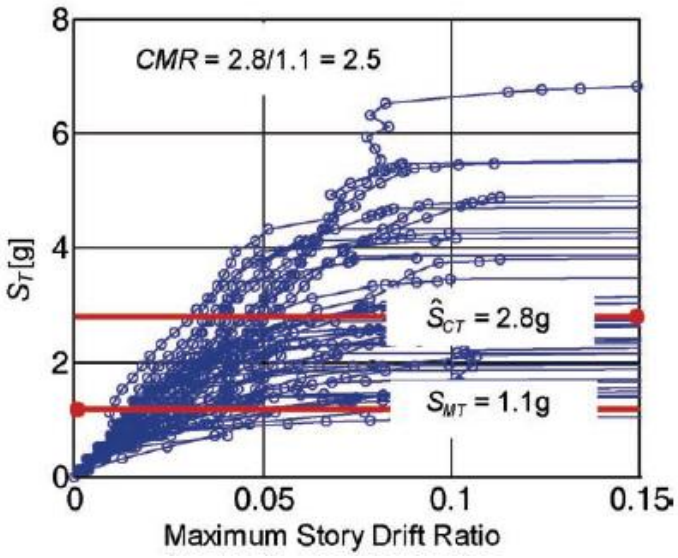


Figura 2.5 Resultados del análisis incremental dinámico. Fuente: FEMA P695

La fragilidad lognormal de colapso se define mediante dos parámetros: la intensidad media de colapso y la desviación del logaritmo natural, β_{RTR} La capacidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ corresponde a una probabilidad de colapso de 50%. La pendiente de la distribución lognormal corresponde a la desviación β_{RTR}, reflejando así la dispersión de resultados bajo la variabilidad de registro a registro. En la metodología solo se calcula el valor de la intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ mientras que para β_{RTR} se asume un valor fijo de 0,4 para sistemas con ductilidad basada en el período mayor o igual a 3.

Esta última decisión se fundamenta en varios motivos. Primero que nada estudios previos han demostrado que la variabilidad entre registros es prácticamente constante [62], En segundo lugar, el cálculo más preciso de la variabilidad entre registros no afectaría de forma significativa el cálculo de la razón media de colapso cuando se combinan varias fuentes de incertidumbre de colapso.

2.10.1. Cálculo de la capacidad media de colapso y el CMR

De entre todos los resultados obtenidos al calcular las curvas IDA, la metodología requiere únicamente de la identificación de la intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$. Una forma eficiente de conseguirlo consiste simplemente en escalar todos los acelerogramas escogidos con respecto al máximo terremoto considerado (MCE) cuyo valor se ha expresado como S_{MT}, iniciando desde allí los análisis, hasta que la mitad de los terremotos escalados produzcan el colapso.

La intensidad más baja en la que la mitad de los terremotos causa el colapso se considerará como la intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$. De acuerdo con esta selección del ajuste de la intensidad de los terremotos logrará reducirse razonablemente la cantidad de análisis dinámicos en comparación con los requeridos en un procedimiento estándar de IDA.

Seguidamente se calcula el valor de la intensidad del máximo terremoto considerado S_{MT} directamente del espectro de diseño y para un período fundamental T. La razón entre la intensidad media de colapso y la intensidad del máximo terremoto considerado proporciona el valor de la razón de margen de colapso:

$$RMC = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad \textbf{(2.12)}$$

2.10.2. Intensidad y escaldo de registros

En la metodología, las intensidades de los registros se definen en términos de la intensidad espectral media del grupo de terremotos de fuente lejana, en lugar de hacerlo con respecto a la intensidad espectral de cada registro individual. Esto conceptualmente significa que el conjunto de sismos de fuente lejana es representativo de un grupo de registros de un terremoto característico para el cual las intensidades espectrales de los registros individuales exhibirán dispersiones alrededor del valor medio. Por tanto, la capacidad media de colapso de la estructura es igual a la capacidad media del conjunto de sismos de fuente lejana en el punto para el cual la mitad de los registros causan el colapso del modelo de arquetipo índice.

2.10.3. Disipación de energía y amortiguamiento viscoso

La calibración de los arquetipos para los sismos aplicados, hace que el amortiguamiento estructural se modele directamente en el análisis mediante respuesta histerética de los miembros estructurales. Por tal motivo la consideración del amortiguamiento estructural deberá ser menor que en el caso del análisis lineal elástico.

Los valores típicos del amortiguamiento para el análisis dinámico no lineal se ubican entre el 2% y el 5% del amortiguamiento crítico.

2.10.4. Recomendaciones para el cálculo de la razón media de colapso mediante análisis dinámico tridimensional

Para análisis tridimensional se aplica el conjunto de registros en cada dirección de análisis. Estudios comparativos entre análisis 2D y 3D demuestra que estos últimos alcanzan el colapso con intensidades que son unos 20% menores que los alcanzados por modelos 2D, por tanto, utilizar el análisis 3D garantiza resultados más conservadores.

Por esta razón los resultados obtenidos para la razón de margen de colapso (RMC) se multiplicarán por un factor de 1,20. Este factor se aplicará de forma acoplada con el factor de forma espectral (FFE) que se aplica para para calcular la razón de margen de margen de colapso ajustada ($RMCA$) que forma parte de la evaluación de prestaciones de la estructura.

2.10.5. Documentación de los resultados del análisis

Los resultados del análisis no lineal sirven de base para la evaluación de las prestaciones. La documentación deberá realizarse conforme a las indicaciones siguientes:

- Descripción de los modelos de arquetipos, incluyendo las gráficas de los modelos mostrando los apoyos, las condiciones de carga y los tipos de miembros.
- Resumen de los parámetros de los modelos y de los datos experimentales que los sustentan, entre ellos la resistencias características, las relaciones esfuerzo-deformación, la resistencia de elementos y conexiones, las cargas gravitacionales, las masas y los amortiguamientos.
- Resumen de los criterios asumidos para modos de colapso no simulados (cuando aplique).
- Documentación general del programa de análisis empleado.

2.10.6. Datos del análisis no lineal estático

Para cada modelo de arquetipos se deberá proporcionar la siguiente información procedente del análisis no lineal estático y del análisis de auto-valores:

- Período fundamental de vibración T, período de vibración del modelo T_1 y el cortante en la base de diseño V.
- Distribución de cargas laterales aplicadas.
- Figura de la curva de capacidad ($V\ vs.\ \Delta$).
- Resistencia efectiva de plastificación ($\delta_{y,eff}$), el desplazamiento último δ_u y la ductilidad con base en el período μ_T.
- Las razones de las derivas de piso obtenidas para el cortante en la base de diseño V, para el máximo cortante V_{max} y para el valor de $0{,}8V_{max}$, utilizado para calibrar el sistema.

2.10.7. Datos del análisis no lineal dinámico

La siguiente información deberá ser reportada del análisis no lineal dinámico, para cada modelo de arquetipo índice:

- Máxima intensidad S_{MT} del máximo terremoto considerado y el período considerado para calcularlo.
- Intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ y la razón de margen de colapso (CMR).
- Datos usados para calcular la capacidad media de colapso, así como también los parámetros usados para determinar la condición de colapso (por ejemplo, máxima razón de derivas de piso para colapso simulado o criterio de estado límite para colapso no simulado). Se deben adjuntar notas gráficos o descripciones de los modos de falla gobernantes.
- Figuras con las cargas de histéresis representativas de los componentes estructurales seleccionados hasta alcanzar el punto de colapso.

2.11 Evaluación de las prestaciones

Este paso se lleva a cabo combinando los resultados del análisis estático y el dinámico no lineal. El primero permite determinar valores de la reserva de resistencia del sistema (Ω_0) mientras que la evaluación del factor de reducción de respuesta (R) se consigue de manera definitiva mediante análisis dinámico. Una vez determinado un valor aceptable de R, se determina el factor de amplificación de desplazamientos (C_d).

El valor de prueba del factor de reducción de respuesta se evalúa en términos de aceptabilidad del ratio de margen de colapso calculado, que es el ratio entre la intensidad del acelerograma que causa el colapso medio, y la intensidad normativa del máximo terremoto considerado. La aceptabilidad se mide comparando el ratio de margen de colapso, luego de algún ajuste con valores aceptables que dependen de la calidad de la información usada para definir el sistema, de la incertidumbre total del sistema y de los límites preestablecidos de probabilidad de colapso aceptable.

La evaluación se lleva acabo sobre la base de los resultados de los análisis no lineales a llevarse a cabo. El proceso en líneas generales requiere de:

- Juicio en la interpretación de los resultados
- Evaluación de la incertidumbre
- Redondeo de los valores para el diseño

2.11.1. Aproximación al proceso de evaluación

Los valores de la reserva de resistencia se obtienen de los análisis con empuje incremental (Análisis Pushover). La evaluación del valor de prueba del factor de reducción de respuesta *R* se logra mediante la combinación de los resultados del análisis estático y dinámico no lineal [65] [66] [67]. Finalmente, el factor de amplificación de desplazamientos se calcula partiendo de un valor aceptable de R, combinado con el factor de amortiguamiento efectivo del sistema.

Pasos de la evaluación

Paso 1. Obtener los valores calculados de la reserva de resistencia, de la ductilidad basada en el período y del ratio de margen de colapso para cada uno de los arquetipos.

Paso 2. Calcular el ratio de margen de colapso ajustado ($ACMR$) para cada arquetipo usando el factor de forma espectral SSF (que depende del periodo T y de la ductilidad basada en el periodo μ_T).

Paso 3. Calcular la incertidumbre total del sistema β_{TOT}, con base en la calidad de los requisitos del diseño y de los datos experimentales.

Paso 4. Determinar valores aceptables del ratio de margen de colapso ajustado $ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$ respectivamente, con base en la incertidumbre total de colapso del sistema.

Paso 5. Evaluar el ratio de margen de colapso ajustado $ACMR$ para cada arquetipo y para los valores promedios de cada grupo de prestaciones.

Paso 6. Evaluar la reserva de resistencia Ω_0.

Paso 7. Evaluar el factor de amplificación de desplazamientos C_d.

En la Figura 2.6 se puede apreciar el flujograma que resume los pasos anteriores.

Si en la evaluación de los valores de ACMR se obtienen resultados de prueba de las prestaciones sísmicas que resultasen inaceptables, el sistema estructural debería ser redefinido, deberían efectuarse nuevos análisis y conducirse un nuevo proceso de evaluación. Este no es el caso presente pues se está aplicando la Metodología para calibrar los valores normativos de diseño.

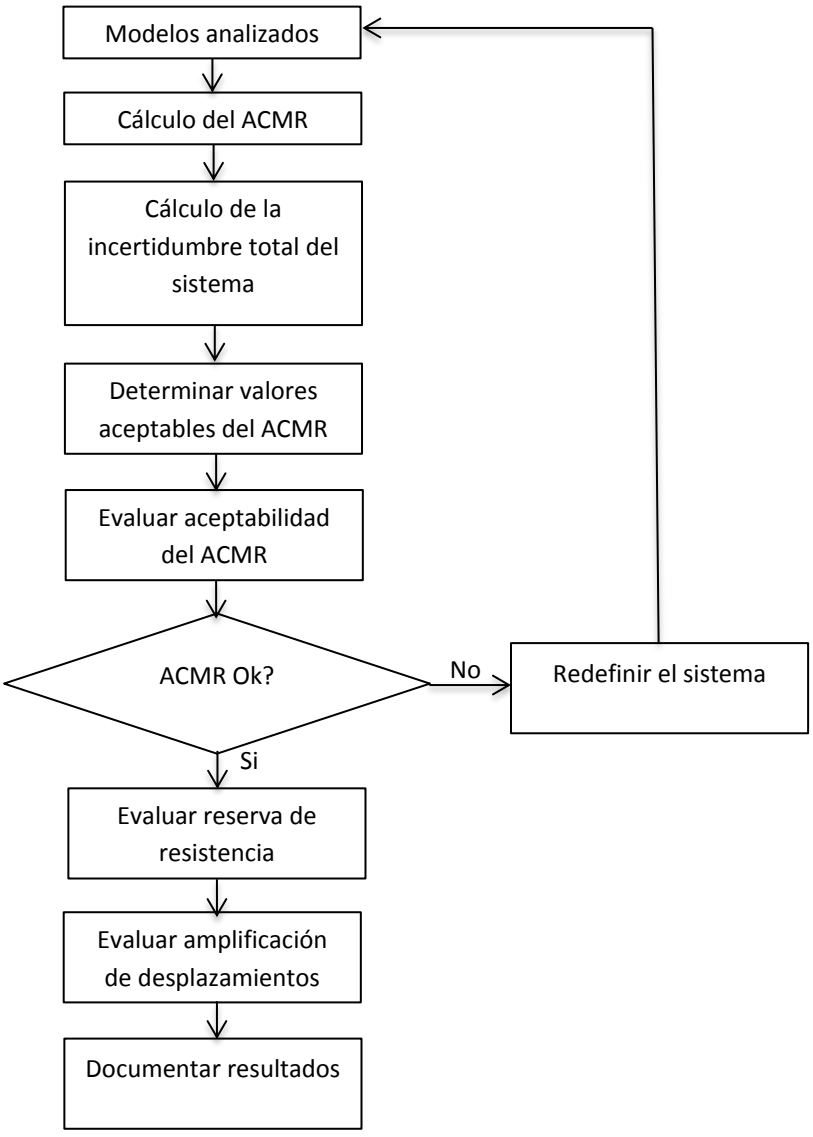


Figura 2.6 Flujograma con los pasos del proceso de evaluación de las prestaciones del sistema estructural

2.11.2. Criterios de evaluación de grupos de prestaciones

Las configuraciones de los arquetipos han sido ensambladas con el objetivo principal de recoger las mayores diferencias en configuración, fuerzas gravitatorias y sísmicas y los posibles periodos estructurales que se puedan presentar en la práctica. La categorización de las configuraciones de los arquetipos permite obtener valores estadísticos para la evaluación de propiedades mínimas y promedio de los factores de prestaciones sísmicas.

En general, los valores de prueba son evaluados para cada grupo de prestaciones. Los resultados para cada grupo son promediados para calcular el valor representativo de cada grupo, considerándosele como la primera base para juzgar la aceptabilidad de cada valor de prueba.

El valor de prueba del factor de reducción de respuesta R, deberá ser aceptable para cada grupo de prestaciones. La reserva de resistencia del sistema se basa en el mayor valor de la reserva de resistencia de todos los grupos de prestaciones considerados (se verá más adelante que esto está sujeto a ciertos límites). El factor de amplificación de desplazamientos se deriva del valor aceptable de R y de la consideración del factor de amortiguamiento efectivo del sistema.

Los resultados son evaluados con la finalidad de evaluar posibles casos atípicos (arquetipos individuales que se comportan de una forma inferior a la del promedio de los casos). Los casos atípicos pueden ser acomodados si se adoptan factores de diseño más conservadores, o se pueden eliminar del espacio de los arquetipos si se revisan los requisitos de diseño (por ejemplo, eliminando ciertas alturas de edificaciones para no alcanzar períodos que den resultados atípicos).

Inicialmente no se requiere que todos los arquetipos sean utilizados en la evaluación, siempre que se pueda demostrar que algunas combinaciones de diseño no son críticas y no controlan la evaluación de las prestaciones. Debe prestarse especial atención a aquellos casos no críticos, que deben ser removidos del grupo dominante en la determinación de las prestaciones.

2.11.3. Probabilidad aceptable de colapso

La premisa fundamental de la evaluación de las prestaciones es que se debe obtener una baja y razonable probabilidad de colapso como criterio de evaluación de la prestación de colapso para el sistema estructural.

En la metodología se sugiere que la probabilidad de colapso bajo el máximo terremoto considerado (MCE) se limite a 10%. Se requiere que cada grupo de prestaciones cumpla con este límite de probabilidad de colapso, en promedio y que además para arquetipos individuales se puede presentar una probabilidad mayor, hasta alcanzar un 20% (casos atípicos o especiales).

2.11.4. Ratio de margen de colapso ajustado

La capacidad de colapso y el cálculo del ratio de margen de colapso dependen del contenido frecuencial (forma espectral) del conjunto de los terremotos aplicados. Con el objeto de considerar la forma espectral, el ratio de margen de colapso CMR se modifica para obtener un ratio de margen de colapso ajustado $ACMR$, para cada arquetipo i, según:

$$ACMR_i = SSF_i \, CMR_i \tag{2.13}$$

Este ajuste es adicional al aplicado cuando se ha llevado a cabo análisis no lineal tri-dimensional. En la Tabla 2.2 se muestran los valores de los factores de forma espectral SSF.

2.11.5. Efecto de la forma espectral sobre el ratio de margen de colapso

La utilización de determinados acelerogramas al efectuar los análisis dinámicos no lineales, puede conducir a que de forma conjunta con el efecto de pérdida de rigidez del sistema estructural cuando este se comporta plásticamente. Todo esto hace que se reduzca la capacidad destructiva del terremoto aplicado, para lo cual se recomienda aplicar los factores de ajuste de la Tabla 2.2 (Tabla 7-1 a del FEMA P695) que se muestra a continuación.

Tabla 2.2 Factores de forma espectral SSF recomendados para estructuras emplazadas sobre suelos rígidos (Tabla 7-1a del FEMA P695)

	Ductilidad basada en el periodo							
Periodo T (s)	1.0	1.1	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	≥8.0
≤0.5	1.0	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.12	1.14
0.6	1.0	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16
0.7	1.0	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.15	1.18
0.8	1.0	1.03	1.06	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20
0.9	1.0	1.03	1.07	1.09	1.13	1.15	1.19	1.22
1.0	1.0	1.04	1.08	1.10	1.14	1.17	1.21	1.25
1.1	1.0	1.04	1.08	1.11	1.15	1.18	1.23	1.27
1.2	1.0	1.04	1.09	1.12	1.17	1.20	1.25	1.30
1.3	1.0	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.27	1.32
1.4	1.0	1.05	1.10	1.14	1.19	1.23	1.30	1.35
>1.5	1.0	1.05	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.37

Estos valores se han graficado de manera conjunta, para facilitar las labores necesarias de interpolación para los arquetipos estudiados, ver Figura 2.7.

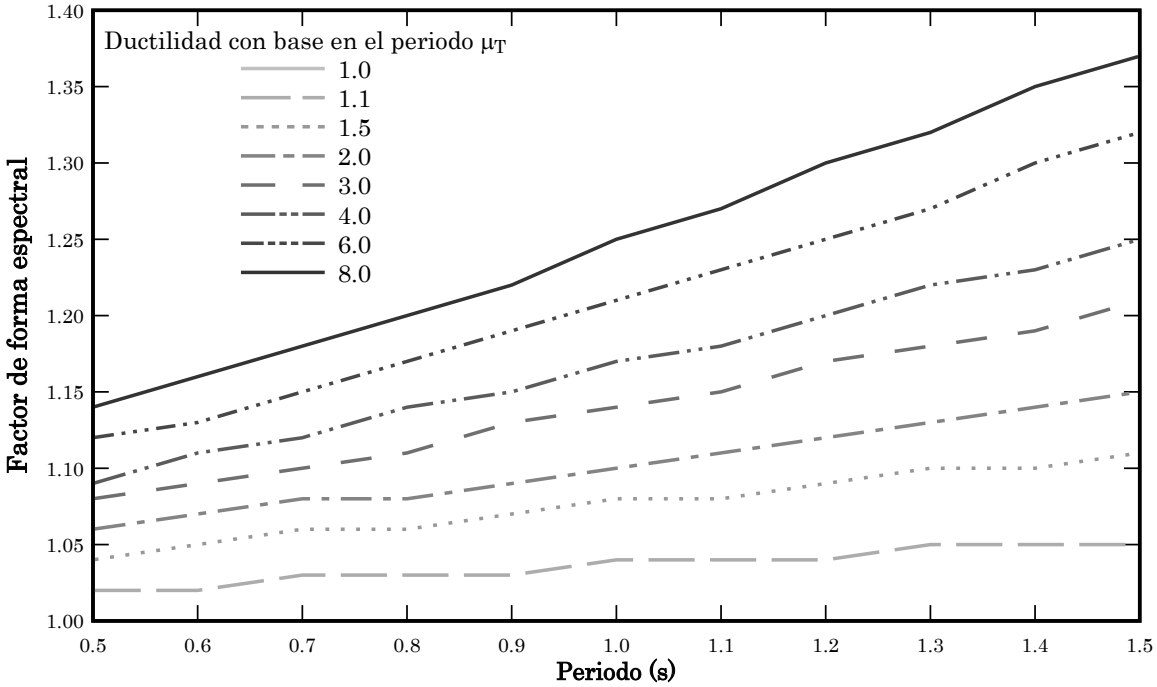


Figura 2.7 Factores de forma espectral graficados para facilitar la labor de interpolación

Esta tabla contiene los valores de los Factores de forma espectral (SSF) que dependen de la ductilidad con base en el periodo y del periodo estructural.

Como los factores de forma espectral son muy diferentes para las distintas categorías sísmicas, el grupo dominante para el ratio de margen de colapso ajustado ($ACMR$) no deberá ser el mismo que para el grupo dominante para el ratio de margen de colapso (CMR) antes del ajuste.

2.12 Incertidumbre total de colapso del sistema

Son varias las fuentes de incertidumbre que participan en la variabilidad de la capacidad de colapso. Grandes valores de variabilidad en la predicción del colapso global podrá necesitar de grandes márgenes de colapso con el objeto de limitar la probabilidad a un nivel aceptable para el máximo terremoto considerado (MCE).

2.12.1. Fuentes de la incertidumbre

Las siguientes son las fuentes de incertidumbre consideradas en el proceso de evaluación del colapso:

Incertidumbre entre registros aplicados (RTR)

Se considera que los valores de β_{RTR} en un rango que varía entre $0{,}35$ y $0{,}45$ son consistentes con diferentes tipos de edificaciones. Para terremotos de fuente lejana se aplica un valor fijo de $\beta_{RTR} = 0{,}40$. Este valor es aplicable a sistemas con grandes elongaciones del periodo.

Si la elongación no es muy grande o no existiese, se deberá utilizar:

$$0{,}20 \leq \beta_{RTR} = 0{,}1 + 0{,}1\ \mu_T \leq 0{,}40 \quad \textbf{(2.14)}$$

Incertidumbre por requisitos de diseño (DR)

Esta fuente de incertidumbre se relaciona con el grado de completitud y robustez de los requisitos de diseño, en la medida en que esta brinda seguridad frente a modos de falla inesperados.

Incertidumbre por datos experimentales (TD)

Esta incertidumbre de relaciona con la completitud y robustez de los datos experimentales usados para definir las características de los arquetipos que serán modelados. De alguna manera están asociados con la incertidumbre de algunos datos de los modelos.

Incertidumbre en el modelado (MDL)

Esta incertidumbre está relacionada con cuan bien los modelos de los arquetipos representan el rango completo de las características estructurales asociadas con los parámetros de diseño del espacio de diseño del sistema estructural objeto del estudio.

2.12.2. Combinación de las incertidumbres en la evaluación del colapso

La incertidumbre total se obtiene mediante la combinación de las incertidumbres anteriores. Finalmente, la fragilidad de colapso de cada arquetipo se define mediante una variable aleatoria S_{CT}, que se asume es igual al producto del valor medio de la intensidad de colapso del terremoto $\hat{S}_{CT}$, calculada mediante análisis dinámico no lineal y la variable aleatoria λ_{TOT}:

$$S_{CT} = \hat{S}_{CT}\ \lambda_{TOT} \quad \textbf{(2.15)}$$

Se asume que λ_{TOT} obedece a una distribución lognormal cuyo valor medio es la unidad y con una desviación estándar β_{TOT}. La variable aleatoria lognormal λ_{TOT} se define como el producto de cuatro variables aleatorias:

$$\lambda_{TOT} = \lambda_{TRT}\ \lambda_{DR}\ \lambda_{TD}\ \lambda_{MDL} \quad \textbf{(2.16)}$$

Se asume que λ_{TRT}, λ_{DR}, λ_{TD} y λ_{MDL} son independientes y lognormalmente distribuidas con valores medios iguales a la unidad, con valores de desviación estándar β_{TRT}, β_{DR}, β_{TD} y β_{MDL}, respectivamente. La desviación estándar del parámetro lognormal que cuantifica la incertidumbre total de colapso β_{TOT}, está dado por:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{{\beta_{TRT}}^2 + {\beta_{DR}}^2 + {\beta_{TD}}^2 + {\beta_{MDL}}^2} \quad \textbf{(2.17)}$$

Dónde:

β_{TOT}: Incertidumbre total del sistema (0,275-0,950)

β_{TRT}: Incertidumbre entre registros aplicados (0,20-0,40)

β_{DR}: Incertidumbre por los requisitos de diseño (0,10-0,50)

β_{TD}: Incertidumbre por los datos experimentales (0,10-0,50)

β_{MDL}: Incertidumbre en el modelado (0,10-0,50)

Como se verá más adelante, el criterio de aceptación se fundamentará en la incertidumbre total β_{TOT}.

2.12.3. Influencia de la incertidumbre sobre el margen de colapso

La incertidumbre influye sobre la forma de la curva de fragilidad de colapso obtenida del análisis incremental dinámico. En la Figura 2.8 se muestran las curvas de fragilidad de colapso para dos casos con dos noveles distintos de incertidumbre. La curva de líneas segmentadas corresponde a un valor de $\beta_{TRT} = 0{,}40$, mientras que la curva de línea continua tiene una $\beta_{TOT} = 0{,}65$. Como se desprende de la Figura, la incertidumbre adicional contribuye al "aplanamiento" de la curva.

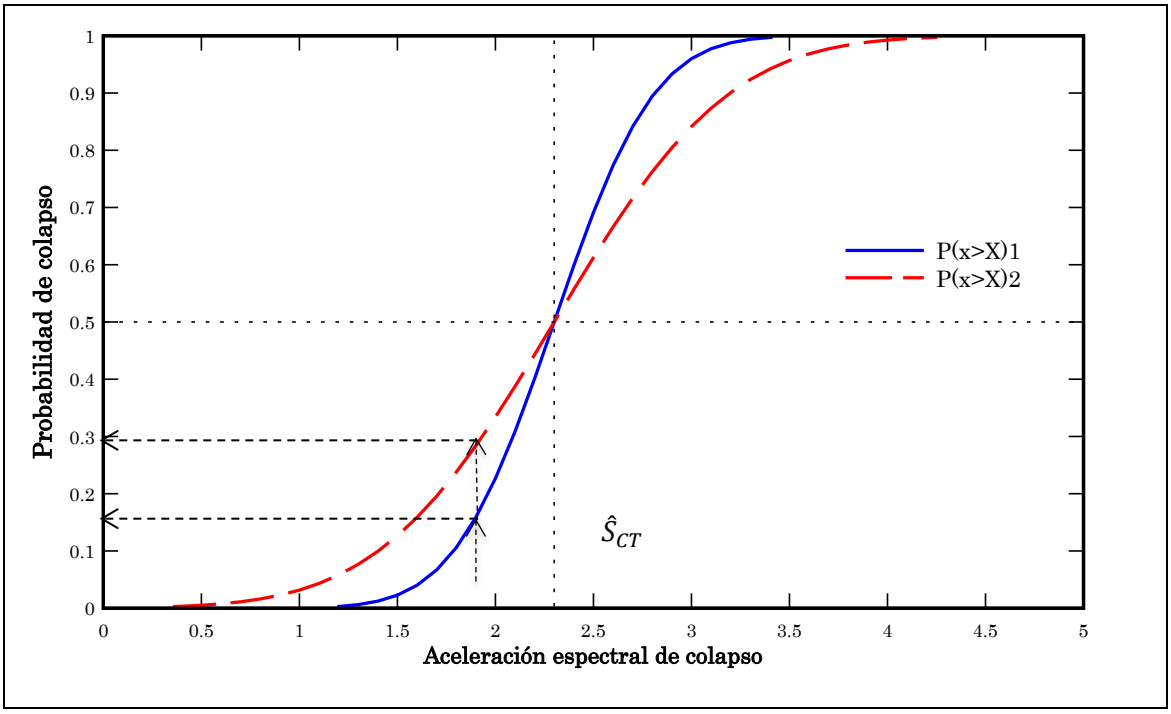


Figura 2.8 Curvas de fragilidad de colapso de sistemas con diferentes incertidumbres pero con la misma probabilidad de colapso

Esto incide en que para un valor fijo de la intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$, la incertidumbre adicional conduce a incremento de la probabilidad de colapso al evaluar para valores de la intensidad del terremoto máximo considerado (MCE). Cambios en la probabilidad de colapso a nivel del máximo terremoto considerado afecta al ratio de margen de colapso (CMR). En la Figura 2.9 se muestran curvas de fragilidad de colapso para de los hipotéticos sistemas sismo-resistentes, que disponen de distintas incertidumbres de colapso. En el ejemplo mostrado ambos sistemas han sido diseñados para el mismo coeficiente sísmico C_s y poseen la misma intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$. Sin embargo, el Sistema 1 tienen mayor incertidumbre, por tanto la curva de

fragilidad de colapso es más "aplanada". Para alcanzar la misma probabilidad de colapso del 10% para terremotos máximos considerados (MCE), se requiere de un margen de colapso más elevado, en comparación con el del Sistema 2 ($CMR_1 > CMR_2$). Todo esto trae como consecuencia que el Sistema 1 deberá ser diseñado con un factor de reducción de respuesta (R) menor que el del Sistema 2.

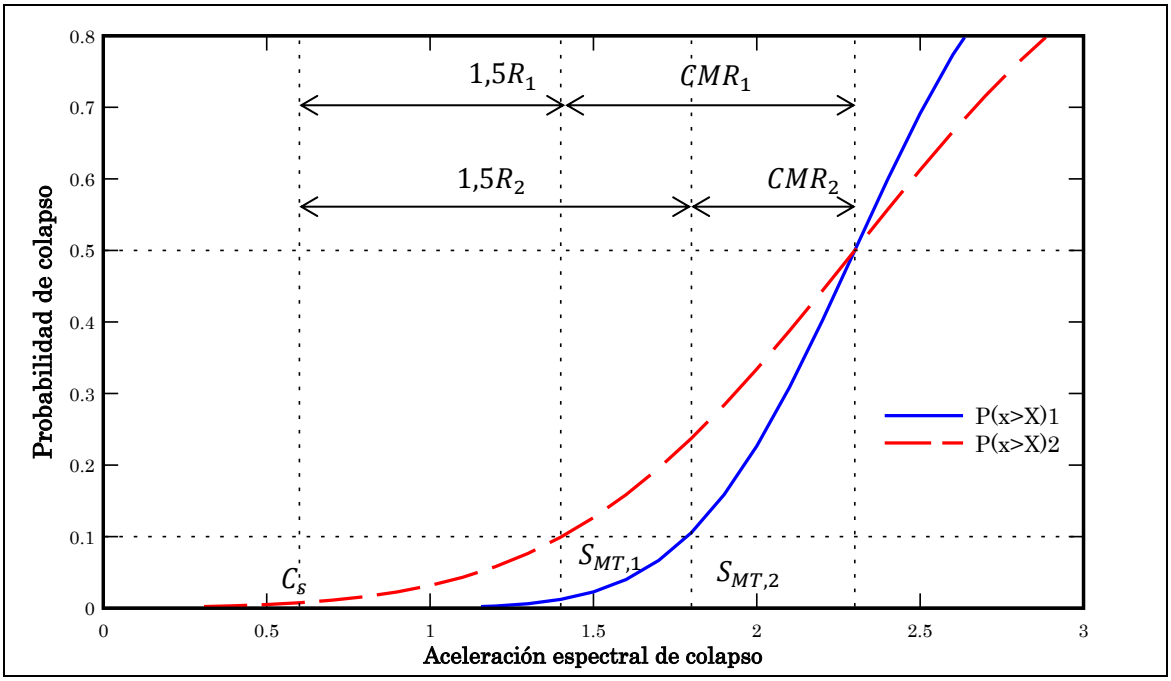


Figura 2.9 Curvas de fragilidad de colapso de sistemas con diferentes incertidumbres

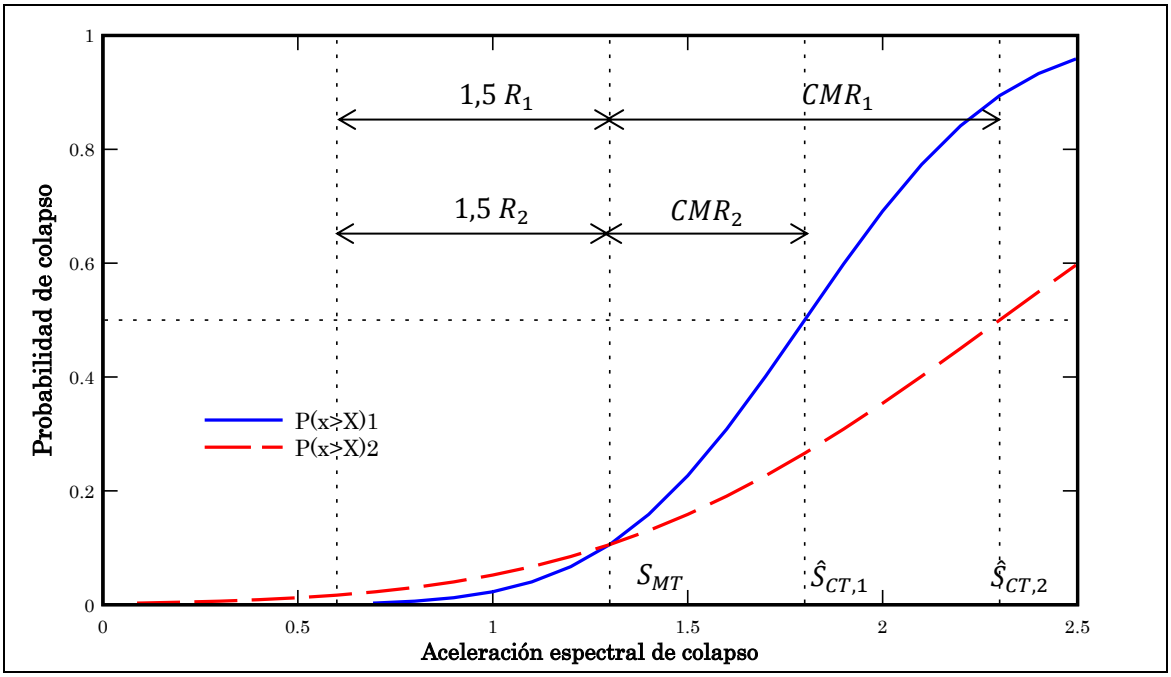


Figura 2.10 Curvas de fragilidad de colapso de sistemas con diferentes incertidumbres y CMR

Otro caso diferente se muestra en la Figura 2.10. Para dos sistemas estructurales con el mismo coeficiente sísmico (C_s) se han diseñado para el mismo factor de reducción de respuesta (R). La diferencia en cuanto a la incertidumbre requiere de diferentes niveles

de ratios de margen de colapso (RMC) para alcanzar la misma probabilidad de colapso. Con el objeto de aplicar el mismo factor de reducción de respuesta R, el Sistema 1 deberá tener un margen de colapso que el del Sistema 2 ($CMR_1 > CMR_2$).

2.13 Incertidumbre total de colapso del sistema

La incertidumbre total se calcula mediante la expresión que incluye todas las fuentes de incertidumbre estudiadas.

Los rangos de calidad para requisitos de diseño, datos experimentales y modelado no lineal se trasladan a valores cuantitativos con incertidumbre con base en la escala siguiente:

A) Superior $\beta = 0{,}10$

B) Bueno $\beta = 0{,}20$

C) Suficiente $\beta = 0{,}35$

D) Pobre $\beta = 0{,}50$

Al contabilizar todas las fuentes de incertidumbre se alcanzan valores extremos: $\beta_{TOT} = 0{,}275$ para los sistemas más confiables y $\beta_{TOT} = 0{,}950$ para los sistemas menos confiables. La Metodología simplifica el procedimiento suministrando unas Tablas de las que se desprenden los posibles valores para las combinaciones de incertidumbres.

Considerando que la calidad del modelado es buena, se pasa a usar los datos de la Tabla 7-2 b que se muestra a continuación. En la Tabla 2.3 se muestran los valores para el caso de estructura con un buen modelado y para ductilidad con base en la ductilidad alta (elongación del período).

Tabla 2.3 Valores de la incertidumbre total $\boldsymbol{\beta_{TOT}}$ para modelado bueno (B) y con ductilidad basada en el período alta ($\boldsymbol{\mu_T > 3}$)

	Calidad de los requisitos de diseño			
Datos experimentales	(A) Superior	(B) Bueno	(C) Justo	(D) Pobre
(A) Superior	0.475	0.500	0.575	0.675
(B) Bueno	0.500	0.525	0.600	0.700
(C) Justo	0.575	0.600	0.675	0.705
(D) Pobre	0.675	0.700	0.750	0.825

En algunos casos se tomará el valor de (siempre que $\mu_T > 3$). En caso contrario, se calculará $\beta_{TOT} = 0{,}7$ de acuerdo con la expresión correspondiente y se obtiene finalmente el valor de β_{TOT}.

2.13.1. Valores aceptables del ratio de margen de colapso

Los valores del ratio de margen de colapso se basan en la incertidumbre total del sistema β_{TOT}, y de los valores establecidos de probabilidades aceptables de colapso. En la Tabla 2.4 se muestran los valores aceptables del ratio de margen de colapso

$ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$ que se basan en la incertidumbre total de colapso y los valores aceptables de probabilidad de colapso de 10% y 20%, respectivamente. También, con fines de comparación, se muestran los valores para un rango entre el 5% y el 25% de probabilidad de colapso. Valores bajos de aceptación de probabilidad de colapso y altos niveles de incertidumbre de colapso conducen a altos valores de ratios ajustados de margen de colapso.

Tabla 2.4 Valores aceptables del ratio de margen de colapso

Incertidumbre total de colapso del sistema	Probabilidad de colapso				
	5%	10% ($ACMR_{10\%}$)	15%	20% ($ACMR_{20\%}$)	25%
0.275	1.57	1.42	1.33	1.26	1.20
0.3	1.64	1.47	1.36	1.29	1.22
0.325	1.71	1.52	1.4	1.31	1.25
0.35	1.78	1.57	1.44	1.34	1.27
0.375	1.85	1.62	1.48	1.37	1.29
0.4	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.45	2.1	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.5	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.55	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.6	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.625	2.8	2.23	1.91	1.69	1.52
0.65	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55
0.675	3.04	2.38	2.01	1.76	1.58
0.7	3.16	2.45	2.07	1.80	1.60
0.725	3.3	2.53	2.12	1.84	1.63
0.75	3.43	2.61	2.18	1.88	1.66
0.775	3.58	2.70	2.23	1.92	1.69
0.8	3.73	2.79	2.29	1.96	1.72
0.825	3.88	2.88	2.35	2.00	1.74
0.85	4.05	2.97	2.41	2.04	1.77
0.875	4.22	3.07	2.48	2.09	1.80
0.9	4.39	3.17	2.54	2.13	1.83
0.925	4.58	3.27	2.61	2.18	1.87
0.95	4.77	3.38	2.68	2.22	1.90

Para aplicar estos valores de manera eficiente a los arquetipos estudiados, se ha elaborado la Figura 2.11 que seguidamente se muestra.

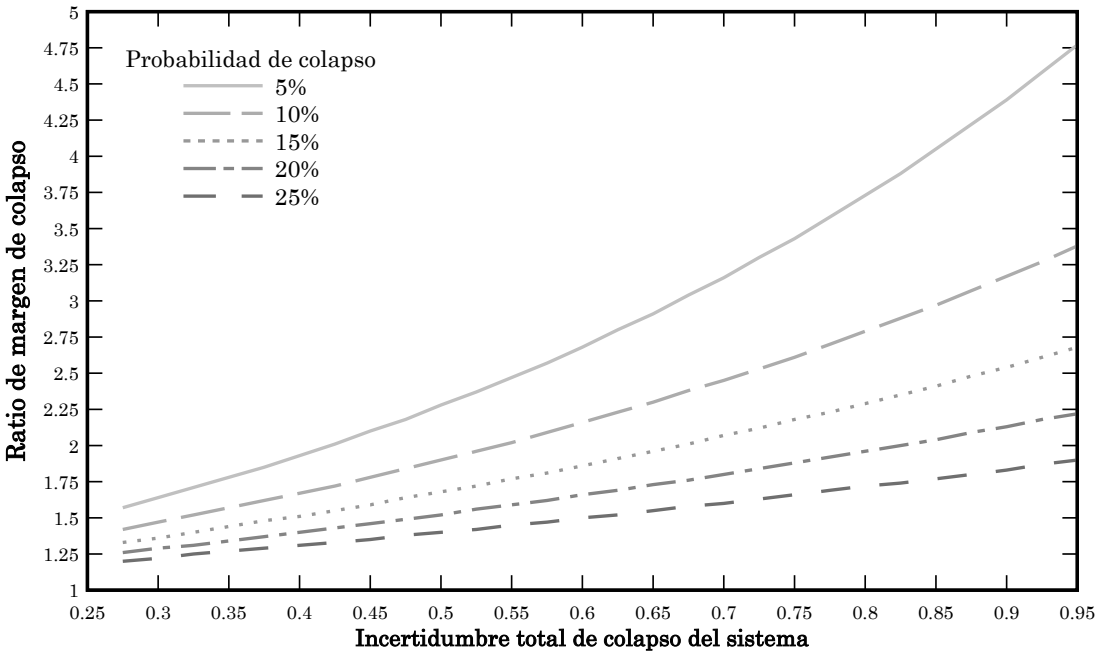


Figura 2.11 Ratio de margen de colapso para diferentes probabilidades de colapso

2.14 Evaluación del factor de reducción de respuesta *R*

Como ya es sabido, en la determinación de los arquetipos es necesario definir previamente un valor de prueba del factor de reducción de respuesta *R* para producir el diseño. Las prestaciones son aceptables si se cumple con los dos objetivos básicos de la prevención de colapso:

Objetivo 1. La probabilidad de colapso para el terremoto máximo considerado (MCE) es menos o igual al 10%, en promedio, para un grupo de prestaciones.

Objetivo 2. La probabilidad de colapso para el máximo terremoto considerado en menos o igual al 20%, para cada arquetipo dentro de un grupo de prestaciones específico.

