

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Diseño estructural sismorresistente en acero de
una vivienda de 3 pisos**

Gabriela Carolina Rivadeneira Escobar

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniera Civil

Quito, 30 de abril de 2020

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

Diseño estructural sismorresistente en acero de una vivienda de 3 pisos

Gabriela Carolina Rivadeneira Escobar

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres, Ph.D.

Quito, 30 de abril de 2020

DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Nombres y apellidos: Gabriela Carolina Rivadeneira Escobar

Código: 00131644

Cédula de identidad: 1721349536

Lugar y fecha: Quito, 30 de abril de 2020

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

En la actualidad, el diseño de edificaciones en estructura de acero se ha tornado más frecuente en el medio de la construcción, ya sea por la funcionalidad, costo, tiempo, entre otros factores. Cada diseño estructural debe ser realizado de la mejor manera, cumpliendo con las normas nacionales e internacionales de la construcción en acero y considerando los factores externos (sísmicos, ambientales, geográficos, etc.) que influyan en el comportamiento y diseño de la estructura.

El presente trabajo trata sobre el diseño estructural sismorresistente en acero de una vivienda multifamiliar de 3 pisos. El fin del trabajo es ofrecer una memoria de cálculo o recopilación de todos los procesos, cálculos y comprobaciones que se llevan a cabo para el diseño de una estructura de acero sismorresistente utilizando pórticos especiales resistentes a momento y siguiendo con las normas de acero internacionales y nacionales

Palabras clave: vivienda, diseño estructural, sismorresistente, acero, pórticos especiales.

ABSTRACT

Currently, designing of steel structure buildings has become more frequent in the construction environment, whether due to functionality, cost, time, among other factors. Every structural design must be carried out in the best way, following national and international standards for steel construction and considering external factors (seismic, environmental, geographic, etc.) that influence the behavior and design of the structure.

In this work, a seismic resistant structural design in steel of a 3-story multifamily house was carried out. The purpose of the work is to offer a compilation memory of all the processes, calculations and checks that are realized for the design of a seismic resistant steel structure using special moment resistant frames and following steel international and national standards.

Key word: house, structural design, seismic resistant, steel, special frames.

TABLA DE CONTENIDO

1. Introducción	12
1.1. Antecedentes	12
1.2. Justificación	12
1.3. Descripción del proyecto	13
2. Desarrollo del Tema.....	16
2.1. Descripción de la estructura	16
2.2. Materiales	18
2.3. Cargas y combinaciones de cargas	18
2.3.1. Cargas.	18
2.3.2. Combinaciones de carga.	23
2.4. Diseño de elementos estructurales.....	23
2.4.1. Pórticos a cargas gravitatorias.	25
2.4.2. Pórticos resistentes a cargas laterales	38
2.4.3. Conexiones.....	42
2.4.4. Columna fuerte viga débil.....	52
2.4.5. Placa de anclaje.....	54
2.5. Análisis de resultados	63
2.5.1. Derivas de piso.....	63
2.5.2. Irregularidad torsional.....	67
2.5.3. Piso flexible	69
2.5.4. Análisis modal	70
2.5.5. Cortante Basal.....	74
3. Conclusiones	77
4. Referencias.....	78
Anexo A: Resumen conexiones RBS	79
Anexo B: Resumen placas de anclaje	80

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de materiales estructura.....	18
Tabla 2. Carga permanente por sobrecarga.....	18
Tabla 3. Carga viva.....	19
Tabla 4. Datos para cálculo de espectro elástico de diseño.....	20
Tabla 5. Aceleración espectral (S_a) en función del período (T) para espectro sísmico de diseño y espectro reducido.....	22
Tabla 6. Combinaciones de carga.....	23
Tabla 7. Secciones estructurales definitivas.....	24
Tabla 8. Características geométricas viga a gravedad: W12X22.....	25
Tabla 9. Características geométricas columna a gravedad: W14X68.....	26
Tabla 10. Resistencia última viga analizada (ETABS).....	30
Tabla 11. Relación demanda capacidad viga analizada.....	30
Tabla 12. Resistencia última columna analizada (ETABS).....	36
Tabla 13. Relación demanda capacidad columna analizada.....	36
Tabla 14. Comprobación elementos de alta ductilidad.....	41
Tabla 15. Comprobación separación arriostramiento.....	42
Tabla 16. Comprobación de vigas en conexión a momento RBS.....	44
Tabla 17. Comprobación de columnas en conexión a momento RBS.....	44
Tabla 18. Características geométricas de viga y columna de conexión: W12X120.....	45
Tabla 19. Dimensiones conexión.....	46
Tabla 20. Zona A-Derivas carga sísmica dinámica en dirección x (ETABS).....	64
Tabla 21. Zona A-Derivas carga sísmica dinámica dirección y (ETABS).....	65
Tabla 22. Zona B-Derivas carga sísmica dinámica dirección x (ETABS).....	65
Tabla 23. Zona B-Derivas carga sísmica dinámica y (ETABS).....	66
Tabla 24. Zona A-Comprobación irregularidad torsional en x (ETABS).....	68
Tabla 25. Zona A-Comprobación irregularidad torsional en y (ETABS).....	68
Tabla 26. Zona B-Comprobación irregularidad torsional en x (ETABS).....	68
Tabla 27. Zona B-Comprobación irregularidad torsional en y (ETABS).....	68
Tabla 28. Zona A-Comprobación piso flexible en x (ETABS).....	69
Tabla 29. Zona A-Comprobación piso flexible en y (ETABS).....	69
Tabla 30. Zona B-Comprobación piso flexible en x (ETABS).....	70
Tabla 31. Zona B-Comprobación piso flexible en y (ETABS).....	70

Tabla 32. Zona A- Períodos y porcentajes de masa participativa (ETABS).	71
Tabla 33. Zona B-Períodos y porcentajes de masa participativa (ETABS).....	71
Tabla 34. Datos para cálculo de cortante basal.....	75
Tabla 35. Comprobación cortante basal.....	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema en planta de la estructura.	16
Figura 2. Esquema en elevación de la estructura (sentido x).....	17
Figura 3. Esquema en elevación de la estructura (sentido y).....	17
Figura 4. Mapa de zonificación sísmica Ecuador. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).....	19
Figura 5. Espectro sísmico de diseño.....	22
Figura 6. Modelo de la estructura en ETABS.....	24
Figura 7. Zona A-Escala de colores para relación demanda-capacidad en vigas a gravedad (ETABS).....	31
Figura 8. Zona B-Escala de colores para relación demanda-capacidad en vigas a gravedad (ETABS).....	31
Figura 9. Zona A-Escala de colores para relación demanda-capacidad en columnas (ETABS).	37
Figura 10. Zona B-Escala de colores para relación demanda-capacidad en columnas (ETABS).....	37
Figura 11. Representación comportamiento de estructura sismorresistente. (a) Pórtico a momento. (b). Pórtico con arriostramiento concéntrico. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).....	38
Figura 12. Tipos de pórticos resistentes a momento. (a) Pórtico especial resistente a momento. (b) Pórtico con arriostramiento concéntrico. (c) Pórtico con arriostramiento excéntrico. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).	39
Figura 13. Disposición de pórticos resistentes a cargas laterales.	40
Figura 14. Conexión a momento RBS (Engelhardt, 1999).....	43
Figura 15. Dimensiones conexión RBS (American Institute of Steel Construction, 2016). ...	45
Figura 16. Diagrama de cuerpo libre de la viga en conexión RBS (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).....	46
Figura 17. Diagrama de cuerpo libre de segmento entre cara de columna y centro de sección reducida (American Institute of Steel Construction, 2016).....	48
Figura 18. Esquema de momento en viga RBS (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).	49
Figura 19. Vista frontal de conexión RBS (American Institute of Steel Construction, 2016).	51
Figura 20. Placa de anclaje (Fisher & Kloiber, 2010).	55
Figura 21. Placa de anclaje con grandes momentos (Fisher & Kloiber, 2010).	55

Figura 22. Esquema de placa de anclaje y esfuerzos actuantes (Fisher & Kloiber, 2010).	56
Figura 23. Líneas de momento asumidas en placa de anclaje (Fisher & Kloiber, 2010).	60
Figura 24. Cono de ruptura del hormigón por una sola barra de anclaje (Fisher & Kloiber, 2010).....	62
Figura 25. Cono de ruptura del hormigón por todo el conjunto (Fisher & Kloiber, 2010).	62
Figura 26. Placa de anclaje para elementos a gravedad (Fisher & Kloiber, 2010).....	63
Figura 27. Zona A-Derivas elásticas carga sísmica dinámica en dirección x (ETABS).	64
Figura 28. Zona A-Derivas elásticas carga sísmica dinámica dirección y (ETABS).	65
Figura 29. Zona B-Derivas elásticas carga sísmica dinámica dirección x (ETABS).	66
Figura 30. Zona B-Derivas elásticas carga sísmica dinámica dirección y (ETABS).	66
Figura 31. Esquema de análisis de irregularidad en planta (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).....	67
Figura 32. Zona A-Vista en planta primer modo de vibración. Traslación en x (ETABS).	72
Figura 33. Zona A-Vista en planta segundo modo de vibración. Traslación en y (ETABS). .	72
Figura 34. Zona A-Vista en planta tercer modo de vibración. Rotación en z (ETABS).	73
Figura 35. Zona B-Vista en planta primer modo de vibración. Traslación en x (ETABS).	73
Figura 36. Zona B-Vista en planta segundo modo de vibración. Traslación en y (ETABS)...	73
Figura 37. Zona B-Vista en planta tercer modo de vibración. Rotación en z (ETABS).....	74

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

16 de abril de 2016, sismo de 7.8 grados en escala Richter con epicentro en territorio ecuatoriano, 671 muertes y 1 125 edificaciones colapsadas. Estas son las consecuencias que pueden surgir al encontrarse en un país de alto riesgo sísmico como Ecuador, y no cumplir con las normas y requerimientos en campos estratégicos como en el de la construcción.

Ecuador, al estar situado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, es un país altamente sísmico, razón por la cual, las condiciones o factores de diseño estructural dentro del territorio, siguen procedimientos específicos para considerar dicho efecto sísmico.

En Ecuador el diseño estructural de edificaciones responde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), la cual además del diseño estándar en hormigón armado o acero, presenta un módulo de diseño sismorresistente, basado en normas internacionales, que para estructuras de acero (material utilizado para el diseño en el presente trabajo) se trata de la AISC 341-16.

El trabajo de titulación desarrollado presenta el análisis y diseño estructural sismorresistente en acero de una vivienda localizada en Quito, siguiendo y acatando completamente las normas de diseño correspondientes y considerando todos los factores relacionados: ubicación, tipo de edificación y tipo de estructura.

1.2. Justificación

La demanda residencial en Quito avanza, por lo que se ha generado la necesidad de optar por diseños y construcciones más rápidas, económicas, seguras y que cumplan con las expectativas y requerimientos del propietario, convirtiéndose actualmente, en una de las más optadas las edificaciones en estructura de acero, y considerando el riesgo sísmico del país, edificaciones sismorresistentes en estructura de acero.

El presente trabajo busca la realización del diseño estructural sismorresistente de una vivienda particular, siguiendo con todos los estándares internacionales y nacionales, y cumpliendo con las exigencias para el diseño estructural en un país sísmico como Ecuador.

1.3.Descripción del proyecto

El trabajo desarrollado consiste en el diseño estructural sismorresistente en acero de una vivienda multifamiliar de 3 plantas dado el diseño arquitectónico, utilizando pórticos especiales resistentes a momento.

El trabajo incluye el diseño de los elementos estructurales (vigas y columnas) a gravedad según la norma AISC 360-16 y a momento según la norma ASCE/SEI 7-16 y ANSI/AISC 341-16. Además, incluye el diseño de la conexión precalificada a utilizarse según la norma AISC 358-16, y la placa de anclaje siguiendo con la Guía 1 de la norma AISC. Para ello se ha valido de la modelación en el software de diseño estructural ETABS 2016.

Las comprobaciones y chequeos se realizan de acuerdo con las normas anteriormente mencionadas, además de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) para riesgo sísmico, cargas no sísmicas y estructura de acero.

Definiciones

Carga permanente

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Carga viva

“La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los

pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Conexión

“Combinación de juntas y elementos estructurales usados para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Placa base de columna

“Ensamble de placas, conectores, barras de anclaje y varillas en la base de la columna, usada para transmitir fuerzas entre la superestructura de acero y la cimentación.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Pórticos especiales a momento (PEM)

“Sistema de pórticos capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando están sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Viga de sección reducida (VSR)

“Reducción de la sección transversal en una longitud específica para forzar una potencial zona inelástica en la viga.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Deriva de piso

“Desplazamiento lateral relativo de un piso -en particular por la acción de una fuerza horizontal -con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Período de Vibración

“Tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Espectro de respuesta para diseño

“Espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Una vez presentado y definido la base general del trabajo de titulación, a continuación, se presenta el desarrollo del diseño estructural de la edificación señalada anteriormente.

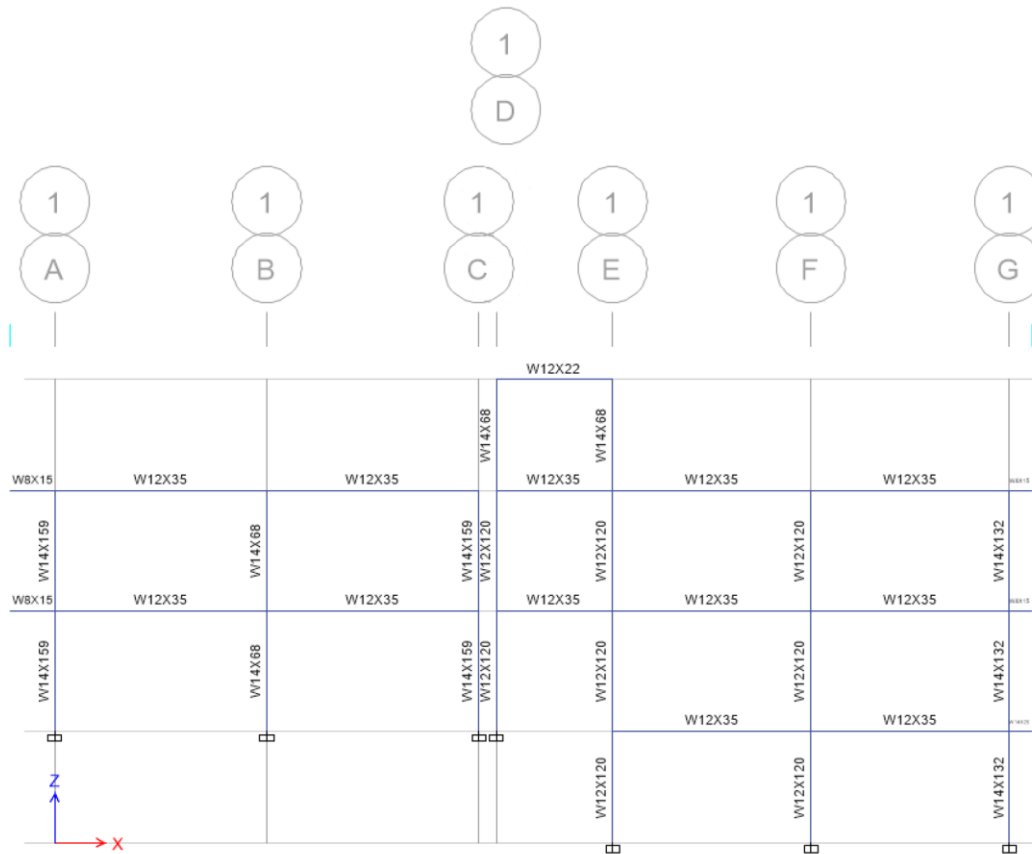


Figura 2. Esquema en elevación de la estructura (sentido x).



Figura 3. Esquema en elevación de la estructura (sentido y).

2.2. Materiales

Los elementos estructurales utilizados para el diseño corresponden a perfiles W de acero estructural Grado 50. El deck metálico utilizado es de acero estructural Grado 50, con hormigón de $f'c=210\text{kg/cm}^2$. En resumen, las propiedades de los materiales se muestran en la tabla a continuación.

Tabla 1. Resumen de materiales estructura.

Elemento	Material	$f'c$ [kg/cm ²]	Fy [kg/cm ²]
Perfiles estructurales	Acero estructural	-	3515.15
Losa colaborante	Acero estructural		3515.15
	Hormigón	210.00	

2.3. Cargas y combinaciones de cargas

2.3.1. Cargas.

Las cargas permanentes y vivas han sido determinadas de acuerdo con la *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (NEC), módulo de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG), sección 3. Mientras que las cargas sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (NEC), módulo de peligro sísmico (NEC-SE-DS), sección 6.

2.3.1.1. Carga permanente.

La carga permanente está compuesta por el peso propio de la estructura y la sobre carga generada por paredes, recubrimientos, instalaciones y misceláneos.

El peso propio de la estructura es calculado automáticamente en el software utilizado (ETABS) de acuerdo con las características físicas y geométricas de los elementos estructurales.

El peso por sobre carga se detalla en la tabla a continuación.

Tabla 2. Carga permanente por sobrecarga.

Componente	Carga [kg/m ²]
Mampostería	200
Enlucido y masillado (considerando espesor de 2 cm cada uno)	88

Recubrimiento piso (considerando espesor de 2 cm)	44
Total	332

2.3.1.2. Carga viva.

La carga viva ha sido determinada considerando el tipo de ocupación de la estructura. Carga por vivienda para las losas de entrepiso y carga por cubiertas inaccesibles para las losas de cubierta. En la siguiente tabla se muestra las cargas utilizadas.

Tabla 3. Carga viva.

Elemento	Carga [kg/m ²]
Losas de entrepiso	200
Cubiertas inaccesibles	70

2.3.1.3. Carga sísmica

La carga sísmica ha sido calculada en base al método de análisis espectral. Método que consiste en la determinación de un sismo de diseño, evento sísmico con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el sismo de diseño es calculado a través del tipo de suelo sobre el cual se asienta la estructura y a través del análisis de la peligrosidad sísmica del sitio en el que se localiza la edificación basándose en un mapa de zonificación sísmica (Figura 4).

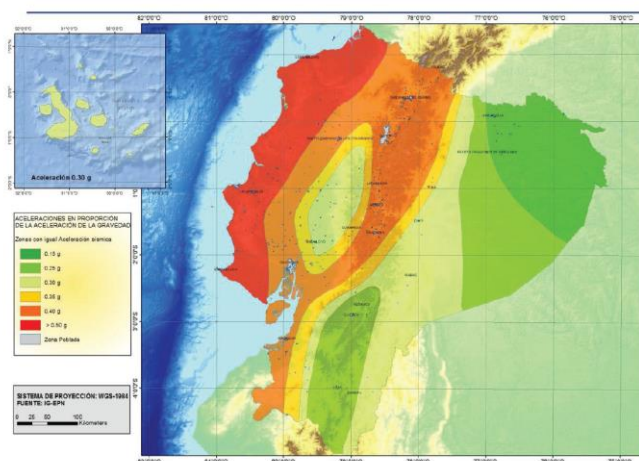


Figura 4. Mapa de zonificación sísmica Ecuador. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)

Según el lugar donde se sitúe la edificación, se llega a una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, las cuales están caracterizadas por un valor Z (aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño) específico, y en base al cual se determina una serie de factores utilizados para el posterior cálculo del espectro elástico de diseño.

El espectro elástico de diseño responde a la siguiente función por partes.

$Sa = \eta Z F a$ para $0 \leq T \leq T_c$
$Sa = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$ para $T > T_c$

(NEC SE DS-15 Sección 3.3)

Donde cada uno de los factores depende de la estructura en cuestión, como se mencionó anteriormente. El significado de cada factor y los valores adoptados se exponen en la Tabla 4 presentada más adelante.

La estructura a diseñarse en el presente proyecto se sitúa en el sector de Conocoto, Cantón Quito, lugar que corresponde a la zona sísmica V. Según los estudios de suelo realizados, se ha caracterizado al suelo como tipo D. En base a estos datos, se ha determinado los demás factores y valores que se explican y recopilan en la siguiente tabla.

Tabla 4. Datos para cálculo de espectro elástico de diseño.

Parámetro	Variable	Definición	Valor	Referencia
Factor de aceleración	Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	0.4 [g]	NEC SE DS-15 Sección 4.1. Tabla 6
Zonificación sísmica	-	Zonas delimitadas según el peligro sísmico esperado	V	NEC SE DS-15 Sección 3.1.1. Tabla 1
Relación de amplificación espectral	η	Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el período de retorno determinado.	2.48	NEC SE DS-15 Sección 3.3.1
Tipo de Suelo	-	Clasificación del tipo de suelo según parámetros específicos.	D	NEC SE DS-15 Sección 3.2.1 Tabla 2
Factor de sitio	F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.	1.2	NEC SE DS-15 Sección 3.2.2 Tabla 3
Factor de sitio	F_d	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de	1.19	NEC SE DS-15 Sección 3.2.2

		respuesta de desplazamientos para diseño en roca.		Tabla 4
Factor de comportamiento inelástico del suelo	F_s	Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos.	1.28	NEC SE DS-15 Sección 3.2.2 Tabla 5
Factor asociado al período de retorno	r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.	1	NEC SE DS-15 Sección 3.3.1
Período de vibración	T	Período de vibración método 1.	Zona A: 0.277 [s] Zona B: 0.469 [s]	NEC SE DS-15 Sección 6.3.3 Presente documento Sección 2.5.5.1
Coefficiente C_t	C_t	Coefficiente que depende del tipo de edificio.	0.072	NEC SE DS-15 Sección 6.3.3
Altura de la estructura	h_n	Altura máxima de la estructura medida desde su base.	10.4 [m]	Planos arquitectónicos
Coefficiente α	α	Impedancia del suelo.	0.8	NEC SE DS-15 Sección 6.3.3
Período T_c	T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.	0.698 [s]	NEC SE DS-15 Sección 6.3.3

Cabe recalcar que la Norma Ecuatoriana de la Construcción permite reducir el espectro sísmico de aceleraciones para el diseño, siempre y cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

El espectro sísmico reducido o inelástico es el de diseño dividido entre el factor de reducción R , el cual depende del tipo de sistema estructural. Los valores posibles para R se presentan en la sección 6.3.4 de la norma NEC-SE-DS.

En el caso de la edificación a diseñarse en particular, se trata de pórticos especiales sismorresistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas, por lo que el factor R adoptado es de 8.

Con todos los valores anteriormente definidos y calculados, se ha obtenido el siguiente espectro sísmico de aceleraciones de diseño.

Tabla 5. Aceleración espectral (S_a) en función del período (T) para espectro sísmico de diseño y espectro reducido.

T [s]	Sa [g]	Sa red [g]
0.000	0.000	0.000
0.127	1.190	0.149
0.698	1.190	0.149
0.700	1.187	0.148
0.800	1.039	0.130
0.900	0.923	0.115
1.100	0.756	0.094
1.300	0.639	0.080
1.500	0.554	0.069
1.700	0.489	0.061
1.900	0.437	0.055
2.100	0.396	0.049
2.300	0.361	0.045
2.500	0.332	0.042
2.700	0.308	0.038
2.900	0.287	0.036

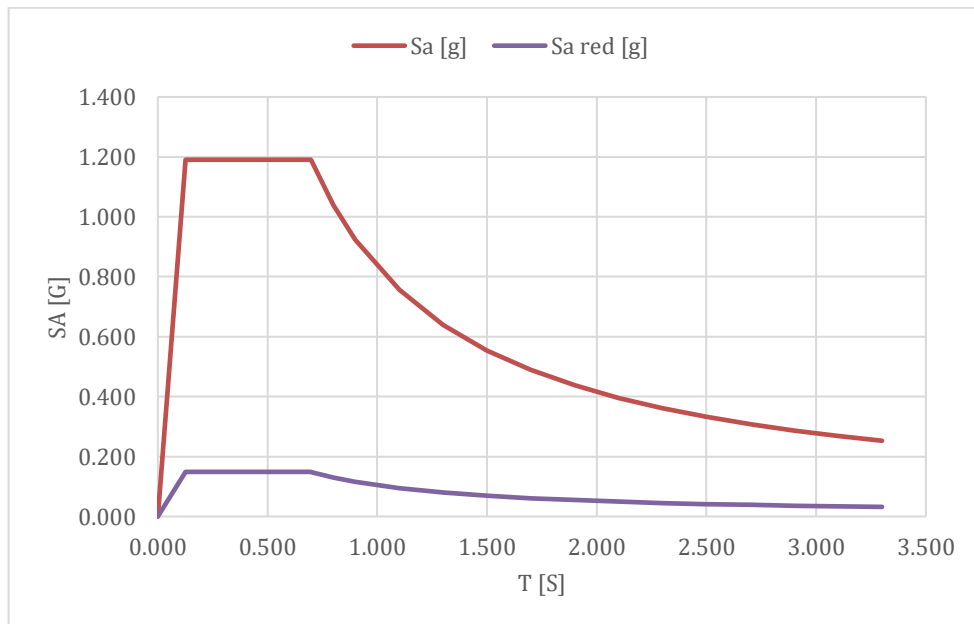


Figura 5. Espectro sísmico de diseño.

2.3.2. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga han sido definidas de acuerdo con la *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (NEC), módulo de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG), sección 3.

Tabla 6. Combinaciones de carga.

Combinación de cargas	
1	1.4D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr; S ; R]
3	1.2 D + 1.6 max[Lr; S ; R]+ max[L ; 0.5W]
4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr; S ; R]
5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
6	0.9 D +1.0 W
7	0.9 D + 1.0 E
(NEC SE CG-15 Sección 3)	

Cabe resaltar que la carga por viento no ha sido considerada, tomando en cuenta la altura y localización de la edificación en cuestión.

2.4. Diseño de elementos estructurales

El proceso de diseño fue realizado bajo dos tipos de consideraciones:

a. Consideraciones globales

- Cumplimiento de derivas (< 2% derivas inelásticas)
- Irregularidades (en planta y elevación)
- Columna fuerte – viga débil

b. Consideraciones locales

- Conexiones
- Elementos

Consideraciones que serán tratadas poco a poco más adelante.

Conjuntamente se tomó en cuenta los dos sistemas existentes en una estructura sismorresistente en acero: el sistema resistente a carga gravitacional y el sistema resistente a carga sísmica (carga lateral). Considerando que en una edificación solo ciertas partes son diseñadas para resistir carga sísmica, mientras que las demás son diseñadas para resistir carga gravitacional (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

El presente diseño se ha valido de la modelación de la estructura en ETABS. A continuación, se muestra una imagen del modelo.

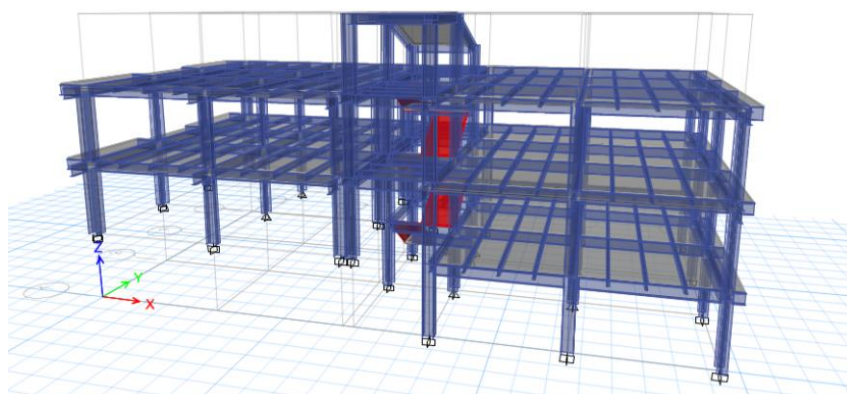


Figura 6. Modelo de la estructura en ETABS.

La disposición de los elementos estructurales ha sido determinada en base al plano arquitectónico. Las vigas y columnas definitivas se muestran en la tabla a continuación.

Tabla 7. Secciones estructurales definitivas.

Columnas	Vigas
W12x120	W8x15*
W14x68	W12x22
W14x132	W12x35
W14x145	W12x120
W14x159	W14x132

*Elementos utilizados en vigas secundarias, cubierta de tapa gradas o vigas de descanso de escaleras.

Los elementos han sido determinados después de un proceso iterativo. Los cálculos y comprobaciones realizados hasta llegar a las secciones definitivas mostradas en la Tabla 7, se explican y muestran en las secciones a continuación.

2.4.1. Pórticos a cargas gravitatorias.

El diseño se basa en las cargas no sísmicas (ver Sección 2.3.1) y la determinación de las fuerzas internas de los elementos de la estructura. Así se toma en cuenta el diseño a flexión, compresión y corte de los elementos. Cabe destacar que, para el análisis de estos sistemas, se modela el nodo inferior como articulado, de forma que no aporte a la resistencia a carga lateral.

2.4.1.1. Diseño pórticos a cargas gravitatorias.

El diseño de los pórticos a gravedad se rige a la norma *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC 360-16). El procedimiento se detalla a continuación.

Para el detalle de los cálculos se ha elegido los elementos (viga y columna) con mayor radio demanda/capacidad. De esta manera se ha tomado la columna situada en el primer piso en el eje vertical B y eje horizontal 3, y la viga principal situada en el primer piso en el eje horizontal 3 entre los ejes verticales B y C.

En la tabla a continuación se muestra las características geométricas de la columna y viga en cuestión.

Tabla 8. Características geométricas viga a gravedad: W12X22

Perfil: W12X22			
bf	10.24 cm	Ag	41.81 cm ²
tf	1.08 cm	rx	12.47 cm
T	26.35 cm	ry	2.15 cm
tw	0.66 cm	Ixx	6493.21 cm ⁴
d	31.24 cm	Iyy	193.96 cm ⁴
Zx	480.14 cm ³	Sx	416.23 cm ³

Z_y	59.98 cm ³	S_y	37.85 cm ³
J	12.20 cm ⁴	C_w	44039.88 cm ⁶
h_o	30.226 cm		

Tabla 9. Características geométricas columna a gravedad: W14X68

Perfil: W14X68			
b_f	25.40 cm	Ag	129.03 cm ²
t_f	1.83 cm	r_x	15.27 cm
T	27.62 cm	r_y	6.25 cm
t_w	1.05 cm	I_{xx}	30051.91 cm ⁴
d	35.56 cm	I_{yy}	5036.40 cm ⁴
Z_x	1884.51 cm ³	S_x	1687.87 cm ³
Z_y	604.68 cm ³	S_y	396.57 cm ³
J	125.29 cm ⁴	C_w	1444722.96 cm ⁶
h_o	33.782 cm		

2.4.1.1.1. Diseño de viga

○ Diseño a flexión

Los estados límites con los que se trabaja para el diseño a flexión, varían según el tipo de sección transversal que se tenga (compactos, no compactos o esbeltos) y la dirección en la que se esté analizando (American Institute of Steel Construction , 2016). Para el diseño a flexión en vigas, únicamente se analiza el momento en dirección x , ya que por la disposición de la viga y de las cargas gravitacionales, el momento en dirección y no llega a ser significativo.

Es así que se inicia determinando el tipo de sección, para ello se utiliza los límites que se muestran a continuación.