Las prestaciones alcanzadas son aceptables cuando para cada grupo de prestaciones, los ratios de margen de colapso ajustados ($ACMR$) para cada arquetipo cumplen con los dos criterios siguientes:

Criterio 1. El valor promedio de ratio de margen de colapso ajustado de cada grupo de prestaciones excede el valor correspondiente de $ACMR_{10\%}$:

$$\overline{ACMR_i} \geq ACMR_{10\%} \quad \textbf{(2.18)}$$

Criterio 2. El valor promedio de ratio de margen de colapso ajustado de cada grupo de prestaciones excede el valor correspondiente de $ACMR_{20\%}$:

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad \textbf{(2.19)}$$

2.15 Evaluación del Factor de Reserva de Resistencia

Se deberá calcular el valor promedio de la reserva de resistencia de cada grupo de prestaciones sobre la base de los valores de la reserva de resistencia de cada arquetipo Ω. El valor del factor de reserva de resistencia a ser usado en el diseño no debería ser tomado como menor que el mayor valor promedio calculado para cada grupo de prestaciones. El factor de reserva de resistencia del Sistema Ω_0, debería ser incrementado de forma conservadora para tomar en cuenta la variación de la reserva de resistencia de arquetipos individuales, y deberían ser redondeados a valores múltiplos de 0,5 (por ejemplo: 1,0, 1,5, 2,0, etc.)

El factor de reserva de resistencia del Sistema Ω_0, no deberá exceder 1,5 veces el valor del factor de reducción R. Un límite práctico de es 3,0, que es consistente con el valor máximo especificado en el ASCE-SEI 7-05 para Sistemas estructurales aprobados [68] [69].

2.16 Evaluación del Factor de amplificación de desplazamientos

El factor de amplificación de desplazamientos se basa en el valor aceptable del Factor de Reducción R, reducido mediante el factor de amortiguamiento B_I, correspondiente al amortiguamiento inherente del sistema de interés:

$$C_d = \frac{R}{B_I} \qquad \textbf{(2.20)}$$

Dónde: C_d: Factor de amplificación de desplazamientos

B_I: Coeficiente numérico de la Tabla 18.6-1 del ASCE SEI 7-05 para amortiguamiento efectivo B_I y periodo T

β_I: Componente de amortiguamiento efectivo bajo la disipación de energía inherente

En general, el amortiguamiento inherente se asumirá igual al 5% del amortiguamiento crítico para el cual corresponde un coeficiente de amortiguamiento $B_I = 1$. Por tanto la mayoría de los sistemas poseen un valor de igual a R.

2.17 Diseño elástico de los arquetipos

Para definir el espacio de diseño de los arquetipos seleccionados, es imprescindible identificar aquellos parámetros que afectan de manera importante el desempeño de los sistemas resistentes a sismos. Seguidamente se muestran en la Tabla, los parámetros de diseño que se aplican a los arquetipos representativos de las estructuras metálicas sismo-resistentes que constituyen las edificaciones residenciales de Quito.

En la Tabla 2.5 se muestran las características que permiten definir el espacio de diseño de los arquetipos. Nótese que se han incluido todas aquellas características de la amenaza sísmica, así como el tipo de sobrecarga de explotación (carga viva) y directrices normativas que se aplicarán en el diseño.

Tabla 2.5 Características necesarias para la definición de la acción sísmica

Definición de la acción sísmica
Ubicación: Quito (aceleración básica de diseño=0,4g)
Suelo: duro (Suelo B)
Factor de reducción: R=6
Amortiguamiento: 5%
Diseño de la estructura
Dimensionado de la estructura: Con base en aceleraciones, con base en desplazamientos y con amplificación de desplazamientos
Proceso de diseño: de acuerdo con la NEC-2013 y el AISC-2010
Tipología estructural: Pórticos resistentes a momentos
Regularidad: Estructura regular en planta y elevación
Tipo de diafragma: Losas de entrepiso y techo actuando como diafragma rígido
Tipo de sistema de entrepiso: Losa unidireccional con chapa colaborante sobre correas metálicas
Tipo de perfiles empleados: laminados en caliente y soldados
Tipo de acero: A36
Tipo de conexiones: rígidas
Definición de la geometría
Alturas: 2, 4 y 6 niveles
Longitudes de vanos: 3 m y 6 m
Definición de las cargas gravitatorias
Sobrecargas de uso: residencia y azotea con acceso

Conforme con estas premisas adoptadas como los factores que más influyen sobre el comportamiento sismo-resistente de las estructuras a ser diseñadas para luego ser sometidas a la revisión aplicando la metodología, se han seleccionado los arquetipos que a continuación se muestran, Tabla 2.6:

Tabla 2.6 Tabla: Índice de configuraciones arquetípicas

N° de niveles	Diseño	Luces vanos(m)	Tipo de perfiles	N° de arquetipo
2	ba	3	pl	2131
			ps	2132
		6	pl	2161
			ps	2162
	bd	3	pl	2231
			ps	2232
		6	pl	2261
			ps	2262
	al	3	pl	2331
			ps	2332
		6	pl	2361
			ps	2362
4	ba	3	pl	4131
			ps	4132
		6	pl	4161
			ps	4162
	bd	3	pl	4231
			ps	4232
		6	pl	4261
			ps	4262
	al	3	pl	4331
			ps	4332
		6	pl	4361
			ps	4362
6	ba	3	pl	6131
			ps	6132
		6	pl	6161
			ps	6162
	bd	3	pl	6231
			ps	6232
		6	pl	6261
			ps	6262
	al	3	pl	6331
			ps	6332
		6	pl	6361
			ps	6362

De esta manera quedan definidos 36 arquetipos que representan el campo de diseño de las estructuras metálicas de Quito.

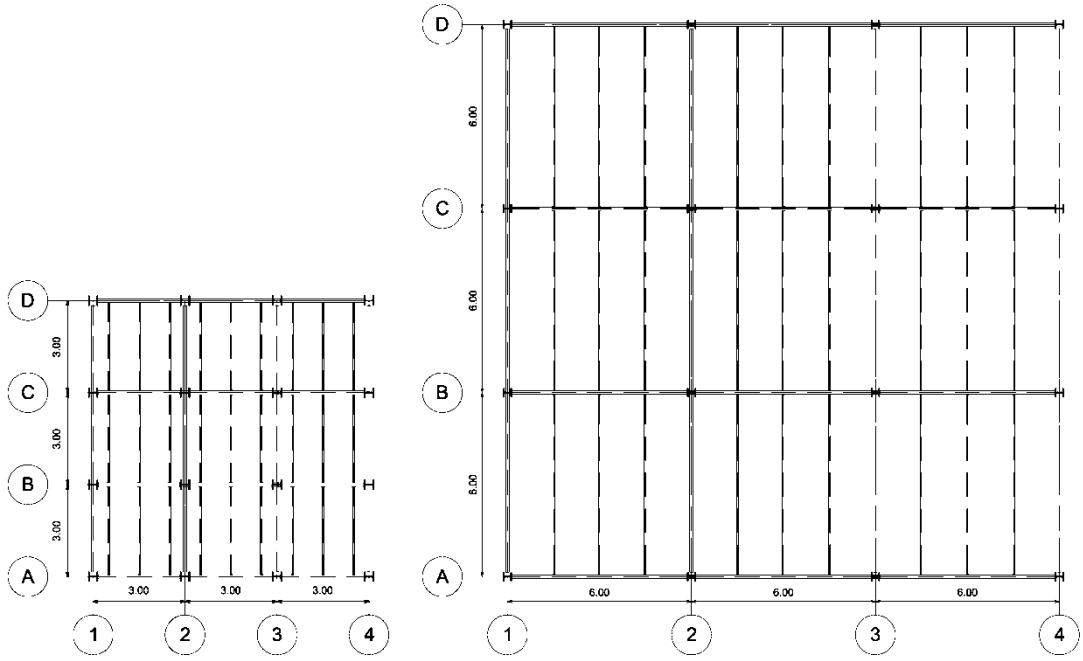


Figura 2.12 Vista en planta de las dos configuraciones estudiadas

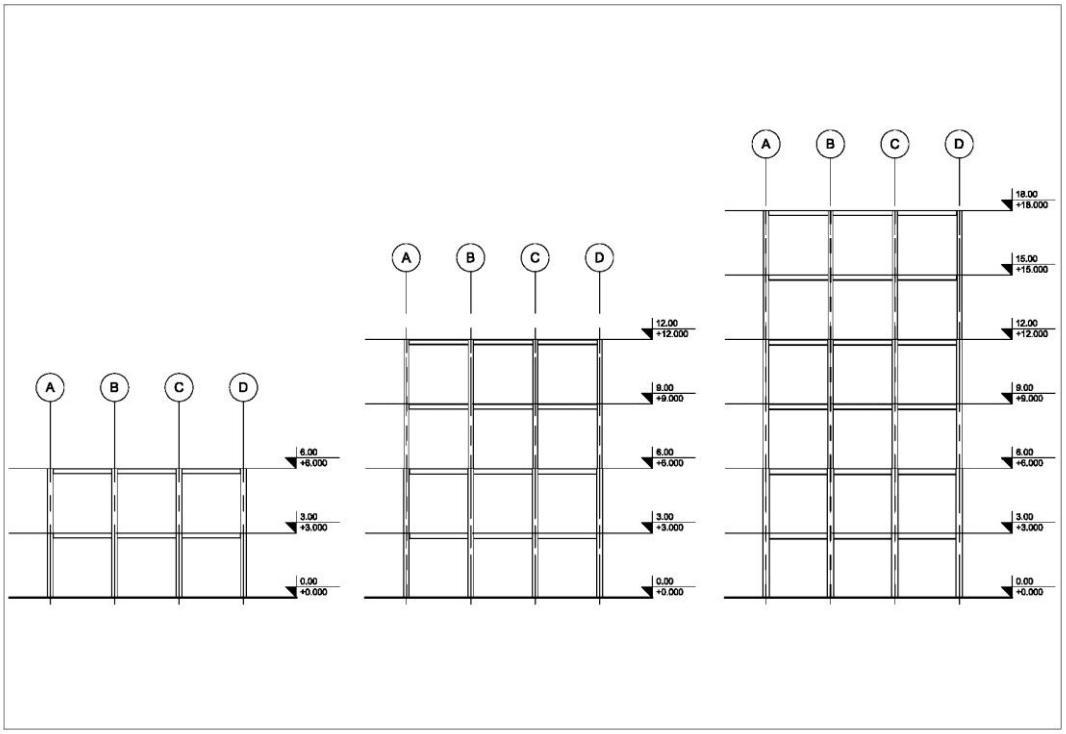


Figura 2.13 Vista en elevación de las tres configuraciones estudiadas

En la Figura 2.12 se muestra una vista de planta de las dos configuraciones empleadas en la presente investigación. Nótese que las longitudes de vano son de 3,00m y 6,00m

en las dos direcciones ortogonales. En la Figura 2.13 se muestran las vistas en alzado de los diferentes arquetipos. Se ha considerado alturas de edificios de 2, 4 y 6 niveles.

2.17.1. Determinación del período fundamental

Es importante determinar el período fundamental ya que este se aplicará de dos maneras en la metodología. Primero se le utiliza en la determinación de la aceleración básica de diseño durante la fase de análisis elástico. En segundo lugar se le aplica para definir la intensidad espectral del acelerograma para establecer el ratio del margen de colapso cuando se aplica el análisis dinámico no lineal. El período se calculará como:

$$T = C_u T_a = C_u C_t h_n^x \leq 0{,}25s \quad \textbf{(2.21)}$$

Siendo: h_n : Altura en metros del edificio

C_u: Coeficiente de la Tabla 12.8-1 del ASCE 7-05

x y C_t: Parámetros de la Tabla 12.8-2 del ASCE 7-05

Dada la gran dispersión de datos en la zona de los períodos bajos, los períodos bajos nunca serán menores que $0{,}25s$.

Con los datos correspondientes, se han calculado los períodos fundamentales de los arquetipos objeto de estudio. En la Tabla 2.7 se muestran los valores de los períodos fundamentales. Debe indicarse que en el procedimiento aplicado se establece el grupo de espectros definidos en el ASCE 7-05, sin embargo, se ha aplicado el espectro elástico de la ciudad de Quito, obteniendo la aceleración correspondiente a un período de 1s.

Los períodos calculados son muy importantes, puesto que no solo serán necesarios para la determinación de la acción sísmica, sino que también permitirán determinar el valor de la intensidad del máximo terremoto considerado (MCE) denominada S_{MT}, esencial a la hora de determinar las prestaciones de los arquetipos.

En la Figura 2.14 se puede apreciar la determinación de los valores de la intensidad del MCE para las tres alturas consideradas en el diseño de los arquetipos a ser estudiados. Nótese que por quedar los tres grupos de arquetipos incluidos dentro de la rama descendente del espectro elástico de diseño las diferencias de los valores del MCE son considerables. Por otro lado se ha conseguido mantener un caso prácticamente en el borde del rango de los períodos cortos (aceleraciones constantes) que corresponde al grupo de arquetipos de 2 niveles, mientras que los grupos de arquetipos de cuatro y seis niveles se encuentran dentro del rango de períodos largo.

Tabla 2.7 Resumen de los períodos calculados para los arquetipos considerados en la investigación

N° de Arquetipo	Altura (m)	T (s)
2131	6	0,42
2132		
2161		
2162		
2231		
2232		
2261		
2262		
2331		
2332		
2361		
2362		
4131	12	0,74
4132		
4161		
4162		
4231		
4232		
4261		
4262		
4331		
4332		
4361		
4362		
6131	18	1,02
6132		
6161		
6162		
6231		
6232		
6261		
6262		
6331		
6332		
6361		
6362		

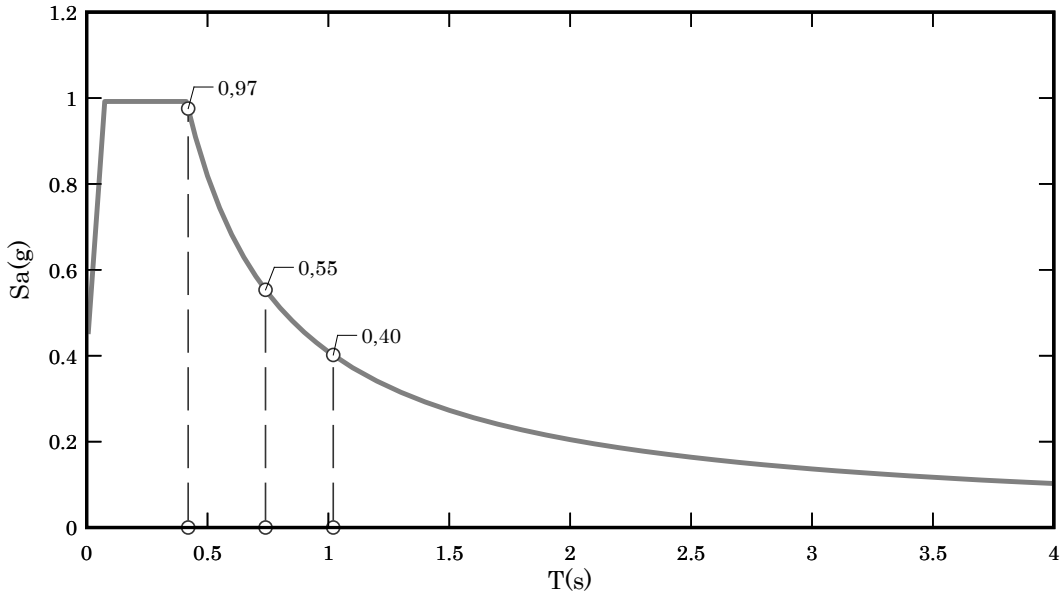


Figura 2.14 Determinación de los valores del MCE con el espectro elástico de Quito para un suelo tipo B

En la Tabla 2.8 se resumen los valores de la intensidad aplicados a cada uno de los grupos de arquetipos considerados.

Tabla 2.8 Resumen de los valores de la intensidad de los grupos de arquetipos estudiados

Grupo de arquetipos	$\boldsymbol{Intensidad\ (g)}$
2xxx	0,97
4xxx	0,55
6xxx	0,40

Sin embargo, la Metodología contempla el siguiente grupo de valores para la intensidad, conforme a los valores del periodo estructural calculado conforme a la sección anterior. De esta forma se aplicará:

Para $T \leq T_s$ **(2.22)**

$$S_{MT} = S_{MS}$$

Para $T > T_s$

$$S_{MT} = \frac{S_{M1}}{T}$$

2.17.2. Resultados del diseño de los arquetipos

En el diseño de los arquetipos se han contemplado tres procedimientos de diseño. Dos procedimientos son normativos y provienen directamente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y otro es un procedimiento alternativo, con base en la determinación de las derivas de entrepiso usando métodos energéticos.

El procedimiento se desarrolla como sigue:

- Generación del modelo matemático de la estructura
- Definición de los materiales a emplear
- Definición de las cargas de gravedad
- Dimensionado de los miembros mediante cargas de gravedad
- Transformación de las cargas de gravedad en masas sísmicas
- Incorporación de la acción sísmica mediante el espectro inelástico de diseño
- Definición de familias de miembros
- Optimización del diseño de familias
- Determinación de los desplazamientos elásticos
- Cálculo de las derivas inelásticas
- Validación del diseño

Diseño por desplazamientos

En la Figura 2.15 se muestran los resultados de los cortantes en la base calculados al aplicar el método de diseño con base en desplazamientos prescrito en la NEC, pero con el espectro en desplazamientos obtenido a partir del espectro elástico de diseño en aceleraciones.

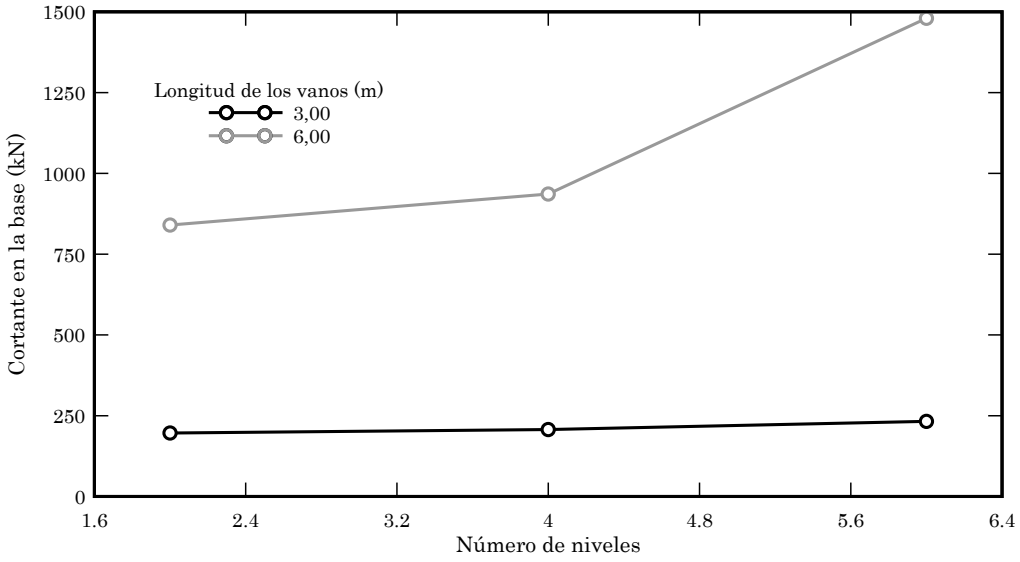


Figura 2.15 Valores de los cortantes en la base determinados para los arquetipos usando el método de los desplazamientos

Nótese que existe una gran diferencia de los valores del cortante en función de la longitud de los vanos que conforman los pórticos. Por otro lado es evidente que a medida que se incrementa el número de niveles de los pórticos, las fuerzas cortantes en la base también crecen, sin embargo este crecimiento en los edificios con vanos de tres

metros es muy suave, mientras que en el caso de los edificios con vanos de seis metros el crecimiento es más pronunciado.

Estos valores de los cortantes en la base en gran medida se asemejan a los valores de los pesos sísmicos resultantes por el diseño con base en la NEC mediante aceleraciones, que se pueden apreciar en la Figura 2.16

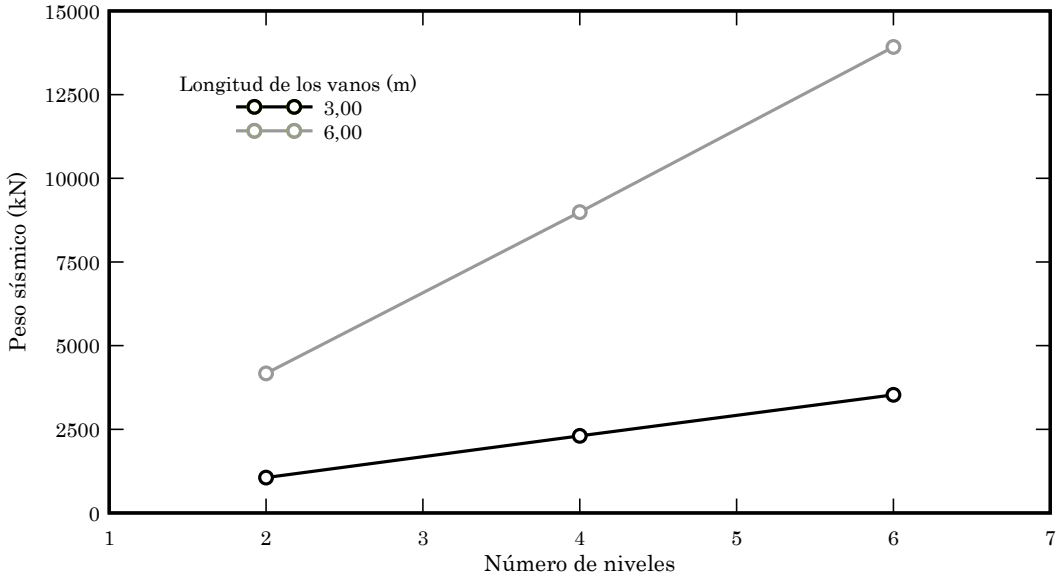


Figura 2.16 Valores de los cortantes en la base determinados para los arquetipos usando el método de los desplazamientos

Al calcular la relación de los cortantes obtenidos por el método de desplazamientos y los valores de los pesos sísmicos, se obtienen los valores que se muestran en la Figura 2.17.

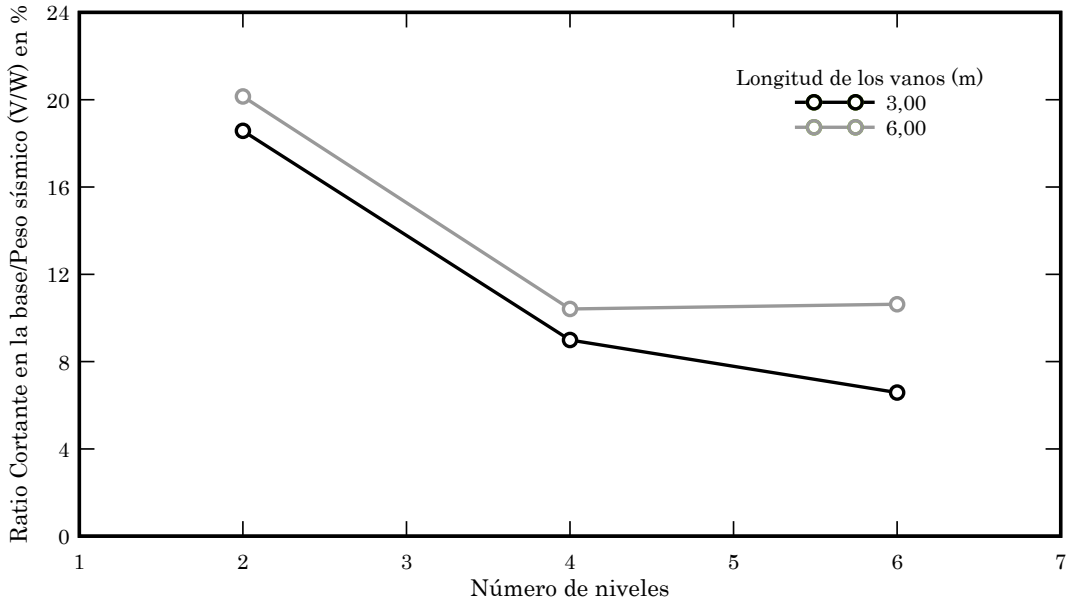


Figura 2.17 Ratio de cortantes de los arquetipos obtenidos usando el método de los desplazamientos

Nótese de la Figura 2.17 que el ratio del cortante en la base entre el peso sísmico de las estructuras ronda valores al 20% en el caso de los edificios bajos, mientras que en el caso de los edificios intermedios el valor se reduce por debajo del 10%. Estos valores corresponden a ratios típicos del diseño sísmico de esta clase de edificios.

2.18 Registros para el análisis dinámico

El análisis incremental dinámico requiere de la utilización de un conjunto de registros acelerográficos para aplicar a los modelos de los arquetipos estudiados. El proceso de selección ha contemplado en primer lugar una revisión de la bibliografía existente, para conocer el manejo de estudios similares o equivalentes en la región, de allí se encontró que en Ecuador es muy escasa la información relativa a registros de terremotos fuertes (Aguiar 2012), por lo que se han empleado registros de terremotos fuertes ocurridos en Chile y Perú, que tienen como característica relevante no solo la proximidad geográfica, sino también fuentes sismogénicas similares.

El segundo paso consistió en una búsqueda exhaustiva de los registros de la región en las bases de datos que manejan este tipo de información. De esta manera se consultaron las siguientes bases de datos:

- Base de datos COSMOS
- Base de datos de la USGS
- Base de datos del CESMD

Una vez realizada la selección de registros, se procedió con la lectura de los datos, la corrección de los registros, la adaptación al espectro elástico de diseño de la zona en estudio y finalmente al recorte de la duración sobre la base de la utilización del criterio de intensidad de Arias.

2.18.1. Registros seleccionados

Dentro del grupo de registros seleccionados deberá resaltarse un grupo de acelerogramas procedentes de terremotos fuertes ocurridos en Sudamérica, con características de fuentes muy similares a las existentes en Ecuador. También se ha querido tomar en consideración un grupo de sismos que han sido especialmente dañinos, de reciente ocurrencia alrededor del mundo. Como ya se ha indicado, los registros de sismos se tomarán en sus dos componentes horizontales, no se considerará la componente vertical, porque se tienen asumido que la misma no conduce al colapso de las estructuras, que es el fin último del análisis no lineal dinámico.

Según [70] [71] conformar un grupo aceptable de registros para el estudio no es tarea sencilla, dada la escasa información por un lado y a el tipo de fuente disponible por el otro. Manteniendo esta idea, se ha procurado trabajar con un grupo de registros caracterizado por su capacidad destructiva.

Seguidamente se muestra un resumen sintético de cada uno de los terremotos que han dado origen a los registros considerados.

Terremoto del Algarrobo, Chile (3 de Marzo de 1985)

Este terremoto ocurrió al sur oeste de la ciudad de Valparaíso, cerca de la playa del Algarrobo, ver Figura 2.18. Se calculó una Mw de 8,0.

Figura 2.18 Localización del epicentro del terremoto del Algarrobo

Dentro de los efectos registrados se tiene un número de 177 fallecidos y 2575 heridos con una pérdida de 142.489 viviendas, lo que trajo como consecuencia que más de 1.000.000 de personas perdieran sus hogares. Otros daños importantes consistieron en deslizamientos, ruptura de vías carreteras y la caída de varios puentes, así como el daño de líneas de servicios que causó la interrupción de servicios básicos a la población.

De este terremoto se han considerado tres registros, el primero de la estación Llaillai y el segundo en la estación El Almendral (Valparaíso).

Terremoto del Perú, Perú (17 de octubre de 1966).

Este terremoto fue registrado frente a las costas del Perú, cerca de Huancho, con una magnitud Mw de 8,1. Véase la Figura 2.19.

Se reportaron más de 100 fallecidos, con los mayores daños registrados en edificios de baja altura. Otros daños reportados consistieron en la ruptura de la carretera panamericana, un importante tsunami que llegó hasta el Callao, Chimbote y San Juan.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones de Lima y La Molina.

Figura 2.19 Terremoto de Perú

Terremoto de Áncash, Perú (31 de mayo de 1970)

Este terremoto tuvo una Mw calculada de 7,9. Afectó la sierra y costa del Departamento de Áncash, ver Figura 2.20.

Figura 2.20 Ubicación del epicentro del terremoto de Áncash

Se le reconoce como el terremoto más destructivo de la historia moderna del Perú. Se registró una cantidad de 80.000 fallecidos, 20.000 desaparecidos y aproximadamente 150.000 heridos. El terremoto produjo un deslizamiento de tierra que sepultó a la ciudad de Yungay. El número de afectados por efecto de la destrucción de viviendas alcanzó la impresionante cifra de 3.000.000 de personas. Dentro de los daños a la infraestructura se cuentan los que afectaron a carreteras, presas hidroeléctricas y vías de ferrocarril.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones de Arequipa y del Instituto geológico nacional.

Terremoto de Sumatra, Indonesia (14 de Septiembre de 2007)

Este terremoto afectó la costa sudoeste de Sumatra, con una Mw de 8,4, ver Figura 2.21. Se caracterizó por la gran cantidad de réplicas y de sismos precursores.

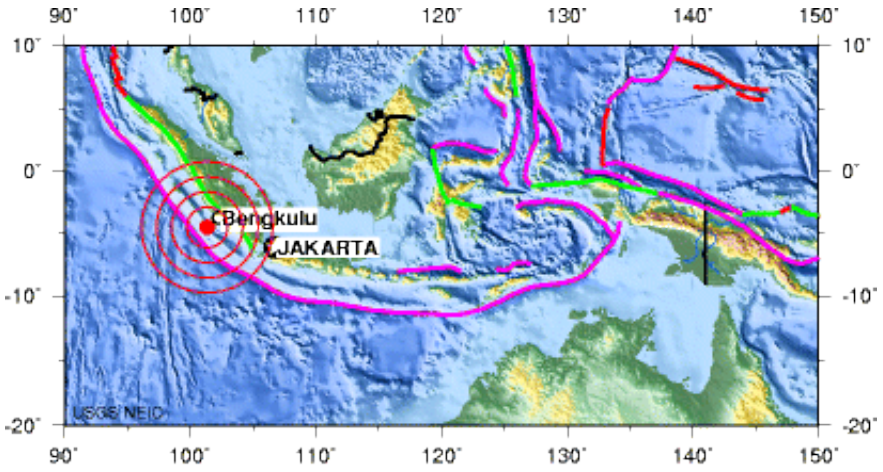


Figura 2.21 Ubicación del epicentro del terremoto de Sumatra

Según reportes de las autoridades locales, se produjo cerca de una veintena de fallecidos y cerca de 100 heridos. Afortunadamente el número de pérdidas fue bajo en comparación con el poder destructivo del terremoto. Ha quedado registrado como uno de los cuatro terremotos de magnitud mayor que 7,9 que afectó esta zona del sudeste asiático.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estación de la Isla de Sikuai.

Terremoto de Tohoku, Japón (11 de marzo de 2011)

Este evento que tuvo lugar frente a la costa este del Japón, cercano a la región de Tohoku, tuvo una Mw de 9,0, obsérvese la Figura 2.22. Entre las características de su acción se encuentra la de haber producido un tsunami con olas de más de 40m. Se encuentra entre los cinco terremotos más potentes que se han registrado hasta la fecha y el más fuerte que ha afectado al Japón.

Se tiene el registro de casi 16.000 fallecidos y cerca de 4.000 desaparecidos. Se estima que el número de heridos casi llega a 6.000. El efecto combinado del terremoto y el consecuente tsunami, produjo el daño a cerca de 200.000 edificaciones.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones de Fukushima y Yamamoto.

Figura 2.22 Ubicación del epicentro del terremoto de Tohoku

Terremoto del Este de Turquía (23 de octubre de 2011)

Ese terremoto de *Mw* 7,9 tuvo su epicentro en la localidad de Van ubicada en el este de Turquía, Figura 2.23.

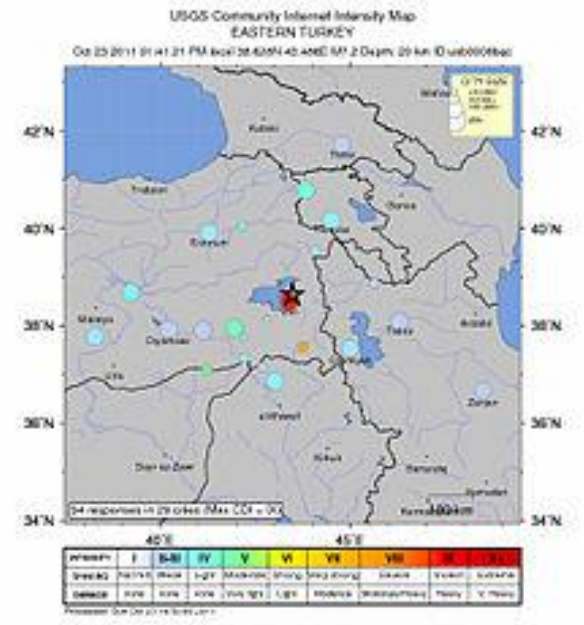


Figura 2.23 Ubicación del epicentro del terremoto del Este de Turquía

Las autoridades turcas reportaron un número de 138 fallecidos, más de 500 desaparecidos y 350 heridos. Las pérdidas materiales incluyeron más de 500 edificaciones. De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones Van Muradiye y Bitlis Merkez.

Terremoto de Maule, Chile (25 de Febrero de 2010)

Este terremoto de Mw 8,8 ha sido registrado como el segundo más fuerte de Chile y el sexto de toda la tierra. Se caracterizó por haber ocurrido frente a las costas del Mar Chileno, causando un fuerte tsunami que afectó una gran parte del litoral, ver Figura 2.24. También fue notable la gran cantidad de réplicas fuertes que se produjeron.

Figura 2.24 Ubicación del epicentro del terremoto de Chile

Las pérdidas humanas registradas alcanzaron los 525 fallecidos y 23 desaparecidos. Es notable el hecho que una gran cantidad de fallecidos sino del tsunami posterior. El número de viviendas destruidas completamente fue de 500.000 mientras que el número de viviendas afectadas en alguna medida alcanzo también las 500.000.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones Concepción san Pedro y Valparaiso UFTSM.

Terremoto de Northridge, Estados Unidos (17 de enero de 1994)

Este terremoto ocurrió cerca de la ciudad de Los Ángeles, teniendo una Mw de 6,7. Tuvo una de las aceleraciones instrumentales más altas registradas en zonas urbanas en Norteamérica. La ubicación puede apreciarse en la Figura 2.25.

Su efecto causó 72 fallecidos y alrededor de 12.000 heridos. Las pérdidas materiales fueron cuantiosas, dando origen a la revisión de sistemas constructivos que fallaron por la acción del terremoto.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones Carbon Canyon Dam y Los Angeles Griffith Observatory

Figura 2.25 Ubicación del epicentro del terremoto de Northridge

Terremoto de Kobe, Japón (17 de enero de 1995)

También conocido como el gran terremoto de Hanshin, tuvo una Mw de 7,3. El epicentro se ubicó en el sur de la Prefectura de Hyogo, en una zona altamente poblada, ver Figura 2.26. Como característica se puede indicar que no presentó ningún tipo de sismo precursor.

Figura 2.26 Ubicación del epicentro del terremoto de Kobe

Causó un número de 6.434 personas fallecidas e innumerables heridos. Dentro de los daños se pueden cuantificar pérdidas materiales enormes, al igual que un número grande de edificaciones afectadas.

De este terremoto de han seleccionado los registros de las estaciones Nishi Akashi y Takatori. Esto proporciona un número total de 31 registros a ser utilizados en el análisis incremental dinámico, que se resumen en la Tabla 2.9.

2.1.1. Lectura de los registros

En primer lugar, es necesario contar con una rutina que facilite la lectura de los acelerogramas registrados en estaciones sismológicas y disponibles en la Internet. Es de hacer notar que la gran mayoría de los registros se encuentran organizados en archivos cuyos formatos difieren unos de otros, presentando la dificultad añadida que contienen una gran cantidad de puntos, como es típico en estos casos, que deben ser manejados de manera adecuada. Adicionalmente los registros presentan los puntos de aceleración, pero no los correspondientes valores de los tiempos.

Tabla 2.9 Acelerogramas considerados en la investigación

Terremoto	Estación	Componente
Algarrobo (Chile)	Llaillai	280
		40
	Hualane	E-O
		N-S
Del Perú (Perú)	Lima	N
		S
Áncash(Perú)	Arequipa, Instituto Geofísico	L
		T
Northridge(EEUU)	Carbon Canyon Dam	131
		041
	Los Angeles Griffith Observatory	360
		270
Kobe (Japón)	Nishi Akashi	000
		090
	Takatori	000
		090
Sumatra (Indonesia)	Sikuai Island	090
		360
Tohoku (Japón)	Fukushima	e-w
		n-s
	Yamamoto	e-w
		n-s
Maule (Chile)	Concepción San Pedro	97
		7
	Cerro Santa Lucía	90
		360
Este de Turquía (Turquía)	Van Muradiye	N
		S
	Bitlis Merkez	N-S
		E-W
Ecuador	Quito	N-S

Para lograr solucionar este problema, se ha preparado una rutina en Matlab que permite realizar la lectura de los registros aunque estos se encuentren en distintos formatos. Dicha rutina se ha denominado registro.m y se presenta adjunta en los anexos de esta publicación, incluidas las functions auxiliares.

Una vez realizada la lectura de los registros, se produce una matriz de datos que contiene como información el número de puntos del registro, así como dos columnas: la primera que contiene el tiempo expresado en segundos y la segunda que contiene las aceleraciones registradas, expresadas en fracción de la gravedad. Esta información es almacenada en archivos con extensión.dat, que permitirá luego que los registros sean leídos y procesados para su corrección, adaptación y reducción en la duración que más adelante se expone.

2.1.2. Corrección de los registros

Los registros de un terremoto contienen la señal generada por este último además de señales ambientales y antrópicas que no se deben introducir en el análisis de las estructuras. Por este motivo es necesario realizar la corrección de la línea base y aplicar filtros para limpiarlos. Eta tarea se ha realizado utilizando el programa Seismo-Signal.

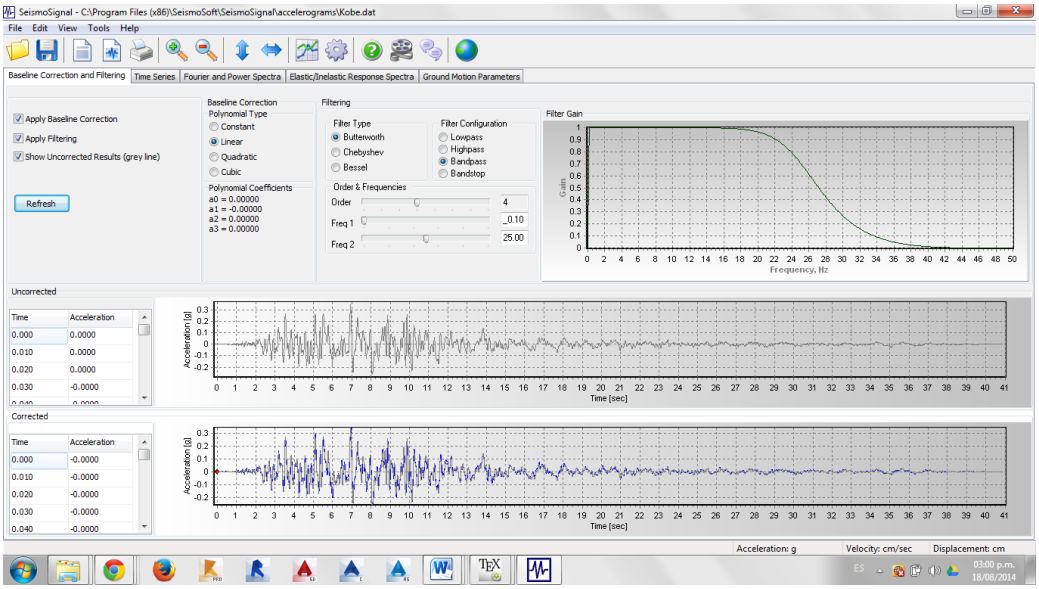


Figura 2.27 Corrección de la señal mediante la corrección de línea base y aplicación de un filtro tipo Butterworth

En la Figura 2.27 se muestra el entorno de trabajo con el programa Seismo-Signal. Los datos de entrada son el registro no corregido con el correspondiente paso del tiempo, el cual debe ser uniforme. La corrección de línea base se ha logrado aplicando una corrección polinómica lineal, mientras que se ha aplicado un filtro tipo Butterworth. Una vez corregido el acelerograma, se grafican los resultados de la señal corregida y la señal original no corregida. El programa dispone de un módulo que permite calcular el espectro de respuesta elástico e inelástico, para un valor específico del amortiguamiento. En la Figura 2.28 puede apreciarse el espectro de respuesta obtenido de las señales mostradas en la figura anterior.

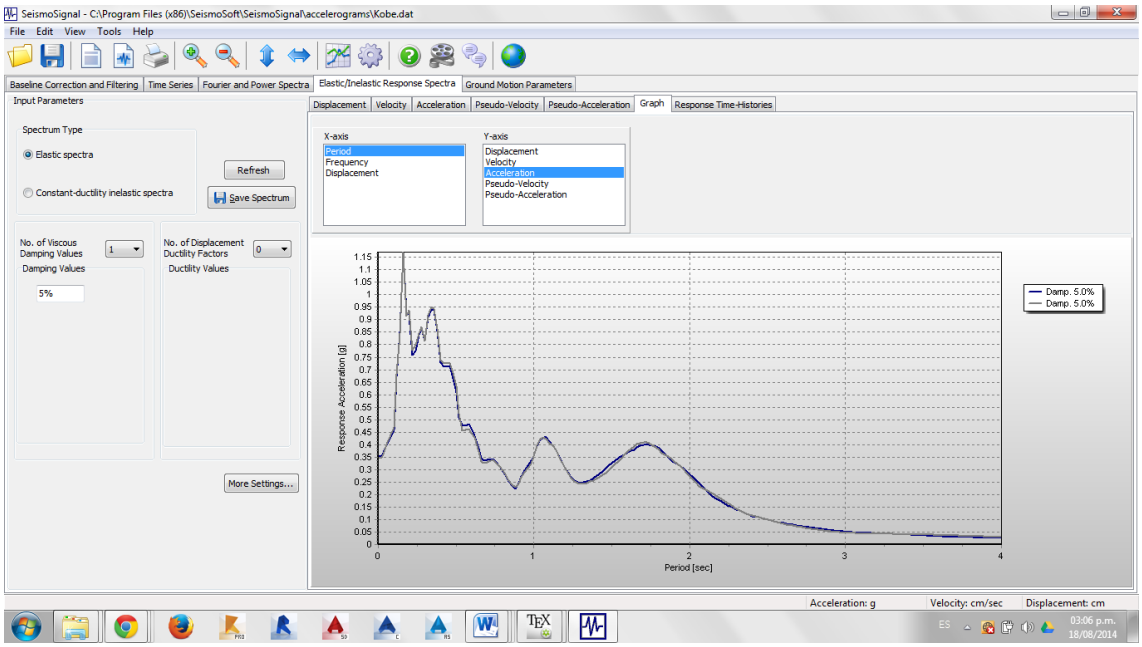


Figura 2.28 Espectros de respuesta de la señal original (línea de color gris) y de la señal corregida (línea de color azul)

2.1.3. Adecuación al espectro de Quito

Los registros corregidos son posteriormente adaptados al espectro elástico de diseño de Quito. Para esto se toma la señal corregida y se guarda en un archivo.dat, el cual se abre desde el programa Seismo-Match [61]. Se debe definir el espectro elástico de quito, el cual se ha calculado y guardado en un archivo.dat también. Se da inicio a los cálculos y se produce el ajuste del acelerograma hasta que se alcanza un valor predeterminado de tolerancia.