Patín

Compacta	No compacta	Esbelta
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	$\lambda_r < \lambda$
$\lambda = b_f/2t_f$	$\lambda_p = 0.38\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r = 1.0\sqrt{E/F_y}$

(AISC 360-16 Tabla B4.1b)

Alma

Compacta	No compacta	Esbelta
$\lambda < \lambda_p$	$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$	$\lambda_r < \lambda$
$\lambda = h/t_w$	$\lambda_p = 3.76\sqrt{E/F_y}$	$\lambda_r = 5.7\sqrt{E/F_y}$

(AISC 360-16 Tabla B4.1b)

Donde b_f es el ancho del patín, t_f es el espesor del patín, h es la altura libre entre los patines, t_w es el espesor del alma, E es el módulo de elasticidad del acero y F_y es el esfuerzo a fluencia del acero.

Para el caso en cuestión se ha obtenido los siguientes resultados.

Patín

$$\lambda = 4.74 \quad \lambda_p = 9.15 \quad \lambda_r = 24.08$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{Compacto}$$

Alma

$$\lambda = 39.90 \quad \lambda_p = 90.55 \quad \lambda_r = 137.27$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{Compacto}$$

Para secciones compactas analizadas en dirección x (eje fuerte), se tiene 3 estados límites posibles: plastificación de sección transversal, pandeo lateral torsional inelástico y pandeo lateral torsional elástico. Por medio de cada estado límite se obtiene un momento nominal. El estado límite a ser aplicado en cada caso depende de la longitud no arriostrada

del elemento. A continuación se muestra los rangos para la consideración de cada estado límite y la forma de calcular el momento nominal para cada caso.

Plastificación sección transversal $L_b < L_p$	Pandeo lateral torsional inelástico $L_p < L_b < L_r$	Pandeo lateral torsional elástico $L_b > L_r$
$M_{n(x)} = M_{p(x)}$ $= F_y Z_x$	$M_{n(x)}$ $= C_b [M_{p(x)} - (M_{p(x)} - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)]$ $\leq M_{p(x)}$	$M_{n(x)} = F_{cr} S_x$ $\leq M_{p(x)}$
$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y}$		
$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$		
$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$		
$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$		

(AISC 360-16 Sección F2)

Donde $M_{n(x)}$ es la resistencia nominal a momento en dirección x , $M_{p(x)}$ es el momento plástico en dirección x , L_b es la distancia entre puntos que están arriostrados contra el desplazamiento lateral o la torsión transversal, F_y es el esfuerzo de fluencia del acero, Z_x es el módulo de sección plástico, S_x es el módulo elástico de la sección respecto al eje x , C_b es el factor de modificación del pandeo lateral torsional, F_{cr} es el esfuerzo crítico, E es el módulo de elasticidad del acero, r_y es el radio de giro de la sección en el sentido y , J es la constante torsional, h_o es la distancia ente los centroides de los patines y c es igual a 1 para secciones “I”.

Para la viga analizada, se ha obtenido los resultados que se muestran a continuación. (Se considera que la distancia no arriostrada es cero debido a que sobre las vigas se encuentra la losa, lo que no permite que las vigas se desplacen lateralmente o sufran torsión).

$$L_b = 0 \quad L_p = 0.91$$

$$L_b < L_p \quad \text{Plastificación sección transversal}$$

$$M_{n(x)} = 1\,687\,863.58 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Según ecuación de plastificación sección transversal})$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_{n(x)} = 1\,519\,077.22 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Diseño a corte

El corte en la viga es resistido por el alma de la sección, por lo que, siguiendo con las especificaciones de la norma, la resistencia nominal a cortante se determina a través de la siguiente expresión.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1}$$

(AISC 360-16 Sección G2)

Donde V_n es la resistencia nominal a corte, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero, A_w es el área del alma (dt_w) y C_{v1} es el coeficiente de resistencia al corte del alma.

El coeficiente C_{v1} y el factor de reducción ϕ dependen del tipo de sección y la relación h/t_w del elemento. A continuación se muestra el cálculo según los diferentes casos.

Secciones "I" con $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$	Otras secciones o secciones "I" con $h/t_w > 2.24\sqrt{E/F_y}$	
$C_{v1} = 1.0$ $\phi = 1.0$	Si $h/t_w \leq 1.10\sqrt{E/F_y}$ $C_{v1} = 1.0$ $\phi = 0.9$	Si $h/t_w > 1.10\sqrt{E/F_y}$ $C_{v1} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$ $\phi = 0.9$

(AISC 360-16 Sección G2)

Donde h es la altura libre entre los patines, t_w es el espesor del alma, E es el módulo de elasticidad del acero, F_y es el esfuerzo a fluencia del acero, k_v es el coeficiente de pandeo de

corte de la placa del alma, C_{v1} es el coeficiente de resistencia al corte del alma y ϕ es el factor de reducción de resistencia.

Para la viga analizada se ha obtenido los siguientes resultados.

$$h/t_w = 39.90$$

$$2.24\sqrt{E/F_y} = 53.95$$

$$h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$$

$$C_{v1} = 1.0$$

$$\phi = 1.0$$

$$A_w = 20.61 \text{ cm}^2$$

$$V_n = \phi V_n = 43\,517.68 \text{ kg}$$

- Resistencia requerida

La resistencia requerida o última se ha tomado de ETABS, con la combinación de cargas más crítica: $1.2D + 1.6L$. Los valores se muestran a continuación.

Tabla 10. Resistencia última viga analizada (ETABS).

Combinación	$M_{u(x)}$ [kg-cm]	$V_{u(x)}$ [kg]
1.2D+1.6L	893 428.68	6 257.24

- Relación demanda capacidad

En la tabla a continuación se muestra los resultados finales de demanda y capacidad para el elemento analizado.

Tabla 11. Relación demanda capacidad viga analizada.

$M_{u(x)}$ [kg-cm]	$\phi M_{n(x)}$ [kg-cm]	$M_{u(x)} / \phi M_{n(x)}$	Check
893 428.68	1 519 077.22	0.588	OK
V_u [kg]	ϕV_n [kg]	$V_u / \phi V_n$	Check

6 257.24	43 517.68	0.144	OK
----------	-----------	-------	----

Finalmente, en siguientes figuras se muestra en escala de colores las relaciones demanda-capacidad de todas las vigas a gravedad de la estructura.

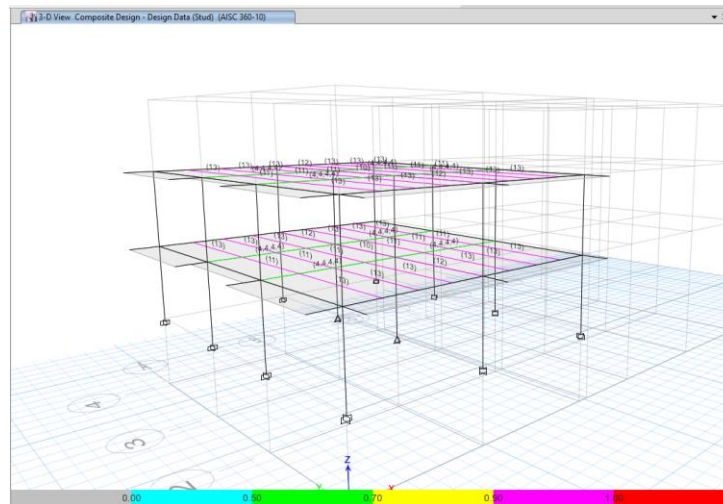


Figura 7. Zona A-Escala de colores para relación demanda-capacidad en vigas a gravedad (ETABS).

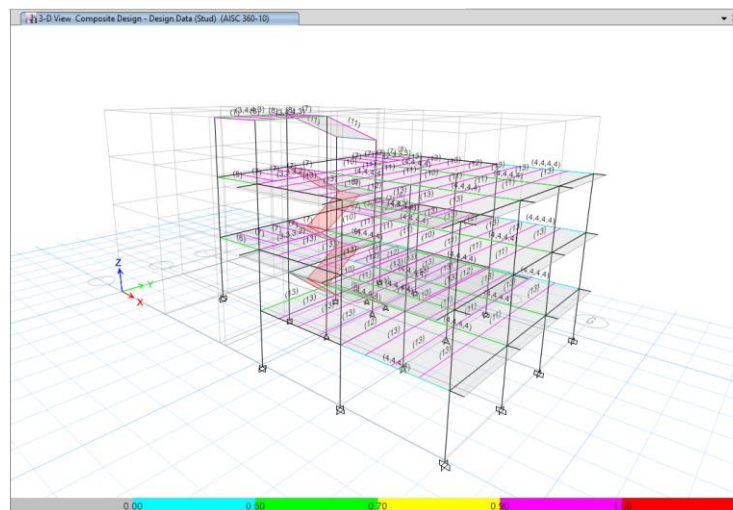


Figura 8. Zona B-Escala de colores para relación demanda-capacidad en vigas a gravedad (ETABS).

2.4.1.1.2. Diseño de columna

- Diseño a compresión

La resistencia nominal del elemento a compresión se obtiene considerando los siguientes estados límites: pandeo local y pandeo global. El pandeo local ocurre cuando los

elementos que constituyen la sección son esbeltos, mientras que el pandeo global puede ocurrir bajo 3 escenarios: flexión, torsión y flexo-torsión (American Institute of Steel Construction, 2016). Para el presente caso, al utilizarse secciones W, lo que se ha analizado es el pandeo local y el pandeo global a flexión, ya que por las características del perfil W, la torsión y flexo-torsión no son lo suficientemente significativas.

En primer lugar, se realiza el análisis del pandeo local. Clasificando cada elemento del perfil entre esbelto o no esbelto. A continuación se muestran los límites para identificar cada tipo considerando una sección “I”.

Patín

No esbelto $\lambda < \lambda_r$	Esbelto $\lambda > \lambda_r$
$\lambda = b_f/2t_f$	$\lambda_r = 0.56\sqrt{E/F_y}$

(AISC 360-16 Tabla B4.1a)

Alma

No esbelto $\lambda < \lambda_r$	Esbelto $\lambda > \lambda_r$
$\lambda = h/t_w$	$\lambda_r = 1.49\sqrt{E/F_y}$

(AISC 360-16 Tabla B4.1a)

Donde b_f es el ancho del patín, t_f es el espesor del patín, h es la altura libre entre los patines, t_w es el espesor del alma, E es el módulo de elasticidad del acero y F_y es el esfuerzo a fluencia del acero.

Para el caso del elemento analizado, se ha obtenido los siguientes resultados.

Patín

$$\lambda = 6.94 \qquad \lambda_r = 13.49$$

$$\lambda < \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

Alma

$$\lambda = 26.20 \quad \lambda_r = 35.89$$

$\lambda < \lambda_r$ No esbelto

Continuando con el análisis del pandeo global, considerando el límite a flexión, se tiene que la resistencia nominal a compresión está dada por la siguiente ecuación.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(AISC 360-16 Sección E3)

Donde P_n es la resistencia nominal a compresión, F_{cr} es el esfuerzo crítico y A_g es el área de la sección transversal del elemento.

El esfuerzo crítico se calcula de forma diferente según el tipo de pandeo (elástico o inelástico), el mismo que se determina considerando la esbeltez del elemento. Por lo que se prosigue a determinar la esbeltez con la siguiente ecuación. Si la esbeltez es menor a 200 se considera al elemento como no esbelto, que es lo que se busca.

$$\text{Esbeltez} = L_c / r < 200$$

$$L_c = KL$$

(AISC 360-16 Sección E2)

Donde L_c es la longitud efectiva del elemento, r es el radio de giro, K es el factor de longitud efectiva y L es la longitud sin arriostrar del elemento.

Para el presente caso se ha obtenido lo siguiente.

$K = 1$ (Según la Tabla C-A-7.1 de la norma. Considerando los dos apoyos articulados.)

$$L = 2.70 \text{ m}$$

$$\text{Esbeltez} = 43.21 < 200$$

Continuando con el cálculo del esfuerzo crítico, se muestran a continuación los límites para determinar el tipo de pandeo y las ecuaciones a usarse en cada caso.

Pandeo elástico (columnas largas)	Pandeo inelástico (columnas intermedias)
-----------------------------------	--

$Esbeltez > 4.71\sqrt{E/Fy}$	$Esbeltez < 4.71\sqrt{E/Fy}$
$F_{cr} = 0.877Fe$	$F_{cr} = 0.658^{Fy/Fe} Fy$
$Fe = \frac{\pi^2 E}{(kL_c/r)^2}$	

(AISC 360-16 Sección E3)

Donde F_{cr} es el esfuerzo crítico, Fe es el esfuerzo por pandeo elástico, E es el módulo de elasticidad del acero, Fy es el esfuerzo a fluencia del acero y kL_c/r es la esbeltez del elemento.

En la columna de análisis se ha obtenido los siguientes resultados.

$$Esbeltez = 43.21 < 4.71\sqrt{E/Fy} = 113.44 \quad \text{Pandeo inelástico}$$

$$Fe = 10\,777.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3\,066.48 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Según ecuación de pandeo inelástico)}$$

$$P_n = 395\,673.43 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 356\,106.09 \text{ kg}$$

- Diseño a flexión

Para el diseño a flexión en x (eje fuerte), en primer lugar, se determina el tipo de sección transversal del elemento (compacta, no compacta o esbelta), como se explicó en el diseño a flexión de las vigas. Para la columna en cuestión se ha obtenido lo siguiente.

Patín

$$\lambda = 6.94 \quad \lambda_p = 9.15 \quad \lambda_r = 24.08$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{Compacto}$$

Alma

$$\lambda = 26.20 \quad \lambda_p = 90.56 \quad \lambda_r = 137.28$$

$\lambda < \lambda_p$ Compacto

Una vez determinada que la sección es compacta, se tiene 3 posibles estados límites: plastificación de la sección transversal, pandeo lateral torsional elástico y pandeo lateral torsional inelástico, que dependen de la longitud no arriostrada del elemento, tal como se explicó en el diseño a flexión en vigas. Aplicando las ecuaciones expuestas en el diseño a flexión en vigas, para el caso de la columna se ha obtenido los siguientes resultados.

$$L_b = 2.7 \quad L_p = 2.65 \quad L_r = 8.92$$

$L_p < L_b < L_r$ Pandeo lateral torsional inelástico

$$M_{p(x)} = 6\,624\,060.95 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{n(x)} = 6\,603\,804.84 \text{ kg} - \text{cm} \quad (\text{Según ecuación de pandeo lateral torsional inelástico})$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_{n(x)} = 5\,943\,424.36 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el diseño a flexión en columnas, se analiza el momento en ambas direcciones debido a la disposición de las columnas, el comportamiento a flexo-compresión que posee y la interacción que esto implica.

Los estados límites que se analizan para flexión en dirección y (eje débil), dependen del tipo de sección transversal del elemento (compacto, no compacto o esbelto). Para secciones con patines compactos, como se determinó anteriormente para el presente caso, el único estado límite que aplica es el de plastificación de la sección transversal. Y la ecuación para calcular la resistencia nominal a flexión para este estado límite se muestra a continuación.

$$M_{n(y)} = M_{p(y)} = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

(AISC 360-16 Sección E3)

Donde $M_{n(y)}$ es la resistencia nominal a momento en dirección y , $M_{p(y)}$ es el momento plástico en dirección y , F_y es esfuerzo a fluencia del acero, Z_y es módulo plástico de la sección respecto al eje y y S_y es el módulo elástico de la sección respecto al eje y .

Para la columna analizada se ha obtenido los siguientes resultados.

$$M_{n(y)} = M_{p(y)} = 2\,125\,459.56 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_{n(y)} = 1\,912\,913.60 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Resistencia última

La resistencia requerida o última se ha tomado de ETABS, con la combinación de cargas más crítica: $1.2D + 1.6L$. Los valores se muestran a continuación.

Tabla 12. Resistencia última columna analizada (ETABS).

Combinación	$P_{u(x)}$ [kg]	$M_{u(x)}$ [kg-cm]	$M_{u(y)}$ [kg-cm]
1.2D+1.6L	350 624.09	20 482.37	22 338.13

- Relación demanda capacidad

En la tabla a continuación se muestra los resultados finales de demanda y capacidad para el elemento analizado.

Tabla 13. Relación demanda capacidad columna analizada.