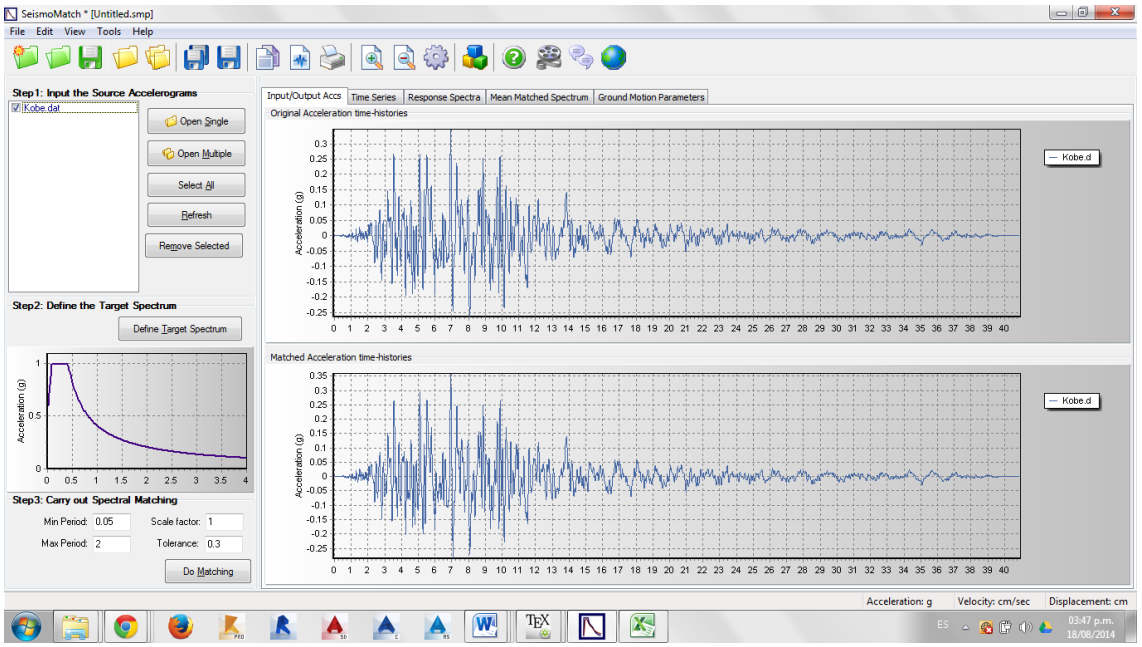


Figura 2.29 Señal original (arriba) y señal adaptada (abajo) al espectro de diseño de la ciudad de Quito (a la izquierda)

En la Figura 2.29 se aprecia la señal original conjuntamente con la señal modificada que produce la adaptación al espectro elástico de diseño de Quito. Debe observarse que la adaptación se logra no solo mediante el escalamiento de las amplitudes de la señal, sino que también se introducen y/o eliminan frecuencias que hacen incompatible el espectro de diseño con el espectro de respuesta.

En la Figura 2.30 puede apreciarse el espectro elástico de diseño con el espectro adaptado. Este procedimiento se repite con todos los registros corregidos que se han de aplicar a los modelos de los arquetipos.

2.1.1. Recorte de la duración de los registros

Una vez adecuada la señal las mismas son recortadas con la finalidad de reducir la duración de los análisis incrementales dinámicos. Debe recordarse que estos últimos se han de efectuar sobre los arquetipos diseñados en ambas direcciones, lo cual genera una cantidad importante de análisis, a lo que debe añadirse la naturaleza propia del análisis, que implica varios incrementos de la señal hasta que se alcanza el punto de colapso de la estructura.

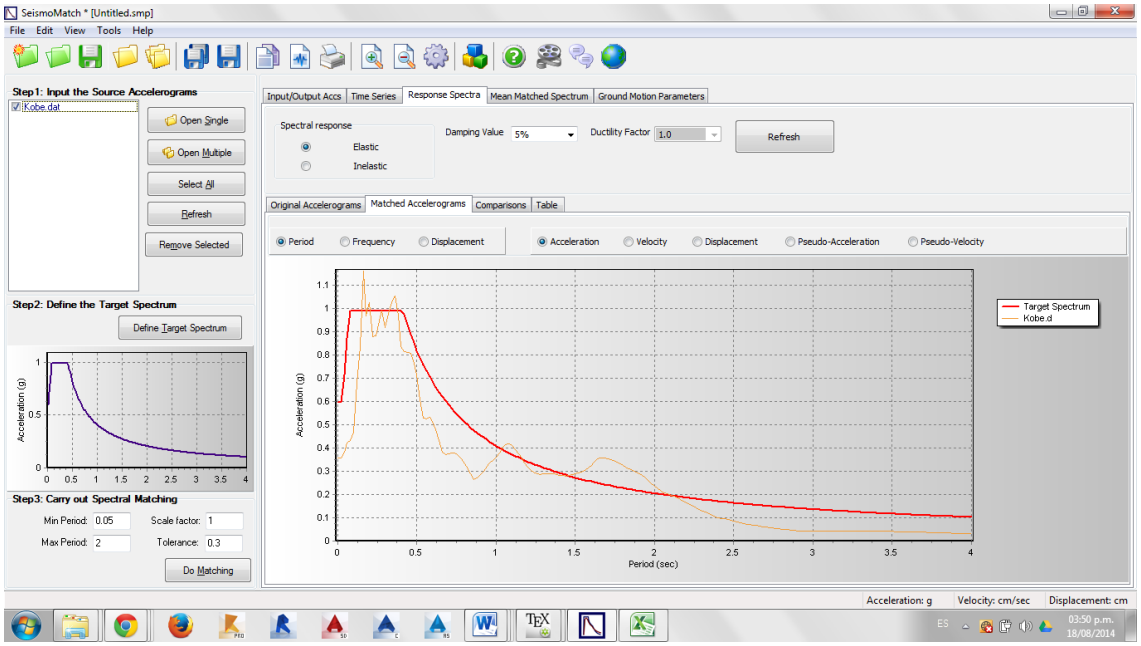


Figura 2.30 Espectro elástico de diseño de Quito (color rojo) con el espectro de respuesta de la señal adaptada (color naranja)

La herramienta utilizada nuevamente ha sido el programa Seismo-Signal [72], el cual ha sido aplicado a la señal adaptada al espectro de diseño de Quito. En la Figura 2.31 se aprecia el tramo significativo de la señal, la cual ha sido contemplada para valores de la Intensidad de Arias en un rango entre 5% y 95%.

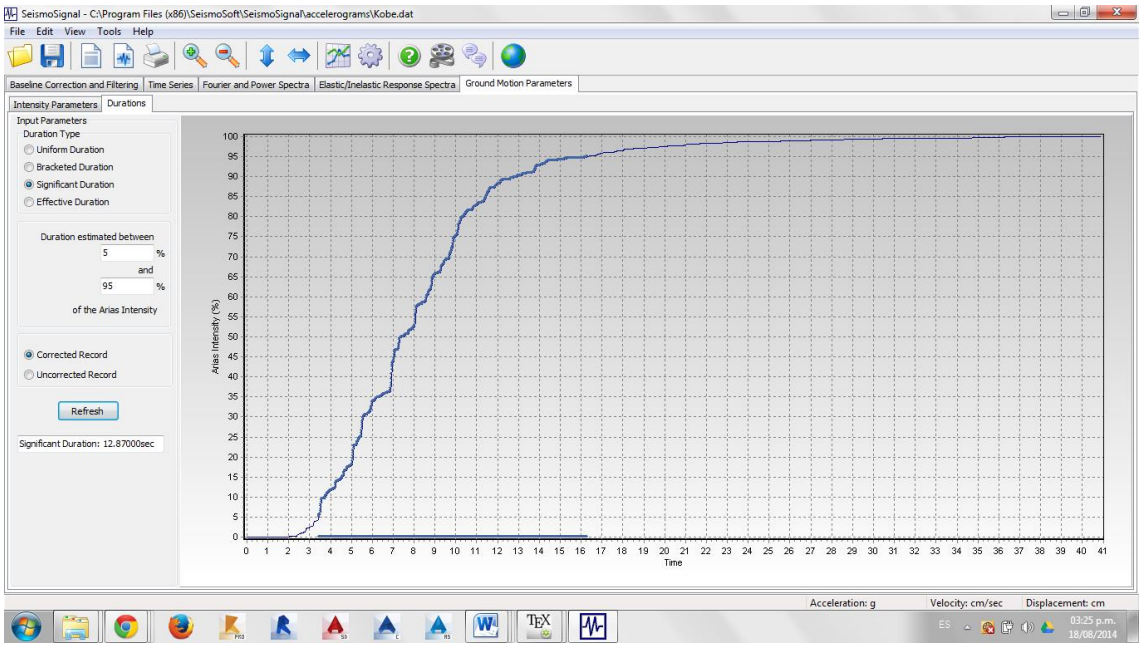


Figura 2.31 Curva de intensidad de Arias con el rango de valores para la determinación de la duración efectiva de la señal

De esta forma, queda establecida la duración significativa iniciando para el valor para el cual se alcanza el 5% de la Intensidad de Arias y se termina la misma cuando se alcanza una duración correspondiente al valor del 95% de la intensidad de Arias. De esta forma se logra una reducción eficiente de los acelerogramas ya corregidos y adaptados, conservando su capacidad de hacer plastificar y colapsar los modelos de los arquetipos, sin tener que someterlos a duraciones muy elevadas.

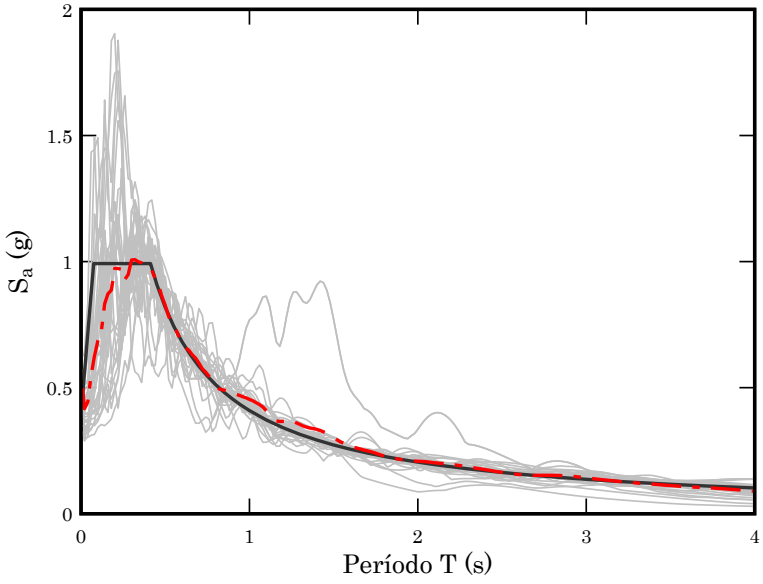


Figura 2.32 Espectro elástico de diseño de la ciudad de Quito son los espectros de respuesta de las señales procesadas y el espectro promedio calculado de estos últimos

Finalmente todas las señales procesadas se almacenan en archivos independientes con extensión.dat para ser utilizados como input para el análisis incremental dinámico de los

modelos de los arquetipos. En la Figura 2.32 se puede apreciar un compendio del espectro elástico de diseño de Quito y los espectros de respuesta de todas las señales procesadas. Nótese que cada línea gris representa una señal, mientras que se ha determinado el espectro promedio de todos los espectros de respuesta y se muestra mediante la línea segmentada de color rojo.

3. Resultados

3.1. Introducción

En este capítulo se presentan de manera ordenada los resultados de los procedimientos aplicados siguiendo la metodología expuesta en el Capítulo 3. En primer lugar se muestra el proceso de diseño elástico, mediante técnicas convencionales y alternativas, de los modelos de los arquetipos. Seguidamente se muestran los resultados del análisis no lineal tanto estático como dinámico, conforme a las recomendaciones generales de la metodología. En cada sección se presentan los resultados correspondientes a los valores de los parámetros de evaluación de los arquetipos.

3.2. Resultados del diseño elástico de los arquetipos

Como ya se indicó, los arquetipos se han diseñado conforme a procedimientos estándar contenidos en las recomendaciones generales de las normas de diseño sismo-resistente. Para el caso actual, el diseño ha contemplado una fase de análisis estructural y otra de diseño de las secciones.

En la fase de análisis estructural se han aplicado las cargas normativas contenidas en la NEC, para edificaciones aporticadas de acero. Los análisis en rango no lineal se han llevado a cabo utilizando el programa Seismo-Struct [73]. Algunos de los principios básicos del análisis utilizando modelos de fibras se pueden encontrar en [17] [74] [75] [76].

En la Tabla 3.1 se muestran las secciones resultantes del diseño elástico por los tres métodos adoptados para los edificios de 2 niveles. Nótese que las secciones de las columnas de los arquetipos diseñados conforme al método alternativo, presentan rotaciones en los ejes exteriores, de manera que se puedan alcanzar los valores de derivas de diseño, satisfaciendo conjuntamente la relación columna fuerte-viga débil [77] [78].

Tabla 3.1 Secciones resultantes del diseño de los arquetipos de 2 niveles

Caso	Vigas		Columnas
	x	y	
2131	IPN 200	IPN 160	HEB 160
2132	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
2161	IPN 360	IPN 260	HEB 200
2162	50x20x0,9	25x15x0,5	25x25x0,7
2231	IPN 180	IPN 160	HEB 160
2232	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
2261	IPN 380	IPN 320	HEB 280
2262	50x20x0,9	25x15x0,6	35x35x0,7
2331	IPN 200	IPN 160	HEB 200
2332	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
2361	IPN 360	IPN 260	HEB 260
2362	50x20x0,9	30x15x0,6	30x30x0,7

Las secciones resultantes para los edificios de 4 niveles se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Secciones resultantes del diseño de los arquetipos de 4 niveles

Caso	Vigas		Columnas
	x	y	
4131	IPN 220	IPN 160	HEB 200
4132	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
4161	IPN 360	IPN 260	HEB 260
4162	50x20x0,9	40x20x0,6	40x40x0,8
4231	IPN 220	IPN 160	HEB 200
4232	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
4261	IPN 360	IPN 280	HEB 360
4262	50x20x0,9	30x15x0,6	45x45x0,8
4331	IPN 220	IPN 160	HEB 220
4332	25x15x0,5	25x15x0,5	20x20x0,6
4361	IPN 360	IPN 360	HEB 300
4362	50x20x0,9	40x20x0,6	40x40x0,8

Finalmente, las secciones de los arquetipos de 6 niveles se muestran en la Tabla 3.3.

3.1. Análisis no lineal

De acuerdo con las especificaciones de la metodología se han contemplado dos tipos de análisis en el rango no lineal: el análisis estético con empuje incremental y el análisis incremental dinámico.

Tabla 3.3 Secciones resultantes del diseño de los arquetipos de 6 niveles

Caso	Vigas		Columnas	Vigas		Columnas
	x	y		x	y	
6131	IPN 200	IPN 200	HEB 180	IPN 200	IPN 200	HEB 160
6132	25x15x0,5	25x15x0,5	20x20x0,6	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
6161	IPN 360	IPN 360	HEB 320	IPN 360	IPN 360	HEB 260
6162	50x20x0,9	40x20x0,6	45x45x1	50x20x0,9	40x20x0,6	40x40x0,8
6231	IPN 200	IPN 200	HEB 220	IPN 200	IPN 200	HEB 200
6232	25x15x0,5	25x15x0,5	25x25x0,7	25x10x0,5	20x10x0,5	20x20x0,6
6261	IPN 400	IPN 380	HEB 600	IPN 360	IPN 360	HEB 400
6262	55x20x1	45x20x0,8	50x50x2	50x20x0,9	40x20x0,6	45x45x1
6331	IPN 200	IPN 200	HEB 220	IPN 200	IPN 200	HEB 200
6332	25x15x0,5	25x15x0,5	25x25x0,7	25x15x0,5	20x10x0,4	20x20x0,6
6361	IPN 360	IPN 360	HEB 320	IPN 360	IPN 360	HEB 260
6362	50x20x0,9	40x20x0,6	45x45x1	50x20x0,9	40x20x0,6	40x40x0,8

3.1.1. Análisis no lineal con empuje incremental

El análisis con empuje incremental, también conocido como análisis Pushover, permite obtener la respuesta de los edificios ante cargas laterales que obedecen a una distribución pre-fijada [79] [80] [81] [82] [83]. Esta distribución en el caso presente ha sido la triangular superior, que corresponde a una distribución aproximada a la del primer modo de vibración. Es de hacer notar que este tipo de análisis se ha aplicado en las dos direcciones ortogonales de los pórticos que definen la estructura de cada arquetipo, razón por la que para cada arquetipo el resultado del análisis vendrá dado por un par de curvas de capacidad.

3.1.2. Determinación del punto de colapso

Los resultados obtenidos muestran unas formas que difieren de las contempladas en la Metodología del FEMA P695. En principio esto dio origen a la necesidad de redefinir los modos de fallo y la evaluación de los mismos de cara a posibilitar la obtención de valores confiables y objetivos del desplazamiento último. A grandes rasgos se ha podido detectar la existencia de dos formas diferentes de las curvas de capacidad de los arquetipos estudiados.

Se nota una clara influencia de la longitud de los vanos sobre la respuesta no lineal. Los edificios con vanos cortos (3,00m) muestran curvas de capacidad típicas de estructuras dúctiles, para las que la rigidez post-plastificación se mantiene positiva, hasta que alcanza el cortante máximo. Seguidamente la rigidez va disminuyendo de forma progresiva pero no brusca.

Por otro lado, los modelos que disponen de vanos con luces intermedias (6,00m) presentan una respuesta en la que se alcanza el cortante máximo para un desplazamiento muy próximo al correspondiente al desplazamiento de plastificación; a partir de este punto se tiene una pendiente negativa que decrece progresivamente hasta que se alcanza un punto próximo al colapso en el cual la caída es muy brusca. En este caso se considera

que la diferencia cualitativa de la respuesta se debe al efecto P-delta que se produce cuando las estructuras alcanzan grandes desplazamientos y las cargas de gravedad aplicadas en los nodos generados por la intersección de las vigas y las columnas producen momentos adicionales a los momentos de volcamiento que generan las cargas laterales contempladas en el análisis con empuje incremental.

Puede notarse que ninguna de las curvas de capacidad llega a alcanzar una reducción del cortante último igual al 20% (a menos que se haya alcanzado el colapso o que se trate de un desplazamiento excesivamente largo, poco realista).

En cuanto a los criterios de evaluación, se han contemplado dos: uno de carácter global, asociado a la deriva de entrepiso y otro de carácter local, asociado con la plastificación y la fractura de los diferentes tramos que conforman los miembros de la estructura. Para la determinación de los estados límite se han utilizado los valores propuestos por [84] que contienen los estados límite formulados en el FEMA y que se resumen en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Umbrales de daño con base en el % de deriva de entrepiso

Nivel	**Estado de daño**	**Descripción FEMA 1992**	**Rango de derivas de entrepiso (%)**
I	Sin daños	No existen daños	$\Delta < 0{,}3$
II	Leves	Daños menores localizados y limitados, no requieren reparación	$0{,}3 < \Delta \leq 0{,}75$
III	Ligeros	Daños significativos localizados en algunos componente que no requieren reparación	$0{,}75 < \Delta \leq 1{,}05$
IV	Moderados	Daños significativos en varios elementos que requieren reparación	$1{,}05 < \Delta \leq 2{,}54$
V	Fuertes	Daños extensivos que requieren reparaciones importantes	$2{,}54 < \Delta \leq 4{,}42$
VI	Mayores	Daños mayores distribuidos, la estructura deberá ser demolida	$4{,}42 < \Delta \leq 9{,}10$
VII	Destrucción	Total destrucción de la estructura	$\Delta > 9{,}10$

En el caso del programa utilizado para efectuar los análisis en el rango no lineal, es posible preparar un reporte paso a paso de cuando se alcanza el daño en los diferentes elementos. De esta forma, se asigna un color que identifica cuando un miembro específico logra sobrepasar el umbral establecido para cada estado de daño. Para este fin se ha dispuesto de la siguiente asignación de colores (Tabla 3.5):

Po otro lado, la valoración del daño a nivel local se ha llevado a cabo considerando dos estados: la plastificación y la fractura, como ya se ha indicado anteriormente. Para controlarlo se han fijado los valores para la deformación de las fibras según se muestra en la Tabla 3.6

Tabla 3.5 Colores de umbrales de daño asignados por % de deriva de entrepiso

Nivel	Estado de daño	Color
I	Sin daños	
II	Leves	
III	Ligeros	
IV	Moderados	
V	Fuertes	
VI	Mayores	
VII	Destrucción	

Tabla 3.6 Umbrales de daño con base en valores de deformación

Tipo de daño	Deformación
Plastificación	$\varepsilon > 0{,}0025$
Fractura	$\varepsilon > 0{,}06$

De igual manera se ha asignado un color diferente a los dos niveles de daño que se alcanzan, conforme a lo indicado en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7 Colores asignados a umbrales de daño por deformación

Nivel	Color
Plastificación	
Fractura	

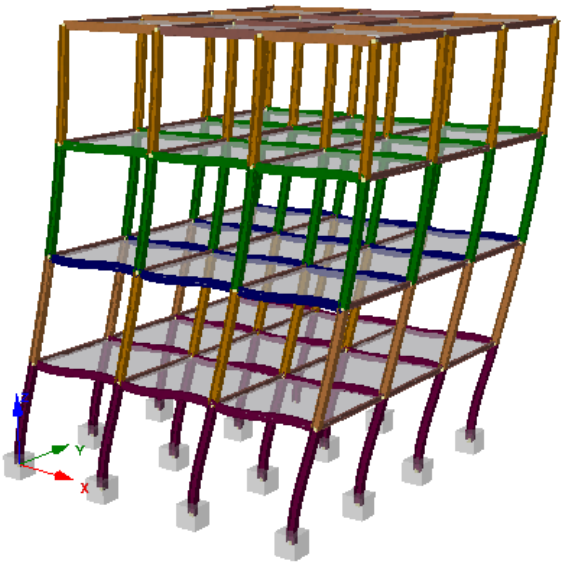


Figura 3.1 Paso de carga en el cual el arquetipo 4131 sobrepasa el estado de daños mayores en el nivel inferior.

Para ilustrar el procedimiento seguido en la determinación del desplazamiento último se muestra la Figura 3.1, que contiene una vista tridimensional del arquetipo 4131 analizado en la dirección *x*. Nótese que en este caso el nivel inferior del edificio ha alcanzado el color indicativo de que se ha producido la incursión de dicho nivelen el estado de daños mayores, que por definición del FEMA, precisan de la demolición completa del edificio. Cabe indicar que en la Figura anterior se han representado los desplazamientos del edificio amplificados mediante un factor de 5.

En la Figura 3.2 se muestra una secuencia de aplicación de incrementos de cargas laterales y la consecuente aparición de plastificación en los diferentes elementos del modelo 2131, en la dirección *x* del análisis.

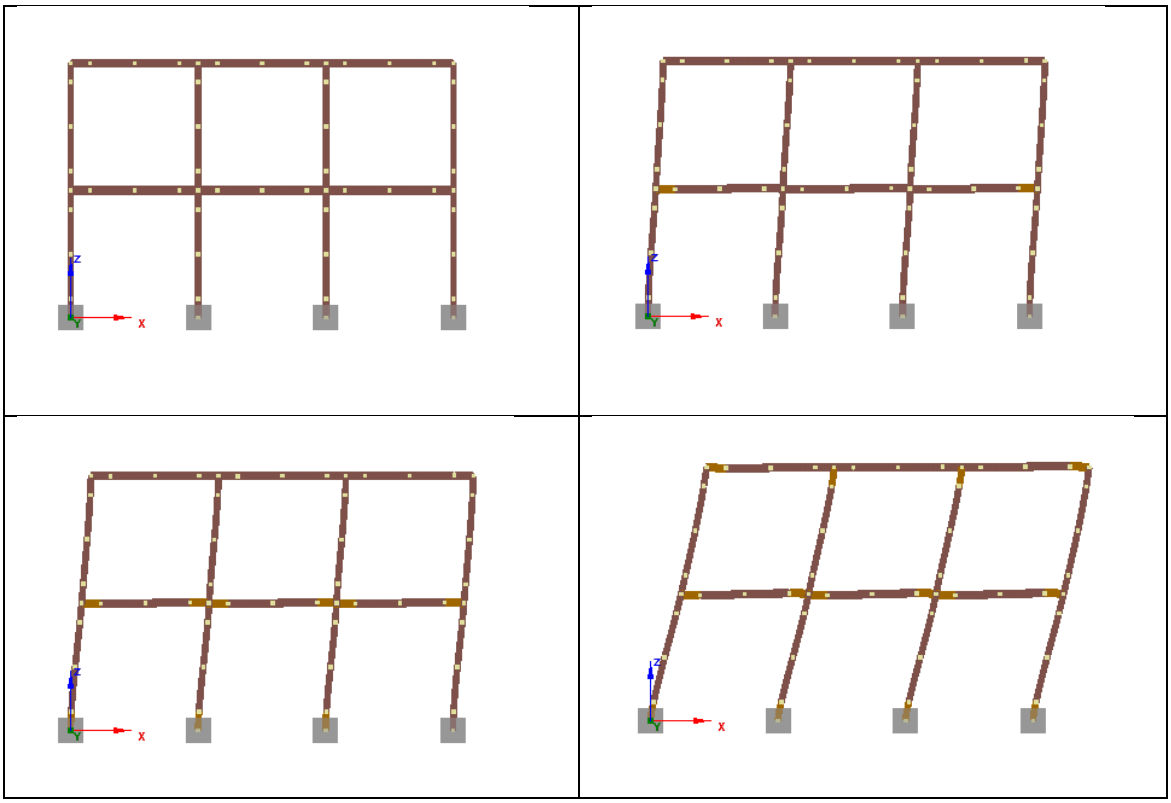


Figura 3.2 Secuencia en la aparición de la plastificación en los diferentes elementos del arquetipo 2131 en dirección *x*

Para este arquetipo la secuencia en la aparición de plastificación de los elementos es la siguiente: en primer lugar aparece la plastificación de las fibras en los elementos sobre las vigas de primer nivel cercanos a las juntas viga-columna. La aparición es progresiva, desde los nodos internos hacia los nodos externos. Seguidamente se produce la plastificación de los mismos elementos de vigas, pero esta vez los correspondientes al segundo nivel, nuevamente iniciando en los nodos internos hacia los externos. Finalmente ocurre la plastificación de los elementos inferiores de las columnas de planta baja. La aparición se inicia en el nodo más a la izquierda de la figura, luego en el nodo exterior en el extremo derecho y finalmente en los dos nodos internos. Toda esta secuencia de plastificación da origen al mecanismo de desplazamiento lateral, propio de las estructuras con columna fuerte-viga débil.

Por otro lado, para calcular el desplazamiento de plastificación efectivo, es necesario realizar el análisis modal de los arquetipos. De este análisis se obtienen los valores del período y de los desplazamientos modales tanto para la dirección *x* (tercer modo) y la dirección y (primer modo). En la Figura 3.3 se muestra el reporte gráfico del cual se extraen los desplazamientos modales del arquetipo 4231 para la dirección *x*.

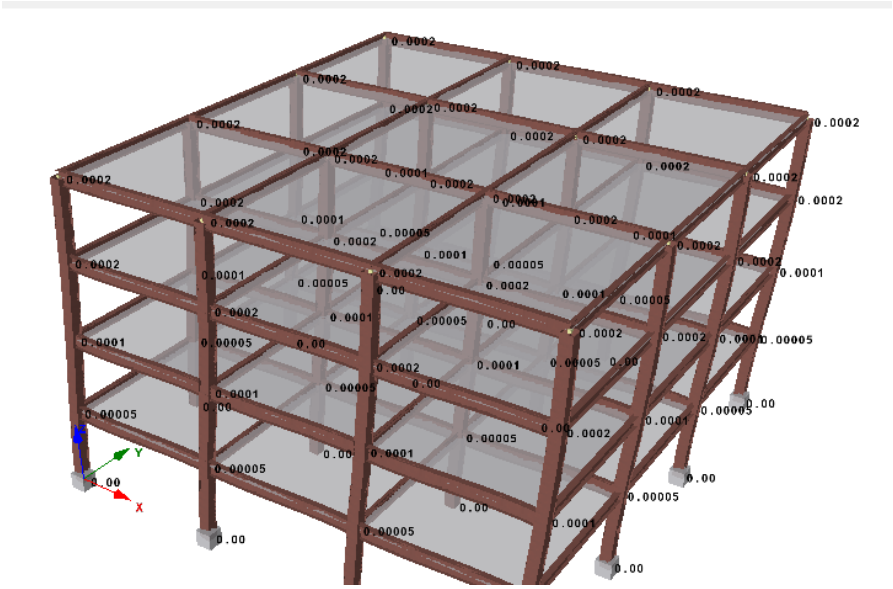


Figura 3.3 Obtención de los desplazamientos modales del arquetipo 4231 en la dirección x de análisis

3.2. Determinación de la ductilidad con base en el periodo

Seguidamente, en la Tabla se resumen los valores de los desplazamientos efectivos y últimos calculados aplicando la metodología a los arquetipos de dos niveles en la dirección *x*. En la cuarta columna de la Tabla 3.8 se pueden apreciar los valores de la ductilidad basada en el período.

Tabla 3.8 Valores de los desplazamientos de plastificación y último para el cálculo de la ductilidad de los arquetipos de 2 niveles, dirección *x*

Arquetipo	$\Delta_{y,eff}$	Δ_u	μ_T
2131	0.038	0.240	3.437
2132	0.040	0.245	4.200
2161	0.019	0.164	3.507
2162	0.019	0.150	4.000
2231	0.034	0.255	3.495
2232	0.040	0.245	4.200
2261	0.047	0.184	3.900
2262	0.039	0.160	4.148
2331	0.047	0.255	3.998
2332	0.040	0.245	4.200
2361	0.029	0.160	3.376
2362	0.028	0.155	4.252

Para una mejor comparación, se han graficado los valores de la ductilidad en la Figura 3.4. Nótese que estos valores de ductilidad son propios de la metodología aplicada, por tanto su comparación con otros valores de ductilidad obtenidos mediante otros procedimientos no se considera procedente.

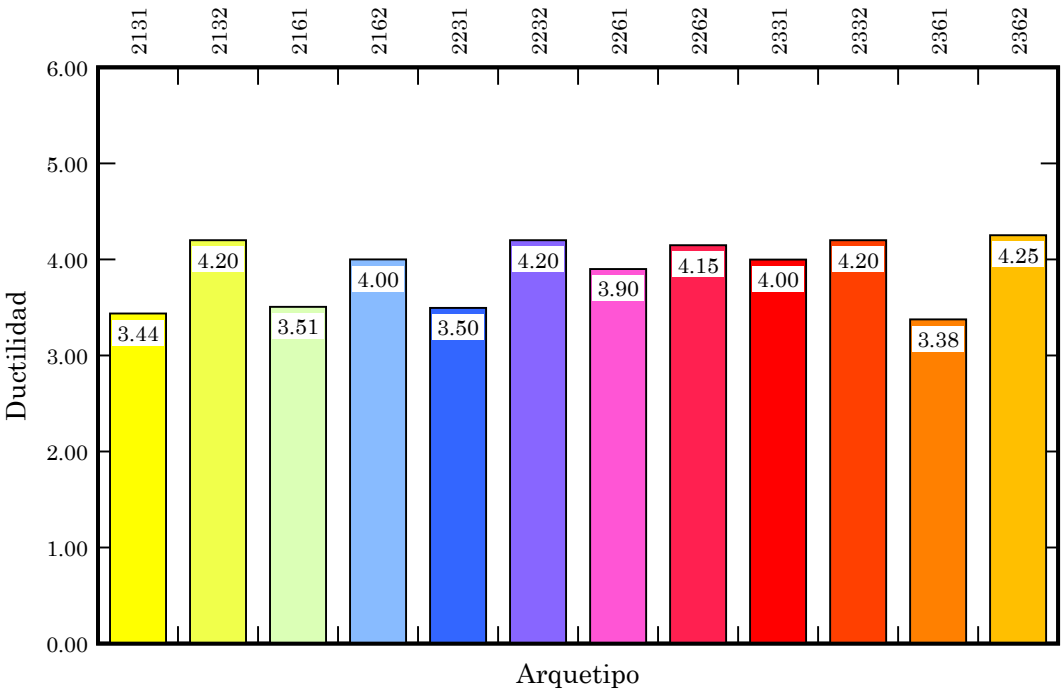


Figura 3.4 Valores de la ductilidad con base en el período de los arquetipos de 2 niveles, dirección *x*

En la Tabla 3.9 se muestran los resultados obtenidos para los arquetipos de 4 niveles.

Tabla 3.9 Valores de los desplazamientos de plastificación y último para el cálculo de la ductilidad de los arquetipos de 4 niveles

Arquetipo	$\Delta_{y,eff}$	Δ_u	μ_T
4131	0.070	0.535	4.627
4132	0.044	0.345	3.295
4161	0.046	0.295	2.996
4162	0.067	0.230	2.830
4231	0.070	0.535	4.627
4232	0.044	0.345	3.317
4261	0.075	0.440	4.137
4262	0.079	0.400	5.117
4331	0.070	0.420	3.738
4332	0.044	0.345	3.317
4361	0.077	0.345	3.345
4362	0.067	0.325	3.999

Estos resultados se han graficado en la Figura 3.5, para facilitar la comparación de los valores entre sí.

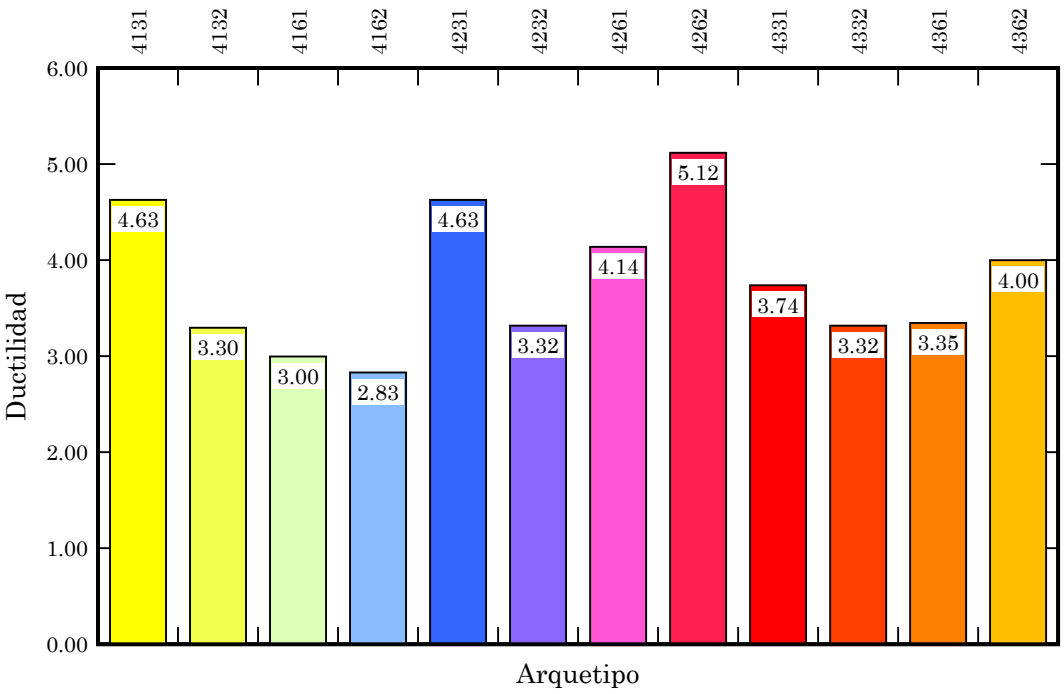


Figura 3.5 Valores de la ductilidad con base en el período de los arquetipos de 4 niveles, dirección *x*

En la Tabla 3.10 se muestran los valores de los desplazamientos de plastificación y último de los arquetipos de 6 niveles.

Tabla 3.10 Valores de los desplazamientos de plastificación y último para el cálculo de la ductilidad de los arquetipos de 6 niveles

Arquetipo	$\Delta_{y,eff}$	Δ_u	μ_T
6131	0.064	0.652	4.015
6132	0.050	0.427	3.157
6161	0.073	0.577	3.799
6162	0.094	0.600	5.141
6231	0.072	0.735	4.465
6232	0.060	0.667	4.710
6161	0.110	0.480	3.799
6162	0.131	0.435	5.141
6331	0.063	0.645	4.069
6332	0.060	0.667	4.710
6361	0.083	0.495	3.127
6362	0.094	0.592	5.076

Estos desplazamientos permiten el cálculo de la ductilidad con base en el período, que se ha graficado en la Figura 3.6.

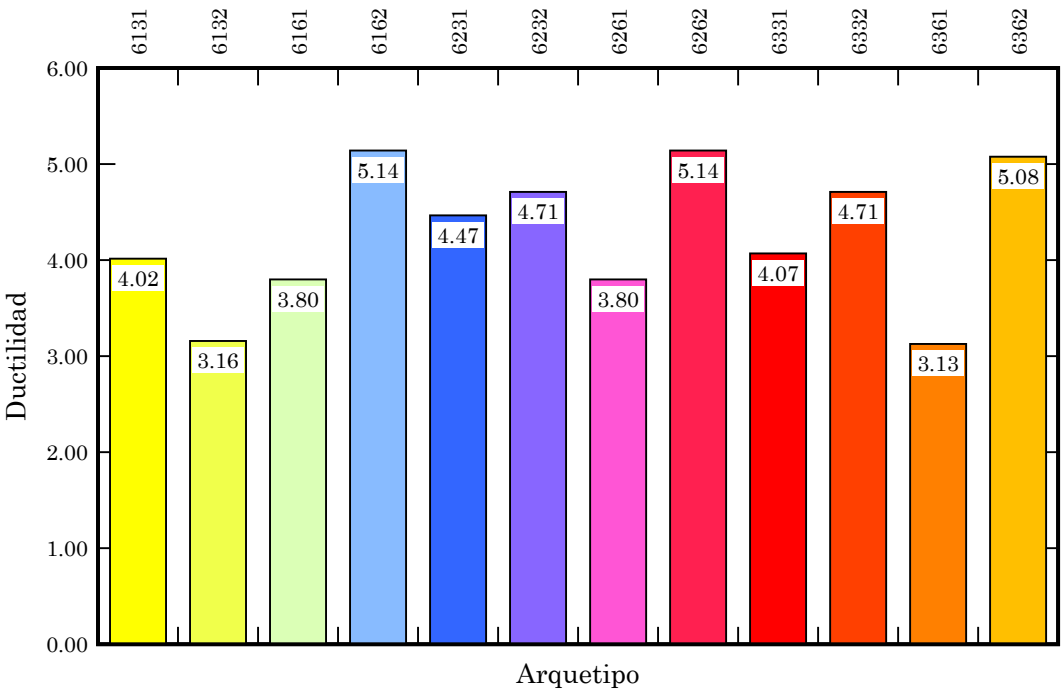


Figura 3.6 Valores de la ductilidad con base en el período de los arquetipos de 6 niveles, dirección *x*

Seguidamente, en la Tabla 3.11 se resumen los valores de los desplazamientos efectivos y últimos calculados aplicando la metodología a los arquetipos de dos niveles en la dirección *y*. En la cuarta columna de la Tabla 3.11 se pueden apreciar los valores de la ductilidad basada en el período. Es importante señalar que en la dirección y se encuentra usualmente la dirección más débil de las columnas, por lo que no sorprenderá encontrar valores de ductilidad inferiores.

Tabla 3.11 Valores de los desplazamientos de plastificación y último para el cálculo de la ductilidad de los arquetipos de 2 niveles

Arquetipo	$\Delta_{y,eff}$	Δ_u	μ_T
2131	0.019	0.215	2.400
2132	0.032	0.265	4.624
2161	0.009	0.165	2.475
2162	0.012	0.270	3.986
2231	0.019	0.215	2.372
2232	0.032	0.265	4.624
2261	0.022	0.165	2.779
2262	0.020	0.280	4.633
2331	0.034	0.285	3.908
2332	0.032	0.265	4.624
2361	0.023	0.259	3.717
2362	0.019	0.270	4.545

Para una mejor comparación, se han graficado los valores de la ductilidad en la Figura 3.7. Nótese que estos valores de ductilidad son propios de la metodología aplicada, por tanto su comparación con otros valores de ductilidad obtenidos mediante otros procedimientos no se considera procedente.

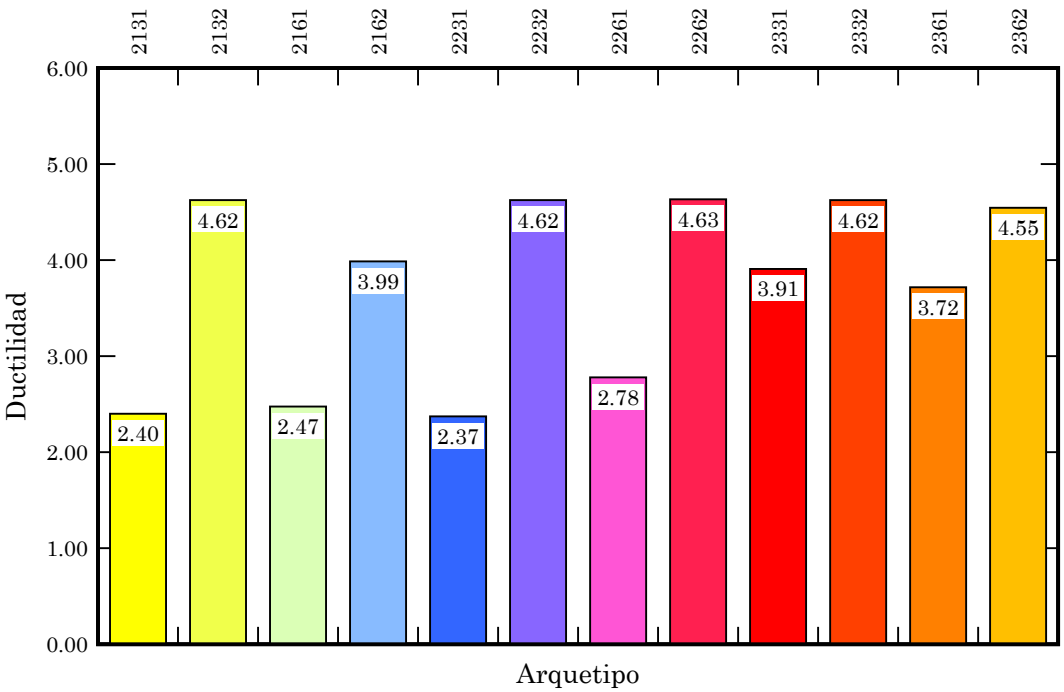


Figura 3.7 Valores de la ductilidad con base en el período de los arquetipos de 2 niveles, dirección *y*

En la Tabla 3.12 se muestran los resultados obtenidos para los arquetipos de 4 niveles.