$P_{u(x)}$ [kg]	$\phi P_{n(x)}$ [kg]	$P_{u(x)} / \phi P_{n(x)}$	Check
350 624.09	356 106.09	0.984	OK
$M_{u(x)}$ [kg-cm]	$\phi M_{n(x)}$ [kg-cm]	$M_{u(x)} / \phi M_{n(x)}$	Check
20 482.37	5 943 424.36	0.003	OK
$M_{u(y)}$ [kg-cm]	$\phi M_{n(y)}$ [kg]	$M_{u(y)} / \phi M_{n(y)}$	Check
22 338.13	1 912 913.60	0.011	OK

Seguidamente, se verifica la interacción del esfuerzo axial y a momento en la columna, a través de la siguiente ecuación.

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \right) \leq 1$$

(AISC 360-16 Sección H)

Para la columna en cuestión se obtuvo el siguiente resultado.

$$0.996 \leq 1$$

Con lo que se comprueba el buen comportamiento de la columna según las solicitaciones.

Como resumen, en las siguientes figuras se muestra en escala de colores las relaciones demanda-capacidad para todas las columnas de la estructura.

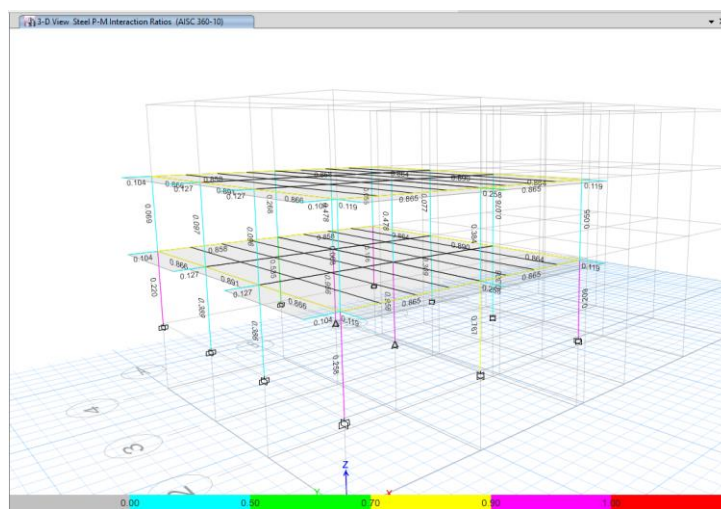


Figura 9. Zona A-Escala de colores para relación demanda-capacidad en columnas (ETABS).

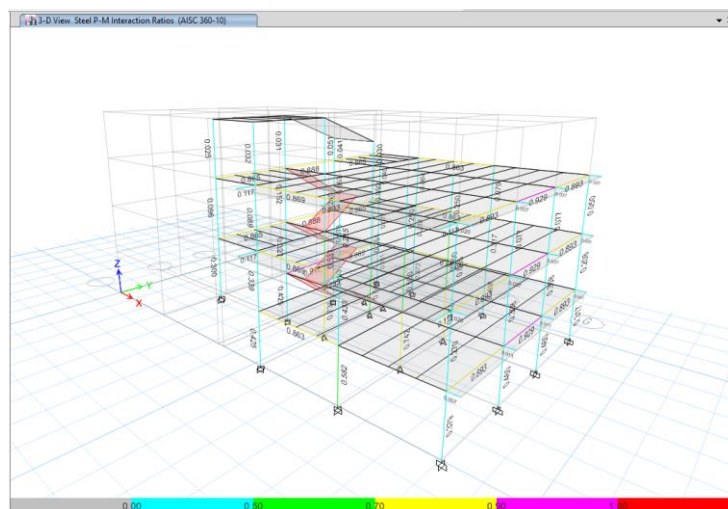


Figura 10. Zona B-Escala de colores para relación demanda-capacidad en columnas (ETABS).

2.4.2. Pórticos resistentes a cargas laterales

En una estructura sismorresistente, sin bien todos los elementos deben estar diseñados para soportar carga gravitacional, no ocurre lo mismo para carga sísmica. En este tipo de diseños, únicamente se considera ciertos pórticos para resistir las cargas laterales, de modo que éstos sean los encargados de disipar toda esta carga, dejando que las columnas y vigas de los pórticos a gravedad únicamente actúen a flexión y/o compresión (Figura 11) (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

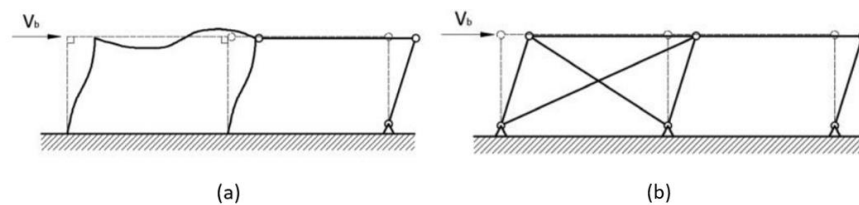


Figura 11. Representación comportamiento de estructura sismorresistente. (a) Pórtico a momento. (b). Pórtico con arriostramiento concéntrico. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

En el análisis y diseño sismorresistente, el diseño por ductilidad y el diseño por capacidad, son dos conceptos esenciales (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Para diseño sísmico existen varios tipos de pórticos resistentes a cargas laterales, en donde lo que varía es el elemento que controla la deformación o ductilidad (DCE) en el sistema, entre los pórticos más comunes se encuentran los pórticos especiales resistentes a momento (Figura 12a), pórticos con arriostramiento concéntrico (Figura 12b) y pórticos con arriostramiento excéntrico (Figura 12c).

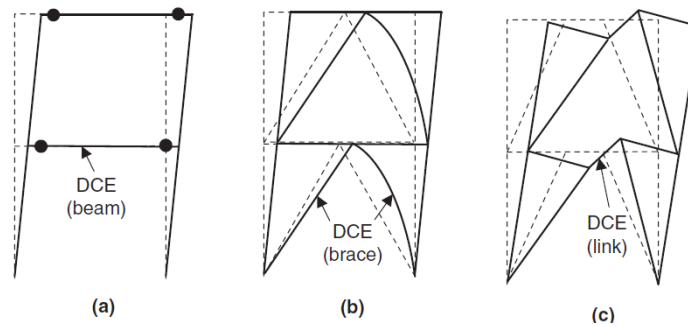


Figura 12. Tipos de pórticos resistentes a momento. (a) Pórtico especial resistente a momento. (b) Pórtico con arriostramiento concéntrico. (c) Pórtico con arriostramiento excéntrico. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

En el presente diseño se utilizará el pórtico especial resistente a momento, por lo que teóricamente se profundizará únicamente en este tipo de pórtico.

Los pórticos resistentes a momento (SMF), se basan en la disipación de energía a través de la formación de rótulas plásticas en las vigas, es decir, en este sistema las vigas son los elementos que controlan la deformación o ductilidad (DCE) (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). La conexión entre vigas y columnas es rígida y lo suficientemente resistente para no ser afectada estructuralmente de forma considerable. El objetivo del pórtico resistente a momento es que las rótulas plásticas únicamente se formen en las vigas y de forma secuencial, de modo que la estructura no se convierta en mecanismo o que sea inestable, y la forma de asegurar este comportamiento es la introducción de secciones reducidas en el patín de la viga, para así disminuir la capacidad a flexión del elemento en ese punto (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

En la edificación a diseñarse en el presente trabajo, se ha escogido como pórticos resistentes a cargas laterales, los pórticos perimetrales a la estructura, considerando que, como se señaló en la sección 2.1, el sistema es tratado como 2 estructuras debido a la junta. En la figura a continuación se muestra un esquema de lo mencionado.

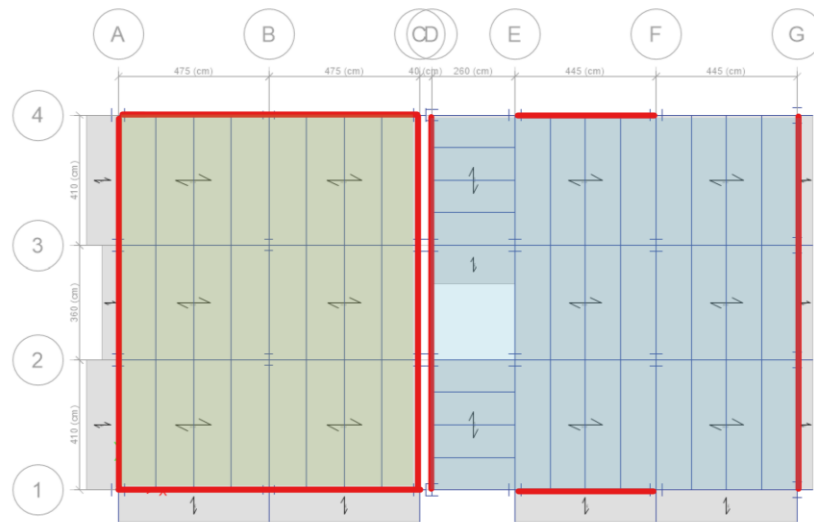


Figura 13. Disposición de pórticos resistentes a cargas laterales.

En la Figura 13 se muestra con color rojo los pórticos resistentes a momento. Además, se muestra sombreado con color verde el sistema correspondiente a la primera subestructura (2 pisos) y con color azul el correspondiente a la segunda subestructura (3 pisos).

2.4.2.1. Diseño pórticos especiales resistentes a momento

El diseño de los elementos en los pórticos a momento se rige a la norma *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341-16) y el procedimiento se detalla a continuación. Cabe destacar que para el presente diseño se ha considerado elementos de alta ductilidad.

- Requisitos del elemento: elementos de alta ductilidad

Según la norma, para los miembros diseñados con alta ductilidad, su relación ancho-espesor debe cumplir con los siguientes límites, considerando de elemento un perfil W (como es el presente caso).

Patín:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} < \lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

(AISC 341-16. Tabla D.1.1)

Donde bf es el ancho del patín, tf es el espesor del patín, E es el módulo de elasticidad del acero, Ry es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado y Fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

Alma:

$\lambda = \frac{h}{tw} < \lambda_{hd}$	
<p>Si $Ca \leq 0.114$</p> $\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{RyFy}} (1 - 1.04Ca)$	<p>Si $Ca > 0.114$</p> $\lambda_{hd} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{RyFy}} (2.68 - Ca) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$
$Ca = \frac{Pu}{\phi_c Py}$	

(AISC 341-16. Tabla D.1.1)

Donde h es la altura del alma, tw es el espesor del alma, E es el módulo de elasticidad del acero, Ry es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, Fy es el esfuerzo de fluencia del acero, Pu es la resistencia axial requerida en el elemento y Py es el esfuerzo de fluencia axial.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos para los elementos de los pórticos resistentes a momento del presente diseño.

Tabla 14. Comprobación elementos de alta ductilidad.

	Elemento	Patín			Alma		
		λ	λ_{hd}	Check	λ	λ_{hd}	Check
Vigas	W12x35	6.31	7.35	OK	36.2	59.01	OK
	W14x132	7.14	7.35	OK	17.7	59.01	OK
	W12x120	5.54	7.35	OK	13.7	59.01	OK
Columnas	W12x120	5.54	7.35	OK	13.7	59.96	OK
	W14x68	6.94	7.35	OK	27.5	55.34	OK
	W14x132	7.14	7.35	OK	17.7	57.12	OK
	W14x159	6.55	7.35	OK	15.3	57.85	OK

- Requisitos del elemento: estabilidad por arriostramiento de vigas

Según la norma, el arriostramiento debe tener un espaciamiento máximo dado por la siguiente ecuación.

$$L_b = \frac{0.095ryE}{RyFy}$$

(AISC 341-16. Sección D2.2a)

Donde ry es el radio de giro de la sección con respecto al eje y , E es el módulo de elasticidad del acero, Ry es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado y Fy es el esfuerzo de fluencia del acero.

A continuación se muestra los resultados obtenidos para las vigas de los pórticos resistentes a momento del presente diseño. Se debe mencionar que para el análisis se ha considerado la longitud arriostrada como 0, ya que sobre las vigas se encuentra la losa, la cual impide el desplazamiento lateral de los elementos.

Tabla 15. Comprobación separación arriostramiento.

Viga	L_b [m]	L_b máx. [m]	Check
W12x35	0	1.37	OK
W14x132	0	4.78	OK
W12x120	0	3.98	OK

2.4.3. Conexiones

La conexión escogida para los pórticos a momento de la estructura en cuestión ha sido la conexión a momento para vigas de sección reducida (RBS), una de las conexiones precalificadas según la norma *Precalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (AISC 358-16).

En la conexión a momento RBS, una porción del patín de la viga es recortada en una zona específica junto a la conexión viga-columna, de manera que se procure inducir la formación de la rótula plástica en esta zona y de esta manera disminuir el momento que

puede ser desarrollado en la cara de la columna (American Institute of Steel Construction, 2016).

El propósito de la conexión a momento RBS es proveer mayor ductilidad al sistema, además, al disminuir el momento en la cara de la columna, mejora el requerimiento de columna fuerte viga débil. Adicionalmente, su construcción es relativamente simple (Engelhardt, 1999).

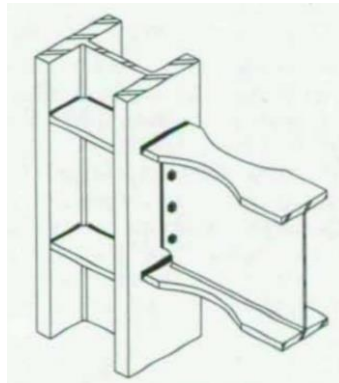


Figura 14. Conexión a momento RBS (Engelhardt, 1999).

2.4.3.1. Diseño conexión a momento RBS

El diseño de la conexión se rige a la norma *Precualified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (AISC 358-16), el diseño se detalla a continuación.

- Limitaciones en viga

Según la norma, las vigas deben cumplir con las siguientes limitaciones.

$Sección < W36$
$Peso < 447kg/m$
$tf < 44mm$
$L/d > 7$

(AISC 358-16 Sección 5.3)

Donde tf es el espesor del patín, L es la longitud de la viga y d es el peralte de la viga.

A continuación se muestra los resultados obtenidos para las vigas con conexión RBS en el presente modelo.

Tabla 16. Comprobación de vigas en conexión a momento RBS.

Elementos	Sección	Check	Peso [kg/m]	Check	tf [mm]	Check	L/d	Check
W12x35	W12	OK	51.75	OK	13.2	OK	14.96	OK
W12x120	W12	OK	177.6	OK	28.2	OK	14.27	OK
W14x132	W14	OK	195.36	OK	26.2	OK	12.72	OK

- Limitaciones en columnas

Según la norma, las columnas deben cumplir con las siguientes limitaciones.

$$\text{Sección} < W36$$

(AISC 358-16 Sección 5.3)

En la tabla a continuación se muestra los resultados obtenidos para las columnas con conexión RBS en el presente modelo.

Tabla 17. Comprobación de columnas en conexión a momento RBS.

Elementos	Sección	Check
W12x120	W12	OK
W14x68	W14	OK
W14x132	W14	OK
W14x159	W14	OK

- Procedimiento de diseño

Para el detalle del cálculo de diseño, se ha tomado una conexión específica de referencia. Esta conexión es la ubicada en el eje vertical C y horizontal 3. La conexión es analizada en el sentido y, lo que implica una columna W12x120 y vigas W12x120.

En la tabla a continuación se muestra las características geométricas de la columna y viga.

Tabla 18. Características geométricas de viga y columna de conexión: W12X120.

Perfil: W12X120			
b_f	31.24 cm	A_g	227.74 cm ²
t_f	2.82 cm	r_x	14.00 cm
T	23.18 cm	r_y	7.95 cm
t_w	1.80 cm	I_{xx}	44536.76 cm ⁴
d	33.27 cm	I_{yy}	14359.98 cm ⁴
Z_x	3047.99 cm ³		

Para comenzar el diseño, la norma correspondiente especifica que las dimensiones de la sección reducida deben encontrarse dentro de ciertos límites en función de la geometría de la viga.