Tabla 3.12 Valores de los desplazamientos de plastificación y último para el cálculo de la ductilidad de los arquetipos de 4 niveles

Arquetipo	$\Delta_{y,eff}$	Δ_u	μ_T
4131	0.038	0.645	4.538
4132	0.033	0.425	4.163
4161	0.020	0.320	2.302
4162	0.044	0.210	2.203
4231	0.028	0.450	3.237
4232	0.033	0.425	4.163
4261	0.027	0.295	2.391
4262	0.019	0.600	4.414
4331	0.038	0.645	4.538
4332	0.033	0.425	4.163
4361	0.046	0.225	2.182
4362	0.044	0.515	5.492

Estos resultados se han graficado en la Figura 3.8, para facilitar la comparación de los valores entre sí.

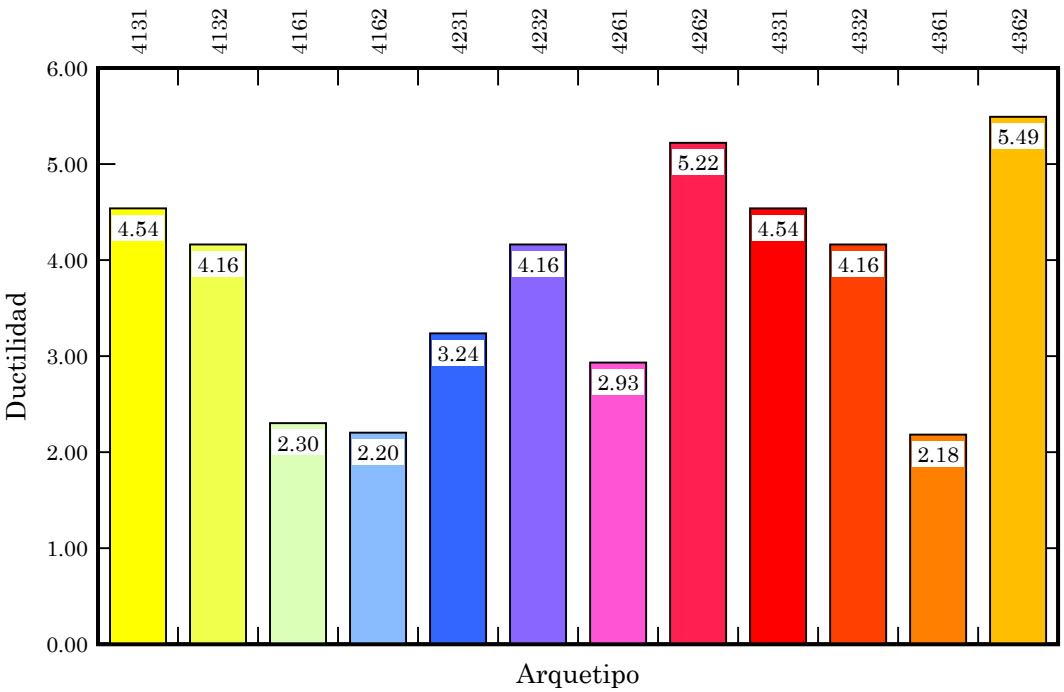


Figura 3.8 Valores de la ductilidad con base en el período de los arquetipos de 4 niveles, dirección *y*

En la Tabla 3.13 se muestran los valores de los desplazamientos de plastificación y último de los arquetipos de 6 niveles.

Tabla 3.13 Valores de los desplazamientos de plastificación y último para el cálculo de la ductilidad de los arquetipos de 6 niveles

Arquetipo	$\Delta_{y,eff}$	Δ_u	μ_T
6131	0.049	0.465	2.375
6132	0.027	0.637	4.250
6161	0.048	0.300	1.778
6162	0.060	0.780	5.504
6231	0.053	0.540	3.051
6232	0.052	0.600	3.600
6261	0.055	0.427	2.473
6262	0.090	0.472	3.015
6331	0.063	0.660	3.959
6332	0.052	0.570	3.600
6361	0.078	0.562	3.462
6362	0.060	0.780	5.591

Estos desplazamientos permiten el cálculo de la ductilidad con base en el período, que se ha graficado en la Figura 3.9.

En la determinación de la ductilidad se encontró una clara influencia del efecto $P-\Delta$ materializado especialmente en los valores presentes en los arquetipos con longitudes de vanos intermedias, lo que ha motivado a estudiar este efecto y sus posibles consecuencias sobre la respuesta sísmica de los arquetipos; a continuación se presenta este estudio.

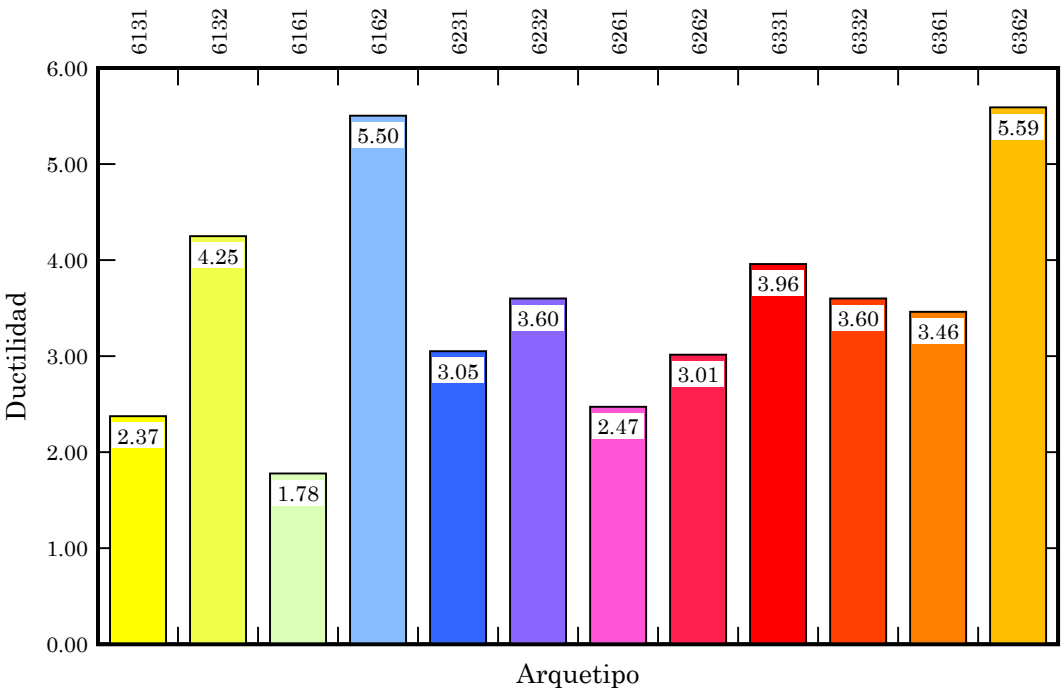


Figura 3.9 Valores de la ductilidad con base en el período de los arquetipos de 6 niveles, dirección *y*

3.3. El efecto en el cálculo de la ductilidad de los arquetipos

En el caso particular de las estructuras metálicas, dada su flexibilidad, se llega a presentar el efecto $P-\Delta$, que usualmente causa dificultades en la determinación del desplazamiento último, produciendo inclusive valores de ductilidad que penalizan de manera severa a dichas estructuras y que no reflejan objetivamente su capacidad sismo-resistente. El efecto $P-\Delta$ se presenta en las estructuras metálicas con vanos de longitud intermedia (longitud mayor a 4,5m).

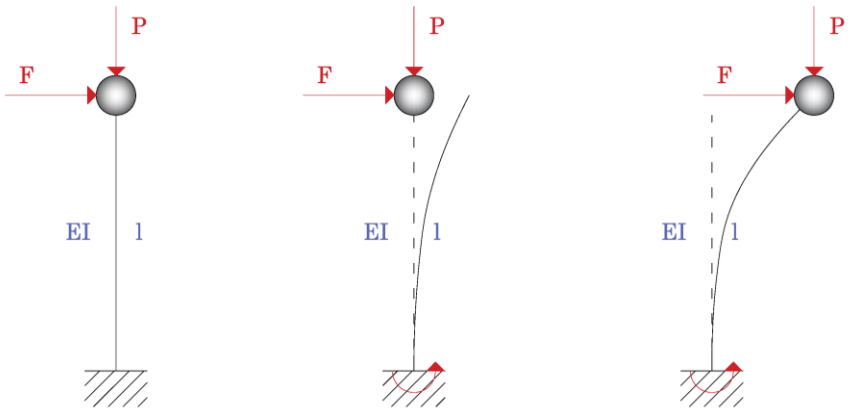


Figura 3.10 Efecto $P-\Delta$ sobre un sistema de un grado de libertad

En este trabajo se presentan los resultados del estudio de estructuras diseñadas conforme a la NEC, sobre arquetipos que representan diversas variantes de diseño, tipos de perfiles empleados, alturas y longitudes de vanos. Esta última variable ha requerido la propuesta de una nueva metodología para determinar el desplazamiento último para el

cálculo de la ductilidad. Los resultados muestran que los valores de la ductilidad no subestiman la capacidad sismo-resistente de los arquetipos con vanos de longitud intermedia afectados por el efecto $P-\Delta$. Cabe indicar que los edificios estudiados forman parte de una investigación más extensa sobre la valoración de las construcciones metálicas diseñadas conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que ha ameritado la definición de arquetipos, por tanto se han considerado sólo luces cortas e intermedias de vanos (3 y 6 m) y alturas de edificios de 2, 4 y 6 niveles. Otras configuraciones quedan fuera de los alcances del presente estudio.

Cuando se realiza el análisis de una estructura, existen dos tipos de cargas que se aplican de forma diferenciada. La primera consiste en aplicar las cargas de gravedad (combinación de cargas muertas y cargas vivas) mientras que el segundo tipo de cargas incluye las cargas laterales (viento o sismo).

Los métodos de análisis pueden ser de cuatro tipos:

- Análisis de primer orden elástico
- Análisis de segundo orden elástico
- Análisis de primer orden elasto-plástico
- Análisis de segundo orden elasto-plástico

Al efectuar la aplicación diferenciada de los tipos de cargas, se puede resolver el análisis considerando o no el efecto de segundo orden. En la Figura 3.10 se puede apreciar un esquema que resume las variantes que se tienen considerando o no el efecto de segundo orden (que equivale al efecto P −Δ) en el análisis de las estructuras [85].

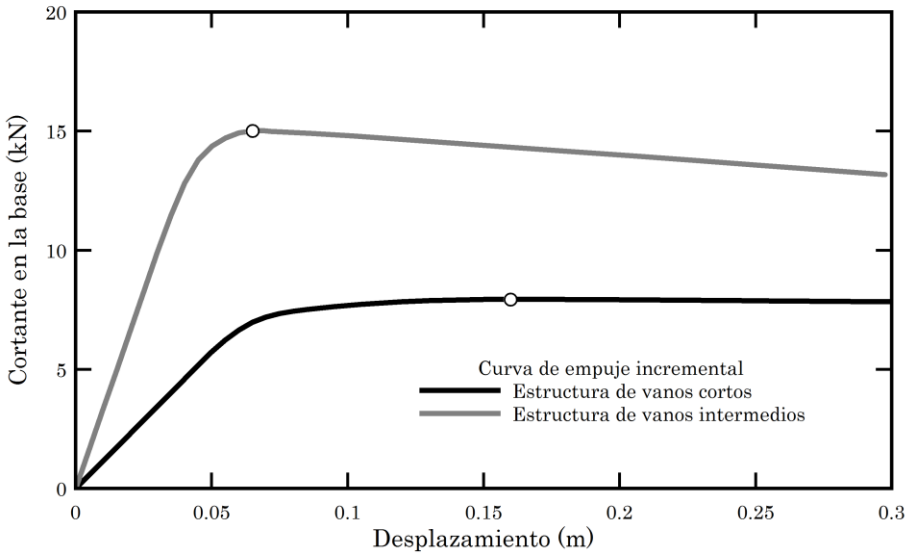


Figura 3.11 Efecto de la longitud de los vanos sobre la respuesta no lineal

Crisafulli [86] considera que la respuesta de las estructuras que se obtiene al considerar el efecto de segundo órden puede conducir a resultados completamente diferentes, ya que luego de que se alcanza el punto de cortante máximo, se produce una disminución progresiva del cortante que conduce a resultados que pueden considerarse como

desfavorables desde el punto de vista de la ductilidad global. Diversos autores han llegado a similares conclusiones al estudiar la respuesta de edificios aporticados de acero [87] [88] [89].

En la Figura 3.11 se puede apreciar claramente la influencia de la longitud de los vanos sobre la curva de fuerza cortante en la base vs. el desplazamiento del nivel de cubierta obtenida al aplicar el análisis no lineal con empuje incremental.

En la literatura es posible encontrar diversos criterios que permiten determinar el desplazamiento último de una estructura sometida a fuerzas laterales. En la Figura 3.12 pueden apreciarse los criterios contemplados por [90].

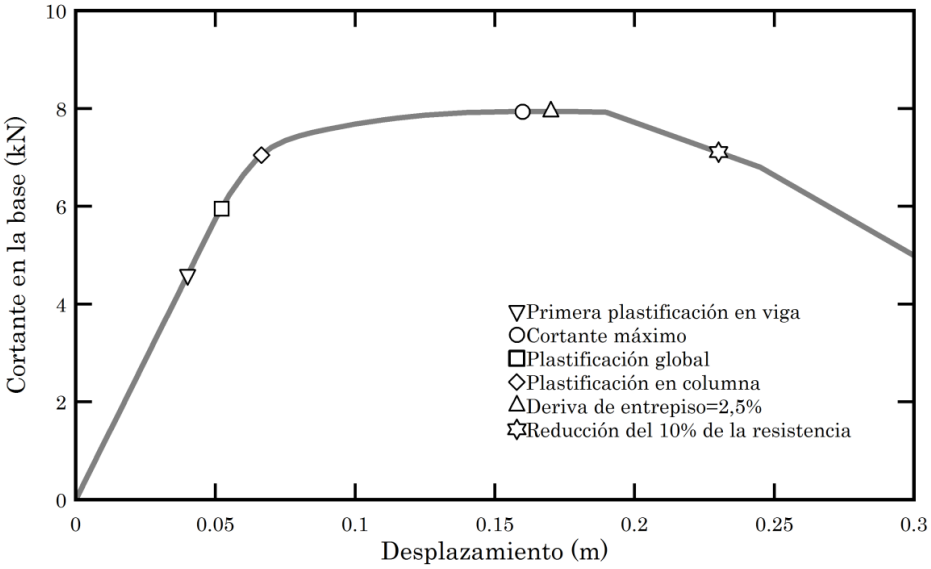


Figura 3.12 Criterios para determinar el punto de plastificación y último

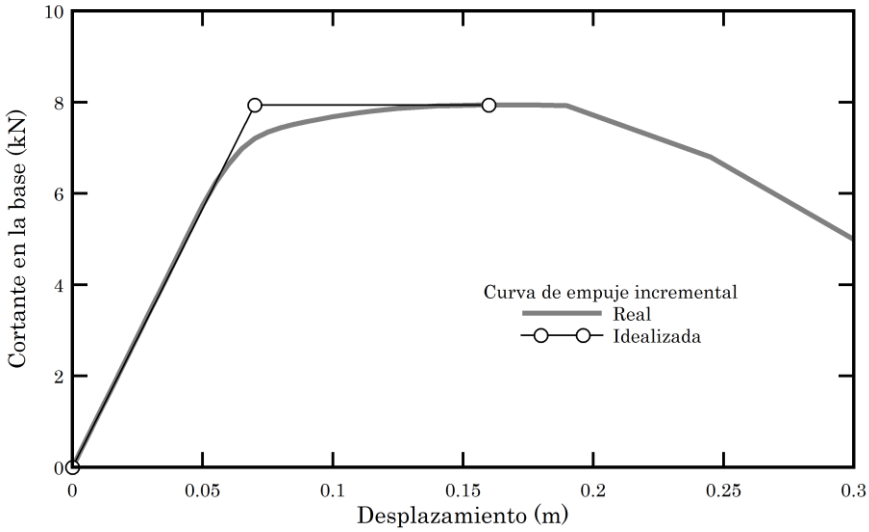


Figura 3.13 Curva de empuje incremental real e idealizada

En la Figura 3.13 se puede apreciar el trazado de la idealización de la curva de empuje incremental (curva Pushover), en la cual se ha representado la fuerza cortante en la base vs. el desplazamiento del centro de gravedad del nivel de cubierta. Obsérvese que para

su trazado es necesario determinar el punto de cortante máximo, denominado cortante último, al que le corresponde el desplazamiento último Δ_u. Seguidamente se determina la rigidez secante, tomando un punto sobre la curva para el cual se alcanza el 75% del cortante último; se traza la línea que une a este punto con el origen y luego se intersecta con una línea horizontal trazada desde el punto de cortante último. Esta intersección representa el punto de plastificación global de la estructura, con un desplazamiento de plastificación Δ_y.

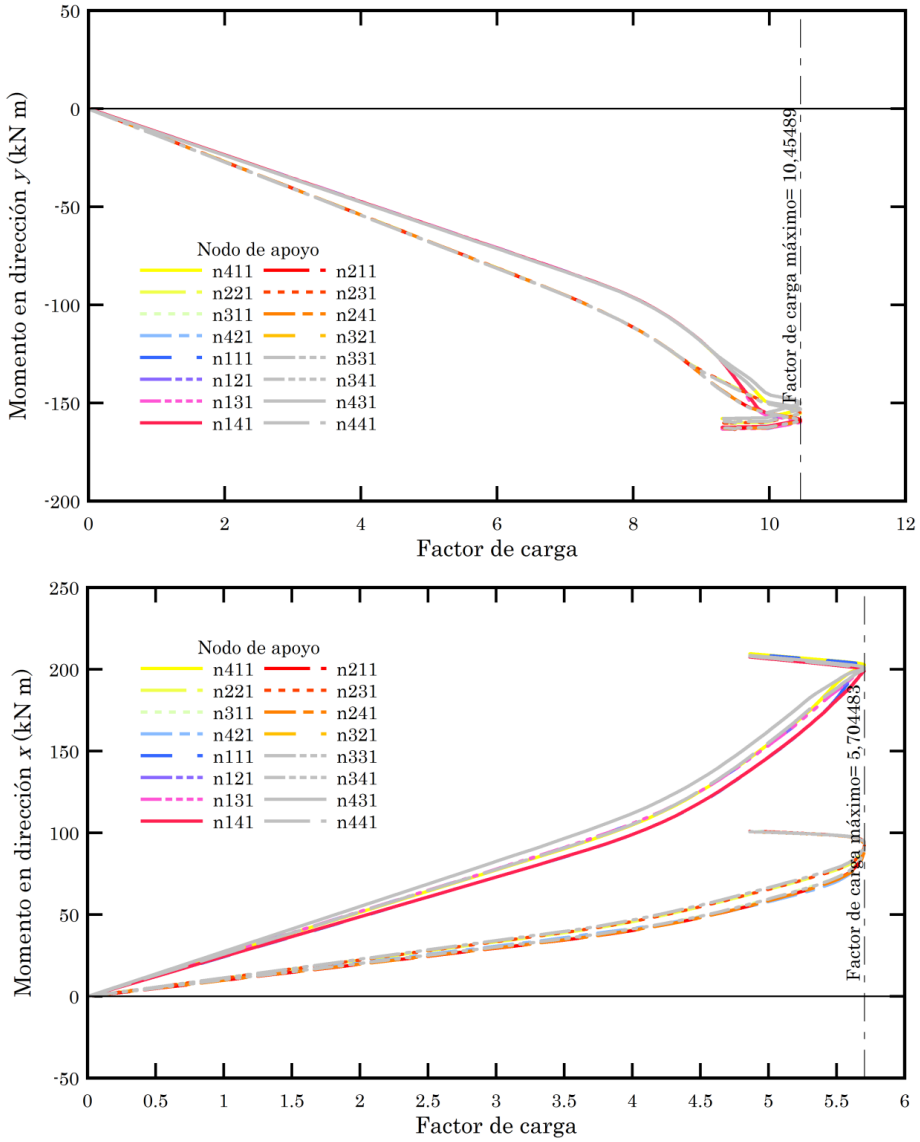


Figura 3.14 Evolución de momentos arquetipo 4131 en dirección x e y

En la Figura 3.14 se puede apreciar la evolución de los momentos en los apoyos empotrados del arquetipo 4131, al ser sometido a la acción de empuje incremental en dirección x e y. Los valores de los momentos de una forma más o menos lineal se incrementan a medida que crece el factor de carga. Nótese que una vez alcanzado un determinado valor de factor de carga máximo, los momentos continuan creciendo pero con fuerzas laterales cada vez más pequeñas, lo que indica que los momentos

producidos por el efecto $P - \Delta$ son cada vez mayores, llegando a ser determinantes de cara al fallo de la estructura.

En la Figura 3.15 se puede apreciar la evolución de los momentos de reacción que aparecen en los apoyos, tanto para la dirección *x* como la *y*. Nótese que igualmente se produce el efecto de reducción del factor de carga cuando el efecto $P - \Delta$ comienza a ser dominante [91] [92].

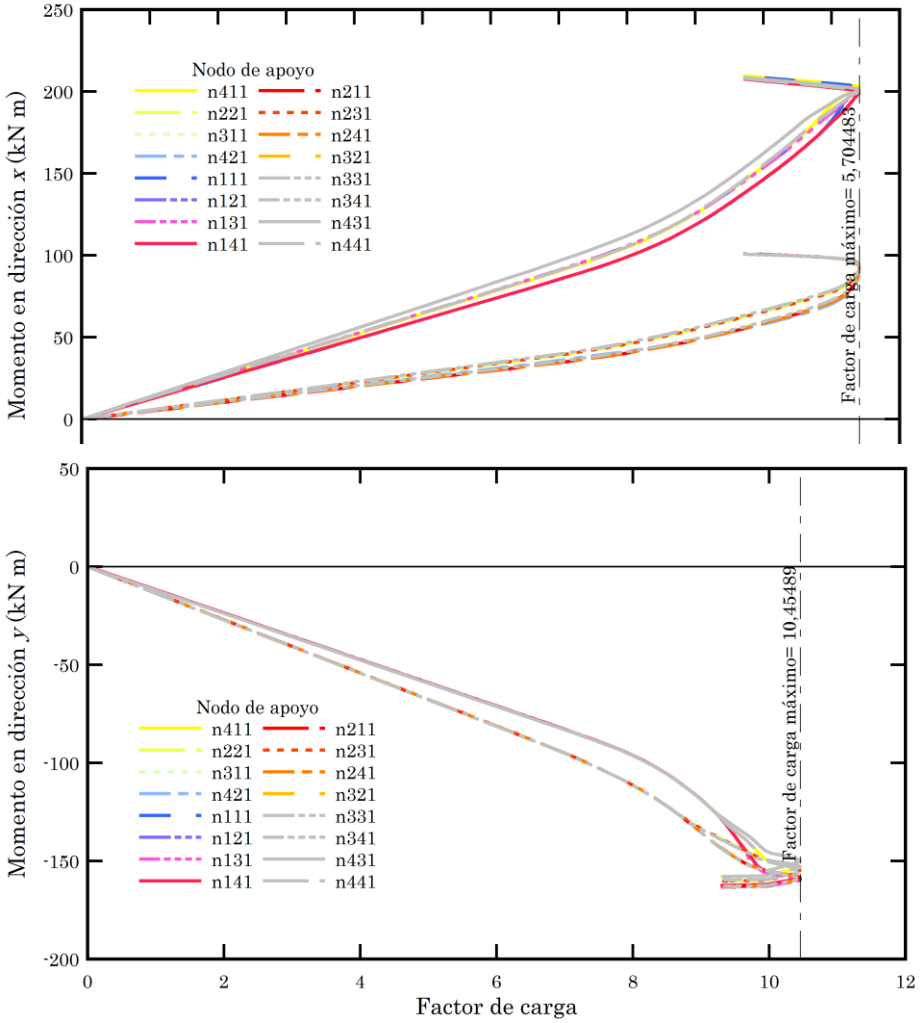


Figura 3.15 Evolución de momentos arquetipo 4161 en dirección *x* e *y*

3.3.1. Ductilidad por grupo de prestaciones

Resulta de interés conocer cómo evoluciona la ductilidad de los diferentes arquetipos diseñados conforme a diferentes procedimientos y utilizando perfiles laminados en caliente y armados. Para esto se han agrupado convenientemente los valores mostrados anteriormente y se han graficado los resultados. Esto permite interpolar de forma eficiente los valores correspondientes a alturas intermedias (por ejemplo 3 y 5 niveles) y con longitudes de vanos comprendidas entre 3 y 6 m, que son muy usuales.

Tabla 3.14 Grupos de prestaciones considerados en la investigación

Grupo de prestaciones	Características
1	Diseñado según NEC aceleraciones, usando perfiles laminados en caliente
2	Diseñado según NEC aceleraciones, usando perfiles armados
3	Diseñado según NEC fuerzas, usando perfiles laminados en caliente
4	Diseñado según NEC fuerzas, usando perfiles armados
5	Diseñado según método alternativo, usando perfiles laminados en caliente
6	Diseñado según método alternativo, usando perfiles armados

Los resultados que se muestran desde la Figura 3.16 a la Figura 3.21, se han conseguido para seis grupos de prestaciones diferentes, que se han definido conforme al tipo de diseño y a los perfiles empleados para el dimensionamiento de los elementos estructurales. En la

Tabla 3.14 se muestran los grupos de prestaciones.

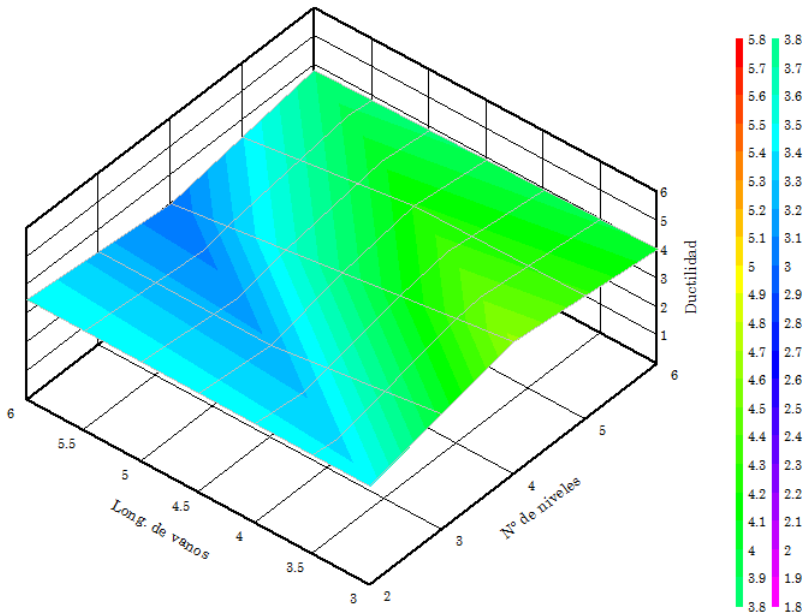


Figura 3.16 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por aceleraciones, con perfiles laminados, dirección *x*

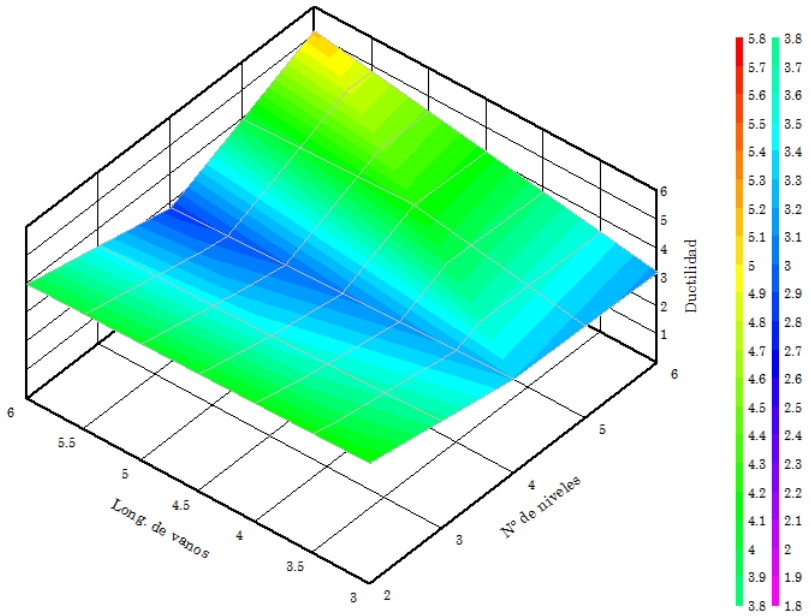


Figura 3.17 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por aceleraciones, con perfiles armados, dirección *x*

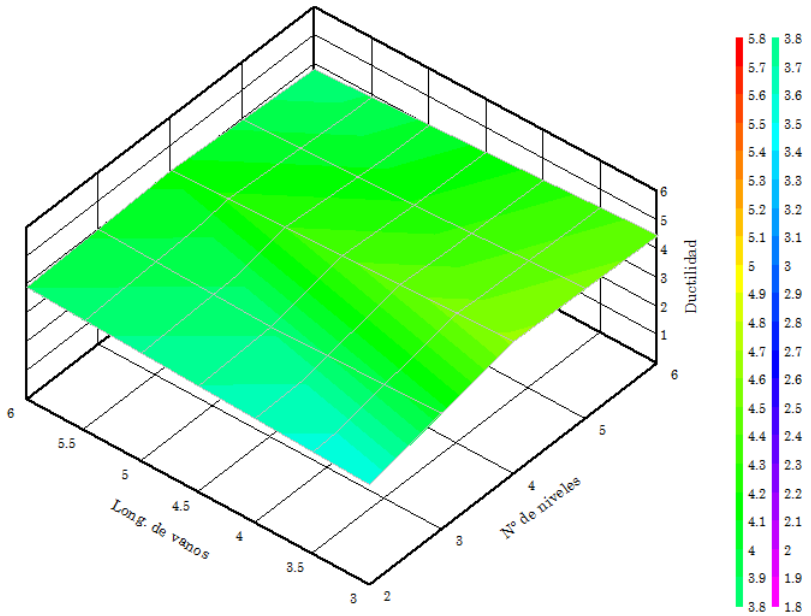


Figura 3.18 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por desplazamientos, con perfiles laminados, dirección *x*

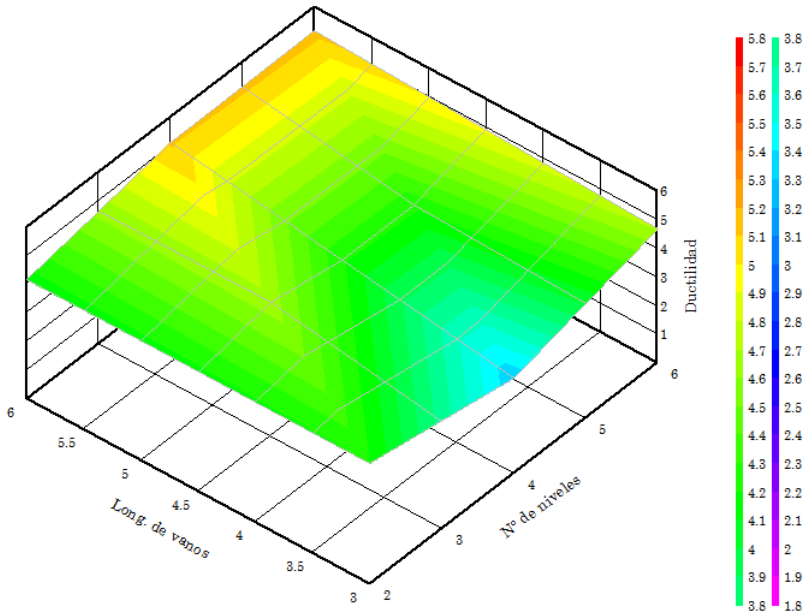


Figura 3.19 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por desplazamientos, con perfiles armados, dirección *x*

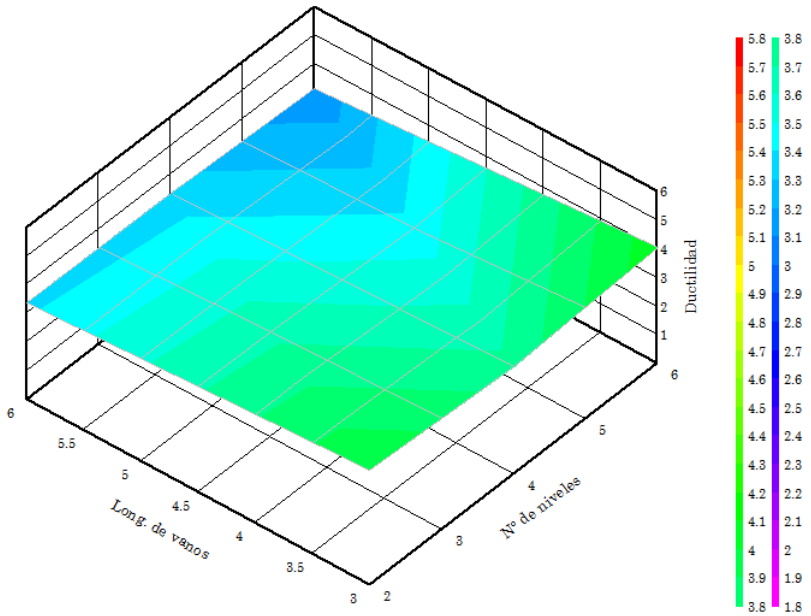


Figura 3.20 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con perfiles laminados, dirección *x*

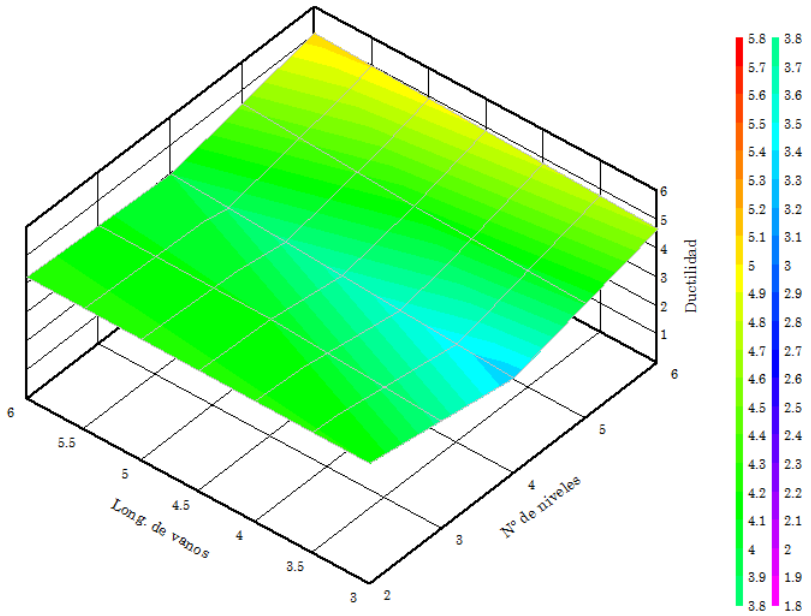


Figura 3.21 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con perfiles armados, dirección *x*

Seguidamente se muestran las superficies de ductilidad obtenidas para la dirección *y* de los arquetipos, desde la Figura 3.22 a la Figura 3.27.

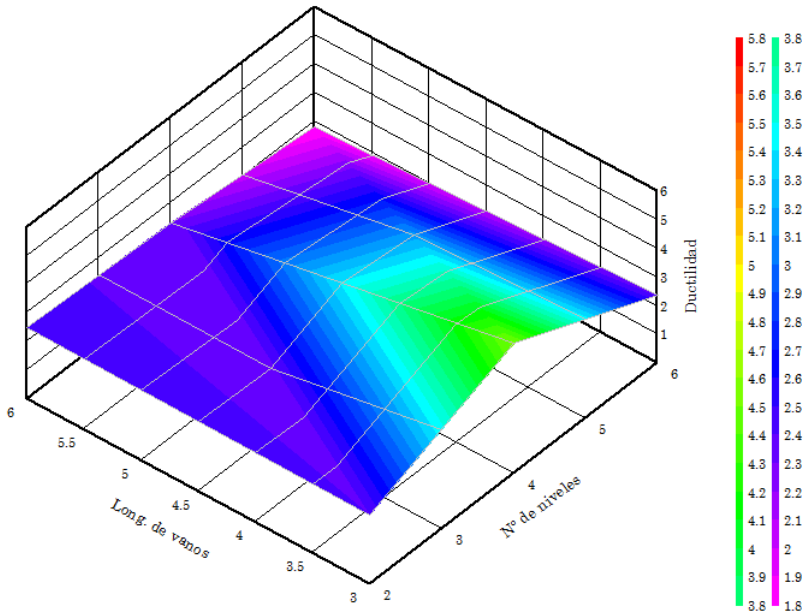


Figura 3.22 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por aceleraciones, con perfiles laminados, dirección *y*

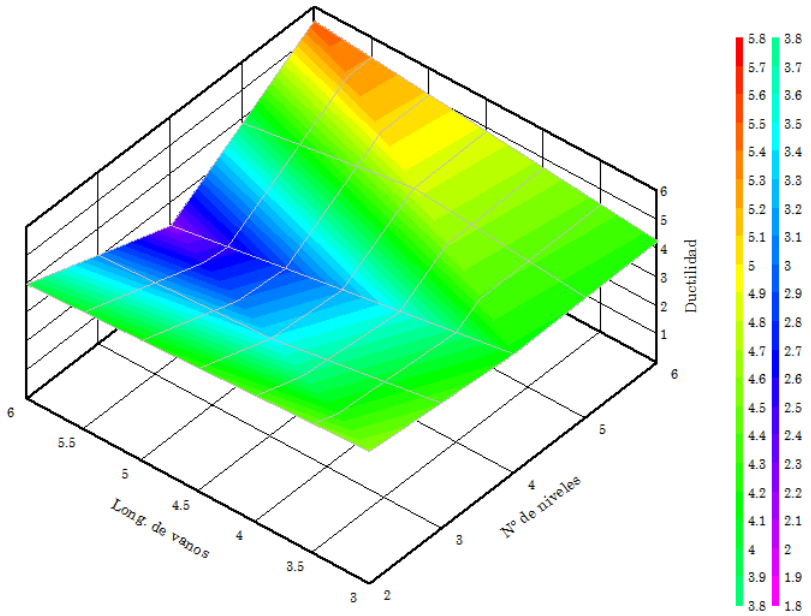


Figura 3.23 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por aceleraciones, con perfiles armados, dirección *y*

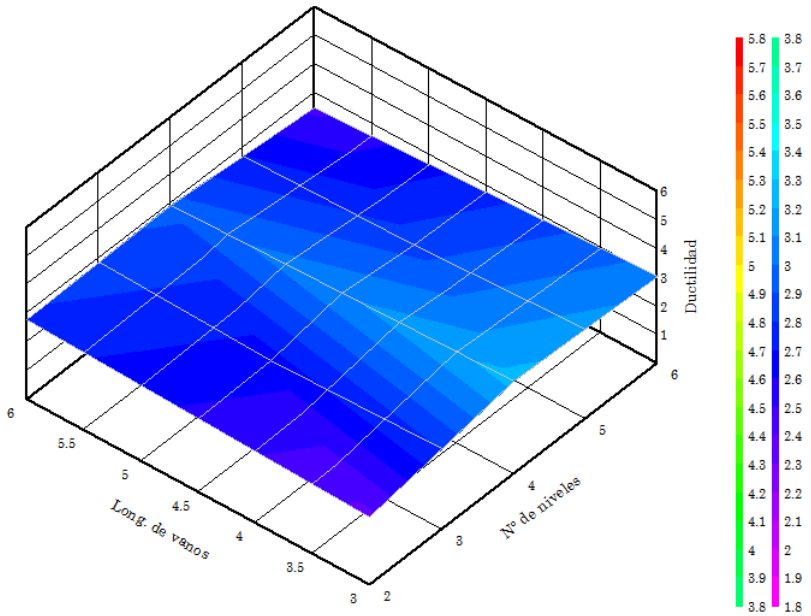


Figura 3.24 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por desplazamientos, con perfiles laminados, dirección *y*

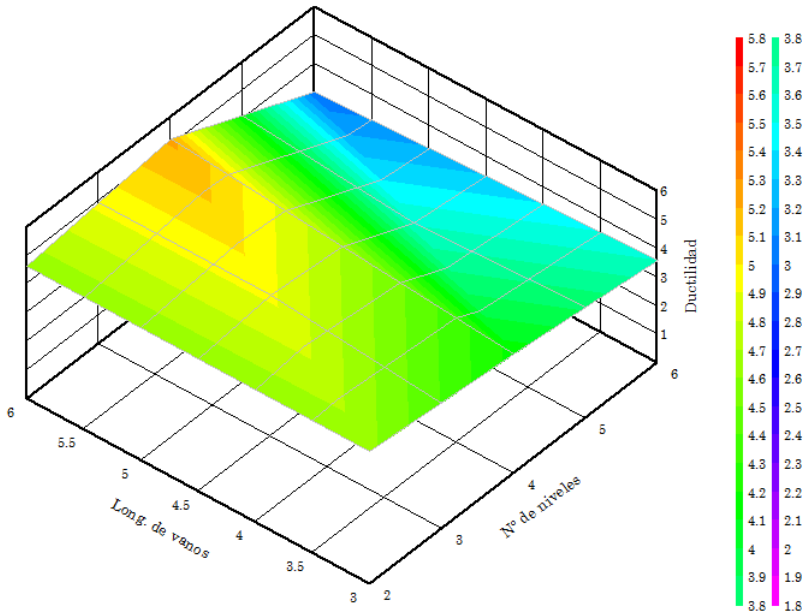


Figura 3.25 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a la NEC por desplazamientos, con perfiles armados, dirección *y*

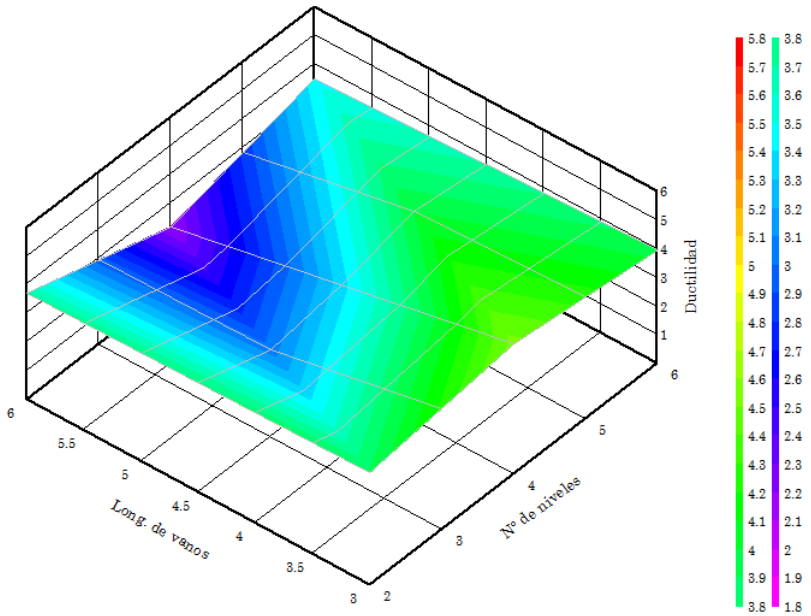


Figura 3.26 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con perfiles laminados, dirección *y*

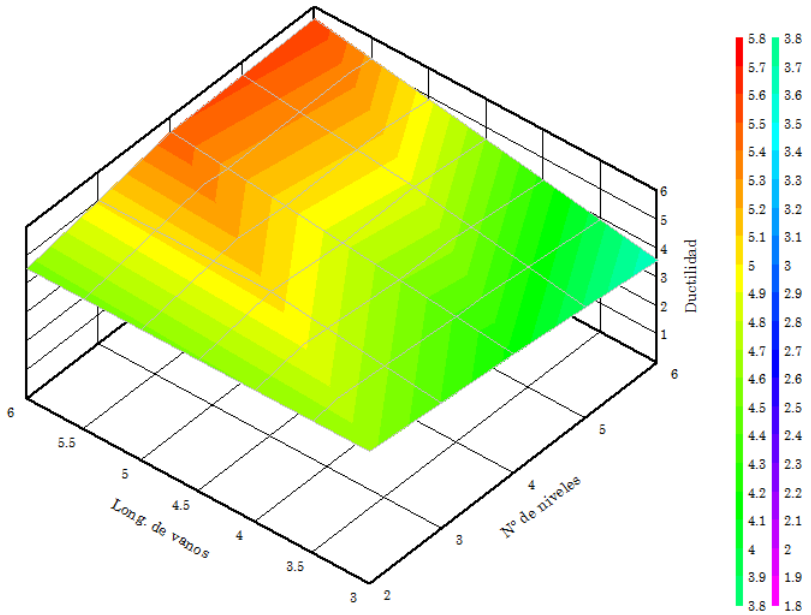


Figura 3.27 Superficie de ductilidad de arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con perfiles armados, dirección *y*

De los resultados se desprende que los arquetipos proyectados conforme a la NEC aplicando aceleraciones y con longitudes de vanos intermedias, presentan los valores más bajos de la ductilidad. Estos resultados deberán tomarse en consideración para combinarlos con los resultados obtenidos del análisis dinámico.

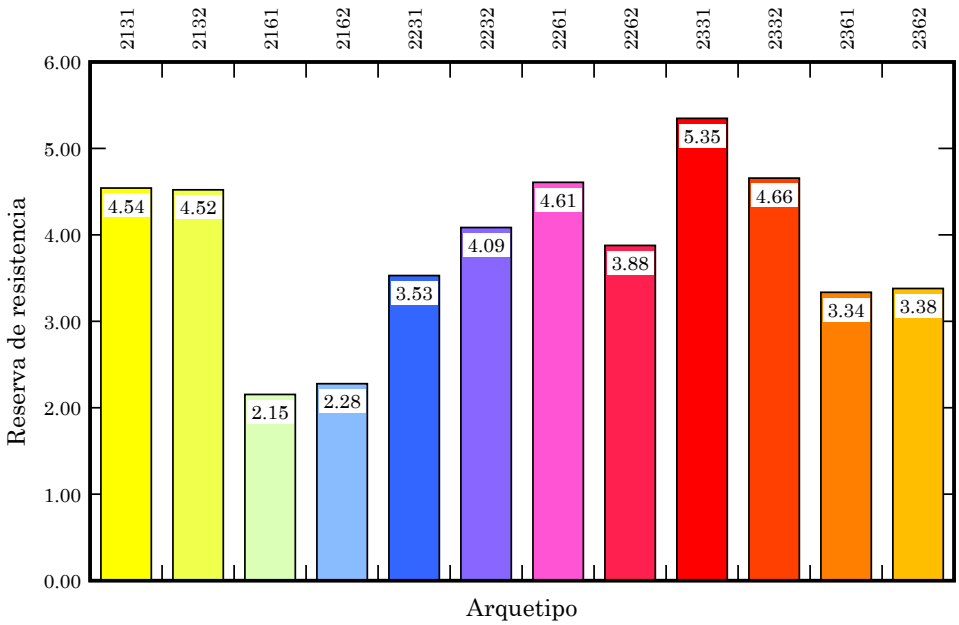


Figura 3.28 Reserva de resistencia de arquetipos de dos niveles, dirección *x*

3.1. Determinación de la reserva de resistencia

Otro de los parámetros importantes obtenidos del análisis no lineal con empuje incremental es la reserva de resistencia. Para cada uno de los arquetipos se han

calculado los valores tomando en consideración el valor del cortante elástico de diseño. Seguidamente se muestra la Figura 3.28 que contiene los valores calculados para los arquetipos de dos niveles, analizados en dirección *x*.

La Figura 3.29 contiene los valores calculados para los arquetipos de cuatro niveles, analizados en dirección x.

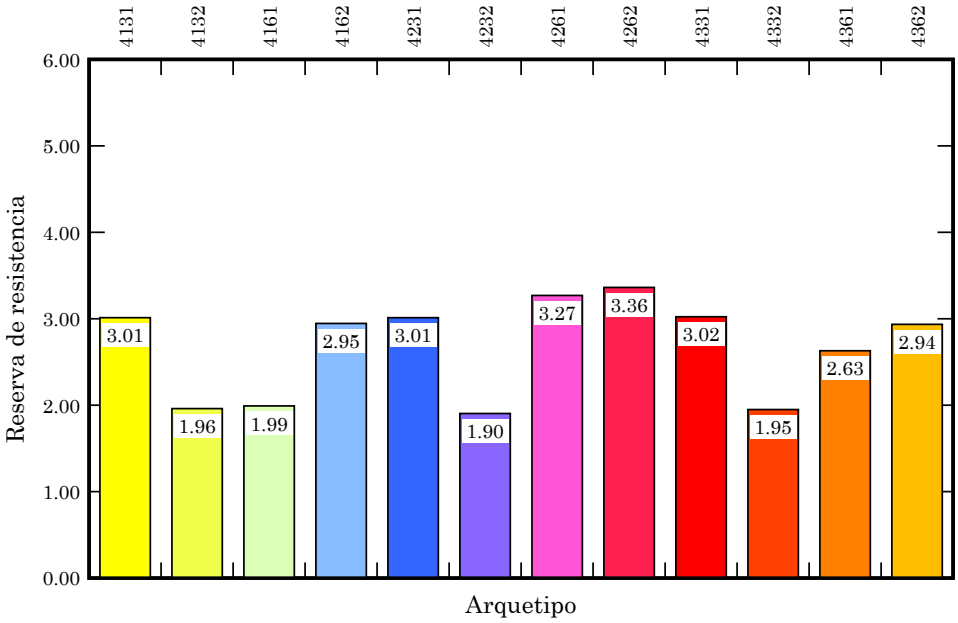


Figura 3.29 Reserva de resistencia de arquetipos de cuatro niveles, dirección *x*

La Figura 3.30 contiene los valores calculados para los arquetipos de dos niveles, analizados en dirección *x*.

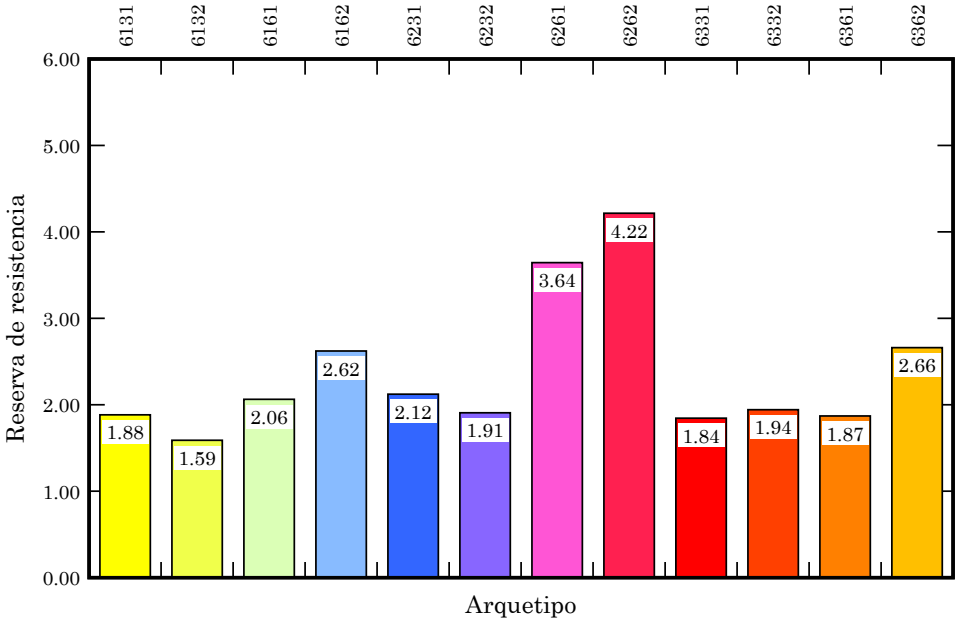


Figura 3.30 Reserva de resistencia de arquetipos de seis niveles, dirección *x*

La Figura 3.31 contiene los valores calculados para los arquetipos de dos niveles, analizados en dirección *y*.

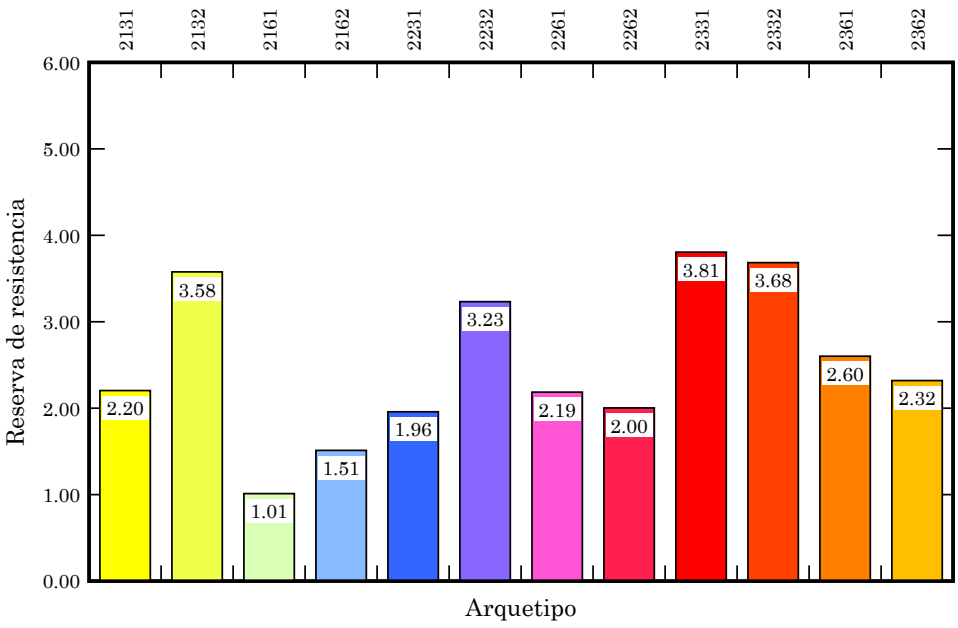


Figura 3.31 Reserva de resistencia de arquetipos de dos niveles, dirección *y*

La Figura 3.32 contiene los valores calculados para los arquetipos de cuatro niveles, analizados en dirección *y*.

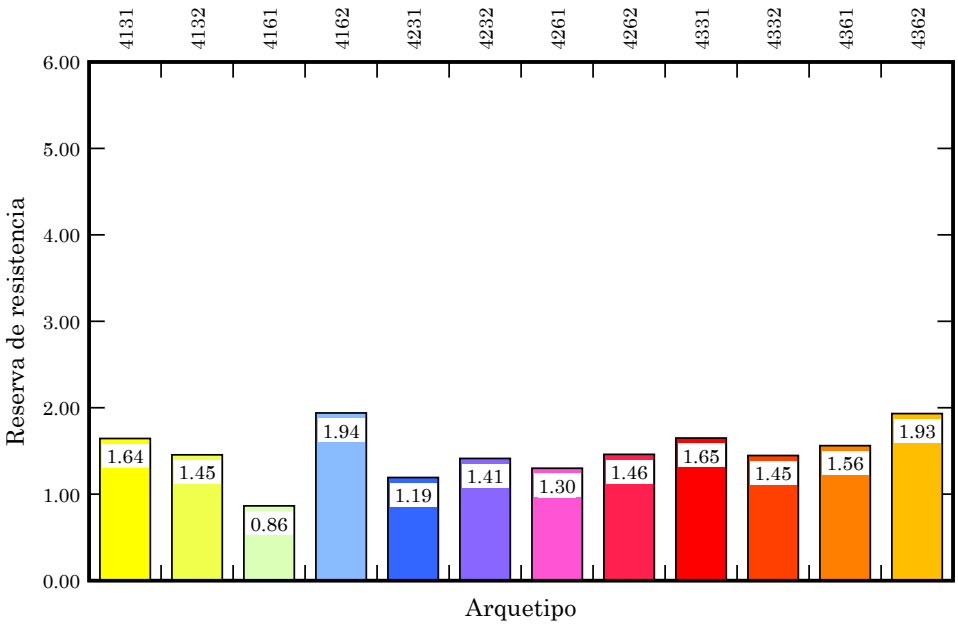


Figura 3.32 Reserva de resistencia de arquetipos de cuatro niveles, dirección *y*

La Figura 3.33 contiene los valores calculados para los arquetipos de seis niveles, analizados en dirección *y*.

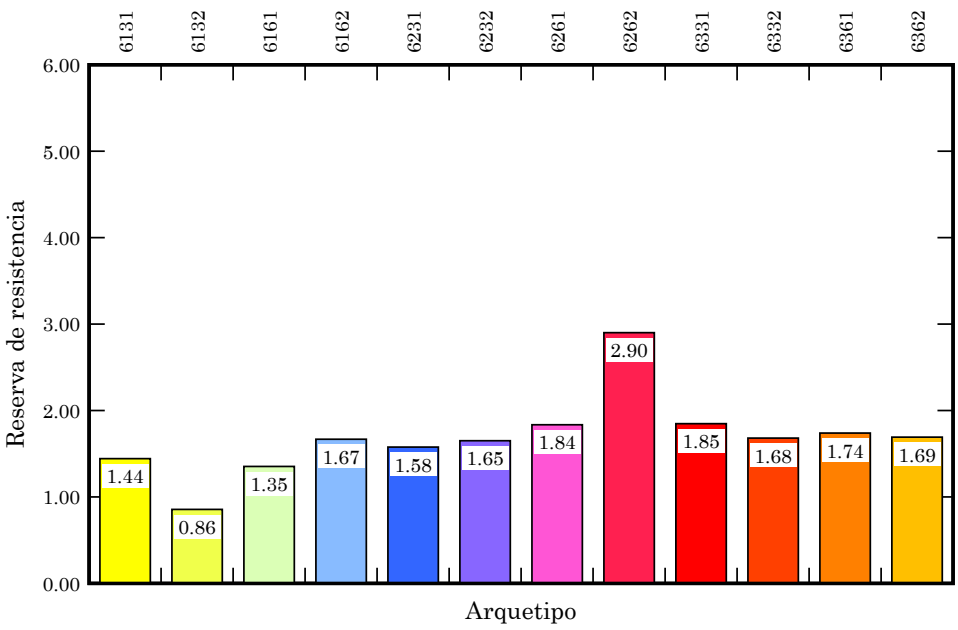


Figura 3.33 Reserva de resistencia de arquetipos de cuatro niveles, dirección *y*

3.1.1. Reserva de resistencia por grupos de prestaciones

En cuanto a los valores de la reserva de resistencia, se ha procedido a graficar los resultados agrupando los casos similares en cuanto a metodología de diseño y a tipos de secciones empleadas. Los resultados se pueden apreciar de la Figura 3.34 a la Figura 3.39.

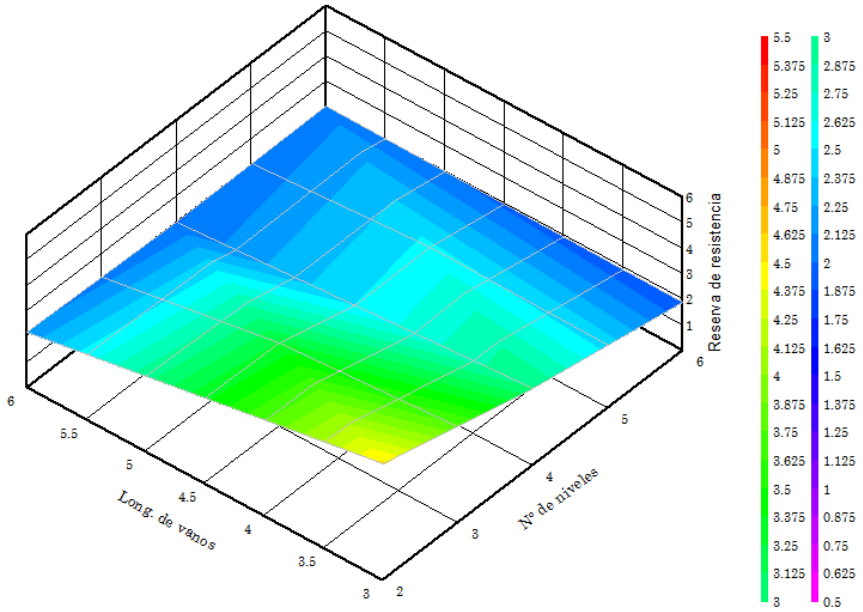


Figura 3.34 Reserva de resistencia en la dirección x de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones laminadas en caliente

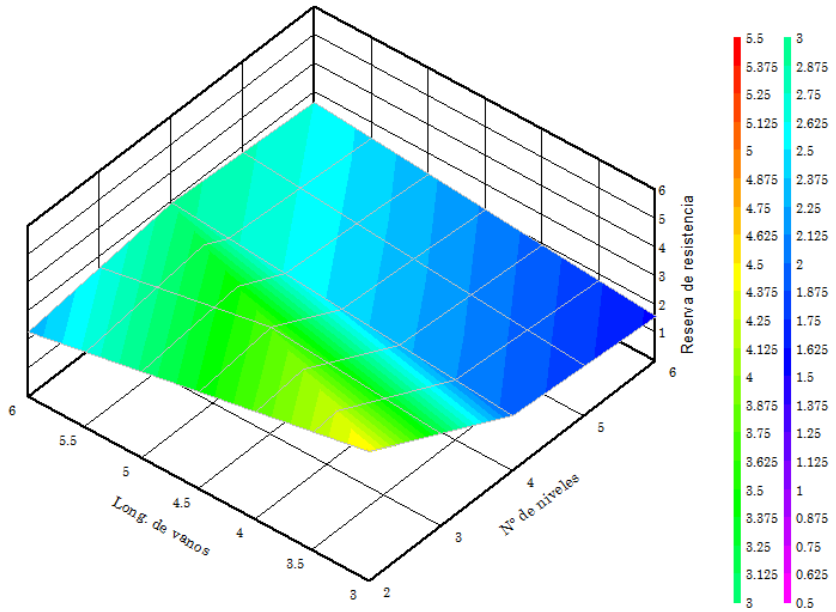


Figura 3.35 Reserva de resistencia en la dirección x de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones armadas

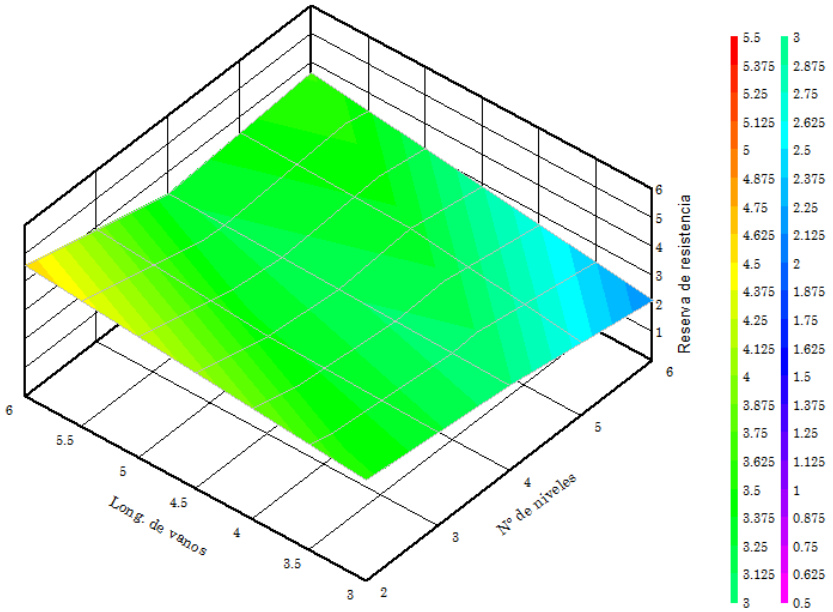


Figura 3.36 Reserva de resistencia en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones laminadas en caliente

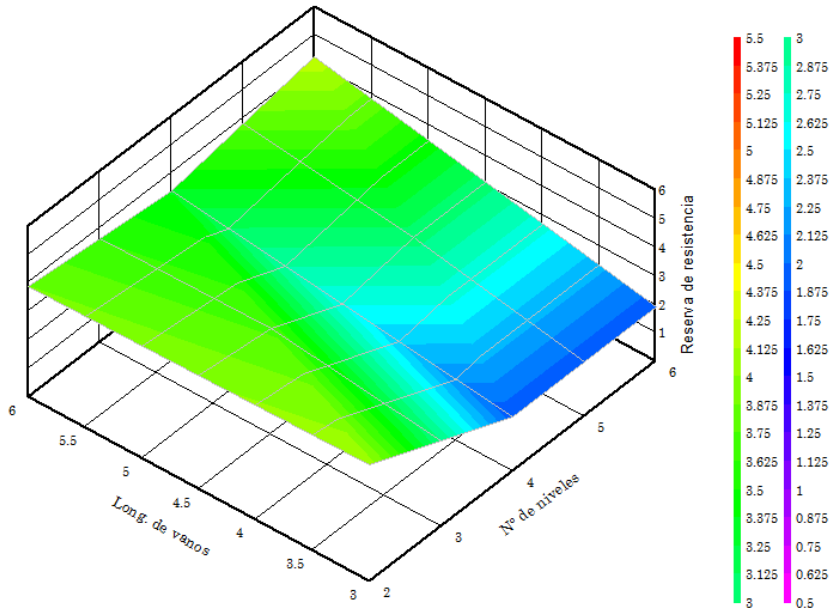


Figura 3.37 Reserva de resistencia en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones armadas

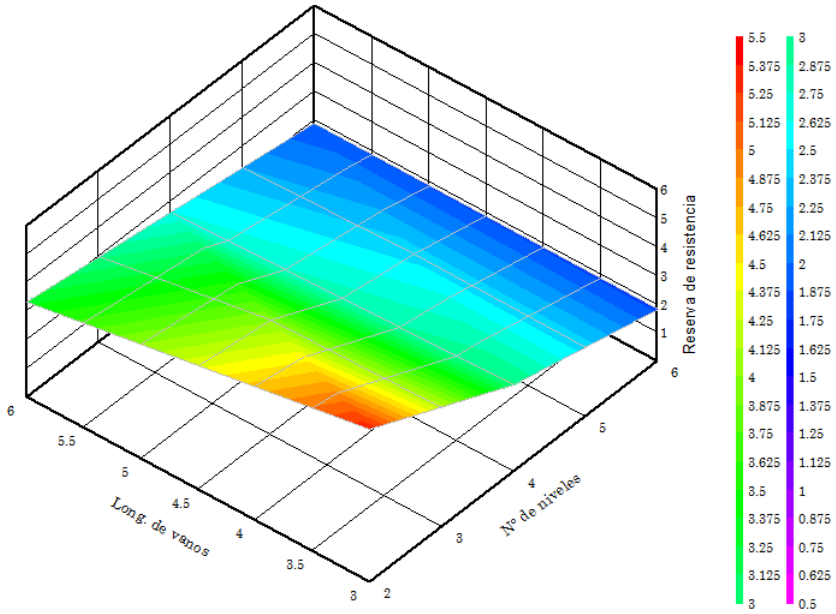


Figura 3.38 Reserva de resistencia en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones laminadas en caliente

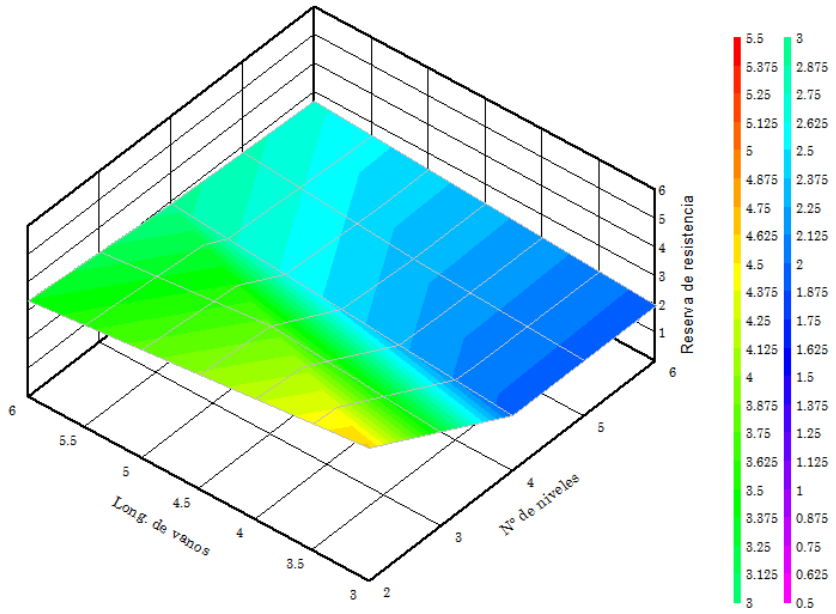


Figura 3.39 Reserva de resistencia en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones armadas

Ahora se muestran los resultados en dirección *y*, de la Figura 3.40 a la Figura 3.45.

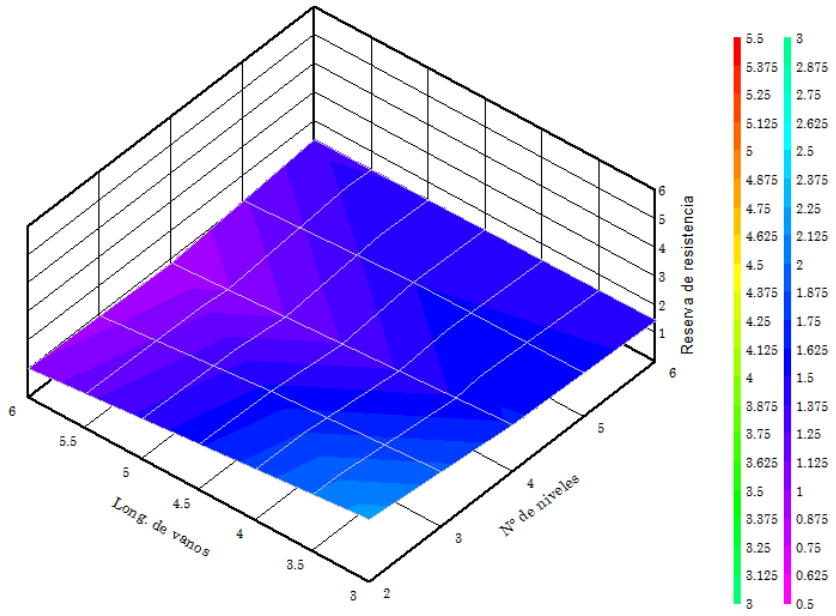


Figura 3.40 Reserva de resistencia en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones laminadas en caliente

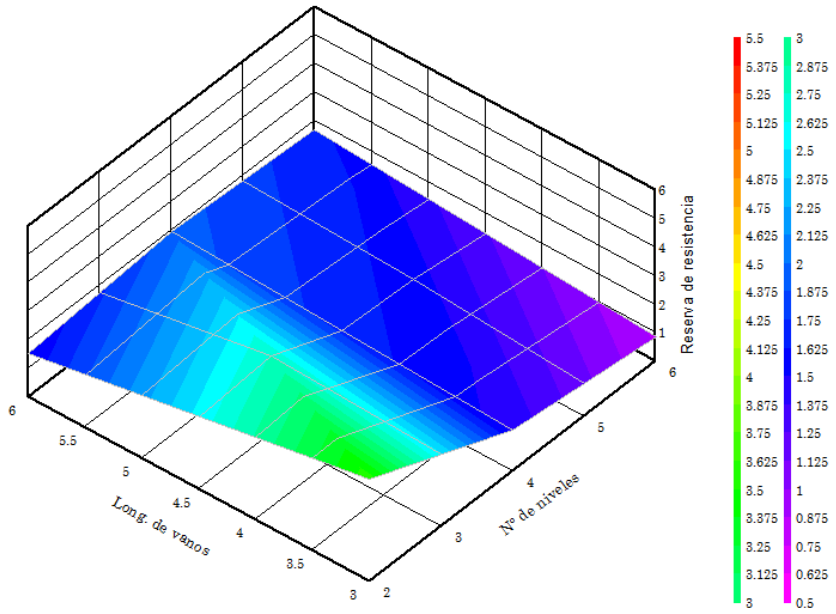


Figura 3.41 Reserva de resistencia en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones armadas

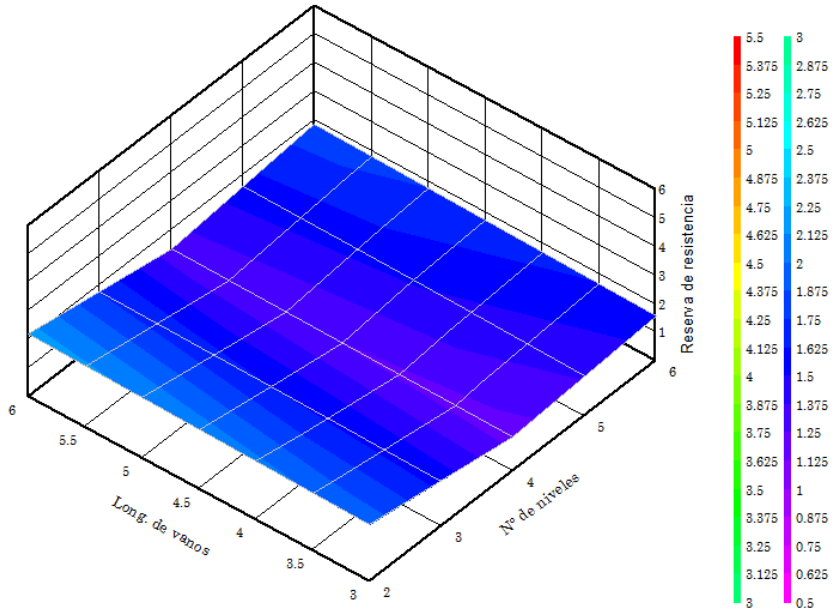


Figura 3.42 Reserva de resistencia en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones laminadas en caliente

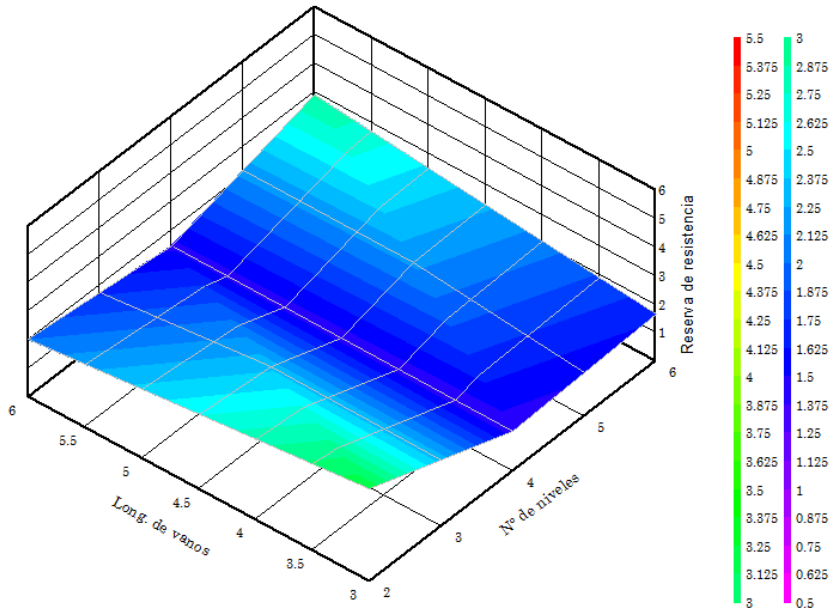


Figura 3.43 Reserva de resistencia en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones armadas

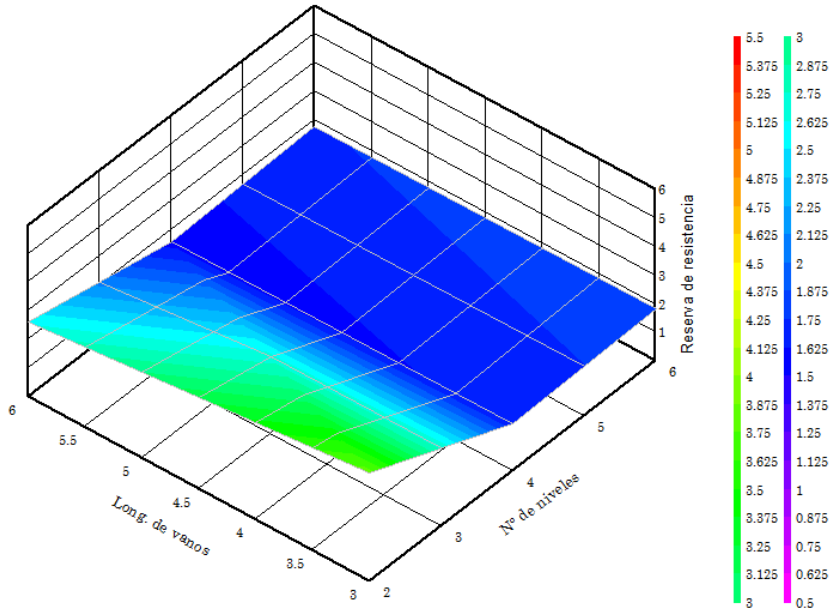


Figura 3.44 Reserva de resistencia en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones laminadas en caliente

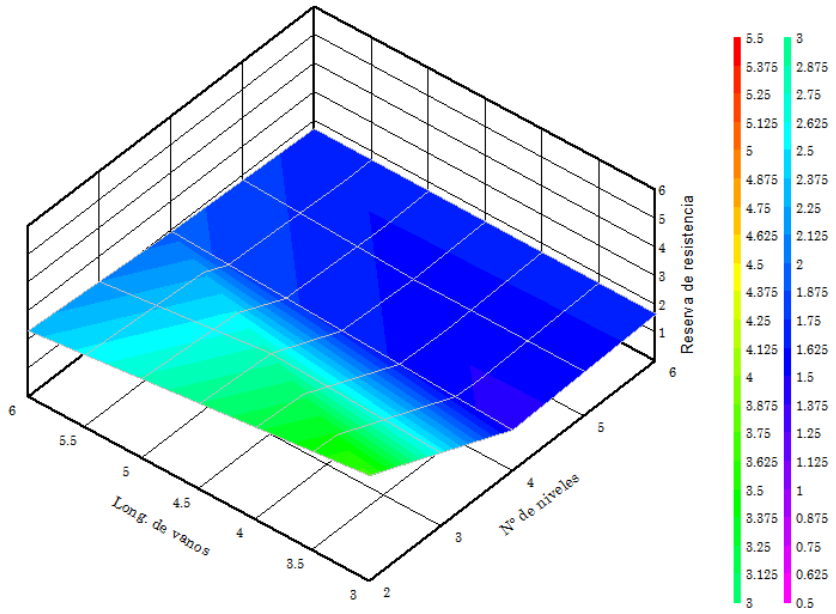


Figura 3.45 Reserva de resistencia en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones armadas

De los resultados se puede observar que los edificios diseñados conforme a la NEC aplicando aceleraciones, tanto con el uso de perfiles laminados en caliente como armados, presentan algunos valores de reserva de resistencia inferiores a la unidad. Este es un indicativo que el proceso de diseño no está produciendo estructuras seguras frente a la acción de sismos fuertes.

3.2. Determinación del factor de reducción inherente

El factor de reducción inherente es el resultado de aplicar el enfoque descrito en [20], en el cual se contempla que el factor de reducción de un sistema estructural, está dado por la contribución de tres factores:

$$R = R_\mu R_R R_\Omega \quad \textbf{(3.1)}$$

Donde es la contribución de la ductilidad estructural, es la contribución de la redundancia y es la contribución de la reserva de resistencia. Sin embargo, según [76], es impracticable la separación del efecto de los dos últimos factores, lo que implica que desde un punto de vista prácrito es conveniente aplicar ambos de forma combinada. De esta manera es posible calcular el factor de reducción inherente (que viene a ser como la capacidad de la estructura de desarrollar un comportamiento estable frente a cargas laterales) mediante:

$$R = R_\mu R_\Omega \quad \textbf{(3.2)}$$

Donde el factor ya incluye el efecto de la redundancia estructural.

Una vez realizados los cálculos se obtienen los resultados que se muestran a continuación. Estos resultados han sido graficados y se muestran en la Figura 3.46.

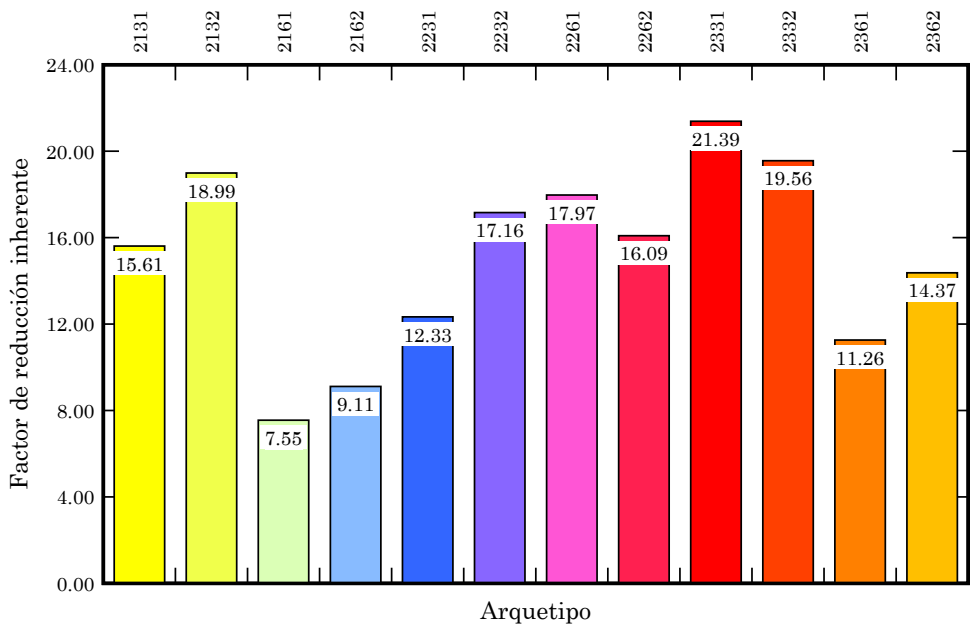


Figura 3.46 Factor de reducción inherente de arquetipos de dos niveles, dirección *x*

Los resultados obtenidos se han graficado de manera conjunta y se muestran en la Figura 3.47.

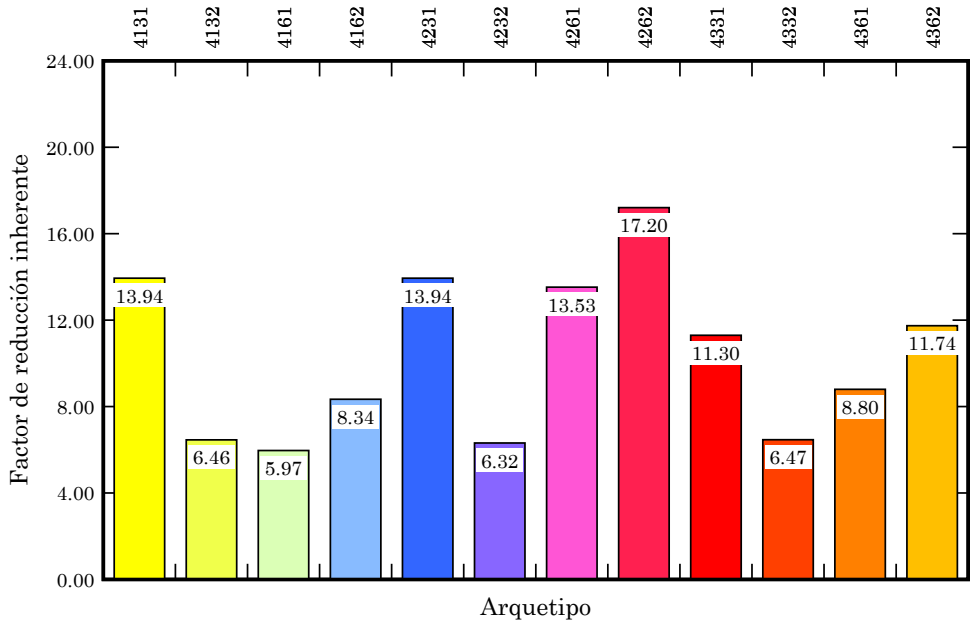


Figura 3.47 Factor de reducción inherente de arquetipos de cuatro niveles, dirección *x*

Se muestran finalmente en la Figura 3.48 los valores obtenidos para los arquetipos de 6 niveles en dirección *x*.