$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$
$0.65d \leq b \leq 0.85d$
$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde b_{bf} es el ancho del patín de la viga, d es el peralte de la viga, a es la distancia horizontal desde la cara del patín de la columna hasta el comienzo del corte por RBS, b es la distancia del corte por RBS y c es la profundidad del corte medido desde el centro de la sección reducida (Figura 15).

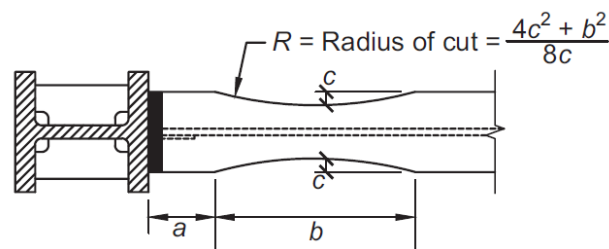


Figura 15. Dimensiones conexión RBS (American Institute of Steel Construction, 2016).

Para el presente caso, se ha obtenido los límites que se encuentran en la siguiente tabla, además de los valores definitivos escogidos entre ese rango.

Tabla 19. Dimensiones conexión.

15.62 cm	≤	a	≤	23.43 cm	16 cm
21.63 cm	≤	b	≤	28.28 cm	22 cm
3.12 cm	≤	c	≤	7.81 cm	7 cm

A continuación, para obtener las fuerzas actuantes sobre la conexión, se considera el diagrama de cuerpo libre de una viga. Por convención se toma que la deformación se da hacia la derecha, obteniéndose las reacciones que se muestran en la Figura 16.

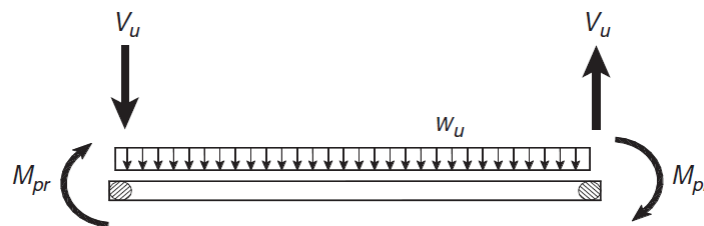


Figura 16. Diagrama de cuerpo libre de la viga en conexión RBS (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Se asume que el momento en la rótula plástica, es decir en el centro de la viga reducida, es el momento máximo probable (M_{pr}). Y para obtenerlo se determina en primer lugar el módulo plástico en esta ubicación.

Continuando con las especificaciones de la norma, se calcula el módulo plástico en el centro de la viga reducida a través de la siguiente expresión.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde Z_{RBS} es el módulo plástico en el centro de la viga reducida, Z_x es el módulo plástico de la sección con respecto al eje x , c es la profundidad del corte medido desde el centro de la sección reducida y t_{bf} es el espesor del patín de la viga.

Para la conexión a diseñarse en este caso, y con las dimensiones determinadas, se ha obtenido lo siguiente.

$$Z_{RBS} = 1\,845.90 \text{ cm}^3$$

Seguidamente se calcula el momento máximo probable a través de la ecuación mostrada a continuación.

$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$
$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde C_{pr} es el factor que considera el esfuerzo máximo en la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión, R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado del acero y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y es el esfuerzo de fluencia del acero, Z_{RBS} es el módulo plástico en el centro de la sección reducida y F_u es el esfuerzo último del acero.

Para la conexión a diseñarse en este caso, se ha obtenido lo siguiente.

$$C_{pr} = 1.15$$

$$R_y = 1.1$$

$$M_{pr} = 8\,208\,569.80 \text{ kg} - \text{cm}$$

Posteriormente se calcula la fuerza cortante en el centro de la sección reducida para cada extremo de la viga. Para ello se vale del diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga que se encuentra entre el centro de las secciones reducidas de cada extremo, asumiendo que el momento en el centro de las secciones reducidas es M_{pr} , e incluyendo la acción de las fuerzas gravitacionales producidas sobre la viga por la combinación de carga $1.2D + 0.5L$.

El cortante se determina a través de las siguientes expresiones.

$V_{RBS} = 2 \frac{M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$
$V'_{RBS} = 2 \frac{M_{pr}}{L_h} - \frac{W_u L_h}{2}$

$$L_h = L - dc - 2S_h$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde V_{RBS} es el cortante al lado izquierdo de la viga, V'_{RBS} es el cortante al lado derecho de la viga, M_{pr} es el momento probable en el centro de la sección reducida, L_h es la distancia entre el centro de las secciones reducidas de cada extremo, W_u es la carga calculada sobre la viga con la combinación de carga y S_h es la distancia entre la cara de la columna y el centro de la sección reducida.

Para la conexión elegida en el diseño en particular, se ha obtenido los siguientes resultados. Cabe destacar que las cargas sobre la viga fueron determinadas a través de ETABS.

$$W_D = 470 \text{ kg/m}$$

$$W_L = 120 \text{ kg/m}$$

$$S_h = 32.50 \text{ cm}$$

$$V_{RBS} = 51\,877 \text{ kg}$$

$$V'_{RBS} = 49\,863 \text{ kg}$$

Siguiendo con el proceso de la norma, se calcula el momento en la cara de la columna a través del diagrama de cuerpo libre del segmento entre la cara de la columna y el centro de la sección reducida (Figura 17).

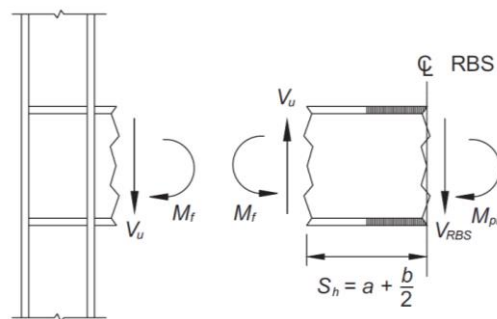


Figura 17. Diagrama de cuerpo libre de segmento entre cara de columna y centro de sección reducida (*American Institute of Steel Construction, 2016*).

Basándose en el diagrama de cuerpo libre mencionado, se calcula el momento a través de las siguientes ecuaciones.

$$M_f = M_{pr} + V^*_{RBS} S_h$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde M_f es el momento en la cara de la columna, M_{pr} es el momento en el centro de la sección reducida, V^*_{RBS} es el máximo valor entre los cortantes en el centro de la sección reducida de cada extremo y S_h es la distancia entre la cara de la columna y el centro de la sección reducida.

Considerando la sección analizada se ha obtenido el siguiente valor.

$$M_f = 9\,609\,252 \text{ kg} - \text{cm}$$

En la Figura 18 se muestra un esquema en el que se visualiza los momentos y cortante calculados hasta ahora.

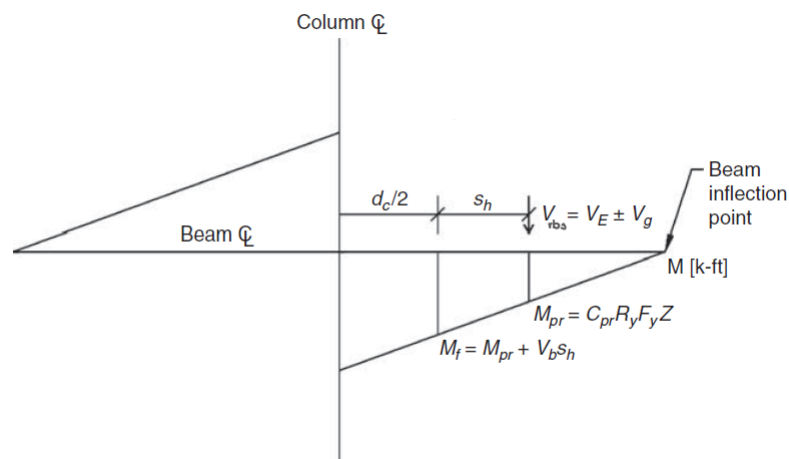


Figura 18. Esquema de momento en viga RBS (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Siguiendo con el procedimiento de la norma, se obtiene el momento plástico de la viga.

$$M_{pe} = R_y Z_x F_y$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde M_{pe} es el momento plástico de la viga, R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia esperado del acero, Z_x es el módulo plástico de la sección con respecto al eje x y F_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

Se verifica que el momento en la cara de la viga sea menor al momento plástico.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe}$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Para la conexión en cuestión, se ha obtenido el siguiente valor.

$$\phi_d M_{pe} = 11\,786\,242 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con lo que se ha llegado al cumplimiento de la viga de la conexión por momento.

$$M_f = 9\,609\,252 \text{ kg} - \text{cm} < \phi_d M_{pe} = 11\,786\,242 \text{ kg} - \text{cm}$$

Finalmente se comprueba el cumplimiento de la conexión por cortante. El esfuerzo por cortante requerido se obtiene con la siguiente expresión.

$$Vu = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Donde Vu es el esfuerzo por cortante requerido en la viga y en la conexión del alma de la viga con la columna, M_{pr} es el momento probable en el centro de la viga reducida, L_h es la distancia entre el centro de las secciones reducidas de cada extremo y $V_{gravedad}$ es el cortante en la viga producido por la combinación de carga $1.2D + 0.5L$.

Para la conexión analizada, se ha obtenido lo siguiente.

$$Vu = 51\,877 \text{ kg}$$

La capacidad a cortante de la viga de la conexión se obtiene del cálculo presentado en la sección 2.4.1.1. Para terminar, se comprueba que la demanda sea menor que la capacidad.

$$Vu < \phi V_n$$

(AISC 358-16 Sección 5.8)

Con ello, se ha llegado al cumplimiento de la viga de la conexión por cortante.

$$Vu = 51\,877\text{ kg} < \phi Vn = 126\,566\text{ kg}$$

- Conexión entre alma de la viga y patín de columna

Según se especifica en la norma AISC 358-16 sección 5.6, el alma de la viga debe conectarse al patín de la columna utilizando suelda CJP (complete-joint-penetration), la cual debe ser extendida a lo largo de los agujeros de acceso de suelda, como se muestra en la Figura 19. El espesor de la placa de cortante de la conexión debe tener un espesor mínimo de 10mm y debe poder ser usado como respaldo para la suelda CJP. Es permitido la utilización de pernos en el alma de viga para brindar mayor rigidez. (American Institute of Steel Construction, 2016).

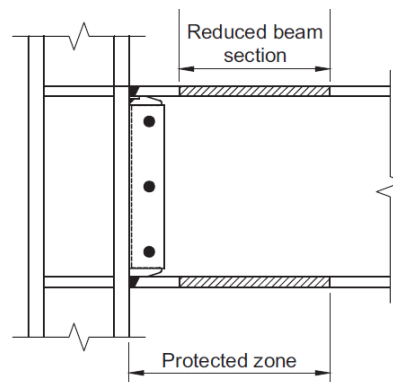


Figura 19. Vista frontal de conexión RBS (American Institute of Steel Construction, 2016).

- Placa de continuidad

La necesidad de una placa de continuidad se comprueba tomando el momento en la cara de la columna generado a causa del par de fuerzas en el patín. Este par de fuerzas se calcula a través de la siguiente expresión.

$$Ru = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}}$$

(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

Donde Ru es el par de fuerzas, M_f es el momento en la cara de la columna, d_b es el peralte de la viga y t_{bf} es el espesor del patín de la viga.

A continuación se verifica que no exceda la fuerza máxima que el patín puede desarrollar. Esta fuerza se calcula con la siguiente ecuación.

$$1.8b_{bf}t_{bf}F_yR_y$$

(Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

Donde b_{bf} es el ancho del patín de la viga, t_{bf} es el espesor del patín de la viga, F_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la viga y R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia y el esperado del acero de la viga.

Para el caso analizado se ha obtenido el siguiente resultado.

$$R_u = 315\,527\text{ kg}$$

Valor que no excede la capacidad del patín, y por lo tanto se llega a que no es necesaria la implementación de una placa de continuidad.

$$R_u = 315\,527\text{ kg} < 613\,097\text{ kg}$$

2.4.4. Columna fuerte viga débil

El criterio de columna fuerte viga débil se realiza con el fin de garantizar que las columnas sean lo suficientemente fuertes para resistir el esfuerzo de fluencia de las vigas en los diferentes niveles, de modo que logre un nivel más alto de disipación de energía en el sistema (American Institute of Steel Construction, 2016). De este modo se procura que las rótulas plásticas se formen en las vigas a cierta distancia y no en las columnas o en la cara de las columnas. Todo este análisis con el fin de lograr un sistema más dúctil.

Según se especifica en la norma *Sesimic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341-16), la relación de los momentos en la conexión viga-columna debe satisfacer lo siguiente.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

(AISC 341-16 Sección E3.3)

Donde ΣMp_c es la suma de las proyecciones de la resistencia nominal de las columnas que llegan a la conexión y ΣMp_b es la suma de las proyecciones de la resistencia a flexión esperada en las vigas desde la ubicación de las rótulas plásticas hasta el centro de la columna.

ΣMp_c debe determinarse considerando la reducción de momento producida por la carga axial presente en la columna. Este valor se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$\sum Mp_c = \sum Z_c (Fy_c - \alpha_s Pr / Ag)$$

(AISC 341-16 Sección E3.3)

Donde Z_c es el módulo plástico de la sección de la columna respecto al eje en el que está aplicado el momento, Fy_c es el esfuerzo a fluencia del acero de la columna, α_s es 1.0 para análisis LRFD, Pr es la resistencia axial a compresión requerida en la columna y Ag es el área de la sección transversal de la columna.

Y para ΣMp_b se utiliza la siguiente ecuación.

$$\sum Mp_b = \sum (Mpr + \alpha_s Mv)$$

$$Mv = (V_{RBS} + V'_{RBS})(a + b/2 + dc/2)$$

(AISC 341-16 Sección E3.3)

Donde Mpr es el máximo momento probable en las rótulas plásticas, α_s es 1.0 para análisis LRFD, Mv es el momento adicional producido por la amplificación del cortante desde la ubicación de la rótula plástica hasta el centro de la columna considerando las combinaciones de carga, V_{RBS} es el cortante al lado izquierdo de la viga, V'_{RBS} es el cortante al lado derecho de la viga, a es la distancia horizontal desde la cara del patín de la columna hasta el comienzo del corte por RBS, b es la distancia del corte por RBS y dc es el peralte de la columna.

Por practicidad, para el detalle del cálculo se ha tomado la conexión analizada en la sección 2.4.3. Esta conexión es la ubicada en el eje vertical C y horizontal 3. La conexión es analizada en dirección y, lo que implica una columna W12x120 y vigas W12x120.

Para la columna en cuestión, se ha obtenido los siguientes valores. Cabe recalcar que el valor de Pr se ha obtenido directamente de ETABS.

- Columna

$$Pr = 19180.24 \text{ kg}$$

$$\sum Mp_c = 21\,044\,080.7 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Viga

$$\sum Mpr = 16\,417\,140 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mv = 4\,439\,647 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum Mp_b = 20\,856\,786 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con lo cual se cumple la relación requerida.

$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = 1.01 > 1$$

2.4.5. Placa de anclaje

La placa de anclaje es la superficie crítica entre la estructura de acero y la cimentación. Esta conexión es usada en edificaciones para soportar las cargas gravitacionales o puede funcionar también como parte del sistema resistente a cargas laterales. La placa y las barras de anclaje son componentes clave para la rigidez y el aplome de la estructura como tal (Fisher & Kloiber, 2010).