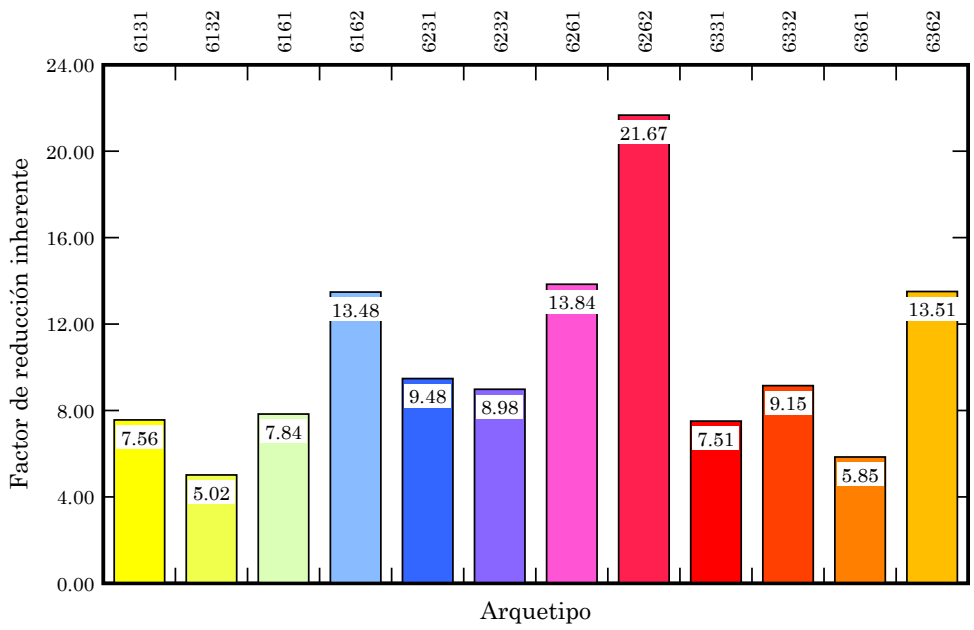


Figura 3.48 Factor de reducción inherente de arquetipos de seis niveles, dirección *x*

Seguidamente se muestran los valores en la dirección *y* de los factores de reducción inherente. Se comienza con los arquetipos de dos niveles, cuyos valores se pueden apreciar en la Figura 3.49.

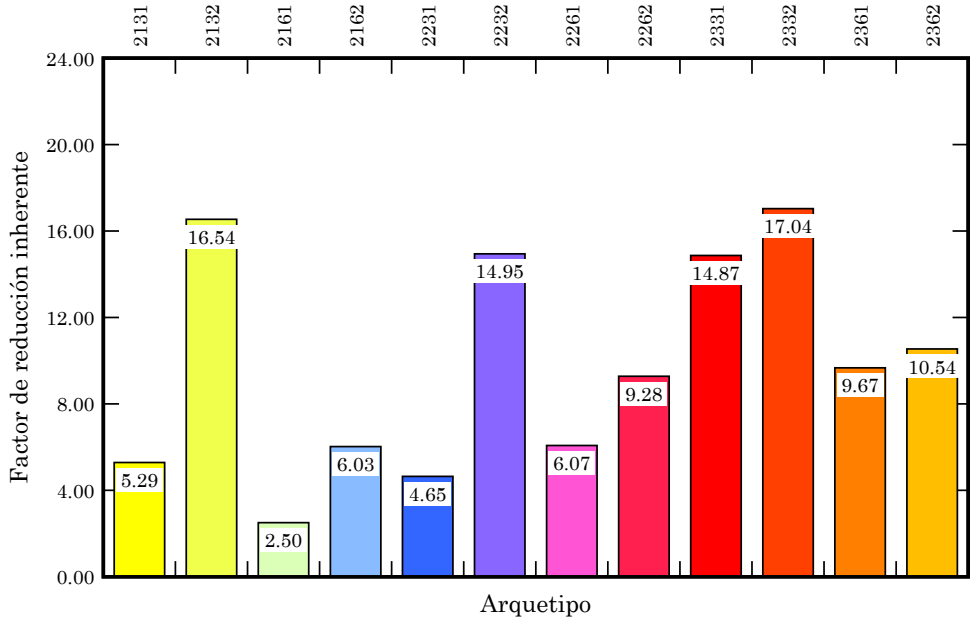


Figura 3.49 Factor de reducción inherente de arquetipos de dos niveles, dirección *y*

En cuanto a los arquetipos de cuatro niveles, los resultados se pueden apreciar en la Figura 3.50.

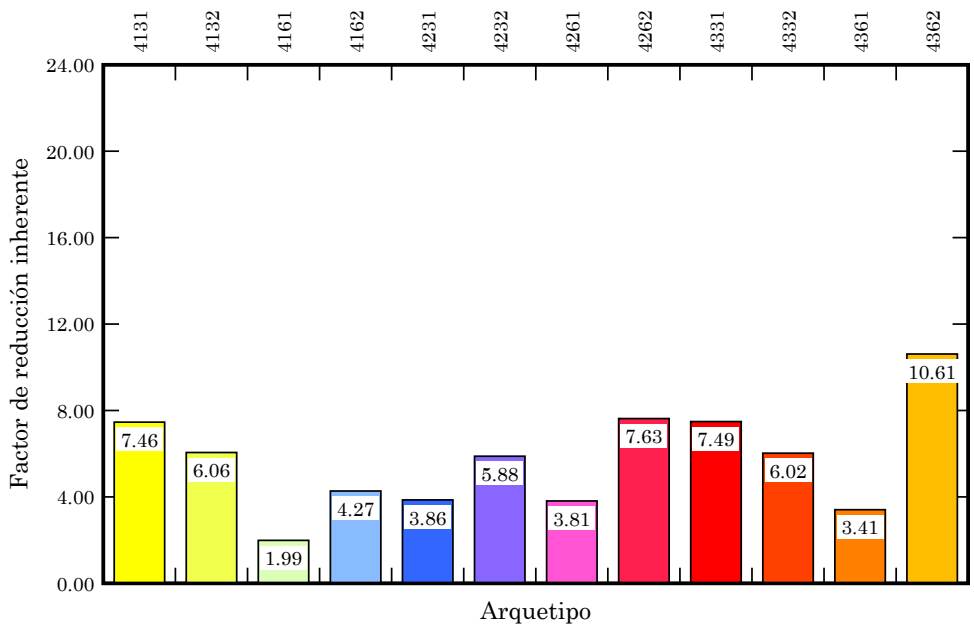


Figura 3.50 Factor de reducción inherente de arquetipos de cuatro niveles, dirección *y*

Se termina de presentar los resultados en la dirección y, mostrando los valores de los arquetipos de 6 niveles en la Figura 3.51.

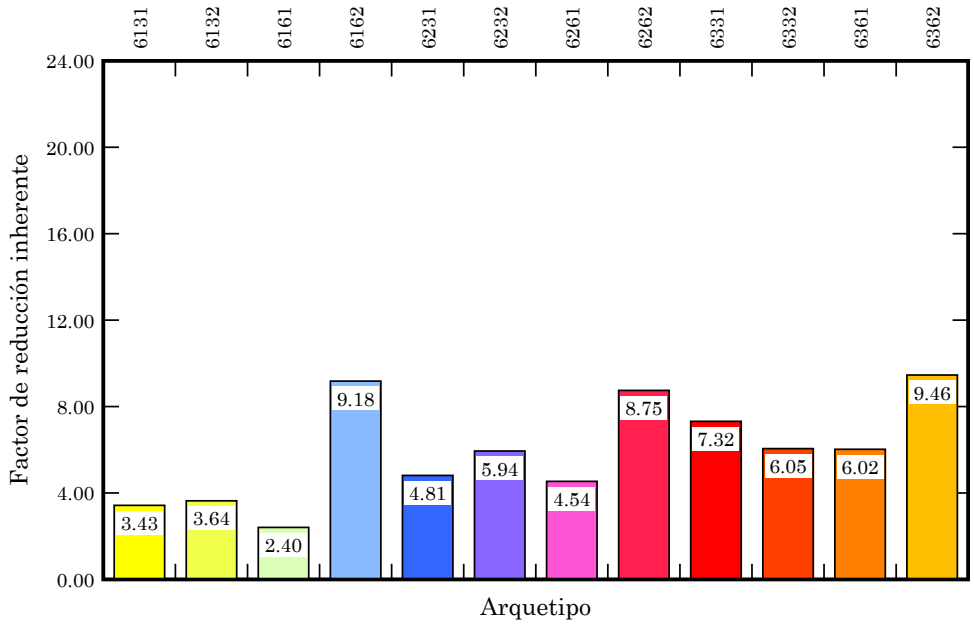


Figura 3.51 Factor de reducción inherente de arquetipos de seis niveles, dirección *y*

En cuanto a los valores del factor de reducción inherente, se ha procedido a graficar los resultados agrupando los casos similares en cuanto a metodología de diseño y a tipos de secciones empleadas, esto es, conforme a los grupos de prestaciones considerados en este estudio. Los resultados se muestran de la Figura 3.52 a la Figura 3.57.

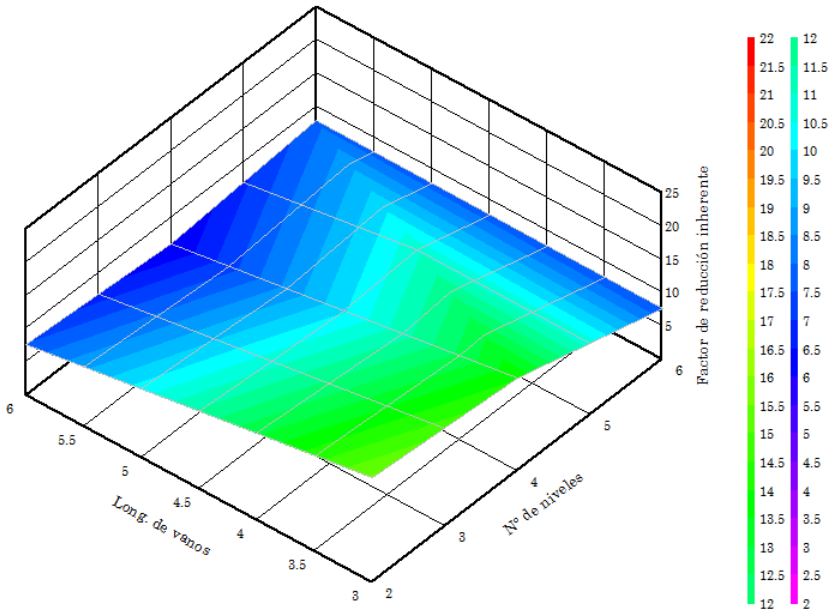


Figura 3.52 Factor de reducción inherente en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones laminadas en caliente

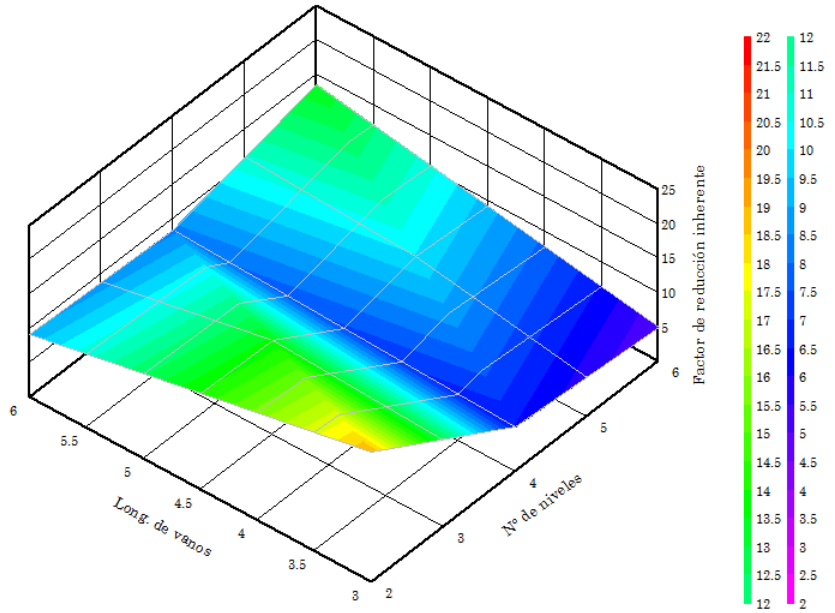


Figura 3.53 Factor de reducción inherente en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones armadas

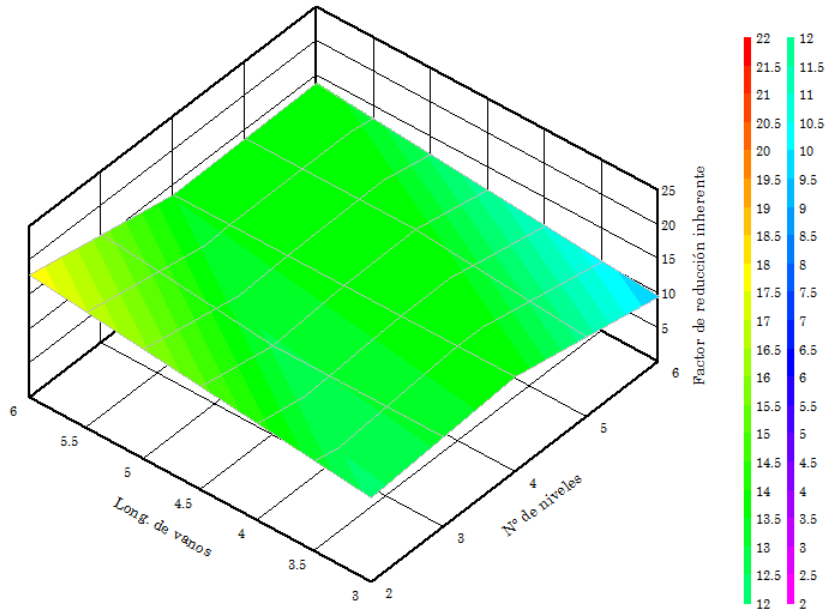


Figura 3.54 Factor de reducción inherente en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones laminadas en caliente

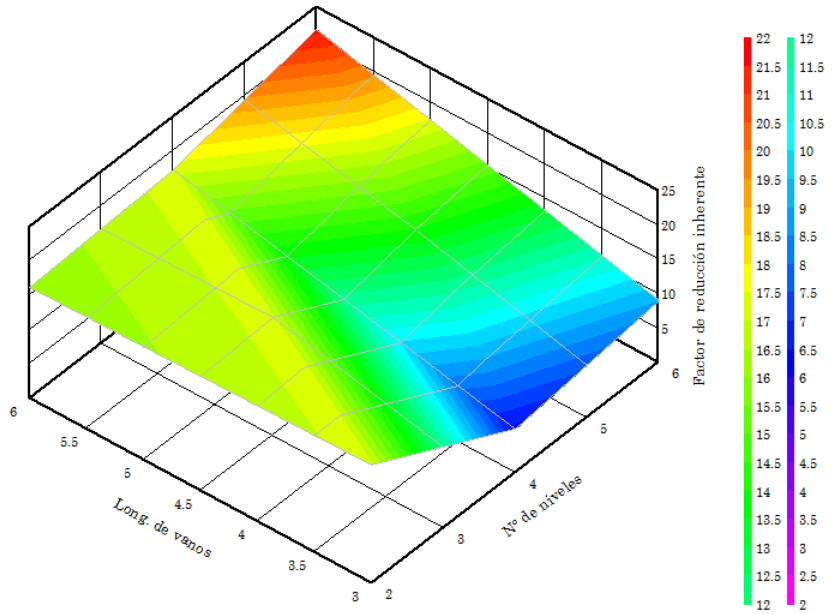


Figura 3.55 Factor de reducción inherente en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones armadas

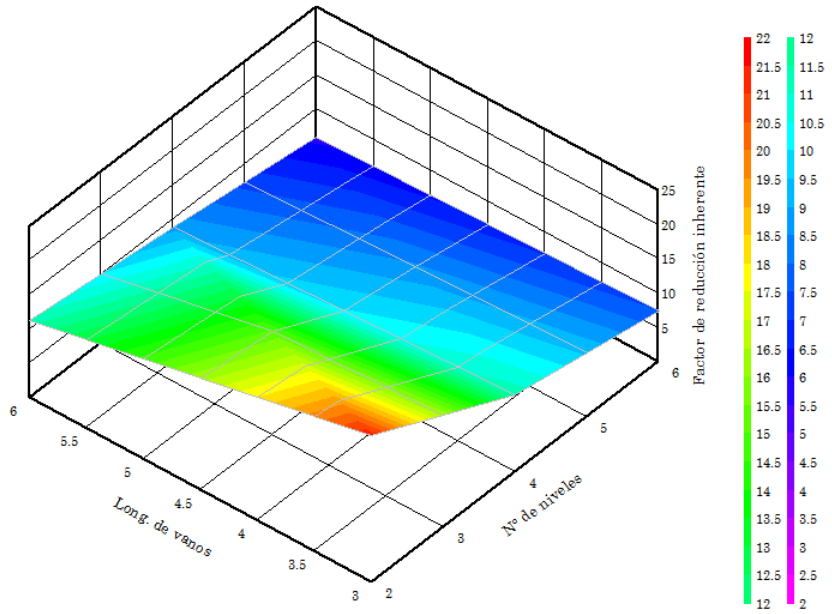


Figura 3.56 Factor de reducción inherente en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones laminadas en caliente

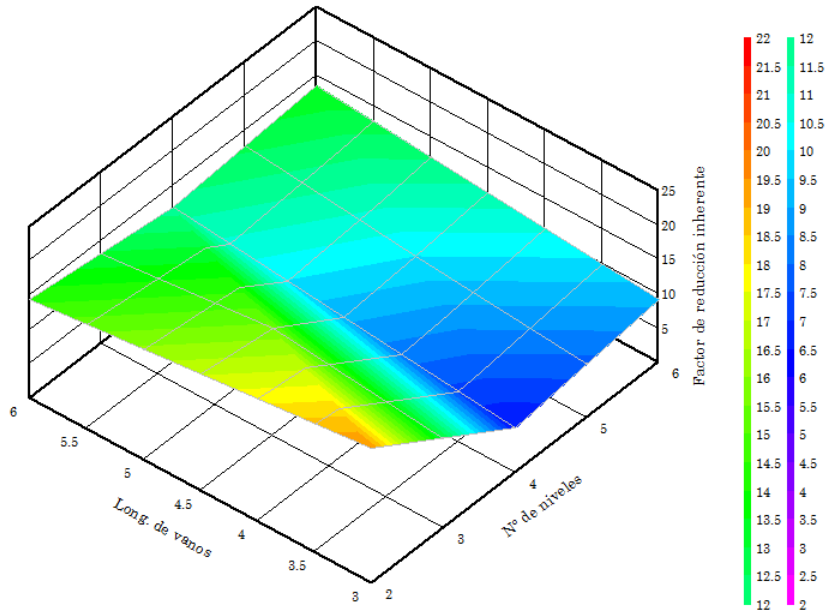


Figura 3.57 Factor de reducción inherente en la dirección *x* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones armadas

Ahora se muestran los resultados en dirección *y*, de la Figura 3.58 a la Figura 3.63.

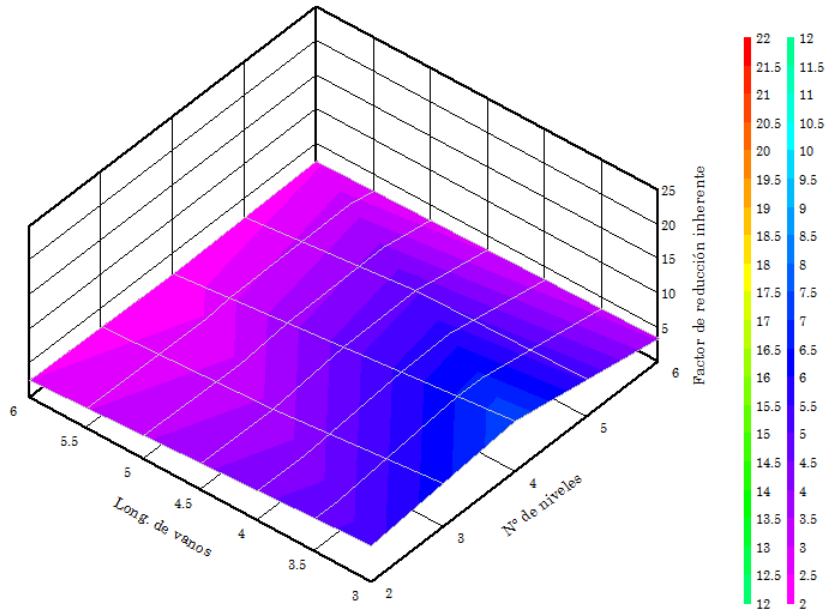


Figura 3.58 Factor de reducción inherente en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones laminadas en caliente

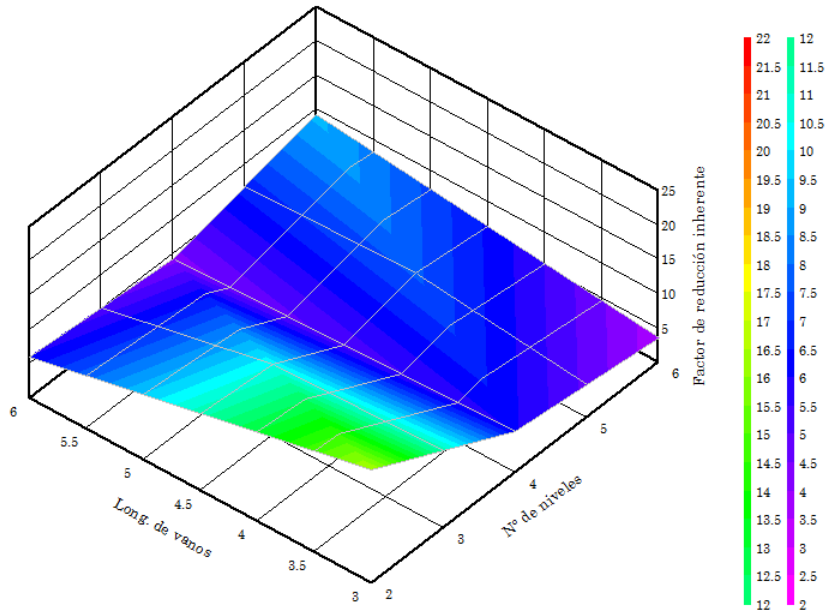


Figura 3.59 Factor de reducción inherente en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de aceleraciones, con secciones armadas

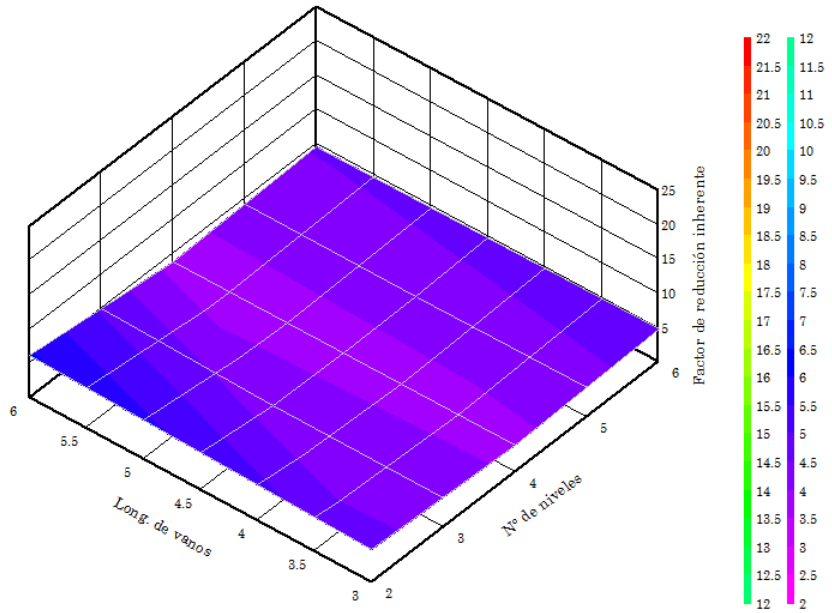


Figura 3.60 Factor de reducción inherente en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones laminadas en caliente

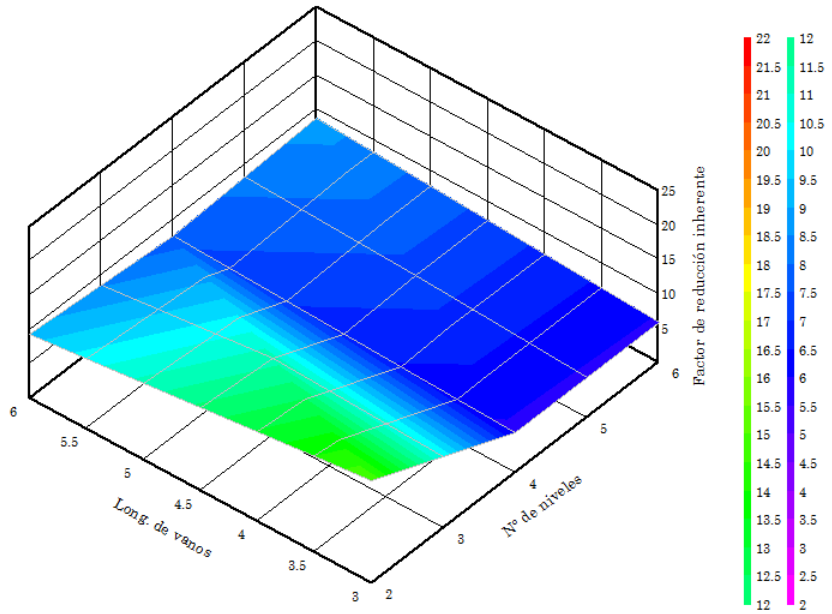


Figura 3.61 Factor de reducción inherente en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a la NEC por el método de desplazamientos, con secciones armadas

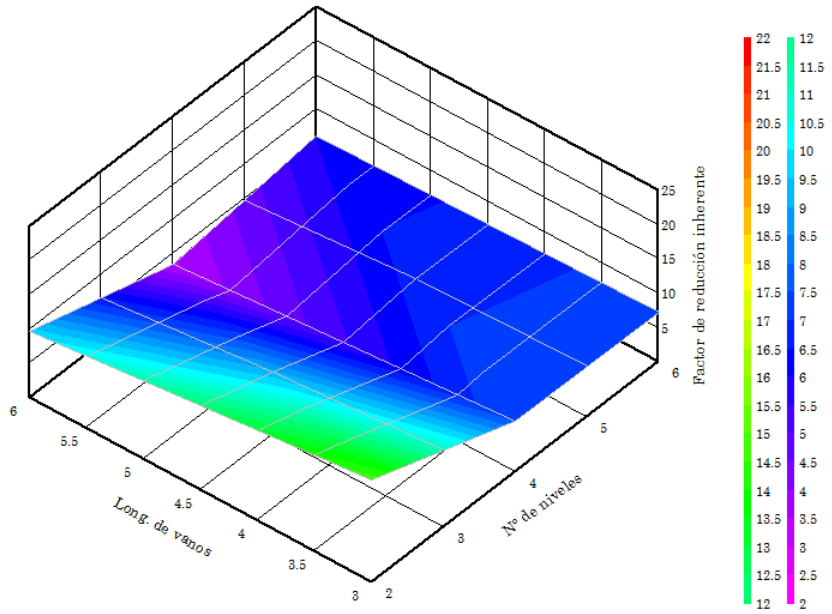


Figura 3.62 Factor de reducción inherente en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones laminadas en caliente

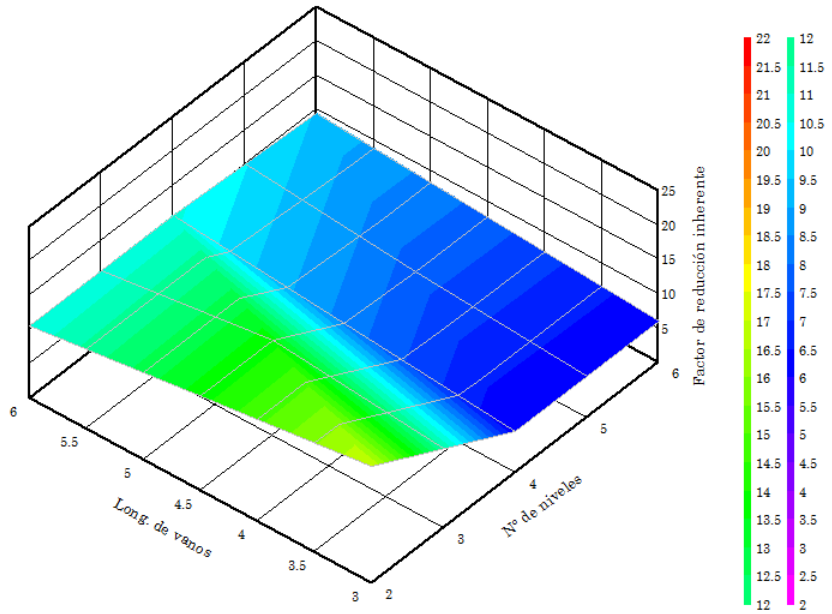


Figura 3.63 Factor de reducción inherente en la dirección *y* de los arquetipos diseñados conforme a método alternativo, con secciones armadas

Los resultados muestran que para el grupo de prestaciones representado por los edificios diseñados conforme a la NEC aplicando aceleraciones, se alcanzan los menores valores de factor de reducción inherente. Estos valores llegan a ser inferiores a los del factor de reducción *R* aplicado en el diseño elástico, lo que de alguna manera indica que estos arquetipos no poseen la seguridad requerida para garantizar un adecuado comportamiento sismo-resistente frente a terremotos fuertes.

Los valores mostrados del factor de reducción inherente se compararán con los valores obtenidos de aplicar dos métodos que extraen para su cálculo resultados del análisis incremental dinámico, que al ser abordado en subsecciones siguientes, permitirá mostrar todos los cálculos de manera conjunta.

3.3. Determinación de los valores de incertidumbre total de los arquetipos

Como ya se ha indicado, la metodología contempla la determinación de los valores de la incertidumbre total de los arquetipos como una contribución de diversas fuentes de incertidumbre. Para los casos en los que la ductilidad de desplazamiento es menor que 3, los valores de la Tabla 2.3 ya no se pueden aplicar, teniendo que ser determinados aplicando una formula empírica. Una vez que se ha aplicado el procedimiento general, se han obtenido los resultados que se muestran en las Tabla 3.15 a la Tabla 3.17.

Tabla 3.15 Valores de la incertidumbre total de los arquetipos de dos niveles en dirección *x*

Arquetipo	μ_T	β_{TOT}
2131	3.437	0.525
2132	4.2	0.7
2161	3.507	0.525
2162	4	0.7
2231	3.495	0.5
2232	4.2	0.675
2261	3.9	0.5
2262	4.148	0.675
2331	3.998	0.5
2332	4.2	0.675
2361	3.376	0.5
2362	4.252	0.675

Tabla 3.16 Valores de la incertidumbre total de los arquetipos de cuatro niveles en dirección *x*

Arquetipo	μ_T	β_{TOT}
4131	4.627	0.525
4132	3.295	0.7
4161	2.996	0.55
4162	2.830	0.725
4231	4.627	0.5
4232	3.317	0.675
4261	4.137	0.5
4262	5.117	0.675
4331	3.738	0.5
4332	3.317	0.675
4361	3.345	0.5
4362	3.999	0.675

Tabla 3.17 Valores de la incertidumbre total de los arquetipos de seis niveles en dirección *x*

Arquetipo	μ_T	β_{TOT}
6131	4.015	0.525
6132	3.157	0.7
6161	3.799	0.525
6162	5.141	0.7
6231	4.465	0.5
6232	4.710	0.675
6261	3.799	0.5
6262	5.141	0.675
6331	4.069	0.5
6332	4.710	0.675
6361	3.127	0.5
6362	5.076	0.675

Tabla 3.18 Valores de la incertidumbre total de los arquetipos de dos niveles en dirección *y*

Arquetipo	μ_T	β_{TOT}
2131	2.4	0.55
2132	4.624	0.7
2161	2.475	0.55
2162	3.986	0.7
2231	2.372	0.525
2232	4.624	0.675
2261	2.779	0.525
2262	4.633	0.675
2331	3.908	0.5
2332	4.624	0.675
2361	3.717	0.5
2362	4.545	0.675

Tabla 3.19 Valores de la incertidumbre total de los arquetipos de cuatro niveles en dirección *y*

Arquetipo	μ_T	β_{TOT}
4131	4.538	0.525
4132	4.163	0.7
4161	2.302	0.525
4162	2.203	0.7
4231	3.237	0.5
4232	4.163	0.675
4261	2.391	0.5
4262	4.414	0.675
4331	4.538	0.5
4332	4.163	0.675
4361	2.182	0.5
4362	5.492	0.675

Tabla 3.20 Valores de la incertidumbre total de los arquetipos de seis niveles en dirección *y*

Arquetipo	μ_T	β_{TOT}
6131	2.375	0.525
6132	4.25	0.7
6161	1.778	0.525
6162	5.504	0.7
6231	3.051	0.5
6232	3.6	0.675
6261	2.473	0.5
6262	3.015	0.675
6331	3.959	0.5
6332	3.6	0.675
6361	3.462	0.5
6362	5.591	0.675

Los valores de la incertidumbre de los arquetipos se han calculado también en dirección *y*. De esta forma, todos los resultados se muestran en la Tabla 3.18 a la Tabla 3.20

Como se ha indicado, los valores de la incertidumbre calculados conforme a las recomendaciones de la Metodología permitirán establecer valores aceptables del ratio de margen de colapso ajustado.

3.4. Resultados del análisis incremental dinámico

Como ya se ha señalado, el análisis incremental dinámico es uno de los tipos de análisis no lineal que se aplican en la actualidad con la finalidad de determinar las características de la respuesta de las estructuras frente a terremotos. La gran ventaja que presenta es que se utiliza para efectuarlo un grupo de acelerogramas que pueden ser tanto registros reales como sintéticos. Su principal desventaja es el alto consumo de tiempo que conlleva su aplicación.

Sobre los arquetipos que se están estudiando, se han aplicado por tanto los 31 registros mostrados en el Capítulo anterior, cada uno de los cuales actúa en cada una de las direcciones principales de la estructura (dirección *x* e *y*).

Para la definición del análisis a cada arquetipo se proporciona un valor de escalado inicial del acelerograma utilizado. Seguidamente se proporciona un valor final y el valor del paso del escalado. En el presente estudio se ha seleccionado un número de 20 incrementos para aplicar a cada acelerograma. Esto da un total de 44.640 análisis dinámicos no lineales para completar el estudio por análisis incremental dinámico.

De alguna manera los resultados procedentes el análisis incremental dinámico van a proporcionar valores para efectuar la evaluación de la respuesta sísmica de las estructuras estudiadas, de forma complementaria a los factores evaluados mediante el análisis no lineal pseudo estático presentados en las secciones anteriores. Con los resultados obtenidos del análisis incremental dinámico se calcularán los siguientes factores:

- Ratio de margen de colapso (CMR)
- Factor de reducción de respuesta (según FEMA P695)
- Factor de reducción de respuesta (según Elnashai y Di Sarno)
- Factor de amplificación de desplazamientos

Seguidamente se muestran los detalles de los procedimientos llevados a cabo para calcular estos factores.

3.4.1. Determinación del ratio de margen de colapso

Para calcular el ratio de margen de colapso se aplica la ecuación (2.2). De acuerdo con la misma, se requiere intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$.de cada arquetipo al ser sometido a los 31 registros con los que se viene trabajando. Además se necesita el valor de intensidad del máximo terremoto considerado S_{MT} directamente del espectro de diseño y para un período fundamental T. Los valores de la intensidad del máximo terremoto considerado se determinan a partir de la segunda expresión de la Ecuación 2.2. Los resultados se resumen en la Tabla 3.21.

Tabla 3.21 Valores de intensidad del máximo terremoto considerado S_{MT}

N° de niveles	$T\ (s)$	$S_{M1}\ (g)$	$S_{MT}\ (g)$
2	0.42	0.4092	0.9743
4	0.74	0.4092	0.5530
6	1.02	0.4092	0.4012

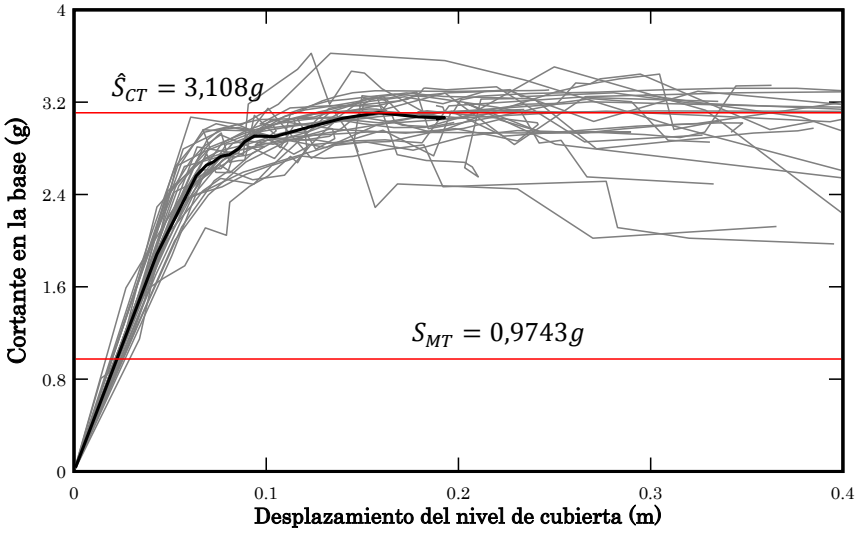


Figura 3.64 Resultados del análisis incremental dinámico con la curva de valores medios y la intensidad del máximo terremoto considerado

Los resultados de los análisis incrementales dinámicos se grafican de manera conjunta para el grupo completo de los 31 acelerogramas aplicados. Las curvas se grafican tomando los desplazamientos del centro de gravedad del nivel de cubierta en el eje de las abscisas y la aceleración en el eje de las ordenadas. A este conjunto de curvas se le determina el valor de la aceleración para el cual se produce el fallo del 50% en las curvas. El criterio aplicado para determinar el fallo consiste en tomar la aceleración para

el punto en el cual la pendiente de la curva es menor o igual al 20% de la pendiente inicial (rigidez inicial). En la Figura 3.64 se muestra como ejemplo el caso del arquetipo 2131 analizado en dirección *x*. Nótese el valor medio de las curvas, donde el 50% de las mismas han alcanzado el fallo y el valor de la intensidad del máximo terremoto considerado.

Con el valor de la intensidad media de colapso $\hat{S}_{CT}$ y de la intensidad del máximo terremoto considerado S_{MT} se puede construir la curva de fragilidad de colapso, para la cual se coloca en el eje de las abscisas le valores de la pseudo-aceleración (S_a) como fracción de la gravedad y en el eje de las ordenadas los valores de la probabilidad de que un evento x sea mayor que el valor medio de la curva de fragilidad de colapso, que en este caso equivale al valor de $\hat{S}_{CT}$. La desviación estándar que es el otro valor necesario para definir la distribución lognormal que rige la curva de fragilidad de colapso se toma el valor de la Incertidumbre entre registros aplicados $\beta_{RTR} = 0{,}40$. En la Figura 3.65 se muestra la curva de fragilidad de colapso del arquetipo 2131. Nótese que para la aceleración correspondiente al periodo T de ese arquetipo, la probabilidad de colapso es muy baja (menos que 0,01).

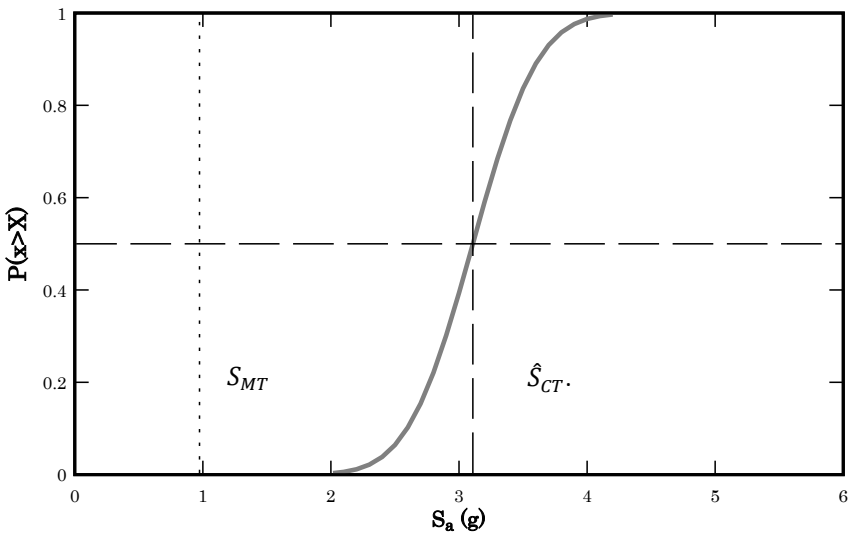


Figura 3.65 Curva de fragilidad de colapso del arquetipo 2131

El valor de esta aceleración se usa conjuntamente con el valor correspondiente a la intensidad del máximo terremoto considerado mostrado en la Tabla 3.22 para calcular el ratio de margen de colapso (CMR). En la Tabla 3.22 se muestran los valores calculados del ratio de margen de colapso obtenidos para los arquetipos de 2 niveles en dirección *x*. En la Tabla 3.23 se muestran los valores calculados del ratio de margen de colapso obtenidos para los arquetipos de 4 niveles. Como ya se indicó, se debe también calcular el ratio ajustado de margen de colapso, con la finalidad de evitar los efectos adversos producto de la variabilidad de los registros utilizados en los análisis. Los valores de los Factores espectrales de forma se interpolan de los valores contenidos en la Tabla 2.2. Una vez aplicados estos valores se obtienen los resultados que se muestran en la Tabla 3.25, para cada uno de los arquetipos de dos niveles.

Tabla 3.22 Valores del ratio de margen de colapso de los arquetipos de 2 niveles, dirección *x*

Arquetipo	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	RMC
2131	0.9743	3.108	3.19
2132	0.9743	3.1678	3.25
2161	0.9743	1.408	1.45
2162	0.9743	1.471	1.51
2231	0.9743	2.734	2.81
2232	0.9743	3.169	3.25
2261	0.9743	3.5	3.59
2262	0.9743	3.3763	3.47
2331	0.9743	3.993	4.10
2332	0.9743	3.229	3.31
2361	0.9743	2.198	2.26
2362	0.9743	2.146	2.20

Tabla 3.23 Valores del ratio de margen de colapso de los arquetipos de 4 niveles, dirección *x*

Arquetipo	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	RMC
4131	0.553	1.8923	3.42
4132	0.553	1.1718	2.12
4161	0.553	1.0763	1.95
4162	0.553	1.7431	3.15
4231	0.553	1.8923	3.42
4232	0.553	1.1718	2.12
4261	0.553	1.9357	3.50
4262	0.553	1.8576	3.36
4331	0.553	1.8437	3.33
4332	0.553	1.1371	2.06
4361	0.553	1.5364	2.78
4362	0.553	1.7407	3.15

Tabla 3.24 Valores del ratio de margen de colapso de los arquetipos de 6 niveles, dirección *x*

Arquetipo	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	RMC
6131	0.4	0.894	2.24
6132	0.4	0.7277	1.82
6161	0.4	1.408	3.52
6162	0.4	1.471	3.68
6231	0.4	1.041	2.60
6232	0.4	1.0277	2.57
6261	0.4	0.7847	1.96
6262	0.4	1.3055	3.26
6331	0.4	0.9412	2.35
6332	0.4	0.9612	2.40
6361	0.4	0.8132	2.03
6362	0.4	1.2767	3.19

En la Tabla 3.24 se muestran los valores calculados del ratio de margen de colapso obtenidos para los arquetipos de 6 niveles.