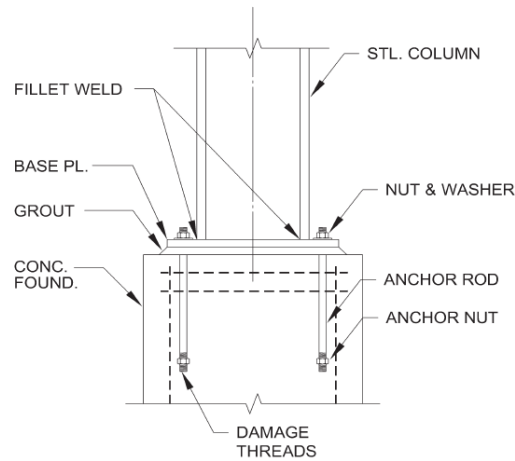


Figura 20. Placa de anclaje (Fisher & Kloiber, 2010).

Existen procesos de diseño para placas de anclaje con momentos flectores pequeños y grandes. Si se considera una placa con excentricidad pequeña, la fuerza axial es resistida únicamente por el soporte, mientras que con una excentricidad grande es necesaria la implementación de barras de anclaje para resistir el momento generado (Fisher & Kloiber, 2010).

Cuando la magnitud del momento flector es considerablemente mayor a la fuerza axial de la columna, se requiere de barras de anclaje para conectar la base de la placa con el cimiento de hormigón, para de esta manera evitar que la base se incline o que el hormigón falle en el borde con mayor compresión. Esta es una situación bastante común en elementos diseñados para resistir cargas sísmicas laterales (Fisher & Kloiber, 2010).

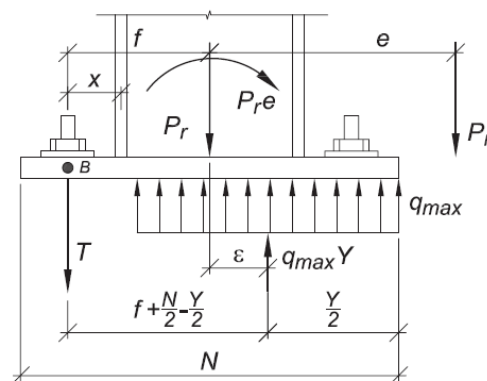


Figura 21. Placa de anclaje con grandes momentos (Fisher & Kloiber, 2010).

2.4.5.1. Diseño de placa y barras de anclaje

El diseño de la placa de anclaje se realiza de acuerdo con la Guía de Diseño 1 de la norma AISC. El presente análisis se ha realizado para los pórticos a momento, es decir se ha considerado para el diseño, una placa de anclaje con grandes momentos. Para la placa de anclaje de los pórticos a gravedad, al final de esta sección se presenta una explicación al respecto.

Por practicidad, el diseño de la placa de anclaje se ha realizado para el caso más crítico del modelo en cuestión. Se ha considerado la columna W14X132, columna con la mayor demanda y una de las de mayor dimensión de entre los pórticos resistentes a momento. Entonces, a través de ETABS se ha obtenido los esfuerzos (demanda) en la columna, los mismos que se muestran a continuación.

$$PD = 18\,617\text{ kg}$$

$$MD = 4\,770\text{ kg} - \text{cm}$$

$$PL = 6\,284\text{ kg}$$

$$ML = 1\,377\text{ kg} - \text{cm}$$

$$PE = 403\text{ kg}$$

$$ME = 716\,181\text{ kg} - \text{cm}$$

Con ello, se ha determinado los esfuerzos últimos requeridos, la combinación utilizada se muestra a continuación.

$$Pu = 1.2PD + 0.5PL + 3PE = 26\,691\text{ kg}$$

$$Mu = 1.2MD + 0.5ML + 3ME = 2\,154\,955\text{ kg} - \text{cm}$$

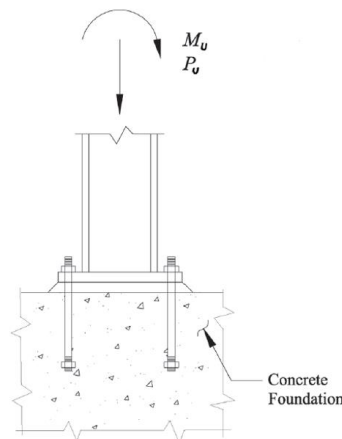


Figura 22. Esquema de placa de anclaje y esfuerzos actuantes (Fisher & Kloiber, 2010).

Para la comprobación de todas las sollicitaciones se ha escogido una dimensión de la placa $N \times B$, considerando que el espacio sea el suficiente para la instalación de mínimo 4 barras de anclaje en la placa, con un recubrimiento de 3 pulgadas. Las dimensiones tomadas se muestran inmediatamente.

$$N = 55 \text{ cm} > d + 2 (3 \text{ in}) = 52.58 \text{ cm}$$

$$B = 55 \text{ cm} > b_f + 2 (3 \text{ in}) = 52.58 \text{ cm}$$

Donde N es la dimensión de la placa paralela al peralte de la columna, B es la dimensión de la placa perpendicular al peralte de la columna, d es el peralte de la columna y b_f es el ancho del patín de la columna.

A continuación, se realiza la verificación del cumplimiento de las condiciones para considerarse a la placa como una con grandes momentos. Según la Guía de Diseño, una placa debe ser diseñada como placa a grandes momentos cuando.

$e = \frac{Mr}{Pr} > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{Pr}{2q_{max}}$
$q_{max} = f_{p(max)} \times B$
$f_{p(max)} = \varphi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Donde Mr es el momento último requerido, Pr es la fuerza axial última requerida, N es la dimensión de la placa paralela al peralte de la columna, B es la dimensión de la placa perpendicular al peralte de la columna, q_{max} es la fuerza máxima portante, $f_{p(max)}$ es el esfuerzo portante máximo entre la placa y el hormigón, f'_c es el esfuerzo a compresión del hormigón, φ_c es 0.65, A_2 es igual a A_1 (suposición conservadora) y A_1 es el área de la placa.

Para la placa a diseñarse en particular, se ha considerado hormigón de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

$$e = 80.74 \text{ cm} > e_{crit} = 25.41 \text{ cm}$$

Con lo que se ha llegado a que efectivamente se trata de una placa de anclaje con grandes momentos.

Siguiendo con el proceso detallado en la Guía de Diseño, se debe garantizar que exista una solución para la longitud portante Y , la cual está dada por la siguiente expresión.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2Pu(e + f)}{q_{max}}}$$

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Y para que ello ocurra se verifica que la siguiente inecuación se cumpla. Caso contrario se debe aumentar el área de la placa de anclaje.

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2Pu(e + f)}{q_{max}}$$

$$f = \frac{N}{2} - 1.5 \text{ in}$$

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Donde N es la dimensión de la placa paralela al peralte de la columna, Pu es la fuerza axial última requerida, q_{max} es la fuerza máxima portante y f es la distancia entre el centro de la columna y el centro de la barra de anclaje (Figura 21).

Para la placa de anclaje analizada, se ha obtenido lo siguiente.

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 2620 \text{ cm}^2 \geq \frac{2Pu(e + f)}{q_{max}} = 874 \text{ cm}^2$$

Cumpléndose así la inecuación. Ya con la certeza de que existe solución para Y , se prosigue a su cálculo con la ecuación anteriormente expuesta. El resultado se muestra inmediatamente.

$$Y = 9.39 \text{ cm}$$

Como siguiente paso se calcula el esfuerzo de tensión requerido en las barras de anclaje por medio de la expresión presentada a continuación. Dicha expresión se obtiene de la sumatoria de las fuerzas actuantes en la placa (Figura 21).

$$T = q_{max}Y - Pu$$

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Donde T es el esfuerzo de tensión en las barras de anclaje, q_{max} es la fuerza máxima portante, Y es la longitud portante y Pu es la carga axial requerida.

Con la placa de anclaje trabajada se obtuvo el siguiente valor.

$$T = 33\,259.44 \text{ kg}$$

Continuando con el espesor de la placa, la Guía de Diseño especifica un espesor mínimo considerando 2 parámetros: el límite de fluencia de la placa por soporte y el límite de fluencia de la placa por tensión.

Según el primer parámetro (fluencia de la placa por soporte), debido a que para placas con grandes momentos el esfuerzo portante se lo lleva al límite ($f_p = f_{p(max)}$), el espesor de la placa debe cumplir con lo siguiente.

Si $Y \geq m^*$	Si $Y < m^*$
$t_{p(req)} = 1.49m^* \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{Fy}}$	$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)}Y(m^* - Y/2)}{Fy}}$
*En las ecuaciones anteriormente expuestas se utiliza m o n , dependiendo de cuál sea mayor y por lo tanto genere el caso más crítico.	
$m = \frac{N - 0.95d}{2}$	
$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$	

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Donde $t_{p(req)}$ es el espesor de la placa mínimo requerido bajo este criterio, Y es la longitud portante, $f_{p(max)}$ es el esfuerzo portante máximo entre la placa y el hormigón, Fy es el esfuerzo

de fluencia del acero, N es la dimensión de la placa paralela al peralte de la columna, d es el peralte de la columna, B es la dimensión de la placa perpendicular al peralte de la columna, b_f es el ancho del patín de la columna y m y n son líneas de momento (Figura 23).

Continuando con el segundo parámetro (fluencia de la placa por tensión), la tensión en la barra de anclaje genera un momento flector en la base de la placa, por lo que de forma conservadora se considera un voladizo con una longitud igual a la distancia x entre el centro del patín de la columna y el centro de la barra de anclaje. Es así como, para que el esfuerzo a flexión no sobrepase lo permisible, el espesor de la placa debe cumplir con lo siguiente.

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{Tx}{BF_y}}$$

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Donde $t_{p(req)}$ es el espesor de la placa mínimo requerido bajo este criterio, T es el esfuerzo de tensión en las barras de anclaje, x es la distancia entre el centro del patín de la columna y el centro de la barra de anclaje, B es la dimensión de la placa perpendicular al peralte de la columna y F_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

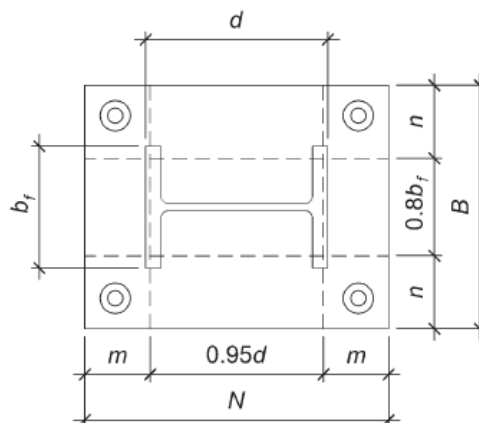


Figura 23. Líneas de momento asumidas en placa de anclaje (Fisher & Kloiber, 2010).

Para placa de anclaje a diseñarse, se ha obtenido los siguientes espesores mínimos según cada criterio.

Fluencia de la placa por soporte

$$t_{p(req)} = 3.03 \text{ cm}$$

Fluencia de la placa por tensión

$$t_{p(req)} = 2.22 \text{ cm}$$

Al final se ha elegido el valor que cumple con ambos criterios.

$$t_p = 3.03 \text{ cm}$$

Siguiendo con las barras de anclaje, para determinar su tamaño se toma la fuerza de tensión calculada anteriormente ($T=33\ 259.44 \text{ kg}$). Y considerando 2 barras en cada cara de la columna, se obtiene que el esfuerzo requerido en cada una es $16\ 629.72 \text{ kg}$ es decir 36.59 kips . Entonces, se considera barras de $1\ 1/2 \text{ pulgadas Grado } 36$, las cuales, según la Tabla 3.1 de la Guía de Diseño, tienen una capacidad de 57.7 kips , con lo que se satisface el requerimiento. Con el diámetro elegido, se toma un agujero de $2\ 5/16 \text{ pulgadas}$ de diámetro para las barras, según las recomendaciones de la Tabla 2.3 de la Guía de Diseño. La disposición de los 4 pernos es como se muestra en la Figura 23.

El esfuerzo de extracción del hormigón con barras de anclaje de $1\ 1/2 \text{ pulgadas}$ y tuercas hexagonales es de 52.6 kips según la Tabla 3.2 de la Guía de Diseño, valor satisfactoriamente mayor que el requerido por barra de anclaje (36.59 kips).

Por último, para determinar la longitud embebida de la barra de anclaje, se considera la capacidad a ruptura del hormigón, la cual debe ser mayor al esfuerzo a tensión requerido por cada barra de anclaje. El valor es calculado con la siguiente ecuación.

$$\varphi N_{cbg} = \varphi \psi_3 5.8 \sqrt{f'c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{N0}}$$

(Guide Design 1 AISC Sección 3.4)

Donde φN_{cbg} es la capacidad a ruptura del hormigón, φ es 0.7 considerando que no va a haber refuerzo suplementario, ψ_3 es 1.25 considerando que el hormigón no va a agrietarse ante cargas de servicio, $f'c$ es la resistencia del hormigón en kg/cm^2 , h_{ef} es la profundidad

embebida, A_N es el área del cono de ruptura en el hormigón por todo el conjunto (Figura 25) y A_{NO} es el cono de ruptura en el hormigón por una barra de anclaje (Figura 24).

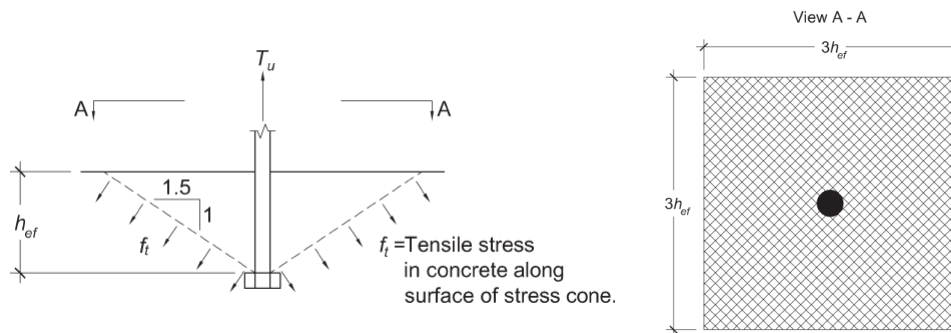


Figura 24. Cono de ruptura del hormigón por una sola barra de anclaje (Fisher & Kloiber, 2010).

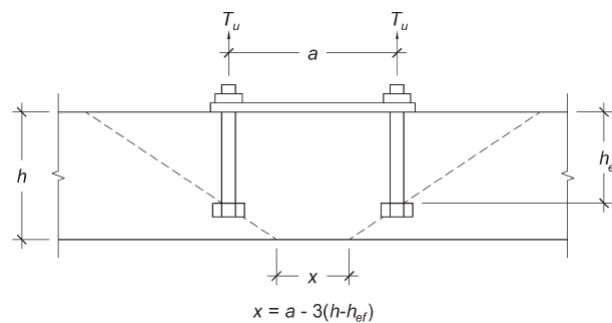


Figura 25. Cono de ruptura del hormigón por todo el conjunto (Fisher & Kloiber, 2010).

Para el caso analizado se ha considerado una distancia embebida de 35 cm, con lo que se ha llegado al cumplimiento del hormigón por ruptura.

$$\varphi N_{cbg} = 39\,345.44 \text{ kg} > T = 33\,259.44 \text{ kg}$$

Para riesgo sísmico alto o moderado, el ACI 318 especifica que la capacidad de las barras de anclaje debe ser multiplicada por un factor de 0.75 (Fisher & Kloiber, 2010). En este caso se obtiene una capacidad de 43.28 kips por barra, valor que sigue cumpliendo todos los parámetros.

Para la placa de anclaje en los pórticos a gravedad, por practicidad en la construcción se ha decidido diseñar como el proceso descrito en esta sección, con la diferencia que en este caso las 4 barras de anclaje se dispondrán junto al alma de la columna, 2 en cada cara (Figura

26), con el fin de proporcionar el comportamiento de la conexión con el que ha sido modelado (articulado) y considerado para el diseño de los demás elementos estructurales.