Tabla 3.25 Valores del ratio de margen de colapso ajustado de los arquetipos de 2 niveles, dirección *x*

Arquetipo	RMC	μ_T	SSF	$ACMR$
2131	3.19	3.44	1.08	3.45
2132	3.25	4.20	1.09	3.54
2161	1.45	3.51	1.03	1.49
2162	1.51	4.00	1.04	1.57
2231	2.81	3.50	1.08	3.03
2232	3.25	4.20	1.08	3.51
2261	3.59	3.90	1.08	3.88
2262	3.47	4.15	1.08	3.74
2331	4.10	4.00	1.09	4.47
2332	3.31	4.20	1.08	3.58
2361	2.26	3.38	1.06	2.39
2362	2.20	4.25	1.06	2.33

Tabla 3.26 Valores del ratio de margen de colapso ajustado de los arquetipos de 4 niveles, dirección *x*

Arquetipo	RMC	μ_T	SSF	$ACMR$
4131	3.42	4.63	1.14	3.90
4132	2.12	3.30	1.1	2.33
4161	1.95	3.00	1.1	2.14
4162	3.15	2.83	1.09	3.44
4231	3.42	4.63	1.17	4.00
4232	2.12	3.32	1.1	2.33
4261	3.50	4.14	1.13	3.96
4262	3.36	5.12	1.1	3.70
4331	3.33	3.74	1.12	3.73
4332	2.06	3.32	1.1	2.26
4361	2.78	3.35	1.1	3.06
4362	3.15	4.00	1.13	3.56

Tabla 3.27 Valores del ratio de margen de colapso ajustado de los arquetipos de 6 niveles, dirección *x*

Arquetipo	RMC	μ_T	SSF	$ACMR$
6131	2.24	4.02	1.17	2.61
6132	1.82	3.16	1.15	2.09
6161	3.52	3.80	1.16	4.08
6162	3.68	5.14	1.19	4.38
6231	2.60	4.47	1.18	3.07
6232	2.57	4.71	1.19	3.06
6261	1.96	3.80	1.16	2.28
6262	3.26	5.14	1.19	3.88
6331	2.35	4.07	1.17	2.75
6332	2.40	4.71	1.19	2.86
6361	2.03	3.13	1.14	2.32
6362	3.19	5.08	1.19	3.80

Seguidamente se muestran los valores del ratio de margen de colapso ajustado para los arquetipos de cuatro niveles, Tabla 3.26. Y finalmente los valores de los arquetipos de seis niveles, Tabla 3.27.

Por otro lado, debe recordarse que la variabilidad entre registros propicia la posibilidad de ajustar los valores de ratio de margen de colapso. De esta manera se alcanzan valores menos conservadores que finalmente permiten la evaluación de la seguridad sísmica, o dicho de otro modo, la vulnerabilidad sísmica de las estructuras objeto de estudio.

Como ya se ha indicado con el resto de los factores que se están evaluando, es conveniente agrupar los resultados conforme a tipologías semejantes. De esta forma se obtienen valores que pueden ser aplicados tanto para el diseño de nuevas estructuras, así como para validar estructuras existentes. En la Figura 3.66 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en aceleraciones, con perfiles laminados en caliente, en la dirección *x*.

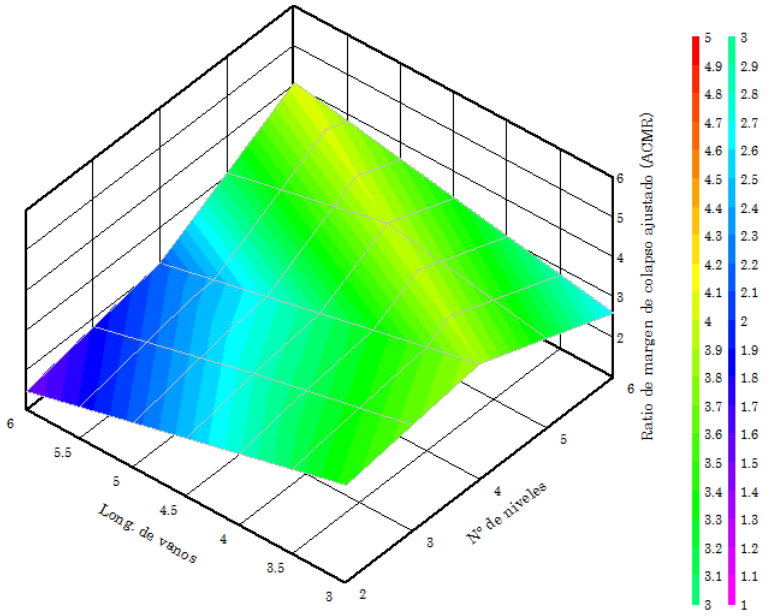


Figura 3.66 ACMR según NEC aceleraciones, perfiles laminados en caliente, dirección *x*

En la Figura 3.67 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en aceleraciones, utilizando perfiles armados, en la dirección *x*.

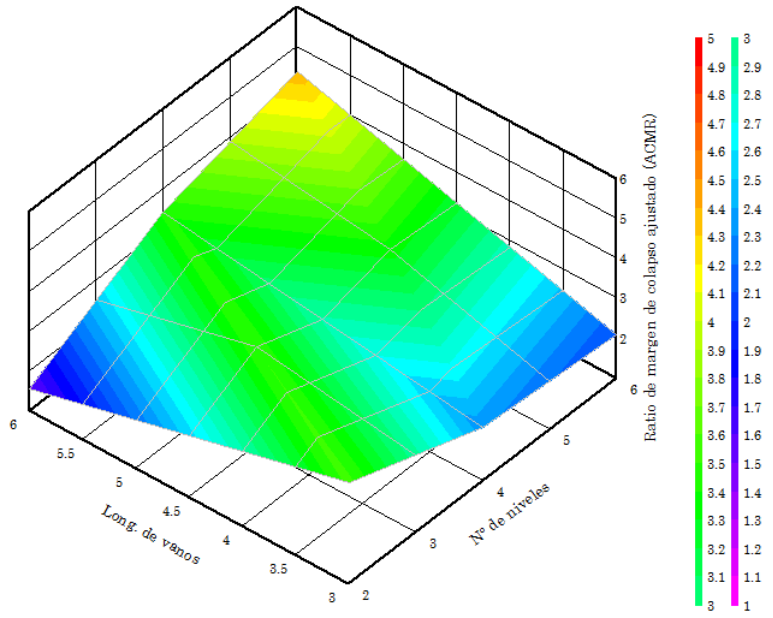


Figura 3.67 ACMR según NEC aceleraciones, perfiles armados, dirección *x*

En la Figura 3.68 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en desplazamientos, con perfiles laminados en caliente, en la dirección *x*.

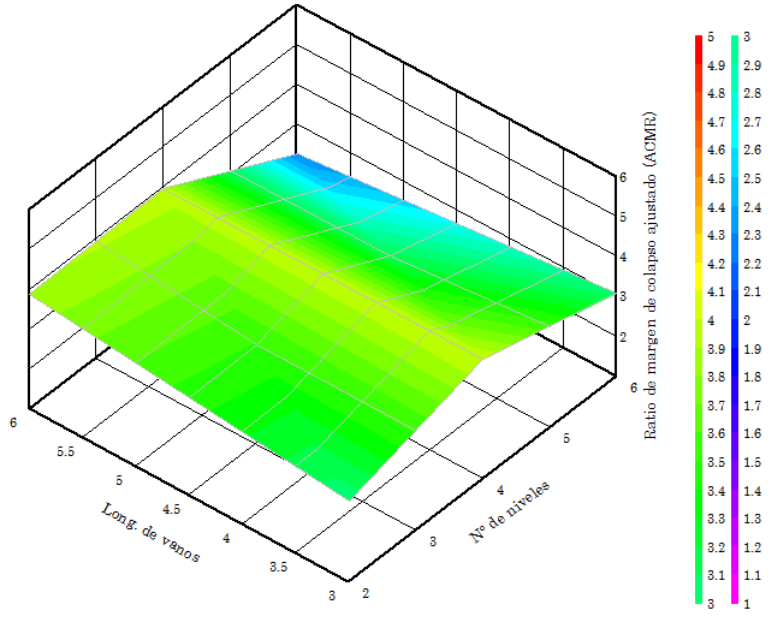


Figura 3.68 ACMR según NEC desplazamientos perfiles laminados en caliente, dirección *x*

En la Figura 3.69 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en desplazamientos, usando perfiles armados, en la dirección *x*.

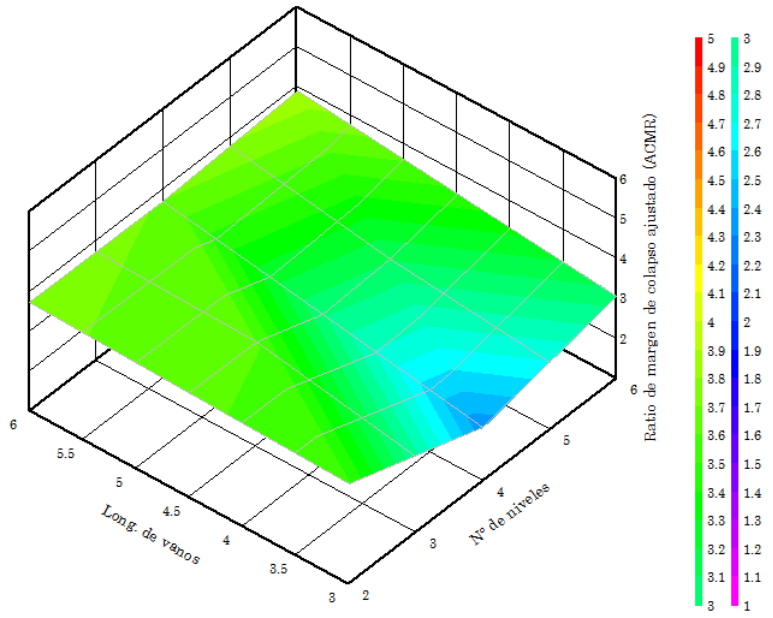


Figura 3.69 ACMR según NEC desplazamientos, perfiles armados, dirección *x*

En la Figura 3.70 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a procedimiento alternativo, perfiles laminados en caliente, en dirección *x*.

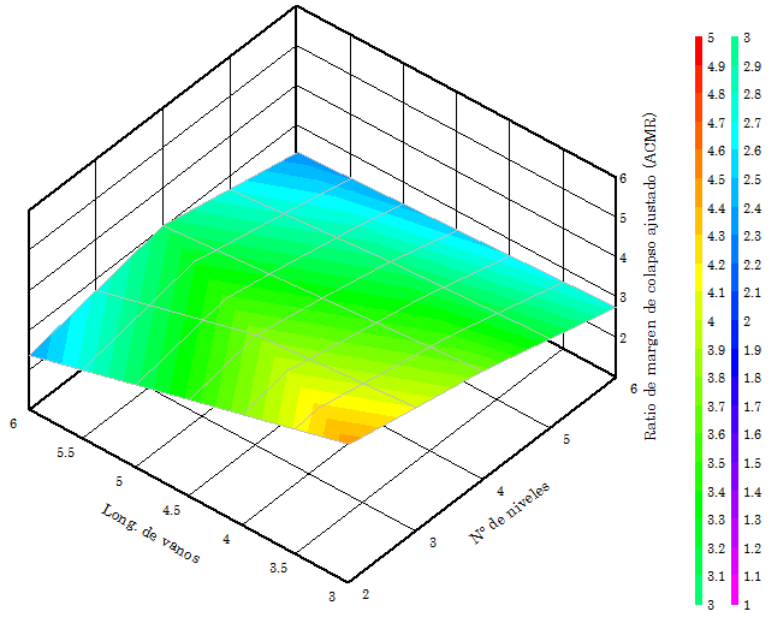


Figura 3.70 ACMR según alternativo, perfiles laminados en caliente, dirección *x*

En la Figura 3.71 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a procedimiento alternativo, con perfiles armados, dirección *x*.

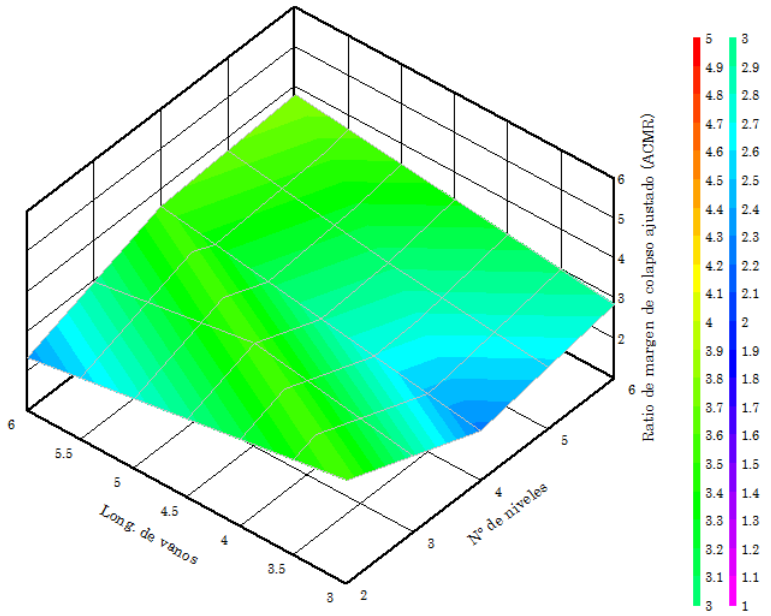


Figura 3.71 ACMR según alternativo perfiles armados, dirección *x*

En la Tabla 3.28 se muestran los resultados de los valores de margen de ratio de colapso ajustados (ACMR) para los arquetipos de dos niveles en dirección *x*.

Con los valores del ratio de margen de colapso ajustado, se puede evaluar la aceptación de los valores mediante los valores correspondientes a una probabilidad de colapso de los arquetipos del 20%, en los casos individuales. Debe recordarse que para cada grupo de prestaciones de arquetipos el promedio de los resultados de los ratios de margen de colapso, no deberán superar el 10%. Seguidamente en la Tabla 3.28 se muestran los resultados obtenidos para los arquetipos evaluados en dirección *x* los valores de casillas resaltadas corresponden a casos que no cumplen:

Tabla 3.28 Valores aceptables de ratio de margen de colapso para los arquetipos de dos niveles en dirección *x*

Arquetipo	$ACMR$	β_{TOT}	$ACMR_{20\%}$
2131	3.45	0.525	1.56
2132	3.54	0.7	1.8
2161	1.49	0.525	1.56
2162	1.57	0.7	1.8
2231	3.03	0.5	1.56
2232	3.51	0.675	1.76
2261	3.88	0.5	1.52
2262	3.74	0.675	1.76
2331	4.47	0.5	1.52
2332	3.58	0.675	1.76
2361	2.39	0.5	1.52
2362	2.33	0.675	1.76

Como es vidente en las tablas anteriores, los arquetipos que no cumplen con los requerimientos de la metodología son los arquetipos 2161 y 2162 en la dirección x, para una probabilidad de colapso del 20% en dirección x. Estos arquetipos deberían ser objeto de rediseño, en el caso de tratarse de nuevas estructuras, sin embargo, al ser arquetipos diseñados conforme a las normas vigentes en el Ecuador, permiten señalar que bajo esas condiciones de diseño estos arquetipos no presentan un comportamiento adecuado.

Luego en la Tabla 3.29 se muestran los valores para los arquetipos de cuatro niveles

Tabla 3.29 Valores aceptables de ratio de margen de colapso para los arquetipos de cuatro niveles en dirección *x*

Arquetipo	$ACMR$	β_{TOT}	$ACMR_{20\%}$
4131	3.90	0.525	1.56
4132	2.33	0.7	1.80
4161	2.14	0.55	1.56
4162	3.44	0.725	1.80
4231	4.00	0.5	1.56
4232	2.33	0.675	1.76
4261	3.96	0.5	1.52
4262	3.70	0.675	1.76
4331	3.73	0.5	1.52
4332	2.26	0.675	1.76
4361	3.06	0.5	1.52
4362	3.56	0.675	1.76

Y los valores de los arquetipos de seis niveles se muestran en la Tabla 3.30. Todos estos valores son para la dirección *x* de análisis.

Tabla 3.30 Valores aceptables de ratio de margen de colapso para los arquetipos de seis niveles en dirección *x*

Arquetipo	$ACMR$	β_{TOT}	$ACMR_{20\%}$
6131	2.61	0.525	1.56
6132	2.09	0.7	1.80
6161	4.08	0.55	1.56
6162	4.38	0.725	1.80
6231	3.07	0.5	1.56
6232	3.06	0.675	1.76
6261	2.28	0.5	1.52
6262	3.88	0.675	1.76
6331	2.75	0.5	1.52
6332	2.86	0.675	1.76
6361	2.32	0.5	1.52
6362	3.80	0.675	1.76

Como se ha indicado, los arquetipos constituyen grupos de familias por prestaciones. Estos grupos se integran de arquetipos individuales con características similares. En el

presente estudio se tiene un total de seis grupos por prestaciones. Estos grupos se deben verificar, de manera que los promedios de los valores de ratio de margen de colapso ajustado $\overline{ACMR}$ sean al menos iguales el valor correspondiente a la incertidumbre del grupo para una probabilidad de colapso del 10% ($ACMR_{10\%}$).

Tabla 3.31 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 1, dirección *x*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2131	3.45	0.525	2.95	1.96
2161	1.49	0.525		
4131	3.90	0.525		
4161	2.14	0.525		
6131	2.61	0.525		
6161	4.08	0.525		

El segundo grupo de prestaciones corresponde a edificios diseñados conforme la NEC aceleraciones, pero cuyas secciones corresponden a perfiles armados, Tabla 3.32.

Tabla 3.32 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 2, dirección *x*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2132	3.54	0.7	2.89	2.45
2162	1.57	0.7		
4132	2.33	0.7		
4162	3.44	0.7		
6132	2.09	0.7		
6162	4.38	0.7		

En primer lugar se muestran los resultados del grupo de prestaciones 1, ver la Tabla 3.31. Corresponde a edificios diseñados según la NEC aceleraciones, usando perfiles laminados en caliente.

El tercer grupo de prestaciones es el de los edificios diseñados por la NEC desplazamientos, con secciones de perfiles laminados en caliente, Tabla 3.33.

Tabla 3.33 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 3, dirección *x*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2231	3.03	0.5	3.37	1.9
2261	3.88	0.5		
4231	4.00	0.5		
4261	3.96	0.5		
6231	3.07	0.5		
6261	2.28	0.5		

El cuarto grupo de prestaciones está integrado por edificios diseñados por la NEC desplazamientos, con secciones armadas, Tabla 3.34.

Tabla 3.34 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 4, dirección *x*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2232	3.51	0.675	3.37	2.38
2262	3.74	0.675		
4232	2.33	0.675		
4262	3.70	0.675		
6232	3.06	0.675		
6262	3.88	0.675		

Tabla 3.35 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 5, dirección *x*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2331	4.47	0.5	3.12	1.9
2361	2.39	0.5		
4331	3.73	0.5		
4361	3.06	0.5		
6331	2.75	0.5		
6361	2.32	0.5		

Tabla 3.36 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 6, dirección *x*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2332	3.58	0.675	3.07	2.38
2362	2.33	0.675		
4332	2.26	0.675		
4362	3.56	0.675		
6332	2.86	0.675		
6362	3.80	0.675		

El quinto grupo está compuesto por edificios diseñados por procedimiento alternativo basado en métodos energéticos, para perfiles laminados en caliente, Tabla 3.35. Finalmente el sexto grupo de prestaciones está conformado por el conjunto de edificios diseñados por el método alternativo, con perfiles armados, Tabla 3.36.

Puede notarse en los valores contenidos en las tablas anteriores, que para la dirección *x* todos los grupos por prestaciones cumplen con el requisito de ser superiores al valor del ratio de margen de colapso para una probabilidad de colapso del 10%. Esto indicaría en principio que todos los grupos de prestaciones son satisfactorios, con la excepción de los arquetipos del grupo de prestaciones número uno, cuyos valores individuales de ratio de margen de colapso son menores a los exigidos para un ratio de margen de colapso ajustado para una probabilidad de colapso del 20%. Debe indicarse que estos resultados son consecuentes con los resultados obtenidos del análisis no lineal pseudo estático. Por ejemplo, confróntese los resultados de los arquetipos 2161 y 2162 cuyos ratios de margen de colapso son inadecuados, con los valores de la ductilidad, la reserva de resistencia y el factor de reducción inherente obtenidos mediante procedimientos pseudo-estáticos. Nótese que existe una perfecta correlación entre los resultados de los análisis dinámicos y los de naturaleza pseudo estática. En la Tabla 3.37 se muestran los

valores calculados del ratio de margen de colapso obtenidos para los arquetipos de 2 niveles, para la dirección de análisis *y*.

Tabla 3.37 Valores del ratio de margen de colapso de los arquetipos de 2 niveles, dirección *y*

Arquetipo	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	RMC
2131	0.9743	1.4969	1.54
2132	0.9743	2.4866	2.55
2161	0.9743	0.688	0.71
2162	0.9743	1.1	1.13
2231	0.9743	1.4839	1.52
2232	0.9743	2.444	2.51
2261	0.9743	1.7555	1.80
2262	0.9743	1.7469	1.79
2331	0.9743	2.681	2.75
2332	0.9743	2.7355	2.81
2361	0.9743	1.8666	1.92
2362	0.9743	1.6706	1.71

En la Tabla 3.38 se muestran los valores calculados del ratio de margen de colapso obtenidos para los arquetipos de 4 niveles.

En la Tabla 3.39 se muestran los valores calculados del ratio de margen de colapso obtenidos para los arquetipos de 6 niveles. Como ya se indicó, se debe también calcular el ratio ajustado de margen de colapso, con la finalidad de evitar los efectos adversos producto de la variabilidad de los registros utilizados en los análisis. Los valores de los Factores espectrales de forma se interpolan de los valores contenidos en la Tabla 2.2. Una vez aplicados estos valores se obtienen los resultados que se muestran en la Tabla 3.40, para cada uno de los arquetipos de dos niveles.

Tabla 3.38 Valores del ratio de margen de colapso de los arquetipos de 4 niveles, dirección *y*

Arquetipo	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	RMC
4131	0.553	0.8909	1.61
4132	0.553	1.1013	1.99
4161	0.553	0.5805	1.05
4162	0.553	1.3561	2.45
4231	0.553	1.0561	1.91
4232	0.553	0.8959	1.62
4261	0.553	0.9440	1.71
4262	0.553	1.2070	2.18
4331	0.553	1.4030	2.54
4332	0.553	1.2296	2.22
4361	0.553	0.9903	1.79
4362	0.553	1.2888	2.33

Tabla 3.39 Valores del ratio de margen de colapso de los arquetipos de 6 niveles, dirección *y*

Arquetipo	S_{MT}	$\hat{S}_{CT}$	RMC
6131	0.4	0.9903	2.48
6132	0.4	1.2888	3.22
6161	0.4	0.467	1.17
6162	0.4	0.8222	2.06
6231	0.4	0.7148	1.79
6232	0.4	0.7962	1.99
6261	0.4	0.8407	2.10
6262	0.4	1.4666	3.67
6331	0.4	0.9166	2.29
6332	0.4	0.8927	2.23
6361	0.4	0.8296	2.07
6362	0.4	0.8137	2.03

Tabla 3.40 Valores del ratio de margen de colapso ajustado de los arquetipos de 2 niveles, dirección *y*

Arquetipo	RMC	μ_T	SSF	$ACMR$
2131	1.54	2.4	1.07	1.64
2132	2.55	4.624	1.1	2.81
2161	0.71	2.475	1.07	0.76
2162	1.13	3.986	1.09	1.23
2231	1.52	2.372	1.06	1.61
2232	2.51	4.624	1.09	2.73
2261	1.80	2.779	1.08	1.95
2262	1.79	4.633	1.09	1.95
2331	2.75	3.908	1.07	2.94
2332	2.81	4.624	1.09	3.06
2361	1.92	3.717	1.09	2.09
2362	1.71	4.545	1.09	1.87

Tabla 3.41 Valores del ratio de margen de colapso ajustado de los arquetipos de 4 niveles, dirección *y*

Arquetipo	RMC	μ_T	SSF	$ACMR$
4131	1.61	4.54	1.14	1.84
4132	1.99	4.16	1.13	2.25
4161	1.05	2.30	1.08	1.13
4162	2.45	2.20	1.08	2.65
4231	1.91	3.24	1.11	2.12
4232	1.62	4.16	1.13	1.83
4261	1.71	2.39	1.08	1.84
4262	2.18	4.41	1.14	2.49
4331	2.54	4.54	1.14	2.89
4332	2.22	4.16	1.13	2.51
4361	1.79	2.18	1.08	1.93
4362	2.33	5.49	1.15	2.68

Tabla 3.42 Valores del ratio de margen de colapso ajustado de los arquetipos de 6 niveles, dirección *y*

Arquetipo	RMC	μ_T	SSF	$ACMR$
6131	2.48	2.38	1.11	2.75
6132	3.22	4.25	1.15	3.71
6161	1.17	1.78	1.09	1.27
6162	2.06	5.50	1.2	2.47
6231	1.79	3.05	1.14	2.04
6232	1.99	3.60	1.16	2.31
6261	2.10	2.47	1.12	2.35
6262	3.67	3.02	1.14	4.18
6331	2.29	3.96	1.11	2.54
6332	2.23	3.60	1.16	2.59
6361	2.07	3.46	1.15	2.39
6362	2.03	5.59	1.2	2.44

Seguidamente se muestran los valores del ratio de margen de colapso ajustado para los arquetipos de cuatro niveles, Tabla 3.41. Y finalmente los valores de los arquetipos de seis niveles, Tabla 3.42

Por otro lado, debe recordarse que la variabilidad entre registros propicia la posibilidad de ajustar los valores de ratio de margen de colapso. De esta manera se alcanzan valores menos conservadores que finalmente permiten la evaluación de la seguridad sísmica, o dicho de otro modo, la vulnerabilidad sísmica de las estructuras objeto de estudio.

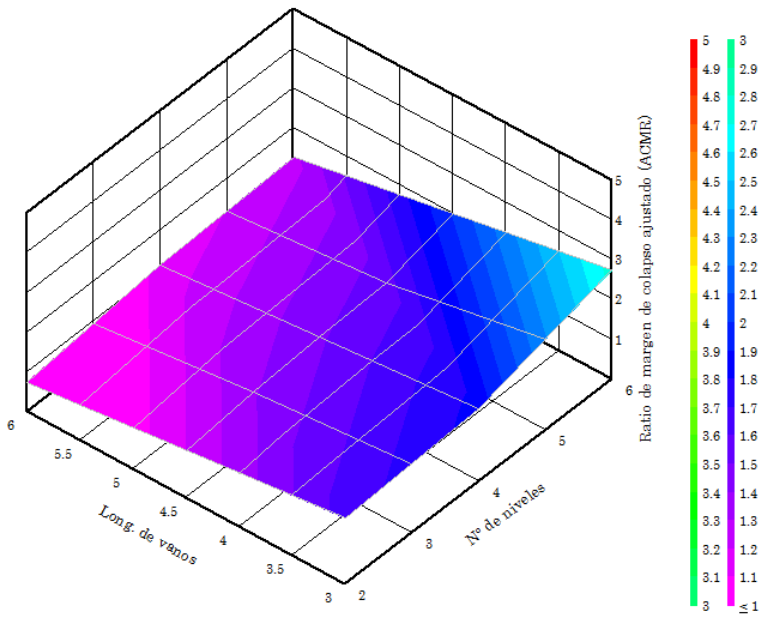


Figura 3.72 ACMR según NEC aceleraciones, usando perfiles laminados en caliente, dirección *y*

Como ya se ha indicado con el resto de los factores que se están evaluando, es conveniente agrupar los resultados conforme a tipologías semejantes. De esta forma se obtienen valores que pueden ser aplicados tanto para el diseño de nuevas estructuras, así como para validar estructuras existentes. En la Figura 3.72 se muestran los resultados de

los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en aceleraciones, en la dirección *y*.

En la Figura 3.73 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando diseño según aceleraciones, usando perfiles armados, en la dirección *y*.

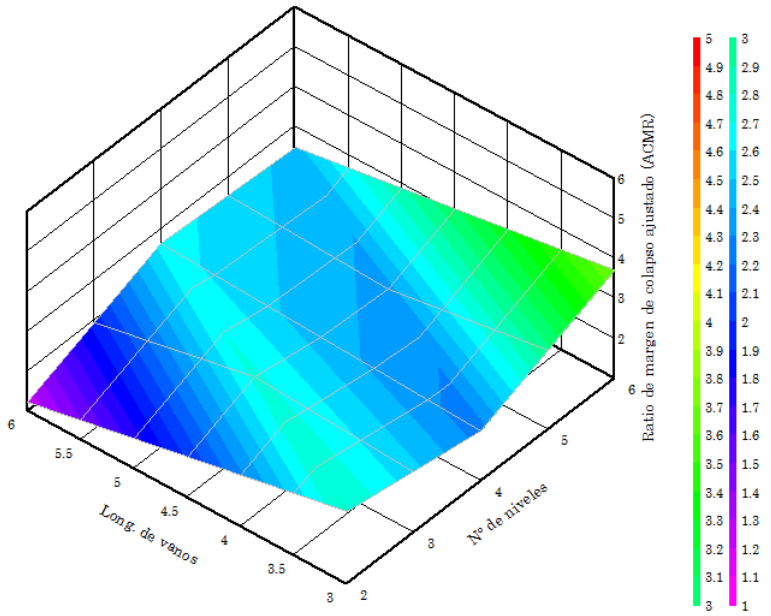


Figura 3.73 ACMR según NEC aceleraciones, usando perfiles armados, dirección *y*

En la Figura 3.74 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en desplazamientos, usando perfiles laminados en caliente, en la dirección *y*.

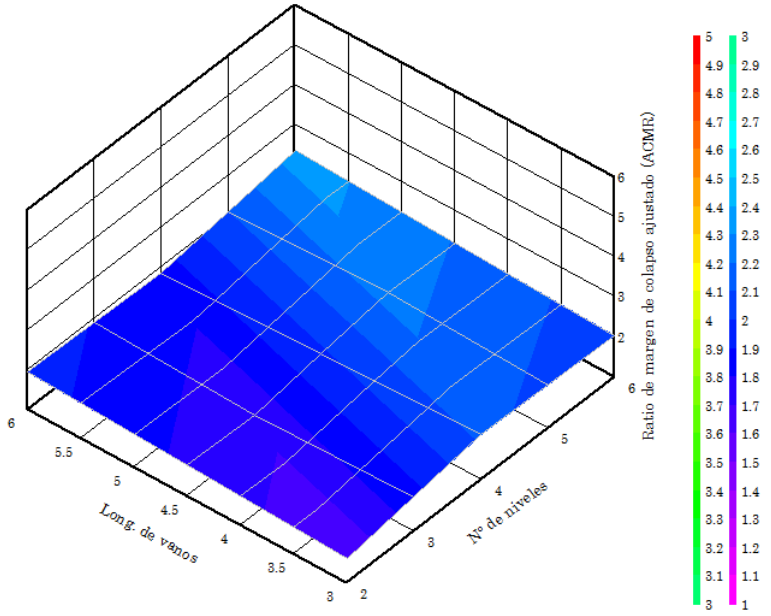


Figura 3.74 ACMR según NEC desplazamientos, con perfiles laminados en caliente, dirección *y*

En la Figura 3.75 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a la NEC, aplicando procedimiento con base en desplazamientos, usando perfiles armados, en la dirección *y*.

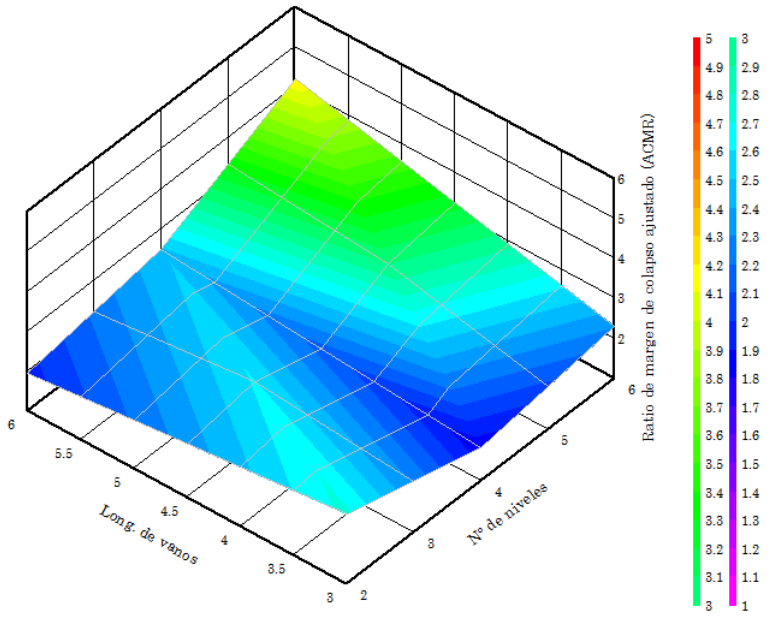


Figura 3.75 ACMR según NEC desplazamientos, con perfiles armados, dirección *y*

En la Figura 3.76 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a procedimiento alternativo, usando perfiles laminados en caliente, en la dirección *y*.

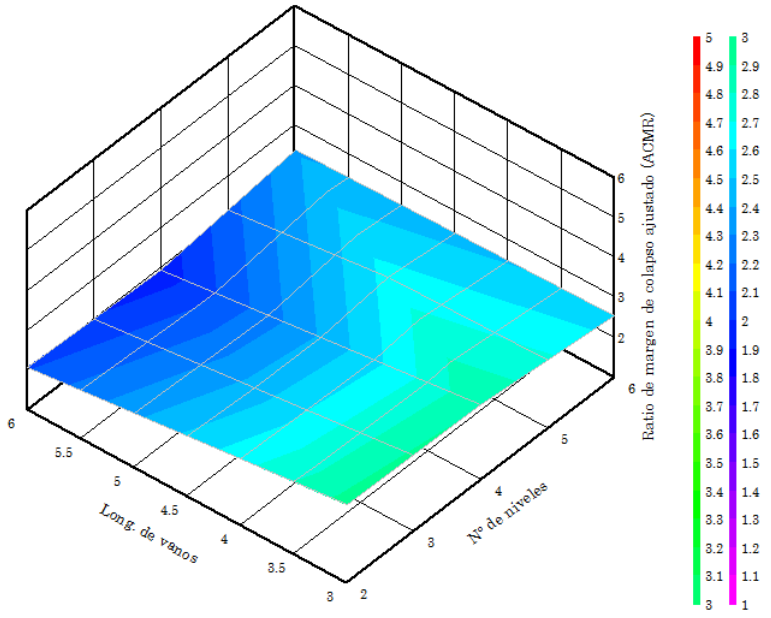


Figura 3.76 ACMR según alternativo, con perfiles laminados en caliente, dirección *y*

Finalmente, en la Figura 3.77 se muestran los resultados de los arquetipos diseñados conforme a procedimiento alternativo, usando perfiles armados, en la dirección *y*.

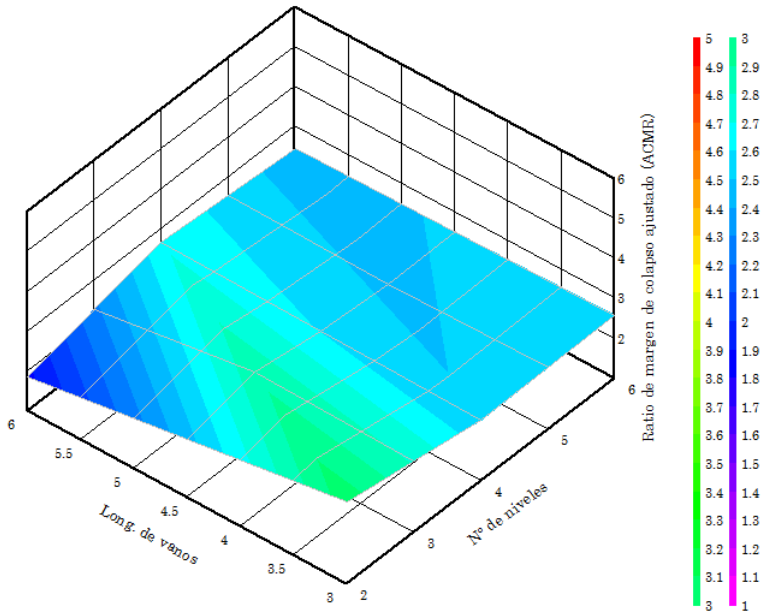


Figura 3.77 ACMR según alternativo perfiles armados, dirección *y*

Con los valores del ratio de margen de colapso ajustado, se puede evaluar la aceptación de los valores mediante los valores correspondientes a una probabilidad de colapso de los arquetipos del 20%, en los casos individuales. Debe recordarse que para cada grupo de prestaciones de arquetipos el promedio de los resultados de los ratios de margen de colapso, no deberán superar el 10%. Seguidamente en la Tabla 3.43 a la Tabla 3.45 se muestran los resultados obtenidos para los arquetipos evaluados en dirección *x*:

Tabla 3.43 Valores aceptables de ratio de margen de colapso para los arquetipos de dos niveles en *y*

Arquetipo	$ACMR$	β_{TOT}	$ACMR_{20\%}$
2131	1.64	0.525	1.56
2132	2.81	0.7	1.8
2161	0.76	0.525	1.56
2162	1.23	0.7	1.8
2231	1.61	0.5	1.56
2232	2.73	0.675	1.76
2261	1.95	0.5	1.52
2262	1.95	0.675	1.76
2331	2.94	0.5	1.52
2332	3.06	0.675	1.76
2361	2.09	0.5	1.52
2362	1.87	0.675	1.76

Tabla 3.44 Valores aceptables de ratio de margen de colapso para los arquetipos de cuatro niveles en *y*

Arquetipo	$ACMR$	β_{TOT}	$ACMR_{20\%}$
4131	1.84	0.525	1.56
4132	2.25	0.7	1.8
4161	1.13	0.525	1.56
4162	2.65	0.7	1.8
4231	2.12	0.5	1.56
4232	1.83	0.675	1.76
4261	1.84	0.5	1.52
4262	2.49	0.675	1.76
4331	2.89	0.5	1.52
4332	2.51	0.675	1.76
4361	1.93	0.5	1.52
4362	2.68	0.675	1.76

Tabla 3.45 Valores aceptables de ratio de margen de colapso para los arquetipos de seis niveles en *y*

Arquetipo	$ACMR$	β_{TOT}	$ACMR_{20\%}$
6131	2.75	0.525	1.56
6132	3.71	0.7	1.8
6161	1.27	0.55	1.56
6162	2.47	0.7	1.8
6231	2.04	0.5	1.56
6232	2.31	0.675	1.76
6261	2.35	0.5	1.52
6262	4.18	0.675	1.76
6331	2.54	0.5	1.52
6332	2.59	0.675	1.76
6361	2.39	0.5	1.52
6362	2.44	0.675	1.76

Tabla 3.46 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 1, dirección *y*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2131	1.64	0.525	1.57	1.96
2161	0.76	0.525		
4131	1.84	0.525		
4161	1.13	0.525		
6131	2.75	0.525		
6161	1.27	0.525		

Como es vidente en las tablas anteriores, los arquetipos que no cumplen con los requerimientos de la metodología son los arquetipos 2161 y 2162 en la dirección x, para una probabilidad de colapso del 20% en dirección x. Estos arquetipos deberían ser objeto de rediseño, en el caso de tratarse de nuevas estructuras, sin embargo, al ser arquetipos diseñados conforme a las normas vigentes en el Ecuador, permiten señalar que bajo esas condiciones de diseño estos arquetipos no presentan un comportamiento adecuado.

Como se ha indicado, los arquetipos constituyen grupos de familias por prestaciones. Estos grupos se integran de arquetipos individuales con características similares. En el presente estudio se tiene un total de seis grupos por prestaciones. Estos grupos se deben verificar, de manera que los promedios de los valores de ratio de margen de colapso ajustado de $\overline{ACMR}$ no superen el valor correspondiente a la incertidumbre del grupo para una probabilidad de colapso del 10% ($ACMR_{10\%}$).

El segundo grupo de prestaciones corresponde a edificios diseñados conforme la NEC aceleraciones, pero cuyas secciones corresponden a perfiles armados, Tabla 3.47.

Tabla 3.47 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 2, dirección *y*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2132	2.81	0.7	2.52	2.45
2162	1.23	0.7		
4132	2.25	0.7		
4162	2.65	0.7		
6132	3.71	0.7		
6162	2.47	0.7		

El tercer grupo de prestaciones es el de los edificios diseñados por la NEC desplazamientos, con secciones de perfiles laminados en caliente, Tabla 3.48.

Tabla 3.48 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 3, dirección *y*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2231	1.61	0.5	1.99	1.9
2261	1.95	0.5		
4231	2.12	0.5		
4261	1.84	0.5		
6231	2.04	0.5		
6261	2.35	0.5		

En primer lugar, en la Tabla 3.46 se muestran los resultados del grupo de prestaciones 1. Corresponde a edificios diseñados según la NEC aceleraciones, usando perfiles laminados en caliente.

El cuarto grupo de prestaciones está integrado por edificios diseñados por la NEC desplazamientos, con secciones armadas, Tabla 3.49.

Tabla 3.49 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 4, dirección *y*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2232	2.73	0.675	2.58	2.38
2262	1.95	0.675		
4232	1.83	0.675		
4262	2.49	0.675		
6232	2.31	0.675		
6262	4.18	0.675		

El quinto grupo está compuesto por edificios diseñados por procedimiento alternativo basado en métodos energéticos, para perfiles laminados en caliente, Tabla 3.50.