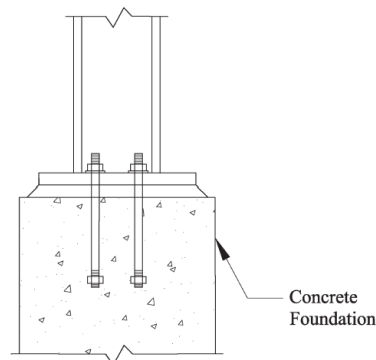


Figura 26. Placa de anclaje para elementos a gravedad (Fisher & Kloiber, 2010).

2.5. Análisis de resultados

2.5.1. Derivas de piso

La deriva de piso es el desplazamiento lateral relativo del piso con respecto a su consecutivo, siendo medidos desde una misma línea vertical de referencia (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

La deriva de piso elástica se obtiene únicamente con los desplazamientos de cada piso y la altura de entrepiso. Si se considera la deriva del piso i , la expresión es la siguiente.

$$\Delta_E = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_i}$$

Donde i es el piso de análisis, Δ_E es la deriva elástica del piso i , δ_{i+1} es el desplazamiento del piso consecutivo al i , δ_i es el desplazamiento del piso i y h_i es la altura de entrepiso del piso i .

La deriva de piso inelástica considera las deformaciones que se darán en el rango inelástico, por lo que incluye en su cálculo el factor de reducción de resistencia de la estructura. Se determina con la siguiente expresión.

$$\Delta_M = 0.75\Delta_E R$$

(NEC SE DS-16 Sección 6.3.9)

Donde Δ_M es la deriva inelástica del piso, Δ_E es la deriva elástica del piso y R es el factor de reducción de resistencia de la estructura.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un límite para la deriva inelástica, siendo este valor 0.02 para estructuras metálicas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

En las siguientes tablas y figuras se muestran las derivas elásticas, inelásticas y los chequeos para las estructuras correspondientes a la zona A y zona B de la edificación analizada.

○ Zona A

Tabla 20. Zona A-Derivas carga sísmica dinámica en dirección x (ETABS).

Piso	Elevación [m]	Δ_E	Δ_M	Check
Piso 3	5.4	0.001269	0.0076	OK
Piso 2	2.7	0.000771	0.0046	OK
Piso 1	0	0.000000	0.0000	OK

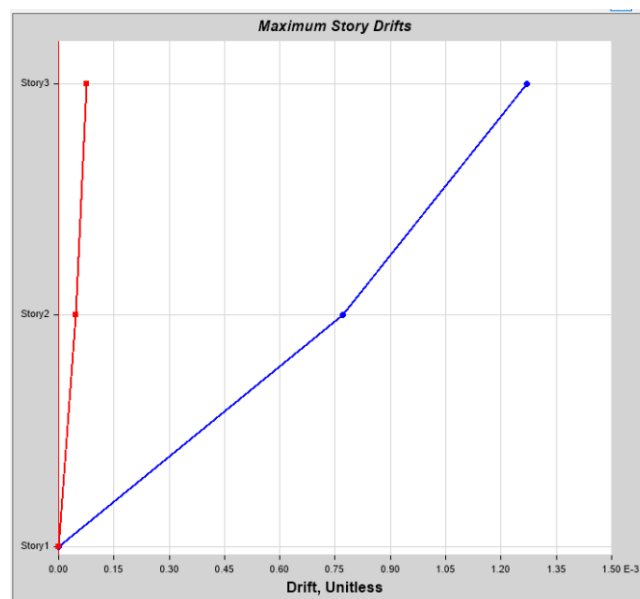
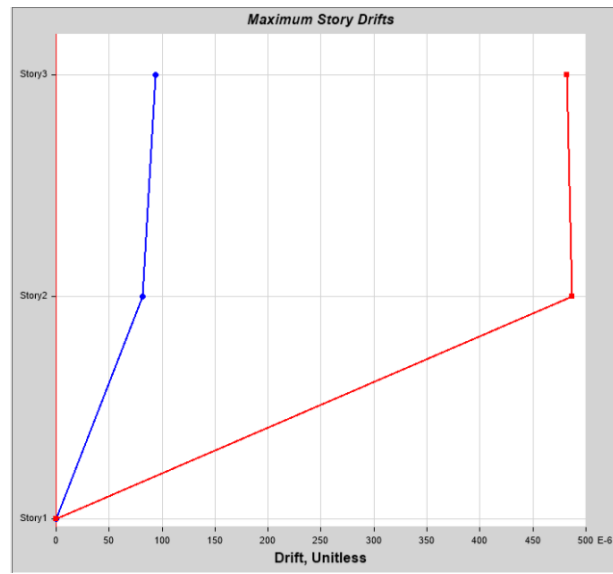


Figura 27. Zona A-Derivas elásticas carga sísmica dinámica en dirección x (ETABS).

Tabla 21. Zona A-Derivas carga sísmica dinámica dirección y (*ETABS*).

Piso	Elevación [m]	Δ_E	Δ_M	Check
Piso 3	5.4	0.000482	0.000482	OK
Piso 2	2.7	0.000487	0.000487	OK
Piso 1	0	0.000000	0	OK

Figura 28. Zona A-Derivas elásticas carga sísmica dinámica dirección y (*ETABS*).

- Zona B

Tabla 22. Zona B-Derivas carga sísmica dinámica dirección x (*ETABS*).

Piso	Elevación [m]	Δ_E	Δ_M	Check
Piso 3	7.9	0.001788	0.0107	OK
Piso 2	5.2	0.002705	0.0162	OK
Piso 1	2.5	0.001083	0.0065	OK
Base	0	0.000000	0.0000	OK

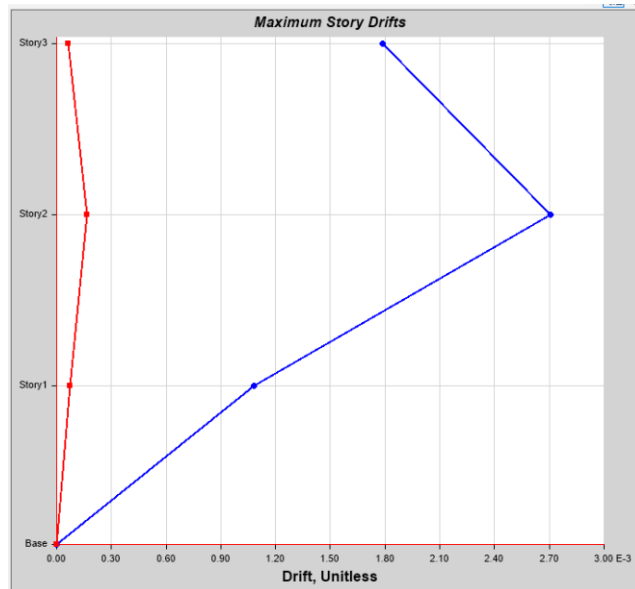


Figura 29. Zona B-Derivas elásticas carga sísmica dinámica dirección x (ETABS).

Tabla 23. Zona B-Derivas carga sísmica dinámica y (ETABS).

Piso	Elevación [m]	Δ_E	Δ_M	Check
Piso 3	7.9	0.000575	0.0035	OK
Piso 2	5.2	0.001005	0.0060	OK
Piso 1	2.5	0.000501	0.0030	OK
Base	0	0.000000	0.0000	OK

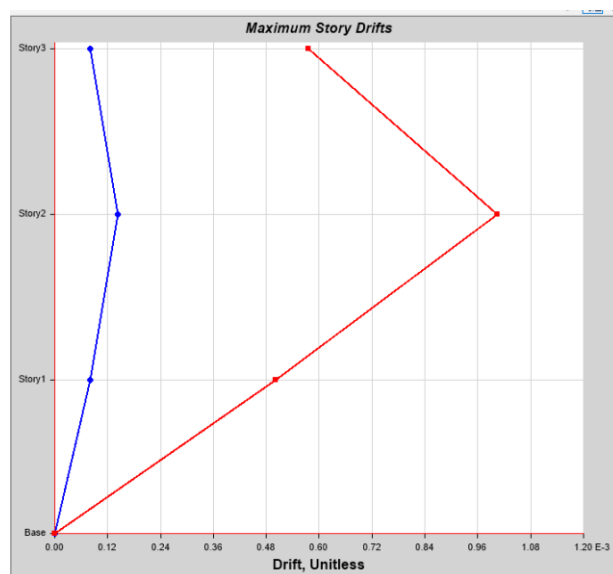


Figura 30. Zona B-Derivas elásticas carga sísmica dinámica dirección y (ETABS).

Nota: La numeración y nominación de los pisos ha sido tomada de acuerdo a la grilla con la que ha sido modelada la estructura en ETABS.

2.5.2. Irregularidad torsional

Si una estructura posee irregularidad torsional, se cumple que la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Es decir, se cumple la siguiente inecuación.

$$\Delta > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

(NEC SE DS-15 Sección 5.2)

Donde Δ es la deriva máxima del piso, Δ_1 es la deriva a un extremo de la estructura y Δ_2 es la deriva al otro extremo de la estructura (Figura 31).

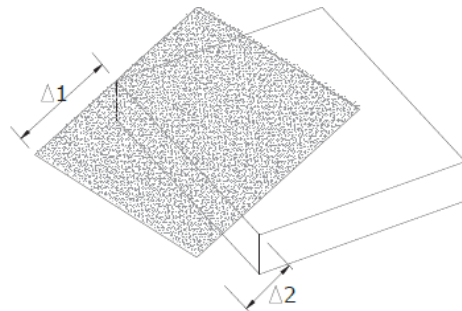


Figura 31. Esquema de análisis de irregularidad en planta (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

En el caso de la estructura analizada, para la obtención del espectro se consideró que no existe irregularidad torsional. Por lo que, a continuación se presentan las respectivas comprobaciones.

- Zona A

Tabla 24. Zona A-Comprobación irregularidad torsional en x (ETABS).

Piso	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento promedio [mm]	Relación	Check < 1.2
3	5.466	5.299	1.032	OK
2	2.082	2.013	1.034	OK

Tabla 25. Zona A-Comprobación irregularidad torsional en y (ETABS).

Piso	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento promedio [mm]	Relación	Check < 1.2
3	2.575	2.425	1.062	OK
2	1.315	1.235	1.065	OK

○ Zona B

Tabla 26. Zona B-Comprobación irregularidad torsional en x (ETABS).

Piso	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento promedio [mm]	Relación	Check < 1.2
3	12.535	12.241	1.024	OK
2	7.741	7.504	1.032	OK
1	2.708	2.63	1.030	OK

Tabla 27. Zona B-Comprobación irregularidad torsional en y (ETABS).

Piso	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento promedio [mm]	Relación	Check < 1.2
3	4.521	4.329	1.044	OK
2	3.124	2.914	1.072	OK
1	1.254	1.163	1.078	OK

Nota: La numeración y nominación de los pisos ha sido tomada de acuerdo a la grilla con la que ha sido modelada la estructura en ETABS.

2.5.3. Piso flexible

Una estructura posee este tipo de irregularidad en elevación cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Es decir, se cumple las siguientes expresiones.

$K_i < 0.7K_{i+1}$
$K_i < 0.8 \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3}$

(NEC SE DS-15 Sección 5.2)

Donde i es el piso analizado, K_i es la rigidez lateral del piso i , K_{i+1} es la rigidez lateral del primer piso superior al piso i , K_{i+2} es la rigidez lateral del segundo piso superior al i y K_{i+3} es la rigidez lateral del tercer piso superior al i .

En el caso de la estructura analizada, para la obtención del espectro se consideró que no existe irregularidad en elevación. Por lo que, a continuación se presentan las respectivas comprobaciones.

- Zona A

Tabla 28. Zona A-Comprobación piso flexible en x (ETABS).

Piso	Rigidez en x [tonf/m]	Control 1 > 70%	Check 1	Control 2 >80%	Check 2
3	3899.609	-	-	-	-
2	8993.946	230.64	OK	139.51	OK
Promedio	6446.778				

Tabla 29. Zona A-Comprobación piso flexible en y (ETABS).

Piso	Rigidez en y [tonf/m]	Control 1 > 70%	Check 1	Control 2 >80%	Check 2
3	10538.246	-	-	-	-
2	15689.227	148.88	OK	119.64	OK

Promedio	13113.737
----------	-----------

- Zona B

Tabla 30. Zona B-Comprobación piso flexible en x (ETABS).

Piso	Rigidez en y [tonf/m]	Control 1 > 70%	Check 1	Control 2 >80%	Check 2
4	109.444	-	-	-	-
3	3678.594	3361.17	OK	85.00	OK
2	4220.006	114.72	OK	97.52	OK
1	9301.984	220.43	OK	214.95	OK
Promedio	4327.507				

Tabla 31. Zona B-Comprobación piso flexible en y (ETABS).

Piso	Rigidez en y [tonf/m]	Control 1 > 70%	Check 1	Control 2 >80%	Check 2
4	487.958	-	-	-	-
3	10934.725	2240.92	OK	96.98	OK
2	11956.135	109.34	OK	106.03	OK
1	21724.337	181.70	OK	192.66	OK
Promedio	11275.789				

Nota: La numeración y nominación de los pisos ha sido tomada de acuerdo a la grilla con la que ha sido modelada la estructura en ETABS.

2.5.4. Análisis modal

El análisis modal espectral se basa en la determinación de los modos y períodos de la estructura, obtenidos matemáticamente a partir de la matriz de masas y rigidez del sistema (García, 1998).

Un modo de vibración es la forma característica en el que vibrará u oscilará una estructura. El número de modos para considerarse en el análisis será todos los que involucren

una participación de la masa modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Para la estructura analizada, por medio de ETABS se ha obtenido los siguientes períodos y porcentajes de participación de masas para cada modo.

○ Zona A

Tabla 32. Zona A- Períodos y porcentajes de masa participativa (*ETABS*).

Caso	Modo	Periodo [s]	Suma UX	Suma UY	Suma UZ
Modal	1	0.338	83%	0%	0%
Modal	2	0.227	83%	90%	0%
Modal	3	0.189	83%	90%	0%
Modal	4	0.077	100%	90%	0%
Modal	5	0.07	100%	100%	0%

○ Zona B

Tabla 33. Zona B-Períodos y porcentajes de masa participativa (*ETABS*).

Caso	Modo	Periodo [s]	Suma UX	Suma UY	Suma UY
Modal	1	0.507	80%	0%	0%
Modal	2	0.296	80%	84%	0%
Modal	3	0.259	80%	84%	0%
Modal	4	0.131	95%	84%	0%
Modal	5	0.09	95%	97%	0%
Modal	6	0.076	95%	97%	0%
Modal	7	0.059	100%	97%	0%
Modal	8	0.052	100%	99%	0%
Modal	9	0.044	100%	99%	0%
Modal	10	0.041	100%	100%	0%

Por otro lado, como una forma para evaluar la configuración geométrica y la correcta distribución de rigideces, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE DS-15)

establece que los 2 primeros modos de vibración de una estructura deben ser traslacionales, mientras que el tercer modo debe ser torsional.

A continuación se muestra los resultados obtenidos en la estructura en cuestión.

○ Zona A

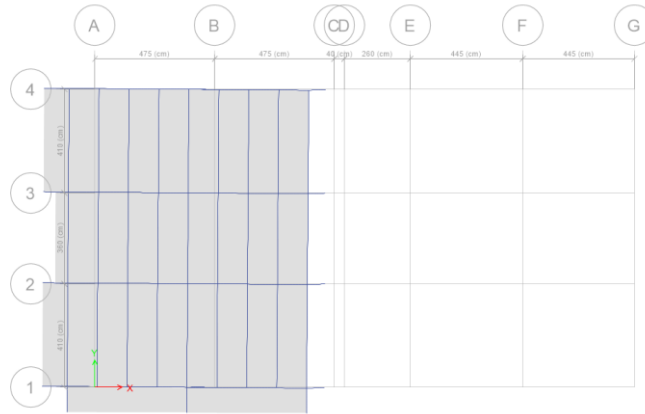


Figura 32. Zona A-Vista en planta primer modo de vibración. Traslación en x (ETABS).