Tabla 3.50 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 5, dirección *y*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2331	2.94	0.5	2.46	1.9
2361	2.09	0.5		
4331	2.89	0.5		
4361	1.93	0.5		
6331	2.54	0.5		
6361	2.39	0.5		

Finalmente el sexto grupo de prestaciones está conformado por el conjunto de edificios diseñados por el método alternativo, con perfiles armados, Tabla 3.51.

Tabla 3.51 Ratio de margen de colapso promedio para grupo de prestaciones 6, dirección *y*

Arquetipo	ACMR	β_{TOT}	$\overline{ACMR}$	$ACMR_{10\%}$
2332	3.06	0.675	2.53	2.38
2362	1.87	0.675		
4332	2.51	0.675		
4362	2.68	0.675		
6332	2.59	0.675		
6362	2.44	0.675		

Puede notarse en los valores contenidos en las tablas anteriores, que para la dirección *x* todos los grupos por prestaciones cumplen con el requisito de ser superiores al valor del ratio de margen de colapso para una probabilidad de colapso del 10%. Esto indicaría en principio que todos los grupos de prestaciones son satisfactorios, con la excepción de los arquetipos del grupo de prestaciones número uno, cuyos valores individuales de ratio de margen de colapso son menores a los exigidos para un ratio de margen de colapso ajustado para una probabilidad de colapso del 20%.

Debe indicarse que estos resultados son consecuentes con los resultados obtenidos del análisis no lineal pseudo estático. Por ejemplo, confróntese los resultados de los arquetipos 2161 y 2162 cuyos ratios de margen de colapso son inadecuados, con los valores de la ductilidad, la reserva de resistencia y el factor de reducción inherente obtenidos mediante procedimientos pseudo-estáticos. Nótese que existe una perfecta correlación entre los resultados de los análisis dinámicos y los de naturaleza pseudo estática.

Considerando por tanto los resultados obtenidos de la evaluación del ratio de margen de colapso ajustado (ACMR) puede afirmarse que los arquetipos individuales presentan valores satisfactorios en dirección *x*, con la excepción de los señalados como 2161 y 2162 en dirección *x*, lo que significa que los arquetipos de baja altura proyectados según la NEC usando perfiles laminados en caliente y también secciones armadas, con

longitudes de vanos intermedias, presentan valores individuales que no satisfacen los requerimientos de la Metodología FEMA P695.

En la dirección de análisis y se detectaron valores insatisfactorios para los arquetipos 2161, 2162, 4161 y 6161. De nuevo se pone en evidencia que los arquetipos proyectados considerando perfiles laminados en caliente para longitudes de vanos intermedias son los más vulnerables. Es importante sin embargo resaltar que en dirección y se presenta una vulnerabilidad manifiesta independientemente de la altura de los arquetipos. El único arquetipo con secciones armadas que presenta valores insatisfactorios es el arquetipo 2162 en dirección y.

En cuanto a los valores promedio obtenidos para arquetipos agrupados según grupos de prestaciones, puede afirmarse que todos los valores de grupos de prestaciones evaluados según la dirección *x* de análisis presentaron valores que satisfacen ls requerimientos de la Metodología FEMA P695. En cuanto a la dirección y de análisis se tiene que el grupo de prestaciones 1, justamente representado por edificios proyectados siguiendo las recomendaciones de la NEC con diseño por aceleraciones usando perfiles laminados en caliente, no alcanzó valores satisfactorios lo que obliga a rechazar de plano los factores de reducción R aplicados en el diseño. Por este motivo se sugiere aplicar para este grupo de prestaciones y también para el diseño del grupo de prestaciones 2 (diseño por NEC aceleraciones pero usando perfiles armados) un valor de $R = 4{,}5$.

3.4.2. Determinación del factor de reducción de respuesta

El factor de reducción de respuesta será aceptable siempre y cuando los arquetipos y los grupos de prestaciones satisfagan los criterios expuestos en la sección 3.15. Adicionalmente a lo especificado en la Metodología, se han calculado los valores del factor de reducción inherente, según los resultados obtenidos del análisis no lineal pseudo estático.

De igual manera se ha aplicado el procedimiento previsto en [90] para la determinación del factor de reducción. Según estos autores, el factor de reducción de respuesta se puede calcular a partir de los resultados del análisis no lineal dinámico [15] [93] [94]. Con los valores de colapso de este último y utilizando la expresión siguiente:

$$R = \frac{S_{a_{Colapso}}}{S_{a_{plastificación}}} \qquad \textbf{(3.3)}$$

En la expresión anterior, $S_{a_{Colapso}}$ es el valor de la aceleración que se alcanza en el colapso, del que ya se ha señalado el criterio de obtención. $S_{a_{plastificación}}$ es el valor de la aceleración de plastificación obtenida del diseño elástico [56] [95] [96].

En la Tabla 3.52 se muestran los valores calculados del factor de reducción de respuesta *R* para los arquetipos de 2, 4 y 6 niveles, según los resultados del análisis en la dirección *x*.

Tabla 3.52 Factores de reducción de respuesta calculados para los arquetipos de 2, 4 y 6 niveles, en dirección *x*

Arquetipo	*R*	Arquetipo	*R*	Arquetipo	*R*
2131	18.80	4131	13.02	6131	8.36
2132	19.16	4132	8.06	6132	6.80
2161	8.52	4161	7.41	6161	13.16
2162	8.90	4162	11.99	6162	13.75
2231	16.54	4231	13.02	6231	9.73
2232	19.17	4232	8.06	6232	9.60
2261	21.17	4261	13.32	6261	7.33
2262	20.42	4262	12.78	6262	12.20
2331	24.15	4331	12.69	6331	8.80
2332	19.53	4332	7.82	6332	8.98
2361	13.29	4361	10.57	6361	7.60
2362	12.98	4362	11.98	6362	11.93

Tabla 3.53 Factores de reducción de respuesta calculados para los arquetipos de 2 niveles, en dirección *y*

Arquetipo	*R*	Arquetipo	*R*	Arquetipo	*R*
2131	9.05	4131	6.13	6131	8.36
2132	15.04	4132	7.58	6132	6.80
2161	4.16	4161	3.99	6161	5.16
2162	6.65	4162	9.33	6162	13.75
2231	8.98	4231	7.27	6231	9.73
2232	14.78	4232	6.16	6232	9.60
2261	10.62	4261	6.50	6261	7.33
2262	10.57	4262	8.31	6262	12.20
2331	16.22	4331	9.65	6331	8.80
2332	16.55	4332	8.46	6332	8.98
2361	11.29	4361	6.81	6361	7.60
2362	10.10	4362	8.87	6362	11.93

Seguidamente se muestran los resultados de los factores de reducción de respuesta obtenidos para los arquetipos analizados en la dirección *y*. En primer lugar se presentan los resultados para los arquetipos de 2, 4 y 6 niveles, Tabla 3.53.

Cabe indicar que se ha señalado en color rojo los valores de los arquetipos que no cumplen con el mínimo valor esperado, que sería el valor de prueba utilizado en el diseño (R=6) de los arquetipos estudiados. Nótese que corresponde a dos casos específicos en dirección *y* arquetipos 2161, 4161 y 6161), por lo que de alguna forma se reafirman los resultados obtenidos en la evaluación mediante el ratio de margen de colapso ajustado.

Debe comentarse que si bien el factor de reducción calculado por el procedimiento de Elnashai y Di Sarno pone en evidencia los arquetipos menos aptos y por ende más vulnerables, los valores para algunos son bastante elevados, por lo que los resultados obtenidos de la aplicación de este procedimiento no deberían tomarse como

concluyentes, sino más bien como referenciales de los obtenidos al verificar con la metodología FEMA o mediante el cálculo usando métodos pseudo-estáticos [97] [96].

3.4.3. Determinación del factor de amplificación de desplazamientos

Los valores del coeficiente de amplificación de desplazamientos se determinan conforme a la Metodología, tal como se expuso en la sección 3.16. Es de hacer notar que para todos los arquetipos los valores del amortiguamiento efectivo se han estimado iguales a un 5% del amortiguamiento crítico, todo lo cual conduce a valores del factor de amplificación de desplazamiento igual al valor del factor de reducción aplicado en el diseño de los arquetipos ($C_d = 6$). Este valor es en todo caso mayor que el aplicado en la NEC, que para el caso presente sería igual a 4.2, lo que indica que el diseño es dominado por fuerzas en lugar de desplazamientos, al conducir a la determinación de derivas más bajas.

Tabla 3.54 Factores de amplificación de desplazamientos arquetipos de 2 niveles en dirección *x*

Arquetipo	C_d	Arquetipo	C_d	Arquetipo	C_d
2131	6.00	4131	6.01	6131	6.37
2132	6.16	4132	6.32	6132	6.68
2161	7.21	4161	6.52	6161	6.27
2162	7.48	4162	6.05	6162	6.17
2231	6.87	4231	6.09	6231	6.95
2232	6.45	4232	7.24	6232	7.36
2261	6.21	4261	6.20	6161	6.71
2262	6.58	4262	6.18	6162	6.34
2331	6.00	4331	6.04	6331	6.38
2332	6.03	4332	6.33	6332	6.41
2361	6.44	4361	6.04	6361	6.33
2362	6.72	4362	6.17	6362	6.21

Sin embargo, de forma complementaria, se presentan los valores del factor de amplificación de desplazamiento calculados conforme al procedimiento propuesto por Vielma *et al.* (2011), en el cual se han tomado en consideración los valores de la reserva de resistencia y de la ductilidad calculados a partir del análisis no lineal pseudo estático. En la Tabla 3.54 se muestran los valores de los factores de amplificación de desplazamientos para los arquetipos de 2, 4 y 6 niveles en dirección *x*.

En la Tabla 3.55 se pueden apreciar los valores calculados para los arquetipos analizados, pero esta vez en dirección *y*.

Nótese que los valores mostrados en todas las direcciones son mayores que $C_d = 6$, lo que indica que el diseño sismo resistente debería ser verificado en todo caso contra valores mayores a este, que produzcan desplazamientos mayores y que conduzcan a un diseño dominado por desplazamientos y no por fuerzas.

De cara a facilitar la selección de valores para el diseño se han agrupado los resultados conforme al grupo de prestaciones. Solamente se considerarán los grupos de

prestaciones cuyos diseños obedecen a desplazamiento amplificados de acuerdo con procedimientos normativos o compatibles con las normas. En la Figura 3.78 a la Figura 3.81 se muestran los valores graficados en tres dimensiones para favorecer la interpolación para casos intermedios.

Tabla 3.55 Factores de amplificación de desplazamientos arquetipos de 2 niveles en dirección *y*

Arquetipo	C_d	Arquetipo	C_d	Arquetipo	C_d
2131	6.25	4131	6.08	6131	6.20
2132	6.12	4132	6.41	6132	9.36
2161	9.11	4161	7.67	6161	6.71
2162	7.14	4162	6.22	6162	6.63
2231	10.17	4231	10.01	6231	8.31
2232	7.19	4232	8.79	6232	8.06
2261	9.33	4261	10.68	6161	10.57
2262	9.99	4262	9.86	6162	7.57
2331	6.00	4331	6.87	6331	6.31
2332	6.03	4332	7.22	6332	6.61
2361	6.28	4361	7.15	6361	6.41
2362	6.60	4362	6.45	6362	6.63

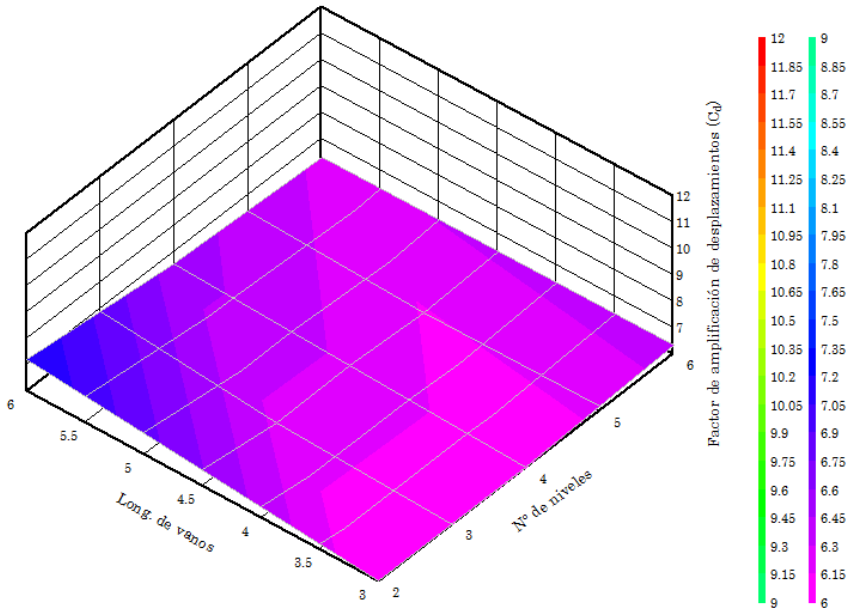


Figura 3.78 Factores de amplificación de desplazamientos según NEC aceleraciones, dirección *x* usando perfiles laminados en caliente.

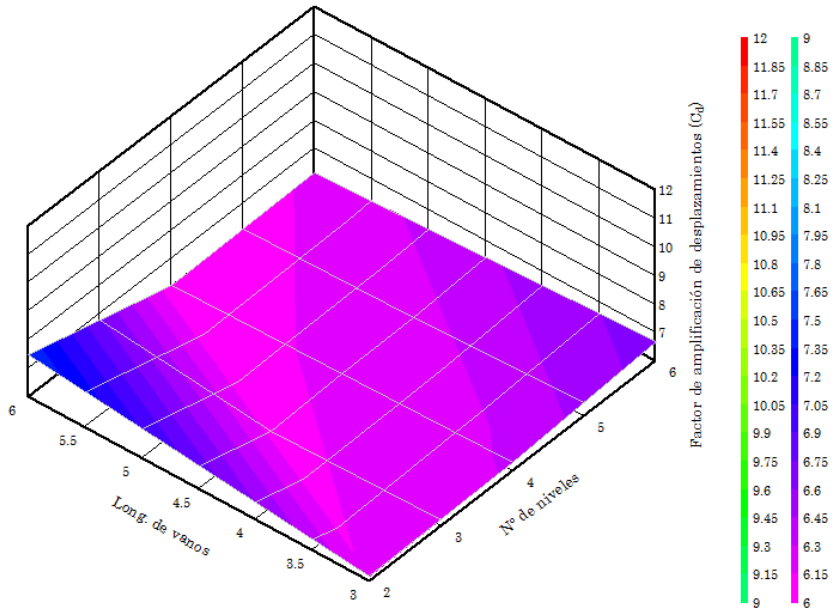


Figura 3.79 Factores de amplificación de desplazamientos según NEC aceleraciones, dirección *x* usando perfiles armados.

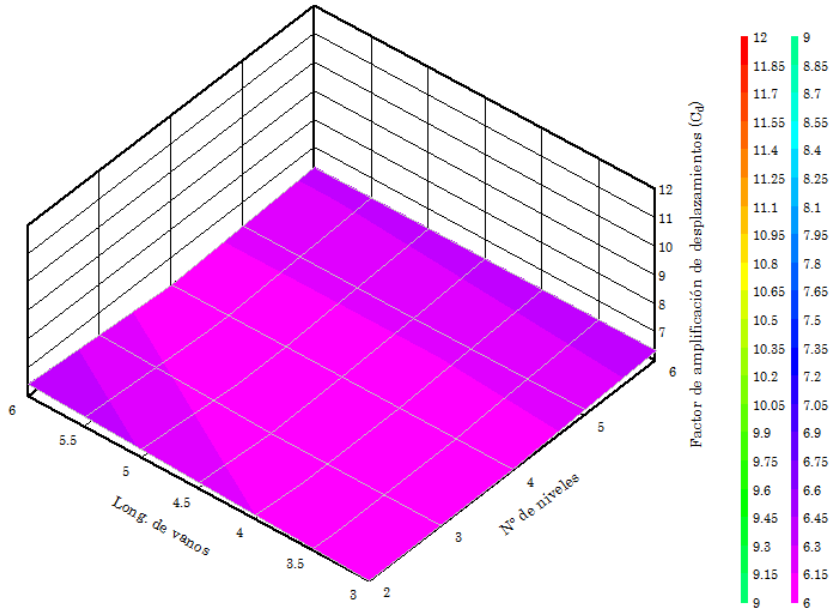


Figura 3.80 Factores de amplificación de desplazamientos según método alternativo, dirección *x* usando perfiles laminados en caliente.

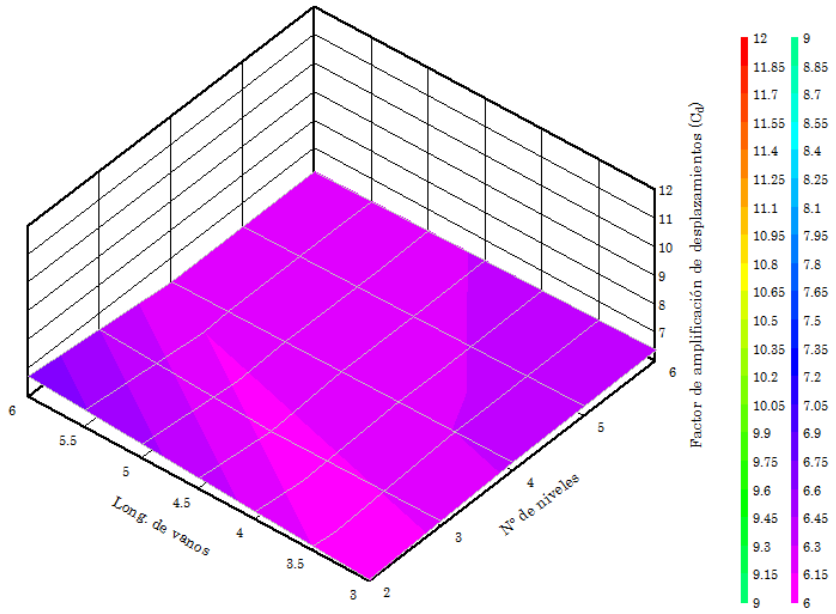


Figura 3.81 Factores de amplificación de desplazamientos según método alternativo, dirección *x* usando perfiles armados.

Seguidamente se muestran los valores de los factores de amplificación de desplazamientos, agrupados según grupos de prestaciones para la dirección *y* de análisis. En la Figura 3.82 a la Figura 3.85 se muestran los valores graficados en tres dimensiones para favorecer la interpolación para casos intermedios, en la dirección *y* del análisis.

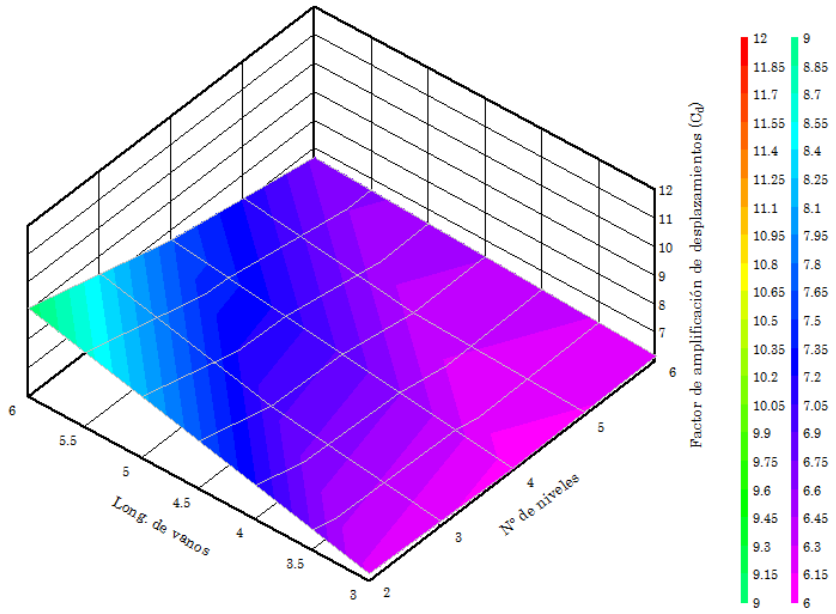


Figura 3.82 Factores de amplificación de desplazamientos según NEC aceleraciones, dirección *x* usando perfiles laminados en caliente.

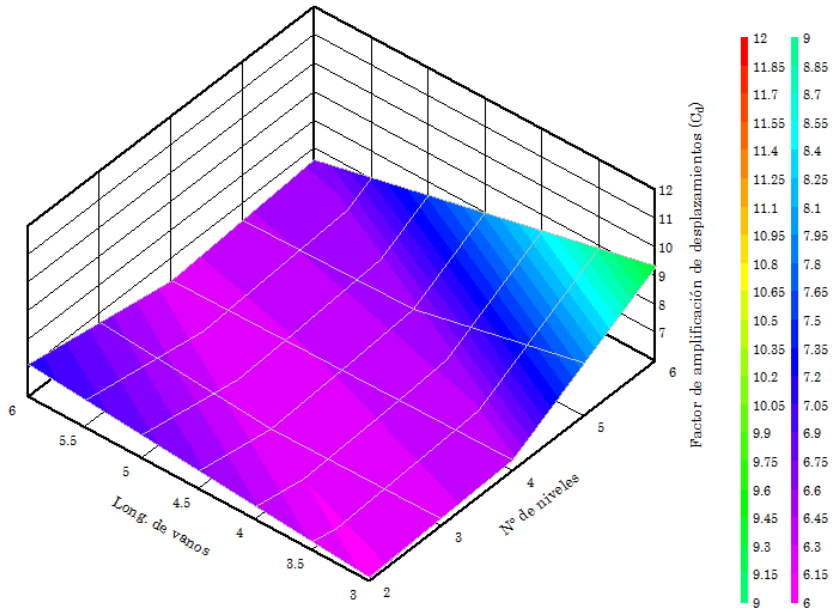


Figura 3.83 Factores de amplificación de desplazamientos según NEC aceleraciones, dirección *x* usando perfiles armados.

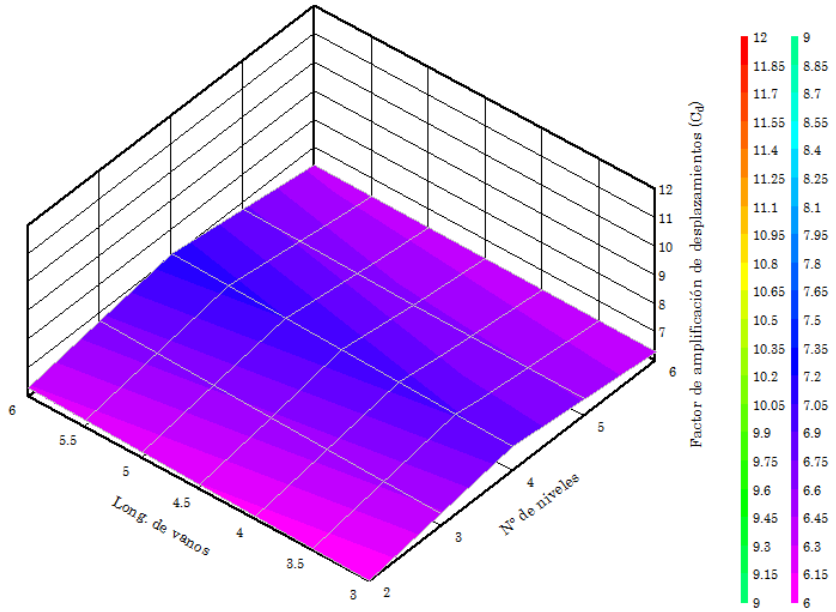


Figura 3.84 Factores de amplificación de desplazamientos según método alternativo, dirección *x* usando perfiles laminados en caliente.

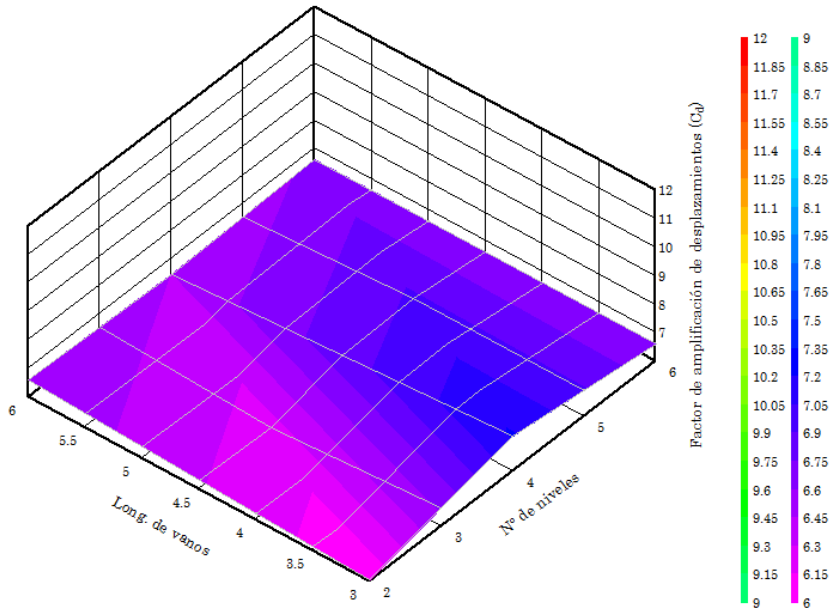


Figura 3.85 Factores de amplificación de desplazamientos según método alternativo, dirección *x* usando perfiles armados.

Finalmente y como no siempre están disponibles resultados del análisis no lineal para auxiliar la toma de decisiones de los proyectistas de estructuras, se ha considerado aplicar valores promedio para cada grupo de prestaciones, a aplicar en ambas direcciones de análisis. Los valores se muestran en la Tabla 3.56.

Tabla 3.56 Valores recomendados de factores de amplificación de desplazamientos según grupos de prestaciones

Grupo de prestaciones	C_d
NEC aceleraciones perfiles laminados en caliente	6.70
NEC aceleraciones perfiles armados	6.75
Alternativo perfiles laminados en caliente	6.35
Alternativo perfiles armados	6.45

Obviamente estos factores de amplificación de desplazamientos sugeridos para el caso de la NEC dependerán de los nuevos valores de R adoptados o simplemente los recomendados previamente sobre los resultados obtenidos en la presente investigación.

Bibliografía

[1] Miduvi, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, 1a ed., Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2013.

[2] European Comitee for Standarization , «Design of structures for earthquake resistance–Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings,» European Comitee for Standarization , Bruselas, 2004.

[3] AISC, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,» American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.

[4] D. Benedetti y V. Petrini, «Sulla vulnerabilitá sismica di edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione,» *L'industria delle Construzioni,* vol. 149, nº 1, pp. 66-74, 1984.

[5] A. H. Barbat, U. Mena y F. Yépez, «Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería,* vol. 14, nº 2, pp. 247-268, 1998.

[6] O. D. Cardona, M. G. Ordaz, M. C. Marulanda y A. H. Barbat, «Estimation of probabilistic seismic losses and the public economic resilience-An approach for macroeconomic impact evaluation,,» *Journal of Earthquake Engineering,* vol. 12, nº S2, pp. 60-70, 2008.

[7] M. L. Carreño, O. D. Cardona y A. H. Barbat, «New methodology for urban seismic risk assessment from a holistic perspective,» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 10, nº 2, pp. 547-565, 1012.

[8] M. C. Marulanda, O. D. Cardona y A. H. Barbat, «Revealing the socioeconomic impact of small disasters in Colombia using the DesInventar database,» *Disasters,* vol. 34, nº 2, pp. 552-570, 2010.

[9] M. C. Marulanda, O. D. Cardona y A. H. Barbat, «Robustness of the holistic seismic risk evaluation in urban centers using the USRi,» *Natural Hazards,* vol. 49, nº 3, pp. 501-516, 2009.

[10] L. G. Pujades, A. H. Barbat, A. R. J. González-Drigo y S. Lagomarsino, «Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain),» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 10, nº 1, pp. 331-349, 2012.

[11] F. Yépez, A. Barbat y J. Canas, «Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas,» *Revista internacional de Métodos numéricos para el Cálculo y Diseñoo de la ingeniería,* vol. 12, nº 3, pp. 331-358, 1996.

[12] N. Lantada, J. Irrizari, A. H. G. X. Barbat, A. Roca, T. Susagna y L. G. Pujades, «Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method,» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 8, nº 1, pp. 201-229, 2010.

[13] J. C. Vielma, Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, 1a ed., Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos CIMNE, 2014.

[14] FEMA, «Quantification of Building Seismic Performance Factors,,» Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2009.

[15] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Seismic performance of buildings with waffled-slab floors,» *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings,* vol. 162, nº 3, pp. 169-182, 2009.

[16] J. C. Vielma, W. Lobo y P. Rivero, «Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento no lineal,» *Revista Ingeniería UC,* vol. 12, nº 2, pp. 1-25, 2005.

[17] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Non-linear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety.,» de *Structural Analysis*, E. Camilleri, Ed., New York, Nova Science Publishers, 2010, pp. 101-128.

[18] J. C. Vielma, W. Lobo y P. Rivero, «Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento histerético.,» *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural.,* vol. 3, nº 2, pp. 45-65, 2007.

[19] W. Lobo, P. Rivero y J. C. Vielma, «Hysteretic determination of the response factors Rμ according to structural types,» Vancouver, 2004.

[20] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8,» *Hormigón y Acero,* vol. 246, nº 1, pp. 79-95, 2007.

[21] R. Herrera, J. C. Vielma, L. G. Pujades y A. H. Barbat, «Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios,» *Revista Ingeniería y Sociedad,* vol. 8, nº 1, pp. 7-28, 2013.

[22] R. Herrera, J. C. Vielma, R. Ugel y A. H. Barbat, «Optimal design and earthquake resistant design evaluation of low rise framed rc building,» *Natural Science, Earthquake Special Issue,* vol. 4, nº 8, pp. 677-685, 2012.

[23] R. Ugel, J. C. Vielma, R. I. Herrera, A. H. Barbat y L. G. Pujades, «Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according current Venezuelan codes,» de *Earthquake resistant Engineering Structures,* C. Brebbia y S. Hernandez, Edits., Southampmton, WIT Press, 2013, pp. 243-255.

[24] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat y J. E. Hurtado, «Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach,» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 11, nº 6, pp. 2007-2032, 2013.

[25] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat y J. E. Hurtado, «Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado,» *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería,* vol. 29, nº 2, pp. 63-78, 2013.

[26] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado de ductilidad limitada,» *Hormigón y Acero,* vol. 248, nº 1, pp. 87-101, 2007.

[27] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Dimensionado sísmico de edificios de hormigón armado mediante factores de amplificación de desplazamientos con base en el balance de energía,» *Hormigón y Acero,* vol. 63, nº 263, pp. 83-96, 2011.

[28] R. Herrera, J. C. Vielma, R. Ugel, Y. Martínez y A. H. Barbat, «Evaluación del comportamiento sismo-resistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura,» *Revista Ingeniería UC,* vol. 19, nº 3, pp. 52-65, 2013.

[29] E. Márquez, W. Lobo y J. C. Vielma, «Comparative analysis of the energy dissipation capacity of concentrically and eccentrically braced steel buildings,» *The Open Civil Enginnering Journal,* Vols. %1 de %2-, nº -, p. En prensa, 2015.

[30] E. Márquez, L. W. y J. C. Vielma, «Análisis comparativo de la capacidad de disipación de energía de edificios de acero con diagonales concéntricas y excéntricas,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,* vol. 19, nº 2, pp. 143-170, 2014.

[31] A. H. Barbat, M. L. Carreño, O. D. Cardona y M. C. Marulanda, «Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas,» *Revista internacional de métodos*

numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, vol. 21, nº 1, pp. 3-27, 2011.

[32] J. Birkmann, O. D. Cardona, M. L. Carreño, A. H. Barbat, M. Pelling, S. Schneiderbauer, S. Kienberger, M. Keiler, Z. P. y T. Welle, «Framing vulnerability, risk and societal responses: the MOVE framework,» *Natural Hazards,* vol. 67, nº 2, pp. 193-211, 2013.

[33] A. H. Barbat, S. Lagomarsino y P. L. G., «Vulnerability assessment of dwelling buildings,» de *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula y A. Roca, Edits., Heidelberg, Springer, 2006, pp. 115-134.

[34] A. H. Barbat, M. Carreño, L. Pujades, N. Lantada, O. Cardona y M. Marulanda, «Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area,» *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 6, nº 1-2, pp. 17-38, 2010.

[35] ASCE, «Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-10,» American Society of Civil Engineers, Reston, 2010.

[36] J. C. Vielma, W. Lobo y P. Rivero, «Displacement modification factors for non-linear behaviour of soil and structure,» Ginebra, 2006.

[37] A. H. Barbat, Cálculo sísmico de estructuras, 1a ed., Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1982.

[38] A. H. Barbat, «El riesgo sísmico en el diseño de edificios,» Calidad Siderúrgica, Madrid, 1998.

[39] L. M. Bozzo y A. H. Barbat, Diseño sismorresistente de edificios: técnicas convencionales y avanzadas, 1a ed., Barcelona: Reverté, 2000.

[40] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado., 1a ed., Madrid: ARCER, 2007.

[41] A. H. Barbat y L. M. Bozzo, «Seismic analysis of base isolated buildings,» *Archives of Computational Methods in Engineering,* vol. 4, nº 2, pp. 153-192, 1997.

[42] J. C. Vielma, C. V. Pérez, R. A. Picón y H. Rodríguez, «Estudio experimental y numérico del comportamiento sísmico de juntas de concreto armado reforzadas con FRP,» Morelia, 2013.

[43] J. C. Vielma, C. V. Pérez, R. .. Picón y H. Rodríguez, «Refuerzo pre-sísmico de juntas exteriores no conformes de concreto armado con FRP, estudio experimental

y numérico.,» *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural,* vol. 11, nº 1, pp. 135-154, 2014.

[44] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, Proyecto sismo-resistente de estructuras porticadas, 1a ed., Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, 2011.

[45] M. Fardis, Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, Heilderberg: Germany., 2009.

[46] R. Herrera, J. C. Vielma, R. Ugel, A. Alfaro, A. H. Barbat y L. G. Pujades, «Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes,» de *Earthquake Resistant Engineering Structures*, C. Brebbia, Ed., Southampmton, WIT Press, 2013, pp. 345-365.

[47] A. H. Barbat y J. Miquel, Structural Response Computations in Earthquake Engineering, 1a ed., Swansea: Pineridge, 1998.

[48] J. Faleiro, S. Oller y A. H. Barbat, «Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames,» *Engineering Computations,* vol. 27, nº 1, pp. 57-83, 2010.

[49] J. Faleiro, S. Oller y A. H. Barbat, «Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames,» *Computers ans Structures,* vol. 86, nº 7-8, pp. 581-597, 2008.

[50] P. Mata, A. H. Barbat y S. Oller, «Two-scale approach for the nonlinear dynamic analysis of RC structures with local non-prismatic parts,» *Engineering Structures,* vol. 30, nº 12, pp. 3667-3680, 2008.

[51] S. Oller y A. H. Barbat, «Moment-curvature damage model for bridges subjected to seismic loads,» *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering,* vol. 19, nº 5, pp. 4490-4511, 2006.

[52] O. Salomón, S. Oller y A. H. Barbat, «Finite element analysis of base isolated buildings subjected to earthquake loads,» *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* vol. 46, nº 10, pp. 1741-1761, 1999.

[53] D. Vamvatsikos y C. A. Cornell, «Incremental Dynamic Analysis,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,,* vol. 31, nº 3, pp. 491-514, 2002.

[54] L. F. Ibarra, R. A. Medina y H. Krawinkler, «Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration,» *International Journal for Earthquake Engineering and Structural Dynamics,,* vol. 34, nº 12, pp. 1489-1511., 2005.

[55] A. Kappos y S. Stefanidou, «A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis,» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 8, nº 4, pp. 875-895, 2010.

[56] J. C. Vielma, A. H. Barbat, R. Ugel y R. I. Herrera, «Analysis of the seismic response of plan-asimmetric RC building.,» de *Structural analysis and modelling: research and development*, New York, Nova Science Publishers, 2013, pp. 1-23.

[57] J. C. Vielma, J. Pieruzzini y A. Yústiz, «Evaluación del proyecto sismo-resistente de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo cruz de San Andrés,» *Revista internacional de ingeniería de estructuras,* vol. 17, nº 1, pp. 1-21, 2012.

[58] D. Vamvatsikos y A. Cornell, «Incremental dynamic analysis,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* vol. 31, nº 3, pp. 491-514, 2002.

[59] S. W. Han y A. Chopra, «Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* vol. 35, nº 3, pp. 1853-1873, 2006.

[60] SeismoSoft, «SeismoSpect. User's Manual,» IUSS Press, Pavia, 2013.

[61] Seismosoft, «SeismoMatch. User's manual,» Seismosoft, Pavia, 2013.

[62] J. J. Egozcue, A. H. Barbat, J. A. Canas, J. Miquel y E. Banda, «A method to estimate occurrence probabilities in low seismic activity regions,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* vol. 20, nº 1, pp. 43-60, 1991.

[63] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada,» *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil,* vol. 7, nº 2, pp. 273-286, 2007.

[64] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Determinación de umbrales de daño sísmico en edificios porticados de hormigón armado proyectados conforme al EC-2 y EC-8,» *Hormigón y Acero,* vol. 60, nº 1, pp. 77-87, 2008.

[65] J. C. Vielma, R. I. Herrera, R. Ugel, A. H. Barbat y Y. Martínez, «Un enfoque para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto armado de baja altura,» *Revista de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica*, vol. 23, nº 2, pp. 75-92, 2013.

[66] J. C. Vielma, A. Barrios y A. Alfaro, «Evaluación numérica de la respuesta sísmica de edificio dañado por el terremoto de Tucacas de 2009,» *Revista Ingeniería UC,*

vol. 20, nº 3, pp. 43-65, 2013.

[67] J. C. Vielma, A. Alfaro y A. Barrios, «Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico,» *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural. ,* vol. 11, nº 1, pp. 155-175, 2014.

[68] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Reserva de resistencia de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006,» *Revista de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica,* vol. 18, nº 1,2, pp. 121-131, 2009.

[69] R. I. Herrera, J. C. Vielma, R. Ugel y A. Barbat, «Optimal design and earthquake resistant design evaluation of low rise framed rc building,» *Natural Science, Earthquake Special Issue.,* vol. 10, nº 2, pp. 20-34, 2012.

[70] R. Aguiar, Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB, 1a ed., Quito: Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 2012.

[71] R. Aguiar, Sistema de computación Cienci3 para evaluar el daño sísmico en los países bolivarianos, 1a ed., Quito: Cantro de Investigaciones Científicas ESPE, 2001.

[72] Seismosoft, «SeismoSignal. User's manual,» Seismosoft, Pavia, 2013.

[73] Seismosoft, «SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Available from http://www.seismosoft.com.,» Seismosoft, Pavia, 2014.

[74] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas, 1a ed., Barcelona: CIMNE, 2010.

[75] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes,» de *Computational methods in Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis y N. Lagaros, Edits., Heidelberg, Springer, 2010, pp. 201-220.

[76] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Seismic safety of low ductility structures used in Spain,» *Bulletin of Earthquake Engineering,* vol. 8, nº 1, pp. 135-155, 2010.

[77] A. Plumier, «Specific rules for the design and detailing of steel buildings, in Eurocode 8,» de *Seismic design of buildings. Worked examples*, Ispra, Joint Research Centre, 2012, pp. 150-284.

[78] M. Priestley, G. Calvi y M. Kowalski, Displacement-based seismic design of structures, 1a ed., Pavia: IUSS Press, 2007.

[79] F. López-Almansa, A. H. Barbat y J. Rodellar, «SSP algorithm for linear and non-linear dynamic response simulation,» *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* vol. 26, nº 12, pp. 2687-2706, 1998.

[80] W. Lobo, E. Marquez y V. J. C., «Assessment of the energy dissipation capacity of steel buildings with eccentric braces,» Lisboa, 2012.

[81] A. H. Barbat, S. Oller, P. Mata y J. C. Vielma, «Computational simulation of the seismic response of buildings with energy dissipating devices,» de *Progress in Computational Structural Dynamics in Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, D. Charmpis, N. Lagaros y Y. Tsompanakis, Edits., Londres, Taylor y Francis Ltd, , 2008, pp. 255-274.

[82] S. Oller, A. H. Barbat y J. C. Vielma, Cálculo y diseño sismo-resistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02., 1a ed., Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2005.

[83] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes,» *Journal of Civil Engineering and Architecture,* vol. 5, nº 7, pp. 567-575, 2011.

[84] M. Liu, «Seismic design of steel moment-resisting frame structures using multiobjective optimization,» *Earthquake Spectra,* vol. 21, nº 2, pp. 389-414, 2005.

[85] G. Li y J. Li, Advanced analysis and design of steel frames, 1a ed., Chichester: John Wiley and Sons, 2007.

[86] J. F. Crisafulli, «Diseño sismorresistente de estructuras de acero,» Alacero, Santiago de Chile, 2012.

[87] N. D. Aksoylar, A. S. Elnashai y H. Mahmoud, «The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections,» *Journal of Constructional Steel Research,* vol. 67, nº 1, pp. 114-126, 2011.

[88] E. F. Black, «Use of stability coefficients for evaluating the P-Δ effect in regular steel moment resisting frames,,» *Engineering Structures,* vol. 33, nº 1, pp. 1205-1216, 2011.

[89] C. Adam y C. Jaëger, «Simplified collapse capacity assessment of earthquake excited regular frame structures vulnerable,» *Engineering Structures,* vol. 44, nº 1,

pp. 159-173, 2012.

[90] A. Elnashai y L. Di Sarno, Fundamentals of Earthquake Enginering, Chichester: John Wiley and Sons, 2008.

[91] J. C. Vielma y M. Cando, «Evaluación de estructura metálica proyectada conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción mediante análisis no lineal,» *Revista Ciencia*, vol. 16, nº 2, pp. 175-190, 2014.

[92] J. C. Vielma y M. Cando, «Influence of P-delta effect on ductility of SMRF steel buildings,» *The Open Civil Enginnering Journal*, Vols. %1 de %2-, nº -, p. En prensa, 2015.

[93] J. C. Vielma, A. H. Barbat, R. Ugel y R. Herrera, «Analysis of the seismic response of plan-asymmetric RC building,» de *Structural analysis and modelling: research and development*, Y. Liu, Ed., New York, Nova Science Publishers, 2012, pp. 123-145.

[94] J. C. Vielma, A. H. Barbat, R. Ugel y R. Herrera, «Seismic evaluation of low rise rc framed building designed according to Venezuelan codes,» de *Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering*, S. D'Amico, Ed., Rijeka, Intech Publishers, 2012, pp. 304-334.

[95] J. C. Vielma, A. H. Barbat y Y. Martínez, «The quadrants method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings,» de *15 World Conference on earthquaek engineering*, Lisboa, 2012.

[96] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, «An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings,» Beijing, 2008.

[97] J. C. Vielma, A. H. Barbat y Y. Martínez, «The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings.,» Lisboa, 2012.