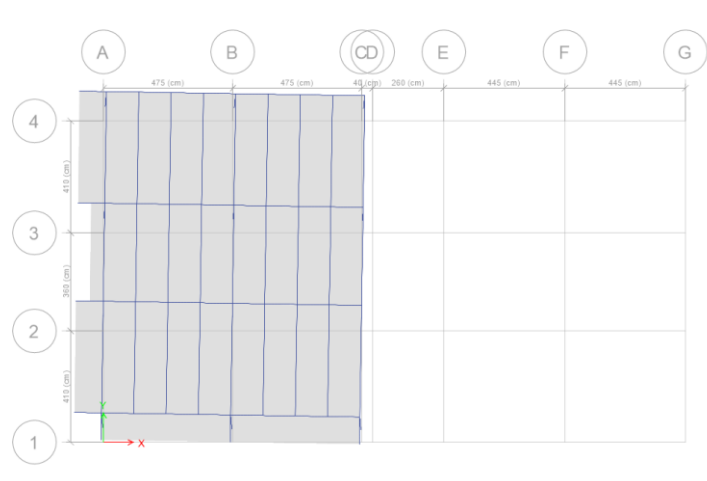


Figura 33. Zona A-Vista en planta segundo modo de vibración. Traslación en y (ETABS).

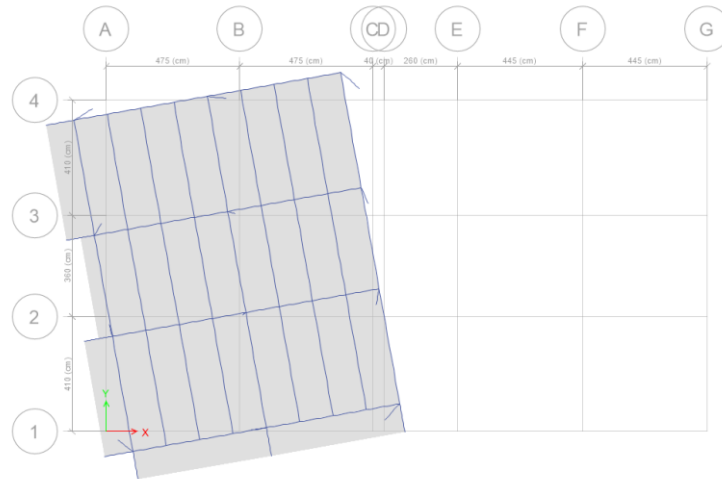


Figura 34. Zona A-Vista en planta tercer modo de vibración. Rotación en z (ETABS).

o Zona B

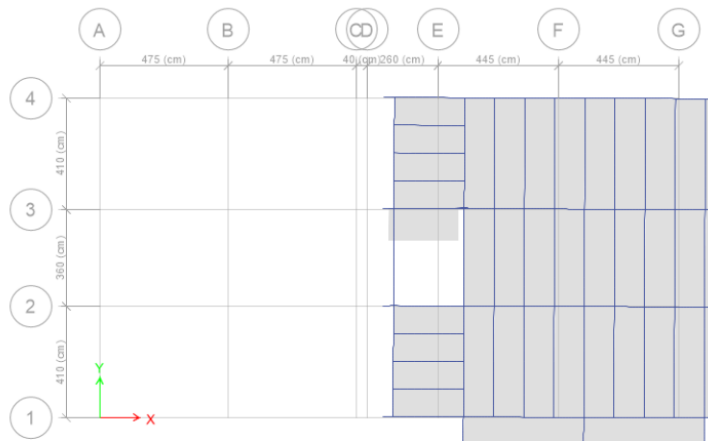


Figura 35. Zona B-Vista en planta primer modo de vibración. Traslación en x (ETABS).

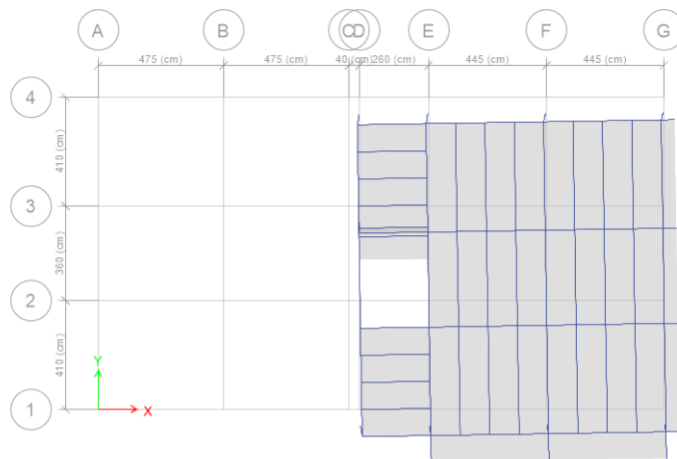


Figura 36. Zona B-Vista en planta segundo modo de vibración. Traslación en y (ETABS).

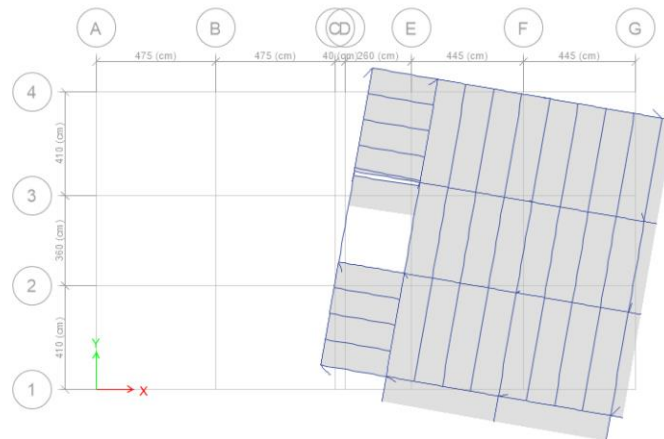


Figura 37. Zona B-Vista en planta tercer modo de vibración. Rotación en z (ETABS).

2.5.5. Cortante Basal

Ya que para el análisis estructural sísmico se ha utilizado el Diseño Basado en Fuerzas (DBF), se ha determinado el cortante basal por medio del método estático y el método dinámico. Para ello se ha seguido lo especificado en la *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, módulo de peligro sísmico (NEC SE DS-15).

2.5.5.1. Método estático

El cortante basal por el método estático se obtiene de la siguiente ecuación.

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_e\phi_p}W$$

(NEC SE DS-15 Sección 6.3.2)

Donde cada una de las variables se explicará en la Tabla 34.

Y el período de vibración se obtiene de acuerdo con la estimación del método 1 especificado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS-15.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

(NEC SE DS-15 Sección 6.3.3)

Donde T es el período de vibración de la estructura según el método 1, C_t es el coeficiente que depende del tipo de la estructura, h_n es la altura de la edificación medida desde su base y α es la impedancia del suelo.

Tabla 34. Datos para cálculo de cortante basal.

Parámetro	Variable	Definición	Valor	Referencia
Factor de importancia	I	Coeficiente que depende de la importancia de la funcionalidad de la edificación	1	NEC SE DS-15 Sección 4.1 Tabla 6
Espectro de diseño en aceleración	Sa(Ta)	Es el valor de aceleración para el período de vibración de la estructura	1.19 [g]	NEC SE DS-15 Sección 3.3.2 Presente documento Sección 2.3.1.3
Coeficiente de reducción de resistencia	R	Coeficiente asociado al tipo de estructura	8	NEC SE DS-15 Sección 6.3.4 Tabla 15
Coeficiente de configuración en planta	ϕ_p	Coeficiente que depende de las irregularidades en planta presentes en la estructura	1	NEC SE DS-15 Sección 5.2.3 Tabla 13
Coeficiente de configuración en elevación	ϕ_e	Coeficiente que depende de las irregularidades en elevación presentes en la estructura	1	NEC SE DS-15 Sección 5.2.3 Tabla 14
Carga sísmica reactiva	W	Carga muerta de la estructura (para este caso de diseño)	Zona A: 146.19 [ton] Zona B: 239.61 [ton]	NEC SE DS-15 Sección 6.1.7 Modelo de la estructura en ETABS

Para la estructura analizada se ha obtenido los siguientes resultados.

- Zona A

$$V_E = 21.75 \text{ [ton]}$$

- Zona B

$$V_E = 35.65 \text{ [ton]}$$

2.5.5.2. Método dinámico

El cortante basal por el método dinámico, se obtiene con el espectro de diseño determinado en la sección 2.3.1.3 del presente documento. En el presente caso el cortante se ha obtenido directamente de ETABS. A continuación se muestra los resultados.

○ Zona A

En x: $V_D = 18.10$ [ton]

En y: $V_D = 19.37$ [ton]

○ Zona B

En x: $V_D = 28.59$ [ton]

En y: $V_D = 29.78$ [ton]

De acuerdo con la norma NEC SE DS-15, para estructuras regulares, el cortante dinámico no debe ser menor al 80% del cortante calculado por el método estático en ambas direcciones. Para la estructura analizada, la comprobación se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 35. Comprobación cortante basal.

Estructura	V_E [ton]	Dirección x			Dirección y	
		$0.8V_E$ [ton]	V_D [ton]	Check $V_D > 0.8V_E$	V_D [ton]	Check $V_D > 0.8V_E$
Zona A	21.75	17.40	18.1032	OK	19.3743	OK
Zona B	35.65	28.52	28.5963	OK	29.7853	OK

3. CONCLUSIONES

Mediante el procedimiento de análisis y diseño descrito en el presente trabajo, se ha llegado a un sistema estructural con un comportamiento apropiado, cumpliendo con los límites y requisitos sismorresistentes especificados en las normas nacionales e internacionales pertinentes.

Como se ha podido apreciar en el proceso, en un diseño sismorresistente, por lo general los parámetros que controlan el diseño son las derivas, la torsión del sistema, y requisitos de diseño por capacidad, pasando a segundo plano la relación demanda-capacidad. Es por esta razón que, en la estructura analizada, varios de los elementos no tienen una relación demanda-capacidad óptima.

La localización y específicamente las condiciones sísmicas de la zona, incluyendo el tipo de suelo, también rigen en gran parte el diseño. Los factores obtenidos bajo dichos parámetros fijan la solicitud por cargas sísmicas (carga más crítica), influyendo en el análisis dinámico de la estructura.

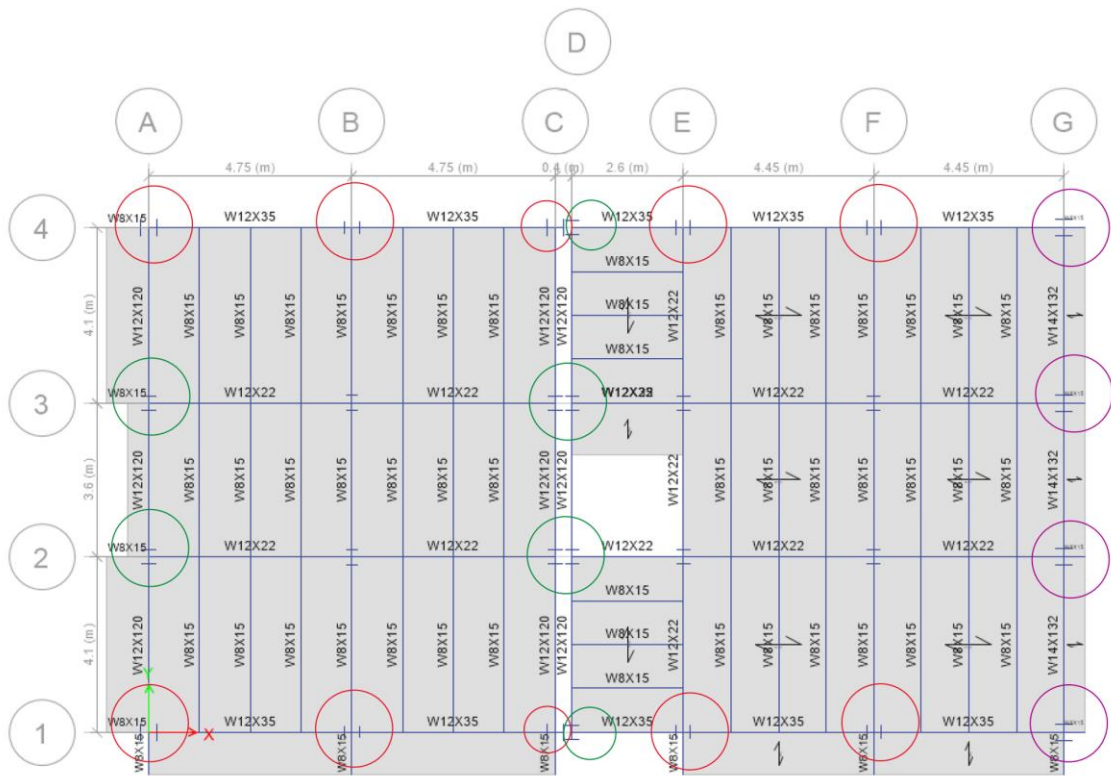
El proceso iterativo de diseño ha sido realizado mediante el programa de análisis estructural ETABS y se ha comprobado los valores de forma manual, obteniéndose resultados coherentes. El diseño puede apoyarse de programas apropiados, sin embargo, el criterio y teoría ingenieril son esenciales para validar los resultados.

Finalmente, mediante el presente trabajo se ha llegado a la importancia de la realización de un buen diseño estructural, siguiendo con todas las normas pertinentes, para garantizar la seguridad del usuario, considerando el riesgo que implica encontrarse en una región sísmica.

4. REFERENCIAS

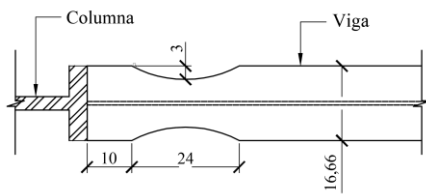
- American Institute of Steel Construction . (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of Steel Structures*. United States: McGraw-Hill.
- Engelhardt, M. (1999). *Design of Reduced Beam Section Moment Connections*. United States: AISC.
- Fisher, J., & Kloiber, L. (2010). *Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design*. United States: AISC.
- García, L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoria de la Construcción: Estructuras de acero*. Quito: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No sísmicas)*. Quito: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico (Diseño Sismorresistente)*. Quito: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*. Quito: MIDUVI.

ANEXO A: RESUMEN CONEXIONES RBS

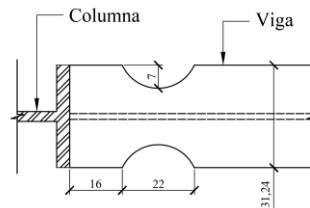


Detalle a — Detalle b — Detalle c —

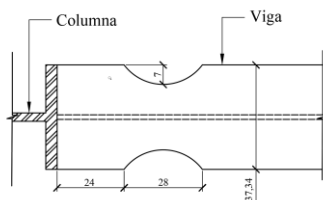
Detalle a: Viga W12x35



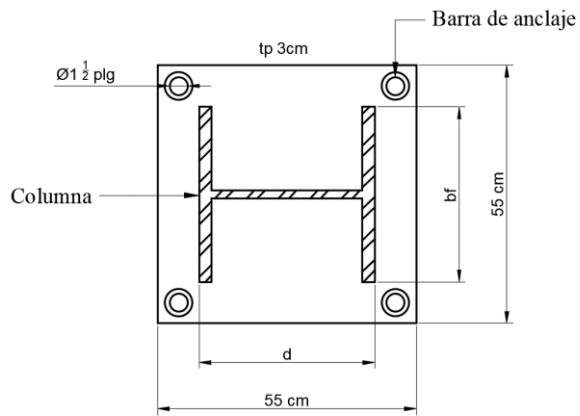
Detalle b: Viga W12x120



Detalle c: Viga W14x132



Nota: Las medidas se muestran en centímetros. El diagrama de las columnas es referencial, no está realizado a escala.

ANEXO B: RESUMEN PLACAS DE ANCLAJE*Placas para pórticos a momento**Placas para pórticos a gravedad*